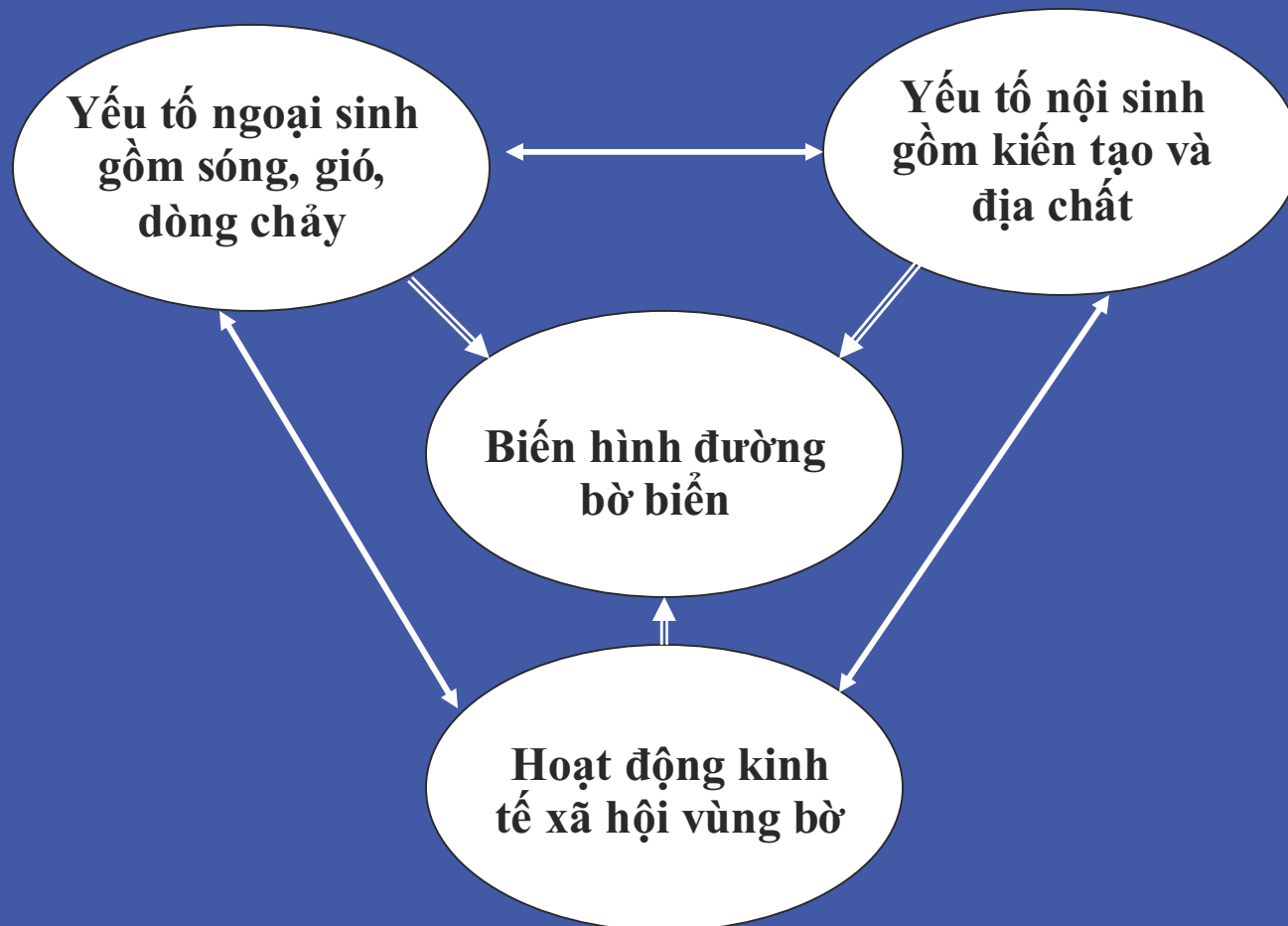
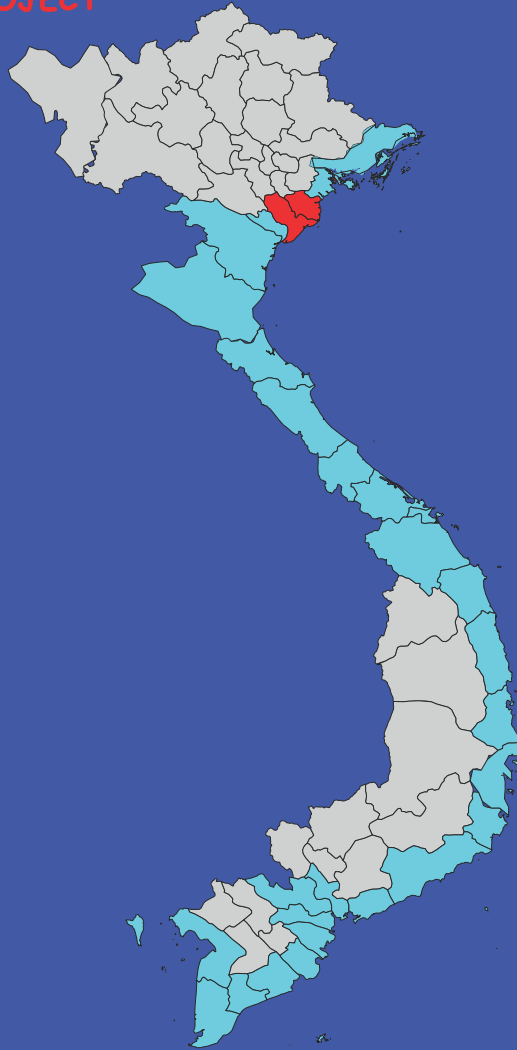


Quan hệ giữa các nhân tố trong quá trình hình thành đường bờ



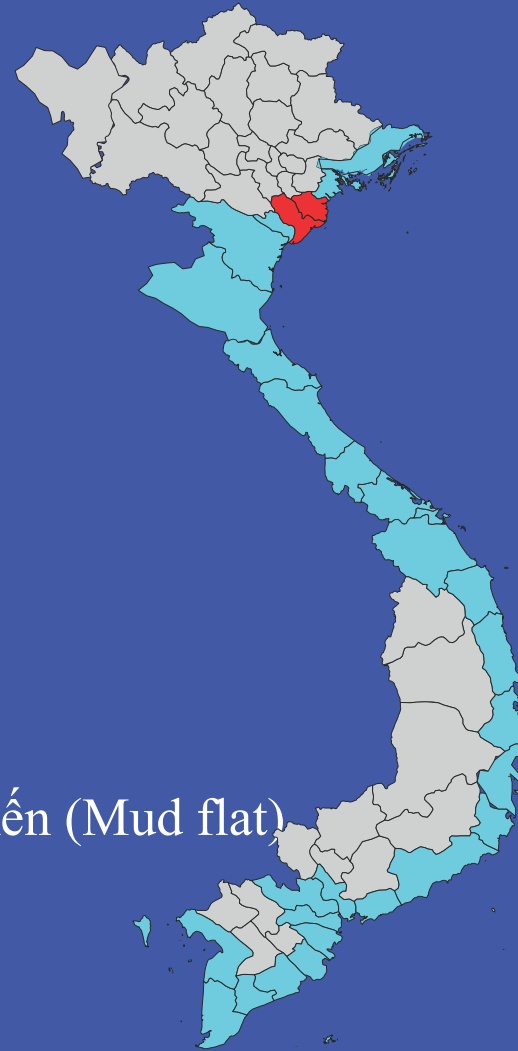
Lịch sử phát triển địa chất đường bờ Việt nam



1. Đường bờ biển Việt Nam dài 3300 km, kể cả đường bao quanh đảo.
2. Hướng đường bờ theo 2 trục kiến tạo chính: Tây bắc – Đông Nam và Đông bắc – Tây nam.
3. Vùng đồng bằng sông Hồng và sông Mê Kông được bao phủ các trầm tích thuộc kỷ Holocene.
4. Trừ 2 đồng bằng, đường bờ đá, cát và san hô phát triển dọc các bờ đá, nơi không có dòng chảy trong sông chảy ra.

Các kiểu đường bờ biển:

1. Kiểu đường bờ Cliff gồm:
 - Cliff có bãi trước và
 - Cliff không có bãi trước
2. Đường bờ đá thấp
 - Có bãi trước
 - Không có bãi trước
3. Kiểu đụn cát và bãi cát
4. Kiểu đường bờ bãi biển thấp
5. Vũng, vịnh, cửa sông và có đảo chắn
6. Kiểu đường bờ cây ngập mặn phát triển phổ biến (Mud flat)
7. Kiểu đường bờ san hô





HWRU/CE PROJECT

Kiểu đường bờ Cliff

Là đường bờ cấu tạo bởi các loại đá cứng (đá biến chất, đá mac ma và đá trầm tích gắn kết trước đệ tứ có vách thẳng đứng nằm sát bờ biển.

- Cliff có bãi trước: Khi triều kiệt có bãi biển, thường là bãi cát ngắn, thỉnh thoảng có nơi là bãi bùn: Đoạn bờ thuộc Quảng Ninh.
- Cliff không có bãi trước: Khi triều kiệt cũng không có bãi biển, đoạn bờ khu vực đèo Hải Vân; đoạn tỉnh Phú Yên, Khánh Hòa.



Đường bờ đá thấp

Kiểu đợc cấu tạo bằng đá cứng, nhưng khá thấp, không có vách dựng đứng, là những khối đá nằm sát bờ biển

Có bãi trước: Khi triều kiệt có bãi biển: Bãi Cháy là một ví dụ điển hình

Không có bãi trước: Không có bãi khi triều kiệt. Đường bờ khu vực vịnh Vân Phong, Vũng rô, các đảo ngoài khơi



HWRU/CE PROJECT

Kiểu đụn cát và bãi cát

1. Cấu tạo bằng các đụn cát và bãi cát, cồn cát cao 20 – 30 m phía trong.
2. Bãi cát thoải ở phía ngoài mép nước
3. Địa hình là các bãi biển cát thuộc các tỉnh miền Trung từ Thanh Hóa, Nghệ An, Hà Tĩnh, Quảng Bình, Quảng Nam, Quảng Ngãi v.v...



Kiểu đường bờ bãi biển thấp

- Bãi Cát thấp hoặc bãi bùn khi triều lên biển lấn sâu vào đất liền, nhưng khi triều rút thì bãi rất rộng

Bãi biển thuộc cửa sông Đáy, thuộc tỉnh Ninh Bình; bãi thuộc mũi đất Cà mau là những ví dụ điển hình loại đường bờ này.





Kiểu bờ biển vũng vịnh, đầm phá điển hình là đường bờ thuộc tỉnh Thừa Thiên – Huế

HWRU/CE PROJECT



Kiểu đường bờ có đảo chắn điển hình
là đường bờ khu vực Vịnh Hạ Long





HWRU/CE PROJECT

Kiểu đường bờ cây ngập mặn phát triển rất tốt trên diện rộng. Điển hình là dải bờ thuộc đồng bằng sông Mê Kông



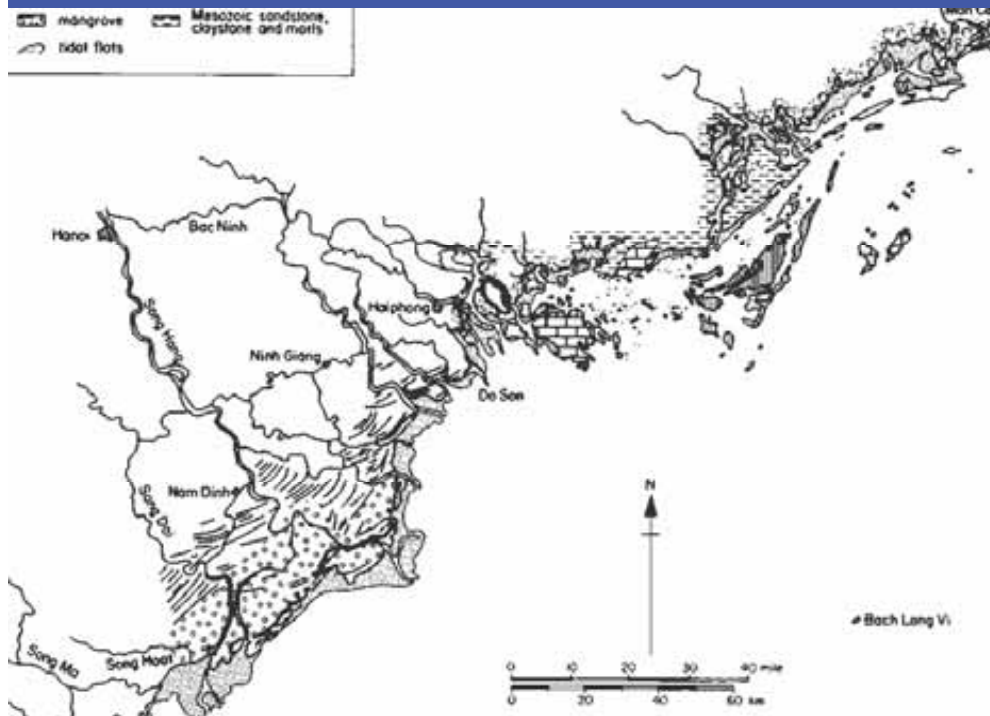
Kiểu đường bờ cầu tạo bởi san hô sống hoặc chết





HWRU/CE PROJECT

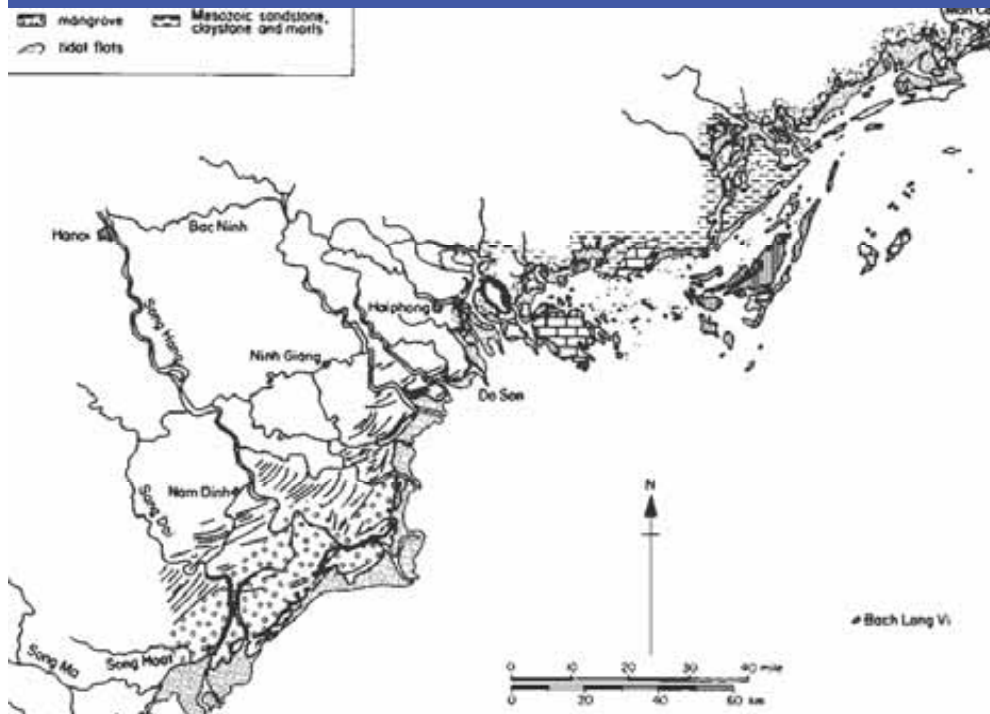
BỜ BIỂN TỈNH QUẢNG NINH



Từ biên giới với Trung Quốc tới Yên
Hùng với các đặc điểm sau:

1. Thành tạo chủ yếu là đá diệp thạch, đá cát và đá vôi tuổi đêvo, Pecmi, đá cát, đá sét, macrơ tuổi Mesozoic.
2. Là vùng đảo chắn và khuất gió nhất là gió mùa đông bắc
3. Nguồn bùn cát bổ sung từ sông ra khá ít do sông suối hình thành trên vùng núi đá ít xâm thực.
4. Bùn cát nghèo dinh dưỡng nên hệ thống cây ngập mặn nhỏ, nghèo về loài.
5. Hệ thống đê biển không lớn, không liên tục, chia cắt bởi các cửa sông.
6. Một số vùng khoanh các vùng để nuôi trồng thủy sản dẫn tới phá hoại hệ sinh thái rừng ngập mặn.

BỜ BIỂN TỈNH QUẢNG NINH



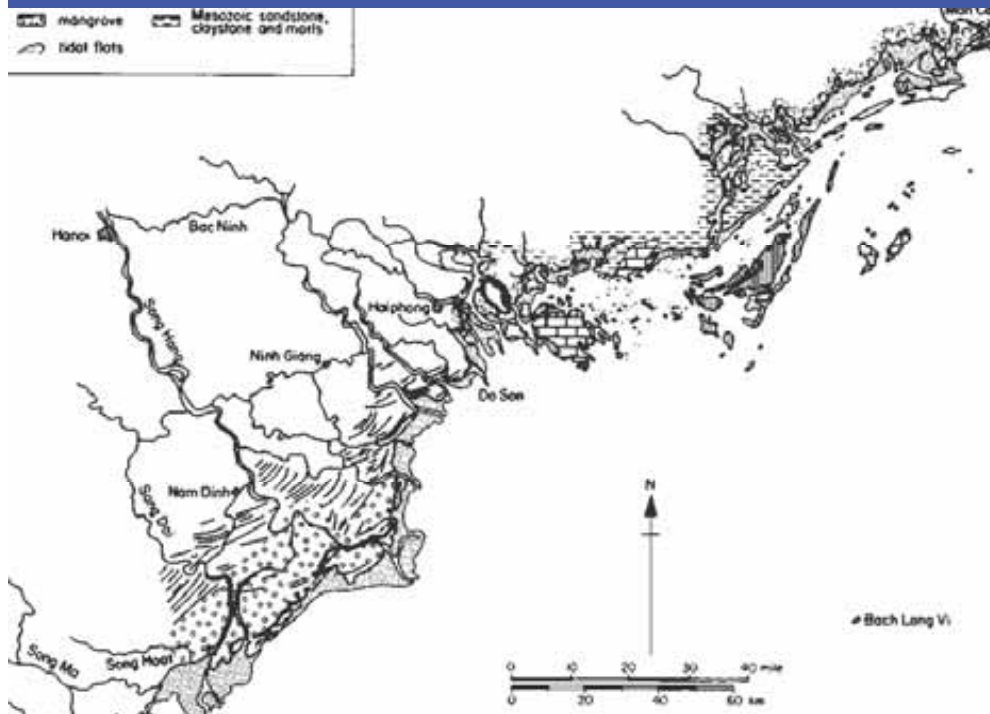
Từ biên giới với Trung Quốc tới Yên H ng với các đặc điểm sau:

7. Môi trường một số vùng đang bị xuống cấp do nước thải đô thị và khai thác than, do tràn dầu hoặc nước thải đổ trực tiếp ra vịnh (Khu vực Cẩm Pha, Hòn Gai, Thành phố Hạ Long) và phá hủy hệ sinh thái san hô trong vịnh
8. Một số vùng xây dựng cơ sở hạ tầng chia cắt đ ờng bờ sẽ gây ra các hậu quả xấu tới sự phát triển đ ờng bờ (đ ờng ra đảo Tuần Châu)
9. Hiện tượng xói bờ và đảo đang xay ra và có xu thế tang lên do hoạt động ngày càng gia tăng của bão, nước dâng, gió mùa và khai thác của con người.



HWRU/CE PROJECT

ĐOẠN BỜ TỪ HẢI PHÒNG – NINH BÌNH



Vùng châu thổ sông Hồng từ Yên Hưng đến Ninh Bình

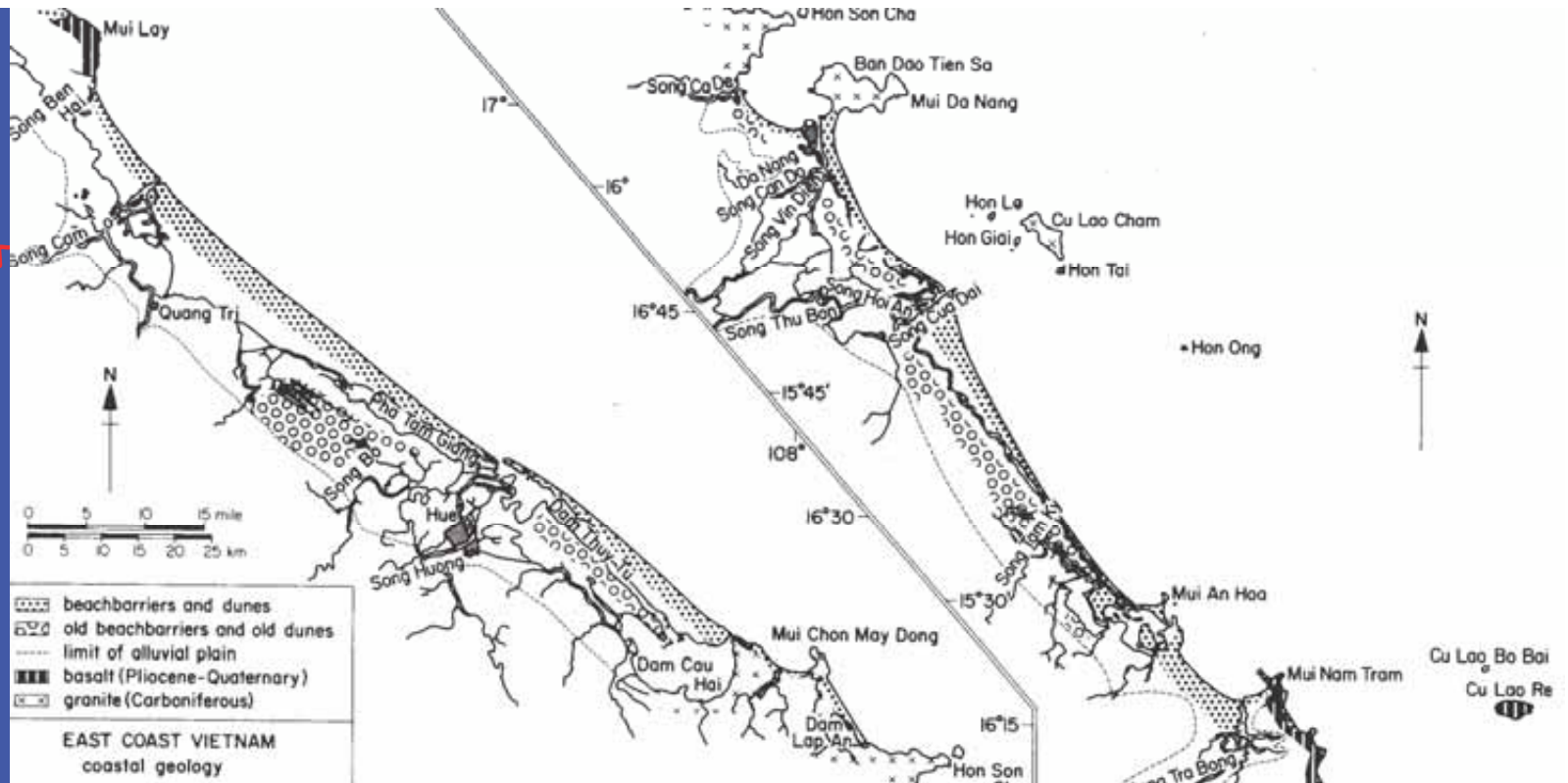
1. Đường bờ và bãi biển bùn chiếm ưu thế do lượng bùn cát từ trong sông mang ra.
2. Đường bờ bị cắt đoạn do các cửa sông chảy ra biển.
3. Đường bờ xói bồi không theo một qui luật xác định (Đoạn bờ thuộc huyện Hải Hậu, Nam định là một ví dụ điển hình xói nghiêm trọng, trong khi cửa sông Đáy thuộc Ninh Bình lại bồi liên tục với tốc độ hàng trăm 100m/năm)
4. Hệ cây ngập mặn phát triển rất tốt nhưng bị phá hoại khá nghiêm trọng do làm đầm nuôi tôm
5. Hệ thống đê bao toàn bộ khu vực vừa chống lũ sông, vừa chống nước tràn từ biển vào

HWRU/CE PROJECT



Bờ biển xói



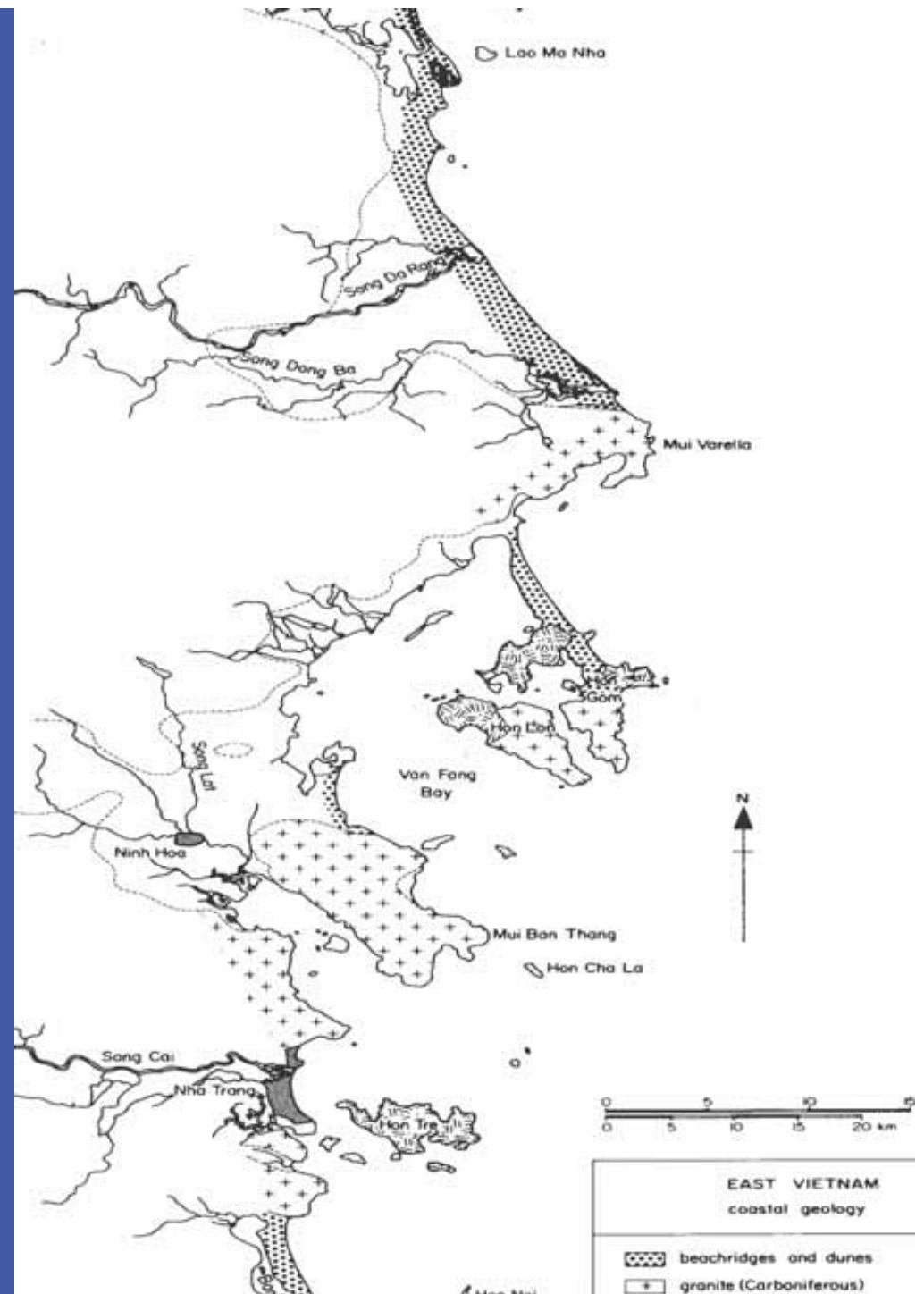


Bờ biển miền Trung Việt Nam đoạn Thanh Hóa – Bình Định

1. Đoạn từ Thanh Hóa – Quảng Trị là dải cát, đụn cát, nhưng bị chia cắt bởi các dãy núi chạy ra biển
2. Toàn bộ địa phận tỉnh TT-Huế là bờ biển đầm phá với dải cát hẹp chạy sát mép nước rất dễ bị xói do lũ sông, sóng và dòng chảy ngoài biển
3. Từ Hải Vân tới Cửa sông Hàn là kiểu bờ cliff
4. Từ cửa sông Thu bồn tới Cửa sông Lại Giang (Bình Định) là khu vực bờ cát với các đụn cát có chiều rộng đáng kể do gió vùn đồng

Bờ biển miền Trung Việt Nam đoạn Bình Định – Vũng Tàu

5. Đoạn bờ tỉnh Phú yên phần lớn là dải bờ cát hẹp và các dãy núi có xu thế tiến dần ra biển.
6. Địa phận tỉnh Khánh hòa và một phần tỉnh Ninh Thuận dạng bờ Cliff rặng cửa tạo thành vô số các vịnh nhỏ, núi chạy sát ra mép nước.
7. Đoạn từ Bình thuận tới Vũng tàu là dạng địa mạo hỗn hợp giữa kiểu bờ đá thấp, các đảo chắn và kiểu đụn cát, bãi cát.

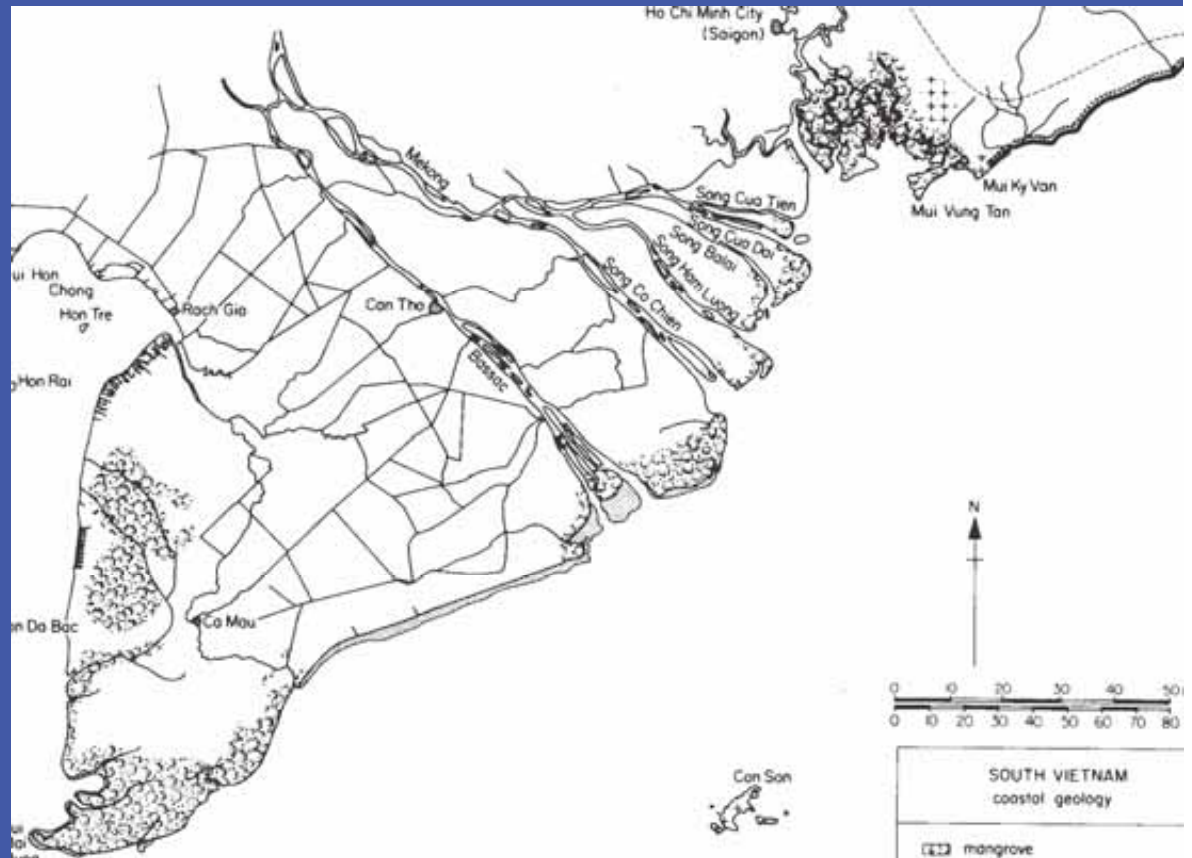




HWRU/CE PROJECT

Đường bờ biển Nam Bộ

1. Dạng đường bờ lồi, hay dạng delta với phần lớn bãi biển là bùn được mang từ sông ra.
2. Do được bồi đắp liên tục nên thường không ổn định, dễ bị xói lở
3. Thuận lợi cho cây ngập mặn phát triển. trên diện rộng
4. Biển Tây thuộc địa phận tỉnh Kiên Giang tương đối ổn định do là khu vực vịnh khuất gió và hầu như không có một cửa sông nào đổ ra đoạn bờ này. Đây là đoạn bờ cát lẫn bùn cát.





HWRU/CE PROJECT

CHIẾN LƯỢC BẢO VỆ ĐƯỜNG BỜ TRÊN QUAN ĐIỂM KIẾN TẠO

1. Như đã trình bày ở trên, bờ biển nước ta có 7 kiểu đường bờ với quá trình phát triển địa chất khác nhau.
2. Bài học của nhiều quốc gia thấy rằng chiến lược phát triển bền vững và khôn ngoan nhất là “Adoption” với tự nhiên.
3. Trên quan điểm đó, có thể thấy chiến lược bảo vệ và phát triển các kiểu đường bờ cũng không thể giống nhau. Cũng không nên chỉ chú trọng việc “Bê tông hóa” đường bờ vì chúng ta không có đủ tiềm năng làm được việc đó và vì không phù hợp với quan điểm môi trường.
4. Cụ thể đối với các kiểu đường bờ nên xem xét kết hợp các giải pháp khác nhau đảm bảo quan điểm **thân thiện và ổn định**



HWRU/CE PROJECT

Đối với các bờ biển kiểu cliff và bờ đá thấp

1. Phương án “0” là phương án tốt nhất
2. Tăng cường bảo vệ lớp thực vật trên cạn và dưới nước
3. Quy hoạch phát triển kinh tế xã hội tránh làm thay đổi mặt đệm các dạng bờ biển này
4. Bảo vệ tối đa các bãi biển phía trước (nếu có) vì dạng bãi này thường là một khu vực bãi tắm tự nhiên rất đẹp, khó xói nhưng cũng khó phát triển được.

Bờ biển do bùn tạo thành hay còn gọi là bờ biển phát triển kiểu delta

1. Tốc độ phát triển đường bờ rất nhanh từ 10 đến 100 m
2. Là điều kiện phát triển thuận lợi của các hệ sinh thái nước, đặc biệt là đất ngập nước và rừng ngập mặn. Bãi biển thoải, nhiều bùn.
3. Đây là vùng rất dễ bị tổn thương do mật độ dân số cao, các hoạt động kinh tế xã hội tập trung, là khu vực phồn thịnh nhất của dải bờ.
4. Kết hợp việc xây dựng hệ thống đê với việc phát triển và bảo vệ tối đa hệ thống rừng ngập mặn ngoài đê và xem đây là giải pháp ưu tiên, chứ không phải là cứng hóa mặt đê
5. Nên để một vùng đệm đủ lớn trước đê
6. Không nên chặn bất cứ một cửa sông nào chảy ra biển.



HWRU/CE PROJECT

Bờ biển dạng đầm phá

1. Thường là kiểu kết hợp của vịnh trong và bờ cát chắn phía ngoài
2. Tránh không nên chia cắt đầm phá càng nhiều càng tốt để tăng dung tích chứa, tính đồng nhất về môi trường nước và khả năng trao đổi biển – đầm phá.
3. Giảm đến mức tối đa các hoạt động kinh tế - xã hội ở dải cát hẹp chắn ngoài
4. Giảm đến mức thấp nhất bê tông hóa đường bờ.
5. Trồng rừng chắn cát là giải pháp nên chọn để “cố định” đường bờ.

Bờ cát và đụn cát

1. Nên chia thành 2 kiểu (i) có bãi biển thoải và (ii) bãi biển dốc
2. Không nên có bất cứ hoạt động nào tại vùng đệm trong khoảng từ 50 – 200 m từ mép nước cao nhất.
3. Trồng cây chắn cát bay, cát nhảy phía trong mép nước 50 – 100 là giải pháp hữu hiệu nhất.
4. Để giữ bãi biển tự nhiên thì chỉ trong trường hợp rất cần thiết (do giá trị kinh tế cao mang lại), đối với bãi kiểu (ii) mới nên nghĩ tới giải pháp công trình bảo vệ.
5. Đặc biệt quan tâm đến vùng cửa sông vì rất dễ biến động (xói về mùa lũ và lấp về mùa cạn với các cửa sông miền Trung)



HWRU/CE PROJECT

Đường bờ kiểu đảo san hô

Đây là một hệ sinh thái đặc biệt nên cần có giải pháp bảo vệ bằng cách:

1. Không khai thác vì mục đích thương mại (nung vôi hay bán đồ lưu niệm)
2. Không dùng thuốc nổ đánh bắt cá kéo theo sự phá hoại san hô
3. Tránh thải nước ô nhiễm trực tiếp xuống biển
4. Tránh tối đa ô nhiễm do tràn dầu



HWRU/CE PROJECT

1. Phát triển bền vững và bảo vệ là 2 mặt đối lập không dễ dung hòa
2. Trên đây chỉ là các đề xuất trên quan điểm địa chất kỹ thuật.
3. Trong thực tế cần xây dựng chỉ đến mức phát triển bền vững theo hướng bền vững



HWRU/CE PROJECT



XIN CẢM ƠN C ÁC QUÝ VỊ.



HÌNH THÁI BỜ BIỂN

ThS. Trần Thanh Tùng
Đại học Thủy lợi, Hà Nội, Việt Nam
TS. Jan van de Graaff
Đại học kỹ thuật Delft, TU Delft, Hà Lan

LỜI NÓI ĐẦU

Việc biên soạn tập bài giảng "Hình thái bờ biển" là một hoạt động nằm trong khuôn khổ Dự án "Nâng cao năng lực đào tạo ngành Kỹ thuật Bờ Biển tại Trường Đại học Thủy lợi" do Chính phủ Hà Lan tài trợ, với mục tiêu cung cấp những kiến thức cơ bản về hình thái bờ biển và kỹ thuật bờ biển cho sinh viên theo học ngành Kỹ thuật bờ biển tại Trường Đại học Thủy lợi.

Tập bài giảng gồm 7 chương được chia làm 2 phần, phần 1 cung cấp cho người học những kiến thức cơ sở về hình thái bờ biển như các khái niệm, thuật ngữ sử dụng trong hình thái bờ biển, các hiện tượng diễn biến bờ biển do tác động của sóng, mực nước, dòng chảy ở vùng ven biển, các kiến thức cơ bản liên quan tới vận chuyển bùn cát ở bờ biển v.v... Phần 2 sẽ trình bày sâu hơn về sự hình thành dòng chảy ở vùng ven bờ, các tính toán vận chuyển bùn cát và diễn biến bờ biển, cách mô hình hóa bãi biển và đường bờ cũng như các phương pháp đo đạc mặt cắt ngang bãi biển. Một số nguyên nhân gây xói lở bờ biển và các giải pháp ổn định bờ biển cũng sẽ được giới thiệu ở phần 2.

Tập bài giảng được xây dựng trên cơ sở tham khảo từ cuốn "Kỹ thuật bờ biển" của Van der Velden là tập bài giảng hiện đang sử dụng tại Trường Kỹ thuật Delft, Hà Lan, và từ "Sổ Tay Kỹ thuật Bờ Biển" (*Coastal Engineering Manual, 2002*) của Tổ hợp Kỹ thuật thuộc Quân đội Mỹ.

Tác giả xin chân thành cảm ơn Giáo sư Marcel Stive, Giáo sư. Kee d'Angremond đã đọc và cho các ý kiến đóng góp quý báu cho tập bài giảng này. Tác giả cũng xin bày tỏ lòng biết ơn tới Tiến sỹ. Jan van de Graaff, người đã khuyến khích, hướng dẫn và thảo luận từng nội dung trong tập bài giảng này cùng tác giả.

Sau cùng, tác giả xin trân trọng cảm ơn các cán bộ Phòng Hợp tác quốc tế, Đại học công nghệ Delft (CICAT), văn phòng Dự án Hà Lan tại Trường Đại học Thủy lợi đã có những giúp đỡ quý báu và hiệu quả giúp tác giả hoàn thành tập bài giảng này.

Delft, tháng 4 năm 2006

MỤC LỤC

LỜI NÓI ĐẦU	i
-------------	---

MỤC LỤC	ii
---------	----

CHƯƠNG 1 – GIỚI THIỆU CHUNG

1.1 MỤC TIÊU, ĐỐI TƯỢNG CỦA MÔN HỌC.....	1
1.2 CÁC THUẬT NGỮ LIÊN QUAN TỚI HÌNH THÁI BỜ BIỂN	2
1.3 KỸ THUẬT BỜ BIỂN, HÌNH THÁI BỜ BIỂN VÀ QUÁ TRÌNH DIỄN BIẾN BỜ BIỂN.....	4
QUÁ TRÌNH DIỄN BIẾN BỜ BIỂN	6
1.4 LỊCH SỬ VÀ XU THẾ PHÁT TRIỂN	8
LỊCH SỬ PHÁT TRIỂN CỦA NGÀNH KỸ THUẬT BỜ BIỂN.....	8
XU THẾ PHÁT TRIỂN TRONG TƯƠNG LAI	9
1.5 MỘT SỐ KHÁI NIỆM CƠ BẢN VỀ VÙNG VEN BIỂN	10
1.6 ĐẶC ĐIỂM ĐỊA HÌNH BỜ BIỂN VIỆT NAM	13
ĐẶC ĐIỂM ĐỊA HÌNH VÙNG BỜ BIỂN MIỀN BẮC.....	14
ĐẶC ĐIỂM ĐỊA HÌNH VÙNG BỜ BIỂN MIỀN TRUNG	15
ĐẶC ĐIỂM ĐỊA HÌNH VÙNG BỜ BIỂN MIỀN NAM.....	16

CHƯƠNG 2 – SÓNG, MỨC NƯỚC VÀ DÒNG CHẢY

2.1 GIỚI THIỆU.....	18
2.2 LÝ THUYẾT SÓNG TUYẾN TÍNH CỦA AIRY.....	18
CÁC GIẢI THIẾT CƠ BẢN VÀ ĐẶC TRƯNG SÓNG	19
NĂNG LƯỢNG SÓNG	23
PHẠM VI ÁP DỤNG CỦA LÝ THUYẾT SÓNG.....	25
2.3 HIỆN TƯỢNG TRUYỀN SÓNG VÀ BIẾN DẠNG SÓNG	26
HIỆN TƯỢNG TRUYỀN SÓNG Ở VÙNG NƯỚC SÂU	26
SỰ BIẾN DẠNG SÓNG Ở GẦN BỜ	29
HIỆN TƯỢNG KHÚC XẠ SÓNG VÀ NHIỀU XẠ SÓNG	31
2.5 THỦY TRIỀU VÀ SỰ DAO ĐỘNG MỨC NƯỚC	36
A-THỦY TRIỀU VÀ DÒNG TRIỀU	37
NGUỒN GỐC THỦY TRIỀU.....	37
PHÂN TÍCH VÀ DỰ BÁO THỦY TRIỀU.....	40
DÒNG TRIỀU.....	41
B- CHẾ ĐỘ TRIỀU Ở BỜ BIỂN VIỆT NAM.....	45
C- NƯỚC DÂNG Ở BỜ BIỂN VIỆT NAM	46
NƯỚC DÂNG DO GIÓ MÙA.....	47
NƯỚC DÂNG DO BÃO.....	47
ĐẶC ĐIỂM NƯỚC DÂNG DỌC BỜ BIỂN VIỆT NAM	49
D- SỰ BIẾN ĐỔI MỨC NƯỚC TRONG THỜI ĐOẠN DÀI.....	52
SỰ DAO ĐỘNG MỨC NƯỚC DO ĐIỀU KIỆN THỜI TIẾT	52
SỰ BIẾN ĐỔI MỨC NƯỚC BIỂN.....	53
SỰ BIẾN ĐỔI KHÍ HẬU TOÀN CẦU	53

CHƯƠNG 3 – ĐỘNG LỰC HỌC BỜ BIỂN

3.1 SÓNG VỖ VÀ CÁC ĐẶC TRƯNG SÓNG VỖ.....	56
CÁC DẠNG SÓNG VỖ	56
GIỚI HẠN SÓNG VỖ VÀ CHIỀU CAO SÓNG VỖ.....	59
3.2 DÒNG CHẢY HÌNH THÀNH DO SÓNG Ở VÙNG GẦN BỜ.....	62
DÒNG TIÊU VÀ DÒNG TUẦN HOÀN.....	64
CƠ CHẾ HÌNH THÀNH DÒNG TIÊU.....	65
DÒNG CHẢY DỌC BỜ HÌNH THÀNH DO SÓNG TÁC DỤNG THEO HƯỚNG XIÊN GÓC VỚI ĐƯỜNG BỜ.....	66
TÍNH TOÁN VẬN TỐC DÒNG CHẢY DỌC BỜ.....	67
PHÂN BỐ VẬN TỐC DÒNG CHẢY DỌC BỜ.....	71
CÁC GIẢ THIẾT CỦA LONGUET-HIGGINS.....	73
SO SÁNH PHÂN BỐ LƯU TỐC DỌC BỜ LÝ THUYẾT VÀ THỰC ĐO.....	74
PHÂN BỐ LƯU TỐC DỌC BỜ CỦA MỘT PHỔ SÓNG.....	Error! Bookmark not defined.
PHÂN BỐ LƯU TỐC DỌC BỜ TRÊN MẶT CẮT $Y=(x)^{2/3}$	Error! Bookmark not defined.
DÒNG CHẢY DO SÓNG KẾT HỢP VỚI DAO ĐỘNG MỨC NƯỚC DỌC BỜ.....	79
CÁC ẢNH HƯỞNG CỦA GIÓ VÀ THỦY TRIỀU TỚI DÒNG CHẢY VEN BỜ.....	81

CHƯƠNG 4 – VẬN CHUYỂN BÙN CÁT BỜ BIỂN

4.1 MỘT SỐ KHÁI NIỆM CƠ BẢN VỀ VẬN CHUYỂN BÙN CÁT	83
KHÁI NIỆM CƠ BẢN VỀ VẬN CHUYỂN BÙN CÁT	83
CÁC HÌNH THỨC VẬN CHUYỂN BÙN CÁT.....	87
4.2 CÁC ĐẶC TRƯNG CỦA BÙN CÁT BỜ BIỂN	88
GIỚI THIỆU CHUNG.....	88
THÀNH PHẦN BÙN CÁT.....	88
ĐƯỜNG KÍNH HẠT BÙN CÁT.....	89
BIẾN ĐỔI ĐƯỜNG KÍNH HẠT THEO KHÔNG GIAN VÀ THỜI GIAN.....	92
HÌNH DẠNG.....	94
ĐỘ RỎNG.....	95
ĐỘ THỎ THỦY LỰC CỦA BÙN CÁT.....	96
4.3 TỐC ĐỘ KHỞI ĐỘNG /ỨNG SUẤT TIẾP TỚI HẠN	98
4.4 TỔNG QUAN VỀ VẬN CHUYỂN BÙN CÁT VEN BỜ	ERROR! BOOKMARK NOT DEFINED.
4.5 VẬN CHUYỂN BÙN CÁT DỌC BỜ.....	103
GIỚI THIỆU CHUNG.....	103
TÍNH TOÁN VẬN CHUYỂN BÙN CÁT DỌC BỜ.....	105
CÔNG THỨC CERC (1966).....	105
CÔNG THỨC BIJKER (1967).....	108
CÔNG THỨC KAMPHUIS (1991).....	109
VẬN CHUYỂN BÙN CÁT "TỊNH" VÀ "TỔNG CỘNG" DỌC BỜ.....	112
SUẤT CHUYỂN BÙN CÁT DỌC BỜ THỰC TẾ.....	114
4.6 VẬN CHUYỂN BÙN CÁT THEO PHƯƠNG NGANG	ERROR! BOOKMARK NOT DEFINED.
GIỚI THIỆU CHUNG.....	ERROR! BOOKMARK NOT DEFINED.
TRẠNG THÁI THỦY ĐỘNG LỰC HỌC BÊN NGOÀI VÙNG SÓNG VỖ	ERROR! BOOKMARK NOT DEFINED.
DÒNG CHẢY TẠI LỚP BIÊN.....	Error! Bookmark not defined. 17
CÁC SÓNG PHI TUYẾN.....	Error! Bookmark not defined.
DÒNG TRÔI DO SÓNG TẠO NÊN.....	Error! Bookmark not defined.
DÒNG CHẢY RỐI TRUNG BÌNH.....	Error! Bookmark not defined.

VẬN CHUYỂN BÙN CÁT THEO PHƯƠNG NGANG BÊN NGOÀI VÙNG SÓNG VỎ **ERROR! BOOKMARK NOT DEFINED.**
 VẬN CHUYỂN BÙN CÁT THEO PHƯƠNG NGANG TRONG VÙNG SÓNG VỎ **ERROR! BOOKMARK NOT DEFINED.**
 SỰ HÌNH THÀNH VÀ PHÁT TRIỂN MẶT CẮT NGANG BÃI BIỂN **ERROR! BOOKMARK NOT DEFINED.**
 MÔ HÌNH VẬN CHUYỂN BÙN CÁT THEO PHƯƠNG NGANG ĐƠN GIẢN **ERROR! BOOKMARK NOT DEFINED.**
 6

CHƯƠNG 5 – DIỄN BIẾN BỜ BIỂN

5.1 HÌNH DẠNG MẶT CẮT NGANG BỜ BIỂN VÀ VẬN CHUYỂN BÙN CÁT THEO PHƯƠNG NGANG **ERROR! BOOKMARK NOT DEFINED.**

GIỚI THIỆU **ERROR! BOOKMARK NOT DEFINED.**
 ĐẶC TRƯNG VÀ TƯƠNG QUAN HÌNH DẠNG BÃI BIỂN **ERROR! BOOKMARK NOT DEFINED.**
 TƯƠNG QUAN GIỮA ĐỘ ĐỐC BÃI BIỂN VỚI ĐƯỜNG KÍNH HẠT CÁT **ERROR! BOOKMARK NOT DEFINED.**
 TƯƠNG QUAN GIỮA ĐỘ ĐỐC BÃI BIỂN VỚI NĂNG LƯỢNG SÓNG **ERROR! BOOKMARK NOT DEFINED.**

5.2 MẶT CẮT NGANG BÃI BIỂN Ở TRẠNG THÁI CÂN BẰNG **ERROR! BOOKMARK NOT DEFINED.**

GIỚI THIỆU CHUNG **ERROR! BOOKMARK NOT DEFINED.**
 CÁC PHƯƠNG PHÁP XÁC ĐỊNH MẶT CẮT NGANG BÃI BIỂN CÂN BẰNG **ERROR! BOOKMARK NOT DEFINED.**
 CÁC LỰC TÁC DỤNG Ở VÙNG VEN BỜ **ERROR! BOOKMARK NOT DEFINED.**
 CÁC LỰC GÂY PHÁ HOẠI BÃI BIỂN **Error! Bookmark not defined.**
 CÁC LỰC CÓ TÁC DỤNG THÀNH TẠO BÃI BIỂN **Error! Bookmark not defined.**
 MÔ HÌNH MẶT CẮT CÂN BẰNG XÂY DỰNG TRÊN QUAN ĐIỂM CÂN BẰNG LỰC **ERROR! BOOKMARK NOT DEFINED.**
 LỰC DO TIÊU TÁN NĂNG LƯỢNG SÓNG TRONG 1 ĐƠN VỊ THỂ TÍCH **Error! Bookmark not defined.**
 LỰC DO SỰ TIÊU TÁN NĂNG LƯỢNG SÓNG TRÊN 1 ĐƠN VỊ DIỆN TÍCH. **Error! Bookmark not defined.**
 LỰC SINH RA DO ỨNG SUẤT TIẾP ĐÓNG NHẤT Ở ĐÁY **Error! Bookmark not defined.**
 MÔ HÌNH MẶT CẮT CÂN BẰNG XÂY DỰNG TRÊN QUAN ĐIỂM VẬN CHUYỂN BÙN CÁT **ERROR! BOOKMARK NOT DEFINED.**
 CÁC DẠNG MẶT CẮT NGANG CÂN BẰNG KHÁC **ERROR! BOOKMARK NOT DEFINED.**

5.3 SỰ TƯƠNG TÁC GIỮA BÃI BIỂN VỚI SÓNG VÀ MỰC NƯỚC **ERROR! BOOKMARK NOT DEFINED.**

MÔ HÌNH TƯƠNG TÁC GIỮA BÃI BIỂN VỚI BIẾN ĐỔI MỰC NƯỚC **ERROR! BOOKMARK NOT DEFINED.**
 a) SỰ GIA TĂNG MỰC NƯỚC BIỂN VÀ TƯƠNG TÁC CỦA BÃI BIỂN **Error! Bookmark not defined.**
 b) QUY TẮC BRUUN **Error! Bookmark not defined.**
 c) PHƯƠNG PHÁP EDELMAN **Error! Bookmark not defined.**
 BIẾN ĐỔI HÌNH DẠNG MẶT CẮT NGANG THEO MÙA **ERROR! BOOKMARK NOT DEFINED.**
 BIẾN ĐỔI HÌNH DẠNG MẶT CẮT CÂN BẰNG DƯỚI TÁC DỤNG CỦA BÃO 159
 BIẾN ĐỔI HÌNH DẠNG MẶT CẮT DƯỚI TÁC DỤNG CỦA THỦY TRIỀU 161

CHƯƠNG 6 – MÔ HÌNH HÓA BÃI BIỂN VÀ ĐƯỜNG BỜ

6.1 GIỚI THIỆU CHUNG	164
6.2 MÔ HÌNH HÓA BỜ BIỂN BẰNG MÔ HÌNH VẬT LÝ	166
GIỚI THIỆU TỔNG QUÁT VỀ MÔ HÌNH VẬT LÝ	166
BỀ TẠO SÓNG VÀ MẢNG TẠO SÓNG	168
MÔ HÌNH LÒNG CỨNG	169
6.3 MÔ HÌNH HÓA ĐƯỜNG BỜ BẰNG PHƯƠNG PHÁP GIẢI TÍCH	171
MÔ HÌNH HÌNH THÁI ĐƯỜNG BỜ DẠNG ĐƯỜNG ĐƠN	172

PHƯƠNG TRÌNH LIÊN TỤC.....	173
PHƯƠNG TRÌNH CHUYỂN ĐỘNG.....	174
GIẢI HỆ PHƯƠNG TRÌNH LIÊN TỤC VÀ PHƯƠNG TRÌNH CHUYỂN ĐỘNG.....	176
ÁP DỤNG MÔ PHỎNG HIỆN TƯỢNG BÔI LẮNG Ở TRƯỚC ĐẬP PHÁ SÓNG.....	176
ĐÁNH GIÁ CÁC HẠN CHẾ CỦA LÝ THUYẾT ĐƯỜNG ĐƠN.....	181
6.4 MÔ HÌNH TOÁN DIỄN BIẾN ĐƯỜNG BỜ.....	183
6.5 ĐO ĐẶC MẶT CẮT NGANG BÃI BIỂN.....	189
A. KHẢO SÁT BẰNG PHƯƠNG PHÁP TRUYỀN THỐNG.....	189
B. KHẢO SÁT BẰNG PHƯƠNG PHÁP HIỆN ĐẠI.....	191
B-1 CRAB.....	191
B-2 SEA SLED.....	192
B-3 THIẾT BỊ ĐO SÂU THEO NGUYÊN LÝ ÁP LỰC THỦY TĨNH.....	192
TÓM TẮT.....	193

CHƯƠNG 7 – SỰ BIẾN ĐỔI ĐƯỜNG BỜ VÀ CÁC GIẢI PHÁP ỔN ĐỊNH ĐƯỜNG BỜ

7.1 GIỚI THIỆU.....	194
----------------------------	------------

7.2 NGUYÊN NHÂN GÂY XÓI LỔ ĐƯỜNG BỜ.....	195
---	------------

KHÁI QUÁT CHUNG VỀ XÓI LỔ BỜ BIỂN.....	195
SỰ SUY GIẢM NGUỒN BÙN CÁT TỪ SÔNG ĐỔ RA BIỂN.....	197
SỰ SUY GIẢM NGUỒN CUNG CẤP BÙN CÁT TỪ CÁC ĐỤN CÁT GẦN BỜ.....	199
DO KHAI THÁC TRẦM TÍCH VÀ KHOÁNG SẢN Ở BỜ BIỂN	ERROR! BOOKMARK NOT DEFINED.
SỰ GIA TĂNG NĂNG LƯỢNG SÓNG DO THÊM BÃI BỊ HA THẤP.....	ERROR! BOOKMARK NOT DEFINED.
DO GIÁN ĐOẠN VẬN CHUYỂN BÙN CÁT ĐỌC BỜ.....	ERROR! BOOKMARK NOT DEFINED.
DO SỰ THAY ĐỔI CỦA GÓC SÓNG TỐI SO VỚI ĐƯỜNG BỜ	ERROR! BOOKMARK NOT DEFINED.
SỰ GIA TĂNG GÓC SÓNG TÁC DỤNG TỚI ĐƯỜNG BỜ.....	ERROR! BOOKMARK NOT DEFINED.
DO SỰ GIA TĂNG LƯỢNG BÙN CÁT BỊ TỒN THẤT TRÊN BÃI CAO.....	ERROR! BOOKMARK NOT DEFINED.
DO SỰ GIA TĂNG BÃO BIẾN.....	ERROR! BOOKMARK NOT DEFINED.
SỰ GIA TĂNG XÓI LỔ DO CÁC SÓNG PHẢN XẠ.....	ERROR! BOOKMARK NOT DEFINED.
SỰ SUY GIẢM ĐỘ LỚN THỦY TRIỀU.....	ERROR! BOOKMARK NOT DEFINED.

7.3 BẢO VỆ BỜ BIỂN.....	ERROR! BOOKMARK NOT DEFINED.
--------------------------------	-------------------------------------

KHÔNG LÀM GÌ – DI DỜI VÀ DỊCH CHUYỂN TỚI NƠI AN TOÀN.....	ERROR! BOOKMARK NOT DEFINED.
GIẢI PHÁP BẢO VỆ "MỀM".....	ERROR! BOOKMARK NOT DEFINED.
CÁC CÔNG TRÌNH ỔN ĐỊNH BỜ – GIẢI PHÁP “CỨNG”.....	ERROR! BOOKMARK NOT DEFINED.
ĐẬP MỎ HẠN.....	<i>Error! Bookmark not defined.</i>
KÈ BẢO VỆ BỜ.....	<i>Error! Bookmark not defined.</i>
TƯỜNG BIỂN.....	<i>Error! Bookmark not defined.</i>
XÓI LỔ SAU KHI XÂY DỰNG TƯỜNG BIỂN.....	<i>Error! Bookmark not defined.</i>
ĐẬP PHÁ SÓNG NGOÀI KHỎI.....	<i>Error! Bookmark not defined.</i>

TÀI LIỆU THAM KHẢO

CHƯƠNG 1

GIỚI THIỆU CHUNG

1.1 MỤC TIÊU, ĐỐI TƯỢNG CỦA MÔN HỌC

Môn học “Hình thái bờ biển” được thiết kế nhằm cung cấp các kiến thức cơ bản phục vụ phân tích, tính toán diễn biến hình thái trong lĩnh vực kỹ thuật bờ biển. Các nội dung chính của giáo trình bao gồm các kiến thức cơ bản có liên quan tới hình thái bờ biển và diễn biến bờ biển như các kiến thức về đặc trưng sóng, dòng chảy, mực nước; các kiến thức cơ bản về vận chuyển bùn cát, cơ chế vận chuyển bùn cát tại bờ biển; dòng ven bờ và vận chuyển bùn cát ven bờ, vận chuyển bùn cát ngang bờ và diễn biến bờ biển, mô hình hóa bờ biển và tính toán diễn biến đường bờ; các giải pháp bảo vệ bờ biển chống sạt lở.

Mục tiêu của môn học là trang bị cho sinh viên những hiểu biết cơ bản nhất về mặt bản chất vật lý các quá trình diễn biến bờ biển, và cách vận dụng các nguyên tắc kỹ thuật để giải quyết các vấn đề có liên quan tới kỹ thuật bờ biển như xói lở bờ biển, ngập lụt bờ biển, bồi lắng cảng biển, vv.

Giáo trình này có thể dùng là tài liệu tham khảo cho các kỹ sư ở một số ngành xây dựng công trình hoặc các lĩnh vực nghiên cứu có liên quan tới kỹ thuật bờ biển.

Nội dung của giáo trình bao gồm việc giới thiệu các hiểu biết chung về các quá trình xảy ra ở dải ven bờ, cách tính toán vận chuyển bùn cát, tính toán diễn biến bờ biển và đưa ra các biện pháp kỹ thuật nhằm giải quyết hoặc hạn chế những bất lợi do diễn biến bờ biển gây ra. Sau khi hoàn thành môn học, các kiến thức sinh viên thu nhận được sẽ được chia thành 2 mức độ: ở mức độ thứ nhất: sinh viên phải nhận biết và giải thích được các diễn biến bờ biển theo quan điểm hình thái bờ biển. Ở mức độ thứ 2: sinh viên biết vận dụng các công cụ và kiến thức được học như các công thức, các lý giải về mặt chuyên môn, các chương trình tính toán máy tính để giải thích và tính toán các cơ chế diễn biến bất lợi của bờ biển và sinh viên có thể đề xuất các phương án thích hợp để giải quyết các vấn đề này.

Giáo trình bao gồm 7 chương sẽ lần lượt đề cập tới những nội dung cơ bản về hình thái bờ biển như đã nêu ở trên. Chương 1 giới thiệu môn học và các khái niệm, thuật ngữ liên quan tới môn học hình thái bờ biển. Chương 2 sẽ đề cập tới các điều kiện biên quan trọng trong tính toán diễn biến bờ biển, đó là sóng, mực nước và dòng chảy. Do các kiến thức về sóng, mực nước và dòng chảy đã được giới thiệu ở các môn học trước, nên chương 2 chỉ giới thiệu lại những khái niệm cơ bản nhất về sóng, mực nước và dòng chảy có liên quan tới diễn biến bờ biển.

Chương 3 sẽ đề cập tới các vấn đề động lực hình thái ở bờ biển. Cụ thể là các hiện tượng sóng đổ và sự hình thành các dòng chảy ở vùng ven bờ.

Chương 4 trình bày các kiến thức cơ bản về vận chuyển bùn cát bờ biển, đặc biệt nhấn mạnh tới các cơ sở lý thuyết cơ bản sẽ được ứng dụng trực tiếp trong tính toán vận chuyển bùn cát ven bờ.

Các quá trình diễn biến bờ biển, mặt cắt ngang bãi biển ở trạng thái cân bằng và sự biến đổi hình dạng mặt cắt ngang bãi biển dưới tác dụng của sóng và dòng chảy sẽ được trình bày trong chương 5.

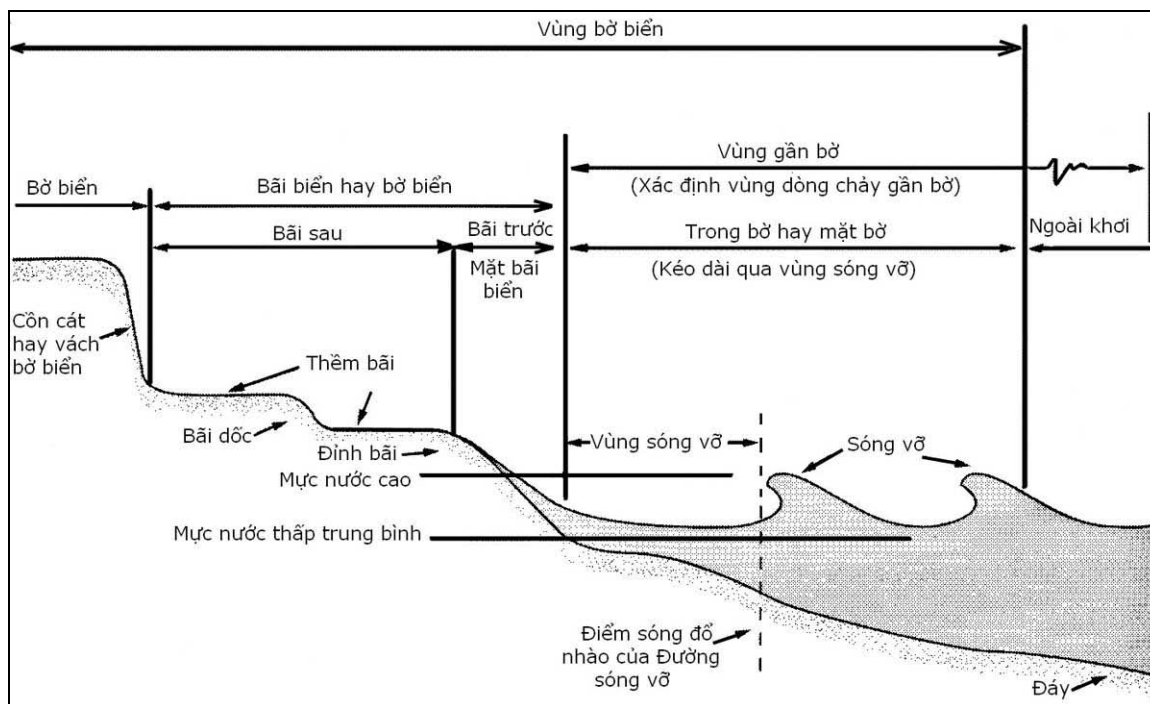
Bên cạnh các phương pháp tính toán lượng vận chuyển bùn cát bờ biển thông thường, chương 6 trong giáo trình còn giới thiệu một số công cụ tính toán hiện đại, rất cần thiết cho các kỹ sư ngành kỹ thuật bờ biển. Các công cụ này cho phép tính toán, mô phỏng và dự báo các quá trình diễn biến bờ biển.

Trong chương 7, các hình thức diễn biến bờ biển bất lợi sẽ được xem xét, mô tả và lý giải. Để ứng phó với các diễn biến bất lợi này, một số giải pháp sẽ được đề cập, bao gồm các giải pháp công trình và phi công trình, sự ảnh hưởng của các công trình này tới diễn biến bờ biển cũng sẽ được xét tới trong chương 7.

1.2 CÁC THUẬT NGỮ LIÊN QUAN TỚI HÌNH THÁI BỜ BIỂN

Dean (2002), khi bàn về các thuật ngữ được sử dụng trong ngành kỹ thuật bờ biển đã nhấn mạnh rằng, trong thực tế các bãi biển ở mọi nơi trên khắp thế giới đều có kết cấu và hình dạng rất giống nhau. Hình dạng mặt cắt ngang bãi biển, được định nghĩa là hình dạng của mặt cắt ngang lấy theo phương vuông góc với đường bờ, nói chung sẽ có kết cấu gồm bốn phần là: phần ở ngoài khơi, phần gần bờ, phần bãi và phần bờ biển, như hình vẽ minh họa (1-1)

Như trên hình vẽ, có thể thấy đường bờ thường được định nghĩa là đường ranh giới, nơi có sự tiếp giáp giữa biển và đất liền, tương ứng với sự giao động mực nước do hiện tượng thủy triều mà ranh giới này cũng sẽ dịch chuyển sâu vào trong đất liền hoặc xa ra phía biển. Trong một thời đoạn nhất định, đường bờ là đường mép nước trung bình của thủy triều. Vị trí chính xác của đường bờ sẽ phụ thuộc trực tiếp vào trạng thái của thủy triều, điều kiện sóng tại đó và độ dốc của bãi biển. Bãi biển (hay bờ biển) là vùng được xác định nằm giữa ranh rới của mực nước triều thấp và giới hạn tác dụng của sóng về phía đất liền; thông thường, là điểm ở chân các mòm đá hoặc đường ranh rới xuất hiện thực vật tồn tại trong thời gian dài trên bờ biển. Bãi biển được chia thành 2 phần, phần bãi trước và phần bãi sau. Bãi trước là phần bãi nằm trên ranh rới giữa mực nước cao và mực nước thấp khi sóng dồn lên bờ biển và khi sóng rút ra khỏi bờ. Bãi sau được giới hạn từ phần nước cao đến giới hạn trên cùng về phía đất liền của sóng.



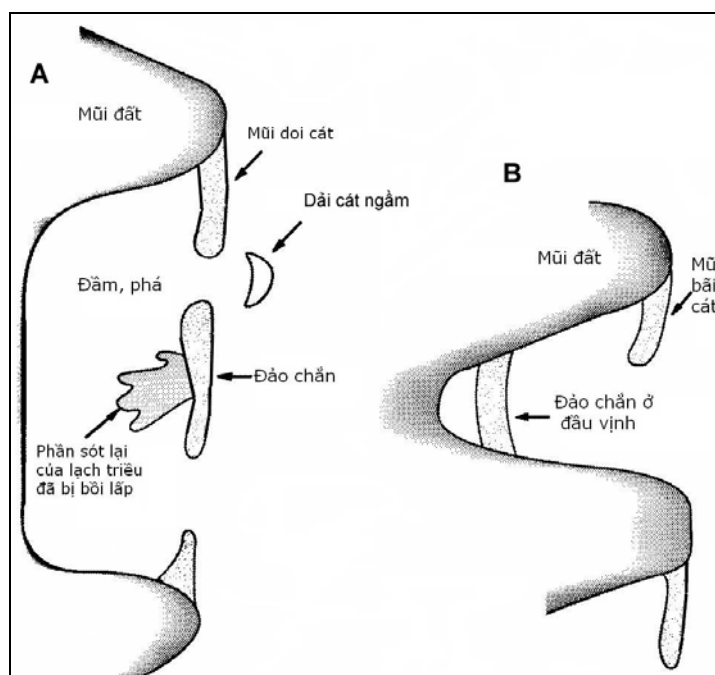
Hình 1-1. Mặt cắt ngang đường bờ (theo *Shore Protection Manual*, 1984)

Theo Silvester (1997), thuật ngữ **bờ biển (coast)**, thường hay bị hiểu nhầm là **bãi biển (beach)**, được định nghĩa là “dải đất có chiều rộng không xác định (có thể lên tới vài km) được kéo dài từ vị trí của đường bờ trên đất liền tới điểm đầu tiên có sự biến đổi lớn về đặc điểm địa hình về phía biển”. Theo định nghĩa của Silvester, một thuật ngữ thường được nhắc tới của vùng ven biển có thể bao gồm các thành phần như bờ biển, bãi biển và vùng gần bờ (là vùng có chiều rộng kéo dài từ mực nước thấp tới giới hạn “sóng vỡ”). Một đường bờ biển có thể được hiểu theo 2 cách khác nhau. Về mặt kỹ thuật mà nói thì đường bờ biển là đường hình thành ranh giới bờ biển và bãi biển, nhưng nó cũng thường được coi như là đường hình thành ranh giới giữa đất và nước. Theo Bird (1984) thì tổng chiều dài đường bờ biển trên thế giới ước tính vào khoảng 500,000 km, trong đó chỉ có 20% là bờ biển có cấu tạo cát.

Mặt cắt ngang bờ biển được tạo nên từ cát được đẽ gọt lại khi sóng chuyển động từ vùng nước sâu vào bờ; khi vào tới vùng nước nông, sóng sẽ bị vỡ khi nó gặp các dải cát ngầm. Bãi trước (foreshore), hay còn gọi là vùng sóng vỡ, là vùng mà mặt cắt bãi thường xuyên ở trạng thái khô, ướt một cách luân phiên nhau khi sóng xô vào phần mái dốc trên bãi. Phần bãi biển khô ráo, không bị ngập nước có thể có một hoặc nhiều “thềm” bãi, các thềm bãi là những phần bãi nằm ngang có độ dốc rất nhỏ; nối tiếp với các thềm bãi là các “vách đứng”, là phần bãi bị cắt gàn như thẳng đứng do tác dụng của sóng vào thời điểm mực nước dâng cao (có thể do xảy ra khi xuất hiện bão). Tiếp theo phần vách đứng về phía trong đất liền có thể có các cồn cát, đụn cát được hình

thành khi gió dịch chuyển cát từ bãi vào phía bên trong (quá trình tạo nên các cồn cát thường kết hợp với sự xuất hiện của thực vật có mặt trên bờ biển như cỏ, chúng có tác dụng bẫy và chặn cát thổi từ biển vào đất liền). Có nơi các đụn cát, cồn cát được thay thế bằng các vách đá hoặc các dốc cát dựng đứng (đặc biệt là phần bờ biển bị xói lở ở phần phía trên)

Trên mặt bằng (trên ảnh chụp máy bay phần bờ biển), đường bờ có thể có một số nét đặc trưng đáng quan tâm. Tại hình (1-2.A), bờ biển được án ngữ bởi một đảo chắn với các lạch triều cắt ngang qua đảo từ nhiều phía. Hình thế bờ biển này xuất hiện ở rất nhiều nơi trên thế giới. Các lạch triều là nơi trao đổi dòng chảy từ biển vào hệ thống đầm, phá phía bên trong các đảo chắn và ngược lại. Thông thường, quá trình lắng đọng bùn cát sẽ kéo theo hiện tượng đóng các lạch triều có thể thấy xuất hiện ở nhiều nơi.



Hình 1-2. Hình dạng mặt bằng đường bờ biển dạng đảo chắn

Một đảo chắn tại cửa vịnh có thể xuất hiện khi các dải cát ngầm hình thành phát triển từ một mũi đất (head land) như hình (1-2.B).

1.3 KỸ THUẬT BỜ BIỂN, HÌNH THÁI BỜ BIỂN VÀ QUÁ TRÌNH DIỄN BIẾN BỜ BIỂN

Theo Velden (2001), nói chung thuật ngữ “**kỹ thuật bờ biển**” có liên quan tới tất cả các vấn đề kỹ thuật diễn ra ở vùng bờ biển. Do kỹ thuật bờ biển bao hàm các vấn

đề quá rộng, nên nó được chia thành 3 lĩnh vực chính tương ứng với 3 vấn đề lớn về mặt kỹ thuật có trong thực tế. Ba lĩnh vực chủ yếu đó là: Cảng biển, Hình thái và Nghiên cứu ở vùng ngoài khơi. Sẽ là chủ quan nếu nói rằng Hình thái là lĩnh vực quan trọng nhất, nhưng các nghiên cứu trong hai lĩnh vực còn lại là Cảng biển và Vùng ngoài khơi đều có liên quan chặt chẽ tới nghiên cứu Hình thái. Các cảng biển có thể bị ảnh hưởng của hiện tượng bồi lắng trong cảng hay luồng tàu vào ra cảng, trong khi các công trình ngoài khơi như các đường ống dẫn dầu, hoặc đường cáp ngầm qua biển có thể bị ảnh hưởng của hiện tượng xói lở. Giáo trình sẽ chỉ đề cập tới các khái niệm có liên quan tới Hình thái bờ biển.

Hình thái bờ biển được hiểu là các hình dạng vật lý và cấu trúc của bờ biển. Hay nói cách khác: *hình thái bờ biển là khoa học nghiên cứu về sự tương tác giữa các yếu tố động lực như sóng, dòng chảy, vv tới bờ biển mà các tương tác này có thể gây nên sự dịch chuyển của bùn cát ở vùng ven bờ và dẫn tới sự biến đổi hình dạng của bờ biển.*

Bờ biển trong tự nhiên có thể chia làm 3 loại chính căn cứ theo cấu tạo của các vật liệu thành tạo và có mặt trên bờ biển, đó là bờ biển có cấu tạo đá, bờ biển cát và bờ biển bùn. Bờ biển có cấu tạo đá hầu như có cố định (hoặc có đáy và đường bờ không thay đổi) trong khoảng thời gian tương đối dài. Do những biến đổi tại bờ biển có cấu tạo đá chỉ xảy ra sau một thời gian rất dài (có khi hàng vài trăm năm) nên nó thường được xem xét trong lĩnh vực địa chất học hơn là trong lĩnh vực kỹ thuật bờ biển. Bờ biển cát hay bãi biển cát, ngược lại, rất dễ bị biến dạng, dưới tác dụng của sóng và dòng chảy. Vị trí đường bờ biển của một bãi biển cát thường xuyên dịch chuyển, hoặc tiến ra phía biển hoặc lùi vào trong đất liền, và là đối tượng tác động của của sóng, dòng chảy ... Hầu hết các bờ biển trên thế giới đều có cấu tạo là cát, chỉ có một số ít là có cấu tạo đá và bờ biển bùn. Bờ biển bùn có cấu tạo là các hạt sét, bùn, cát mịn và là các vật chất có tính dính kết, hoàn toàn khác về mặt bản chất vật lý và hóa học với các hạt vật chất không kết dính như cát, cuội, sỏi. Các quá trình của các hạt vật chất có tính kết dính này bị chi phối mạnh bởi các tương tác vật lý và hóa học giữa các hạt đơn lẻ và một nhóm hạt bùn cát (ví dụ như quá trình keo kết, ngưng tụ, lắng đọng), cũng sẽ không được đề cập tới trong giáo trình này

Để có thể tính toán và dự báo được diễn biến hình thái bờ biển thì trước tiên phải hiểu và nắm bắt được các quy luật chuyển động của nước, các tác động của các yếu tố tự nhiên lên bờ biển. Do vậy, trước khi tiếp cận với môn học hình thái bờ biển, người học cần có các kiến thức cơ bản về cơ học chất lỏng, thủy lực, sóng gió, thủy triều, địa lý ..vv.

Cho tới nay, ảnh hưởng của sóng do gió và các dòng chảy lên bãi biển vẫn còn chưa được hiểu rõ một cách hoàn toàn. Vận chuyển bùn cát ở vùng ven bờ là một nội dung

quan trọng trong nghiên cứu của hình thái bờ biển. Các kết quả nghiên cứu này đã và đang được sử dụng nhằm nâng cao độ chính xác cũng như tính thực tiễn của các mô hình toán dùng để mô phỏng hình thái bờ biển, trong đó có mô phỏng, dự báo biến đổi đường bờ.

Khi không phải tất cả các biến đổi của bờ biển trong tự nhiên đều đúng theo mong muốn của con người thì các công trình bảo vệ bờ biển là giải pháp cần thiết để ứng phó với những biến đổi bất lợi trên. Các công trình bảo vệ bờ thường được sử dụng để làm chậm các tác động bất lợi do các quá trình tự nhiên xảy ra ở bờ biển, đôi khi là vô hiệu hóa các ảnh hưởng của các diễn biến này. Ví dụ việc xây dựng các đập mỏ hàn vuông góc với bờ, hay các đập phá sóng ngoài khơi để làm chậm quá trình xói lở bờ biển. Xây dựng đê biển và hệ thống kè, hay tường biển bảo vệ mái đê phía ngoài biển cũng là một giải pháp thường được sử dụng để chống lại tác động của nước dâng, sóng, và triều cường đối với những vùng trũng phía trong đất liền. Ngày nay, bên cạnh các giải pháp công trình, ở các nước phát triển người ta bắt đầu hướng tới những giải pháp mang tính "phi công trình", thân thiện với môi trường và đáp ứng được yêu cầu phát triển bền vững, hài hòa với thiên nhiên.

QUÁ TRÌNH DIỄN BIẾN BỜ BIỂN

Một trong những nội dung quan trọng trong hình thái bờ biển là nghiên cứu các quá trình diễn biến bờ biển. Vậy quá trình diễn biến bờ biển là gì ? Nó được hiểu là các quá trình tự nhiên có tác động tới sự biến đổi hình dạng đường bờ và vùng ven bờ và được xem xét, nghiên cứu ở nhiều phạm vi không gian và thời gian khác nhau tùy thuộc vào tính chất và mức độ phát triển của các quá trình này. Ví dụ như quá trình xói lở bãi biển, tại chân các đụn cát do bão thường được xem xét trong thời gian xảy ra bão (có thể vài giờ, hoặc 1 ngày), nhưng quá trình tự khôi phục lại bãi biển sau đó có thể xảy ra trong một vài tháng hoặc trong mùa kế tiếp.

Bờ biển luôn biến đổi một cách liên tục dưới tác dụng của sóng và dòng chảy tại nhiều phạm vi không gian và bước thời gian khác nhau. Ví dụ như khi bờ biển chịu tác động của một cơn sóng đơn làm bùn cát ở ven bờ nổi lơ lửng trong nước và dòng chảy do sóng sinh ra sẽ vận chuyển bùn cát bị nổi lơ lửng này về phía hạ lưu của dòng chảy dọc bờ. Quá trình tác động của sóng đơn này chỉ diễn ra trong vòng vài giây và có phạm vi tác động trong dải sóng vỡ mà thôi. Nhưng khi quá trình này diễn ra liên tục trong nhiều ngày hoặc nhiều năm, nó có thể gây ra hiện tượng xói lở bờ biển kéo dài trên một vùng rộng vài trăm mét đến hàng chục kilômét. Hiện tượng xói lở hoặc bồi tụ liên tục trong thời gian nhiều tháng, nhiều năm sẽ dẫn tới đường bờ bị suy thoái (hoặc phát triển) vào trong đất liền.

Lại có những quá trình diễn biến bờ biển đòi hỏi phải được xem xét trên một phạm vi rộng đến hàng trăm kilômét và trong khoảng thời gian hàng trăm năm, ví dụ như những quá trình thành tạo và phát triển của các đồng bằng châu thổ sông Hồng hay đồng bằng sông Cửu Long, hay quá trình phát triển, suy thoái và thay thế của các cửa sông trên một hệ thống các cửa sông đổ ra biển.

Những hiểu biết về các diễn biến bờ biển trong quá khứ với thời đoạn dài (khoảng vài trăm năm đến hàng nghìn năm) là rất quan trọng vì nó sẽ cho biết được những thông tin cần thiết để diễn giải được các nhân tố chính đã từng có tác động đến hình dạng của đường bờ biển trong quá khứ; thông qua các suy đoán trên cơ sở các luận cứ đã có. Có thể các nhân tố tác động này vẫn đang tiếp tục diễn ra trong hiện tại tuy với mức độ nhỏ hơn so với quá khứ.

Theo Dean (2002), trong vòng 50 năm trở lại đây, kỹ thuật bờ biển đã trở thành một ngành khoa học hoàn chỉnh với các nghiên cứu chuyên sâu với mục tiêu là nắm bắt được các quy luật của quá trình diễn biến bờ biển và phát triển các chiến lược ứng phó có hiệu quả đối với hiện tượng xói lở bờ biển. Với các tiếp cận nghiên cứu ngày càng tinh vi, sâu sắc về quá trình diễn biến bờ biển, các kỹ sư kỹ thuật bờ biển có thể thiết kế một cách hiệu quả các công trình bảo vệ bờ. Với áp lực của sự gia tăng dân số toàn cầu, nhất là ở khu vực ven biển; và mối đe dọa về sự gia tăng mực nước biển, sự gia tăng số lượng và mức độ tàn phá của bão biển, thì nhu cầu về kỹ thuật bờ biển và các nghiên cứu chuyên sâu về diễn biến bờ biển chắc chắn sẽ ngày càng tăng.

Cho tới nay, những hiểu biết tốt nhất về quá trình diễn biến bờ biển (trong đó bao gồm cả những hiểu biết về dòng chảy ven bờ, sóng và tương tác giữa sóng với bờ biển) bao gồm: năng lực phân tích, tổng hợp các quá trình diễn ra trong tự nhiên/ năng lực diễn giải, giải thích các hiện tượng phức tạp; đôi khi là sự mâu thuẫn giữa các căn cứ, bằng chứng/ các kinh nghiệm đạt được từ các nghiên cứu trên một loạt các bờ biển và từ các công việc thực hiện tại các dự án có liên quan tới kỹ thuật bờ biển.

Tuy vậy, việc mô tả toán học các hiện tượng tự nhiên diễn ra ở bờ biển, nhất là mô tả các chuyển động phức tạp của dòng chảy và bùn cát ở bờ biển vẫn còn hạn chế, đây cũng là nguyên nhân làm hạn chế khả năng mô phỏng và dự báo các diễn biến ở bờ biển trong thời đoạn dài bằng các mô hình toán học. Nhiều nghiên cứu về các hiện tượng, quá trình diễn biến ở bờ biển đang tiếp tục được thực hiện thông qua việc so sánh các kết quả tính toán với các đo đạc thực tế tại bờ biển và các nghiên cứu trong phòng thí nghiệm. Tuy nhiên những nghiên cứu chuyên sâu về lĩnh vực này, nhất là về động lực ở bờ biển trong điều kiện tự nhiên là một trong những nghiên cứu thú vị và thu hút sự quan tâm của nhiều nhà khoa học và cả các sinh viên theo học ngành kỹ thuật bờ biển.

Nói chung, các bài toán nghiên cứu bờ biển có thể chia thành 2 loại: thứ nhất là các bài toán vĩ mô, sử dụng các định luật bảo toàn hoặc tìm ra các luận cứ để đi đến các giải

pháp hợp lý; và thứ hai là các bài toán vi mô, loại này thường bao gồm các nghiên cứu chi tiết bản chất vật lý của các hiện tượng diễn ra ở bờ biển. Ngày nay, các tiếp cận theo hướng các bài toán vĩ mô thường hữu ích hơn cho các kỹ sư ngành kỹ thuật bờ biển; còn đối với các nghiên cứu chi tiết về bản chất vật lý của các quá trình diễn biến bờ biển thì vẫn còn là vấn đề hóc búa, hy vọng trong tương lai, những thành tựu nghiên cứu theo hướng tiếp cận vi mô sẽ thay thế hoặc kết hợp với các tiếp cận theo hướng vĩ mô.

1.4 LỊCH SỬ VÀ XU THẾ PHÁT TRIỂN LỊCH SỬ PHÁT TRIỂN CỦA NGÀNH KỸ THUẬT BỜ BIỂN

Kỹ thuật bờ biển là một ngành khoa học trẻ, mới chỉ hình thành và phát triển trong năm 50 của thế kỷ 20. Trong lịch sử, việc xây dựng các công trình ven biển đều có liên quan tới các kỹ sư dân sự và các kỹ sư phục vụ trong quân đội. Tại Mỹ, hầu hết các nghiên cứu về biển và xây dựng các công trình ven biển đều do các kỹ sư thuộc Tổ hợp kỹ thuật quân sự của quân đội Mỹ thực hiện. Thuật ngữ “ kỹ sư bờ biển” được nhắc tới và được sử dụng phổ biến vào những năm 1950, với Hội thảo đầu tiên về kỹ thuật bờ biển tại Long Beach, California. Trong lời nói đầu của tuyển tập các nghiên cứu khoa học tại Hội thảo này, M.P. O'Brien đã viết, “ Nó (ngành kỹ thuật bờ biển), không phải là một ngành mới hay là một ngành riêng biệt của kỹ thuật mà trước hết Kỹ thuật bờ biển là một ngành nằm trong Kỹ thuật Dân dụng, ngành này chủ yếu thiên về hải dương học, cơ học chất lỏng, điện tử, kết cấu công trình và các ngành khác”. Bên cạnh đó còn phải kể tới địa chất, địa mạo, phân tích thống kê, hóa học và khoa học vật liệu.

Khái niệm này cho tới nay, về cơ bản vẫn đúng. Tuy vậy, kỹ thuật bờ biển đã có những phát triển vượt bậc trong vài thập kỷ gần đây. Từ lần hội thảo đầu tiên với tuyển tập hội thảo có 35 bài báo khoa học; cho tới nay, tại hội thảo lần thứ 30 (tổ chức năm 2006 tại San Diego, Mỹ) đã có hơn một ngàn bài báo, báo cáo tham dự hội thảo. Ngoài ra, mỗi năm hai lần, các Hội thảo Quốc tế về kỹ thuật bờ biển cho một số chuyên ngành như cảng, nạo vét, bùn cát bờ biển, dải ven bờ và công trình biển, đo đạc và phân tích sóng và kỹ thuật bờ biển và xây dựng cảng tại các nước đang phát triển cũng đã được tổ chức.

Các lĩnh vực có liên quan tới kỹ sư ngành KTBB được mô tả trong danh sách dưới đây

- Các nghiên cứu triển khai (thông qua đo đạc thực tế và khôi phục từ số liệu lịch sử) có liên quan tới sóng ở vùng nước nông, dòng chảy và các điều kiện mực nước.
- Thiết kế các dạng công trình biển ổn định, bền vững, hiệu quả và kinh tế bao gồm: các đập phá sóng, đê chắn sóng, đập mỏ hàn, kè biển, tường biển, cầu tàu, các kết cấu ngoài khơi và các đường ống dưới biển.

- Khống chế hiện tượng sạt lở bờ biển bằng các công trình bảo vệ bờ biển hoặc bằng các giải pháp "mềm" mang tính "phi công trình" và thân thiện với môi trường như nuôi bãi nhân tạo, trồng cây chắn sóng ven biển, ...
- Ổn định các cửa sông, lạch triều, luồng tàu, phục vụ giao thông thủy và thoát lũ thông qua việc nạo vét, xây dựng các công trình hoặc bằng các cơ chế chuyển cát nhân tạo
- Dự báo sự biến đổi của dòng chảy, mực nước ở các lạch triều, cửa sông và đánh giá ảnh hưởng của chúng tới sự ổn định của luồng lạch cũng như chất lượng nước.
- Nghiên cứu phát triển các công trình bảo vệ vùng ven biển có nguy cơ bị ngập lụt do hiện tượng nước dâng hoặc sóng thần
- Thiết kế cảng và bến neo đậu tàu thuyền và các công trình phụ trợ bao gồm: bến cảng, tường neo, trụ neo, cầu cảng và hệ thống neo tàu vv
- Thiết kế các công trình bảo vệ đảo ngoài khơi
- Giám sát các dự án khác nhau về bờ biển thông qua các quan trắc đa dạng tại hiện trường

XU THẾ PHÁT TRIỂN TRONG TƯƠNG LAI

Cùng với sự phát triển vượt bậc của công nghệ thông tin và máy tính điện tử mà ngành Kỹ thuật bờ biển cũng có sự bùng nổ về loại và sự tinh vi của các mô hình toán trong phân tích các hiện tượng có liên quan tới bờ biển. Trong hầu hết các lĩnh vực của kỹ thuật bờ biển, nhưng không phải là tất cả, các mô hình toán đã bổ sung và thay thế dần cho các mô hình vật lý. Trong một số lĩnh vực nghiên cứu như tính toán dự báo nước dâng do bão, thì chỉ có mô hình toán mới là công cụ thích hợp và hiệu quả. Mặt khác, một số bài toán như tính toán sóng leo và sóng tràn qua đỉnh các công trình bờ biển hay tính toán ổn định của các viên đá bảo vệ chịu tác dụng của sóng chỉ có thể thực hiện được tốt nhất trong phòng thí nghiệm.

Robert (1997) khi bàn về phương hướng quan trọng của ngành kỹ thuật bờ biển trong thực tiễn đã nhấn mạnh rằng, *đang có xu hướng xây dựng các công trình bảo vệ bờ dạng "mềm" và ít gây cản trở dòng chảy*. Ví dụ như việc xây dựng các công trình đập phá sóng ngoài khơi bảo vệ bờ thường có cao trình đỉnh ở ngay dưới mực nước biển trung bình, tại cao trình này các đập vẫn có tác dụng khống chế các sóng, và ít gây ảnh hưởng bất lợi tới cảnh quan.

Các thiết bị đo đạc, quan trắc ngoài thực địa ngày càng nhiều về số lượng và nâng cao về mặt tính năng của thiết bị. Ví dụ như cách đây 20 năm, các thiết bị đo sóng thường chỉ đo đạc các dao động ở trên mặt nước tại 1 điểm (do vậy mà không thể đo được các thành phần của sóng theo các hướng khác của phổ sóng). Ngày nay, các thiết

bị đo sóng có thể đo đặc phổ sóng theo nhiều hướng đồng thời đang được sử dụng một cách phổ biến trong các nghiên cứu ngoài thực địa.

Tính tăng của máy tạo sóng trong phòng thí nghiệm đã được cải thiện một cách đáng kể. Trước những năm 60, mới chỉ có thể tạo được các sóng đơn và đều có chu kỳ và chiều cao sóng không đổi bằng máy tạo sóng. Trong những năm 70, các máy tạo phổ sóng một chiều đã trở nên thông dụng. Đến nay, các máy tạo sóng đa phổ định hướng đã có mặt ở nhiều phòng thí nghiệm.

1.5 MỘT SỐ KHÁI NIỆM CƠ BẢN VỀ VÙNG VEN BIỂN

Như đã được định nghĩa ở trên, đường bờ được xem như là ranh giới giữa đất liền với đại dương, biển hay hồ. Vùng ven biển là phần diện tích của đất và nước bao bọc lấy đường bờ và kéo dài về cả hai phía đất liền và biển. Về phía đất liền vùng ven biển được kéo dài tới một giới hạn thích hợp, còn về phía biển thì nó kéo dài tới vùng thường xuyên diễn ra các quá trình động lực quan trọng đối với vùng bờ.

Phân loại bờ biển

Các tác động tới bờ biển là rất khác nhau, phụ thuộc vào phạm vi của tác động theo không gian và thời gian; các thành tạo địa chất; loại bùn cát; các yếu tố động lực xuất hiện ở vùng ven biển cũng như các tác động của con người trong khu vực này. Bùn cát của bãi biển có đường kính hạt biến đổi trên một dải rộng, từ các hạt bùn mịn tới cát thô, dăm, cuội sỏi và đá tảng. Dựa vào thành phần, đặc tính của các vật chất có mặt trên bãi biển mà người ta có thể phân bờ biển thành các loại sau: bờ biển bùn, bờ biển cát, bờ biển cuội, sỏi và bờ biển có cấu tạo đá và các mũi đá.

Trên cơ sở các đặc tính đặc trưng (về mặt hình thái học và hiện tượng diễn biến ở bờ biển) mà người ta có thể phân loại bờ biển theo một cách khác; bao gồm: bờ biển có cấu tạo là các đảo chắn, bờ biển châu thổ, bờ biển cồn cát; bờ biển cấu tạo vách đá, bờ biển san hô, bờ biển rừng ngập mặn và bờ biển đầm lầy, cỏ biển, vv

Dựa trên lưu lượng dòng chảy (bao gồm lưu lượng dòng chảy và lưu lượng bùn cát) từ sông ra biển, đặc trưng sóng theo mùa (biểu thị thông qua độ cao sóng trung bình ở vùng nước nông - ký hiệu **H**) và độ lớn tương đối của thủy triều (biên độ triều - ký hiệu là **TR**), một cách phân loại bờ biển khác được đề cập tới như sau: bờ biển có quá trình dòng chảy sông giữ vai trò thống trị và bờ biển mà năng lượng sóng giữ vai trò thống trị có tương quan ($TR/H = 0,5-1$), bờ biển mà năng lượng thủy triều giữ vai trò thống trị ($TR/H > 3$) và bờ biển hỗn hợp ($TR/H = 1$ đến 3)

Khi tác dụng của sóng và dòng chảy tương đối nhỏ và dòng sông mang một lượng bồi tích lớn chảy ra biển, thì có thể dẫn đến sự hình thành một tam giác châu kéo dài ra phía biển, theo xu thế phát triển của đường bờ. Tại một số nơi, đường bờ bị chia cắt tạo thành các cửa sông hoặc lạch triều ăn thông với vịnh ở phía trong đất liền.

Các cửa sông hoặc lạch triều thường được duy trì nhờ có tác dụng của dòng chảy từ sông hoặc do tác dụng của dòng triều. Ngoài ra còn có một số bờ biển có vách đá dốc mà phần bãi phía trước nó là các bãi biển nhỏ hoặc không còn bãi biển dưới chân vách đá nữa. Do các bờ biển cát thường chiếm đa số và quá trình động lực ở loại bờ biển này thường rất mạnh và với nhiều đặc điểm lý thú nên loại đường bờ này thường nhận được sự quan tâm lớn của các nhà nghiên cứu.

Khi thiết kế và xây dựng các công trình ven biển, cần phải lường trước các ảnh hưởng của công trình gây ra đối với chế độ dòng chảy, động lực sóng và biến đổi bờ biển tại vị trí xây dựng công trình và khu vực lân cận đó. Điều này trở nên cần thiết hơn nếu yêu cầu đặt ra khi xây dựng công trình là ổn định và không gây những tác động không mong muốn. Các hậu quả không mong muốn khi xây dựng các công trình dọc bờ biển có thể là hiện tượng bồi lấp hoặc xói lở bờ biển ở lân cận khu vực xây dựng công trình do quá trình vận chuyển bùn cát theo hướng dọc bờ hay theo hướng vuông góc với đường bờ bị gián đoạn bởi công trình đã xây dựng.

Ở vùng ven biển, sóng thường là yếu tố động lực mạnh và có ảnh hưởng lớn tới đường bờ. Đáng kể và dễ nhận thấy nhất là các tác động do các sóng hình thành từ gió. Một loại sóng khác cũng có tầm quan trọng không kém là các sóng có nguồn gốc từ hiện tượng thủy triều, đó là các sóng dài hình thành do tác dụng của lực hấp dẫn vũ trụ từ mặt trăng và mặt trời đối với trái đất, hay còn gọi là sóng triều. Bên cạnh sóng gió và sóng triều là các sóng khác có tần suất xuất hiện nhỏ hơn rất nhiều so với sóng triều hay sóng gió. Xét về tổng thể, thì các sóng này có tầm quan trọng nhỏ vì tần suất xuất hiện rất thấp, nhưng nó lại có những ảnh hưởng rất lớn tới những nơi mà nó tác động, đó các sóng hình thành do hiện tượng địa chấn dưới lòng đại dương hay còn gọi là sóng thần (tsunamis). Một loại sóng khác cũng thường được đề cập tới trong các nghiên cứu ở khu vực cửa sông, ven biển là sóng do tàu thuyền khi chuyển động tạo ra.

Sóng do gió gây nên những tác động đáng kể nhất đối với sự biến đổi của bãi biển. Mặt cắt ngang của bãi biển có hướng vuông góc với đường bờ thường biến đổi hình dạng khi cát bị mang ra ngoài khơi và quay trở lại phía bờ trong một khoảng thời gian. Ở nhiều nơi, một lượng lớn cát cũng bị vận chuyển dọc theo bờ biển dưới tác dụng của sóng khi nó tác dụng theo hướng xiên góc với đường bờ. Các tác động của dòng chảy thường chi phối các diễn biến tại cửa vào của các vịnh và các cửa sông, nơi dòng chảy có vận tốc lớn hình thành.

Đối với các khoa học và các kỹ sư đang nghiên cứu hoặc làm các công việc có liên quan tới biển thì những hiểu biết về có chế hình thành của sóng và có khả năng dự báo các đặc trưng của sóng hình thành từ gió là điều không thể thiếu.

Nói chung, sóng được hình thành ở vùng nước sâu, và sau đó được truyền ra khắp đại dương, thậm chí là từ biển này tới biển khác, và khi đi tới gần bờ do ảnh hưởng của địa hình đáy, sóng bị biến dạng làm thay đổi chiều cao sóng và hướng sóng. Các sóng này thường được gọi là sóng lừng, hay sóng cồn (swell waves). Trong quá trình lan truyền trên biển, chỉ có một phần nhỏ năng lượng của sóng bị tiêu hao. Sự tiêu hao năng lượng này chỉ làm giảm chiều cao sóng chứ không làm thay đổi chu kỳ của sóng. Các sóng lừng, được xem như có tác dụng phân phối lại năng lượng gió (nguồn năng lượng này là rất lớn) một cách hiệu quả nhất tới mọi bờ biển trên thế giới. Các sóng này (hoặc là có nguồn gốc từ bão hoặc là do biển động) trước khi tới được bờ biển sẽ phải di chuyển qua thềm lục địa. Sự biến đổi các đặc tính của sóng khi nó di chuyển qua vùng thềm lục địa và vùng nước nông lân cận gần bờ, cần phải được hiểu rõ. Cuối cùng, khi đi vào gần bờ, do ảnh hưởng của ma sát đáy, sóng bị vỡ và gây nên sự biến đổi năng lượng rất phức tạp trong vùng bờ nơi nó vỡ và đối với các công trình được xây dựng trong khu vực này.

Bởi vậy, khi nghiên cứu về các quá trình diễn biến bờ biển và vận chuyển bùn cát tại một đoạn bờ biển cụ thể nào đó thì các thông tin về loại sóng, thời gian xuất hiện của nó trong các tháng, các mùa và trong cả năm cần phải được xác định một cách cụ thể. Những thông tin này được gọi là đặc trưng sóng theo mùa (*wave climate*).

Khi xét tới tác động của một sóng đơn lên bãi biển, người ta thường xác định mức độ tác động lớn hay nhỏ căn cứ vào 3 thông số chính, đó là: chiều cao và chu kỳ sóng, hướng sóng tác động tới đường bờ và tần suất xuất hiện của sóng đó trong năm. Hướng sóng tác động tới đường bờ là một tham số quan trọng, không chỉ đối với tính toán thiết kế công trình, mà còn đối với cả các nghiên cứu vận chuyển bùn cát ở ven bờ. Khi tính toán thiết kế các công trình ven biển, người ta thường quan tâm tới các tài liệu thống kê về sóng, đặc biệt là số liệu có liên quan tới cơn sóng lớn nhất đã từng xuất hiện tại khu vực xây dựng công trình. Nếu khu vực xây dựng công trình có đầy đủ các tài liệu quan trắc sóng trong quá khứ thì việc tính toán xác định các thông số sóng thiết kế theo tần suất thường không quá phức tạp. Tuy nhiên, nếu khu vực xây dựng công trình không có tài liệu quan trắc sóng, thì cần tính toán phục hồi lại số liệu sóng lớn nhất từ các số liệu về các trận bão lớn, đã xảy ra trong quá khứ.

Cao trình mực nước biển cũng là một tham số quan trọng trong tính toán thiết kế công trình và tính toán diễn biến bờ biển. Thường đây là căn cứ để tính toán cao trình đỉnh của các công trình xây dựng ven biển và tính toán sóng leo trên bãi biển hoặc sóng leo trên mái công trình. Mực nước triều có thể dự báo được rất chính xác dựa vào bảng thủy triều xây dựng từ mực nước thực đo trong một, hai năm.

Nước dâng do bão là hiện tượng thường hay xảy ra ở dọc bờ biển, đặc biệt là tại những vùng thường xuyên chịu ảnh hưởng của bão. Nước dâng là hiện tượng dâng cao

đột ngột mực nước biển dọc theo bờ biển trên một đoạn bờ biển nhất định nào đó có. Hiện tượng xảy ra khi đoạn bờ biển chịu tác động của gió bão, thổi liên tục với vận tốc lớn theo hướng nhất định từ biển vào đất liền, kết hợp với sự biến đổi khí áp cục bộ (xuất hiện khi có bão). Hiện tượng nước dâng do bão có thể gây ra những thiệt hại rất lớn trên một diện rộng vì nó gây ngập lụt các vùng đất thấp ven biển và tạo điều kiện cho các sóng tác dụng vào sâu trong đất liền.

Khi sóng vỡ ở gần bờ, nó có thể tạo với đường bờ một góc xiên. Do vậy thành phần của sóng theo hướng dọc bờ sẽ tạo thành *dòng chảy dọc bờ*, xuất hiện trong vùng sóng vỡ (*surf zone*). Trong vùng sóng vỡ có chuyển động rối của các chất điểm nước, kéo theo các hạt bùn cát ở đáy cũng bị khuấy động và nổi lơ lửng. Do tác dụng của dòng ven bờ các hạt bùn cát lơ lửng sẽ bị cuốn đi theo hướng dọc bờ và sự vận chuyển bùn cát này được gọi là tác dụng *vận chuyển bùn cát dọc bờ*. Dòng chảy dọc bờ có thể kết hợp với dòng tiêu (chảy vuông góc với bờ), tạo nên những ảnh hưởng riêng biệt đối với sự phân tán bùn cát ở dải ven bờ. Bên trong đường sóng đổ (*breaker line*), dao động của các chất điểm nước tại đáy do sóng gây ra cũng làm cho bùn cát nổi lơ lửng trong nước. Các dao động này có giá trị lớn nhất tại đáy, và làm dịch chuyển bùn cát lơ lửng dọc bờ biển, chủ yếu trên một độ sâu tại mặt cắt ngang bờ biển

Cát trên bãi biển và trên các đụn cát, cồn cát, ngoài các tác động của sóng và dòng chảy ven bờ, còn chịu tác động của gió. Cát bị gió cuốn lên phần thêm bãi của cồn cát ngoài cùng phía biển và chúng có tác dụng củng cố phần phía trước của cồn cát. Trong trường hợp sau một vài năm mà chúng không bị sóng bão làm cho xói lở thì chúng sẽ tiếp tục được phát triển trở thành cồn cát lớn hơn.

Bên cạnh vấn đề xói lở bờ biển thì hiện tượng lắng đọng bùn cát tại các cửa sông, lạch triều cũng là vấn đề thường hay gặp ở vùng ven biển. Bùn cát khi chuyển động dọc theo bờ biển tới các cửa sông hay lạch triều, do có tương tác với dòng chảy từ sông đi ra hay tương tác với dòng triều xuống, sẽ tạo thành các dải ngầm ngoài cửa, đôi khi là các doi cát ngầm nâng dần lên trên mực nước biển. Vị trí và kích thước của các dải cát ngầm hay doi cát ngầm này thường xuyên thay đổi do chúng chịu tác động trực tiếp của sóng và dòng chảy dọc bờ, và gây cản trở rất lớn cho giao thông thủy. Tùy thuộc vào nguồn bùn cát được vận chuyển tới cửa sông, lạch triều là nhiều hay ít mà cửa sông sẽ bị bồi lấp hoàn toàn hay một phần, dẫn đến những chi phí nạo vét cửa hàng năm rất tốn kém.

1.6 ĐẶC ĐIỂM ĐỊA HÌNH BỜ BIỂN VIỆT NAM

Bờ biển Việt Nam có chiều dài hơn 3260km, là một dải bờ biển rất phức tạp. Đúng về mặt tác động của các quá trình động lực từ biển lên lục địa, từ lục địa (sông ngòi

v.v.) lên vùng bờ biển và sự tương tác lẫn nhau giữa chúng, thì đặc điểm của dải bờ biển là một trong những yếu tố quan trọng. Các đặc điểm này có thể kể sơ bộ như sau:

- Đặc điểm của các cửa sông và của các hệ thống sông chảy ra biển.
- Cao trình và cấu trúc địa chất của đường bờ biển.
- Hướng và địa hình đáy của các đoạn bờ.
- Hệ sinh thái dọc đường bờ và vùng ngập mặn
- Hệ thống đê, kè biển v.v.

Việc phân chia ranh giới các miền Bắc, Trung, Nam không đặc trưng cho sự đồng nhất về địa hình và đặc điểm của vùng bờ. Trong mỗi miền, đặc điểm địa hình vùng bờ rất phức tạp.

ĐẶC ĐIỂM ĐỊA HÌNH VÙNG BỜ BIỂN MIỀN BẮC

Nhìn chung về địa hình ở dải bờ miền Bắc là phức tạp nhưng tương đối bằng phẳng, độ dốc nhỏ. Đó là một trong những nguyên nhân tạo điều kiện cho nước dâng bão phát triển mạnh suốt cả dải bờ này.

Mặc dù toàn dải bờ này có thể chia thành hai phần khác biệt nhau: phần phía bắc là đoạn bờ khúc khuỷu, nhiều đồi núi tạo thành vách đứng và hàng ngàn đảo che chắn ; phần phía nam là đoạn bờ thuộc vùng đồng bằng có nhiều cửa sông chia cắt. Nhưng ở đây có một đặc điểm chung là toàn bộ dải bờ đều có hướng chung là đông bắc - tây nam. Địa hình đáy thoải thoải, độ dốc không lớn, có bãi triều rộng. Đó cũng là đặc điểm thuận lợi cho các hiện tượng như sóng, nước dâng v.v . phát triển.

a) Đường bờ từ Quảng Ninh đến Hải Phòng

- *Vùng bờ tỉnh Quảng Ninh*, từ phía lục địa, đây là vùng bờ cửa sông dạng hình phễu. Các cửa sông chính ở đây là: Cửa Lục, Tiên Yên, Hà Cối và Ka Long. Các cửa sông này đều có lưu lượng nhỏ, ít phù sa. Nhưng do vùng này là vùng sụt chìm nên có diện tích ngập triều khá rộng. Hơn nữa, đây là nơi có biên độ triều lớn nhất Việt Nam (4,5m). Về phía biển, đây là vùng bờ có địa hình phức tạp nhất do có rất nhiều đảo nhỏ che chắn phía ngoài bờ (Vịnh Hạ Long, Bái Tử Long).

- *Dải bờ biển Hải Phòng*: Đây là vùng cửa sông của hệ thống sông Thái Bình. Các cửa sông chính là Lạch Tray và Cửa Cấm. Dải bờ này có hệ thống lạch triều dày đặc. Đặc điểm nổi bật của dải bờ này là quá trình xói lở có xu thế tăng trong nhiều năm qua.

b) Đường bờ từ Hải Phòng đến Thanh Hóa

- *Dải bờ thuộc châu thổ sông Hồng (từ Đồ Sơn - Hải Phòng đến Lạch Trường- Thanh Hóa)* có các cửa sông: Ba Lạt, Cửa Đáy, Văn Lý. Trừ vùng Văn Lý trong một giới hạn hẹp có xói lở cục bộ, còn cả dải bờ này có xu hướng bồi tụ. Quá trình bồi tụ có xu hướng mở rộng ngang- từ bờ ra biển có thể tới 25km, như ở cửa sông Đáy, cửa

Ba Lạt (tại Văn Lý chỉ khoảng 2-4km). Ở đây, quá trình động lực sông chiếm ưu thế so với biển.

ĐẶC ĐIỂM ĐỊA HÌNH VÙNG BỜ BIỂN MIỀN TRUNG

Dải bờ biển miền Trung, xét theo đặc điểm địa hình có thể chia làm 3 đoạn như sau:

a) Dải bờ bắc Trung bộ từ Thanh Hoá đến Hà Tĩnh.

Phần phía bắc của đoạn này như sự kế tiếp của phần phía nam của đoạn bờ thuộc dải châu thổ sông Hồng. Phần phía nam có địa hình phức tạp hơn vì bị chia cắt bởi các cửa sông như Cửa Nhượng, Cửa Khẩu...

Nói chung đoạn bờ này khá bằng phẳng, độ dốc không lớn. Đường đẳng sâu 20m và 50m nằm cách bờ khá xa.

Mặc dù cũng có sông ngòi đổ ra, nhưng các sông ở dải bờ này thường nhỏ, ngắn và dốc, nên không tạo được những cửa sông lớn như sông Hồng, sông Thái Bình, do vậy ở dải bờ này không có những bãi triều rộng như ở dải bờ châu thổ sông Hồng. Hệ sinh thái (rừng ngập mặn) ở đây khá nghèo.

b) Dải bờ trung Trung bộ từ Quảng Bình đến Quảng Ngãi

Là đoạn bờ có sự xen kẽ giữa núi cao (Đèo Ngang) và các bãi cát làm cho đường bờ trở nên khúc khuỷu. Đoạn bờ này có đặc tính như đoạn bờ phía bắc của miền Trung, với nhiều dãy núi đâm ra biển như mũi Chân Mây, đèo Hải Vân, bán đảo Sơn Trà, mũi Lay, mũi Dọc,.. và đồng thời dải bờ này tuy ngắn nhưng có nhiều sông đổ ra : Cửa Tùng, Cửa Việt, Cửa Thuận An, Cửa Đại...

Đồng bằng ven biển ở đây hẹp. Như vậy, núi, sông, đồng ruộng nằm đan xen nhau làm cho đường bờ khúc khuỷu. Giữa các mũi vươn ra tạo thành các vụng vịnh lớn như : vụng Chân Mây, vịnh Đà Nẵng.

Độ sâu ở dải bờ biển này lớn. Đường đẳng sâu 50m nước nằm cách bờ không xa, đặc biệt đường đẳng sâu 20m nước gần như nằm sát bờ, có nơi chỉ cách bờ khoảng 10km.

c) Dải bờ nam Trung bộ từ Quảng Ngãi tới Bình Thuận.

Đây là đoạn bờ có ít sông đổ ra biển nhất. Sông lớn đáng kể nhất trên đoạn bờ này là sông Trà Khúc thuộc tỉnh Quảng Ngãi và sông Đà Rằng ở Tuy Hoà, thuộc tỉnh Phú Yên. Đoạn bờ này có một số mũi và bán đảo như: mũi Ba Làng An, mũi Đại Lãnh, mũi Dinh, mũi Kê Gà, bán đảo Hòn Gốm. Đồng thời có một số vịnh khá kín, thuận lợi cho tàu bè trú ẩn khi có dông, bão như vịnh Quy Nhơn, vịnh Văn Phong, vịnh Cam Ranh.

Hệ thống đảo ven bờ vùng này nằm thưa thớt trên một dải bờ dài như đảo Lý Sơn (Quảng Ngãi), Cù Lao Xanh (Phú Yên), Hòn Tre (Khánh Hoà).

Nét nổi bật nhất của địa hình đáy đoạn bờ này là thềm lục địa rất hẹp và dốc. Các đường đẳng sâu 50m, 100m, thậm chí cả đường đẳng sâu 1000m đi rất sát bờ, nhất là đoạn từ Quy Nhơn đến Nha Trang.

Như trên đã nói, bão ở vùng này ít về tần số và nhỏ hơn về cường độ, vì thế nước dâng ở đây không lớn. Nhưng một phần quan trọng nữa làm hạn chế sự phát triển của nước dâng ở đây là địa hình đáy sâu và dốc. Về hệ sinh thái, nhất là rừng ngập mặn ở đoạn bờ này không đáng kể.

ĐẶC ĐIỂM ĐỊA HÌNH VÙNG BỜ BIỂN MIỀN NAM

Cả dải bờ này có nhiều đặc điểm không đồng nhất về hình thể đường bờ và địa hình vùng bờ. Nhìn chung, nó được chia thành 2 đoạn

a) Dải bờ đông Nam bộ gồm hai hệ thống cửa sông chính :

- Vùng cửa sông Đồng Nai. Trước khi đổ ra biển, sông Đồng Nai chia ra nhiều nhánh nhỏ và đổ ra vịnh Gành Rái nông và kín- đây là vịnh lớn nhất của miền Nam.

- Tiếp đến là vùng cửa sông Cửu Long. ở đây có rất nhiều cửa sông chia cắt dải bờ này thành nhiều đoạn. Các cửa sông chính gồm có: cửa Soài Rạp, Cửa Tiểu, Cửa Đại, Cửa Ba Lai, cửa Hàm Luông, cửa Cổ Chiên, cửa Cung Hầu, cửa Định An, cửa Tranh Đề, cửa Mỹ Thạnh và cửa Bờ Đề. Các cửa sông này hàng năm đổ ra biển một lượng rất lớn nước ngọt và phù sa. Chính vì vậy mà vùng biển các cửa sông được bồi đắp, bãi triều rất rộng. Suốt cả dải bờ là vùng nước nông, đáy thoải, độ dốc nhỏ. Đường đẳng sâu 50m cách rất xa bờ, càng về phía nam càng xa. Phần lãnh hải nằm trong đường đẳng sâu 20m có diện tích rất lớn, đường đẳng sâu này có thể cách bờ 50km.

Dải bờ biển này hầu như không có đảo. Duy nhất chỉ có đảo Hòn Khoai nhỏ bé, nằm cách mũi Cà Mau khoảng 15-20 km.

Khác với bờ biển miền Trung, nơi có nhiều mũi, vụng, vịnh, các đảo ; dải bờ biển này có nét đặc trưng là có rất nhiều cửa sông rộng chia cắt.

b) Dải bờ tây Nam bộ

Dải bờ này kéo dài từ mũi Cà Mau tới mũi Nai - Hà Tiên, thuộc tỉnh Kiên Giang. Nhìn chung đoạn bờ này ít khúc khuỷu, ít bị chia cắt và có rất ít sông đổ ra. Chỉ có sông Cái Lớn đổ ra vụng Rạch Giá là lớn hơn cả. Ở đây cũng có một số mũi nhỏ, không vươn ra xa biển như mũi Hòn Chông, mũi Ông Thầy vv. Các vụng, vịnh ở đây cũng ít như vụng Rạch Giá, vụng Cà Mau, vụng Cây Dương ; trong đó vụng Rạch Giá lớn hơn nhất. Địa hình đáy vùng bờ thoải, nông, độ dốc rất nhỏ. Đường đẳng sâu 20m nằm cách bờ khoảng 50 -60 hải lý.

Hệ thống các đảo thuộc dải bờ này khá phong phú, với các đảo lớn như đảo Phú Quốc, Thổ Chu (nằm xa bờ). Nằm gần bờ hơn là hệ thống các đảo nhỏ như: Hòn Tra,

Hòn Minh Hoà, Hòn Anh Đông, Hòn Anh Tây, Hòn Thơm, Hòn Nam Du, Hòn Trước, Hòn Mau, Hòn Dấu, Hòn Trong vv..

Dải bờ này phần lớn có hướng Nam - Bắc và Đông - Nam chịu ảnh hưởng của gió mùa Tây Nam tương đối lớn.

Dải bờ chung quanh mũi Cà Mau (đông và tây) là nơi có rừng ngập mặn lớn nhất nước mặc dù - như chúng ta đã biết: những năm gần đây diện tích rừng ngập mặn đã bị thu hẹp đi rất nhiều do bị con người tàn phá và do cháy rừng.

Do vùng bờ thoải và nông nên suốt cả dải bờ biển miền Nam đều có bãi triều rộng. Về mặt địa hình, đây là dải bờ thuận lợi nhất cho việc phát triển nước dâng do bão. Rất may là ở khu vực thường rất ít khi có bão và cường độ bão cũng yếu.

CHƯƠNG 2

SÓNG, MỤC NƯỚC VÀ DÒNG CHẢY

2.1 GIỚI THIỆU

Van der Velden (1998) đã viết rằng, nếu biển lúc nào cũng hiền hòa và phẳng lặng thì các nghiên cứu về biển sẽ chẳng còn gì thú vị nữa. Thật may là trong tự nhiên không phải là thế, mực nước biển luôn dao động theo các thời đoạn dài, ngắn khác nhau một cách thường xuyên và theo các quy luật phức tạp khiến cho biển cả trở nên thật bí ẩn và các nghiên cứu về biển thật thú vị và đáng quan tâm.

Sóng hình thành từ gió (gọi tắt là sóng gió) là một tác nhân quan trọng có tác dụng truyền năng lượng từ gió qua đại dương tới bờ biển. Khi tới vùng nước nông, năng lượng sóng chuyển thành dòng chảy dọc bờ và gây nên hiện tượng vận chuyển bùn cát ven bờ. Sự hình thành sóng từ gió phụ thuộc vào tốc độ gió và thời gian gió thổi và phạm vi không gian có gió thổi. Sóng hình thành trong vùng có bão được gọi là *sóng bão* và chúng thường rất phức tạp. Tại một thời điểm, có rất nhiều chiều cao sóng khác nhau, sóng dường như xuất hiện đột ngột và biến mất đột ngột. Sở dĩ mà sóng bão phức tạp như vậy là do bão không chỉ đơn giản tạo nên một loại sóng mà là tạo nên toàn bộ phổ sóng với một dải các giá trị chu kỳ và chiều cao sóng khác nhau. Tuy vậy, khi sóng di chuyển ra khỏi vùng có bão thì chúng lại trở nên đều đặn và phát triển thành sóng lừng, (*swell wave*), đây là các sóng có chiều cao và khoảng cách giữa các đỉnh sóng đồng đều nhau. Ở trạng thái đều đặn này, một con sóng có thể nối tiếp các con sóng đơn khác trên một quãng đường dài đáng kể khi chúng lan truyền qua đại dương. Sóng lừng có vai trò truyền năng lượng qua đại dương tới bờ biển, tại đó các sóng bị vỡ do ảnh hưởng của ma sát đáy và giải phóng năng lượng mà nó mang theo trong vùng sóng vỡ.

Các kiến thức cơ bản và cụ thể về lý thuyết sóng gió đã được trình bày trong giáo trình “Sóng gió” được biên soạn cho sinh viên năm thứ 3, giáo trình này sẽ không nhắc lại các kiến thức đó. Chương 2 sẽ chỉ giới thiệu một cách tóm tắt về lý thuyết sóng biên độ nhỏ, tuyến tính của Airy, giới thiệu các tính toán, mô tả các thông số sóng có liên quan trực tiếp tới hiện tượng vận chuyển bùn cát và diễn biến bờ biển. Những khái niệm cơ bản về mực nước và dòng triều có liên quan tới hình thái bờ biển cũng sẽ được giới thiệu trong chương này

2.2 LÝ THUYẾT SÓNG TUYẾN TÍNH CỦA AIRY

Để hiểu được chuyển động của sóng khi truyền qua đại dương sau khi thoát ly khỏi nơi hình thành và sự biến đổi các tham số sóng khi nó đi vào vùng nước nông gần bờ,

thì việc biểu diễn toán học các phương trình tương quan dự tính tốc độ chuyển động và sự thay đổi chiều cao sóng theo độ sâu, các phương trình biểu thị năng lượng sóng là rất cần thiết. Trong tính toán vận chuyển bùn cát và diễn biến đường bờ, các thông số sóng cơ bản và các phương trình mô tả quỹ đạo chuyển động, vận tốc của các chất điểm nước trong sóng là đặc biệt quan trọng.

Các lý thuyết sóng áp dụng trong tính toán có nhiều loại khác nhau, từ lý thuyết sóng tuyến tính tương đối đơn giản của Airy tới lý thuyết sóng phức tạp của Cnoidal. Tuy nhiên, do tính chất phức tạp của sóng và cơ chế vận chuyển bùn cát cũng như mối tương tác giữa các yếu tố sóng, dòng chảy và bùn cát mà khó có thể biểu diễn toán học được các tương quan này thông qua các lý thuyết sóng phức tạp. Ở đây sẽ nhấn mạnh tới việc ứng dụng Lý thuyết Sóng Tuyến tính của Airy, lý thuyết được áp dụng tại vùng nước sâu, các tương quan toán học tương đối đơn giản, để mô tả chuyển động của sóng. Do tính chất phức tạp mà lý thuyết sóng Cnoidal ít nhận được sự quan tâm và ít được ứng dụng rộng rãi trong thực tiễn mặc dù đây là một lý thuyết sóng có khả năng ứng dụng rất rộng.

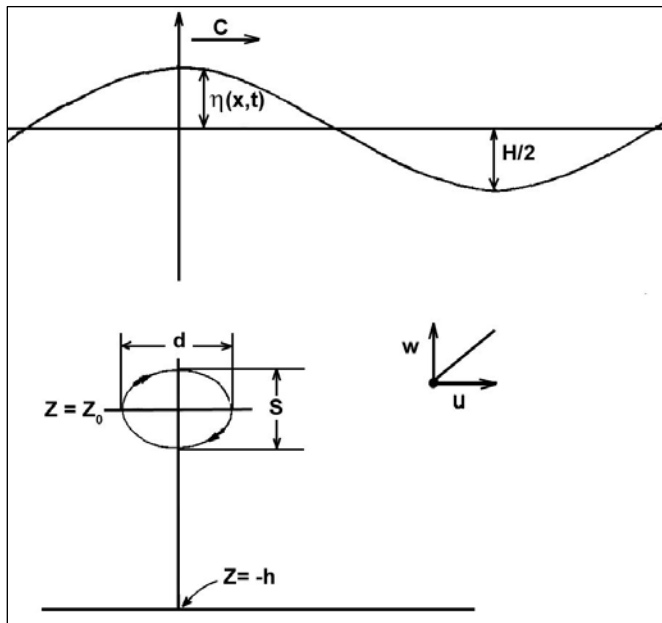
CÁC GIẢ THIẾT CƠ BẢN VÀ ĐẶC TRƯNG SÓNG

Hình dạng, vận tốc và sự chuyển động của các chất điểm nước khi kết hợp với nhau của một chuỗi sóng đơn là rất phức tạp; chúng sẽ trở nên phức tạp nữa khi ở ngoài thực tế, tức là trên mặt biển, nơi có vô số các sóng có kích thước, tần số và hướng truyền sóng khác nhau cùng có mặt. Như đã nêu ở trên, lý thuyết sóng đơn giản nhất mô tả chuyển động của sóng là lý thuyết của Airy, hay còn được gọi là lý thuyết sóng tuyến tính vì lý thuyết này đã sử dụng một số giả thiết nhằm tuyến tính hóa các đặc trưng sóng. Lý thuyết này đã dựa vào các giả thiết như sau: trong môi trường chất lỏng không nén được (giả thiết này tương đối hợp lý), chất lỏng không tham gia chuyển động quay (giả thiết này nhằm ám chỉ rằng coi môi trường nước không có tính nhớt, tuy không hoàn toàn đúng trong thực tế nhưng các sai số xuất phát từ giả thiết này là có thể chấp nhận được), trên một bề mặt đáy không thấm nước (không hoàn toàn đúng trong thực tế) và xét các sóng có biên độ nhỏ (tuy đây không phải là giả thiết tốt nhưng kết quả tính toán khá phù hợp với thực tế trong trường hợp sóng không quá lớn).

Cho tới nay, lý thuyết sóng đơn giản nhất, lý thuyết của Airy, vẫn có thể sử dụng được trong nhiều ứng dụng, cụ thể là trong mô tả sóng lừng ở vùng nước sâu có chiều cao sóng gần như đều nhau hoặc tuyến tính hóa tổng các sóng hình sin để tạo thành các sóng bão phức tạp. Khi triển khai lý thuyết sóng của Airy, một giả thiết rất quan trọng được đề cập tới là coi chiều cao sóng là rất nhỏ so với chiều dài sóng và độ sâu nước nơi có sóng. Bằng việc lấy gần đúng này, phương trình mô tả cao trình mặt nước $\eta(x,t)$ sẽ có dạng như sau:

$$\eta(x,t) = \frac{H}{2} \cos(kx - \sigma t) \quad (2.1)$$

Trong đó H là chiều cao sóng, x là trục tọa độ theo phương chuyển động sóng, t là thời gian, $k = 2\pi/L$ là số sóng xuất hiện, trong đó L là chiều dài sóng và là $\sigma = 2\pi/T$ tần số sóng có đơn vị là *radian* với T là chu kỳ sóng có đơn vị là giây. Các thông số trên và các thông số có liên quan trong phương trình (2.1) được trình bày ở hình 2-1. Bảng 2-1 tóm tắt các phương trình cơ bản trong lý thuyết sóng của Airy. Hình dạng của con sóng trong lý thuyết Airy là hình sin với khoảng cách x tại một thời gian cố định hoặc với thời gian t tại vị trí cố định (x là hằng số).



Hình 2-1. Các ký hiệu sử dụng trong lý thuyết sóng Airy. Góc hệ trục tọa độ là điểm O trên mặt nước tĩnh với trục z có hướng từ đáy lên phía trên mặt nước. Tại đáy biển có $z = -h$. Bề mặt nước biển có dạng hình sin, mỗi chất điểm nước chuyển động với vận tốc theo phương ngang u và theo phương đứng w theo quỹ đạo elíp với đường kính trục lớn là d và đường kính trục nhỏ là s .

Có một quan hệ cơ bản và đặc biệt quan trọng được khai triển từ lý thuyết sóng của Airy, đó là *phương trình phân tán*:

$$\sigma^2 = gk \tanh(kh) \quad (2.2)$$

Nếu thay các đại lượng đã biết là $\sigma = 2\pi/T$ và $k = 2\pi/L$, vào phương trình 2.2 sẽ có

$$L = \frac{g}{2\pi} T^2 \tanh\left(\frac{2\pi h}{L}\right) \quad (2.3)$$

Trong đó: h là độ sâu nước.

Phương trình này không thể giải được trực tiếp vì có giá trị chiều dài sóng L ở cả 2 vế của phương trình và giới hạn phù hợp của L được xác định từ hàm hyperbolic tangens ở vế phải của phương trình. Hình (2-2) mô tả đồ thị hàm hyperbolic của giá trị (r) . Từ đồ thị này có thể thấy rằng khi $r = kh = 2\pi h/L$ có giá trị lớn thì $\tanh(2\pi h/L) \approx 1$, do vậy phương trình (2.1) được rút gọn lại thành:

$$L_0 = \frac{g}{2\pi} T^2 \quad (2.4)$$

Chỉ số L_0 được dùng để chỉ các tham số sóng ở lân cận vùng nước sâu, sở dĩ như vậy vì tại vùng nước sâu, theo giả thiết thì độ sâu nước h lớn hơn nhiều lần so với chiều dài sóng L nên $\tanh(2\pi h/L) \approx 1$

Bảng 2-1 Các phương trình được xây dựng từ lý thuyết sóng tuyến tính của Airy

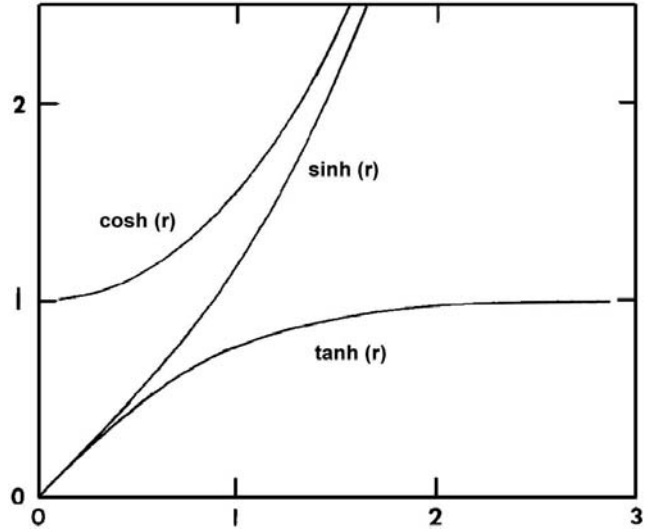
Các tham số sóng	Phương trình tổng quát	Vùng nước sâu	Vùng nước nông
Cao trình mặt nước	$\eta(x,t) = \frac{H}{2} \cos(kx - \sigma t)$		
Vận tốc pha	$C = \frac{gT}{2\pi} \tanh\left(\frac{2\pi h}{L}\right)$	$C_0 = \frac{gT}{2\pi}$	$C_s = \sqrt{gh}$
Chiều dài sóng	$L = \frac{gT^2}{2\pi} \tanh\left(\frac{2\pi h}{L}\right)$	$L_0 = \frac{gT^2}{2\pi}$	$L_s = T\sqrt{gh}$
Đường kính quỹ đạo theo phương ngang	$d = H \frac{\cosh[k(z_0 + h)]}{\sinh(kh)}$	$d = He^{kz_0}$	$d = \frac{HL_s}{2\pi h} = \frac{HT}{2\pi} \sqrt{\frac{g}{h}}$
Đường kính quỹ đạo theo phương đứng	$s = H \frac{\sinh[k(z_0 + h)]}{\sinh(kh)}$	$s = He^{kz_0}$	$s = 0$
Vận tốc quỹ đạo theo phương ngang	$u = \frac{\pi H}{T} \frac{\cosh[k(z_0 + h)]}{\sinh(kh)} \cos(kx - \sigma t)$	$u = \frac{\pi H}{T} e^{kz} \cos(kx - \sigma t)$	$u = \frac{H}{2} \sqrt{\frac{g}{h}} \cos(kx - \sigma t)$
Vận tốc quỹ đạo theo phương đứng	$w = \frac{\pi H}{T} \frac{\sinh[k(z_0 + h)]}{\sinh(kh)} \sin(kx - \sigma t)$	$w = \frac{\pi H}{T} e^{kz} \sin(kx - \sigma t)$	$w = 0$

Vùng nước sâu thường được giới hạn từ điểm có độ sâu $h > L_0/2$, trong trường hợp này, sai số tính toán sẽ nhỏ hơn 5% so với tính toán trong phương trình (2.3). Thế vào phương trình cơ bản $C = L/T$, sẽ thu được vận tốc pha C_0 tương ứng ở vùng nước sâu như sau:

$$C_0 = \frac{g}{2\pi} T \quad (2.5)$$

Đối với vùng nước nông, khi độ sâu $h < L_0/20$ (với sai số là 5%), có thể lấy gần đúng phương trình (2.1), trong đó $\tanh(2\pi h/L) \approx 2\pi h/L$ (hình 2-2), từ đó phương trình (2.1) được rút gọn lại còn

$$L_s = T\sqrt{gh} \quad (2-6)$$



Hình 2-2 Các giá trị của hàm hyperbolic

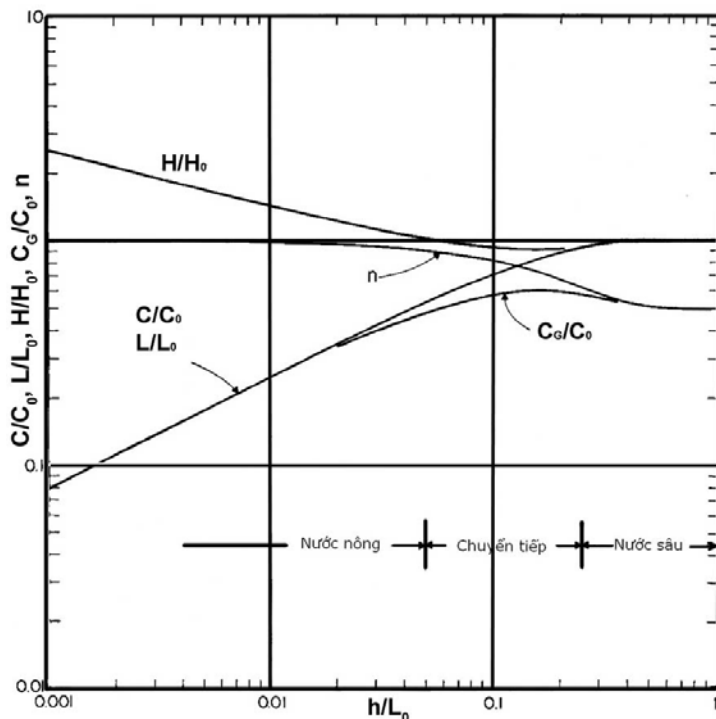
và vận tốc pha tương ứng C_s là

$$C_s = \sqrt{gh} \quad (2-7)$$

Chỉ số s trong các phương trình (2-6) và (2-7) được dùng để chỉ các tham số sóng được lấy gần đúng ở vùng nước nông. Trái ngược với vùng nước sâu, nơi có chiều dài sóng và vận tốc pha chỉ phụ thuộc vào chu kỳ sóng; thì ở vùng nước nông, các tham số này lại phụ thuộc chủ yếu vào độ sâu nước.

Tóm lại, phạm vi ứng dụng các tính toán gần đúng như sau:

Vùng nước sâu	$\frac{h}{L_0} > \frac{1}{2}$	
Vùng chuyển tiếp (phương trình tổng quát)	$\frac{1}{4} > \frac{h}{L_0} > \frac{1}{20}$	(2.8)
Vùng nước nông	$\frac{h}{L_0} > \frac{1}{20}$	



Hình 2-3. Sự biến đổi của sóng theo lý thuyết Airy là hàm của tỷ số giữa độ sâu nước, h , với chiều dài sóng ở vùng nước sâu E , trong đó L là hàm của chu kỳ sóng

Tại độ sâu chuyển tiếp, khi không thể lấy gần đúng các tính toán như đối với vùng nước sâu và vùng nước nông với sai số tính toán nhỏ hơn 5%, thì các tính toán phải sử dụng phương trình tổng quát (2.3). Các bảng biểu được xây

dựng và triển khai từ việc giải phương trình trên có thể tham khảo của Wiegel (1954,1964) hay *Sổ tay Kỹ thuật Bờ biển (Coastal Engineering Manual - CEM, 2002)*.

Sự biến thiên của L/L_0 và C/C_0 theo h/L_0 có thể tra từ hình (2-3). Ngoài ra có thể tính gần đúng phương trình tổng quát (2.3), thay thế cho các bảng biểu tính, bằng triển khai của Eckart (1952) như sau:

$$L = L_0 \left[\tanh \left(\frac{2\pi h}{L_0} \right) \right]^{0.5} \quad (2.9)$$

Phương trình này có thể được dùng ở vùng chuyển tiếp, và có thể được giải trực tiếp từ chiều dài sóng L và độ sâu h , sau khi đã tính toán được chiều dài sóng L_0 ở vùng nước sâu từ phương trình (2.4). Phương trình 2.9 của Eckart cho thấy rõ hơn rằng khi độ sâu nước tăng lên lúc sóng tới gần bờ thì chiều dài sóng L và vận tốc pha tương ứng $C = L/T$ sẽ giảm so với giá trị ban đầu của chúng ở vùng nước sâu.

NĂNG LƯỢNG SÓNG

Như vậy chúng ta đã xét qua các phương trình cơ bản của sóng tuyến tính Airy biểu thị chuyển động trên mặt nước. Lý thuyết của Airy cũng đưa ra các phương trình năng lượng sóng và phương trình truyền năng lượng sóng qua đại dương. Mặc dù không có sự chuyển động thực của nước khi sóng truyền qua, vì theo lý thuyết của Airy thì các chất điểm nước chỉ dao động lên xuống xung quanh vị trí của nó, nhưng bản thân chuyển động của sóng cũng sinh tác dụng truyền năng lượng trên mặt biển. Sự dịch chuyển mặt nước biến khỏi trạng thái mặt nước tĩnh, phẳng tạo cho sóng một *thế năng*. Tại cùng thời điểm đó, chuyển động theo quỹ đạo của các chất điểm nước ở bên dưới sóng sẽ tạo nên một *động năng*. Kết hợp cả thế năng và động năng dọc theo toàn bộ chiều dài sóng sẽ thu được tổng năng lượng sóng E trên một đơn vị diện tích ($1m^2$) của theo lý thuyết sóng Airy như sau:

$$E = \frac{1}{8} \rho g H^2 \quad (2.10)$$

E có tương quan trực tiếp tới chiều cao sóng H và trọng lượng riêng của nước biển ρ . Tương quan này biểu diễn “*mật độ*” của năng lượng được tổng hợp và tích hợp trên một đơn vị diện tích, và là tổng năng lượng trên một đơn vị chiều dài đỉnh sóng. Trong hệ mét, các thứ nguyên và đơn vị của năng lượng sóng E được biểu diễn bằng Newtons/m hay June/ m^2 (thứ nguyên là *năng lượng/chiều dài²*).

Khi sóng đi qua thềm lục địa và tiến sâu dần vào trong vùng nước nông, do ảnh hưởng của địa hình đáy, chiều cao sóng H sẽ thay đổi, thường là chiều cao sóng sẽ tăng lên cho tới khi sóng tiến tới gần bờ và vỡ. Điều này cũng có nghĩa là năng lượng sóng E cũng sẽ biến đổi khi có hiệu ứng nước nông làm thay đổi chiều cao sóng, và năng lượng sóng sẽ không được bảo tồn như thường được xét (không phải là năng lượng đơn thuần mà là mật độ năng lượng). Năng lượng sóng tổng cộng (E) được thay thế bằng đại lượng thông lượng năng lượng sóng (P) - được gọi tắt là thông lượng sóng (*flux of energy*). P được lấy xấp xỉ bằng hằng số.

Thông lượng sóng được định nghĩa là mật độ năng lượng sóng bị dịch chuyển dọc theo hướng truyền sóng và được biểu thị bằng công thức sau:

$$P = E \times C \times n = E \times C_g \quad (2.11)$$

Trong đó C là vận tốc của một sóng đơn (hay còn gọi là vận tốc pha), và

$$n = \frac{1}{2} \left[1 + \frac{2kh}{\sinh(2kh)} \right] \quad (2.12)$$

Vận tốc $C_g = C \times n$ là vận tốc truyền năng lượng sóng, vận tốc này được gọi là vận tốc nhóm, nó biểu thị tốc độ chuyển động của một nhóm các sóng. Vận tốc này được phân biệt rất rõ so với vận tốc của một sóng đơn chuyển động với tốc độ pha C . Đồ thị giá trị n biến thiên theo h/E được mô tả trong hình (2-3). Tại vùng nước sâu ($n = 1/2$), giá trị n sẽ tăng khi sóng chuyển động dần vào vùng chuyển tiếp và giá trị $n = 1$ khi vào đến vùng nước nông. Điều này có nghĩa là, tại vùng nước sâu, các con sóng đơn lẻ dịch chuyển về phía trước với tốc độ pha C chuyển động với tốc độ gấp đôi của cả nhóm sóng, nhanh hơn vận tốc truyền của năng lượng sóng. Hiệu ứng của sự khác biệt này có thể quan sát thấy tạo các máng sóng trong phòng thí nghiệm, khi tạo ra một số hữu hạn các sóng ở vùng nước sâu. Có thể quan sát thấy rằng, sự suy giảm dần chiều cao của các sóng dẫn đầu, thậm chí là các sóng này bị biến mất khi nó vượt qua tốc độ truyền của năng lượng sóng của nhóm, trong khi đó các sóng mới được hình thành ở cuối nhóm sóng.

Đại lượng thông lượng sóng trong phương trình (2.11) được ký hiệu là P vì nó đặc trưng cho năng lượng của sóng, hay nói chính xác hơn là năng lượng trên một đơn vị chiều dài đỉnh sóng. Snyder, Wiegell, and Bermel (1957) thông qua việc xác định năng lượng sóng tại một đầu của máng sóng trong phòng thí nghiệm và năng lượng sóng được truyền tới đầu kia của máng đã chứng tỏ rằng công thức (2.11) là hoàn toàn phù hợp khi biểu diễn suất chuyển năng lượng sóng.

Cùng với sự dịch chuyển sóng còn có suất chuyển năng lượng hoặc truyền động lượng. Longuet Higgins and Stewart (1960,1964) đã đưa ra định nghĩa về “ứng suất tỏa” (*radiation stress*) là sự gia tăng động lượng dòng chảy do sự có mặt của sóng. Ứng suất tỏa chính là phần động lượng “gia tăng” thêm, trong đó có xét tới áp suất thủy động, tổng áp suất mang giá trị tuyệt đối trừ đi áp suất thủy tĩnh. Điều này khẳng định rằng, động năng chỉ có liên quan trực tiếp tới sự xuất hiện của sóng. Nếu trục x được đặt ngược với hướng truyền sóng và trục y lấy song song với đỉnh sóng thì có 2 thành phần khác không của ứng suất tỏa (*radiation stress*): thành phần mạch động theo phương x , y của động năng - x và động năng y . Ứng suất tỏa hay sự biến thiên của động năng chuyển qua mặt phẳng ($x =$ hằng số và có hướng song song với bờ) theo hướng dịch chuyển sóng (hướng x) được xác định bằng công thức sau

$$S_{xx} = E \left[\frac{2kh}{\sinh(2kh)} + \frac{1}{2} \right] = E \left(2n - \frac{1}{2} \right) \quad (2.13)$$

Mặc dù, thành phần có quỹ đạo chuyển động song song với đỉnh sóng bằng không, nhưng mạch động của mô men theo phương y vẫn có giá trị khác không do khi có sóng,

áp lực mạch động sẽ được hình thành. Mạch động mô men theo phương y khi chuyển qua mặt phẳng $y = \text{hằng số}$ là

$$S_{yy} = E \left[\frac{kh}{\sinh(2kh)} \right] = E \left(n - \frac{1}{2} \right) \quad (2.14)$$

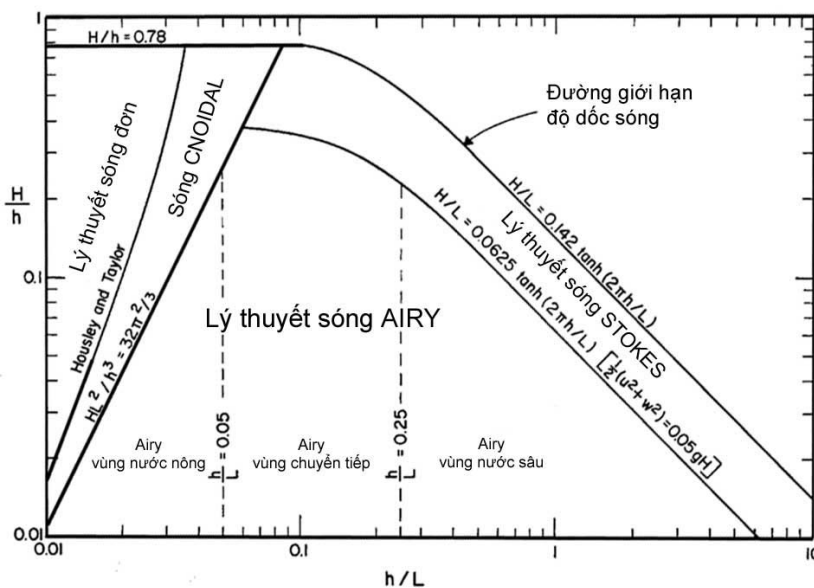
Tại vùng nước sâu, khi $n=1/2$; $S_{xx} = E/2$, và $S_{yy} = 0$;

tại vùng nước nông khi $n = 1$, $S_{xx} = 3E/2$, và $S_{yy} = E/2$.

Ứng suất tỏa là một công cụ mạnh để phân tích các trạng thái khác nhau của các hiện tượng có liên quan tới sóng. Trong nhiều trường hợp, ứng suất tỏa sẽ được dùng để dự báo sự biến đổi mực nước biển (do hiện tượng dâng, hạ mực nước) kết hợp với các sóng chuyển động tới gần bờ. Thành phần theo hướng dọc bờ của ứng suất tỏa được xem như là nguyên nhân tạo nên dòng chảy theo hướng dọc bờ. Một ứng dụng khác là xét sự hình thành của sóng vỗ bờ (*surf beat*), tương tác giữa sóng với dòng chảy ổn định, và độ dốc của các sóng ngắn trọng lực trên đỉnh các sóng dài hơn (Longuet-Higgins and Stewart, 1964).

PHẠM VI ÁP DỤNG CỦA LÝ THUYẾT SÓNG

Lý thuyết sóng của Airy chỉ là một trong số nhiều lý thuyết sóng đã được nghiên cứu, và là lý thuyết sóng đơn giản nhất như đã đề cập ở phần đầu của chương 2. Các lý thuyết sóng này đều có phạm vi áp dụng khác nhau, phụ thuộc vào mức độ sát thực của chúng khi biểu diễn các hiện tượng sóng trong tự nhiên. Phạm vi áp dụng của các sóng được đề cập ở đây được chỉ ra cụ thể trên hình (2-4), trong đó phạm vi áp dụng của từng loại sóng sẽ làm hàm của tỷ số H/h và h/L . Có thể nhận ra rằng, lý thuyết sóng của Airy là có vùng áp dụng rộng nhất, trong khi lý thuyết sóng Stoker có vùng áp dụng hẹp hơn nhiều



Hình 2-4. Phạm vi áp dụng của các lý thuyết sóng khác nhau, là hàm của tỷ số H/h và h/L

Giới hạn sóng đồ, hay còn gọi là giới hạn về độ dốc sóng của lý thuyết sóng đơn được chỉ ra trên hình (2-4) là $\gamma_b = H_b/h_b = 0.78$. Giới hạn áp dụng lý thuyết sóng Airy là

$$\frac{1}{2}(u^2 + w^2) < 0.05gH \quad (2.15)$$

trên cơ sở giả thiết đơn giản hóa phương trình sóng của Euler, trong đó chỉ ra rằng, vận tốc quỹ đạo của các chất điểm nước theo phương u và w tại mặt nước là nhỏ (nhỏ hơn 5% của tích số $g \times H$). Muir Wood (1969) đã chỉ ra rằng, giới hạn trên tương đương với

$$\frac{H}{L} < \frac{1}{16} \tanh\left(\frac{2\pi h}{L}\right) \quad (2.16)$$

Giới hạn này chính là đường ranh giới giữa lý thuyết sóng Airy và lý thuyết sóng Stokes như trên hình (2-4). Sử dụng đường giới hạn

$$\frac{HL^2}{h^3} = \frac{32\pi^2}{3} \quad (2.17)$$

là ranh giới giữa lý thuyết sóng cnoidal và lý thuyết sóng Airy, do Keller (1948) và Littman (1957) phát triển.

2.3 HIỆN TƯỢNG TRUYỀN SÓNG VÀ BIẾN DẠNG SÓNG

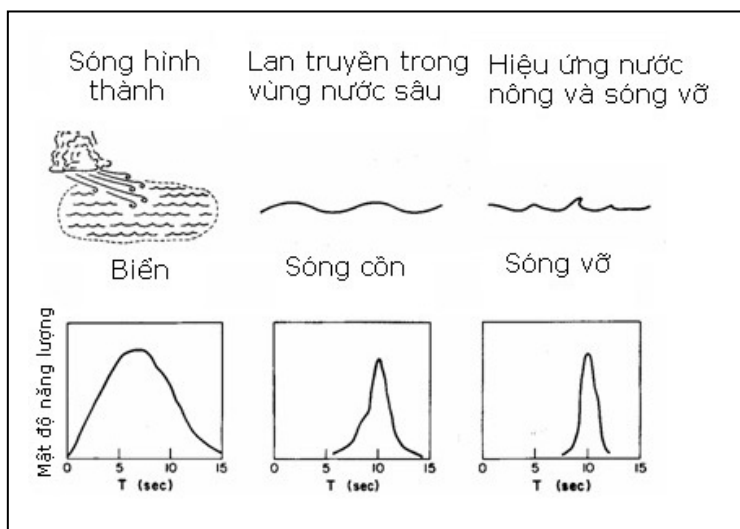
Khi chuyển động từ ngoài khơi vào gần bờ, sóng trải qua rất nhiều quá trình biến đổi (biến dạng) khi lan truyền. Quá trình biến dạng sóng này tương ứng với sự biến đổi của địa hình đáy biển hoặc khi sóng gặp phải các chướng ngại vật trên đường truyền sóng như các công trình ở ven bờ. Như vậy, khi tính toán các diễn biến của địa hình đáy biển ở vùng gần bờ hay tính toán thiết kế cho các công trình ven bờ, các kỹ sư cần phải nắm được các hiện tượng này và biết cách tính toán các thông số sóng. Ở phần trước, chúng ta đã được biết các phương trình mô tả năng lượng và sự chuyển động sóng, thông qua các phương trình này có thể tính toán được sự biến dạng sóng khi sóng truyền từ vùng nước sâu vào vùng nước nông trước khi nó chuyển động vào bờ.

HIỆN TƯỢNG TRUYỀN SÓNG Ở VÙNG NƯỚC SÂU

Khi sóng di chuyển ra khỏi nơi hình thành và không chịu ảnh hưởng của gió thì chúng tự sắp xếp thứ tự theo sự phân rã của sóng và trở nên đều hơn. Tốc độ truyền năng lượng sóng và tốc độ dịch chuyển của nhóm sóng được xác định bằng vận tốc nhóm sóng theo công thức như sau:

$$C_g = C.n = \frac{C}{2} = \frac{1}{2} \frac{gT}{2\pi} \quad (2.18)$$

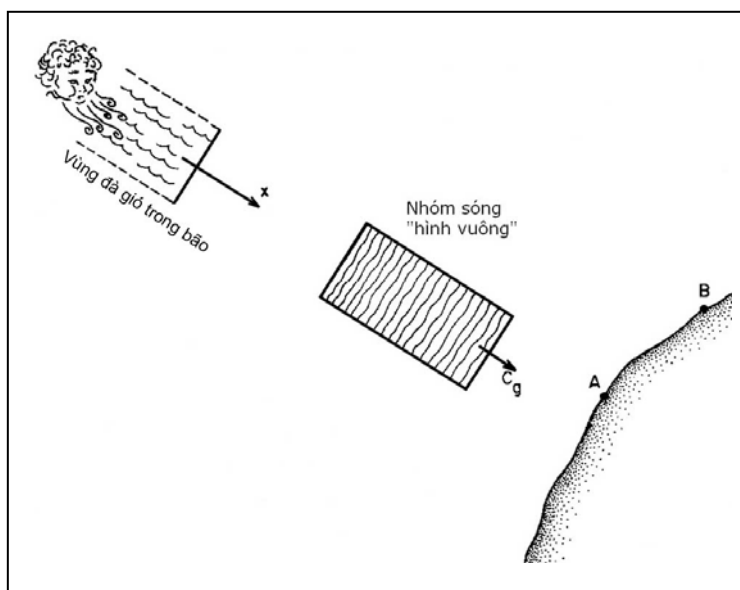
Theo công thức (2.18) thì tốc độ chuyển động của nhóm sóng chỉ phụ thuộc vào chu kỳ sóng, do vậy mà các sóng có chu kỳ dài sẽ di chuyển nhanh hơn các sóng có chu kỳ



Hình 2-5. Sự biến đổi phổ năng lượng sóng từ nơi sóng hình thành (với phổ sóng rộng) tới phổ của các sóng lừng bị thu hẹp lại trong quá trình phân tán và tiêu tán năng lượng sóng, và cuối cùng tại khu sóng vỡ có phổ sóng hẹp.

Mỗi chu kỳ sóng trong phổ có một nhóm các sóng phối hợp với nó, di chuyển ra khỏi nơi sóng được hình thành, và được lấy xấp xỉ sơ bộ, chuyển động độc lập với các sóng có chu kỳ khác nhau. Các nhóm sóng khác nhau với chu kỳ riêng biệt có tốc độ chuyển động không xác định; do vậy mặc dù cùng bắt đầu xuất phát rời khỏi nơi hình thành sóng nhưng chúng sẽ nhanh chóng tách rời nhau trong quá trình chuyển động.

Mỗi chu kỳ sóng trong phổ có một nhóm các sóng phối hợp



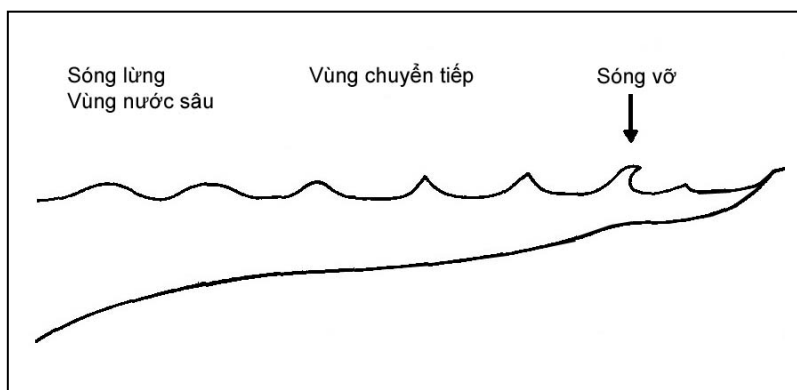
Hình 2-6. Nhóm sóng có hình "chữ nhật" có cùng một chu kỳ sóng trong một phổ sóng hoàn chỉnh khi nó chuyển động từ nơi hình thành tới điểm quan trắc A trên bờ biển.

Xét một nhóm sóng riêng biệt có chu kỳ T khi nó chuyển động từ nơi hình thành sóng tới bờ biển như hình (2-6). Trong điều kiện lý tưởng, nhóm sóng này sẽ chiếm một vùng hình chữ nhật có chiều rộng bằng chiều rộng ảnh hưởng của cơn bão hình thành sóng và chiều dài xác định từ chu kỳ bão và tổng chiều dài đà gió. Coi biên của hình chữ nhật giả thiết tại điểm $x=0$ và sóng được hình thành tại thời điểm $t=0$. Nhóm sóng được bao bởi hình chữ nhật sẽ chuyển động theo hướng gió thổi theo chiều dương của trục x với vận tốc chuyển động mô tả trong phương trình (2.18). Nếu cơn bão kéo dài trong vòng 30 giờ, thì đường biên đáy của hình chữ nhật theo hướng gió thổi sẽ đi qua đường $x = 0$ chậm hơn sau khoảng 30 tiếng khi đường biên mặt trước của hình chữ nhật với chiều dài của hình chữ nhật sẽ là $C_g \times 30$ tiếng. Thực tế, các cạnh của hình chữ nhật sẽ không duy trì được hình dạng ban đầu, một số cơn sóng sẽ bị xáo trộn và lọt ra khỏi hình chữ nhật đi vào vùng nước tĩnh bao quanh nó. Một số sóng thấp sẽ vượt lên cạnh bao ngoài của hình chữ nhật và năng lượng sóng sẽ bị khuếch tán theo phương ngang, làm cho các cạnh của hình chữ nhật sẽ không còn sắc cạnh nữa mà chuyển thành góc tù. Các hiệu ứng này có thể nhỏ, tuy vậy các sóng sẽ không tới được điểm B trong hình (2-6) do quá trình này. Sau này, có thể thấy, tuy các sóng trong thực tế có thể đi tới điểm B từ nơi hình thành bão, nhưng điều này là do góc khuếch tán của các sóng, và không phải tất cả các sóng sau khi hình thành đều chuyển động theo hướng đà gió trung bình. Thậm chí với góc khuếch tán sóng này các sóng được hướng vào một vùng hẹp ít gây ảnh hưởng tới khu vực lân cận. Hiện tượng hình thành sóng từ một trận bão cũng tương tự như hiện tượng tạo sóng khi ném một hòn đá xuống mặt ao, khi các sóng có hình tròn và khuếch tán đi tất cả các hướng; năng lượng trên một đơn vị chiều dài đỉnh sóng sẽ giảm rất nhanh. Do sự lan tỏa của sóng trong đại dương là hữu hạn nên nhóm sóng sẽ vẫn duy trì hầu như toàn bộ năng lượng khi nó chuyển động tới bờ bên kia.

Tóm lại, ngay khi sóng rời khỏi nơi vùng hình thành sóng, do hiệu ứng phân tán, chúng sẽ được sắp xếp lại thành các sóng có chu kỳ dài hơn chuyển động nhanh hơn theo phương truyền sóng. Kết quả là, tại các điểm quan trắc cách xa nhau, các sóng có chu kỳ dài hơn sẽ đi chuyển tới trước, tiếp theo sau là các sóng có chu kỳ ngắn hơn. Hiệu ứng phân tán và tính nhớt của nước biển cùng làm cho phổ sóng thu hẹp lại và biến đổi trạng thái sóng phức tạp ở nơi hình thành thành các sóng lừng đều đặn. Năng lượng sóng cũng chịu ảnh hưởng của hiện tượng sóng vỡ và hiện tượng tương tác, phân tán giữa các sóng. Một khi các sóng đã phát triển hoàn toàn thành các sóng lừng đều, chúng có thể đi chuyển hàng nghìn km qua đại dương mà chỉ tiêu hao một lượng năng lượng nhỏ. Các sóng hình thành do bão ở Thái Bình Dương có thể quan trắc thấy tại bờ biển Việt Nam, Indonexia một cách tương ứng.

SỰ BIẾN DẠNG SÓNG Ở GẦN BỜ

Tại vùng nước sâu, các sóng lừng có dạng hình sin với đỉnh sóng thấp và tròn. Ngay khi sóng đi vào vùng nước nông, chúng sẽ trải qua một quá trình biến dạng có hệ thống, như được miêu tả ở hình (2-7).



Hình 2-7. Mô tả sự biến dạng sóng khi chúng di chuyển dần vào trong vùng nước nông và tiếp cận tới bờ biển.

Vận tốc và chiều dài sóng sẽ giảm dần khi chiều cao sóng tăng dần, chỉ có chu kỳ sóng là không thay đổi. Tại độ sâu nước gần vùng sóng vỡ, chuỗi sóng bao gồm một dãy các sóng có đỉnh nhọn được ngăn cách bởi các bụng sóng tương đối phẳng. Khi đỉnh sóng trở nên quá dốc, và mất ổn định, lúc này các sóng sẽ bị vỡ. Chiều cao sóng vỡ về cơ bản có thể lớn hơn chiều cao sóng ở nước sâu. Sự biến dạng sóng dễ nhận thấy nhất đối với những sóng lừng có chu kỳ dài, với hình dạng ban đầu của sóng gần với hình sin, khi các sóng này có sự ma sát với đáy trong quá trình di chuyển tới sát bờ. Các sóng có chu kỳ ngắn hình thành mang tính cục bộ, thường có độ dốc sóng lớn ngay khi nó hình thành, ở vùng nước sâu, do đó mà quá trình biến dạng sóng thường khó nhận thấy hơn.

Hiện tượng thay đổi độ cao của sóng do có sự thay đổi độ sâu khi sóng biển truyền từ ngoài khơi vào ven bờ được gọi là hiệu ứng nước nông

Mặc dù, lời giải về chuyển động sóng trên một mái dốc đã có (Stoker, 1957), nhưng chúng rất phức tạp và hiếm khi được sử dụng. Cách tiếp cận đơn giản nhất được dùng với trạng thái của sóng đã được nói tới ở trên là giả thiết trong điều kiện địa hình đáy biển là bằng phẳng (Rayleigh, 1911). Áp dụng lý thuyết sóng biên độ nhỏ của Airy, rút ra phương trình sau:

$$\frac{L}{L_0} = \frac{C}{C_0} = \tanh\left(\frac{2\pi h}{L}\right) \approx \left[\tanh\left(\frac{2\pi h}{L_0}\right) \right]^{1/2} \quad (2.19)$$

Phương trình (2.19) đưa ra được sự biến thiên chiều dài sóng L và vận tốc pha C khi chiều sâu nước h thay đổi. Sự biến thiên của các yếu tố này cũng được mô tả ở hình (2.3), có thể thấy được chiều dài sóng và vận tốc pha giảm một cách có hệ thống khi chiều sâu nước giảm dần, khi sóng chuyển động tới gần bờ. Tương tự như trên, giá trị

Sự biến thiên chiều cao sóng khi gặp hiệu ứng nước nông có thể được tính toán từ nghiên cứu về thông lượng sóng. Nếu coi tổn thất năng lượng do ma sát đáy và phản xạ sóng là không đáng kể, giả thiết này tương đối hợp lý khi xét các sóng ở bên ngoài vùng ven bờ, thì thông lượng sóng được coi là hằng số và thu được phương trình sau:

$$P = ECn = (ECn)_0 = \text{hằng số} \quad (2.20)$$

Trong đó $(ECn)_0$ là thông lượng sóng xác định tại vùng nước sâu. Nếu không xét tới tổn thất năng lượng, thì thông lượng sóng khi sóng gặp hiệu ứng nước nông sẽ bằng với giá trị ban đầu của thông lượng sóng tại vùng nước sâu. Áp dụng biểu thức tương quan năng lượng sóng theo lý thuyết sóng biên độ nhỏ của Airy, thì : $E = \frac{1}{8} \rho g H^2$

và tỷ số giữa chiều cao sóng H tại điểm có độ sâu nước h với chiều cao sóng tại vùng nước sâu H_0 sẽ bằng:

$$\frac{H}{H_0} = \left(\frac{1}{2n} \frac{C_0}{C} \right)^{1/2} \quad (2.21)$$

Cả n và tỷ số C/C_0 đều là hàm số của độ sâu nước (theo phương trình 2.12) và (2.19)), tương ứng như vậy, tỷ số H/H_0 cũng sẽ phụ thuộc vào độ sâu. Kết quả tính toán từ đường cong H/H_0 thể hiện trên hình (2-3) đã cho thấy chiều cao sóng sẽ tăng khi sóng chuyển động vào vùng nước nông. Xem xét chi tiết hơn đường cong này, có thể thấy rằng, đường cong dự tính ban đầu sẽ giảm ngay khi sóng vào tới vùng nước nông, lúc này chiều cao sóng sẽ nhỏ hơn một chút so với chiều cao sóng ở vùng nước sâu ($H/H_0 < 1$). Sự suy giảm tạm thời chiều cao sóng sẽ làm tăng vận tốc của nhóm sóng $C_g = C_n$. Do tích $E.Cn$ luôn duy trì là hằng số nên khi vận tốc nhóm sóng C_g tăng, mà với vận tốc này năng lượng sóng sẽ được dịch chuyển về phía trước, thì mật độ năng lượng E sẽ giảm khi chiều cao sóng giảm. Các hiện tượng biến đổi chiều cao sóng và tăng vận tốc nhóm sóng đã được quan trắc trong phóng thí nghiệm và trên các máng sóng, và đôi khi có thể thấy được trong tự nhiên khi gặp phải các sóng lừng rất đều cho chu kỳ của các con sóng xấp xỉ nhau.

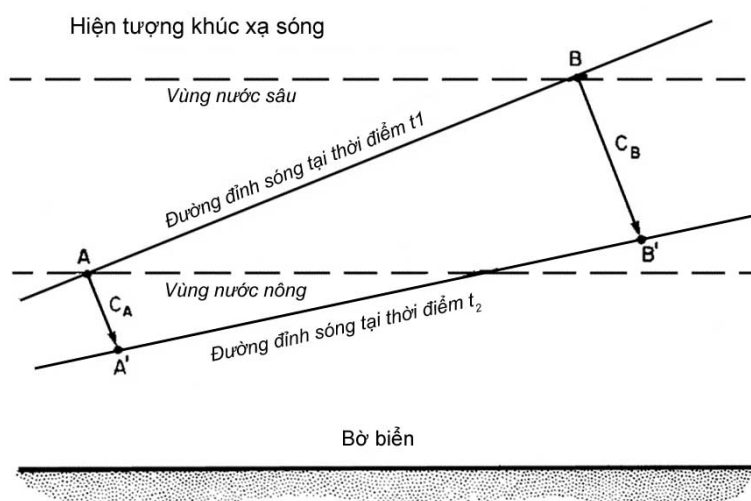
Độ dốc sóng H/L cũng biến đổi khi sóng gặp hiệu ứng nước nông. Độ dốc sóng giảm tạm thời bên dưới giá trị độ dốc sóng ở vùng nước sâu khi sóng truyền qua vùng nước có độ sâu trung bình và sau đó đột ngột tăng khi chiều cao sóng H tăng và chiều dài sóng L giảm. Độ dốc sóng tăng đột ngột tương ứng với sự gia tăng chiều cao sóng là đặc điểm nổi bật của hiệu ứng sóng nước nông. Độ dốc sóng tiếp tục tăng nhanh tới điểm khi sóng mất ổn định và bị vỡ.

Các phân tích ở trên về sự biến dạng sóng ngay khi chúng đi vào vùng nước nông hoàn toàn được xây dựng trên cơ sở lý thuyết sóng tuyến tính của Airy, mà trong thực tế thì lý thuyết sóng này không áp dụng được đối với vùng nước nông. Bằng việc đơn giản hóa các phương trình, lý thuyết của Airy đã đưa ra các phân tích rõ ràng, dễ hiểu và dự báo đúng xu thế chung sự biến đổi của vận tốc pha, chiều cao sóng, vv của hiệu ứng sóng nước nông. Tuy nhiên cũng phải nhấn mạnh rằng, trong thực tế thì mức độ biến đổi các đặc trưng sóng sẽ khác với kết quả dự đoán bằng lý thuyết Airy, làm tăng thêm sai số khi sóng chuyển động tới vùng sóng vỡ.

Tóm lại, khi các sóng lừng chuyển động từ vùng nước sâu vào vùng nước nông và khi sóng tiếp cận bờ biển, chúng trải qua một quá trình biến dạng có hệ thống, nhìn chung quá trình biến dạng này làm tăng chiều cao sóng và giảm chiều dài sóng cũng như gia tốc sóng, dẫn tới làm tăng độ dốc sóng cho tới khi độ dốc sóng vượt quá điểm giới hạn, lúc này sóng mất ổn định và vỡ. Khi ứng dụng các lý thuyết để mô tả các chuyển của sóng đã nêu ở trên thì lý thuyết sóng tuyến tính của Airy, mô tả các sóng có hình sin và độ dốc sóng nhỏ, nhìn chung có phạm vi ứng dụng tương đối hạn chế, lý thuyết này chỉ áp dụng được trong điều kiện nước nông, trong khi lý thuyết sóng của Stokes hay của Cnoidal được yêu cầu áp dụng tại vùng chuyển tiếp và vùng nước nông, khi độ dốc sóng tăng.

HIỆN TƯỢNG KHÚC XẠ SÓNG VÀ NHIỀU XẠ SÓNG

Khi các sóng chuyển động tới gần bờ theo hướng xiên góc với các đường đồng mức ở đáy biển, với giả thiết là các đường đồng mức là sóng song với đường bờ, chúng sẽ bị uốn gần như vuông góc với đường bờ tại thời điểm sóng vỡ và chiều cao sóng cũng sẽ thay đổi một cách tương ứng. Hiện tượng này được gọi là **khúc xạ sóng**. Sự biến đổi của vận tốc truyền sóng gây ra do sự thay đổi độ sâu sẽ làm cho sóng thay đổi độ lớn và hướng truyền sóng gọi là quá trình khúc xạ sóng.



Hình 2-8. Hiện tượng khúc xạ sóng. Tại thời điểm t_1 , đỉnh sóng tại điểm B ở vùng nước sâu sẽ chuyển động nhanh hơn đỉnh sóng tại điểm A nằm trong vùng nước nông làm cho đường đỉnh sóng bị uốn theo phương song song với đường bờ

Khi đi từ vùng chuyển tiếp vào vùng nước nông, sóng sẽ chịu tác động của hiện tượng khúc xạ làm thay đổi hướng truyền sóng khi độ sâu nước giảm dần và đường đỉnh sóng có xu thế trở nên song song với các đường đồng mức ở đáy. Đối với đường bờ biển thẳng có các đường đồng mức song song với nhau, do hiện tượng khúc xạ nên các đường đỉnh sóng sẽ có hướng song song với nhau và song song với đường bờ. Hiện tượng khúc xạ sóng được xem như là kết quả của sự phụ thuộc của vận tốc pha vào độ sâu nước, khi sóng di chuyển từ vùng chuyển tiếp vào vùng nước nông, độ sâu nước càng nhỏ thì tốc độ truyền sóng cũng nhỏ tương ứng. Như mô tả trong hình (2-8), điều này dẫn tới hiện tượng quay của đường đỉnh sóng tương ứng với đường đồng mức ở đáy. Trong biểu đồ này, phần đỉnh sóng tại điểm B có độ sâu nước lớn hơn điểm A, và do vậy nó chuyển động nhanh hơn, tới điểm B', biểu diễn sự dịch chuyển lớn hơn so với khoảng cách từ điểm A đến điểm A', nơi vận tốc truyền sóng chậm hơn. Xu thế này tiếp tục xảy ra cho đến khi đường đỉnh sóng xoay dần và trở nên gần như song song với đường bờ.

Hiện tượng khúc xạ sóng cũng tương tự như hiện tượng uốn cong của các tia sáng, và sự biến đổi hướng do hiện tượng khúc xạ gây ra có liên quan tới sự biến đổi vận tốc pha của sóng cùng tuân theo định luật của *Snell's*:

$$\frac{\sin \alpha_1}{C_1} = \frac{\sin \alpha_2}{C_2} = \text{constant} \quad (2.22)$$

Khi hai tia sóng truyền tới đường thẳng có sự thay đổi đột ngột độ sâu, sau khi vượt qua đường này hướng truyền sóng sẽ thay đổi từ α_1 sang α_2 , trong đó α_1 và α_2 là các góc giữa các đường đỉnh sóng và đường đồng mức tương ứng tại đáy biển, C_1 và C_2 là vận tốc pha của sóng tại hai độ sâu tương ứng. Trong trường hợp đơn giản, khi đường bờ biển thẳng có các đường đồng mức song song, góc truyền sóng tại độ sâu bất kỳ sẽ có tương quan tới góc truyền sóng tại vùng nước sâu α_0 như sau:

$$\sin \alpha = \frac{C}{C_0} \sin \alpha_0 \quad (2.23)$$

Khi mà vận tốc pha C giảm so với giá trị của nó ở vùng nước sâu khi sóng đến gần bờ, góc truyền sóng α sẽ giảm theo tương ứng so với giá trị của góc truyền sóng tại vùng nước sâu.

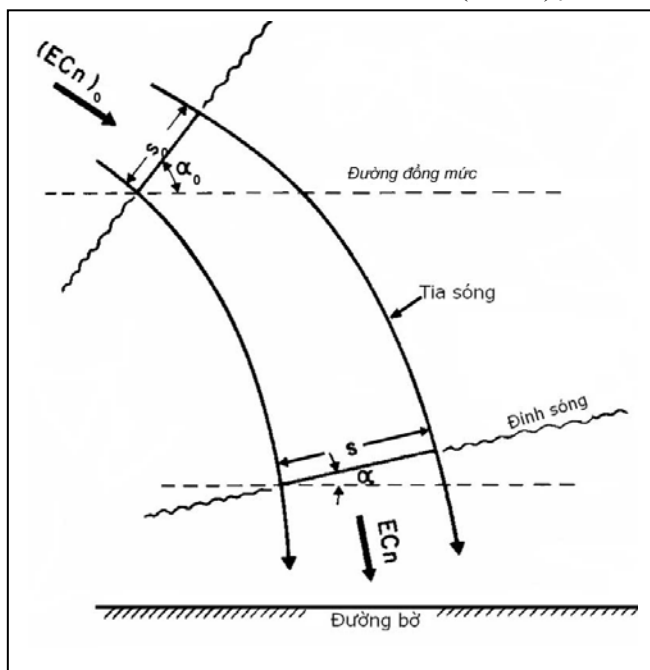
Trong trường hợp đáy biển không đồng đều, hiện tượng khúc xạ sóng có thể gây ra phân kỳ hoặc hội tụ năng lượng sóng. Hiệu ứng này có thể thấy được rất rõ khi quan sát các *tia sóng*, là các đường vuông góc với đường đỉnh sóng có hướng dương theo chiều chuyển động của sóng hay chiều truyền năng lượng sóng như hình (2-9). Trên bờ biển thẳng có các đường đồng mức song song với nhau, hiện tượng khúc xạ sóng sẽ làm cho các tia sóng bị khuyếch tán, điều này cũng có nghĩa là năng lượng sóng sẽ bị

khuyếch tán và do vậy mà chiều cao sóng sẽ giảm đi so với trường hợp sóng không bị khúc xạ

Năng lượng sóng bị giảm do hiện tượng khúc xạ sóng có thể được giải thích như sau: do suất chuyển năng lượng sóng hay năng lượng nằm trong khoảng 2 tia sóng kế tiếp nhau là hằng số (bỏ qua ma sát đáy) và sự khuyếch tán sóng do hiện tượng khúc xạ cần có năng lượng tương ứng để mở rộng trên chiều dài đỉnh sóng lớn hơn. Điều ngược lại cũng đúng đối với các tia sóng hội tụ.

Nếu gọi s_0 là khoảng cách giữa các tia sóng ở vùng nước sâu và s là khoảng cách của các tia sóng trong vùng nước nông (như hình 2-9), thì

$$P = ECns = (ECns)_0 = \text{hằng số} \quad (2-24)$$



Hình 2-9 Sự bảo toàn suất chuyển năng lượng sóng EC_{ns} giữa hai tia sóng trên đường đỉnh sóng

Triển khai phương trình (2.24) giống như phương trình hiệu ứng nước nông (2.21) nhưng không xét tới hiện tượng khúc xạ sóng, thu được

$$\frac{H}{H_0} = \left[\frac{1}{2n} \frac{C_0}{C} \right]^{\frac{1}{2}} \left[\frac{s_0}{s} \right]^{\frac{1}{2}} \quad (2.25)$$

Sự khúc xạ sóng được xét tới trong phương trình thông qua tỷ số s_0/s , tỷ số này hoàn toàn không được xét tới trong (2.21). Trong thực tế, các bảng tra hiện tượng biến dạng sóng cho biết tỷ số của H/H_0 , sẽ không xét tới hiện tượng khúc xạ sóng, đây cũng là tỷ số được biểu đồ hóa trong hình (2-3). Tỷ số này được gọi là hệ số khúc xạ sóng

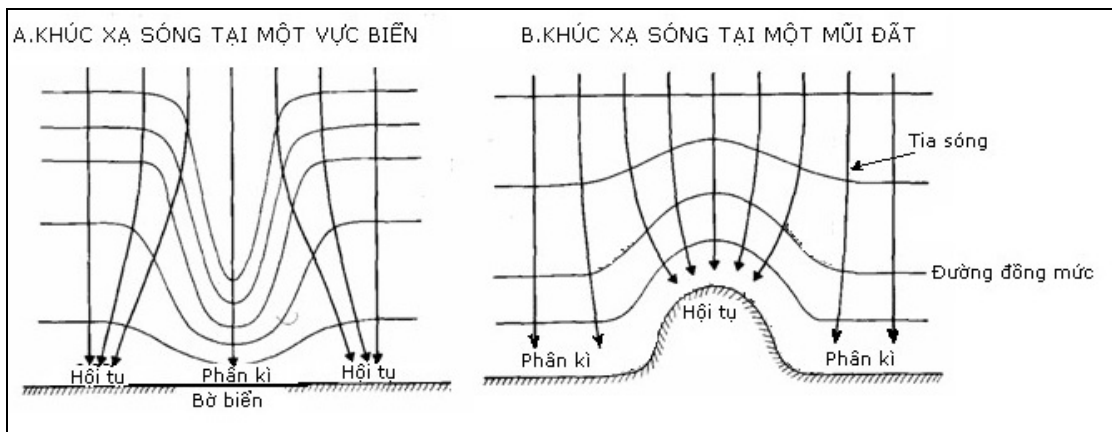
$$K_r = \left(\frac{s_0}{s} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (2.26)$$

Đối với bờ biển thẳng có các đường đồng mức song song, có địa hình đáy đơn giản và đồng nhất thì tỷ số có thể lấy bằng:

$$\frac{s_0}{s} = \frac{\cos \alpha_0}{\cos \alpha} \quad (2.27)$$

Trong trường hợp này hệ số khúc xạ sóng K được tính toán khá đơn giản. Trong trường hợp bờ biển có địa hình đáy phức tạp và có hiện tượng khúc xạ sóng thì cần xây dựng một biểu đồ khúc xạ sóng và để xác định trực tiếp sự biến thiên của s dọc theo bờ biển so với khoảng cách ở ngoài khơi. Sau khi xác định được s, có thể dùng giá trị này để tính hệ số K, dọc theo bờ biển và dùng phương trình (2.25) để xác định sự biến thiên của chiều cao sóng.

Trường hợp địa hình đáy biển không đều có thể làm sóng bị khúc xạ rất phức tạp và dẫn đến sự biến thiên đáng kể của chiều cao và năng lượng sóng dọc theo bờ biển. Sóng sẽ bị khúc xạ và phân kỳ tại những nơi có vực biển sâu hoặc những nơi đáy biển bị sụt lún, do vậy sóng trên bãi biển phần phía trong bờ của các vực biển sâu sẽ giảm chiều cao trong khi ở phía hai cạnh của vực sâu có hiện tượng hội tụ sóng làm chiều cao sóng tại các điểm này tăng lên (như hình 2-10)



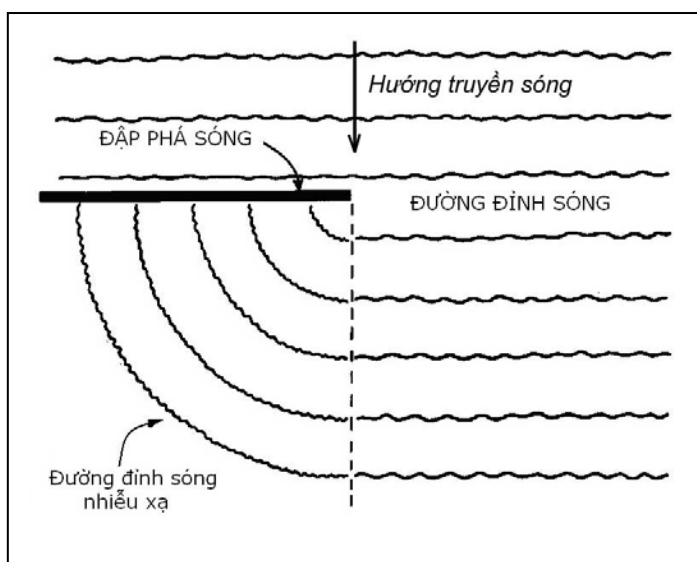
Hình 2-10. Sự hội tụ và phân kỳ của các tia sóng trên một vực biển sâu và tại các mũi đất nhô ra biển gây nên hiện tượng khúc xạ sóng

Cả hai trường các tia sóng và trường đỉnh sóng được bao gồm trong biểu đồ, nhưng các tia sóng không có khoảng cách bằng nhau ở vùng nước sâu. Các tia sóng tiến đến gần các vực sâu ban đầu có khoảng cách gần nhau sau đó năng lượng của chúng bị phân kỳ và lan tỏa rất lớn khi đi vào phần vực sâu làm giảm chiều cao sóng tại mặt khuất của mỗi vực sâu. Ngược lại, ở hai bên cạnh của vực sâu hoặc tại vùng nước nông chuyển tiếp nằm giữa hai vực sâu kế tiếp nhau theo chiều ngang lại có sự hội tụ của các tia sóng do ảnh hưởng của địa hình.

Hiện tượng này dẫn tới sự gia tăng chiều cao sóng và năng lượng sóng dọc theo dải bờ biển. Sóng cũng bị khúc xạ và uốn cong về phía đầu của các mũi đất hướng ra biển do phần nước nông ở phía ngoài khơi kết hợp với mũi đất (như hình 2-10). Năng lượng

sóng do vậy sẽ hội tụ tại phần mũi đất hướng ra biển, làm cho chiều cao sóng về cơ bản có thể lớn hơn ở các vùng lân cận, nơi các tia sóng phân kỳ làm giảm năng lượng sóng.

Có thể thấy trong một số trường hợp các tia sóng có thể giao nhau, đây là vấn đề thường hay gặp khi tính toán khúc xạ sóng bằng phương pháp biểu đồ với điều kiện địa hình đáy biển phức tạp. Đối với trường hợp này, khoảng cách giữa hai tia sóng kế tiếp sẽ giảm tới giá trị 0, và theo phương trình (2.25) thì chiều cao sóng tính toán sẽ tăng tới giá trị vô cùng lớn tại điểm hai tia sóng giao nhau. Tắt nhiên trong thực tế không xảy ra điều này. Thay vì chiều cao sóng sẽ tăng lên giá trị vô cùng lớn thì khi chiều cao sóng tăng, độ dốc sóng tăng gần điểm giao nhau giữa hai tia sóng, năng lượng sẽ truyền sang bên dọc theo đường đỉnh sóng và có thể tạo thành con sóng thứ 2.



Hình 2-11. Hiện tượng nhiễu xạ sóng khi sóng tới gặp vật cản là đập phá sóng xa bờ

Liên quan tới hiện tượng khúc xạ sóng là hiện tượng nhiễu xạ sóng (hình 2-11). Khi sóng biển gặp phải một chướng ngại vật ví dụ như một đê chắn sóng trên đường lan truyền của mình, vật gây cản một phần đỉnh sóng sẽ làm tiêu tán năng lượng sóng hoặc

gây phản xạ năng lượng sóng, phần còn lại của con sóng sẽ truyền qua vật cản và bị uốn cong vào vùng khuất sóng phía sau. Khi các sóng truyền qua vật cản giao thoa với các sóng tới sẽ tạo thành hiện tượng nhiễu xạ sóng.

Các công trình này phân chia một phần năng lượng sóng, tạo thành một vùng khuất phía sau công trình, thường là nơi để neo đậu tàu thuyền. Quá trình nhiễu xạ sóng có gây nên hiện tượng thoát năng lượng sóng vào trong vùng khuất sau công trình, lúc này nó sẽ tạo nên những điều kiện sóng không mong muốn bên trong cảng. Hiện tượng nhiễu xạ sóng có thể cũng là một yếu tố rất quan trọng có ảnh hưởng tới hình dạng đường bờ biển, phần lớn hình dạng chính xác của các bãi biển hình túi (*pocket beach*), bãi biển chỉ có duy nhất một phần nhỏ tiếp giáp với biển, và tương tự đối với các bãi biển có hình cong, nơi bị chắn bởi các công trình phá sóng hoặc các đập chắn sóng xa bờ.

2.5 THỦY TRIỀU VÀ SỰ DAO ĐỘNG MỰC NƯỚC

Trong tính toán thiết kế các công trình bờ biển, bên cạnh tính toán sóng, thì tính toán mực nước là một nội dung tính toán thiết kế quan trọng. Giả thiết có một công trình đơn giản, được đặt gần bờ và chịu tác dụng của sóng. Khi mực nước tăng lên, công trình sẽ chịu tác dụng trực tiếp của các sóng lớn hơn so với khi mực nước ở trạng thái trung bình. Đó là do khi mực nước tăng lên, nó tạo điều kiện cho các sóng có xâm nhập sâu hơn vào trong bờ, và quan trọng hơn là khi mực nước tăng lên thì ảnh hưởng của ma sát đáy đối với các sóng sẽ giảm đi, năng lượng sóng khi vỡ sẽ tập trung vào vị trí sát công trình. Điều này dẫn tới các lực tác dụng lên công trình cũng tăng lên và sóng tràn qua đỉnh công trình sẽ gây hư hại cho công trình và vùng bên trong bờ được công trình bảo vệ. Ngược lại, khi mực nước hạ thấp, công trình sẽ không còn chịu tác dụng trực tiếp của sóng và do đó mà các hư hại của công trình sẽ chủ yếu xảy ra tại thời điểm mực nước cao.

Tương tự như vậy, hiện tượng dâng cao mực nước biển gây nên sự suy thoái của bờ có cấu tạo cát. Tương tự như đã giải thích ở trên, khi mực nước biển dâng cao sẽ tạo điều kiện cho các sóng lớn hơn xâm nhập vào gần bờ. Các sóng này sẽ gây xói lở đụn cát và phần phía trên của bãi biển và đưa bùn cát lắng đọng ở phía ngoài khơi. Sự dâng cao mực nước trong thời đoạn dài sẽ dẫn tới hiện tượng mất bùn cát vĩnh viễn. Bờ biển bao gồm các mũi đá, vách đá có cấu tạo bằng các vật liệu dễ bị xói lở thành tạo trong kỷ băng hà hoặc là đá trẻ, mềm sẽ liên tục bị xói lở do tác dụng của sóng. Mực nước cao, do vậy, sẽ cho phép các sóng lớn hơn tác dụng trực tiếp vào các vách đá gây nên hiện tượng xói lở nhanh và liên tục bờ biển trong thời đoạn dài.

Sự dao động mực nước có thể phân thành một số loại và chúng được chia thành các hình thức khác nhau tùy thuộc vào tần suất lặp lại của các hiện tượng :

Chu kỳ rất ngắn

- Sóng gió và sóng biển (sóng lừng)

Chu kỳ ngắn

- Thủy triều
- Nước dâng do bão và do sự biến đổi khí áp
- Sự dao động mực nước do biến đổi khí áp

Thời đoạn mùa, hoặc thời đoạn dài

- Sự dao động mực nước mang tính mùa
- Sự gia tăng của mực nước biển
- Sự nâng, hạ của lục địa
- Sự biến đổi khí hậu toàn cầu

Trong phần tiếp theo sẽ trình bày các nội dung liên quan tới sự dao động mực nước do tác dụng của thủy triều, hiện tượng nước dâng do bão (sự dao động mực nước trong

thời đoạn ngắn) và sự dâng lên của mực nước biển (sự biến đổi mực nước trong thời đoạn dài)

A-THỦY TRIỀU VÀ DÒNG TRIỀU

NGUỒN GỐC THỦY TRIỀU

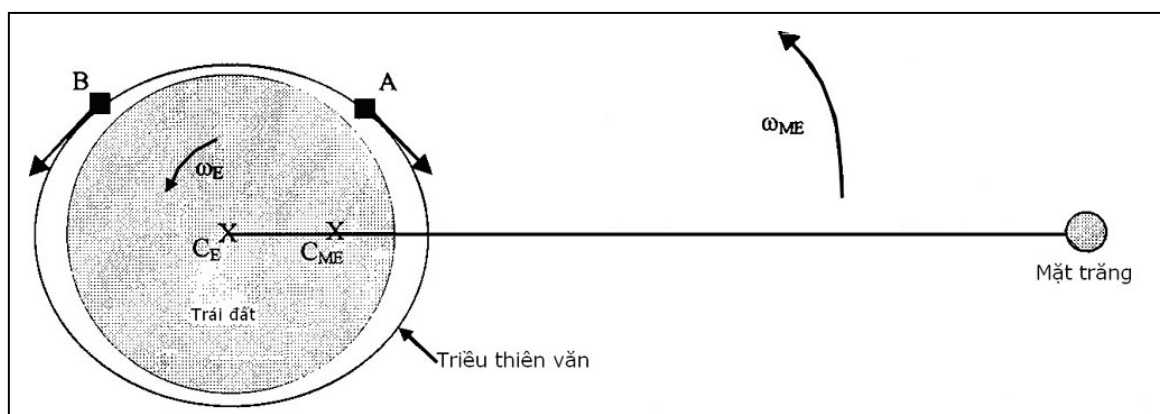
Triều thiên văn thường được hạn chế trong sự chuyển động của nước ở vùng ven biển. Chúng gây nên sự nâng hạ mực nước và tạo thành các trường dòng chảy có quy mô lớn, đôi khi xuất hiện với vận tốc dòng chảy tương đối lớn. Thủy triều có ảnh hưởng trực tiếp hình thái bờ biển, vận tải thủy, thủy sản, và sự cư trú của các loài và các hoạt động giải trí, du lịch. Do tính chất quan trọng của các vấn đề này nên trong phần này sẽ giới thiệu kỹ về thủy triều và chế độ thủy triều ở Việt Nam.

Năm 1687, Niuton đã khám phá ra bí mật từ hàng ngàn năm nay về hiện tượng thủy triều. Thủy triều lên xuống hàng ngày trên trái đất, khi yếu, khi mạnh, xảy ra một cách tuần hoàn, đều đặn là do nguyên nhân nào? Khoa học đã trả lời rằng nguyên nhân sinh ra thủy triều là do lực hấp dẫn vũ trụ vũ trụ, chủ yếu từ Mặt trăng và Mặt trời. Trong hình (2-12), thủy triều được gọi là triều thiên văn vì nó là kết quả của giả thiết lực thủy triều tác dụng lên nước biển trong thời gian dài là cân bằng với lực hút thiên thể và lực thủy triều.

Thủy triều là kết quả của sự kết hợp của các lực tác dụng lên một chất điểm nước riêng lẻ, chúng bao gồm:

- Lực hút hấp dẫn tác dụng lên quả đất,
- Lực ly tâm phát sinh do chuyển động quay của tổ hợp quả đất và mặt trăng,
- Lực hút của mặt trăng cho các chất điểm nước trên quả đất,
- Lực hút của mặt trời lên quả đất.

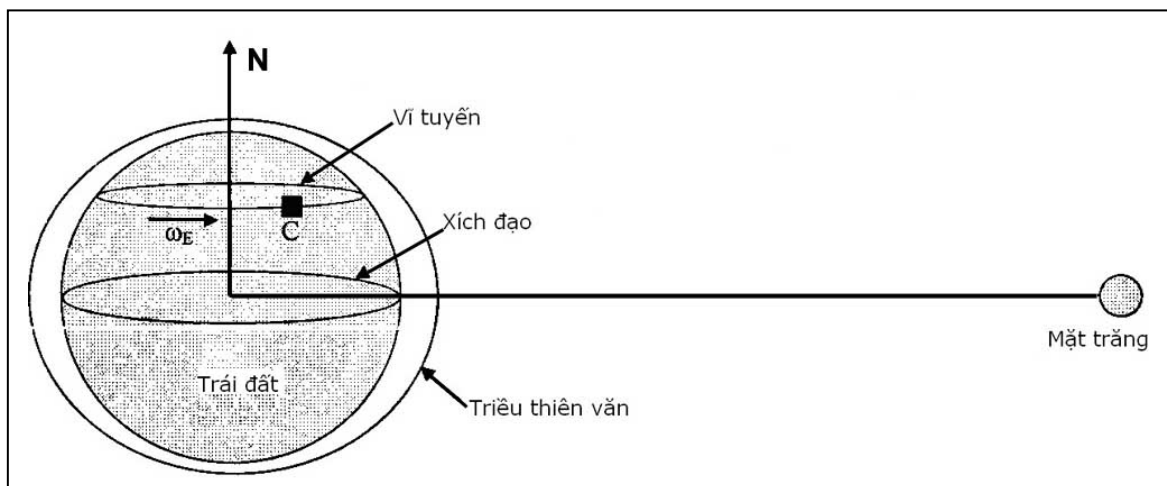
Equilibrium Tide (Mặt trăng)



Hình 2-12 Triều thiên văn

Trước tiên, giả thiết rằng bỏ qua lực của mặt trời và toàn bộ trái đất được bao phủ bởi nước. Lực cản tác dụng lên các chất điểm nước là một thành phần lực nhỏ theo phương nằm ngang. Lực này có tác dụng làm chuyển động chất điểm nước A trong hình (2-12) về hướng mặt trăng và chất điểm nước B ra khỏi mặt trăng, dẫn tới hai vùng lồi nước cao. Khi trái đất chuyển động quay với tốc độ góc ω_E , quanh trục của mình tại C_E theo hướng của mũi tên, điều này làm cho khối cầu nước bao bọc quanh trái đất bị biến dạng và tạo thành hai lần nước cao và hai lần nước thấp trong 1 ngày đêm. Kết quả là thủy triều sẽ có chu kỳ 12giờ, tuy nhiên, do hệ thống mặt trăng - mặt trời cũng chuyển động quay quanh C_{ME} với vận tốc ω_{ME} theo cùng 1 hướng quay với trái đất. Hai vùng nước lồi sẽ đi theo vị trí của mặt trăng và vì thế chu kỳ của thủy triều là 12giờ 42 phút.

Equilibrium Tide (Mặt trời và Mặt trăng)



Hình 2-13 Triều thiên văn và lực tương tác của Mặt trời và Mặt trăng

Lực hấp dẫn của mặt trời tạo thành một vùng nước trời thứ hai, nhỏ hơn vùng nước lồi đầu tiên có hướng về phía mặt trời và theo hướng ngược lại. Chu kỳ triều hình thành do lực hấp dẫn mặt trời sẽ là 12 giờ, tương ứng với thời gian trái đất chuyển động quay quanh mặt trời.

Cả hai chế độ triều cân bằng này đều xảy ra tại cùng 1 thời điểm và chúng sẽ được tính gộp lại khi mặt trăng, mặt trời nằm trên một đường thẳng (vào ngày 1 và 15 âm lịch tương ứng với thời điểm trăng non và trăng tròn). Tại các thời điểm này, thủy triều sẽ có biên độ cao hơn mức trung bình. Tại $\frac{1}{4}$ mặt trăng, lực hấp dẫn của mặt trăng và mặt trời lệch pha nhau 90° và lực thủy triều sẽ triệt tiêu nhau tại các thời điểm này, lúc này thủy triều có biên độ nhỏ hơn mức trung bình. Thời điểm thủy triều lớn nhất gọi là nước lớn (*spring tides*) và thủy triều nhỏ nhất gọi là nước ròng (*neap tides*).

Sự lên xuống không đều của Thủy triều

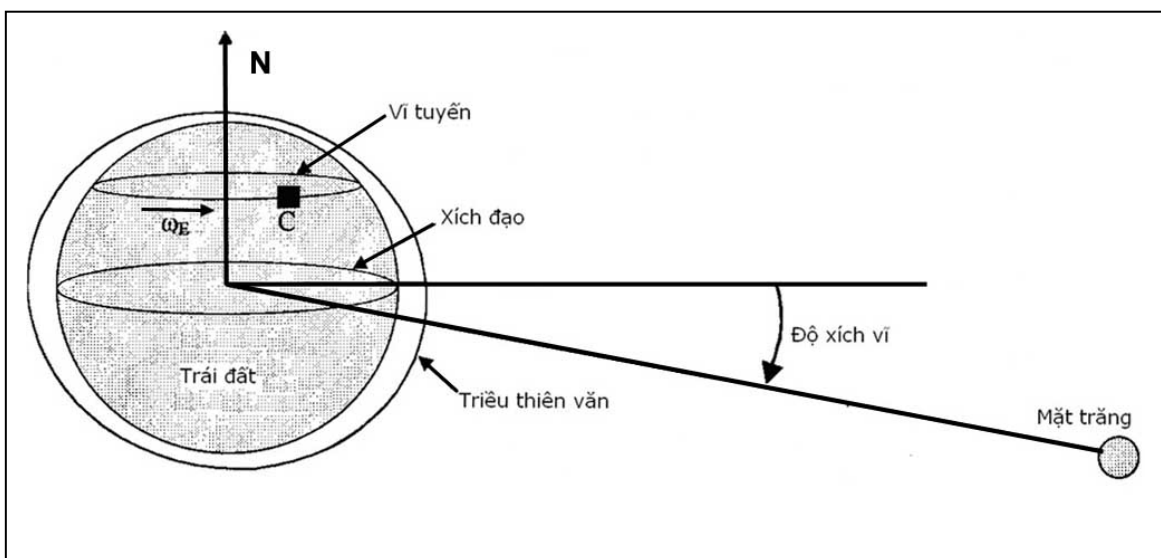
Trong trường hợp lý tưởng, nếu trục lớn của hình bầu dục của màng nước biển luôn luôn trùng với mặt phẳng xích đạo và chuyển động của mặt trời rất đều đặn theo đường tròn thì triều dâng và triều rút ở các nơi trên trái đất có cùng vĩ độ sẽ hết sức đều đặn. Như vậy sẽ thấy hai lần nước lớn cao như nhau, hai lần nước ròng cũng tương tự nhau và thời gian triều dâng cũng như triều rút đều bằng nhau. Nhưng trong thực tế ta lại thấy chúng chênh lệch nhau.

Trước hết là do lỗi của độ xích vĩ, tức độ nghiêng của mặt trăng. Khi mặt trăng nằm trong mặt phẳng xích đạo, ta sẽ có độ xích vĩ cực tiểu bằng không. Trong các trường hợp khác, quỹ đạo của Mặt trăng cắt mặt phẳng xích đạo một góc nhọn mà giá trị cực đại của độ xích vĩ là $27-28^\circ$ (về phía Bắc hay về phía Nam).

Giả sử Mặt trăng ở vị trí có độ xích vĩ cực đại như ở hình 2-14. Theo lý thuyết tĩnh học về thủy triều, màng nước biển có hình bầu dục hướng về Mặt trăng như trong hình vẽ. Sự chênh lệch không đều của thủy triều ngày càng nhỏ nếu độ xích vĩ càng nhỏ và khi mặt trăng nằm trong mặt phẳng xích đạo, theo lý thuyết, sự chênh lệch này sẽ biến mất. Thủy triều ứng với trường hợp Mặt trăng có độ xích vĩ lớn nhất là thủy triều tropic hay thủy triều chí tuyến với sự chênh lệch triều hàng ngày đạt giá trị cực đại.

Thủy triều vào thời kỳ Mặt trăng có độ xích vĩ bằng không là thủy triều phân điểm hay xích đạo.

Tương tự như vậy ta sẽ có sự chênh lệch thủy triều hàng tháng do mặt trăng quay quanh trái đất không phải theo hình tròn mà là hình elíp với cận điểm và viễn điểm, tùy trường hợp mặt trăng ở gần hay xa nhất.



Hình 2-14 Ảnh hưởng của độ xích vĩ

Vào thời kỳ trăng tròn hoặc trăng non (giữa hoặc đầu và cuối tháng) ta có hiện tượng giao hội hoặc xung đối : Mặt trăng, mặt trời và Trái đất ở vị trí thẳng hàng với

nhau tựa như một xâu táo. Màng nước bao quanh trái đất bị cả hai lực hấp dẫn vũ trụ cùng kéo về một hướng nên hình bầu dục trở nên nhọn hơn. Đó là thời kỳ triều cường, lên đầy và xuống kiệt hơn các ngày khác trong chu kỳ nửa tháng.

Trái lại trong những ngày trăng thượng huyền hoặc hạ huyền, Mặt trăng, Mặt trời và Trái đất ở thế vuông góc với nhau khiến cho lực hấp dẫn vũ trụ bị phân tán về hai hướng vuông góc. Trường hợp này gọi là trực thế, dạng bầu dục của màng nước kém nhọn, trực lớn và trực nhỏ của bầu dục ít chênh lệch nhau, do đó triều lên xuống yếu. Đó là thời kỳ nước kém. Như vậy, ăn nhịp với các tuần trăng trong vòng nửa tháng (chính xác là 14.77 ngày) triều biến thiên từ cường sang kém rồi từ kém lớn dần thành nước cường.

Các ảnh hưởng khác

Như trên chúng ta đã biết rằng đặc tính của thủy triều được xây dựng trên cơ sở 4 yếu tố chính là lực hấp dẫn thiên thể của mặt trăng, mặt trời và góc xích vĩ của mặt trăng và mặt trời. Ngoài ra còn có rất nhiều yếu tố ảnh hưởng khác như quỹ đạo chuyển động của mặt trăng và mặt trời với trái đất, vì trong thực tế các quỹ đạo chuyển động này là hình elíp chứ không phải là hình tròn. Mỗi một ảnh hưởng do các sóng triều thứ cấp gây ra đều có độ lớn, chu kỳ và góc pha riêng biệt so với các thành phần khác. Do vậy mà thủy triều thực tế sẽ phức tạp hơn nhiều so với tính toán trên các sóng triều chính tạo bởi ảnh hưởng của mặt trăng và mặt trời

PHÂN TÍCH VÀ DỰ BÁO THỦY TRIỀU

Để phân tích thủy triều người ta chia một con triều thực đo thành nhiều thành phần thủy triều khác nhau và chúng được gọi là các sóng triều, các sóng triều này hoàn toàn có thể xác định được khi chúng ta có số liệu đo đạc thủy triều tương đối dài. Độ lớn thủy triều được giả thiết là bằng tổng của các hàm điều hòa theo công thức sau:

$$\eta_T(t) = \sum_{i=1}^l a_i \cos(\omega_i t + \alpha_i) \quad (2-28)$$

trong đó $\eta_T(t)$ là mực nước triều tại thời điểm t , a_i và α_i là biên độ và góc pha của các sóng triều; ω_i là tần số góc của chúng. Ví dụ sóng bán nhật triều mặt trăng, được ký hiệu là M_2 , có chu kỳ là 12.42 giờ và do vậy mà $\omega_{M_2} = 2\pi/(3600 \times 12.42) = 1.405 \times 10^{-4}$ giây⁻¹.

Như vậy các phân tích thủy triều thực chất là việc đi xác định giá trị của các thành phần a_i và α_i . Những thành phần quan trọng nhất tạo nên thủy triều trên trái đất bao gồm các sóng bán nhật triều mặt trăng (M_2) và mặt trời (S_2) có chu kỳ 12.42 giờ và 12 giờ, và các sóng nhật triều hay bán nhật triều không đều có chu kỳ là 24.48 giờ và 24 giờ. Ngoài ra còn có rất nhiều sóng khác cũng cần được xét tới trong tính toán phân tích thủy triều như các sóng nhật triều O_1, K_1, P_1, Q_1 và các sóng do ảnh hưởng của nước

nông hay ảnh hưởng độ lệch quỹ đạo chuyển động của mặt trăng, mặt trời. Mỗi một sóng triều được đặc trưng bởi các hàm điều hòa khác nhau. Số liệu đo đặc thủy triều trong một năm hoàn toàn có thể dùng để tính toán phân tích biên độ và góc pha của hơn 60 loại sóng triều khác nhau. Một sóng triều quan trọng có chu kỳ là 18.6 năm. Nó không thể tính toán được từ các số liệu đo đạc với độ dài chuỗi số liệu đo đạc hợp lý và do vậy mà sẽ được tính toán theo công thức. Các thông số được tính toán điều chỉnh a_i và α_i theo hàm thời gian tương ứng với chu kỳ 18.6 năm nói trên. Với số liệu đo đạc ngày càng dài hơn, chúng ta càng có thể phân tích tỷ mỉ với nhiều sóng hợp thành hơn trong tính toán phân tích thủy triều. Ví dụ như, sau khi phân tích hàm điều hòa thủy triều, ta biết rằng tại cảng Hòn dấu, sóng nhật triều có độ lớn tới 74cm (sóng O_1), 72cm (sóng K_1) trong khi đó các sóng bán nhật triều lại nhỏ hơn rất nhiều: 5 cm (sóng M_2) và 4 cm (sóng S_2). Từ các số liệu gốc là các hằng số điều hòa về biên độ và góc pha, ta chỉ cần đưa thêm các điều kiện thiên văn tương ứng với thời gian cần tính là có thể tính toán ra được độ cao thủy triều vào ngày cần tìm.

Quá trình tính toán hằng số điều hòa khá công phu, phức tạp. Các phép tính trong dự tính thủy triều với hàng chục sóng hợp thành cũng là công việc rất công phu. Nếu chỉ tính bằng tay với máy tính cá nhân cũng phải có hai người tính thạo trong nửa tháng để có thể dự tính thủy triều của một tháng. Đến những năm sau này, khi máy tính điện tử trở nên phổ biến và ngày càng phát triển mạnh với hàng triệu phép tính một giây thì việc tính toán thủy triều với kết quả chính xác tại nhiều nơi, hầu hết là các cảng biển trên thế giới đã trở nên phổ biến. Nhiều phần mềm và website về tính toán thủy triều được xây dựng và phổ biến một cách rộng rãi trên internet. Nhưng đối với nhiều dự án xây dựng các công trình ven biển thì các thông tin về thủy triều ở vị trí xây dựng công trình nhiều khi lại không có và do vậy mà các phân tích tính toán và đo đạc thủy triều tại vị trí dự án là rất cần thiết. Thông thường người ta thường đo đạc thủy triều trong thời gian khoảng 1 tháng và từ đó tính toán ra các hằng số điều hòa chính như sóng bán nhật triều mặt trăng, mặt trời, và nhật triều không đều. Tất nhiên là các kết quả tính toán trên chỉ mang tính sơ bộ, các phân tích tính toán chi tiết luôn cần có số liệu đo đạc đủ dài như đã nói ở trên.

DÒNG TRIỀU

Sự nâng hạ của mực nước dưới tác dụng của thủy triều thường xuất hiện cùng dòng triều. Do sóng triều thường có chiều dài sóng rất lớn (vào khoảng 100 km) so với chiều cao của sóng (khoảng vài mét), nên vận tốc truyền sóng triều trong vùng nước nông có thể được tính theo công thức sau:

$$C = \sqrt{gd} \quad (2.29)$$

Trong đó C là tốc độ truyền sóng triều, g là gia tốc trọng trường và d là độ sâu nước.

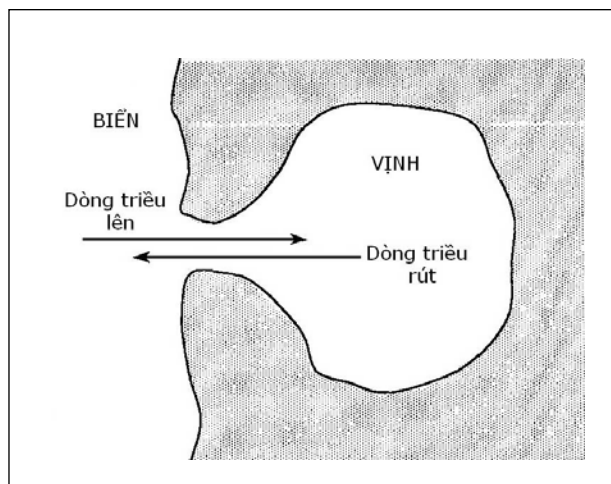
Chiều dài của sóng triều sẽ bằng:

$$L = C \times T \quad (2.30)$$

T là chu kỳ sóng, và bằng 12.42 giờ đối với các thành phần bán nhật triều mặt trăng.

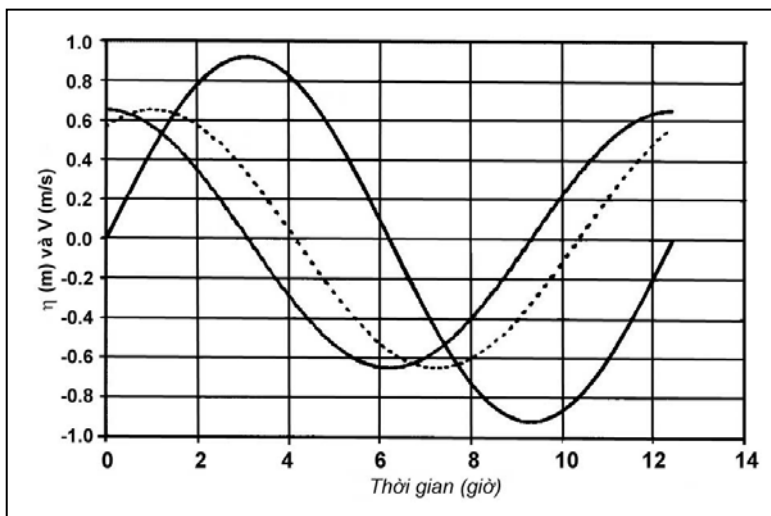
Ví dụ, tính toán vận tốc truyền triều và chiều dài sóng triều có chu kỳ sóng $T=12.42$ giờ ở đại dương có độ sâu trung bình là 4000 mét, theo công thức (2.29) thì vận tốc truyền triều sẽ là $C=200$ m/s và chiều dài sóng triều tính toán theo công thức (2.3) sẽ là $L=9000$ km. Khi đi vào vùng nước nông, với độ sâu nước $d=10$ m, thì cả L và C đều giảm xuống $C=10$ m/s và $L = 450$ km, khi đi vào vùng ven bờ có độ sâu nước trung bình là $d = 3$ m, vận tốc truyền triều (C) lúc này chỉ còn là 5.5 m/s và chiều dài sóng triều (L) bằng 245 km. Như vậy ngay cả ở vùng nước nông và vùng ven bờ, sóng triều vẫn có độ dài khá lớn, từ 200 km đến 500 km. Những hệ thống lớn như vậy đều chịu ảnh hưởng của chuyển động quay của quả đất (giống như các hệ thống thời tiết lớn) và do vậy mà thủy triều không lan truyền dưới dạng đường thẳng, mà là chuyển động xoay. Trong thực tế, thủy triều tham gia chuyển động xoay, sự cộng hưởng của hệ thống dòng chảy có bao gồm ít nhất 60 thành phần chính và chúng cũng bị biến dạng dưới ảnh hưởng của điều kiện địa hình như tại các vịnh hoặc cửa sông, vv. Các nghiên cứu chi tiết về vấn đề này có thể tham khảo thêm từ Neumann và Pierson (1966), Ippen (1966), Ross (1977), Marchuk và Kagan (1984), Carter (1988) và Open University (U.K), (1989), và các nghiên cứu nâng cao của Defant (1961), Murthy (1984) và Reid (1990).

Tại vùng nước sâu, vùng biển hở, vận tốc dòng chảy do thủy triều gây ra (dưới đây gọi tắt là dòng triều hay còn gọi là chuyển động của thủy triều theo phương ngang) là cùng pha với dao động mực nước triều. Khi nước cao, sẽ xuất hiện dòng triều lớn nhất, có hướng cùng với hướng truyền triều. Điều này tương tự như tác dụng truyền các sóng ngắn, trong đó thành phần theo phương ngang của chuyển động theo quỹ đạo và vận tốc truyền triều có cùng hướng với nhau tại thời điểm nước cao.



Khi triều truyền vào trong cửa sông hay vịnh trong đất liền sẽ xuất hiện sự tương quan về pha giữa sự biến đổi thủy triều theo phương ngang (dao động mực nước triều) và theo phương thẳng đứng (biến đổi vận tốc truyền triều). Ví dụ như trong trường hợp có một lạch triều ăn thông với một vịnh ở bên trong như hình vẽ ở trên, dao động mực nước trong vịnh sẽ chịu sự chi phối của dao động mực nước triều ở ngoài biển. Khi

nước ngoài biển dâng lên sẽ tạo thành dòng chảy đi vào trong vịnh, làm dâng mực nước ở bên trong. Dòng chảy đi từ ngoài biển vào trong vịnh gọi là **dòng triều lên (flood tide)**, và dòng chảy đi ra khỏi vịnh trong nửa chu kỳ triều còn lại được gọi là **dòng triều rút (ebb tide)**. Đối với một vịnh có kích thước nhỏ và có cửa vào rộng thì sẽ không xảy ra sự trễ pha giữa dao động mực nước triều bên trong vịnh và dao động mực nước triều ở ngoài biển. Tại thời điểm mực nước triều ngoài biển ở vị trí cao nhất, thì mực nước triều bên trong vịnh cũng đạt tới trạng thái lớn nhất. Do vậy, tại thời điểm xuất hiện mực nước lớn nhất ở cả trong vịnh và ngoài biển thì dòng triều lên đi qua cửa sẽ có giá trị bằng 0. Hiện tượng này gọi là *hiện tượng nước đứng khi triều cao*. Tương tự như vậy, hiện tượng nước đứng khi triều thấp cũng xuất hiện khi mực nước triều ở ngoài biển và trong vịnh cùng đạt giá trị thấp nhất. Ngược lại, dòng triều đi qua cửa sông hay lạch triều sẽ đạt giá trị lớn nhất tại thời điểm xuất hiện mực nước trung bình. Nếu coi dòng triều lên đi vào trong vịnh mang dấu dương thì dòng triều và dao động mực nước triều sẽ lệch pha nhau 90° . Điều này được minh họa ở hình (2-15) trong đó đường cong B (biểu diễn dòng triều) dẫn tới dao động mực nước triều theo phương thẳng đứng (đường cong A) lệch pha 90° .

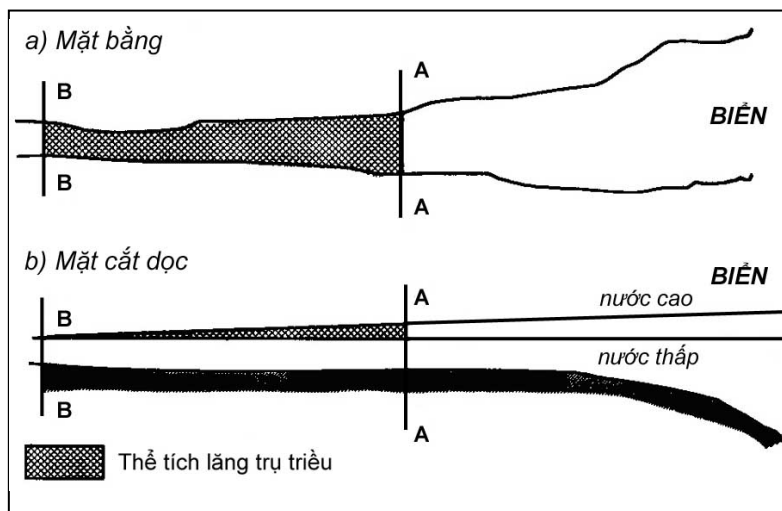


Hình 2-15 Đường quá trình mực nước và dòng triều

dòng triều (hay dòng chảy đi qua cửa sông, lạch triều) và dao động mực nước triều ngoài biển lệch pha nhau hơn 90° . Sóng triều trong trường hợp này sẽ 1 phần lan truyền, 1 phần phản xạ. Điều này được biểu diễn bằng đường cong C tại hình (2-15).

Trong một cửa sông (xem hình 2-16), mực nước thủy triều của mặt cắt AA là kết quả của dòng chảy đi qua mặt cắt AA. Do khoảng cách theo chiều dọc của cửa sông có độ dài đáng kể và có thể có độ lớn tương đương với chiều dài của sóng triều (200-500 km), thủy triều sẽ cần có thời gian để chuyển động lên thượng lưu. Do vậy, thời điểm xuất hiện mực nước lớn nhất tại một điểm bất kỳ trên thượng lưu của mặt cắt

Nếu cửa sông hay lạch triều có kích thước mặt cắt ngang cửa vào hẹp, trong khi diện tích của vịnh ăn thông với lạch triều lại lớn, thì mực nước lớn nhất trong vịnh sẽ xuất hiện muộn hơn so với ở ngoài biển, điều này có nghĩa là dòng chảy vẫn tiếp tục đi vào trong vịnh sau thời điểm xuất hiện mực nước cao nhất ngoài biển. Trong trường hợp này,



Hình 2-16 Thể tích lăng trụ triều ở cửa sông

nước cần chuyển qua mặt cắt AA trong mỗi nửa chu kỳ triều. Thể tích này được gọi là thể tích lăng trụ triều (*tidal prism*) ở bên trên AA và có thể được dùng để tính toán vận tốc dòng chảy trung bình tại AA. Tại mặt cắt BB, ranh giới ở phía thượng lưu của cửa sông (đầu con triều), thể tích lăng trụ triều có giá trị bằng 0. Sự khác biệt pha giữa dòng chảy và mực nước sẽ là 0° tại ranh giới phía biển của cửa sông (nơi có độ sâu và chiều rộng cửa lớn) và có xu thế đạt gần tới 90° , ngay tại hạ lưu của điểm BB.

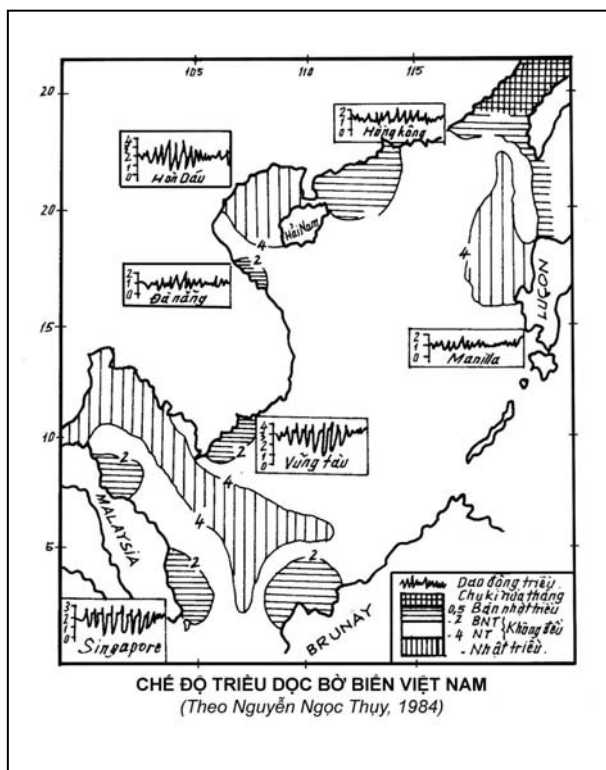
Thủy triều và dòng chảy thủy triều trong vùng cửa sông là hiện tượng phức tạp, yêu cầu những mô hình hóa hiện đại để tính toán mực nước, dòng chảy, độ mặn và mật độ. Các nghiên cứu chi tiết về các mô hình toán thủy triều có thể tham khảo thêm trong tập bài giảng về mực nước và dòng chảy cũng như trong các tạp chí kỹ thuật chuyên ngành của các tác giả như Abbott (1979), Abbott and Basco (1989), Cunge et al. (1980), Dronkers (1964) and Murthy (1984). Các mô hình này thường được xây dựng trên cơ sở hệ phương trình liên tục và phương trình chuyển động của các chất điểm nước. Các công thức phức tạp nhất được sử dụng là các phiên bản 3 chiều của hệ phương trình cơ bản, nhưng thông dụng nhất vẫn thường là các công thức hai chiều theo phương ngang. Trong mô hình hai chiều theo phương ngang, một giả thiết chính được sử dụng là tất cả các biến đều là hằng số trên toàn bộ chiều sâu nước. Đối với các cửa sông phân tầng, hiển nhiên là giả thiết này không còn đúng nữa, và do đó cần phải vận dụng việc dùng một số mô hình 2 chiều theo phương ngang chồng lên nhau để mô tả cho từng lớp dòng chảy ở vùng cửa sông có hiện tượng phân tầng.

Đối với các cửa sông có địa hình đồng đều, một số phương trình có thể được đơn giản hóa để chuyển về thành các tính toán 1 chiều (1-D), các tính toán này sử dụng giá trị trung bình trên toàn bộ các mặt cắt ngang của cửa sông. Các mô hình 1 chiều này có một số hạn chế, nhưng nếu các số liệu đầu vào cần thiết để kiểm định mô hình 2 chiều

A-A sẽ muộn hơn so với điểm AA, dòng triều (sự dao động thủy triều theo phương ngang) sẽ lệch pha so với sự dao động mực nước triều theo phương thẳng đứng với độ lớn nhỏ hơn 90° . Nếu nhân sự chênh lệch giữa mực nước cao và mực nước thấp tại một điểm bất kỳ ở thượng lưu của mặt cắt AA, với diện tích mặt nước ở phía trên AA ta sẽ thu được thể tích

theo phương ngang không đầy đủ và tin cậy, điều này thường xảy ra trong thực tế, thì việc áp dụng các mô hình 1 chiều sẽ cho kết quả tốt hơn nhiều so với việc sử dụng các mô hình hai chiều phức tạp.

B- CHẾ ĐỘ TRIỀU Ở BỜ BIỂN VIỆT NAM



Dải bờ biển Việt Nam nằm ở phía tây của Biển Đông, nơi có chế độ triều phân bố theo không gian rất phức tạp. Ở đây thành phần nhật triều và bán nhật triều đan xen nhau tạo nên một sự phân bố đa dạng, độc đáo ít thấy ở đại dương trên thế giới. Vùng biển Việt Nam cũng có đầy đủ các nét chung về phân bố thủy triều của Biển Đông.

Phân bố triều dọc theo bờ biển Việt Nam, ngoài sự chi phối chung của chế độ triều Biển Đông, còn có tính đặc thù của vùng biển và dải ven bờ. Bờ biển Việt Nam trải dài trên nhiều vĩ độ (tổng chiều dài hơn 3260 km) có nhiều sông ngòi đổ ra (đặc biệt là hai hệ thống sông thuộc đồng bằng Bắc Bộ và Nam Bộ).

Đường bờ lồi lõm, khúc khuỷu là những tác nhân gây nên bức tranh phân bố triều đa dạng dọc theo dải bờ.

Đặc trưng triều thay đổi dọc theo dải bờ biển có thể nêu sơ lược như sau

Đặc trưng thủy triều dọc bờ biển miền Bắc

Nét chung của các đặc trưng thủy triều dọc bờ biển miền Bắc là sự thay đổi từ bắc xuống nam từ chế độ nhật triều đều sang nhật triều không đều. Để xem xét rõ hơn chế độ thủy triều ở khu vực này có thể chia phần này thành hai vùng :

+ Vùng 1 từ Quảng Ninh đến Thanh Hóa

Vùng này thủy triều thuộc chế độ nhật triều đều, điển hình là tại trạm Hòn Dấu (Đồ Sơn - Hải Phòng). Hầu hết các ngày trong tháng (khoảng 25 ngày), mỗi ngày chỉ có một lần nước lớn, một lần nước ròng. Độ lớn thủy triều ở đây thuộc vào loại lớn nhất nước - khoảng 3-4m vào kỳ nước cường.

Tại phía bắc vùng này (Hòn Gai - Quảng Ninh) hàng tháng chỉ có 1-3 ngày có hai lần nước lớn, hai lần nước ròng. Còn ở phía nam (Ninh Bình- Thanh Hoá) tính nhật

triều đều kém thuận nhất. Số ngày có hai lần nước lớn, hai lần nước ròng đã tăng lên: khoảng 5-7 ngày.

+ Vùng 2 từ Thanh Hoá đến Hà Tĩnh

Vùng này thủy triều mang tính nhật triều không đều. Tại đây hàng tháng có gần một nửa số ngày có 2 lần nước lớn, hai lần nước ròng. Độ lớn triều ở đây hơn 3m

Đặc trưng thủy triều bờ biển miền Trung

Có thể nói chế độ triều dọc theo dải bờ biển miền Trung thay đổi phức tạp nhất. Từ Hà Tĩnh đến Quảng Trị, chế độ triều chuyển từ bán nhật triều không đều (tại Ròn - Quảng Bình) đến bán nhật triều đều (tại Thuận An - Thừa Thiên Huế). Càng đi về phía nam, độ lớn thủy triều càng giảm dần. Biên độ triều thấp nhất trong dải bờ biển miền Trung, cũng như trên toàn dải bờ biển Việt Nam, xuất hiện tại Thuận An, Huế, với độ lớn thủy triều chỉ còn khoảng 0,5m.

Từ Thừa Thiên Huế đến bắc Quảng Nam, thủy triều chuyển từ bán nhật triều đều sang bán nhật triều không đều, và độ lớn thủy triều cũng tăng dần. Từ Quảng Nam tính chất nhật triều tăng dần đến Phan Thiết, Kè Gà, nơi có chế độ nhật triều đều. Từ đây đến Nam Trung Bộ, tính chất nhật triều lại giảm dần.

Đặc trưng thủy triều bờ biển miền Nam

Do bán đảo Cà Mau nhô ra vịnh Thái Lan nên chế độ triều và độ cao triều ở phía đông và tây Nam bộ khác nhau rõ rệt. Có thể chia thành hai vùng sau :

Vùng 1 : Từ Bà Rịa đến Cà Mau (Đông Nam bộ).

Tại lân cận hai điểm ranh giới của vùng (Bà Rịa- Vũng Tàu và Cà Mau) thủy triều ở chế độ nhật triều không đều. Dịch dần vào miền giữa của vùng, tính chất bán nhật triều tăng rõ rệt. Hầu hết số ngày trong tháng có hai lần triều lên và hai lần triều xuống. Có sự chênh lệch đáng kể của hai độ lớn thủy triều trong ngày. Do ảnh hưởng của địa hình vùng cửa sông, tính chất triều diễn biến phức tạp hơn. Tại vùng này độ lớn triều khoảng 3-4m, vào loại lớn nhất nước.

Vùng 2 : Từ Cà Mau đến Hà Tiên (Tây Nam bộ).

Chế độ triều ở đây phần lớn là nhật triều đều, độ lớn triều ở đây chỉ khoảng 1m. Tại Rạch Giá hầu hết số ngày trong tháng có chế độ bán nhật triều nhưng càng xa khu vực này về Cà Mau cũng như về Hà Tiên và ra khơi thì tính chất nhật triều càng rõ nét. Độ lớn thủy triều vùng này không lớn, vào những ngày triều cường chỉ đạt tới 1m.

C-NƯỚC DÂNG Ở BỜ BIỂN VIỆT NAM

Trong tính toán thiết kế các công trình ven biển thì sự biến đổi mực nước do hiện tượng nước dâng do bão được quan tâm rất nhiều. Nước dâng nói chung, có thể xem như sự biến đổi mực nước có chu kỳ dài dưới tác động của gió, khí áp lên một khu vực

cụ thể (khác với sóng gió có chu kỳ ngắn, với sóng thần - sunami được hình thành do tác động của địa chấn, khác với thủy triều hình thành dưới tác động của lực hút các thiên thể v.v.).

NƯỚC DÂNG DO GIÓ MÙA

Ở Việt Nam, ngoài nước dâng do bão, thì hiện tượng nước dâng do ảnh hưởng của gió mùa là đáng kể nhất, nó bao gồm 2 hướng chính, tương ứng với hai hệ thống gió mùa chi phối bờ biển Việt Nam là: gió mùa đông bắc và gió mùa tây nam.

Gió mùa đông bắc thường xảy ra từ tháng 10 năm trước đến tháng 3 năm sau. Hàng năm, trung bình có khoảng 30 đợt gió mùa đông bắc ảnh hưởng tới vùng biển Việt Nam. Gió mùa đông bắc có thể đạt tới tốc độ từ 12m/s đến 16m/s, thậm chí có thể lên đến 20m/s, tức là bằng tốc độ gió xuất hiện trong áp thấp nhiệt đới. Nhưng gió mạnh chỉ quan trắc thấy ở phần bờ biển phía bắc, càng đi dần vào phía nam, độ lớn của gió đông bắc càng giảm dần. Theo số liệu thống kê mực nước và tốc độ gió từ năm 1988 đến 1992 tại khu vực Hải Phòng (trạm Hòn Dấu) - nơi chịu ảnh hưởng mạnh của gió mùa đông bắc - độ cao nước dâng quan trắc được tại đây do ảnh hưởng của gió mùa đông bắc chỉ vào khoảng 30-40cm. Mỗi đợt gió mùa đông bắc thường kéo dài khoảng từ 4-7 ngày, nhưng thời gian xảy ra nước dâng chỉ vào khoảng 12 -13 giờ.

Gió mùa tây nam thường bắt đầu vào tháng 5 và kéo dài tới tháng 10 hàng năm. Ngược với gió mùa đông bắc, gió mùa tây nam lại có độ lớn giảm dần từ nam ra bắc. Cũng như gió mùa đông bắc, gió mùa tây nam chỉ gây ra hiện tượng nước dâng với độ lớn vào khoảng 30-40cm, thậm chí còn nhỏ hơn.

Tóm lại, nước dâng do ảnh hưởng của gió mùa ở vùng biển Việt Nam là không đáng kể, ít gây nguy hiểm cho các vùng ven biển. Vì thế, dưới đây sẽ chỉ đề cập tới nước dâng do bão.

NƯỚC DÂNG DO BÃO

Khi trên biển có bão, thì sự biến đổi mực nước biển thường do 2 hiệu ứng gây ra:

+ Hiệu ứng thứ nhất là do sự biến đổi khí áp giữa vùng tâm ở bão và vùng ở rìa của cơn bão, và

+ Hiệu ứng thứ 2 là biến đổi mực nước do gió trong bão.

Sự biến đổi khí áp giữa vùng tâm bão và rìa bão trong hiệu ứng thứ 1 có thể mô tả như sau: khi bão đổ bộ vào đất liền khí áp nhỏ nhất xuất hiện tại vùng tâm bão và sau đó nó tăng dần từ tâm bão đến vùng rìa của bão. Hiệu ứng này gây ra sự thay đổi mực nước theo nguyên lý: khi áp suất khí quyển giảm (*hoặc tăng*) 1mb thì mực nước biển dâng lên (*hoặc hạ xuống*) 1cm. Thông thường, khi các cơn bão đổ bộ vào bờ biển Việt Nam, chúng gây ra sự chênh lệch khí áp giữa vùng tâm bão và vùng rìa của bão từ

20mb đến 60mb hoặc hơn nữa, tương ứng sẽ xuất hiện hiện tượng dâng cao mực nước từ 20cm đến 60cm ở vùng tâm bão.

Trong bão, gió có thể đạt tới vận tốc 50m/s hoặc lớn hơn nữa. Gió mạnh, thổi liên tục theo 1 hướng cố định trong bão tạo nên dòng chảy theo hướng gió thổi. Đối với vùng ngoài khơi, nơi dòng chảy không bị cản trở bởi đường bờ, thì gradien do dòng chảy này tạo ra không lớn. Hay nói cách khác, tại đây không gây ra sự tích tụ, dồn nén khối nước do tác dụng của dòng chảy nên không làm dâng cao mực nước một cách đáng kể. Nhưng ở vùng gần bờ thì ngược lại, dòng chảy do gió bão gây ra, khi đi từ ngoài khơi vào trong đất liền, do bị ảnh hưởng của địa hình đáy (ma sát đáy) và do bị đường bờ cản trở, nên vùng nước ở sát bờ bị dồn nén, tích tụ lại, và kết quả là mực nước ở vùng gần bờ bị dâng lên đáng kể. Ở vùng gần bờ, hiện tượng nước dâng do gió bão trong hiệu ứng thứ 2 thường lớn hơn nhiều so với hiện tượng nước dâng do sự chênh lệch khí áp giữa tâm bão và rìa cơn bão ở hiệu ứng thứ 1.

Đọc bờ biển Việt Nam, độ cao nước dâng do bão có thể đạt tới hơn 300cm, nghĩa là lớn hơn gấp nhiều lần so với mực nước do giảm khí áp trong bão có thể gây ra. Ở Việt Nam, nước dâng do bão lớn nhất xác định được là vào khoảng 350cm. So với các nơi khác trên thế giới nước dâng do bão ở Việt Nam vào loại lớn, nhưng chưa phải là lớn nhất. Có những nơi như ở Băng la đét, ở Mỹ (Camilla) nước dâng có thể lên tới hơn 7 mét. Mức độ nguy hiểm do nước dâng gây ra còn phụ thuộc vào nhiều yếu tố khác như chế độ triều, sự trùng pha giữa nước dâng và triều cường, cao trình của bờ biển so với mực nước dâng, mức độ tập trung dân cư và hoạt động kinh tế xã hội ở vùng bờ.

Nước dâng nói chung và nước dâng do bão nói riêng trong hải dương học được xếp vào loại sóng dài, có chu kỳ lên tới hàng chục giờ. Mực nước cao khi nước dâng có thể duy trì trong thời gian hàng chục giờ. Do đó không nên nhầm lẫn giữa nước dâng với các sóng lớn xuất hiện trong bão. Sóng lớn xuất hiện trong bão có thể có chiều cao sóng lên tới 6-7m hoặc lớn hơn nhưng nó chỉ có chu kỳ sóng tính bằng giây hoặc phút. Do vậy việc quan trắc nước dâng trong bão thường được tiến hành tại các giếng đo ven bờ không liên thông trực tiếp với mực nước biển hoặc tại các vùng kín nhằm loại bỏ các nhiễu động mực nước cỡ nhỏ (có chu kỳ bé) do sóng gió trong bão gây ra v.v.... Đối với các vùng biển có triều, như hầu hết các vùng ở dải bờ biển nước ta, số liệu quan trắc mực nước của các trạm ven biển không chỉ phản ánh sự thay đổi mực nước do hiện tượng nước dâng khi có bão mà là mực nước tổng hợp của nhiều hiện tượng gây ra sự biến đổi trên, trong đó có bao gồm cả hiện tượng thủy triều. Vì vậy để thu được số liệu nước dâng do bão, cần phải lọc bỏ sự biến thiên của mực nước triều ra khỏi số liệu mực nước quan trắc được (mực nước tổng cộng).

ĐẶC ĐIỂM NƯỚC DÂNG DO BÃO DỌC BỜ BIỂN VIỆT NAM

Căn cứ vào đặc điểm nước dâng do bão dọc bờ biển Việt Nam, có thể phân chia bờ biển Việt Nam thành 3 vùng chính theo vĩ độ địa lý như sau :

Miền Bắc : Từ vĩ độ 22°N - 17°N

Miền Trung : Từ vĩ độ 17°N - 11°N

Miền Nam : Dải bờ còn lại

a/ Phần bờ biển miền Bắc Việt Nam

Vùng bờ biển miền Bắc, về mặt nước dâng do bão có nhiều đặc điểm quan trọng. Thứ nhất đó là vùng có số lượng bão đổ bộ vào bờ nhiều nhất so với các vùng còn lại. Về cường độ bão, ở vùng biển này bão cũng có gió mạnh nhất- có thể lên tới 56m/s. Thứ hai, vùng này cũng là vùng có nước dâng lớn nhất (360cm). Nếu xem rằng nước dâng có độ cao lớn (>200cm) là nước dâng nguy hiểm thì suốt dải bờ này đều đã xảy ra nước dâng nguy hiểm nhưng với tần suất khác nhau. Nước dâng đặc biệt nguy hiểm (>250cm) cũng đã xảy ra ở hầu hết các nơi trên dải bờ này.

Theo thống kê (chưa đầy đủ), số cơn bão gây nước dâng lớn (>200cm) ở đoạn bờ này chiếm tới 11%. Tại đây đã ghi được mực nước dâng kỷ lục là 360cm (cơn bão DAN - 1989 đổ bộ vào Cửa Hội - Nghệ An).

Khi truyền vào vùng nước nông, sóng truyền với vận tốc $C = \sqrt{gh}$. Bước sóng được tính theo công thức $L = CT$; chu kỳ T của sóng được bảo tồn trong suốt thời gian truyền sóng. Trong khi đó, do độ sâu giảm (h giảm) làm cho vận tốc truyền sóng giảm, kéo theo chiều dài sóng (L) giảm. Để bảo toàn khối nước, khi chiều dài sóng L giảm thì biên độ sóng sẽ tăng lên.

Mặt khác, khi truyền vào vùng nước nông, ma sát đáy tăng mạnh, nhất là trong sông, sông càng nông, lòng sông càng uốn lượn ngoằn ngoèo, ma sát càng lớn. Điều này làm suy giảm năng lượng sóng, nói cách khác - độ cao sóng giảm.

Do sự tranh chấp của hai hiệu ứng trên, hình dung trên một đoạn sông, khi sóng truyền vào, độ cao sóng sẽ tăng lên (do hiệu ứng thứ nhất) đến một điểm nào đó, sóng sẽ có độ cao lớn nhất (hai hiệu ứng cân bằng nhau). Từ điểm đó trở lên, độ cao sóng giảm dần cho đến khi sóng tắt hẳn (do hiệu ứng thứ hai). Ví dụ trong cơn bão DOT (1989) gây nước dâng ở Hòn Dấu là 200cm, ở Cửa Cấm là 230cm, ở Do Nghi là 220cm, ở Cao Kênh : 210cm, ở Chanh Chử : 160cm - trạm này nằm xa biển nhất (40km).

Đặc điểm nước dâng ở Hòn Dấu, Hòn Gai và Bạch Long Vĩ

Hòn Dấu và Hòn Gai là các đảo gần bờ có chế độ nước dâng như ở bờ. Trong khi đó Bạch Long Vĩ là đảo ngoài khơi nên có chế độ triều như ở ngoài khơi.

+ Hòn Dấu - Hải Phòng:

Hòn Dấu thuộc vùng biển Hải Phòng, một trong những nơi có nhiều bão đổ bộ hoặc chịu ảnh hưởng của bão. Trung bình hàng năm có khoảng 2 cơn bão ảnh hưởng và gây nước dâng đáng kể ở Hòn Dấu, năm nhiều nhất (1963) là 5 cơn.

Hòn Dấu là nơi có đặt trạm ghi tự động mực nước. Qua số liệu nước dâng được lọc ra từ số liệu mực nước ghi được ở Hòn Dấu cho thấy nước dâng lớn nhất ghi được tại đây là 200cm của cơn bão DOT ngày 11/6/1989. So sánh với mực nước Cửa Cấm nằm ở bờ, độ cao nước dâng ở Hòn Dấu nhỏ hơn một chút (ở Cửa Cấm là 230cm). Theo thống kê từ năm 1966 đến năm 1996 của 37 cơn bão có nước dâng đáng kể (36 cơn) có đến 15 cơn có nước dâng từ 100cm trở lên.

+ Hòn Gai - Quảng Ninh:

Cũng như tại Hòn Dấu, Hòn Gai nằm ở cực bắc của dải bờ biển Việt Nam, nơi có nhiều bão ảnh hưởng tới. Hòn Gai thuộc vùng biển Quảng Ninh. Phía bắc bị che chắn bởi bờ biển Quảng Ninh, phía nam bị che chắn bởi đảo Cát Bà. Có thể vì vậy mà nước dâng ở đây không cao bằng ở vùng bờ Hải Phòng.

Tương tác giữa nước dâng và thủy triều ở miền bắc Việt Nam

Nghiên cứu tương tác giữa nước dâng và thủy triều của 80 cơn bão đổ bộ vào miền Bắc cho thấy, bão đổ bộ vào tất cả các pha triều với tần suất như sau :

- Vào pha triều lớn : 31,25%
- Pha triều trung gian : 38,75%
- Pha triều nhỏ: 30,00%

Như vậy, có thể nói phân bố bão theo các pha triều tương đối đồng đều. Dải bờ thuộc tỉnh Quảng Ninh (tận cùng phía bắc) là vùng có nhiều cửa sông đổ ra biển, nhưng nghèo phù sa, nên không phải là vùng bồi tụ. Vùng này được phát triển trên nền kiến tạo sụt chìm nên bãi triều khá rộng. Tại đây do yếu tố địa hình, nước dâng không lớn như ở nơi khác. Tuy vậy, vì có bãi triều rộng, biên độ triều lớn nên nước dâng tác động lên một diện tích tương đối lớn.

Dải bờ thuộc châu thổ sông Hồng, sông Thái Bình đều có bãi triều rộng, bờ thoải nên đều bị tác động mạnh của nước dâng do bão.

Càng đi vào phía Nam, do cao trình bờ biển càng cao nên tác động của nước dâng bão càng giảm.

b/ Bờ biển miền Trung Việt Nam

Bão và nước dâng do bão ở dải bờ biển miền Trung cũng có những đặc điểm cụ thể như sau.

Thứ nhất, theo xu thế chung của phân bố bão theo dải bờ biển Việt Nam từ bắc vào nam được trình bày trên bảng 2-2. Đó là xu thế giảm dần của tần suất bão từ bắc vào nam. Bảng 2-2 cho thấy, trong khi miền Bắc (từ vĩ tuyến 17 trở ra) chiếm tới 58,4% tổng số bão đổ bộ và bờ biển cả nước thì miền Trung chỉ chiếm 36,8%. Dọc theo đoạn

bờ này, khác với dải bờ miền Bắc, tần suất bão phân bố không đều. Tại ranh giới phía bắc (từ 16° - 17°) có tần suất lớn (8,4%) và lân cận vĩ tuyến 11°N cũng có tần suất không nhỏ. Ở đây là vùng nước trôi và vĩ tuyến 11°N như một ranh giới- về phía nam của ranh giới này (từ 10° -11°N) hầu như không có bão (0,4%).

Bảng 2-2. Bảng thống kê số cơn bão đổ bộ vào đất liền dọc bờ biển Việt Nam

<i>TT</i>	<i>Vĩ độ</i>		<i>Tổng số cơn bão</i>	<i>Tần Suất (%)</i>	<i>Trung bình năm</i>
1.	22-24	Bờ biển miền Bắc	33	13.2	0.82
2.	21-22		33	13.2	0.82
3.	20-19		27	10.8	0.67
4.	19-18		21	8.4	0.52
5.	18-17		32	12.8	0.80
6.	17-16	Bờ biển miền Trung	21	8.4	0.52
7.	16-15		12	4.8	0.30
8.	15-14		14	5.6	0.35
9.	14-13		15	6.0	0.37
10.	13-12		16	6.4	0.40
11.	12-11		13	5.2	0.32
12.	11-10	Bờ biển miền Nam	1	0.4	0.02
13.	10-9		4	1.6	0.10
14.	9-8		7	2.8	0.17
	Tổng số		250	100	6.25

Thứ hai là về cường độ bão. Cũng theo xu thế chung là cường độ bão giảm dần từ bắc vào nam. Theo số liệu đo đạc, chỉ đoạn bờ lân cận vĩ tuyến 16°N là có gió bão lớn, đo được 38m/s (đo Côn Cỏ), càng về phía nam gió bão càng nhỏ.

Chính vì các đặc điểm đó của bão mà nước dâng do bão gây ra ở dải bờ này không lớn như miền Bắc. Độ lớn nước dâng cũng giảm dần từ bắc vào nam. Do số liệu về nước dâng ở đoạn bờ này không phong phú bằng ở dải bờ miền bắc nên việc nghiên cứu chế độ nước dâng ở đây cũng không được đầy đủ.

Nước dâng lớn ở miền Trung chỉ xảy ra ở đoạn bờ từ 15°N đến 17°N. Đoạn bờ này như là sự nối tiếp chế độ nước dâng của miền Bắc. Độ cao nước dâng ở đây có thể lên tới 200cm hoặc hơn.

Đối với nước dâng ở đoạn bờ từ 16°N trở vào, qua tính toán bằng mô hình, bổ sung cho số liệu đo vốn nghèo nàn, thấy rằng nước dâng ở đây thuộc loại không lớn. Cao nhất khoảng từ 100-150cm.

Cũng như tất cả các đoạn bờ dọc theo bờ biển Việt Nam, khoảng 3/4 cơn bão đổ bộ vào bờ là gây nước dâng không đáng kể (theo tỷ lệ giữa nước dâng lớn của từng đoạn bờ). Điều này lại càng nói lên sự nghèo nàn về số liệu nước dâng ở dải bờ miền Trung.

Một đặc điểm nữa là tại đoạn bờ này mức độ tập trung dân cư, các công trình xây dựng, diện tích canh tác v.v. không trừu phú như dải bờ miền Bắc. Hơn nữa cao trình bờ cao nên với độ lớn của nước dâng như vậy (kể cả thủy triều) ít gây nguy hiểm cho dải bờ này.

c/ Vùng biển miền nam Việt Nam

So với hai miền Bắc và miền Trung, tại miền Nam nước dâng do bão cũng có nhiều nét đặc thù.

Nếu như ở hai miền kể trên đã lấy chỉ tiêu là độ cao của nước dâng để nói lên mức độ nguy hiểm của nó thì tại miền này, chỉ tiêu đó tỏ ra không phù hợp.

Theo bảng 1.2, suốt dải bờ từ Vũng Tàu đến Hà Tiên, tần suất bão so với dải bờ cả nước chỉ chiếm 4,8%. Hơn nữa bão đổ bộ ở dải bờ này thường không mạnh, chỉ mạnh ở ngoài và yếu dần khi đi vào bờ.

Theo số liệu ghi được, nước dâng do 1 cơn bão ở Vũng Tàu (không phải cơn bão nào cũng đổ bộ vào Vũng Tàu vì bão đổ bộ vào đây rất ít) và qua 6 cơn đổ bộ vào Bạch Hổ cho thấy nước dâng ở đây vào loại nhỏ. Nước dâng cao nhất chỉ khoảng 100cm. Trong đó 48% số cơn bão gây nước dâng không đáng kể (khoảng 20cm). Nước dâng lớn cỡ 100cm cũng đặc trưng cho dải bờ biển này.

Hiển nhiên với tần suất nhỏ hơn rất nhiều so với miền Bắc và miền Trung. Hầu như chưa có số liệu thực tế nào đo được nước dâng như thế, trừ trường hợp gần đây : cơn bão Linda (1997) đã đo được và có mực nước cao nhất khoảng 100cm.

Để khẳng định thêm về độ lớn của nước dâng ở dải bờ này đã tiến hành tính toán nước dâng theo mô hình số trị thủy động. Các thông số bão đưa vào mô hình có giá trị đặc trưng cho bão ở khu vực này. Kết quả tính toán cho thấy nước dâng lớn nhất có thể có (không khẳng định về tần suất) khoảng 140cm. Tất nhiên đây sẽ là một giá trị với tần suất hiếm.

D- SỰ BIẾN ĐỔI MỰC NƯỚC TRONG THỜI ĐOẠN DÀI

SỰ DAO ĐỘNG MỰC NƯỚC DO ĐIỀU KIỆN THỜI TIẾT

Các dao động mực nước hình thành do sự biến đổi trong thời đoạn dài của điều kiện thời tiết như là hiện tượng kéo dài mùa mưa hay mùa khô thường là các vấn đề được quan tâm. Sự nguy hiểm do các dao động mực nước trong thời đoạn dài gây ra là ở chỗ

vì nó diễn ra trong một thời đoạn dài nên ít được sự chú ý của mọi người, và quá trình dâng hạ mực nước diễn ra trong thời gian tương đối dài thường là vài năm mới có một lần nên dễ bị quên. Do vậy, một vài năm sau khi có nước lớn, các công trình xây dựng, các hoạt động kinh tế lại diễn ra ở sát bờ biển, tạo ra tài sản mới dễ bị hư hỏng nếu xảy ra lần nước lớn kế tiếp. Tương tự như vậy, sau vài năm khi không xảy hiện tượng nước thấp, các công trình cảng và neo đậu tàu sẽ được xây dựng tại các vùng nước nông, khi xảy ra chu kỳ nước thấp tiếp theo, các công trình này sẽ không còn phát huy được tác dụng nữa.

SỰ BIẾN ĐỔI MỨC NƯỚC BIỂN

Hiện tượng gia tăng mực nước biển nhằm chỉ sự biến đổi mực nước biển trên phạm vi toàn cầu, do hiện tượng băng tại hai đầu cực của trái đất đang tan và mở rộng hiệu ứng nhiệt của các khối nước làm thay đổi nhiệt độ nước biển trên phạm vi rộng. Các mô tả chi tiết về hiện tượng này có thể tham khảo theo Carter (1988) and Bird (1984).

Mực nước biển 25,000 năm trước nằm thấp hơn mực nước biển hiện tại 150m. Từ đó đến thời điểm cách đây 3,000 năm, mực nước biển đã dâng lên với tốc độ khoảng 7 mm/năm và đạt gần tới mực nước biển hiện tại. Các ước đoán được coi là chính xác nhất về sự dâng lên của mực nước biển là vào khoảng 1 đến 1,5 mm/năm. Mặc dù tốc độ dâng của mực nước biển rất chậm nhưng một phần lớn thêm lục địa bị ngập và bờ biển ở nhiều nơi trên thế giới bị xói lở qua một thời đoạn dài.

SỰ BIẾN ĐỔI KHÍ HẬU TOÀN CẦU

Sự biến đổi mực nước nguy hiểm nhất và có tiềm năng lớn nhất là sự biến đổi mực nước do xu thế biến đổi của khí hậu toàn cầu. Xem xét về biến đổi mực nước biển toàn cầu, có thể thấy rằng sự ấm lên của khí hậu toàn cầu sau thời kỳ băng hà lần cuối cùng đã làm mực nước biển dâng lên từ 100 m đến 150m khi các núi băng ở hai đầu cực bị tan ra và sự phát triển của hiệu ứng giãn nở nhiệt trên bề mặt đại dương. Hiện nay, tốc độ dâng lên của mực nước biển đã chậm lại ở mức 1 đến 1,5 mm/năm, nhưng bất kỳ một hiện tượng nóng lên nào khác của bầu khí quyển cũng sẽ làm tăng thêm mực nước biển.

Hiện nay “hiệu ứng nhà kính” đang là mối quan tâm hàng đầu của các nhà khoa học vì nó được xem như là nguyên nhân chính dẫn tới hiện tượng nóng lên của trái đất. Các sản phẩm của quá trình đốt cháy khí ga gây nên hiệu ứng nhà kính sẽ có tác dụng như một tấm chắn cách điện phủ xung quanh trái đất, ngăn cản các sóng điện từ dài từ trái đất quay trở lại vũ trụ, tạo thành hiệu ứng bức xạ nhiệt làm nóng bầu khí quyển bao quanh trái đất. Theo ước tính của Ủy ban nghiên cứu Quốc gia (Mỹ, 1997), nếu lượng carbon dioxide (CO₂) tăng gấp đôi thì nhiệt độ trung bình của trái đất sẽ tăng từ 1.5 đến 4.5 °C. Tại đầu cực của trái đất, ước tính nhiệt độ sẽ tăng gấp khoảng hai, ba lần so

với nhiệt độ trung bình. Trạm quan trắc tại Mauna Loa, Hawaii đã chỉ ra rằng khi nồng độ CO₂ từ 315 đến 340 phần triệu (ppm) từ năm 1958 đến năm 1980 (National Research Council, 1983). Các dự báo về nồng độ CO₂ trong tương lai cũng khác nhau rất lớn, nhưng dự báo đến năm 2100, nồng độ CO₂ có nguồn gốc từ khí thải công nghiệp sẽ tăng lên gấp đôi với xác suất xảy ra khoảng 75%.

Các mô hình khí hậu toàn cầu nghiên cứu ảnh hưởng của sự gia tăng các chất gây nên hiệu ứng nhà kính và mối liên quan của nó tới nhiệt độ trung bình của trái đất và sự tăng lên của mực nước biển. Các mô hình số này được xây dựng với nhiều dạng kịch bản khác nhau. Dự báo mực nước biển dâng đến 2025 dao động từ 0.1 đến 0.2 m. Đến năm 2050, ước tính dao động trong khoảng từ 0.2 đến 1.3 m và đến 2100 ước tính khoảng 0.5 đến 2.0 m. Các ước tính sự tăng lên của mực nước biển đến 2100 được cộng thêm khoảng 0.25 đến 0.8m do có tính đến hiệu ứng giãn nở nhiệt trên bề mặt đại dương; 0.1 đến 0.3 m do băng tan tại Greenland và các sông băng Alpine; và từ 0.1 đến 1 m từ hiện tượng tan băng Antarctic.

Dự báo mực nước biển tăng rất khó có thể có được kết quả chính xác do có quá nhiều yếu tố không chắc chắn trong việc dự tính sản phẩm của các khí gây nên hiệu ứng nhà kính. Có thể yếu tố bất trắc nhất là cách kiểm soát sự phát tán của các khí ga này. Ngoài ra còn có những áp lực rất lớn giữa việc quản lý môi trường một cách hợp lý và ảnh hưởng tới nền kinh tế của quốc gia. Các giải pháp cho những vấn đề này là không thể dự báo trước được và chịu ảnh hưởng rất nhiều của các hoạt động chính trị ở tầm vĩ mô.

Những thay đổi quá trình vật lý dưới đây có thể nhận thấy được bao gồm:

- Số lượng các trận bão khốc liệt xảy ra ngày càng tăng
- Nước dâng do bão sẽ tăng ít nhưng mức độ nghiêm trọng tăng lên do các trận bão lớn có xu thế tăng
- Ngoài khơi, sóng biển cao hơn do có nhiều trận bão lớn hơn
- Thủy triều không gây nên các ảnh hưởng lớn
- Thể tích dòng triều xâm nhập vào các cửa sông, vịnh tăng do diện tích trên mặt bằng của các cửa sông và các vịnh tăng
- Chiều cao sóng vỡ ở bãi biển và tại công trình sẽ cao hơn do độ sâu nước lớn hơn tại tất cả các điểm sẽ làm giảm ma sát đáy và cho phép các sóng vỡ lớn hơn xâm nhập vào gần hơn trong bờ.

Các yếu tố này sẽ dẫn tới những phản ứng lại như sau:

- Các công trình sẽ phải chịu áp lực lớn hơn từ các sóng có chiều cao lớn hơn. Hệ số an toàn của công trình sẽ giảm.
- Sóng leo và sóng tràn qua đỉnh công trình sẽ tăng, làm tăng thêm các rủi ro do ngập lụt và hư hỏng do sóng tràn đỉnh. Ví dụ như tại Hà lan, sau khi

dự án châu thổ được hoàn thành năm 1986, nâng cao trình tất cả các đê biển lên độ cao chịu được thảm họa năm 1953. Các tính toán đã cho thấy, nếu nước biển dâng lên 1 m, sẽ làm giảm mức độ an toàn hiện có đi khoảng 90% (Wind, 1987)

- Các bờ biển cát sẽ bị thoái lui
- Các đảo chắn sẽ hạ thấp nhanh hơn và các đầm lầy nằm bên trong các đảo chắn sẽ biến mất
- Các đồng bằng châu thổ sẽ không phát triển với tốc độ cũ nữa, thậm chí các đồng bằng châu thổ này sẽ bị suy thoái
- Các mũi đá, vách đá sẽ bị suy thoái với tốc độ nhanh
- Tốc độ vận chuyển bùn cát sẽ tăng, có thể gây bồi lấp các cửa sông đang ở trạng thái ổn định và chắn các cửa vào của các cảng biển
- Xâm nhập mặn vào trong đất liền và vào trong tầng nước ngầm sẽ tăng
- Các vùng đất ngập nước và đầm lầy sẽ bị chìm ngập và biến mất.

CHƯƠNG 3

ĐỘNG LỰC HỌC BỜ BIỂN

3.1 SÓNG VỠ VÀ CÁC ĐẶC TRƯNG SÓNG VỠ

Sóng tiếp nhận năng lượng từ gió, khi gió thổi trên mặt biển. Bão có thể truyền một lượng rất lớn năng lượng tạo thành sóng, các sóng này sau đó chuyển động hàng ngàn kilomet tới vùng bờ biển. Năng lượng sóng, được tích lũy trên một vùng bờ biển rộng, khi đi tới dải sóng vỡ ở gần bờ sẽ được giải phóng. Phần lớn năng lượng sóng sẽ tiêu tán do hiện tượng sóng vỡ xảy ra ở gần bờ, tại thời điểm sóng vỡ lên các vách đá hoặc lên trên bãi biển cát. Đây là nguồn năng lượng quan trọng nhất, hơn tất cả các nguồn năng lượng khác có tác dụng tới vùng bờ biển; và cũng là nguyên nhân chính tạo nên dòng chảy ở gần bờ và vận chuyển trầm tích; cũng như tham gia vào quá trình khống chế sự diễn biến hình thái bờ biển.

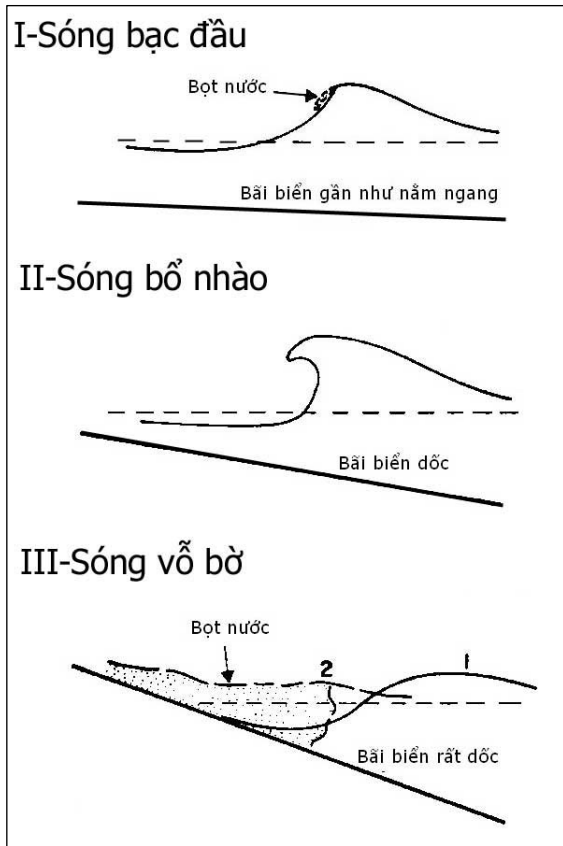
Chương 3 sẽ giới thiệu quá trình tiêu tán năng lượng sóng ở gần bờ. Chương này sẽ xem xét hiện tượng sóng vỡ, các đặc trưng của sóng vỡ. Đặc biệt là sự hình thành dòng chảy do hiện tượng sóng vỡ trong vùng sóng đổ. Các hiện tượng phức tạp hơn có liên quan tới phân bố lưu tốc của dòng chảy dọc bờ trên chiều rộng của vùng sóng vỡ, và phân bố lưu tốc của dòng chảy dọc bờ của một phổ sóng sẽ được giới thiệu. Phần cuối của chương 2 sẽ đánh giá sự tương tác giữa dòng chảy dọc bờ do sóng vỡ gây ra với các dao động mực nước ven bờ và ảnh hưởng của gió và thủy triều tới dòng chảy dọc bờ.

CÁC DẠNG SÓNG VỠ

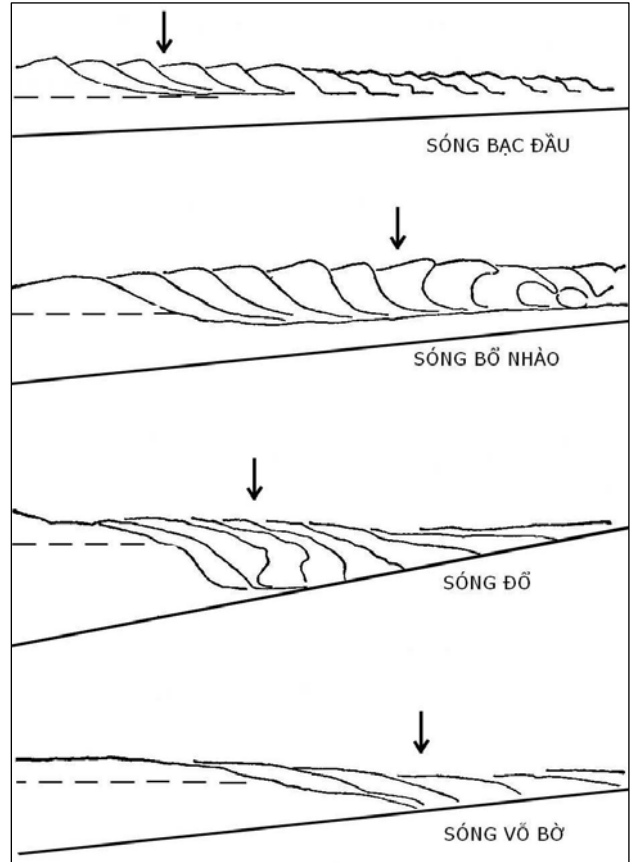
Khi sóng chuyển động tới gần bờ và đi vào vùng nước nông có độ sâu bằng xấp xỉ hai lần chiều cao sóng, do ảnh hưởng của địa hình đáy, sóng trở nên mất ổn định. Khi đỉnh sóng vượt qua chân sóng và mất cân bằng, sóng bị đổ (hay còn gọi là sóng vỡ), và tan thành hàng ngàn bong bóng nước và bọt khí (hình 3-1). Người ta thường cho rằng, sóng vỡ là vì chúng bị kéo trên đáy biển cho đến khi chuyển động hướng về phía trước bị vấp và đỉnh sóng đổ nhào xuống dưới. Trong thực tế không đúng như vậy.



Hình 3-1 Sóng vỡ dạng bô nhào, một dạng sóng vỡ trong tự nhiên, sóng bị cuộn tròn và cuốn về phía trước.



Hình 3-2 Các dạng sóng đổ xảy ra ở gần bờ: sóng bạc đầu, sóng bổ nhào, sóng vỗ bờ



Hình 3-3 Sóng vỡ trên bãi biển, hình dạng sóng được chụp lại bằng máy ảnh có tốc độ chụp nhanh trong phòng thí nghiệm. Mũi tên trên hình vẽ chỉ vị trí khi sóng bắt đầu vỡ

Các nghiên cứu thực nghiệm được tiến hành với điều kiện ma sát rất nhỏ và các nghiên cứu trên mô hình tính biến dạng sóng đã chỉ ra rằng, cùng với một dạng sóng vỡ như nhau, các tính toán phân tích có thể bỏ qua thành phần ma sát.

Thực tế là, sóng vỡ khi mái trước sóng trở nên quá dốc, nhất là ở phần sát đỉnh sóng, do vận tốc chuyển động của các chất điểm nước tại đỉnh sóng lớn hơn vận chuyển chuyển động của hình dạng sóng làm cho phần đỉnh dâng lên trước.

Ba dạng sóng vỡ thông thường được thừa nhận (như hình 3-2) là sóng bạc đầu, sóng bổ nhào và sóng vỗ bờ (*spilling, plunging, and surging*). Sóng bạc đầu (*spilling breakers*) là các sóng dựng đứng từ từ cho đến khi đỉnh sóng mất ổn định và đổ xuống tạo thành đám bọt khí và bong bóng trắng xóa ở mặt trước sóng. Sóng bổ nhào (*plunging breakers*) là các sóng có mặt trước gần như thẳng đứng, mũi sóng cuộn lên trên và đổ nhào về phía trước tạo thành một tấm màn nước (hình 3-1 và 3-2). Sóng vỗ

bờ (*surging breakers*) dựng đứng như thể sắp đổ nhào, nhưng vì chân sóng vỗ vào tới mặt bãi thế nên đỉnh sóng bị đổ sập và biến mất ngay sau đó.

Theo Galvin (1968) thì có 4 dạng sóng vỡ khác nhau (như hình 3-3), ngoài 3 dạng sóng đã được nêu ở trên thì còn một dạng sóng vỡ khác là sóng đổ (*collapsing breaker*), là dạng vỡ trung gian giữa sóng vỗ nhào và sóng vỗ bờ. Trong thực tế các dạng sóng vỡ xảy ra liên tục, dạng này nối tiếp dạng khác nên rất khó áp dụng kiểu phân loại này. Hơn thế nữa, trong cùng một ngày, khi quan sát trên bãi biển, thông thường có thể nhìn thấy các dạng sóng vỡ khác nhau, lúc là sóng bạc đầu, khi là sóng vỗ nhào. Các dạng sóng vỡ này phụ thuộc vào chiều cao của từng con sóng và sự tương tác giữa sóng với đáy biển nơi sóng vỡ.

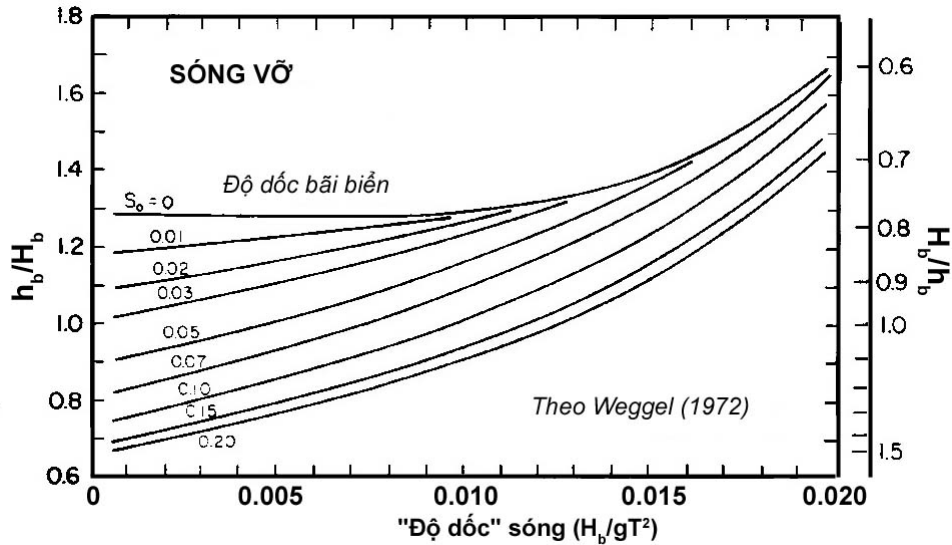
Nhìn chung, sóng bạc đầu (*spilling breakers*) hay có khuynh hướng xảy ra ở bờ biển có độ dốc nhỏ trong điều kiện sóng có độ dốc lớn; sóng vỗ nhào thường xuất hiện ở những bờ biển có bãi dốc và sóng có độ dốc trung bình; sóng vỗ bờ hay xảy ra ở bờ biển rất dốc và độ dốc sóng nhỏ. Dựa trên cơ sở quan sát sóng vỡ trong máng sóng tại phòng thí nghiệm, Galvin (1968) đã dự đoán được gần đúng loại sóng vỡ căn cứ vào tỷ số (H_0/L_0S^2) hay H_b/gT^2S , trong đó chỉ số 0 nhằm chỉ các tham số sóng ở vùng nước sâu, H_b là chiều cao sóng vỡ, S là độ dốc của bãi biển. Khi tỷ số không thứ nguyên trên tăng, dạng sóng vỡ sẽ thay đổi từ sóng vỗ bờ đến sóng vỗ nhào rồi sóng bạc đầu. Tỷ số trên được Galvin sử dụng bằng cách kết hợp độ dốc bãi S với tỷ số độ dốc sóng, được biểu diễn bằng biểu thức H_0/L_0 hoặc H_b/gT^2 (trong đó $L_0 \approx gT^2/2\pi$). Battjes (1974) đã sắp đặt lại tỷ số này thành dạng biểu thức với các tham số sóng nước sâu và gần bờ, tỷ số này sau này được gọi là **chỉ số Iribarren** - hay còn gọi là chỉ số sóng vỡ

$$\text{Chỉ số sóng vỡ ở vùng nước sâu: } \xi_0 = \frac{S}{(H_0/L_0)^{1/2}} \quad (3-1a)$$

$$\text{Chỉ số sóng vỡ ở vùng sóng đổ: } \xi_b = \frac{S}{(H_b/L_0)^{1/2}} \quad (3-1b)$$

Sau khi tham khảo số liệu phân loại dạng sóng vỡ của Galvin (1968), có sử dụng đến chỉ số Iribarren, Battjes (1974) đã đưa ra các giới hạn chỉ số sóng vỡ như sau:

Spilling (sóng bạc đầu)	$\xi_0 < 0,5$	$\xi_b < 0,4$
Plunging (sóng vỗ nhào)	$0,5 < \xi_0 < 3,3$	$0,4 < \xi_b < 2,0$
Surging (sóng vỗ bờ)	$\xi_0 > 3,3$	$\xi_b > 2,0$



Hình 3-4. Trạng thái sóng vỡ tới hạn trong vùng nước nông, tỷ số chiều cao sóng vỡ trên độ sâu sóng vỡ phụ thuộc vào độ dốc sóng và độ dốc bãi biển. Biểu đồ 3-4 thể hiện trên cả 2 trục tỷ lệ $1/\gamma_b = h_b/H_b$ và $\gamma_b = H_b/h_b$. "Độ dốc" sóng được biểu diễn bằng H_b/gT^2 , giá trị này bằng "độ dốc sóng" ở vùng nước sâu H_b/L_0 nhân với hệ số 2π .

GIỚI HẠN SÓNG VỠ VÀ CHIỀU CAO SÓNG VỠ

Như đã giới thiệu trong chương hai, theo lý thuyết sóng tuyến tính của Airy, các sóng biên độ nhỏ sẽ mất ổn định và vỡ khi tỷ số $\gamma_b = H_b/h_b$ đạt tới giá trị giới hạn, mặc dù độ lớn của giá trị giới hạn này (γ_b) vẫn còn gây nhiều tranh cãi về giá trị chính xác của nó (nằm trong khoảng từ 0.73 đến 1.03). Giá trị thực đo của giới hạn sóng vỡ γ_b của các sóng biên độ nhỏ được tiến hành trên các máng sóng trong phòng thí nghiệm cho thấy nó dao động rất lớn, và phụ thuộc chủ yếu vào độ dốc của bãi biển (Ippen and Kulin, 1954; Kishi and Saeki, 1966). Giá trị giới hạn của γ_b khi sóng vỡ phụ thuộc vào cả độ dốc bãi biển và độ dốc của sóng ở vùng nước sâu. Với một con sóng có độ dốc sóng đã biết, độ dốc bãi biển càng lớn thì giá trị của $\gamma_b = H_b/h_b$ càng cao tại thời điểm sóng vỡ. Các nghiên cứu gần đây của Kaminsky and Kraus (1993) trên cơ sở xem xét 17 tập số liệu thu được qua một loạt nghiên cứu khác nhau trong phòng thí nghiệm đã đưa ra công thức kinh nghiệm:

$$\gamma_b = 1,20 \xi_0^{0,27} \quad (3.2)$$

Tính toán giới hạn sóng vỡ phụ thuộc vào chỉ số Iribarren mô tả dưới dạng các tham số sóng ở vùng nước nông trong phương trình (3.1a), bao gồm độ dốc bãi biển và độ dốc sóng ở vùng nước sâu.

Tỷ số sóng vỡ giới hạn $\gamma_b = H_b/h_b$ được sử dụng trong rất nhiều ứng dụng. Ví dụ như dùng để phân tích sự biến dạng sóng khi chúng truyền từ vùng nước sâu vào bờ. Phân

γ_b , thời điểm giả thiết là sóng mất ổn định và vỡ. Một ứng dụng khác có liên quan tới thiết kế công trình tường biển hoặc đê chắn sóng. Trong trường hợp này, chiều cao sóng lớn nhất có thể xuất hiện, mà có thể ảnh hưởng tới công trình, của 1 con sóng thiết kế, chịu sự chi phối của tỷ số sóng vỡ $\gamma_b = H_b/h_b$ bị vỡ ngoài khơi.

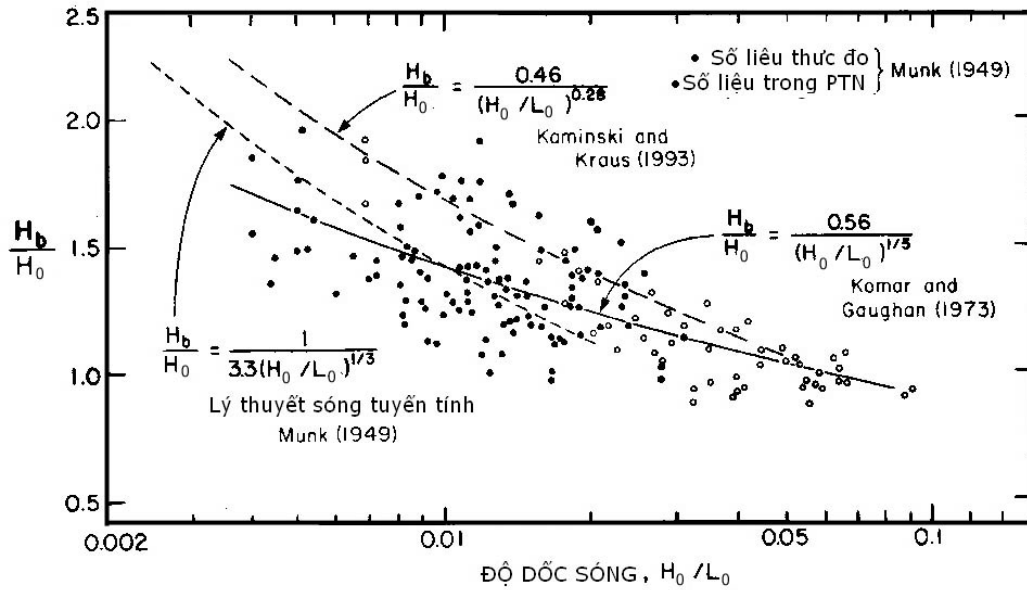
Một số ứng dụng khác lại cần tính toán chiều cao sóng vỡ từ các tham số sóng nước sâu mà không cần xét tới toàn bộ quá trình biến dạng sóng và hiệu ứng nước nông như đã mô tả ở chương trước. Công thức dạng này được Munk (1949) đề xuất trước tiên với giả thiết coi thông lượng sóng (*energy flux*) tại vùng sóng vỡ và thông lượng sóng tại vùng nước sâu là như nhau. Munk ứng dụng lý thuyết sóng đơn tại vùng sóng vỡ với giới hạn sóng vỡ $\gamma_b = H_b/h_b = 0.78$ và sử dụng lý thuyết sóng của Airy để tính toán mạch động năng lượng sóng ở vùng nước sâu, từ đó đưa ra tương quan:

$$\frac{H_b}{H_0} = \frac{1}{3,3 (H_0 / L_0)^{1/3}} \quad (3.3)$$

giữa chiều cao sóng vỡ H_b tương ứng với chiều cao sóng H_0 ở vùng nước sâu và độ dốc sóng ở vùng nước sâu H_0/L_0 . Phương trình (3.3) được biểu diễn trên hình 3-5 cùng với các số liệu đo đạc sóng vỡ tại trên hiện trường và trong phòng thí nghiệm của Munk (1949). Có thể thấy rằng tương quan này là khá phù hợp với các số liệu thực đo khi giá trị độ dốc sóng H_0/L_0 nhỏ, nhưng lại rất không phù hợp với độ dốc sóng lớn. Komar and Gaughan (1972) cũng đã kiểm chứng lý thuyết sóng Airy khi dự báo chiều cao sóng vỡ, mặc dù trong thực tế thì lý thuyết sóng Airy không thể ứng dụng được trong điều kiện này. Trị số của giới hạn sóng vỡ $\gamma_b = H_b/h_b$, được xác định từ các quan trắc ngoài thực địa chứ không được lấy bằng 0.78 theo lý thuyết sóng biên độ nhỏ như phương pháp của Munk đã trình bày ở trên. Từ các đánh giá về mạch động năng lượng ở vùng nước sâu và tại vùng sóng vỡ theo lý thuyết sóng Airy, Komar and Gaughan đã đi đến phương trình

$$\frac{H_b}{H_0} = \frac{0,563}{(H_0 / L_0)^{1/5}} \quad (3.4)$$

Lúc này chiều cao sóng vỡ là hàm của độ dốc sóng với số mũ 1/5; khác với chỉ số mũ 1/3 trong phương trình (3.3) của Munk. Tương quan của Komar and Gaughan được lấy sao phù hợp với số liệu thực đo tại thực địa và trong phòng thí nghiệm. Trong công thức bán kinh nghiệm (3.4), hằng số 0.563 là kết quả tương ứng khi đường tương quan phù hợp với các điểm thực đo nhất. Trên hình 3.-5, phương trình 3.4 được biểu diễn dưới dạng đường liền nét, và nó được xem như là phù hợp với toàn bộ dải giá trị của độ dốc sóng H_0/L_0 , và cho kết quả tốt hơn so với phương trình 3.3 của Munk.



Hình 3-5 Đồ thị tương quan giữa chiều cao sóng vỡ với độ dốc sóng ở vùng nước sâu

Có thể thấy rằng, các nghiên cứu kể trên đều có một điểm hạn chế là chỉ dựa vào các số liệu đo đạc trong các điều kiện sóng đã bị khống chế trong phòng thí nghiệm. Trong các nghiên cứu của LeMehaute và Koh (1967); Kaminsky và Kraus (1993), tỷ số H_0/L_0 , có giá trị của hàm mũ lấy theo kinh nghiệm là $1/4$, là giá trị trung gian giữa 2 số mũ $1/3$ và $1/5$ đã nhắc tới ở phần trước. Trên cơ sở phân tích lại các số liệu của Iversen (1952), LeMehaute và Koh cũng phát hiện ra sự phụ thuộc của chiều cao sóng với độ dốc bãi biển, nhưng điều này lại không được chứng tỏ trong các phân tích tiếp theo. Qua phân tích lại 17 tập số liệu trong phòng thí nghiệm của mình, Kaminsky và Kraus đã đưa ra một phương trình tương quan sử dụng các hệ số kinh nghiệm có dạng như sau:

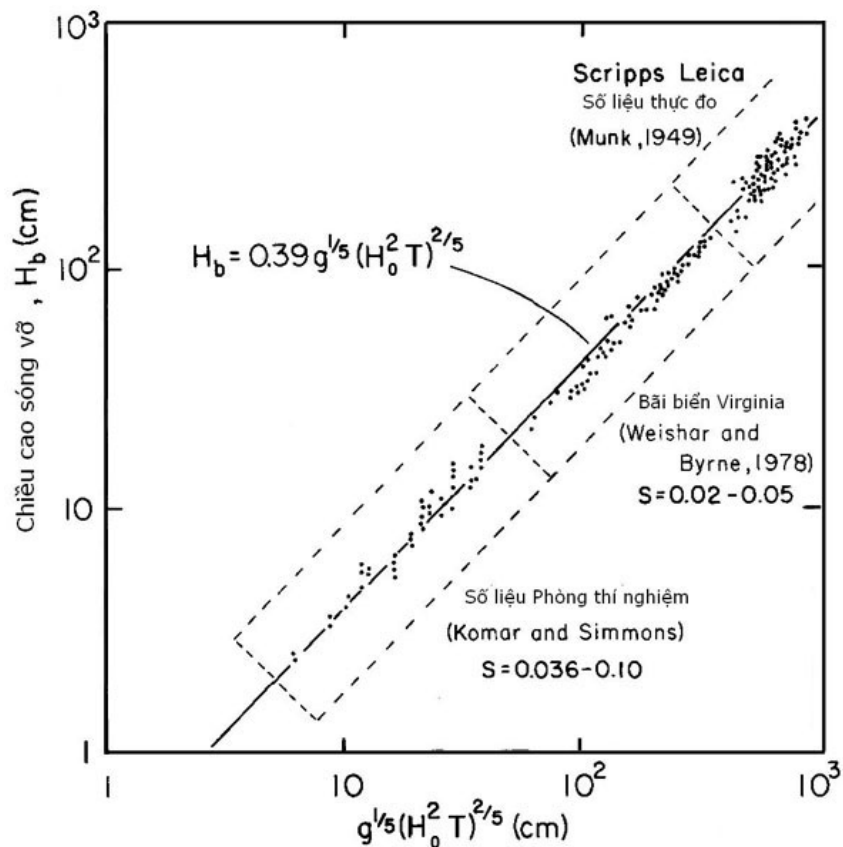
$$\frac{H_b}{H_0} = \frac{0,46}{(H_0/L_0)^{0,28}} \quad (3.5)$$

Phương trình tương quan 3.5 đã cho kết quả phù hợp nhất với các số liệu đo đạc hiện có trong phòng thí nghiệm, nhưng có thể thấy trong hình 3-5, khi so sánh với các số liệu thực đo tại hiện trường của Munk (1949) thì tương quan này lại cho kết quả thiên lớn (lớn hơn khoảng 25% so thực tế), chiều cao sóng vỡ dự báo do vậy lớn hơn trong thực tế. Phương trình tương quan (3.4) của Komar và Gaughan (1972) được xem như là phù hợp nhất với các số liệu thực đo trong phòng thí nghiệm và cả ngoài thực địa.

Nếu loại bỏ các thành phần không thứ nguyên, phương trình Komar and Gaughan (1972) sẽ có dạng mới như sau

$$H_b = 0,39 g^{1/5} (T H_0^2)^{2/5} \quad (3.6)$$

Phương trình này biểu diễn tương quan giữa chiều cao sóng vỡ gần bờ và độ sâu nước tại vùng nước sâu H_0 và chu kỳ sóng T . Hệ số hằng số 0,39 là hệ số kinh nghiệm được lấy từ đường tương quan phù hợp nhất với các số liệu thực đo của Munk (1949). Phương trình tương quan này cũng được biểu diễn trên hình 3-6 và có sự so sánh với các số liệu trong phòng thí nghiệm và số liệu thực đo ngoài thực địa của Munk, cũng như các số liệu đo đạc của Weishar và Byrne (1978). Chuỗi số liệu tổng hợp kéo dài gần như trên phạm vi hàm bậc ba của chiều cao sóng vỡ cho thấy được tính xác thực về năng lực tính toán dự báo của các phương trình tương quan trên.

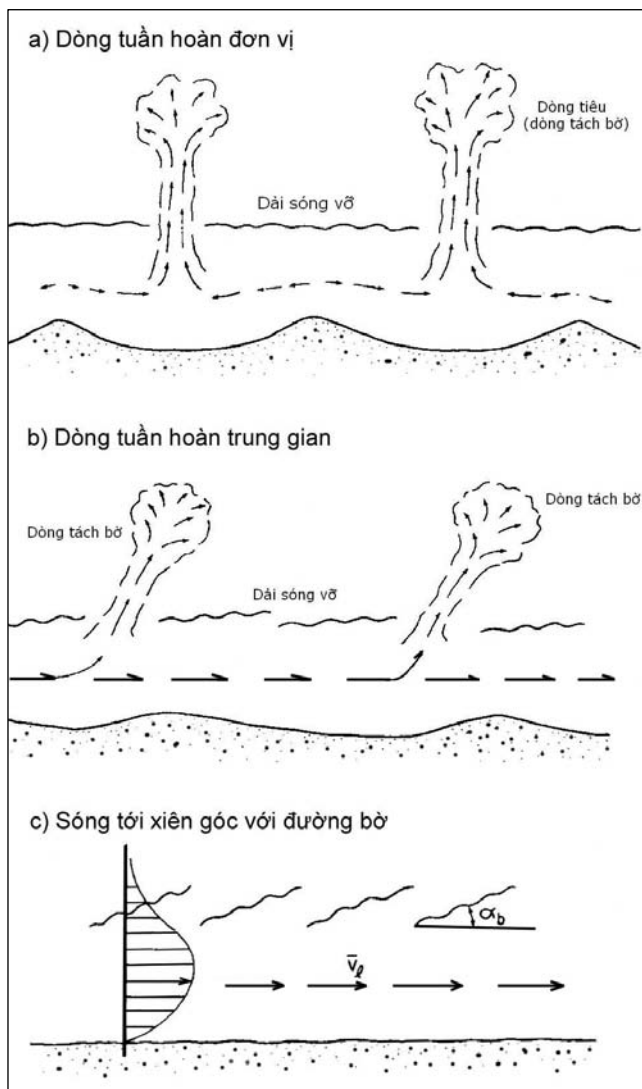


Hình 3-6 Kiểm chứng phương trình (3.6) của Komar và Gaughan (1972) tính toán dự báo chiều cao sóng vỡ từ các thông số sóng ở vùng nước sâu, bằng cách so sánh với các liệu trong phòng thí nghiệm và số liệu thực đo ngoài hiện trường

3.2 DÒNG CHẢY HÌNH THÀNH DO SÓNG Ở VÙNG GẦN BỜ

Khi sóng chuyển động tới gần bờ và vỡ trên bờ biển dốc, chúng tạo thành dòng chảy ở vùng gần bờ, các dòng chảy này biến đổi dưới nhiều dạng khác nhau tùy thuộc vào đặc điểm sóng và trạng thái bờ biển (Basco, 1982, 1983; Komar and Oltman-Shay, 1990). Các dòng chảy gần bờ có thể đạt tới độ lớn đáng kể, gây nguy hiểm cho những người bơi trong khu vực mà nó hình thành. Các

dòng chảy gần bờ sẽ trở nên đặc biệt quan trọng khi chúng kết hợp với sóng và làm vận chuyển bùn cát ven bờ. Do đó nó là một yếu tố rất quan trọng có vai trò khống chế sự diễn biến và hình thái của bờ biển.



Hình 3-7 Trường dòng chảy quan trắc ở gần bờ, phụ thuộc phần lớn vào góc sóng vỡ (α_b)

a) Khi góc giữa đường đỉnh sóng song song với đường bờ ($\alpha_b = 0$), dòng tuần hoàn đơn vị, bị chi phối bởi dòng tiêu có hướng về phía biển.

c) Khi góc α_b lớn, dòng chảy hình thành do sóng vỡ có hướng song song với đường bờ

Theo Komar, có hai hệ thống dòng chảy do sóng tạo thành ở vùng ven bờ chính, đó là (1) hệ thống dòng chảy tuần hoàn bao gồm dòng tiêu (*dòng tách bờ*) kết hợp với dòng chảy dọc bờ và (2) dòng chảy dọc bờ hình thành khi sóng chuyển động tới gần bờ theo một góc xiên so với đường bờ. Các hệ thống dòng chảy trên được mô tả tương ứng với hình 3-7(a) và hình 3-7(c). Hình 3-7(b) mô tả dạng dòng chảy trung gian giữa hai hệ thống dòng chảy đã nêu ở trên. Trường dòng chảy có tác dụng chi phối dòng chảy tuần hoàn ở gần bờ phụ thuộc phần lớn vào các sóng tới theo một góc nghiêng so với đường bờ. Khi sóng vỡ với đường đỉnh sóng thực sự song song với hướng đường bờ trung bình, dòng chảy được hình thành có dạng dòng tuần hoàn như hình 3-7(a). Dòng tiêu là một thành phần của

dòng tuần hoàn; trong đó dòng chảy theo hướng về phía biển tính từ vùng sóng vỡ. Nếu sóng vỡ tạo thành một góc tương đối lớn so với đường bờ, trong vùng sóng vỡ sẽ hình thành dòng chảy có hướng song song với đường bờ và bị giới hạn giữa bờ biển và dải sóng đổ như ở hình 3-7(c). Dòng chảy này đặc biệt rất có ý nghĩa khi nó gây nên hiện tượng vận chuyển bùn cát

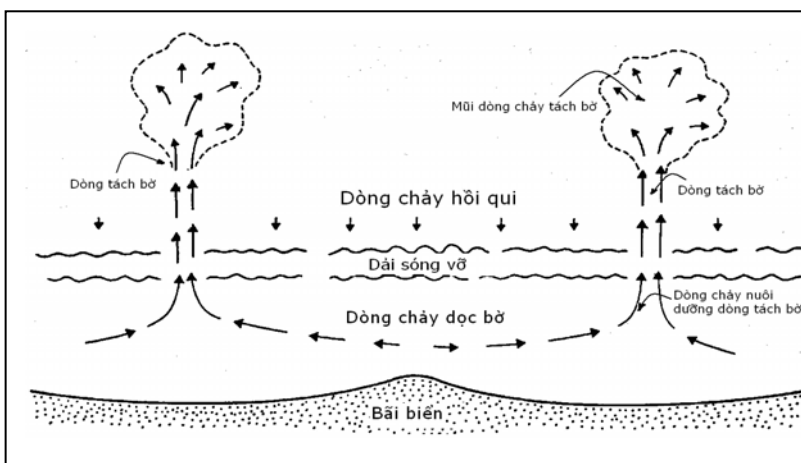
theo hướng dọc bờ. Nó có thể vận chuyển bùn cát dọc bờ biển trên quãng đường hàng trăm kilômét. Dạng trường dòng chảy trung gian, hình 3-7(b) thường xuất hiện khi sóng vỡ tạo với đường bờ một góc nhỏ hoặc khi trường dòng chảy ở khu vực gần bờ bị chi phối mạnh mẽ bởi điều kiện địa hình đáy biển.

Các dòng chảy này cho biết hướng dịch chuyển vùng cát trên bờ biển và làm thay đổi hình dạng của đường bờ. Hình thái bờ biển thường phản ánh trường dòng chảy, và nó có sự khác biệt đáng kể giữa hai thành phần dòng chảy trong hình (3-7). Hình dạng bờ biển trở thành một yếu tố quan trọng có tác dụng khống chế và chi phối trường dòng chảy khi có mặt cả hai yếu tố là địa hình và dòng chảy.

Cơ chế chung của việc hình thành dòng chảy gần bờ sẽ được xem xét ở phần tiếp theo. Nhưng chủ yếu sẽ xem xét việc hình thành dòng chảy theo hướng dọc bờ. Phần tiếp theo cũng sẽ xem xét sự tương tác giữa dòng chảy và hình thái bờ biển, nhưng vai trò của hình thái bờ biển sẽ được nhấn mạnh hơn ở chương tiếp theo

DÒNG TIÊU VÀ DÒNG TUẦN HOÀN

Mô tả chi tiết về hệ thống dòng chảy tuần hoàn được trình bày trên hình 3-8. Dòng tiêu là dạng dòng chảy có đặc trưng quan trọng nhất và có thể thấy được. Các dòng này thường mạnh và hẹp, có hướng chảy về phía biển và đi qua vùng sóng vỡ, thường có tác dụng vận chuyển các vật trôi nổi và bùn cát tạo thành những luồng dòng chảy có màu sắc hoàn toàn khác biệt với vùng nước ở xung quanh nó. Dòng tiêu có hướng chảy ra biển cũng chịu ảnh hưởng của sóng, do vậy mà sự xuất hiện của dòng tiêu đôi khi có thể thấy rất rõ khi trường sóng khúc xạ bị biến đổi. Dòng chảy trong nội bộ của dòng tiêu có thể đạt tới vận tốc lớn, các quan trắc về dòng chảy này cho thấy dòng chảy có hướng ra phía biển có thể rất mạnh và gây nguy hiểm cho những người đang bơi trong khu vực có dòng chảy.



Hình 3-8 Hệ thống dòng chảy tuần hoàn

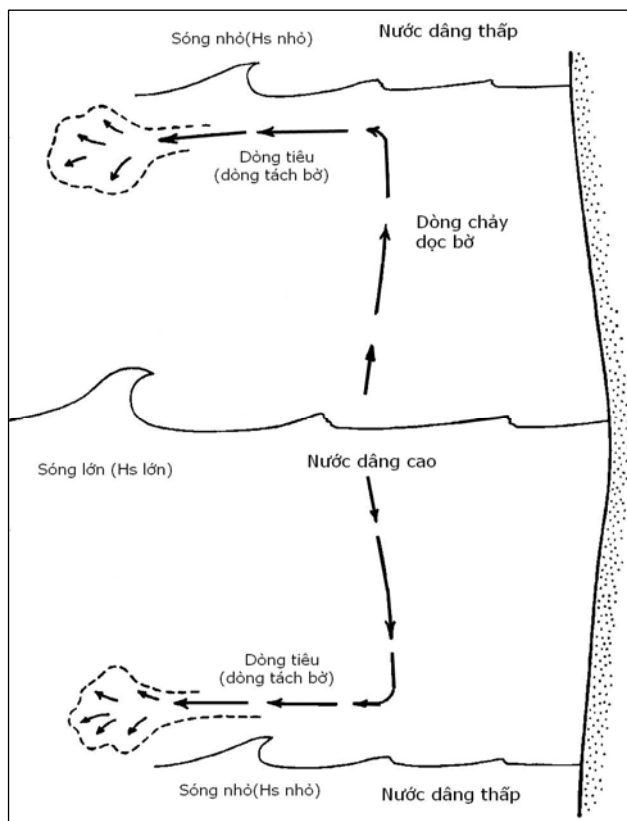
Dòng tiêu được nuôi dưỡng bởi các dòng chảy có hướng dọc bờ bên trong vùng sóng vỡ có độ lớn dòng chảy nhỏ nhất bằng 0 tại điểm giữa của hai dòng tiêu kế tiếp nhau, và đạt tới giá trị lớn nhất ngay tại điểm khi dòng tiêu đổi hướng ra phía biển (hình 3-8). Dòng chảy dọc bờ ngược lại được nuôi

dưỡng bởi dòng chảy yếu hơn có hướng từ biển vào trong bờ bên trong dải sóng vỡ khi xảy ra sóng vỡ. Do vậy mà dòng tuần hoàn gần bờ bao gồm dòng chảy dọc bờ có tác dụng nuôi dưỡng các dòng tiêu; kéo dài qua dải sóng vỡ; khuếch tán tại phần mũi dòng tiêu, và dòng chảy hồi quy từ ngoài vào trong bờ sẽ thay thế phần nước bị dịch chuyển khỏi bờ dưới tác dụng của dòng tiêu (Shepard and Inman, 1950a,1950b). Dạng lý tưởng nhất của dòng tuần hoàn là dòng chảy được hình thành trong đó có dòng tiêu có hướng vuông góc với bờ, dòng chảy trong vùng sóng vỡ có hướng dọc bờ nuôi dưỡng các dòng tiêu đều theo cả hai phía (hình 3-8). Tuy nhiên, các dòng tiêu thường cắt ngang dải sóng vỡ theo một đường chéo (hình 3-7(b)), và dòng chảy nuôi dưỡng dòng dọc bờ hoặc có hướng khác nhau hoặc có cường độ dòng chảy khác nhau.

Các quan trắc đầu tiên về dòng tiêu được thực hiện bởi Shepard, Emery, và LaFond (1941). Các quan trắc này đã phát hiện ra rằng vận tốc của dòng tiêu và quãng đường mà nó chảy ra phía biển có quan hệ với chiều cao của sóng tới. Các nghiên cứu sau này còn cho thấy vị trí của dòng tiêu có thể bị chi phối bởi địa hình đáy vùng ngoài khơi, dòng tiêu nhìn chung thường xuất hiện bên ngoài vùng hội tụ sóng, bên ngoài vùng xuất hiện các sóng cao nhất. Shepard and Inman (1950a, 1950b) qua một loạt các quan trắc toàn diện ngoài hiện trường về dòng chảy tuần hoàn, đã nhận thấy rằng, mặc dù địa hình đáy biển và các ảnh hưởng của nó tới hiện tượng khúc xạ sóng có thể có những chi phối rất lớn tới vị trí của dòng tiêu dọc theo bờ biển, nhưng các dòng tiêu vẫn có thể xuất hiện tại các bờ biển thẳng, dài với địa hình đáy đồng đều.

CƠ CHẾ HÌNH THÀNH DÒNG TIÊU

Hình 3-9 Sơ đồ minh họa sự hình thành của dòng tuần hoàn do sự biến đổi chiều cao sóng vỡ theo hướng dọc bờ. Nó sinh ra sự biến thiên tương ứng của cao trình mực nước dâng do sóng trong dải sóng vỡ. Dòng chảy dọc bờ, chảy từ nơi có sóng và nước dâng cao tới nơi có sóng và nước dâng thấp. Đây là điểm hội tụ của dòng chảy và có sự đổi hướng của dòng tiêu chảy ra biển



Sự hình thành của dòng tiêu được giải thích theo phương pháp hiện đại trên cơ sở phát triển các khái niệm về ứng suất tỏa của năng lượng sóng (*radiation stress*) của Longuet-Higgins và Stewart (1964). Theo những phân tích và giải thích đầu tiên của Bowen (1969a), dòng tuần hoàn chính là kết quả do sự biến thiên của chiều cao sóng theo hướng dọc bờ, sự biến thiên này sẽ sinh ra sự chênh lệch về mực nước tại các vị trí khác nhau dọc theo bờ biển. Cách giải thích này được hình họa ở hình 3-9. Hay nói một cách đơn giản là dòng chảy dọc bờ sẽ chảy từ nơi có mực nước cao, ở vùng có chiều cao sóng và nước dâng lớn nhất tới nơi có chiều cao sóng và độ cao nước dâng do sóng nhỏ hơn, tại nơi này dòng chảy dọc bờ sẽ hội tụ và đổi hướng chảy về phía biển để tạo thành dòng tiêu. Các phân tích của Bowen có xét tới cả việc khảo sát sự biến thiên của chiều cao sóng dâng và sóng rút theo dọc bờ biển cũng như thành phần dọc bờ của ứng suất tỏa (S_{yy}).

Chiều cao nước dâng do thành phần S_{xx} về phía bờ của ứng suất tỏa được cân bằng với gradient áp lực của độ dốc mặt nước có hướng về phía biển ở vùng ven bờ. Biểu thức cân bằng lực được viết như sau:

$$\frac{\partial \bar{\eta}}{\partial x} = - \left(1 + \frac{8}{3\gamma^2} \right) \frac{\partial h}{\partial x} \quad (3.7)$$

trong đó độ dốc trên mặt cắt ngang của chiều cao nước dâng được ký hiệu bằng η , có tương quan trực tiếp với độ dốc của bãi biển $S_0 = \partial h / \partial x$, nhưng không phụ thuộc trực tiếp vào chiều cao sóng tới

Tuy vậy, do các sóng lớn sẽ vỡ tại vùng nước sâu hơn các sóng nhỏ và do đó sóng dâng sẽ xuất hiện xa hơn về phía biển trên các vị trí dọc theo bờ biển nơi xuất hiện các sóng lớn hơn. Sự phụ thuộc của sóng dâng vào chiều cao sóng được phát hiện trên cơ sở các thí nghiệm tại máng sóng của Bowen (1969a). Mặc dù gradients trên mặt cắt ngang của sóng dâng được xấp xỉ bằng nhau cho cả các sóng lớn và các sóng nhỏ qua các tính toán theo phương trình (3.7), nhưng thực tế sóng dâng sẽ đạt tới cao trình lớn hơn về phía bờ đối với các sóng vỡ có chiều cao sóng lớn. Trong vùng sóng vỡ, mực nước trung bình về phía bờ, do các sóng lớn hơn khi vỡ tạo thành, sẽ cao hơn so với các sóng nhỏ. Do vậy, gradient áp lực sẽ hình thành và tạo thành dòng chảy dọc bờ biển từ nơi có sóng và nước dâng cao đến nơi có sóng thấp hơn ở lân cận.

DÒNG CHẢY DỌC BỜ HÌNH THÀNH DO SÓNG TÁC DỤNG THEO HƯỚNG XIÊN GÓC VỚI ĐƯỜNG BỜ

Dòng chảy dọc bờ hình thành khi sóng tác dụng theo hướng xiên góc so với đường bờ là vấn đề được quan tâm một cách đáng kể vì nó có vai trò rất lớn tới quá trình vận chuyển bùn cát dọc bờ biển. Hơn nữa, hệ thống dòng chảy này ít phức tạp hơn so với dòng tuần hoàn như đã xét tới ở trên, hiện tượng dòng chảy phù hợp với các mô tả toán

học và kết quả đo đạc tại hiện trường. Có thể nói rằng, tới nay các hiểu biết về sự hình thành của dòng chảy bờ và khả năng tính toán vận tốc dòng chảy dọc bờ là khá hoàn chỉnh. Tuy vậy, các nghiên cứu chi tiết về sự hình thành dòng chảy dọc bờ vẫn còn nhiều vấn đề cần được nghiên cứu.

Các quan trắc trên các bãi biển tự nhiên cũng như tại các bể sóng (*wave basins*) trong phòng thí nghiệm đã xác nhận rằng, dòng chảy dọc bờ có tác dụng chi phối rất lớn đối với vùng ven bờ và vận tốc của nó giảm rất nhanh bên ngoài dải sóng vỡ (hình 3-7(c)). Các quan trắc này cũng cho thấy rằng, dòng chảy được tạo ra khi sóng vỡ bờ, hay các dòng chảy khác như dòng chảy do gió (trong điều kiện thời tiết bình thường), dòng triều và dòng hoàn lưu trên biển nhìn chung không có vai trò quan trọng chi phối diễn biến đường bờ mạnh như dòng chảy dọc bờ.

Qua nhiều năm, đã có nhiều lý thuyết nghiên cứu về sự hình thành dòng chảy dọc bờ khi sóng tác dụng theo hướng xiên góc với đường bờ được đề xuất. *Các phân tích hiện đại về sự hình thành dòng chảy dọc bờ đều được xuất phát từ những kết quả nghiên cứu của Bowen (1969b), Longuet-Higgins (1970a, 1970b), và Thornton (1970).* Các nghiên cứu này đều sử dụng ứng suất tỏa để mô tả mạch động của động lượng sóng, kết hợp với sự hình thành dòng chảy dọc bờ với các thành phần của ứng suất tỏa có hướng dọc theo bờ biển khi sóng vỡ tạo với bờ một góc xiên. Tuy nhiên, ba khảo sát trên lại sử dụng các công thức lực kéo ma sát khác nhau và các mô hình hỗn hợp theo phương ngang trên bề rộng của dải sóng vỡ. Phân tích của *Longuet-Higgins (1970a, 1970b)* đã đưa ra các lời giản đơn giản nhất và là điểm xuất phát chính cho nhiều nghiên cứu tiếp theo.

Chính vì vậy, dưới đây sẽ chủ yếu giới thiệu các phân tích của *Longuet-Higgins*, trước tiên là tính toán vận tốc trung bình của dòng chảy dọc bờ và sau đó là sự phân bố của dòng chảy dọc bờ trên chiều rộng của dải sóng vỡ.

TÍNH TOÁN VẬN TỐC DÒNG CHẢY DỌC BỜ

Khi sóng vỡ song song với bờ, như đã xét tới ở phần trên, sẽ có một ứng suất tỏa có hướng vào bờ (S_{xx}), thành phần mạch động của động lượng có liên quan tới sóng, và ứng suất tỏa có hướng dọc theo bờ biển (S_{yy}), là kết quả do tác động áp suất thủy động tới chuyển động của nước. Khi sóng tiến tới gần bờ với một góc xiên so với đường bờ biển, mỗi một thành phần của ứng suất tỏa có thành phần có hướng dọc bờ, được kết hợp lại thành:

$$S_{xy} = En \sin \alpha \cos \alpha \quad (3.8a)$$

$$S_{xy} = (ECn \cos \alpha) \left(\frac{\sin \alpha}{C} \right) \quad (3.8b)$$

Trong đó E là mật độ năng lượng sóng, n là tỷ số giữa nhóm sóng và vận vận tốc pha, còn α là góc giữa đường đỉnh sóng với đường bờ. Như vậy, S_{xy} là ứng suất tỏa có hướng dọc bờ (thành phần theo phương y) mà chuyển động hướng từ ngoài khơi vào bờ (theo hướng x). Như trong phương trình (3.8b), S_{xy} có thể được viết lại là tích số của mạch động năng lượng sóng trên một đơn vị chiều dài bờ biển ($ECn \cos\alpha$), nhân với $\sin\alpha/C$, là hệ số hằng số lấy theo luật Snell, nếu các đường đồng mức đáy song song với đường bờ. Vì thế, nếu ma sát đáy là không đáng kể, mạch động năng lượng là hằng số và do đó mà S_{xy} = hằng số không đổi. Do đó, khi chuỗi sóng từ vùng nước sâu di chuyển tới gần bờ thì thành phần, S_{xy} gần như không thay đổi và bị tiêu biến khi sóng vỡ trên bờ biển. Sự tiêu tán của S_{xy} ở vùng gần bờ là nguyên nhân trực tiếp hình thành nên dòng dọc bờ. Cần lưu ý rằng, khi $\alpha = 0$, $S_{xy} = 0$, theo phương trình (3.8), sẽ không có lực tác dụng tạo thành dòng chảy dọc bờ.

“Lực đẩy” thực sự tạo thành dòng chảy dọc bờ là gradient có hướng về phía bờ $\partial S_{xy}/\partial x$, đó là, sự tiêu tán cục bộ của thành phần S_{xy} khi sóng phát triển cắt ngang qua bãi biển. Áp dụng lý thuyết sóng tuyến tính khi đánh giá mật độ năng lượng sóng ($E = \rho g H^2/8$), đạo hàm phương trình (3.8) theo biến x , thu được

$$\frac{\partial S_{xy}}{\partial x} = \frac{5}{4} \zeta \rho g h S \sin \alpha \cos \alpha \quad (3.9a)$$

trong đó h là độ sâu nước cục bộ, và $S = dh/dx$ là độ dốc bãi biển (khi đạo hàm, giả thiết $\cos\alpha \approx$ hằng số) và ζ xét tới sự biến đổi chiều cao nước dâng do sóng của độ sâu nước so với độ sâu nước ở trạng thái tĩnh. Tương quan này còn có thể được biểu diễn dưới dạng vận tốc quỹ đạo lớn nhất theo phương ngang của sóng, u_m trong đó $u_m = \sqrt{gh}$ (theo lý thuyết sóng tuyến tính trong vùng nước nông), do vậy

$$\frac{\partial S_{xy}}{\partial x} = \frac{5}{4} \zeta \rho u_m^2 S \sin \alpha \cos \alpha \quad (3.9b)$$

Ở cả hai phương trình quan hệ trên $\zeta = 1/[1 + (3\gamma^2/8)]$, thì γ là tỷ số giữa chiều cao sóng với độ sâu nước cục bộ. Trong phân tích này, cả γ cũng như ζ được giả thiết là hằng số khi sóng vỡ và chuyển động cắt ngang bãi biển. Độ sâu nước h và vận tốc quỹ đạo sóng u_m đều giảm khi sóng cắt ngang qua bãi biển và tiến tới gần bờ. Do sự phản xạ sóng trên phần nước tràn lên bãi biển nên $\sin\alpha$ và h cũng giảm dần, và do vậy mà “lực đẩy cục bộ” (local thrust) $\partial S_{xy}/\partial x$ trong phương trình (3.9a) sẽ giảm trên mặt cắt ngang bãi biển, và đạt giá trị lớn nhất tại vùng sóng vỡ và bằng 0 tại bờ biển.

Mô hình dòng chảy dọc bờ đơn giản nhất ở trên coi lực đẩy là cân bằng với lực cản do ma sát kéo của dòng dọc bờ. Lực cản do ma sát kéo được Longuet-Higgins (1970a) biểu diễn bằng phương trình sau:

$$\langle R_y \rangle = \frac{2}{\pi} C_f \rho u_m v_L \quad (3.10)$$

Trong đó v_L là vận tốc của dòng chảy dọc bờ và C_f là hệ số ma sát kéo không thứ nguyên. Cân bằng hai lực có chiều ngược nhau trong phương trình (3.9b) và (3.10) cho dòng ổn định, và giải phương trình cân bằng, thu được v_L

$$v_L = \frac{5\pi}{8} \frac{\zeta S}{C_f} u_m \sin \alpha_b \cos \alpha_b \quad (3.11a)$$

hay

$$v_L = \frac{5\pi}{8} \frac{\zeta S}{C_f} \sqrt{gh_b} \sin \alpha_b \cos \alpha_b \quad (3.11b)$$

là độ lớn của vận tốc dòng chảy có hướng dọc bờ. Để thuận tiện hơn khi tính toán vận tốc dòng chảy dọc bờ, phương trình (3.11b) được dùng với các tham số sóng được xác định tại vùng sóng vỡ, trong đó h_b là độ sâu nước tại vùng sóng vỡ, α_b là góc sóng vỡ; và u_m được lấy bằng $\sqrt{gh_b}$ tương ứng độ sâu nước h_b .

Đơn giản hóa phương trình (3.11a), từ lý thuyết của Longuet-Higgins, có thể thấy rằng, vận tốc dòng chảy dọc bờ thì tỷ lệ với $u_m \sin \alpha_b \cos \alpha_b$, với độ dốc bãi biển S và hệ số ma sát kéo C_f , đây là các hệ số chủ yếu có liên quan tới độ lớn của dòng chảy dọc bờ. Komar và Inman (1970) đã độc lập phát triển và thu được một tương quan giống nhau có dạng sau

$$\boxed{v_L = 2,7 u_m \sin \alpha_b \cos \alpha_b} \quad (3.12)$$

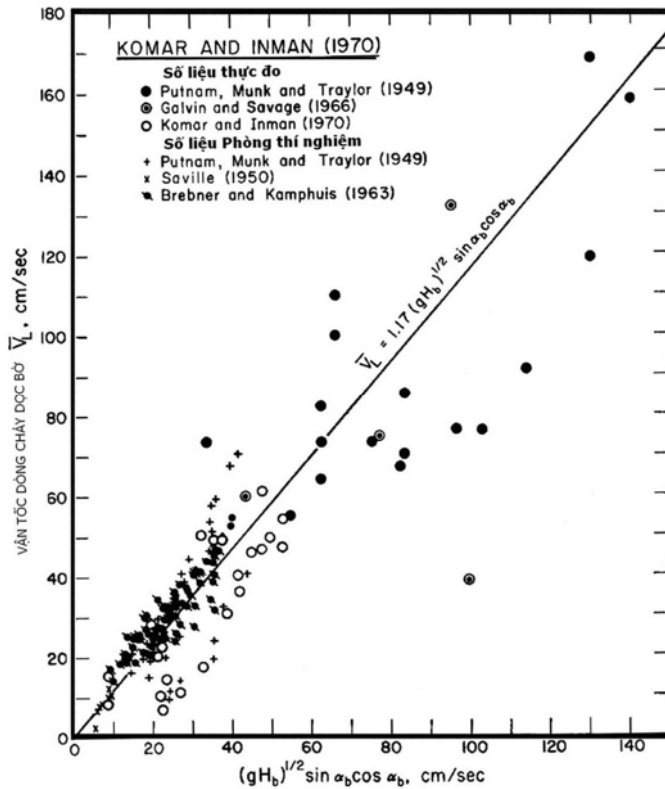
trên cơ sở so sánh các biểu thức được sử dụng để ước tính suất chuyển bùn cát dọc bờ nhưng cũng kiểm tra theo kinh nghiệm có sử dụng số liệu dòng chảy dọc bờ. Ở phương trình (3.12), v_L là vận tốc dòng chảy đặc trưng được đo tại điểm ở giữa vùng sóng vỡ, tại điểm chính giữa tính từ dải sóng vỡ tới đường bờ, trong khi đó u_m và α_b là các giá trị được xác định tại điểm sóng vỡ. Dòng chảy dọc bờ hầu như thường được đo tại điểm ở giữa vùng sóng vỡ, và độ lớn của dòng chảy này cũng được lấy xấp xỉ bằng giá trị lớn nhất của dòng chảy dọc bờ kéo dài trên cả chiều rộng của vùng sóng vỡ. Cũng như các kết quả được Komar trình bày sau này, khi theo lý thuyết sóng tuyến tính

$u_m = \sqrt{gh_b} = \sqrt{gH_b / \gamma}$, dạng phương trình thường hay được sử dụng là

$$v_L = 1.17 \sqrt{gH_{br}} \sin \alpha_b \cos \alpha_b \quad (3.13a)$$

Nó được biểu diễn dưới dạng căn bậc hai của chiều cao sóng vỡ, H_{br} hay chiều cao của các sóng đồng dạng trong phòng thí nghiệm. So sánh với số liệu thực tế và số liệu trong phòng thí nghiệm được trình bày tại hình 3-11. Đối với các sóng ngẫu nhiên, tương quan giữa chiều cao sóng vỡ có nghĩa H_{bs} có thể được lắp xấp xỉ như sau

$$v_L = 1.0 \sqrt{gH_{bs}} \sin \alpha_b \cos \alpha_b \quad (3.13b)$$



Hình 3-11 Số liệu thực đo và số liệu trong phòng thí nghiệm của dòng chảy dọc bờ hình thành khi sóng vỡ với một góc xiên so với đường bờ được sử dụng để kiểm tra trong phương trình (3.13a).

Trong rất nhiều phương trình đã được xây dựng để tính toán dự báo vận tốc dòng chảy dọc bờ do sóng tác dụng với một góc nghiêng so với bờ biển, thì chỉ có phương trình (3.12) và (3.13) và cho kết quả tốt nhất so với số liệu thực đo tại điểm giữa của vùng sóng vỡ. Giá trị này cũng rất phù hợp kể cả với vận tốc dọc bờ lớn nhất khi sóng tạo với đường bờ một góc 45° (Komar, 1975)

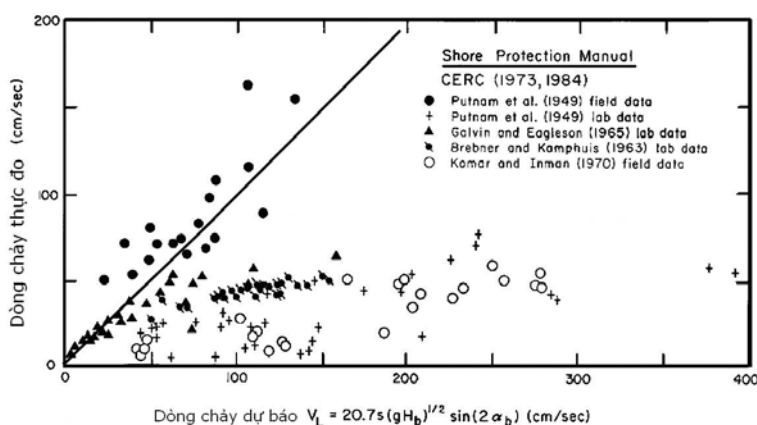
Trong cuốn *Hướng Dẫn Bảo Vệ Bờ Biển* của quân đội Mỹ (*Shore Protection Manual*) - CERC, 1984, một công thức có dạng tương tự cũng đã được gợi ý dùng

$$v_L = 20.7 S \sqrt{gH_b} \sin(2\alpha_b) \quad (3.14)$$

Công thức này khác với công thức 3.13 ở chỗ nó có xét tới độ dốc bãi biển S . Tương quan này được xây dựng dựa trên cách giải của Longuet-Higgins, [công thức (3.11)] nhưng sử dụng thêm một giả thiết là lấy hệ số ma sát kéo $C_f = 0.01$. Công thức 3.14 của CERC mới chỉ được kiểm chứng bằng các số liệu thực đo của Putnam, Munk, và Traylor (1949) và số liệu đo trong phòng thí nghiệm của Galvin and Eagleson (1965).

Từ hình 3-12, có thể thấy rằng, hai chuỗi số liệu này thực tế chỉ phù hợp rất ít với phương trình (3.14), cụ thể là các kết quả đo đạc của Galvin and Eagleson thấp hơn vận tốc tính toán. Tiếp đó, Komar (1979) đã tiếp tục chứng minh sự không phù hợp của công thức (3.14) khi bổ sung thêm các chuỗi số liệu vận tốc thực đo vào hình 3-12, bao gồm các kết quả trong phòng thí nghiệm của Putnam và cộng sự (1949); của Brebner và Kamphuis (1963); và các số liệu thực đo của Komar và Inman (1970). Sự sai khác giữa

số liệu thực đo và kết quả tính toán bằng công thức (3.14) có thể trực tiếp quy cho việc bao hàm độ dốc bãi biển vào trong công thức này.



Hình 3-12 Số liệu thực đo và số liệu đo đạc dòng chảy dọc bờ trong phòng thí nghiệm được dùng để kiểm chứng công thức (4.14) trong Cuốn Sổ Tay Hướng dẫn Bảo vệ bờ biển (CERC, 1984). Sự phù hợp rất kém của công thức có liên quan trực tiếp tới độ dốc của bãi biển.

Điều này đã được minh chứng bằng các chuỗi số liệu đo đạc trong phòng thí nghiệm của Putnam và cộng sự, khi một loạt các giá trị độ dốc bãi biển được sử dụng; độ dốc bãi biển càng lớn, thì sai số của công thức (3.14) cũng càng lớn. Điều này cũng xét tới sự phân kỳ khá lớn của số liệu thực đo của Komar và Inman (như hình 3-12), với các đo đạc được tiến hành trên một bãi biển tương đối dốc, có cấu tạo cát thô. Điều này có thể dẫn tới kết luận là sự tin cậy của vận tốc dọc bờ không có liên quan trực tiếp tới độ dốc bãi biển như đã được xét tới trong công thức (3.14), và việc sử dụng công thức này trong tính toán có thể dẫn tới những sai số vượt quá mức cho phép.

PHÂN BỐ VẬN TỐC DÒNG CHẢY DỌC BỜ

Phần trên đã trình bày các tính toán vận tốc trung bình của dòng chảy dọc bờ tại vùng sóng vỡ. Tuy nhiên trong thực tế, hầu hết các ứng dụng và nghiên cứu trong vùng sóng vỡ đều cần biết được sự phân bố lưu tốc, dạng phân bố lưu tốc, cũng như sự biến thiên của dạng phân bố lưu tốc trên toàn bộ chiều rộng của dải sóng vỡ. Bowen (1969b), Longuet-Higgins (1970b), và Thornton (1970) đã phân tích dạng phân bố lưu tốc này trên cơ sở xét tới giá trị cục bộ $\partial S_{xy}/\partial x$ của lực đẩy và lực ma sát kéo, sự biến thiên của các lực này theo phương x của hệ tọa độ trên mặt cắt ngang. Các nghiên cứu của họ còn bao gồm cả quá trình hòa trộn theo phương ngang, có tác dụng là tron hình dạng của mặt cắt ngang.

Các trường phân bố lưu tốc của dòng chảy dọc bờ thường biến thiên rất khác nhau tùy thuộc vào cách xác định hệ số rối động (eddy coefficient) theo phương ngang. Bowen (1969b) đã giả thiết rằng, hệ số rối động này là hằng số, trong khi Longuet-Higgins (1970b) sử dụng một dạng hàm $\rho.x.u_m$. Trong đó độ dài x được biểu diễn bằng khoảng cách tính từ điểm ngoài khơi cho tới đường bờ, điều này sẽ dẫn tới giới hạn độ

lớn của rối động, và vận tốc dòng chảy được biểu diễn bằng đại lượng u_m . Dạng hàm này sau này được sử dụng trong rất nhiều các nghiên cứu kế tiếp như của Madsen, Ostendorf và Reyman (1978) và Kraus hay Sasaki (1979).

Theo Longuet-Higgins (1970b) thì hình dạng của trường phân bố lưu tốc dòng chảy dọc bờ trên chiều rộng của dải sóng vỡ sẽ có dạng như sau:

$$V = \begin{cases} B_1 X^{p_1} + A X & \text{khi } 0 < X < 1 \\ B_2 X^{p_2} & \text{khi } 1 < X < \infty \end{cases} \quad (3.15a)$$

trong đó: - $X = x/X_b$, với X_b là khoảng cách từ bờ biển tới đường sóng vỡ,

- $V = v/v_0$, với v là đại lượng biểu thị độ lớn của dòng chảy dọc bờ tại điểm ngoài khơi cách bờ 1 khoảng cách là x , và v_0 là vận tốc dòng chảy dọc bờ tại điểm sóng vỡ, được xác định bằng công thức sau :

$$v_0 = \frac{5\pi}{16} \gamma \zeta^2 \frac{S}{C_f} (gH_b)^{1/2} \sin \alpha_b \cos \alpha_b \quad (3.15b)$$

nó phụ thuộc vào trạng thái sóng (*chiều cao, chu kỳ, góc sóng*) và có dạng giống như công thức (3.12) đã được kiểm chứng ở phần trên. Sự biến thiên của các hệ số trong hệ phương trình (3.15a) đối với một mặt cắt ngang hoàn chỉnh có dạng như sau:

$$p_1 = -\frac{3}{4} + \left(\frac{9}{16} + \frac{1}{\zeta P} \right)^{1/2} \quad (3.15c)$$

$$p_2 = -\frac{3}{4} - \left(\frac{9}{16} + \frac{1}{\zeta P} \right)^{1/2} \quad (3.15d)$$

$$P = \frac{\pi NS}{\gamma C_f} \quad (3.15e)$$

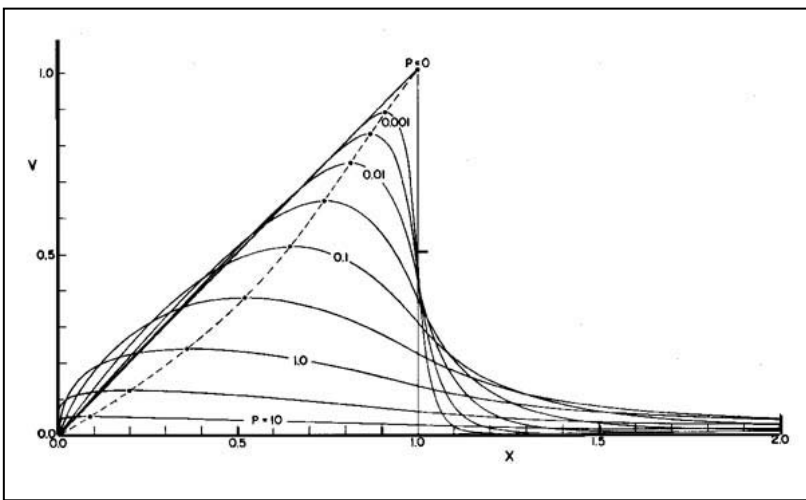
$$A = \frac{1}{[1 - (5\zeta P/2)]} \quad \left(P \neq \frac{2}{5\zeta} \right) \quad (3.15f)$$

$$B_1 = \frac{p_1 - 1}{p_1 - p_2} A \quad (3.15g)$$

$$B_2 = \frac{p_2 - 1}{p_1 - p_2} A \quad (3.15h)$$

Lời giải theo phương pháp của Longuet-Higgins đưa ra một dạng phân bố lưu tốc của dòng chảy dọc bờ khá quen thuộc, và nó được minh họa tại hình 3-13, mỗi giá trị của P cho một dạng phân bố lưu tốc khác nhau. Theo phương trình (3.15e), P là tham số không thứ nguyên đại diện cho tầm quan trọng của quá trình hòa trộn theo phương ngang, có kể tới hệ số N, so với hệ số ma sát kéo C_f . Nếu như không có quá trình xoáy trộn theo phương ngang, thì $N = 0$ và $P = 0$, lúc này dạng phân bố lưu tốc của dòng chảy dọc bờ sẽ có hình răng cưa và gián đoạn tại đường sóng vỡ (như hình 3-13). Qua dạng

phân bố trên có thể thấy rằng, dòng chảy dọc bờ do lực đẩy $\partial S_{xy}/\partial x$ tạo thành chỉ xuất hiện trong phạm vi dải sóng vỡ, ở bên ngoài dải sóng vỡ về phía biển, sẽ không còn thành phần lực đẩy này nữa. Nếu quá trình rối động dẫn tới hiện tượng hòa trộn và khuếch tán tăng lên thì hệ số P cũng tăng, dạng đường phân bố lưu tốc chuyển thành đường cong trơn và gần với thực tế hơn, đồng thời điểm có vận tốc lớn nhất trên biểu đồ phân bố lưu tốc dọc bờ sẽ dịch chuyển dần về phía bờ với độ lớn của lưu tốc lớn nhất giảm dần. Quá trình rối động hỗn hợp cùng làm liên kết phần nước bên ngoài vùng sóng vỡ với dòng chảy bên trong vùng sóng vỡ, tạo thành một dòng chảy dọc bờ bên ngoài vùng sóng vỡ mà không có sự gián đoạn tại dải sóng vỡ.



Hình 3-13 Phân bố lưu tốc dọc bờ xây dựng từ công thức (4.15), biểu diễn dưới dạng không thứ nguyên, trong đó $X = x/x_b$, và $V = v/v_0$. Nếu P (công thức 4.15e) có giá trị càng lớn thì quá trình rối hỗn hợp theo phương ngang xảy ra càng mạnh

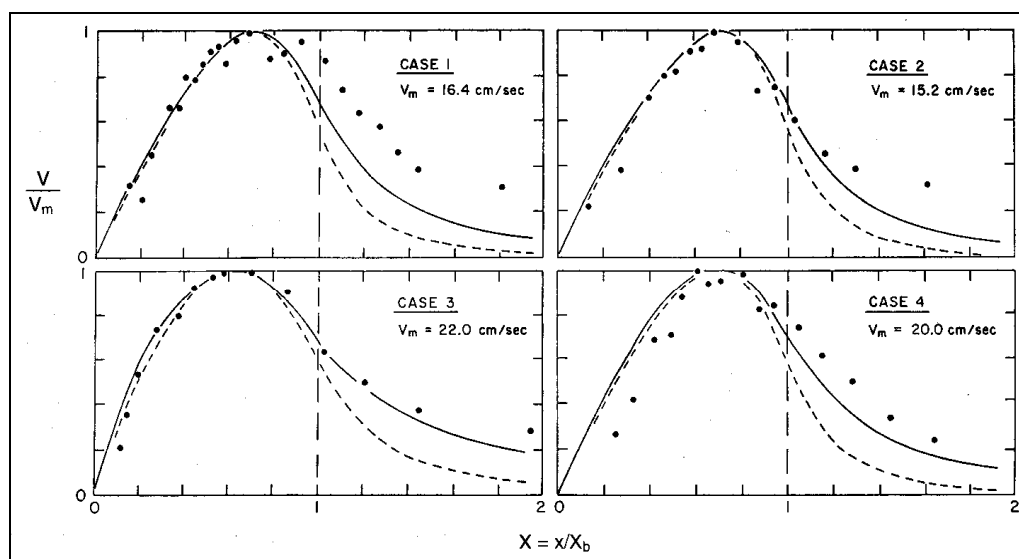
CÁC GIẢ THIẾT CỦA LONGUET-HIGGINS

Lời giải theo phương pháp của Longuet-Higgins (1970a,1970b) bao gồm một số giả thiết sau: coi góc sóng đến gần bờ là nhỏ và $v/u_m < 1$, do vậy mà độ lớn của dòng chảy dọc bờ được hình thành do sóng là nhỏ so với vận tốc quỹ đạo sóng. Việc kiểm chứng giả thiết thứ 2 có thể được thực hiện bằng cách lấy xấp xỉ theo công thức (3.12), trong đó đã chỉ ra rằng nếu muốn có tỷ số $v/u_m < 1$ thì góc sóng vỡ $\alpha_b < 24^\circ$. Góc sóng vỡ thông thường là nhỏ hơn giá trị này, và khi phương trình (3.12) cho thấy nó phù hợp với thực tế khi góc sóng vỡ tăng dần tới giá trị bằng 45° . Một giả thiết khác được Longuet-Higgins sử dụng là *tỷ số giữa chiều cao sóng và độ sâu nước γ là hằng số*. Giả thiết này tương đương với việc coi như khi xảy ra quá trình sóng vỡ cũng như khi khối nước do sóng vỡ sinh ra chuyển động ngang qua vùng sóng vỡ, thì sự phân rã năng lượng sóng có tương quan tuyến tính với độ sâu nước. Smith và Kraus (1987) đã kiểm tra giả thiết trên và đã chứng minh được rằng, quá trình phân rã năng lượng sóng không tuân theo quy luật tuyến tính mà có dạng hàm mũ $H = \gamma_b h_b (h/h_b)^f$ trong đó chỉ số mũ f là hệ số kinh nghiệm có quan hệ với độ dốc bãi biển, và γ_b được xác định tại điểm sóng vỡ.

Các phân tích trên đây cho thấy, đối với dạng phân bố lưu tốc của dòng chảy dọc bờ, khi bãi biển thoải, có độ dốc nhỏ, thì giá trị của f sẽ lớn và phân bố lưu tốc sẽ có đỉnh lớn hơn (V_{max} sẽ lớn), và điểm xuất hiện V_{max} sẽ gần với đường sóng vỡ. Khi f tiến gần tới 1, thì kết quả sẽ giống như công thức của Longuet-Higgins (1970b).

SO SÁNH PHÂN BỐ LƯU TỐC DỌC BỜ LÝ THUYẾT VÀ THỰC ĐO

Một số nghiên cứu đã so sánh giữa phân bố lưu tốc dọc bờ theo phương ngang trên lý thuyết với phân bố lưu tốc dọc bờ đo đạc được tại các bể sóng trong phòng thí nghiệm, cũng như tại các bãi thực nghiệm ở bờ biển tự nhiên. Trên cơ sở so sánh với các kết quả đo đạc của Galvin and Eagleson (1965), Longuet-Higgins (1970b) đã đi đến kết luận rằng $P \approx 0.1-0.4$.

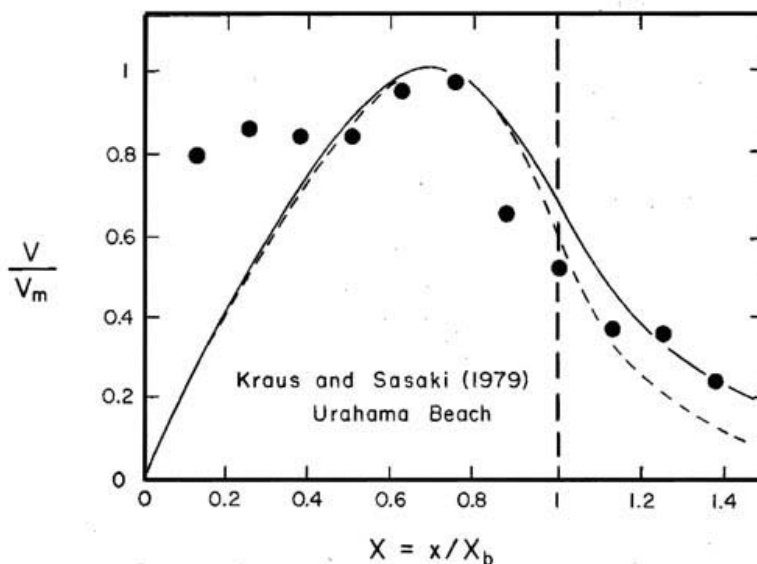


Hình 3-14 So sánh giữa dạng phân bố lưu tốc theo lý thuyết của Longuet-Higgins (1970b) với các kết quả đo đạc trong phòng thí nghiệm của Mizuguchi, Oshima, và Horikawa (1978). Đường liền nét, đường đứt nét là dạng đường phân bố theo lý thuyết, các chấm là kết quả thực đo

Kraus and Sasaki (1979) so sánh dạng phân bố lưu tốc theo lý thuyết với phân bố lưu tốc xây dựng từ các số liệu đo đạc trong phòng thí nghiệm của Mizuguchi, Oshima, and Horikawa (1978). Kết quả được trình bày trên hình (3-14), trong đó các đường đứt nét thể hiện dạng phân bố lưu tốc theo lý thuyết tính toán từ công thức (3.15) của Longuet-Higgins (1970b), đường liền nét là các kết quả tính toán trên cơ sở các sửa đổi của Kraus và Sasaki. Trong phạm vi dài sóng vỡ, kết quả giữa lý thuyết và thực đo tương đối phù hợp, nhưng ngoài vùng sóng vỡ thì tương quan giữa lý thuyết và thực đo lại phân tán; theo như Kraus và Sasaki, sự không phù hợp giữa đo đạc với lý thuyết của phân bố lưu tốc dọc

bờ ở ngoài dải sóng vỡ có khả năng là do kết quả đo đạc chưa chính xác, nhất là khi dòng chảy dọc bờ ở ngoài dải sóng vỡ có vận tốc nhỏ nhưng nó lại chịu tác động mạnh của chuyển động sóng.

Kraus và Sasaki (1979) cũng đã so sánh phân bố lưu tốc dọc bờ giữa lý thuyết với số liệu đo đạc thực tế trong vùng sóng vỡ. Các số liệu trong nghiên cứu được đo đạc tại bãi biển Urahama, Nhật bản. Có thể thấy tương quan giữa đo đạc và tính toán ở phía ngoài dải sóng vỡ và vùng ngoài khơi khá tốt (xem hình 3-15), nhưng bên trong vùng sóng vỡ thì tương quan lại rất kém. Đó là do theo lý thuyết thì bãi biển được giả thiết là phẳng và chiều cao sóng giảm tuyến tính theo độ sâu. Nhưng trong thực tế thì mặt cắt ngang bãi biển Urahama- Nhật Bản lại có dạng bậc thang tạo thành một vùng sóng vỡ thứ hai cách đường bờ biển một đoạn xấp xỉ 20m và tạo thành vùng hình thành dòng chảy dọc bờ thứ hai như trên hình 3-15.



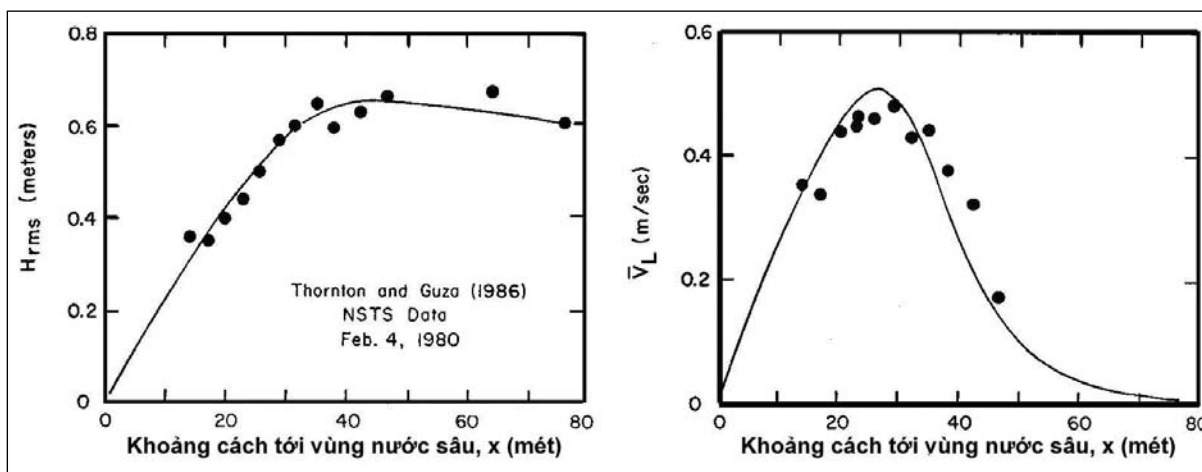
Hình 3-15 So sánh giữa dạng phân bố lưu tốc của dòng chảy dọc bờ thực đo tại bãi biển Urahama, Nhật bản, với dạng phân bố lý thuyết theo công thức (3.15) của Longuet-Higgins (1970b). Sự sai lệch giữa lý thuyết và thực đo bên trong vùng sóng vỡ là do bãi biển đo đạc có hình dạng mặt cắt ngang

PHÂN BỐ LƯU TỐC DỌC BỜ CỦA MỘT PHỔ SÓNG

Các nghiên cứu về phân bố lưu tốc của dòng chảy dọc bờ trong vùng sóng vỡ trình bày ở trên đều dựa trên giả thiết các sóng khi tác động đến bờ biển có chiều cao sóng như nhau, và vỡ tại một điểm cố định trên mặt cắt ngang của bãi biển. Tuy nhiên trong thực tế, một phổ sóng bao gồm nhiều sóng có chiều cao sóng khác nhau và do vậy các sóng này có thể bị vỡ tại nhiều điểm có độ sâu khác nhau trên mặt cắt ngang. Lúc này, nó tạo thành một dải (một vùng) sóng vỡ chứ không còn là đường sóng vỡ như giả thiết nêu trên. Trong dải sóng vỡ, số sóng vỡ tăng dần về phía bờ cho tới điểm mà hầu hết các sóng đều vỡ khi chuyển động sát bờ. Phổ sóng do vậy, sẽ có ảnh hưởng tới phân bố của dòng chảy dọc bờ.

Battjes (1972) đã khảo sát ảnh hưởng này bằng việc sử dụng mô tả tương tác giữa các sóng không đều. Mặc dù giả thiết rằng trao đổi động lượng với miền lân cận do hiện

tượng rối động được bỏ qua, nhưng phân bố lưu tốc thu được vẫn có dạng đường tròn, giống như phân bố ở hình (3-13) của Longuet-Higgins. Kết quả này chứng tỏ rằng các sóng không đều vỡ tại một loạt các độ sâu khác nhau đã có cùng hiệu ứng với quá trình trao đổi và xáo trộn với miền lân cận, và trong thực tế rất khó có thể phân biệt được hai ảnh hưởng trên. Điều này cũng đã được Thornton và Guza (1986) kiểm chứng. Một mô hình truyền sóng ngẫu nhiên trên một dải hẹp được ứng dụng để mô tả sự biến thiên của chiều cao sóng biểu diễn dưới dạng căn bậc hai H_{rms} , theo không gian trên một mặt cắt ngang. Các biến thiên này được xem như là cơ sở để biến đổi dạng phân bố của dòng chảy dọc bờ. Hình (3-16) trình bày kết quả mô hình phân bố chiều cao sóng, với giả thiết không có xáo trộn theo phương ngang ($N=0$) chỉ có phân bố dòng chảy do sóng với các chiều cao sóng vỡ khác nhau và tại các điểm có độ sâu khác nhau.



Hình 3-16 Một mô hình phân bố chiều cao sóng H_{rms} trên mặt cắt ngang và phân bố dòng chảy dọc bờ, dựa trên nguyên tắc: các sóng có chiều cao khác nhau sẽ vỡ tại các điểm có độ sâu khác nhau trên bãi biển, và yếu tố này làm cho phân bố dòng chảy dọc bờ có dạng đường tròn.

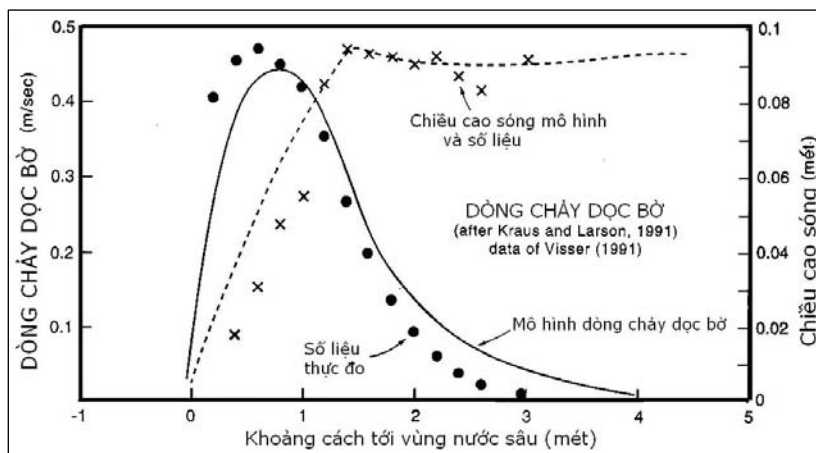
PHÂN BỐ LƯU TỐC DỌC BỜ TRÊN MẶT CẮT $Y=(x)^{2/3}$

Hầu hết các phân tích trên lý thuyết của phân bố dòng chảy dọc bờ, bao gồm cả công thức (3.15) của Longuet-Higgins (1970b) đều dựa trên giả thiết bãi biển có độ dốc đồng nhất. McDougal và Hudspeth (1983) đã tiến hành các nghiên cứu trên các bãi biển có mặt cắt ngang hình lòng chảo, trong đó tương quan giữa độ sâu nước với khoảng cách tới bờ có dạng hàm mũ, $y=x^{2/3}$. Kiểu mặt cắt ngang này còn được gọi là mặt cắt ngang bãi biển của Bruun/Dean, một dạng bãi biển gần giống với nhiều bãi biển tự nhiên trên thế giới.

Dạng mặt cắt ngang bãi biển này gây ra những thay đổi đáng kể đối với phân bố lưu tốc dọc bờ lý thuyết (như hình 3-13), áp dụng cho bãi biển có độ dốc đồng nhất. Nó

làm dịch chuyển dòng chảy lớn nhất về vị trí gần bờ (tại vị trí $x=0$). Do phương trình của mặt cắt ngang là $y = x^{2/3}$ nên điểm sát bờ có $x=0$ sẽ có độ dốc là ∞ , và tương ứng sẽ xuất hiện vận tốc dòng chảy dọc bờ lớn nhất tại điểm lân cận $x=0$. Điều này không phù hợp với thực tế.

McDougal và Hudspeth (1989) đã phát triển và cải tiến các nghiên cứu tiếp theo cho bãi biển có hình dạng phức hợp gồm 2 đoạn: đoạn bãi biển thẳng có độ dốc n ở gần bờ nối tiếp với đoạn bãi biển có mặt cắt ngang dạng hàm mũ ($y=x^{2/3}$) ở phần ngoài khơi. Việc thay thế đoạn bãi biển ở sát bờ có độ dốc vô cùng lớn bằng bằng đoạn bãi biển thẳng có độ dốc n làm cho các tính toán phân bố lưu tốc của dòng chảy dọc bờ thu được đối với bãi biển có mặt cắt ngang phức hợp này cho kết quả tương tự như kết quả tính toán của Longuet-Higgins trên hình (3-13) cho một bãi biển có độ dốc đồng nhất. Tuy nhiên, phân bố lưu tốc dọc bờ trên mặt cắt ngang phức hợp có lưu tốc cực đại dịch chuyển sát hơn về phía bờ so với trường hợp của Longuet-Higgins.

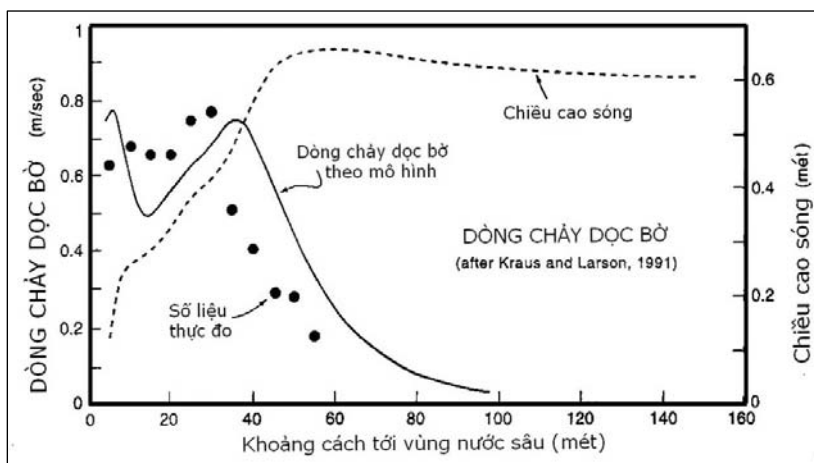


Hình 3-17 Phân tích phân bố dòng chảy dọc bờ của NMLONG, cùng với phân bố chiều cao sóng cắt ngang vùng gần bờ, so sánh với các số liệu thực nghiệm của Visser (1991).

Trong trường hợp bờ biển có địa hình đáy phức tạp với nhiều doi cát và cồn ngầm thì các tính toán phân bố lưu tốc dọc bờ thường được thực hiện bằng mô hình toán hơn là bằng phương pháp giải tích thông thường. Ví dụ như mô hình NMLONG mô phỏng dòng chảy dọc bờ trong điều kiện bãi biển có địa hình đáy phức tạp của Kraus và Larson (1991). Mô hình cho phép tính toán chiều cao sóng, hướng sóng và cao trình mực nước biển trung bình (do hiện tượng nước dâng, và nước hạ) trên toàn bộ mặt cắt dọc bãi biển, cùng như vận tốc dòng chảy dọc bờ trung bình. NMLONG cũng có thể xét tới thành phần dọc bờ của ứng suất gió và ảnh hưởng của nó tới phân bố và độ lớn của dòng chảy dọc bờ. Kết quả tính toán trên mô hình đã được so sánh với các số liệu đo đạc tại bể sóng trong phòng thí nghiệm của Visser (1991) và số liệu thực đo của Kraus và Sasaki (1979); của Thornton và Guza (1986). Kết quả kiểm chứng giữa tính toán bằng mô hình với số liệu đo đạc thực nghiệm của Visser trên bãi biển có độ dốc

đồng nhất được trình bày ở hình (3-17); trong đó bao gồm các so sánh giữa kết quả tính toán với số liệu thực đo thay đổi theo chiều cao sóng, dòng chảy trung bình dọc bờ, cao trình mực nước biển trung bình. Nhìn chung hình dạng của phân bố dòng chảy tương đối phù hợp nhưng dạng đường bị dịch chuyển theo phương ngang ở mức độ nhỏ. Phân bố theo tính toán dựa trên điểm sóng bắt đầu vỡ.

Larson và Kraus đưa ra gợi ý rằng, sự phù hợp giữa tính toán và đo đạc có thể được cải thiện nếu các phân tích được dựa trên điểm sóng đổ nhào ở phía ngoài khơi tính từ điểm sóng vỡ nhưng cũng cần lưu ý rằng, điều này có nghĩa là việc tính toán điểm sóng đổ nhào cũng cần phải chính xác. Các kết quả tương tự cũng được Thornton và Guza (1986) phát hiện ra khi so sánh kết quả tính toán mô hình với số liệu thực đo tại bãi thực nghiệm Santa Barbara, một bãi biển có độ dốc tương đối đồng nhất. So sánh kết quả tính toán mô hình với các số liệu đo đạc của Kraus và Sasaki (1979), tiến hành trên bãi biển có doi cát và cồn ngầm có chiều cao doi cát và độ sâu của cồn ngầm tương đối lớn, được minh họa trên hình (3-18).



Hình 3-18 Phân tích phân bố dòng chảy dọc bờ của NMLONG, so sánh với số liệu thực đo của Kraus và Sasaki (1979), trên bãi biển có các dải cát ngầm

Trên biểu đồ phân bố lưu tốc dọc bờ trên hình (3-18) có thể thấy lưu tốc dọc bờ lớn nhất đầu tiên- đỉnh thứ nhất trên biểu đồ- xuất hiện tại vị trí có doi cát ngầm ngoài khơi và đỉnh thứ 2 xuất hiện tại vùng sóng vỡ bên trên mặt bãi, và có thể thấy rõ lưu tốc dọc bờ nhỏ nhất xuất hiện tại phần chân nằm giữa hai doi cát ngầm của mặt cắt ngang. Điều này một lần nữa cho thấy sự dịch chuyển có tính chất đối xứng theo phương ngang giữa dạng phân bố lưu tốc dọc bờ thực đo và tính toán. Hơn thế nữa, dòng chảy dọc bờ thực đo tại vùng trũng giữa hai doi cát ngầm của mặt cắt ngang lại có giá trị lớn hơn so với kết quả tính toán. Việc tính toán phân bố lưu tốc dọc bờ trong mô hình dựa trên nguyên lý cơ bản là dòng chảy dọc bờ được hình thành và phát triển dưới tác động của sóng vỡ tại các vị trí cục bộ trên mặt cắt ngang. Nguyên lý này đã xét tới sự xuất hiện của dòng chảy lớn nhất bên trên doi cát ngầm và tại vùng sóng vỡ bờ. Tương tự với phân tích của Longuet-Higgins (1970b), mô hình NMLONG được

Larson and Kraus phát triển đã bao hàm cả thành phần xét tới quá trình xáo trộn theo phương ngang tạo nên dòng chảy dọc bờ bên trong vùng trũng của mặt cắt ngang mặc dù tại đây có chiều cao sóng cỡ nhỏ.

DÒNG CHẢY DO SÓNG KẾT HỢP VỚI DAO ĐỘNG MỰC NƯỚC DỌC BỜ

Dưới đây sẽ xem xét dòng chảy hình thành do sóng vỡ xiên góc với đường bờ kết hợp với sự biến thiên mực nước dọc bờ. Đây là dạng phổ biến nhất của dòng chảy dọc bờ khi chúng được hình thành do sự kết hợp của hai thành phần được nói tới ở trên: thành phần dòng chảy do sóng vỡ xiên góc với đường bờ sinh ra và thành phần dòng chảy xuất hiện do sự chênh lệch mực nước theo hướng dọc bờ (hiện tượng nước dâng do tác động của sóng). Dạng dòng chảy này đã được O'Rourke và LeBlond (1972) xem xét trong nghiên cứu về dòng chảy dọc bờ của một vịnh có hình bán nguyệt. Các nghiên cứu trên đã chỉ ra rằng không chỉ sóng vỡ xiên góc với đường bờ và sự biến thiên của chiều cao sóng theo hướng dọc bờ là các là động lực quan trọng đối với dòng chảy dọc bờ mà sự biến thiên của góc sóng vỡ theo hướng dọc bờ cũng rất quan trọng. Keeley và Bowen (1977) đã sử dụng các kết quả nghiên cứu của O'Rourke và LeBlond để đo đạc dòng chảy dọc bờ trên một bờ biển có chiều dài hơn 1 kilômét. Các kết quả đo đạc cho thấy dòng chảy dọc bờ chịu sự chi phối rất lớn của sóng tới xiên góc với đường bờ, trong đó các số hạng $\partial H_b/\partial y$ và $\partial \alpha_b/\partial y$, đóng góp xấp xỉ 10% độ lớn của toàn bộ dòng chảy.

Keeley (1977) đã chứng minh được sự tương ứng giữa trường dòng chảy dọc bờ và sự phát triển của đường bờ biển có dạng đỉnh nhọn (*cusped shoreline*) trên phạm vi rộng. Điều này một lần nữa chỉ ra tầm quan trọng của sự tương tác giữa dòng chảy gần bờ với địa hình đáy biển. Komar (1971) phân tích một trường hợp bất thường được hình thành từ một nghiên cứu bờ biển có dạng đỉnh nhọn (*cusped shoreline*) trên một bể sóng (*wave basin*) trong phòng thí nghiệm. Một ô dòng chảy tuần hoàn, có dòng tiêu ở trạng thái ban đầu, sẽ sắp xếp lại bùn cát trên bãi biển thành các đỉnh nhọn và các vịnh kế tiếp nhau. Sau cùng, bờ biển đạt tới trạng thái cân bằng khi các sóng tới theo một góc nghiêng so với sườn của đỉnh nhọn ngược chiều với sự biến thiên theo hướng dọc bờ của chiều cao sóng vỡ và nước dâng do sóng, là động lực tạo nên dòng chảy tuần hoàn. Cả hai cơ chế hình thành dòng chảy dọc bờ do vậy đều tham gia vào quá trình diễn biến bờ biển và bờ biển sẽ đạt tới trạng thái cân bằng “động” khi các thành phần ngược chiều cân bằng nhau, và vận tốc dòng chảy dọc bờ tại điểm này bằng 0.

Các quan trắc trên đã dẫn tới một phân tích tổng quát hơn của Komar (1975) về dòng chảy dọc bờ, được hình thành bởi sự kết hợp giữa sóng vỡ xiên góc với đường bờ và sự

biến đổi chiều cao sóng và chiều cao nước dâng do sóng theo hướng dọc bờ. Biến đổi tương quan của vận tốc tại điểm giữa vùng sóng vỡ, kết hợp với một số thay đổi so với phương trình ban đầu, Komar đã đưa ra phương trình vận tốc dòng chảy dọc bờ sau:

$$V_L = 1,17\sqrt{gH_b} \sin \alpha_b \cos \alpha_b - a\sqrt{gH_b} \frac{\partial H_b}{\partial y} \quad (3.16)$$

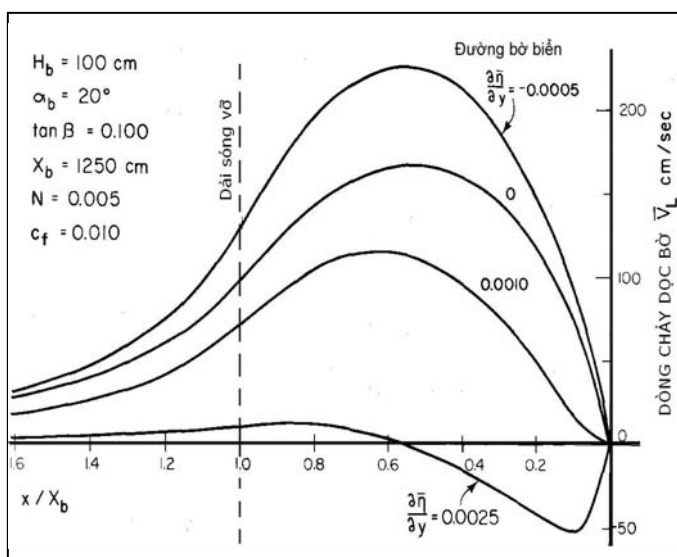
trong đó

$$a = \frac{\pi\sqrt{2}}{C_f\gamma^{5/2}} \left(1 + \frac{\gamma^2}{8} \right)$$

Số hạng thứ nhất bên vế phải của phương trình (3.13) biểu diễn dòng chảy dọc bờ hình thành các sóng tác dụng theo một góc xiên với đường bờ (α_b), trong khi số hạng thứ 2 biểu diễn sự biến thiên của chiều cao sóng vỡ theo hướng dọc bờ ($\partial H_b/\partial y$), thành phần này xác định gradient của cao trình nước dâng do sóng theo hướng dọc bờ. Nếu $\partial H_b/\partial y = -$ (mang dấu âm), thì gradient này cùng chiều với dòng chảy do sóng vỡ sinh ra, còn khi $\partial H_b/\partial y = +$ (mang dấu dương) thì nó ngược chiều với dòng chảy do sóng vỡ sinh ra và làm cho dòng chảy dọc bờ tổng cộng yếu đi. Trường hợp bãi biển có dạng đỉnh nhọn nối tiếp với các vịnh nhỏ như mô tả trong quan sát của Komar, hai thành phần bên vế phải của công thức (3.16) sẽ cân bằng nhau và dẫn tới $v_L \approx 0$, cho dù sóng tiếp tục vỡ xiên góc với phần sườn của đỉnh nhọn và gradient $\partial H_b/\partial y$ vẫn được duy trì.

Mặc dù, tại điểm giữa của vùng sóng vỡ có thể tồn tại sự cân bằng các thành phần lực tham gia vào quá trình tạo nên dòng chảy dọc bờ dẫn tới vận tốc dòng chảy dọc bờ tại điểm này có giá trị xấp xỉ bằng 0 ($v_L = 0$) như trong công thức (3.16), nhưng tại các vị trí khác trên chiều rộng của dải sóng vỡ vẫn có thể không có sự cân bằng lực. Điều này đã được Komar khảo sát trên một lời giải hoàn chỉnh của phân bố lưu tốc trên chiều rộng của vùng sóng vỡ. Lời giải này thực chất được Komar mở rộng từ phương trình (3.15) của Longuet-Higgins (1970b), nhưng có xét tới thành phần lực do sự dao động chiều cao nước dâng do sóng sinh ra ($\partial\eta/\partial y$). Dạng phân bố lưu tốc dọc bờ được minh họa tại hình (3-19). Khi $\partial\eta/\partial y = 0$, thì phân bố lưu tốc dọc bờ có kết quả giống như của Longuet-Higgins, trong đó dòng chảy dọc bờ chỉ do sóng vỡ xiên góc với đường bờ tạo thành. Khi $\partial\eta/\partial y = -0.0005$, độ dốc mặt nước có hướng theo chiều dương của trục y, trùng với hướng của dòng chảy dọc bờ do sóng vỡ sinh ra, do vậy mà hai lực này kết hợp lại tạo thành dòng chảy dọc bờ mạnh hơn. Khi $\partial\eta/\partial y$ có giá trị dương, độ dốc mặt nước theo hướng dọc bờ sẽ ngược chiều với hướng sóng tới nên dòng chảy dọc bờ sẽ giảm đi. Với $\partial\eta/\partial y = 0.0025$ (hình 3-19), các lực ngược chiều gần như cân bằng nhau và do đó mà dòng chảy tịnh theo hướng dọc bờ là rất nhỏ. Dòng dư mạnh nhất xuất hiện ở vị trí gần bờ và chảy theo hướng ngược chiều với dòng chảy ở phần bên ngoài của dải sóng vỡ. Kết quả này đã chỉ ra rằng, bờ biển có thể đạt tới trạng thái gần cân bằng trên toàn bộ chiều rộng vùng sóng vỡ, tương ứng với trạng thái bờ biển có dạng đỉnh nhọn và

vinh như mô tả của Komar. Các kết quả phân tích dòng chảy dọc bờ với ảnh hưởng của sự biến thiên mực nước theo hướng dọc bờ trên bãi biển có độ dốc đồng nhất được mô tả tại hình (3-19). Trường hợp đáy biển có địa hình phức tạp gồm các dải cát, cồn ngầm (bao gồm chân và đỉnh), các sóng phần lớn sẽ vỡ tại vị trí đỉnh của các dải cát và thành phần lực “đẩy” S_{xy} khi sóng vỡ sẽ tập trung tại phần đỉnh của dải cát và tại vùng sóng vỡ, trong khi đó, gradient chiều cao nước dâng do sóng ($\partial\eta/\partial y$) sẽ có tác dụng chủ yếu tại phần chân của dải cát ngầm. Sự cân bằng giữa các thành phần động lực do vậy mà sẽ rất phức tạp và dòng chảy dọc bờ tổng cộng cuối cùng sẽ phụ thuộc vào mức độ xáo trộn theo phương ngang.



Hình 3-19 Một dạng phân bố vận tốc dòng chảy dọc bờ trên vùng sóng vỡ, có xét tới sự biến thiên của chiều cao nước dâng do sóng theo hướng dọc bờ, $\partial\eta/\partial y$, cũng như sóng vỡ so với đường bờ. Khi $\partial\eta/\partial y = 0.0025$, độ dốc mặt nước do hiện tượng nước dâng dọc bờ sẽ có hướng gần như ngược chiều và cân bằng với lực đẩy do sóng vỡ tạo ra, làm cho dòng chảy dọc bờ yếu đi đáng kể.

CÁC ẢNH HƯỞNG CỦA GIÓ VÀ THỦY TRIỀU TỚI DÒNG CHẢY VEN BỜ

Như đã đề cập tới ở các nội dung trước, chúng ta đã biết dòng chảy dọc bờ hình thành khi sóng tới tác dụng xiên góc so với đường bờ hay xuất hiện khi có sự chênh lệch mực nước theo hướng dọc bờ do ảnh hưởng của hiện tượng nước dâng do sóng. Dưới đây sẽ đề cập tới tác dụng của gió và dòng triều đối với sự hình thành và phát triển của dòng chảy dọc bờ.

Dòng chảy dọc bờ cũng được hình thành khi gió thổi theo hướng dọc bờ hay khi có dòng triều rút xuất hiện trên bờ biển. Tuy nhiên, mức độ ảnh hưởng của gió và dòng triều tới dòng chảy dọc bờ vẫn còn chưa được xác định đầy đủ.

Shepard and Inman (1950a, 1950b) đã chỉ ra vai trò quan trọng của gió khi nó sinh ra dòng chảy dọc bờ, mặc dù cũng phải lưu ý rằng, rất khó có thể phân biệt được dòng chảy dọc bờ hình thành trực tiếp do ứng suất gió với dòng chảy dọc bờ hình thành do tác dụng của sóng do gió tạo thành. Khi ứng suất gió có tác dụng theo hướng dọc bờ, nó sẽ

tạo thành dòng chảy có vận tốc lớn hơn dòng chảy được tính toán theo công thức (3.13), vì theo công thức này dòng chảy chỉ phụ thuộc vào chiều cao sóng vỡ và góc sóng vỡ.

Khi triều rút (thủy triều xuống), do hiện tượng nước bị rút ra khỏi bãi biển dẫn tới có thể làm tăng độ lớn của dòng tiêu và dòng chảy dọc bờ. Sự gia tăng của dòng tiêu đặc biệt mạnh lên khi triều xuống thấp nhất và nước bị chặn lại bên trong phần chân của các dải cát ngầm chạy song song với bờ. Khi triều xuống, các dải cát ngầm này nhô lên khỏi mặt nước và ngăn không cho dòng chảy theo phương ngang từ ngoài khơi đi vào trong bờ. Do vậy mà nước chỉ có thể chảy dọc theo bờ, bên trong vùng chân của các dải cát ngầm và thoát ra biển tại các lạch sâu do dòng tiêu tạo thành cắt ngang qua dải cát ngầm. Hiện tượng này có thể mạnh thêm khi sóng vỡ dồn nước tràn qua các dải cát ngầm vào bên trong phần chân của nó, đóng góp thêm nước cho dòng chảy tổng cộng. Sonu (1972) đã phát hiện ra rằng tại Seagrove, Florida, mực nước triều có tác dụng chi phối cường độ sóng vỡ và do đó mà nó chi phối độ lớn của dòng tuần hoàn. Ông cũng lưu ý rằng, khi triều thấp, dòng tiêu (*rip currents*) thường mạnh hơn so với lúc triều cao. Ngoài ra Sonu cũng thấy rằng dòng tiêu khi triều cao sẽ dao động theo chu kỳ của sóng lừng từ ngoài khơi đi vào, nhưng ngược lại, khi triều thấp, dòng tiêu mạnh hơn và có xu thế dao động theo nhịp của nhóm sóng có chu kỳ từ 15 đến 20 giây. Shepard và Inman (1950a), tương tự như vậy cũng phát hiện thấy nhịp dao động của vận tốc dòng chảy dọc bờ theo nhịp sóng vỡ bờ, do sự đổi chỗ luân phiên của sóng lớn và các sóng nhỏ.

Mực nước thủy triều cũng có ảnh hưởng trực tiếp tới độ sâu nước ở vùng gần bờ, và gây ảnh hưởng tới chiều cao sóng và sau đó là độ lớn của dòng chảy dọc bờ. Vấn đề này đã được Thornton và Kim (1993) khảo sát trên cơ sở các số liệu quan trắc liên tục trong thời gian 19 ngày của độ sâu nước, chiều cao sóng và vận tốc dòng chảy dọc bờ tại các vị trí khác nhau tại vùng gần bờ tại *Trạm Nghiên cứu Thực nghiệm* (FRF - Field Research Facility), Duck, Bắc Carolina. Dấu hiệu mạnh nhất của thủy triều trong dòng chảy dọc bờ xuất hiện ở gần bờ và ở bên trên đỉnh của các dải cát ngầm. Ở vùng chân của các dải cát ngầm và tại vùng ngoài khơi, ảnh hưởng của thủy triều tới dòng chảy dọc bờ giảm dần. Mô hình dòng chảy này có thể trực tiếp dẫn tới việc chi phối chiều cao sóng trên các dải cát ngầm do thủy triều làm biến đổi độ sâu nước và tương tự vậy khống chế vùng bên trong dải sóng vỡ khi chiều cao sóng và năng lượng sóng đạt tới trạng thái bão hòa do ảnh hưởng của độ sâu nước mang tính cục bộ. Các quan trắc về sự biến thiên của chiều cao sóng và dòng chảy dọc bờ đã được Thornton and Guza (1986) mô hình hóa thành công thông qua cách tiếp cận và phân tích sự phân bố của chiều cao sóng theo phương ngang và sự hình thành dòng chảy dọc bờ.

CHƯƠNG 4

VẬN CHUYỂN BÙN CÁT BỜ BIỂN

4.1 MỘT SỐ KHÁI NIỆM CƠ BẢN VỀ VẬN CHUYỂN BÙN CÁT

KHÁI NIỆM CƠ BẢN VỀ VẬN CHUYỂN BÙN CÁT

Vận chuyển bùn cát đóng một vai trò quan trọng trong nghiên cứu các diễn biến bờ biển nói riêng và trong kỹ thuật bờ biển nói chung. Các vấn đề liên quan tới diễn biến bờ biển thường gặp phải là hiện tượng thiếu hụt bùn cát dẫn tới bờ biển bị xói lở ngoài mong muốn; hay hiện tượng dư thừa bùn cát gây nên những vấn đề phức tạp như bồi lấp các cửa sông, giảm khả năng thoát lũ qua cửa, hay luồng tàu vào cảng, đôi khi là bồi lấp cảng. Trong nghiên cứu diễn biến bờ biển, việc tính toán vận chuyển bùn cát ở vùng ven bờ là một nội dung hết sức quan trọng, vì bùn cát chính là yếu tố trung gian trong quá trình gây nên hiện tượng xói lở hay bồi lấp ở bờ biển. Biết được lượng vận chuyển bùn cát ven bờ thì mới có thể dự báo được sự biến đổi của đường bờ trong điều kiện tự nhiên cũng như đánh giá được ảnh hưởng của các công trình xây dựng ở vùng ven bờ sau này.

So với tính toán vận chuyển bùn cát trong sông thiên nhiên thì tính toán vận chuyển bùn cát ở biển phức tạp hơn; đó là do quá trình vận chuyển bùn cát ở biển không những chịu sự tác dụng của dòng chảy mà còn chịu ảnh hưởng của các dao động mực nước do thủy triều, các tác động của sóng và vô số các lực tạo thành dòng chảy khác nhau và liên tục biến đổi.

Vận chuyển bùn cát được định nghĩa là số lượng hạt bùn cát bị dòng nước vận chuyển, cuốn trôi theo dòng chảy (với một vận tốc nào đó) trên một đơn vị chiều rộng mặt cắt ngang và trong một đơn vị thời gian. Cụ thể hơn, vận chuyển bùn cát tại một điểm trong dòng chảy (S đơn vị là $g/m.s$ hay $kg/m.s$) được định nghĩa là tích số giữa nồng độ bùn cát tại điểm đó (c - đơn vị là kg/m^3 hay g/m^3) và vận tốc trung bình dòng chảy tại điểm xem xét (V - đơn vị là m/s) như sau:

$$S = c \times V \quad (4.1)$$

Công thức (4.1) là công thức tính toán vận chuyển bùn cát tại một điểm. Trong thực tế, người ta thường quan tâm tới ảnh hưởng của vận chuyển bùn cát trên một vùng hay một đoạn bờ biển nào đó. Nếu áp dụng nguyên lý liên tục của dòng chảy, cho một thể tích khối chất lỏng được giới hạn từ đáy tới mặt nước, ta có thể tính toán được lượng vận chuyển bùn cát trên một vùng hay một đoạn bờ biển. Khi đã biết lượng bùn cát vận chuyển qua một các biên mặt cắt ngang của đoạn nghiên cứu, có thể xác định được sự biến đổi đáy trong đoạn này. Nếu lượng bùn cát đi vào lớn hơn lượng bùn cát đi ra thì sẽ xảy ra bồi lắng, ngược lại, thì sẽ xảy ra xói lở. Do vậy mà

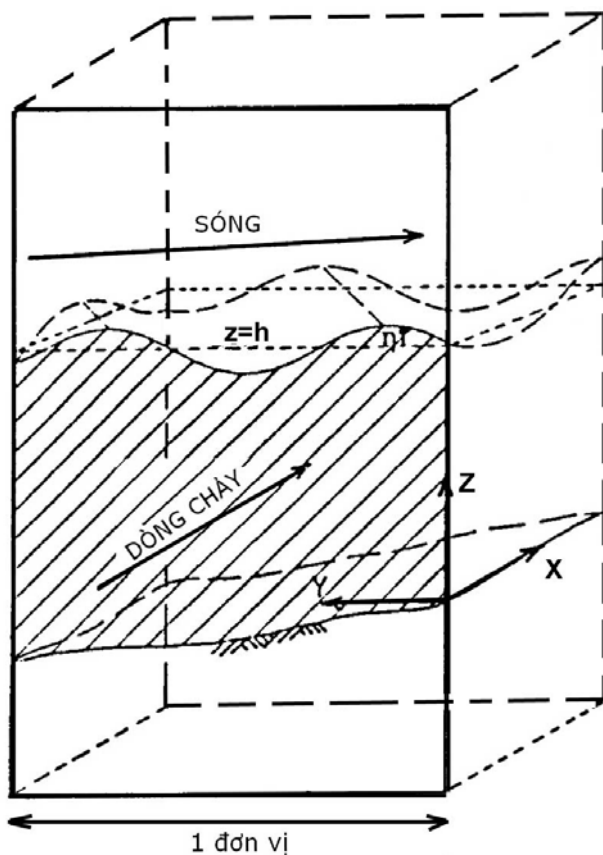
cần xác định được sự dịch chuyển bùn cát theo phương ngang trên một đoạn cho trước tại một thời điểm xác định.

Như đã nêu ở trên, vận chuyển bùn cát bờ biển được mô tả bằng tích phân của tích giữa vận tốc (V), với nồng độ bùn cát lơ lửng (c), trên toàn bộ độ sâu của dòng chảy. Trong sông thiên nhiên, cả (V) và (c) đều biến đổi tương đối chậm theo thời gian (t), cũng như theo phương ngang (x). Các đại lượng (V) và (c) đều là hàm độ sâu, do vậy mà cần lấy tích phân trên toàn bộ chiều sâu dòng chảy. Công thức tính toán vận chuyển **bùn cát lơ lửng** trong sông có dạng như sau:

$$S = \int_0^h c(z) \times V(z) dz \quad (4.2)$$

- trong đó S : suất (mức) vận chuyển bùn cát lơ lửng [$g/m.s$ hay $Kg/m.s$]
 h : độ sâu trung bình [m]
 $c(z)$: nồng độ bùn cát lơ lửng [g/m^3 hay Kg/m^3]
 $V(z)$: thành phần vận tốc theo phương x tại độ sâu z [m/s]
 z : khoảng cách tính tới đáy sông [m]

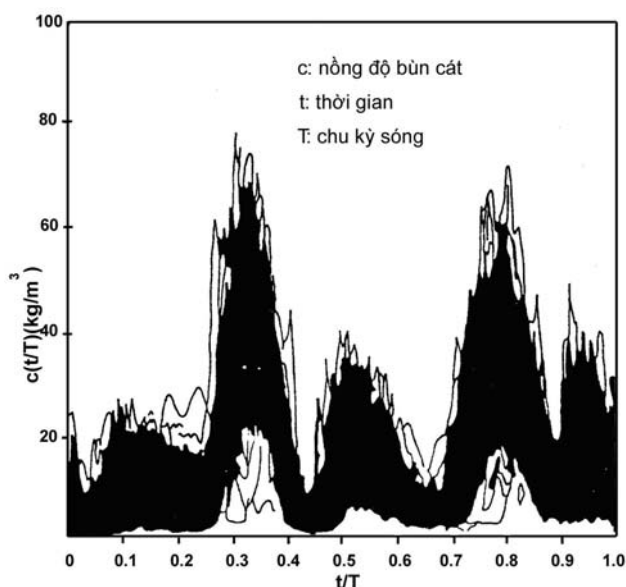
Tại bờ biển, vấn đề trở nên phức tạp hơn. Cả sóng và dòng chảy đều là những



Hình 4-1 Sơ họa 1 đơn vị thể tích xét suất vận chuyển bùn cát.

nhân tố quan trọng đối với vận chuyển bùn cát. Dòng chảy chủ yếu có ảnh hưởng tới tốc độ vận chuyển bùn cát, trong khi sóng lại chủ yếu ảnh hưởng tới lượng bùn cát bị vận chuyển. Hình (4-1) minh họa bài toán vận chuyển bùn cát ở bờ biển. Bài toán được đặt ra như sau: cần xác định thể tích bùn cát được vận chuyển theo phương x qua một đơn vị chiều rộng của mặt phẳng ($y-z$) được giới hạn từ đáy (mặt phẳng có $z=0$) tới mặt nước ($z = h+\eta$). Trong trường hợp tổng quát, coi sóng và dòng chảy có hướng không song song với phương ngang theo trục x và trục y .

Do các yếu tố sóng (đại diện bằng chiều cao sóng η), vận tốc dòng chảy (V), thậm chí là cả nồng độ bùn cát lơ lửng (c), liên tục biến đổi mạnh theo thời gian (trong một chu kỳ sóng). Đối với vận tốc, sự biến thiên theo thời gian



Hình 4-2 Đồ thị nồng độ bùn cát theo hàm của thời gian (của 99 bảng ghi độc lập nhau)

Theo lý thuyết, tại bờ biển, lượng bùn cát vận chuyển qua một mặt phẳng trên một đơn vị chiều rộng (hình 4-1) được xác định theo công thức:

$$S_x = \frac{1}{t'} \int_0^{h+\eta} \int_0^{t'} c(z,t) \times V(z,t) dt dz \quad (4-3)$$

Trong đó: S_x : lượng bùn cát vận chuyển theo phương (x) trên một đơn vị chiều rộng trong 1 đơn vị thời gian [$m^3/m.s$].

t' : thời đoạn lấy tích phân [s]

h : độ sâu nước cục bộ [m].

η : cao trình mực nước tức thời [m].

$c(z,t)$: nồng độ bùn cát lơ lửng tức thời [m^3/m^3]

$V(z,t)$: thành phần vận tốc tức thời theo phương x [m/s].

z : khoảng cách tính từ đáy [m].

t : thời gian [s].

Trong công thức (4.3), bất kỳ sự biến thiên trong các tham số trên đơn vị chiều rộng đáy sông được lấy giá trị trung bình. Thời gian, t' , phải đủ dài để đưa đến giá trị trung bình các ảnh hưởng bất thường của sóng và do vậy mà nó dài hơn nhiều so với chu kỳ của một con sóng đơn.

Nguyên tắc tính toán vận chuyển bùn cát trong công thức (4.3) hết sức đơn giản. Tuy vậy vấn đề là việc ước tính các hàm $c(z,t)$ và $V(z,t)$ theo độ sâu và thời gian, như đã minh họa trên hình (4-2), là hết sức khó. Những hiểu biết về đặc tính của $c(z,t)$

có thể thấy rõ do có sự dao động của các chuyển động sóng.

Sự biến thiên của nồng độ bùn cát lơ lửng được minh họa trên hình (4-2), mô tả 99 bảng ghi khác nhau của nồng độ bùn cát $c(t)$ được vẽ trên cùng 1 biểu đồ, tất cả đều được đo tại một điểm cố định trong điều kiện sóng đều lý tưởng. Trên hình vẽ có thể thấy được sự biến thiên theo thời gian của (c) và cũng minh chứng được rằng không thể (trong thời điểm hiện tại) xác định được quy luật biến đổi nồng độ bùn cát lơ lửng theo các hàm của không gian và thời gian.

dưới tác động của các sóng đều còn chưa đầy đủ và hơn thế nữa, đối với các sóng vờ không đều thì vấn đề này lại càng phức tạp hơn.

Tính toán vận chuyển bùn cát theo hướng truyền sóng, dựa trên công thức (3.4), do vậy sẽ trở nên rất khó khi những hiểu biết về $c(z,t)$ là rất ít và giá trị trung bình của $V(z,t)$ gần như bằng 0, điều này làm cho các kết quả tính toán trở nên rất dễ mất ổn định khi gặp các số liệu đầu vào có sai số lớn.

Trong trường hợp tính toán vận chuyển bùn cát dọc bờ biển (hay còn gọi là vận chuyển bùn cát song song với bờ), có thể đơn giản hóa công thức tính. Bên trong vùng sóng vờ, góc sóng vờ tác dụng với bờ φ_{br} , thường nhỏ (*thậm chí ngay cả khi góc truyền sóng ban đầu ở vùng nước sâu φ_0 có giá trị lớn, thì sau khi bị khúc xạ ở bên ngoài vùng sóng vờ, góc sóng tới đường bờ sẽ giảm đi đáng kể. Ví dụ, một sóng có chiều cao sóng tại vùng nước sâu $H_0=2m$, góc sóng tới ở vùng nước sâu $\varphi_0 = 30^\circ$ và chu kỳ sóng là 7 giây, khi vờ có góc sóng vờ giảm xuống còn $13,3^\circ$). Điều này dẫn tới tồn tại một trường vận tốc trong vùng sóng vờ với độ lớn dòng chảy không đổi và có hướng song song với đường bờ, và sóng cũng hầu như sóng song với đường bờ này. Nếu đặc biệt quan tâm tới hướng vận chuyển bùn cát dọc bờ, thì hiển nhiên có thể thấy rằng, sóng chỉ gây ra sự biến đổi có chu kỳ nhỏ đối với vận tốc dòng chảy dọc bờ và do vậy $V(z,t)$ có thể rút gọn thành $V(z)$. Vận tốc dòng chảy dọc bờ lúc này có thể tương đương với vận tốc dòng chảy trong sông thiên nhiên (cũng không phụ thuộc vào thời gian).*

Nếu như vận tốc dòng chảy không phụ thuộc vào thời gian, như đã chỉ ra ở trên, thì có thể sử dụng nồng độ bùn cát lơ lửng trung bình theo thời gian, $c(z)$, để thay thế cho nồng độ bùn cát lơ lửng phụ thuộc vào cả thời gian và độ sâu $c(z,t)$. Điều này sẽ làm đơn giản hóa đáng kể việc xác định các đại lượng trong công thức (4.3) bởi vì chủ yếu các số liệu và hiểu biết về nồng độ bùn cát đều là các giá trị nồng độ trung bình chứ không phải là nồng độ tức thời tại một thời điểm nào đó có sự biến đổi trong một chu kỳ sóng. Rất nhiều nghiên cứu đã và đang được tiến hành với nồng độ bùn cát lơ lửng phụ thuộc vào thời gian nhưng đây vẫn còn là một vấn đề chưa được phát triển hoàn chỉnh. Tuy vậy việc sử dụng giá trị trung bình thời gian làm cho bài toán vận chuyển bùn cát trở nên đơn giản hơn so với việc sử dụng công thức tổng quát (4.3) ban đầu.

Bằng cách rút gọn và đơn giản hóa các đại lượng (c) và (V) như đã nêu ở trên, lượng vận chuyển bùn cát lơ lửng tổng cộng được tính toán bằng cách lấy tích phân lượng vận chuyển bùn cát tại mỗi giá trị độ sâu cụ thể:

$$S_x = \int_0^{h+\eta} c(z) V(z) dz \approx \int_0^h c(z) V(z) dz \quad (4.4)$$

Trong đó:

S_x : lượng bùn cát vận chuyển theo phương (x) trên một đơn vị chiều rộng trong 1 đơn vị thời gian [$m^3/m.s$].

h : độ sâu nước cục bộ [m]

c(z) : nồng độ bùn cát lơ lửng trung bình thời gian [m^3/m^3]

V(z) : thành phần vận tốc theo phương x [m/s]

z : khoảng cách tính từ đáy [m].

η : cao trình mực nước tức thời [m]

Vận chuyển bùn cát có thể biểu diễn dưới dạng thứ nguyên của thể tích bùn cát trên một đơn vị chiều rộng trong một đơn vị thời gian [L^3/LT]. Nếu thể tích bùn cát được biểu diễn bằng thể tích có kể cả độ rỗng giữa các hạt bùn cát thì lượng vận chuyển bùn cát có thể liên kết trực tiếp tới hiện tượng bồi, xói. Trường hợp nồng độ được biểu diễn là tỷ số (m^3/m^3) thì kết quả tính toán phải nhân với $\frac{1}{(1-p)}$ (với p là hệ số độ rỗng $\approx 40\%$) để có được thể tích nguyên dạng. Nếu sử dụng nồng độ biểu diễn dưới các dạng khác như kg/m^3 thì cần thêm hệ số hiệu chỉnh cho công thức (4.4).

CÁC HÌNH THỨC VẬN CHUYỂN BÙN CÁT

Phần này sẽ trình bày một cách tóm tắt các khái niệm cơ bản về cơ chế và hình thức vận chuyển bùn cát. Những kiến thức chi tiết về cơ chế và hình thức vận chuyển bùn cát có thể tham khảo thêm tại giáo trình động lực học sông ngòi và các tài liệu tham khảo khác. Các mô tả về sự vận chuyển bùn cát trong vùng sóng vỗ sẽ được trình bày ở phần tiếp theo.

Thông thường bùn cát được vận chuyển dưới ba hình thức sau:

- vận chuyển bùn cát đáy
- vận chuyển bùn cát lơ lửng
- vận chuyển bùn cát dưới dạng rửa trôi.

Vận chuyển bùn cát dưới dạng rửa trôi bao gồm các hạt bùn cát rất mịn (hạt sét hoặc hàn bùn, hay các hạt chất hữu cơ) nổi lơ lửng trong nước, được vận chuyển theo dòng nước. Các hạt này thường xuyên ở trạng thái lơ lửng và không bao giờ lắng đọng ở đáy sông. Do vậy, những hiểu biết về thành phần bùn cát đáy không thừa nhận bất kỳ một dạng vận chuyển bùn cát rửa trôi nào cả. Vì thế khi sử dụng khái niệm “vận chuyển bùn cát tổng cộng” thì thành phần các hạt bùn cát rửa trôi sẽ được bỏ qua.

Trong vận chuyển bùn cát tổng cộng thường được phân thành hai loại: *bùn cát đáy* và *bùn cát lơ lửng* (mặc dù đôi khi rất khó có thể phân biệt được rõ rệt giữa hai loại bùn cát này). Rất khó có thể định nghĩa chính xác các thuật ngữ đã nêu nhưng cơ sở

phân chia bùn cát tổng cộng thành hai loại là dựa vào cơ chế và đặc điểm chuyển động chuyển động của các loại bùn cát này. Thứ nhất là bùn cát chuyển động ở gần đáy sông được gọi là *vận chuyển bùn cát đáy, có sách gọi là bùn cát di đáy*; thứ hai là *vận chuyển bùn cát lơ lửng hay sức tải cát lơ lửng*. Trong thực tế, ranh giới giữa bùn cát lơ lửng và bùn cát di đáy khó có thể phân chia một cách rõ ràng vì giữa 2 loại này trong cùng một điều kiện dòng nước những hạt tương đối nhỏ của bùn cát di đáy và những hạt tương đối lớn của bùn cát lơ lửng có thể trao đổi lẫn nhau. Do vậy mà việc phân biệt sự vận chuyển của bùn cát đáy và bùn cát lơ lửng lại càng khó hơn và không thể phân biệt được chính xác. Nhưng có thể nói rằng việc phân chia thành hai loại bùn cát này lại rất cần thiết vì trạng thái chuyển động và các quy luật cơ học của chúng là hoàn toàn khác nhau.

- Vận chuyển bùn cát đáy

Vận chuyển bùn cát đáy (S_b) được định nghĩa là phần bùn cát được vận chuyển ở gần đáy và hầu như có sự tiếp xúc với đáy trong quá trình vận chuyển. Các hình thức chuyển động chính của nó bao gồm trượt, lăn và nhảy vọt trên đáy. Quá trình vận chuyển bùn cát đáy xảy ra trên một lớp dòng chảy mỏng bên trên đáy sông. Do vậy vận chuyển bùn cát đáy cần xác định hầu hết ứng suất đáy tác dụng trực tiếp trên bề mặt của hạt cát (*hình 4-10 - Các lực tác dụng lên hạt cát*)

- Vận chuyển bùn cát lơ lửng

Ngược với bùn cát đáy, vận chuyển bùn cát lơ lửng (S_s) chỉ chịu tác động bởi ma sát giữa các hạt cát trong nước. Ứng suất chuyển bùn cát lơ lửng được xác định bằng cách lấy tích phân trên toàn bộ độ sâu dòng chảy (là khoảng cách từ đáy tới mặt nước) của tích số giữa vận tốc của hạt bùn cát lơ lửng và nồng độ của bùn cát trong nước.

$$S_s = \int_{\delta_b}^h c(z) \times V(z) dz$$

trong đó δ_b : là chiều dày của lớp dòng chảy sát đáy

4.2 CÁC ĐẶC TRƯNG CỦA BÙN CÁT BỜ BIỂN GIỚI THIỆU CHUNG

Bãi biển tự nhiên có thể bao gồm rất nhiều loại vật liệu có đường kính và hình dạng khác nhau. Tuy vậy, hầu hết vật liệu của các bãi biển đều có dải đường kính và hình dạng tương đối hẹp và chủ yếu là cát silic.

THÀNH PHẦN BÙN CÁT

Hầu hết hạt cát ở bờ biển đều là sản phẩm của quá trình phong hóa do điều kiện thời tiết, do vậy mà thành phần của bùn cát sẽ phản ánh phần nào nguồn gốc tự nhiên của chúng. Ở nhiều nơi, sự xói mòn các núi đá có cấu tạo granit (*granitic*) và sau đó

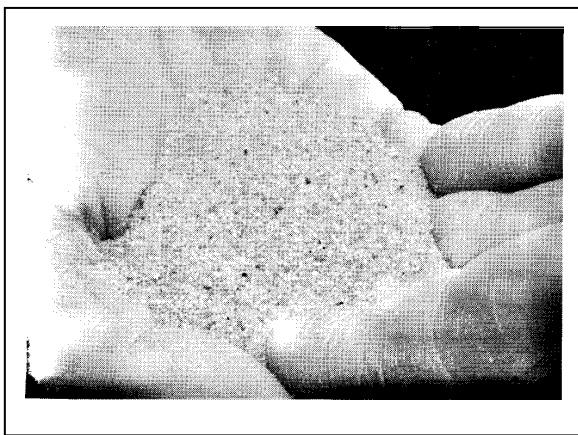
các sản phẩm của quá trình xói mòn phong hóa được vận chuyển từ sông ra biển dẫn tới một phần rất lớn (khoảng 70%) bùn cát bãi biển có thành phần là các hạt quartz và khoảng 20% còn lại là fenspat. Các vật liệu này rất cứng và chịu mài mòn tốt trên quá trình bị vận chuyển từ nơi nó hình thành ra tới bờ biển, còn lại những vật liệu mềm và chịu mài mòn kém đều bị tiêu biến do mài mòn trên quá trình chuyển động ra biển. Sự xói lở các mũi đá, vách đá và quá trình vận chuyển bùn cát theo phương ngang của bùn cát cũng là nguồn cung cấp bùn cát ra biển.

Ngoài cát hạt quartz, trong cát còn có một số loại khoáng vật khác nữa như: *hornblende*, *garnet*, *magnetite*, *ilmenite*, và *tourmaline*. Các chất này thường được thấy tích tụ thành một lớp vật chất có màu đen trên bề mặt bãi biển. Các khoáng vật này được xem như là các khoáng vật nặng vì chúng có trọng lượng riêng lớn hơn trọng lượng riêng (viết tắt là TLR) của các hạt quartz. Để phân biệt sự khác nhau giữa chúng, người ta thường sử dụng đại lượng là tỷ trọng riêng, là mật độ - hay còn gọi là trọng lượng riêng (khối lượng/m³) của khoáng vật chia cho TLR của nước. Đối với các khoáng vật nặng, tỷ trọng riêng của chúng thường lớn hơn 2,78 trong khi tỷ trọng riêng của các hạt quartz là 2.65 (để có được khối lượng thực của các khoáng vật này, cần chia trọng lượng của khoáng vật cho trọng lượng của nước trên một đơn vị thể tích)

Ở những nơi mà đất đá tại vùng cục bộ này bao gồm các vật liệu khác nhau, và không chỉ có hạt quartz thì thành phần của bùn cát về cơ bản sẽ khác với những mô tả ở trên. Tại vùng nhiệt đới, các sản phẩm của bùn cát có nguồn gốc từ các hoạt động của sinh vật có thể bao trùm lên các sản phẩm phong hóa hay lắng đọng. Cát *Biogenous* có thể là sản phẩm mài mòn thêm lục địa hoặc sự tàn phá của các rặng san hô.

ĐƯỜNG KÍNH HẠT BÙN CÁT

Cát có thể có nhiều kích thước khác nhau, điều này có thể thấy rõ khi chúng ta xem xét một mẫu cát. Hình (4-3) mô tả ảnh chụp một mẫu cát đại biểu với nhiều đường kính



Hình 4-3 Ảnh chụp một mẫu cát

và hình dạng khác nhau. Để xác định kích thước của cát trong một mẫu, phải dùng đến phương pháp thống kê các mẫu cát. Thông thường người ta dùng đường kính bình quân hay đường kính trung bình của hạt cát, biểu diễn bằng milimét. Đường kính trung bình của các hạt cát ở bờ biển Việt Nam thường dao động từ 0.1 đến 0.35 mm.

Không phải tất cả thành phần trầm tích bãi biển đều là cát. Các nhà địa chất đã

xây dựng bảng phân loại xác định loại trầm tích nào là cát, hay dăm, cuội, sỏi. Một trong những cách phân loại phổ biến nhất là phân loại theo thước đo Wentworth, đây là cách phân loại dựa vào đường kính của hạt trầm tích (biểu diễn bằng mm) dựa trên hàm bậc 2, được mô tả trên bảng (4-1). Trên thước đo Wentworth, các hạt trầm tích có kích thước từ 0.0625 đến 2 mm được phân loại là cát. Các trầm tích mịn hơn chủ yếu là hạt bùn và hạt sét, và các hạt lớn hơn nó là cuội, sỏi.

Do cách phân loại kích thước hạt cát của Wentworth phụ thuộc vào hàm bậc 2, Krumbein (1936) đã giới thiệu *thước đo "phi"* thay thế cho đường kính trung bình của hạt cát, Kích thước của phi được biểu diễn theo kích thước của hạt bằng công thức sau

$$\phi = -\log_2 d \quad (4.5)$$

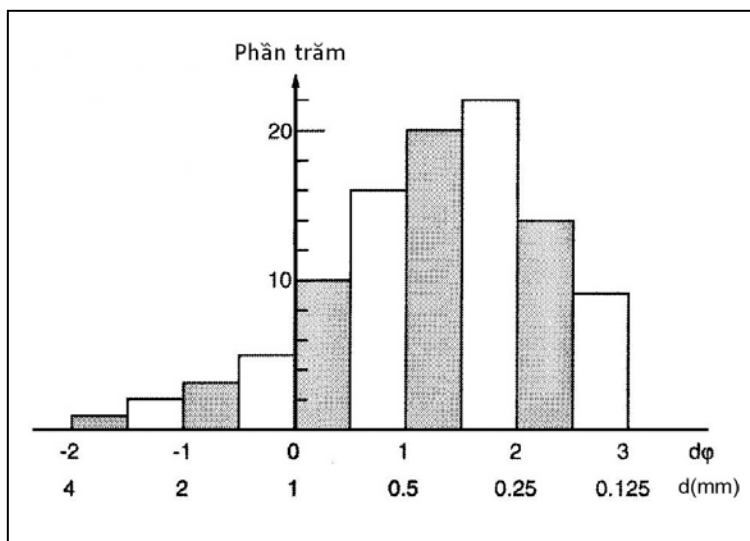
Như vậy $d = 2^{-\phi}$, trong đó d được biểu diễn bằng milimét. (dạng biểu thức toán học tương đương, sử dụng logarit tự nhiên, là $\phi = -\ln d / \ln 2 = -\log_{10} d / \log_{10} 2$.)

Bảng 4-1 Thước phân loại đường kính hạt bùn cát của Wentworth

Mô tả loại hạt theo thước tỷ lệ Wentworth				Phân loại theo tính đồng nhất của hạt (USC)
Đá tảng				Sỏi, cuội
Cuội				
				Đá dăm
Sỏi				
Đá dăm				
Cát				Cát
Bùn				
Hạt sét				Bùn hoặc sét
Hạt keo kết				

Thước tỷ lệ phi được dùng khá rộng rãi, đặc biệt là trong nghiên cứu địa chất biển, vì nó cho phép thể hiện một cách thuận tiện phân bố kích thước hạt cát. Nhưng cũng có điểm bất lợi là trong thước tỷ lệ phi, nếu giá trị của phi càng lớn thì đường đứng tương ứng của hạt cát càng nhỏ vì trong công thức (4.5) có chỉ số âm ở phần mẫu số. Ví dụ như đường kính phi 3.5 sẽ tương ứng với hạt cát rất mịn (0,088mm), còn phi của 1 có nghĩa là hạt cát thô trung bình (đường kính hạt bằng 0,5mm) còn bùn cát có phi = - 5 sẽ là các hạt cuội sỏi (d=32mm)

Để xác định được dải kích thước của một mẫu hạt, cần phân tích được kích thước các hạt trong mẫu thông qua phương pháp sàng, một phương pháp khá phổ biến hiện nay. Các sàng là hệ thống các rây có kích thước mắt đường kính mắt sàng khác nhau, chúng được sắp xếp sao cho các sàng có đường kính lớn ở trên và các sàng có đường kính nhỏ hơn ở dưới. Mẫu cần xác định thành phần hạt được bỏ lên sàng trên cùng và sau đó người ta tiến hành sàng bằng máy cho đến khi các hạt cát rơi xuống hết các sàng từ trên xuống dưới, mỗi loại hạt được giữ lại ở một sàng có đường kính mắt sàng tương ứng. Các máy sàng thường được sử dụng là loại Roto-tap. Sau khi sàng, người ta cân trọng lượng của cát được giữ lại trong mỗi sàng và tính phần trăm trọng lượng của mỗi sàng.



Hình 4-4 Một ví dụ về biểu đồ đường kính hạt

đường kính lũy tích của mẫu, được minh họa tại hình (4-5), cho phép biểu diễn “phần trăm các hạt thô hơn”. Dạng biểu diễn này còn được gọi là **đường cấp phối của hạt bùn cát**. Trục tung biểu diễn phần trăm trọng lượng mẫu hạt và trục hoành biểu diễn đường kính của hạt trong mẫu dưới dạng logarit (giảm dần từ trái sang phải)

Trong nhiều trường hợp, phân bố của hạt bùn cát được biểu diễn hầu như tuân theo luật phân bố xác suất log-normal; do đó, nếu trên giấy xác suất, trục tung được dùng để

Kích thước của bùn cát thường được biểu diễn dưới một số dạng. Chúng có thể được vẽ thành biểu đồ đường kính hạt như hình 4-4, hoặc được biểu diễn dưới dạng thông thường là phần trăm trọng lượng của cát nằm giữa hai lớp sàng và đường kính mắt sàng tương ứng. Dạng biểu diễn này cho thấy được phân bố của thành phần hạt trong mẫu. Cách biểu diễn thứ hai khá phổ biến là phân bố

mô tả phần trăm lũy tích trọng lượng của các hạt trong mẫu và trục hoành tỷ lệ phi được dùng để biểu diễn kích thước của bùn cát thì sẽ thu được một đường thẳng (e.g., Otto 1939). Hàm mật độ xác suất dạng log-normal được biểu diễn bằng hàm của phi $f(\phi)$, như sau:

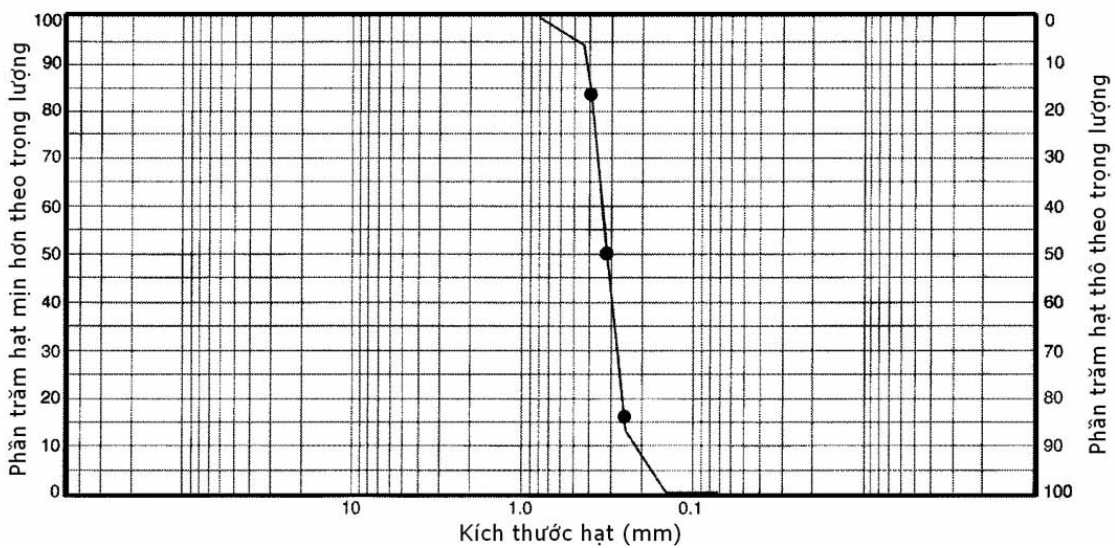
$$f(\phi) = \frac{1}{\sigma\phi\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{(\phi-\mu\phi)^2}{2\sigma_\phi^2}} \quad (4-6)$$

Trong đó $\mu\phi$ là đường kính trung bình biểu diễn bằng đơn vị phi, và σ_ϕ là phương sai tiêu chuẩn của kích thước hạt

Xác suất để hạt cát có kích thước lớn hơn một kích thước ϕ_g cho trước sẽ bằng

$$P[\phi < \phi_g] = \int_{-\infty}^{\phi_g} f(\phi) d\phi \quad (4.7)$$

Có thể thấy rằng xác suất để hạt cát có kích thước lớn hơn kích thước bình quân của mẫu là 1/2, trong khi xác suất để hạt cát có kích thước lớn hơn 0 ($\phi \Rightarrow \infty$) là 1.

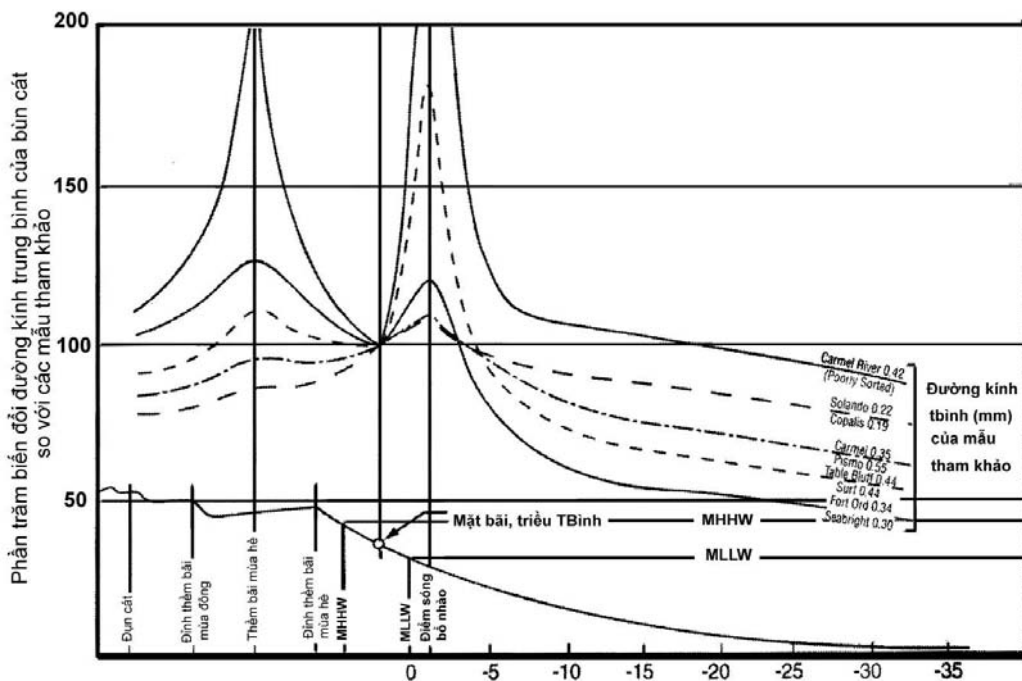


Hình 4-5 Một ví dụ về đường cấp phối hạt bùn cát của một mẫu

BIẾN ĐỔI ĐƯỜNG KÍNH HẠT THEO KHÔNG GIAN VÀ THỜI GIAN

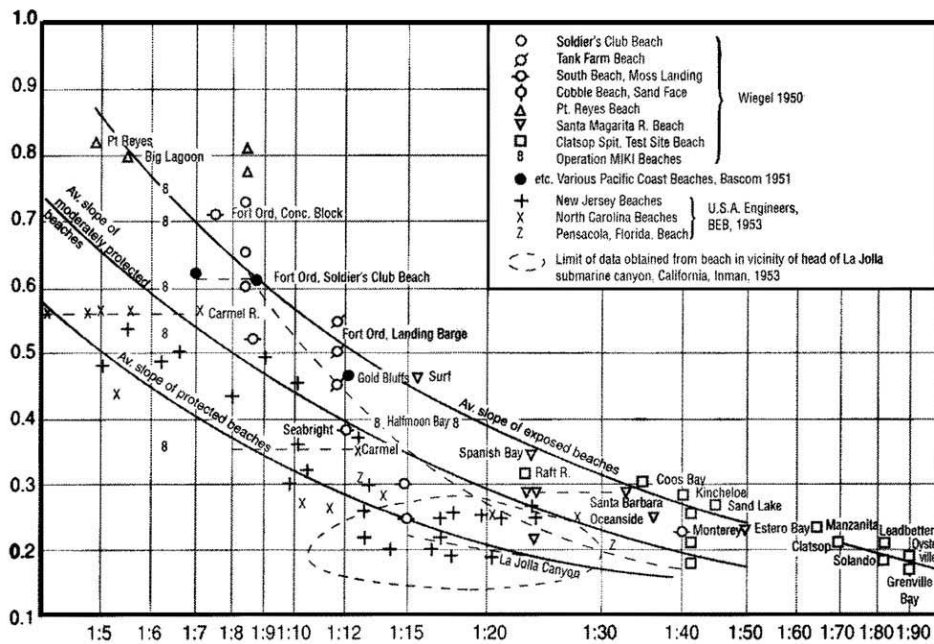
Đường kính của bùn cát ở bãi biển biến đổi dọc trên mặt cắt ngang bãi biển, theo phương thẳng đứng từ trên xuống dưới và dọc theo bãi biển. Hình (4-6) biểu diễn đường kính hạt theo phương mặt cắt ngang từ điểm ở ngoài khơi (bên phải) tới điểm ở trong bờ (bên trái), có thể thấy rằng, bùn cát ở ngoài khơi thường mịn hơn bùn cát ở vùng gần bờ, nơi có yếu tố động lực mạnh hơn, thường xuyên chịu tác động của sóng vỡ và hiệu ứng nước nông khi sóng chuyển động vào gần bờ. Tại đường sóng vỡ, được ký hiệu là điểm sóng vỡ trên hình vẽ, nơi có mức độ rối động cao nhất trên toàn bộ mặt cắt

ngang, thì đường kính hạt đạt tới giá trị lớn nhất. Ngang qua vùng sóng vỡ, đường kính của các hạt cát nhỏ dần cho tới vùng sóng vỡ bờ (nơi có hiện tượng sóng dâng và rút trên bề mặt bãi biển), tại đây đường kính hạt lại tăng. Sự biến thiên của đường kính hạt bùn cát trên mặt cắt ngang của bãi biển phần không ngập nước có thể thay đổi do tác động của gió, tác dụng này có thể tuyển chọn và sàng lọc hết các hạt mịn khi gió cuốn chúng đi khỏi bãi biển, và sự xuất hiện bất thường của sóng bão. Trên đỉnh của các đụn cát không có lớp phủ thực vật thường là các hạt thô hơn, và chúng cũng chịu tác dụng tuyển chọn sàng lọc của gió, tạo thành lớp vật liệu thô hóa trên đỉnh của đụn cát. Sự phân loại của bùn cát biến đổi với đường kính trung bình. Thông thường, tại những vùng rối động hỗn loạn cao thì bùn cát thường đều đặn.



Hình 4-6 Biến thiên của đường kính hạt bùn cát dọc theo mặt cát ngang bờ biển (Bascom 1951. Hiệp hội Địa vật lý Hoa Kỳ).

Sự biến thiên của bùn cát dọc theo bờ biển có thể do tính đa dạng của các quá trình không đồng nhất. Bãi biển có dạng đỉnh nhọn với các cạnh của đỉnh nhọn đối mặt với sóng, nhìn chung thường tạo điều kiện cho quá trình tập hợp các vật liệu thô tại phần mồm của đỉnh nhọn. Sự biến thiên của năng lượng sóng tác động lên bãi biển có thể có ý nghĩa quan trọng đối với sự biến thiên của kích thước của bùn cát và độ dốc mặt bãi. Hình (4-7) biểu diễn sự giảm dần của kích thước đường kính hạt cát khi mức độ trực diện với sóng giảm dần và độ dốc mặt bãi giảm dần khi đường kính hạt cát giảm.



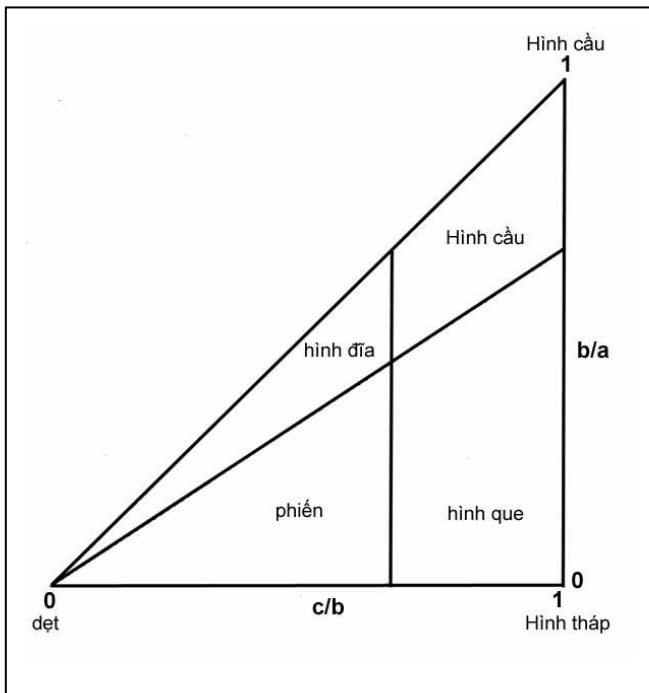
Hình 4-7 Tương quan giữa đường kính hạt và độ dốc bãi biển (from Wiegels 1965).

Sự biến đổi mang tính tạm thời xảy ra theo nhiều bước thời gian khác nhau, từ một vài ngày đến 1 mùa hay 1 vài năm. Sự biến đổi hàng năm có thể nhận thấy rất rõ, khi vào thời kỳ mùa hè, bề mặt bãi biển được bao phủ bởi cát, nhưng khi sóng mạnh lên vào mùa đông, cát bị cuốn trôi trên bề mặt bãi biển để lộ ra bên dưới một bờ biển cuội sỏi. Cát sau khi bị cuốn trôi khỏi bờ biển sẽ nằm lại trên các dải cát ngầm ngoài khơi và được đưa trở lại phần thềm trước của bãi nhờ tác dụng của các sóng nhẹ hơn xuất hiện vào mùa hè tiếp sau đó, và một lần nữa, nó lại che phủ lên trên mặt bãi cuội sỏi.

HÌNH DẠNG

Hình dạng của hạt cát có ảnh hưởng nhất định tới đặc tính của nó trong môi trường biển. Hạt cát dẹt hoặc hình đĩa chắc chắn sẽ có tốc độ chịu lắng trong nước khác với một hạt cát hình cầu. Đồng thời hình dạng của một hạt cát cũng phản ánh độ tuổi của nó. Những hạt cát có bề mặt trơn nhẵn thường trải qua các tác động mãnh liệt của sóng trong một thời gian tương đối dài so với những hạt cát có bề mặt sắc cạnh.

Một số đo đạc đã được đề xuất để mô tả hình dạng của hạt bùn cát. Phương pháp phổ biến nhất là phân loại của Zingg (1935) dựa trên các quan trắc của độ dài ba trục chính của một hạt cát (được ký hiệu là a, b và c) với kích thước giảm dần. Nếu độ dài của tất cả ba trục này là như nhau, thì hạt cát sẽ có hình cầu. Nếu chúng có hình dạng khác thì sẽ phụ thuộc vào tỷ số của b/a và c/a được trình bày ở hình 4.8.



Hình 4-8 Phân loại hình dạng theo phương pháp Zingg

Một hình thức phân loại khác là sử dụng hệ số hình dạng C_0 của Corey (Corey 1949), trong đó hệ số C_0 được định nghĩa là tỷ số của $C_0 = c/ab$. Hệ số hình dạng Corey đạt giá trị lớn nhất khi hạt cát là đồng nhất, tương ứng với hạt cát hình cầu, và nhỏ nhất bằng 0, tương ứng với hạt cát có hình đĩa. Một hạt cát tiêu chuẩn thường có giá trị $C_0 = 0,7$

Tuy vậy, ở thời điểm này, các tiêu chuẩn hình dạng của bùn cát ít được sử dụng trong tính toán kỹ thuật bờ biển, đối với những dự đoán chưa chắc chắn của lượng bùn cát vận chuyển thì việc không sử dụng các hệ số phức tạp trong lý thuyết vận chuyển bùn cát bao nhiêu càng tốt bấy nhiêu.

ĐỘ RỠNG

Hình dạng của hạt cát có ảnh hưởng tới độ chặt của cát trên bãi biển. Giữa mỗi hạt cát với cát hạt xung quanh nó là các khoảng trống cho phép nước thấm qua.

Độ rỗng (p) được định nghĩa là thể tích của khoảng trống có trong một đơn vị thể tích của mẫu cát. Đối với cát, độ rỗng thường có giá trị bằng từ 0,3 đến 0,4. Nó có thể biến đổi dọc theo bờ biển do có sự thay đổi của đường kính hạt cát cũng như mức độ tuyển chọn của các bùn cát. Bùn cát mới được bồi tích, lắng đọng thường có độ rỗng cao, nhưng nó sẽ giảm dần dưới tác dụng của sóng và dòng chảy, và các hạt bùn cát sẽ được sắp xếp lại tới trạng thái ổn định hơn. Điển hình là phần bên trên của bãi trước thường rất xốp, và phần giới hạn của vùng sóng dòn là vùng có độ rỗng cao. Vùng này cho phép nước do sóng dòn lên mặt bãi nhanh chóng thấm xuống dưới và theo dòng hồi quy chảy ngầm bên dưới bãi cát ra phía biển. Vì khối lượng nước do sóng dòn lên mặt bãi bị thấm mất nên khi sóng quay trở lại sẽ giảm khả năng mang bùn cát ra ngoài khơi, điều này tạo nên cơ chế chắn giữ cát trên bề mặt bãi biển.

Để xác định trọng lượng thực của một thể tích bùn cát xác định, thì phải biết được độ rỗng của thể tích. Ví dụ, trọng lượng thực của một khối cát có thể tích V có tỷ trọng riêng là ρ_s được xác định như sau:

$$W = \rho_s \cdot g \cdot (1 - p) \cdot V$$

ĐỘ THÔ THỦY LỰC CỦA BÙN CÁT

Một trong những đặc tính thủy lực quan trọng của hạt cát là độ thô thủy lực (*ký hiệu là ω*), nó biểu thị tốc độ chìm đều trong nước tĩnh mà hạt bùn cát có thể đạt tới dưới tác dụng của trọng lực (hay nói cách khác, đây chính là tốc độ chìm tới hạn). Theo định nghĩa trong *động lực học* thì độ thô thủy lực là *tốc độ chìm đều của hạt bùn cát trong nước tĩnh*, điều này không có mâu thuẫn gì so với khái niệm độ thô thủy lực được giới thiệu ở trên. Kích thước tới hạn của hạt bùn cát lơ lửng có trong cột nước, tại một độ sâu cho trước phụ thuộc vào tốc độ chìm đều của hạt bùn cát, đối với hạt bùn cát lớn thì tốc độ chìm nhanh và tất nhiên là không phù hợp với trạng thái lơ lửng trong cột nước khi so sánh với các hạt mịn hơn.

Độ thô thủy lực của hạt cát có thể được tính toán theo lý thuyết trong môi trường nước tĩnh thông qua tính toán cân bằng lực tác dụng lên một hạt bùn cát riêng lẻ rơi tự do, trong đó các lực có liên quan tới trọng lượng của hạt cát là W , lực đẩy nổi của nước F_B , và lực kéo F_D . Viết phương trình cân bằng lực cho hạt cát hình cầu (coi lực dương có hướng từ trên mặt nước xuống dưới đáy)

$$W - F_B - F_D = \rho_s g \left(\frac{\pi d^3}{6} \right) - \rho g \left(\frac{\pi d^3}{6} \right) - \rho C_D \left(\frac{\pi d^2}{8} \right) \omega^2 = 0 \quad (4.14)$$

trong ρ_s và ρ là trọng lượng riêng của cát và TLR của nước, $(\pi d^3/6)$ là thể tích của hạt cát (giả thiết hạt cát có hình cầu), C_D là hệ số cản của hạt cát ở trạng thái chìm, nó là một hàm của số Reynolds, và là tham số không thứ nguyên, được định nghĩa bằng $Re = \omega d/\nu$. Hệ số nhớt động học của nước ν có tương quan với hệ số nhớt động lực μ và trọng lượng riêng của nước, và nó được biểu diễn qua biểu thức, $\nu = \mu/\rho$. Hầu hết sách tham khảo và các giáo trình về cơ học chất lỏng đều mô tả tương quan giữa hệ số nhớt động học với nhiệt độ nước và lập thành các bảng tra hay đồ thị. Thông thường, $\nu = 1.0 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ đối với nước ngọt ở nhiệt độ 20°C . Do $\rho = 1000 \text{ kg/m}^3$ đối với nước ngọt và bằng 1035 kg/m^3 đối với nước mặn, $\mu \approx 1.0 \times 10^{-3} \text{ N s/m}^2$.

Giải phương trình cân bằng lực theo công thức (4.14), sẽ thu được biểu thức xác định độ thô thủy lực của bùn cát như sau:

$$\omega = \sqrt{\frac{4(\rho_s - \rho)gd}{3\rho C_D}} \quad (4.15)$$

Hệ số cản đối với hạt cát hình cầu đã được tính toán phân tích trong điều kiện có số Reynolds nhỏ. Khi số Reynolds nhỏ hơn 1, Stokes (1851) đã chứng minh được rằng $C_D = 24/Re$. Thế biểu thức của Stokes vào công thức (4.15), thu được

$$\omega = \frac{(\rho_s - \rho)gd^2}{18\mu} \quad (4.16)$$

Công thức này còn được gọi là công thức Stock. Từ tương quan trên, được áp dụng cho các hạt cát chìm lắng chậm dần, có thể thấy rằng độ thô thủy lực tăng dần khi kích thước và trọng lượng riêng của hạt bùn cát tăng dần. Khi nhiệt độ nước tăng, sẽ dẫn tới hệ số nhớt động học tăng, và do đó mà tốc độ chìm của hạt bùn cát sẽ lớn hơn khi nhiệt độ nước ấm hơn.

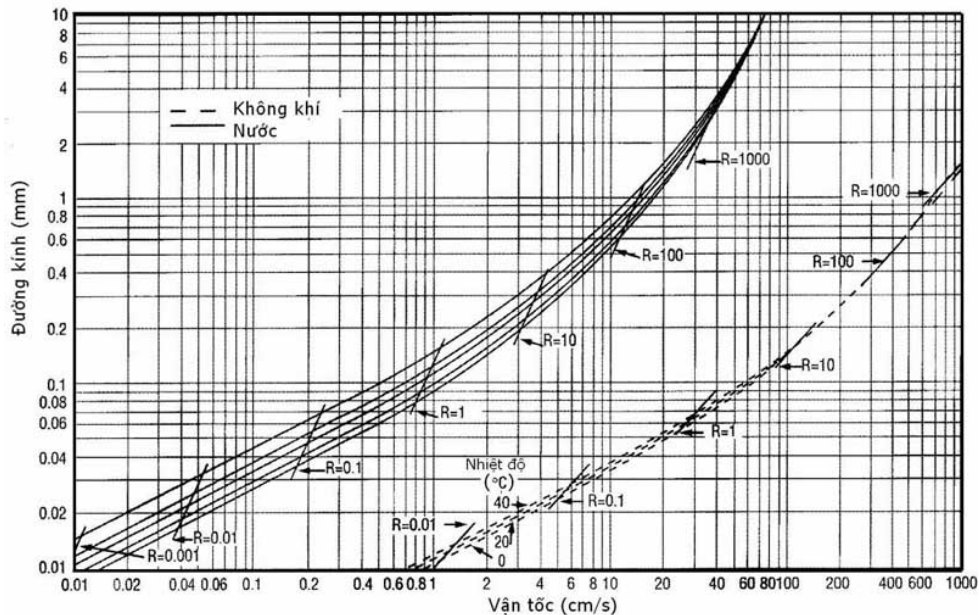
Theo sửa đổi của Oseen, đối với số Reynolds lớn hơn 1 nhưng nhỏ hơn 100, thì hệ số cản sẽ bao gồm ảnh hưởng của lực quán tính, như sau

$$C_D = \frac{24}{Re} \left(1 + \frac{2Re}{16} \right)$$

Trường hợp số Reynolds lớn hơn 100, Olson (1961) đưa ra biểu thức xác định hệ số cản có dạng như sau

$$C_D = \frac{24}{Re} \left(1 + \frac{3Re}{16} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (4.17)$$

Theo lý thuyết trên, trong điều kiện hạn chế đối với số Reynolds có giá trị nhỏ, hàng loạt các biểu đồ biểu diễn độ thô thủy lực biến thiên theo kích thước hạt được xây dựng theo các lý thuyết cũng như các kết quả nghiên cứu thực nghiệm khác nhau. Dưới đây chỉ trình bày các kết quả nghiên cứu thực nghiệm của Rouse (1937) ở hình (4-9), trong đó độ thô thủy lực của hạt cát hình cầu trong nước và không khí được biểu diễn dưới dạng hàm của kích thước hạt và nhiệt độ.



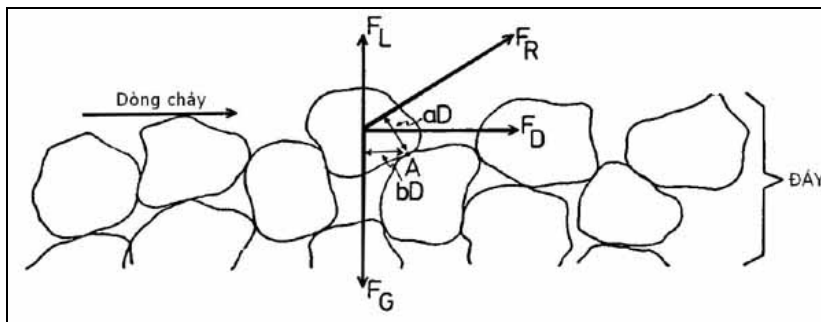
Hình 4-9 Độ thô thủy lực của hạt cát hình cầu dưới dạng hàm của đường kính hạt và nhiệt độ nước (Rouse 1937).

Tại vùng sóng vỡ, khi không còn ở trạng thái nước tĩnh nữa và có mức độ xáo trộn và hỗn loạn cao, vận tốc và gia tốc dòng chảy do sóng tạo ra và dòng chảy trung

bình. Thêm vào đó, hàng triệu hạt cát bị đẩy nổi lơ lửng dưới tác dụng của sóng. Do vậy, từ kết quả trên, áp dụng cho hạt cát đơn lẻ trong nước tĩnh, như một hướng dẫn, trong điều kiện tự nhiên, tốc độ chìm đều sẽ bị chi phối thêm bởi các ảnh hưởng khác của chuyển động chất lỏng, nồng độ bùn cát và đặc tính của hạt bùn cát cũng như hình dạng của chúng.

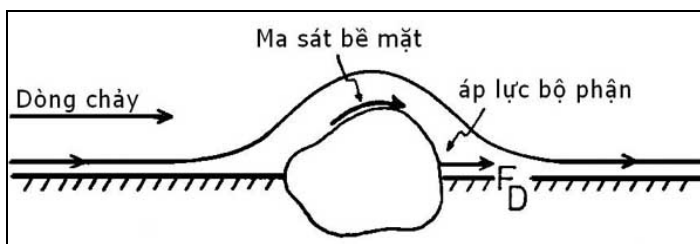
4.3 TỐC ĐỘ KHỞI ĐỘNG / ỨNG SUẤT TIẾP TỚI HẠN

Trước khi có hiện tượng vận chuyển bùn cát đáy thì trước tiên hạt bùn cát ở đáy phải bị dịch chuyển ra khỏi vị trí ban đầu. Bùn cát ở đáy, chỉ có thể bị dịch chuyển nếu lực đẩy do chuyển động của nước đủ mạnh để nâng hoặc cuốn các hạt bùn cát ra khỏi đáy. Quan điểm này về chuyển động ban đầu được mô tả thông qua vận tốc tới hạn hay ứng suất tiếp tới hạn. Chuyển động ban đầu của hạt cát sẽ phụ thuộc vào các lực tác dụng lên từng hạt cát riêng biệt (hình 4-10)



Hình 4-10 Các lực tác dụng lên hạt cát ở đáy

Các lực tác lên một hạt cát có thể được chia thành các lực sau: các lực tác dụng làm hạt cát chuyển động bao gồm lực kéo (F_D), lực nâng (F_L) và lực gây cản trở sự chuyển động của hạt cát là trọng lực (F_G).



Hình 4-11 Lực kéo, F_D .

Lực kéo (F_D) được hình thành do sự chênh lệch áp lực giữa các bộ phận khác nhau của hạt cát và lực ma sát nhớt trên bề mặt của hạt bùn cát và nó luôn có hướng tác dụng trùng với hướng chảy

$$F_D = c_D \left(\frac{\rho V^2}{2} \right) \left(\frac{\pi D^2}{4} \right) \quad (4.18)$$

Trong đó:

F_D : lực kéo

V : Vận tốc dòng chảy

C_D : hệ số kéo

D : đường kính trung bình của hạt

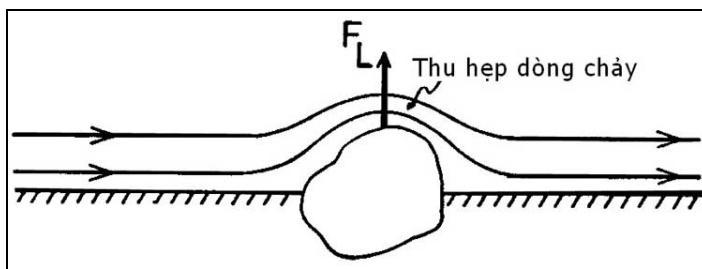
ρ : Trọng lượng riêng của nước

cát (đường kính đẵng dung)

Lực nâng (F_L) luôn tác dụng theo phương vuông góc với lực kéo. Lực nâng xuất hiện khi mặt trên của hạt cát chịu áp lực nhỏ hơn so với vùng lân cận. Vùng áp lực nhỏ này xuất hiện khi bó dòng chảy ở mặt trên của hạt cát bị thu hẹp lại dọc theo hạt bùn cát, theo định luật Benulli, khi vận tốc tăng thì áp lực giảm. Lực nâng được tính như sau:

$$F_L = C_L \left(\frac{\rho V^2}{2} \right) \left(\frac{\pi D^2}{4} \right) \quad (4.19)$$

Trong đó F_L : lực nâng; C_L : hệ số nâng



Hình 4-12 Lực nâng, F_L

Tổng hợp hai lực nâng và lực kéo tạo thành lực tổng hợp (F_R) (hình 4-10):

$$F_R = \sqrt{F_D^2 + F_L^2} \quad (4.20)$$

Trọng lực hữu hiệu (có kể cả lực đẩy nổi Acsimet), F_G , sinh ra do tác dụng của trọng lực tác dụng lên phần trọng lượng của hạt bùn cát bị chìm trong nước có hướng từ trên mặt xuống dưới đáy sông. Đối với hạt cát hình cầu thì trọng lực hữu hiệu F_G được xác định như sau:

$$F_G = (\rho_s - \rho) g \left(\frac{\pi D^3}{6} \right) \quad (4.21)$$

trong đó ρ_s : là trọng lượng riêng của bùn cát

Hạt bùn cát sẽ chuyển động nếu mô men lực đẩy tại điểm tiếp xúc giữa hạt bùn cát với đáy sông (điểm A trong hình 4-10) có dấu dương (trong hình 4-10 là có hướng sang phải). Giả thiết độ dài cánh tay đòn của lực tại điểm A là bằng hàm của đường kính hạt (D), có thể thấy lực mô men đối với hạt cát ở trạng thái không ổn định sẽ là

$$F_R \times aD - F_G \times bD > 0 \quad (4.22)$$

Tại điểm tới hạn của mô men, ta có

$$F_R \times aD = F_G \times bD \quad (4.23)$$

Biến đổi công thức (4.32) thành :

$$\frac{V^2}{\Delta gD} = \frac{4b}{3ac} \quad (4.24)$$

trong đó c : là hệ số cản tổng cộng [= $\sqrt{c_D^2 + c_L^2}$]

Δ : trọng lượng riêng tương đối [= $(\rho_s - \rho)/\rho$]

Lực tổng hợp F_R cũng có thể được viết dưới dạng hàm (theo phương ngang) của ứng suất tiếp tại đáy, (τ)

$$F_R = c' \tau (\pi/4) D^2 \quad (4.25)$$

trong đó

$$\tau : \text{ ứng suất tiếp} = \rho g V^2 / C^2 \quad (4.26)$$

$$c' : \text{ hệ số hằng số} [= (C^2 c)/(2g)]$$

V : vận tốc trung bình trên toàn bộ chiều sâu của dòng chảy

C : Hệ số Chezy (Sêdi)

Thế vào các phương trình trên, thu được :

$$\frac{\tau}{(\rho_s - \rho) gD} = \frac{2b}{3c'a} \quad (4.27)$$

Vế phải của cả hai công thức (4.24) và (4.27) biểu diễn giá trị tới hạn mà hạt bùn cát không chuyển động. Nó đã được Shields [1936] trình bày dưới dạng hàm của số Reynold, như hình (4.13)

$$\frac{\tau}{(\rho_s - \rho) gD} = f(\text{Re}) \quad (4.28)$$

Trong đó

$$\text{Re:} \quad \text{Số Reynold} = \frac{V^* D}{\nu}$$

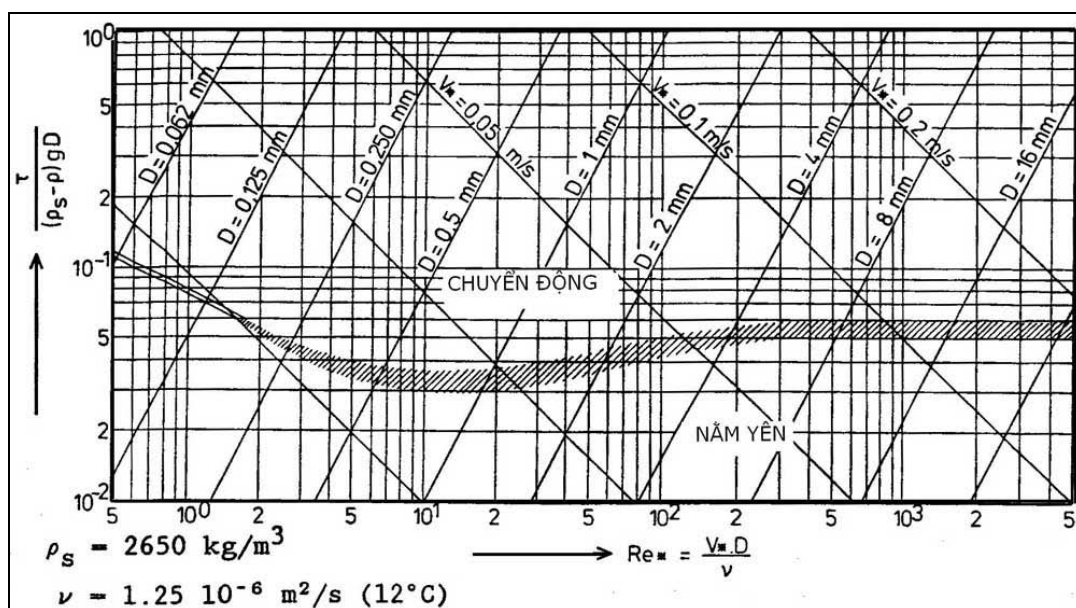
$$\tau: \quad \text{ ứng suất tiếp tới hạn} = \tau_{\text{crit}}$$

$$\nu: \quad \text{ Hệ số nhớt động học} \quad \nu = \sqrt{\tau_{\text{crit}} / \rho} = V^* \sqrt{g} / C$$

V : Vận tốc dòng chảy trung bình

Từ công thức 4.28, có thể thấy rằng ứng suất tiếp tới hạn có thể xác định được qua quá trình lặp (vì ứng suất tiếp có ở cả hai vế của công thức). Trong hình (4-13), các đường gạch chéo biểu thị giới hạn của trạng thái chuyển động của hạt bùn cát theo như công thức (4.28). Từ hình trên có thể dễ dàng tìm được giá trị giới hạn tương

ứng với các kích thước trung bình của hạt và trạng thái chảy (một số phần trên đồ thị cho thấy rang rớt không rõ rệt giữa trạng thái chuyển động hay đứng yên).



Hình 4-13 Đường cong Shields biểu thị trạng thái đứng yên hay chuyển động của hạt cát

Trong đó trạng thái chuyển động hay không chuyển động của hạt cát phụ thuộc vào các tham số của vận tốc, V , (hoặc ứng suất biến dạng, τ) và đường kính hạt D . Ba tham số này được xét tới trong hầu như tất cả các lý thuyết có liên quan tới sự vận chuyển bùn cát.

Ví dụ: Cho biết các thông số sau

$$h = 3 \text{ m}; \quad r = 0.06 \text{ m (độ nhám ở đáy)}$$

$$C = 18 \log(12h/r) = 50 \text{ m}^{1/2}/\text{s} \quad D_{50} = 200 \mu\text{m}$$

Từ biểu đồ của Shields tra được hệ số Shields = 0.050

Với $D_{50} = 500 \mu\text{m}$ và các thông số khác giữ nguyên

tra được hệ số Shields = 0.034

Lưu ý: Trong ví dụ ở trên, độ nhám ở đáy được giả thiết bằng 0.06m. Giá trị này phụ thuộc vào trạng thái của hạt bùn cát ở đáy. Trong trường hợp đáy bằng phẳng có

cấu tạo là cát, độ nhám đáy có liên quan tới đường kính hạt; trong trường hợp đáy có sóng cát (như ví dụ ở trên) thì độ nhám của đáy sẽ phụ thuộc vào kích thước của các sóng cát ở đáy

Khi ứng suất tiếp tới hạn (hay vận tốc giới hạn) bị vượt qua thì hạt bùn cát sẽ chuyển động, lăn, trượt, và tham gia vào quá trình lơ lửng trong dòng chảy và quá trình vận chuyển của bùn cát.

4.4 TỔNG QUAN VỀ VẬN CHUYỂN Bùn CÁT VEN BỜ

Vận chuyển bùn cát ở vùng ven bờ thường được phân thành hai hình thức vận chuyển bùn cát riêng biệt, đó là vận chuyển bùn cát theo phương *song song* với đường bờ hay còn gọi là *vận chuyển bùn cát dọc bờ*; và vận chuyển bùn cát *theo phương vuông góc* với đường bờ, hay còn gọi là *vận chuyển bùn cát ngang bờ*. Nhìn chung, vận chuyển bùn cát dọc bờ và cụ thể là gradient của vận chuyển bùn cát dọc bờ là nguyên nhân chính gây nên sự diễn biến của đường bờ *trong thời đoạn dài*; nhưng ngược lại, vận chuyển bùn cát theo phương ngang trên mặt cắt ngang bãi biển thường gây nên những diễn biến bờ biển trong *thời đoạn ngắn*. Nếu những diễn biến theo phương ngang diễn ra lặp lại trong nhiều năm thì nó cũng có thể là nguyên nhân gây nên hiện tượng bồi xói bờ biển trong thời đoạn dài, tuy nhiên, cũng rất khó có thể nhận thấy được điều này vì bản thân các quá trình vận chuyển bùn cát trong tự nhiên rất đa dạng và bản chất tự nhiên của chúng cũng khác nhau.

Vận chuyển bùn cát dọc bờ thường xuất hiện trong một vùng tương đối hẹp dọc theo bờ biển và có hướng, độ lớn vận chuyển bùn cát chủ yếu được xác định từ độ cao, chu kỳ và hướng sóng (ở đây không xét tới ảnh hưởng của dòng triều). Sự hiện diện của dòng vận chuyển bùn cát dọc bờ có thể nhận thấy rất dễ khi quan sát sự phát triển của đường bờ cũng như địa hình ở gần các cửa sông, các mũi đất nhô ra biển, các đập mỏ hàn, các đê chắn sóng ngoài cảng, vv. Các ảnh hưởng của vận chuyển bùn cát theo phương ngang trên bãi biển trong thời đoạn ngắn cũng có thể nhận thấy một cách dễ dàng từ sự thay đổi độ lớn và vị trí của các dải cát ngầm tạo thành khi sóng vỡ, xói lở các đụn cát do nước dâng do bão, vv. Thông thường, ảnh hưởng do sự biến đổi mang tính mùa của trường sóng đối với bờ biển và địa hình đáy biển đều được xem như là các ảnh hưởng mang tính *ngắn hạn*.

Thông thường lượng bùn cát tịnh vận chuyển dọc bờ sẽ lớn hơn rất nhiều so với lượng bùn cát tịnh vận chuyển theo phương ngang trên một mét bề ngang của bờ biển. Tuy vậy, lượng bùn cát tổng cộng vận chuyển theo phương ngang lại lớn hơn rất nhiều so với phương dọc bờ. Về nguyên tắc, mỗi lần sóng lên, bùn cát bị vận chuyển từ ngoài biển vào trong bờ và mỗi khi sóng rút, bùn cát lại bị vận chuyển theo hướng ngược lại. Trong chuyển động này, dòng chảy dọc bờ làm dịch chuyển bùn cát dọc theo bờ biển.

Do vậy lượng vận chuyển bùn cát tổng cộng theo phương ngang có thể bằng với lượng vận chuyển bùn cát tổng cộng theo phương dọc. Do không thể trực tiếp đo đạc được vận chuyển bùn cát dọc bờ trong điều kiện tự nhiên và lượng vận chuyển bùn cát tịnh có thể có trong thời đoạn dài. Nếu như diễn biến trong thời đoạn dài của đường bờ biển không thể giải thích được bằng gradient của lượng vận chuyển bùn cát dọc bờ thì có thể đi đến một kết luận là, còn có thành phần vận chuyển bùn cát tịnh theo phương ngang có mặt tại khu vực nghiên cứu, tuy rằng rất khó có thể đưa ra được những bằng chứng thuyết phục.

4.5 VẬN CHUYỂN BÙN CÁT DỌC BỜ GIỚI THIỆU CHUNG

Sóng kết hợp với dòng chảy ở vùng gần bờ là các nhân tố động lực có tác dụng vận chuyển bùn cát ở ven bờ. Trong một số trường hợp, vận chuyển bùn cát ở ven bờ chỉ mang tính cục bộ, khi bùn cát được xấp xếp lại trên bãi biển, tạo thành các doi cát, cồn ngầm trên bãi trước. Trong trường hợp khác, xuất hiện sự vận chuyển bùn cát dọc bờ, tại mỗi thời điểm có hàng trăm hàng mét khối bùn cát được vận chuyển dọc bờ biển. Sự dịch chuyển bùn cát dọc bờ này được gọi với chỉ thuật ngữ “*vận chuyển bùn cát vùng ven biển*” hoặc là *vận chuyển bùn cát dọc bờ*. Còn lượng bùn cát thực tế vận chuyển dọc bờ được gọi là lượng “*bồi tích ven biển*”.

Vận chuyển bùn cát dọc bờ tại một bãi biển có thể thấy rất rõ khi dòng vận chuyển bùn cát tự nhiên bị cản trở bởi các công trình xây dựng ở ven bờ, như đập chắn sóng, đập phá sóng và mỏ hàn. Các công trình này có đóng vai trò như một con đập, có tác dụng chặn bùn cát, ngăn không cho chúng dịch chuyển theo hướng dọc bờ, gây nên hiện tượng bồi tụ bùn cát ở phía thượng lưu của công trình và xói lở bùn cát một cách tương ứng ở phần hạ lưu của công trình. Việc xây dựng các công trình ở ven bờ, do vậy, có thể gây ra những hậu quả rất nghiêm trọng, không mong muốn, do bờ biển, nhà cửa, cơ sở hạ tầng ở bờ biển bị xói lở, trong một số trường hợp có thể làm mất đi cả một khu vực dân cư, làng xóm ven biển. Để có thể ứng phó với những ảnh hưởng bất lợi trên, cũng như chống bồi lấp tại cửa vào của các cảng biển, cần phải dự báo được lượng bùn cát vận chuyển dọc bờ trong các điều kiện khác nhau của sóng và dòng chảy ở gần bờ, cũng như đánh giá được sự chi phối điều kiện biên tới sự vận chuyển bùn cát như kích thước của bùn cát, địa hình đường bờ và hình thái bờ biển.

Chính vì vậy, đã có hàng loạt nghiên cứu cơ bản liên quan tới lĩnh vực vận chuyển bùn cát từ những năm 50-60 của thế kỷ trước. Các nghiên cứu trên chủ yếu được tiến hành trong điều kiện bãi biển tự nhiên hoặc trong các phòng thí nghiệm. Tuy, các nghiên cứu này đã đạt được những kết quả rất đáng kể trong trường hợp tính toán tổng lượng vận chuyển bùn cát ven biển bằng các công thức đơn giản và chủ yếu mới đề cập tới các

quá trình vận chuyển của bùn cát ven bờ. Các nghiên cứu này chủ yếu khảo sát mối tương quan giữa vận chuyển bùn cát lơ lửng và với bùn cát đáy; phân bố vận chuyển bùn cát dọc bờ trên chiều rộng của vùng sóng vỡ.

Dưới tác dụng của sóng và dòng chảy, bùn cát ở ven bờ bị dịch chuyển theo một số hình thức sau: *vận chuyển dưới hình thức di đáy*, là hình thức dịch chuyển của bùn cát dưới dạng lăn hoặc trượt tạo thành một lớp bùn cát ở sát đáy; *vận chuyển dưới dạng lơ lửng*, bùn cát nổi lơ lửng trong nước và bị dòng chảy dọc bờ cuốn đi; và cuối cùng là *hình thức rửa trôi*, trong đó bùn cát được dịch chuyển trên mặt bãi dưới tác dụng của sóng vỗ bờ. Thông thường, rất khó phân biệt được rõ ràng dạng vận chuyển bùn cát nào chiếm ưu thế trong 3 dạng vận chuyển bùn cát kể trên, với các điều kiện sóng, loại bùn cát và vị trí của mặt cắt ngang khác nhau.

Vận chuyển bùn cát có xảy ra theo 2 chiều ngược nhau dọc bờ biển, tùy thuộc vào hướng sóng tác dụng với đường bờ. Theo quy ước, khi một người đứng hướng mặt ra phía biển, thì vận chuyển bùn cát từ trái sang phải được quy ước là vận chuyển bùn cát mang dấu dương, và ngược lại. Vận chuyển bùn cát dọc bờ diễn hình tại một điểm sẽ bao gồm vận chuyển bùn cát dọc bờ theo hướng dương trong 1 mùa, còn thời gian còn lại trong năm sẽ là các dịch chuyển bùn cát theo hướng âm.

Lượng bồi tích *tịnh (net)* là hiệu số giữa lượng bồi tích bồi tích hướng dương và lượng bồi tích theo hướng âm. Do vậy mà nó có thể có giá trị dương, giá trị âm hoặc bằng 0. Lượng bồi tích *tổng cộng (gross)* là lượng bồi tích tổng cộng theo cả 2 hướng, không xét tới hướng của dòng bồi tích.

Hai tham số trên đều rất quan trọng khi phân tích diễn biến bờ biển. Ví dụ, khi phân tích diễn biến hình thái đối với một lạch triều hay luồng tàu vào cảng không có đê chắn sóng, người ta thường quan tâm tới *lượng bồi tích “tổng cộng”*, vì nó đại diện cho lượng bùn cát cần nạo vét tại cửa hay luồng tàu. *Lượng bồi tích “tịnh”* tại vùng này, trong thực tế, có thể bằng không, khi lượng bồi tích vận chuyển theo 2 hướng dương và âm cân bằng nhau, nhưng tổng lượng bồi tích cần nạo vét ở cửa vào của lạch triều hay luồng tàu có thể là rất lớn khi lượng “bồi tích tổng cộng” có giá trị lớn.

Cho tới nay, các thiết bị đo đạc lượng bùn cát vận chuyển ven bờ vẫn còn nhiều hạn chế và chưa đạt tới mức độ hoàn hảo như mong muốn. Do vậy vận chuyển bùn cát tổng cộng thường được ước lượng thông qua lượng bùn cát lắng đọng ở thượng lưu đê chắn sóng hay tại các đập chắn sóng ngoài khơi hoặc từ các lượng bồi tích tại các lạch triều và cửa vào của các cảng, hoặc từ tốc độ xói lở đường bờ tại đoạn bờ biển nghiên cứu. Việc ước tính không trực tiếp lượng bùn cát vận chuyển dọc bờ ít nhiều cho ta biết được bức tranh vận chuyển bùn cát ở ven bờ, với mức độ chính xác tương đối. Tuy nhiên, cần hết sức thận trọng khi đánh giá lượng vận chuyển bùn cát dọc bờ căn cứ vào các tính toán trên vì thực tế lượng bùn cát lắng đọng ở thượng lưu các công

trình phụ thuộc rất nhiều vào khả năng chắn giữ bùn cát của bản thân công trình, chứ nó không phản ánh lượng bùn cát thực tế vận chuyển dọc bờ. Hơn nữa quá trình bồi tích này lại có tương quan rất chặt chẽ với các điều kiện sóng cục bộ trong khu vực nghiên cứu. Khi muốn đánh giá sự vận chuyển bùn cát thực tế trong thời đoạn dài thì rất cần các số liệu sóng này, mà trong thực tế, các số liệu này thường lại chỉ có rất ít.

Các số liệu về lượng bùn cát nạo vét tại lạch triều hay luồng tàu vào cảng, cũng có thể phản ánh không chính xác lượng vận chuyển bùn cát thực tế. Ví dụ như lượng bùn cát dọc bờ ước tính từ lượng bùn cát nạo vét sẽ là thiên nhỏ so với lượng bùn cát thực tế khi chỉ có một phần bùn cát vận chuyển dọc bờ bị giữ lại ở các lạch triều hay luồng tàu, phần còn lại có thể vẫn được vận chuyển qua các lạch triều hay luồng tàu dưới tác dụng của hiện tượng *by-passing* (*hiện tượng chuyển cát qua cửa biển, lạch triều*). Hoặc lượng bùn cát ước tính lại là thiên lớn so với lượng bùn cát thực tế khi lượng bồi tích ở các lạch triều hay luồng tàu là lượng bồi tích tổng cộng của các vận chuyển bùn cát theo cả hai hướng dương và âm. Hơn nữa, khi hướng vận chuyển bùn cát biến đổi theo mùa có thể dẫn tới lượng vận chuyển tịnh có giá trị rất nhỏ, có thể là do sự chênh lệch giữa hai lượng vận chuyển bùn cát khá lớn từ hai hướng khác nhau, cũng dẫn tới kết quả ước tính có sai số lớn so với thực tế.

Chính vì vậy, các ước tính về lượng vận chuyển bùn cát dọc bờ cần phải căn cứ trên các nghiên cứu phân tích về diễn biến đường bờ cũng như chế độ sóng và dòng chảy ở vùng tính toán trong thời đoạn đủ dài. Các ước tính cũng cần đồng nhất với xu thế diễn biến chung của đường bờ ở vùng nghiên cứu.

TÍNH TOÁN VẬN CHUYỂN BÙN CÁT DỌC BỜ **CÔNG THỨC CERC (1966)**

Một trong những công thức cổ điển nhất và cũng là công thức tính toán vận chuyển bùn cát dọc bờ được sử dụng phổ biến nhất trên thế giới là công thức CERC được giới thiệu trong Sổ Tay Hướng dẫn Bảo vệ Bờ biển của Mỹ (1966, 1974 và 1984).

Munch-Peterson, một kỹ sư Đan Mạch, là người đầu tiên khảo sát sự tương quan giữa lượng bùn cát vận chuyển ven bờ với năng lượng sóng ở vùng nước sâu, từ những nghiên cứu liên quan tới cảng biển ở Đan Mạch (Munch-Peterson 1938). Sau này, từ những nghiên cứu của Peterson, Watts (1953) và Caldwell (1956) đã tiến hành những đo đạc sớm nhất về lượng bùn cát vận chuyển dọc bờ, mối liên hệ giữa suất chuyển bùn cát dọc bờ và năng lượng sóng. Savage (1962) từ những số liệu đo đạc trên kết hợp với những số liệu đo đạc trong phòng thí nghiệm đã xây dựng nên công thức tính toán vận chuyển bùn cát dọc bờ. Công thức này sau đó đã được Hiệp hội Kỹ thuật của Quân đội Mỹ (U.S. Army Corps of Engineers) giới thiệu trong cuốn Sổ tay Thiết kế Bờ biển năm 1966, và từ đó được biết đến với tên là công thức “CERC”. Sau này

Inman và Bagnold (1963), Komar và Inman (1970), dựa trên các số liệu đo đạc thực địa, đã tiếp tục có những cải tiến công thức CERC ban đầu và công thức CERC cải tiến tiếp tục được sử dụng trong Cuốn Sổ tay Bảo vệ Bờ biển (*Shore Protection Manual*) xuất bản năm 1977 và 1984.

Công thức CERC được phát triển trên cơ sở xem năng lượng sóng là động lực chính làm vận chuyển bùn cát dọc bờ, từ đó xem xét tương quan giữa lượng bùn cát được vận chuyển ở bờ biển và năng lượng sóng giải phóng trong quá trình sóng vỡ. Trong công thức chỉ xem xét vai trò của sóng đối với vận chuyển bùn cát mà không xét tới ảnh hưởng của dòng triều, độ dốc bãi biển, tính chất của bùn cát trên bãi biển.

Dạng công thức cổ điển nhất của công thức CERC, chính là công thức của Munch-Peterson, biểu diễn lượng bùn cát vận chuyển dọc bờ có tương quan với thông lượng sóng thành phần theo phương dọc bờ (P_L), trong đó chỉ số “L” chỉ thành phần theo phương dọc bờ của thông lượng sóng đơn vị $P = EC_n = EC_g$ (công thức 2.11)

$$P_L = (ECg)_b \sin\alpha_b \cos\alpha_b \quad (4.1a)$$

Biểu thức $(ECg)_b$ còn được gọi là thông lượng sóng tại điểm sóng vỡ - hay năng lượng mạch động của sóng tại điểm sóng vỡ; E_b là năng lượng sóng tại điểm sóng vỡ và α_b là góc sóng vỡ so với đường bờ,

$$E_b = \frac{1}{8} \rho g H_b^2 \quad (4.1b)$$

C_{gb} là vận tốc nhóm sóng tại điểm sóng vỡ, được tính theo công thức sau:

$$C_{gb} = \sqrt{gd_b} = \left(g \frac{H_b}{\gamma_b} \right)^{1/2} \quad (4.1c)$$

γ_b là giới hạn sóng vỡ ($\gamma_b = H_b/h_b$), thường lấy bằng 0,78 đối với bãi biển phẳng

Trọng lượng ước của bùn cát vận chuyển theo phương dọc bờ (I_L) có cùng thứ nguyên với thông lượng sóng thành phần theo phương dọc bờ (P_L) là N/giây hoặc lbf/giây, và tương quan tuyến tính giữa hai đại lượng có cùng thứ nguyên này được biểu diễn bằng hệ số kinh nghiệm không thứ nguyên (A)

$$I_L = A \times P_L \quad (4.1d)$$

Lượng bùn cát vận chuyển dọc bờ (Q_L) thường được biểu diễn dưới dạng thể tích bùn cát vận chuyển qua mặt cắt ngang bãi biển trong 1 đơn vị thời gian và có đơn vị là m^3 /ngày; hoặc m^3 /năm; một dạng biểu diễn khác của Q_L chính là I_L - Trọng lượng ước của bùn cát vận chuyển theo phương dọc bờ

$$I_L = (\rho_s - \rho) g (1 - n) Q_L \quad (4.1e)$$

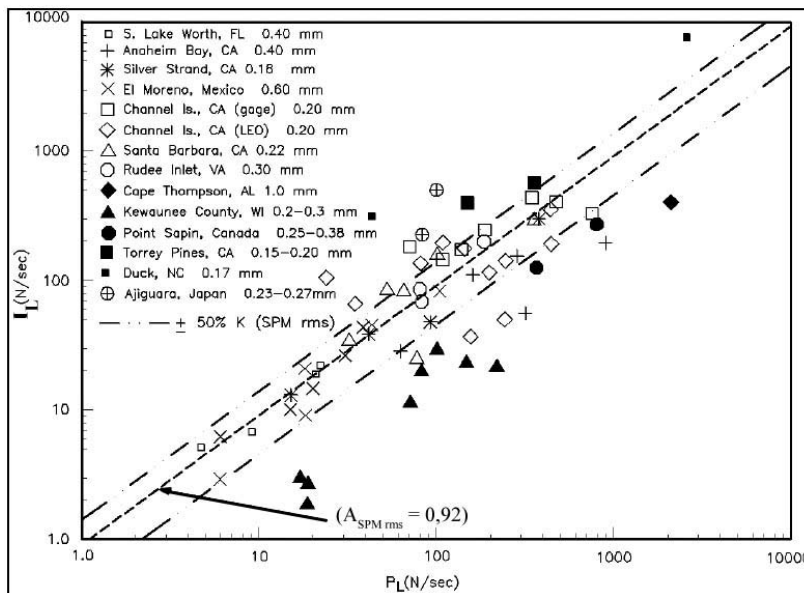
Trong đó ρ_s và ρ là trọng lượng riêng của bùn cát và nước, g là gia tốc trọng trường và n là độ rỗng của bùn cát trên bãi biển ($n \approx 0.4$)

Thế các công thức (4-1e,d,c,b) vào công thức (4-1a), ta có

$$Q_L = A \left(\frac{\rho \sqrt{g}}{16 \sqrt{\gamma_b} (\rho_s - \rho) (1-n)} \right) H_b^{5/2} \sin(2\alpha_b) \quad (4.1)$$

Rất nhiều tài liệu đưa ra các giá trị khác nhau của hệ số kinh nghiệm không thứ nguyên (A), tùy thuộc vào cách lấy chiều cao sóng vỡ là H_{rms} hay H_s . Trong Sổ tay Hướng dẫn Bảo vệ bờ biển năm 1984 (*Shore Protection Manual, 1984*) hệ số A lấy theo H_s là $A_{SPM \text{ sig}} = 0.39$. Hệ số A lấy theo H_{rms} là $A_{SPM \text{ rms}} = 0.92$; Komar và Inman (1970) thì đề nghị lấy hệ số $A_{K\&I \text{ rms}} = 0.77$

Do hệ số A là hệ số kinh nghiệm, được xác định bằng cách tìm hệ số tương quan tuyến tính giữa I_L và P_L (hình 4.14a), nên tương ứng với chuỗi số liệu đo đạc tại các vùng biển có đặc tính khác nhau, ta sẽ thu được các giá trị A khác nhau.



Hình 4.14a Tương quan tuyến tính giữa P_L và I_L , xác định từ chuỗi số liệu thực đo tại Mỹ, Canada, Nhật Bản (theo CEM -2002)

Các nghiên cứu sau này về vận chuyển bùn cát dọc bờ đã cho thấy hệ số tương quan A không phải là hằng số mà là hàm của các yếu tố như góc sóng vỡ, loại sóng vỡ và đường kính trung bình của bùn cát trên bãi biển.

Del Valle, Medina, và Losada (1993), dựa trên các số liệu đo đạc diễn biến bờ biển do vận chuyển bùn cát dọc bờ tại đồng bằng sông Adra, Tây Ban Nha, đã đưa ra công thức kinh nghiệm tính toán hệ số A là hàm của đường kính trung bình của bùn cát D_{50} . Kết quả của Del Valle và cộng sự khá phù hợp với các số liệu đo đạc của Komar (1988) và được áp dụng cho trường hợp sóng vỡ $H_{b \text{ rms}}$

$$A_{brms} = 1.4 e^{(-2.5D_{50})}$$

Khi tính toán vận chuyển bùn cát dọc bờ bằng công thức CERC cần lưu ý rằng, chỉ nên áp dụng công thức này cho các bờ biển thẳng và dài, bùn cát trên bãi biển là đồng

nhất, ít có sự khác biệt giữa chiều cao sóng vỡ tại các điểm trên bờ biển và không xét tới ảnh hưởng của dòng triều.

CÔNG THỨC BIJKER (1967)

Để xây dựng công thức tính toán vận chuyển bùn cát dọc bờ có xét tới ảnh hưởng của dòng triều và các dòng chảy gần bờ khác, thì công thức tính toán vận chuyển bùn cát cần phải kết hợp với mô hình dòng chảy dọc bờ. Bijker (1967) đã đề xuất một công thức tính toán sức tải của bùn cát đáy do tác dụng của sóng và dòng chảy trên cơ sở công thức tính toán sức tải bùn cát đáy dưới tác dụng của dòng chảy của Kalinske-Frijlink. Từ công thức của Kalinske, một công thức có xét tới sự gia tăng của ứng suất đáy do tác dụng của sóng đã được xây dựng. Sau này, Bijker (1968) đã bổ sung thêm hàm *phân bố của sức tải bùn cát lơ lửng vào thành phần sức tải bùn cát đáy*. Hàm phân bố này được xây dựng dựa trên các nghiên cứu về phân bố nồng độ bùn cát lơ lửng theo chiều sâu của Einstein-Rouse. Công thức Bijker cho tới nay vẫn đang được áp dụng rất rộng rãi và phổ biến trên thế giới.

$$S_b = D_{50} \frac{v}{C} \sqrt{g} \exp \left[- \frac{0.27 \Delta D_{50} C^2}{v^2 \left\{ 1 + \frac{1}{2} \left(\xi \frac{U_b}{v} \right)^2 \right\}} \right] \quad (4.2)$$

Trong đó:

S_b = sức tải của bùn cát đáy

b = hằng số = 5

D_{50} = đường kính trung bình của hạt cát

v = vận tốc dòng chảy

C = Hệ số Chezy = $18 \log (12d/r)$

d = độ sâu nước

r = hệ số nhám ở đáy

g = gia tốc trọng trường

Δ = tỷ trọng riêng = $(\rho_s - \rho_w)/\rho_w$

ρ_s = trọng lượng riêng của cát

ρ_w = trọng lượng riêng của nước

μ = $(C/C_{90})^{1.5}$, với $C_{90} = 18 \log (12d/D_{90})$

$\xi = C(f_w/2g)^{0.5}$ với $f_w = \exp\{-6.0 + 5.2(a_0/r)^{0.19}\}$

a_0 = biên độ của quỹ đạo chuyển động tại đáy

u_b = biên độ của vận tốc chuyển động quỹ đạo đáy

Công thức sức tải bùn cát lơ lửng được viết như sau:

$$S_s = 1.83 S_b \left\{ I_1 \ln \left(\frac{33d}{r} + I_2 \right) \right\} = 1.83 Q S_b \quad (4.3)$$

Trong đó : S_s = sức tải cát lơ lửng

S_b = sức tải bùn cát đáy

I_1, I_2 = các nguyên số của Einstein

$$I_1 = R \int_{r_c/d}^1 \left[\frac{1-y}{y} \right]^z dy; \quad I_2 = R \int_{r_c/d}^1 \left[\ln y \left(\frac{1-y}{y} \right) \right]^z dy$$

Giá trị nằm trong ngoặc { } trong công thức (4.3) là hàm số giữa độ nhám tương đối của đáy r/h và giá trị của $Z^* = \omega/\kappa v_*$, với ω = là độ thô thủy lực của hạt cát trong nước tĩnh, $\kappa = 0.4$ và

$$v_* = v \sqrt{\frac{g}{C} \sqrt{\left\{ 1 + \frac{1}{2} \left(\xi \frac{u_b}{v} \right)^2 \right\}}} \quad (4.4)$$

Nếu giá trị của tích (1.83 Q) được xác định thì tổng lượng bùn cát được vận chuyển theo công thức của Bijker sẽ là

$$S = S_b + S_s = (1 + 1.83 Q) S_b$$

Trong công thức (4.2), có nhiều ý kiến khác nhau về giá trị của hằng số (b) và nó có liên quan trực tiếp đến kết quả tính toán của công thức. Hầu hết các ứng dụng có sử dụng công thức của Bijker đều lấy giá trị của $b = 5$, nhưng một số trường hợp lại lấy các giá trị khác của b , ví dụ như tại dải sóng vỡ $b = 5$ còn bên ngoài vùng sóng vỡ thì $b = 2$. Các số liệu thực đo hiện có cho phép kiểm định công thức của Bijker rất ít, điều này cũng có nghĩa là có thể điều chỉnh giá trị của b cho các trường hợp mang tính địa phương.

Công thức của Bijker, so với các công thức khác, đã xét tới ảnh hưởng của kích thước hạt bùn cát, độ dốc đáy và độ nhám ở đáy. Việc sử dụng công thức này, từ những sai số có thể xảy ra khi ước lượng các điều kiện trong thực tế sẽ dẫn tới sự khai khác rất nhỏ trong kết quả tính toán

CÔNG THỨC KAMPHUIS (1991)

Các tương quan kinh nghiệm giữa năng lượng mạch động sóng và lượng bùn cát vận chuyển dọc bờ trình bày ở trên hầu hết đều được xây dựng trên cơ sở các số liệu đo đạc đồng thời năng lượng sóng và lượng bùn cát vận chuyển dọc bờ. Trong đó lượng bùn cát vận chuyển dọc bờ có thể đo đạc trực tiếp bằng các thiết bị đánh dấu bùn cát hoặc đo đạc gián tiếp thông qua lượng bùn cát bị chặn lại và gây bồi lấp ở thượng lưu các đê chắn sóng hoặc các đập phá sóng ngoài khơi như đã nêu ở phần trước. Kỹ thuật đo đạc trực tiếp lượng bùn cát vận chuyển dọc bờ tới nay vẫn còn hạn chế, còn tính toán gián

tiếp lượng vận chuyển bùn cát qua thể tích bùn cát bồi lấp tại thượng lưu các đập chắn sóng thì có thể có sai số rất lớn, nhất là khi các tham số sóng trong tự nhiên lại không thể kiểm soát được. Điều này đã dẫn tới việc các nhà nghiên cứu chuyển sang làm các thực nghiệm và đo đạc vận chuyển bùn cát dọc bờ trong phòng thí nghiệm trên các "bể tạo sóng nhân tạo" .

Một nghiên cứu vận chuyển bùn cát ven bờ điển hình trong phòng thí nghiệm sẽ bao gồm một bể sóng (*wave basin*) được lắp đặt máy tạo sóng dọc theo chiều dài của bể, bãi biển nhân tạo được bố trí ở phía đầu kia của bể sao cho khi sóng vỡ sẽ tạo với đường bờ một góc nghiêng. Dòng chảy dọc bờ trong bể sóng sẽ được hình thành khi sóng vỡ tạo với đường bờ một góc nghiêng, làm vận chuyển bùn cát dọc bờ biển, và thể tích bùn cát được vận chuyển theo hướng dọc bờ trong bể sóng sẽ được giữ lại bên trong bể lắng nằm ở hạ lưu của bãi biển thí nghiệm trong bể sóng.

Nghiên cứu vận chuyển bùn cát ven bờ trong phòng thí nghiệm cho phép không chế được các điều kiện biên và điều kiện ban đầu trong quá trình thực nghiệm, từ kích thước của bùn cát đáy tới chiều cao, chu kỳ và góc sóng vỡ, cũng như thời gian duy trì sóng, điều mà không thể làm được trong điều kiện tự nhiên. Tuy nhiên với những hạn chế nhất định khi chế tạo các mô hình vật lý tái tạo lại bãi biển trong phòng thí nghiệm với tỷ lệ thu nhỏ, sẽ rất khó mô tả sự vận chuyển bùn cát do các hiện tượng bất thường gây ra như gió, bão, và cũng như các biến đổi dị thường của địa hình đáy biển.

Trong số các nghiên cứu trong phòng thí nghiệm được mô tả ở trên có nghiên cứu của Kamphuis là tương đối hoàn chỉnh hơn cả. Ông đã thu thập và xây dựng được bộ số liệu vận chuyển bùn cát đo đạc trong phòng thí nghiệm và ngoài tự nhiên khá đầy đủ và sử dụng các số liệu này để thiết lập các tương quan giữa lượng bùn cát vận chuyển dọc bờ với các điều kiện biên như sóng, đặc điểm bùn cát trên bãi biển và độ dốc bãi biển.

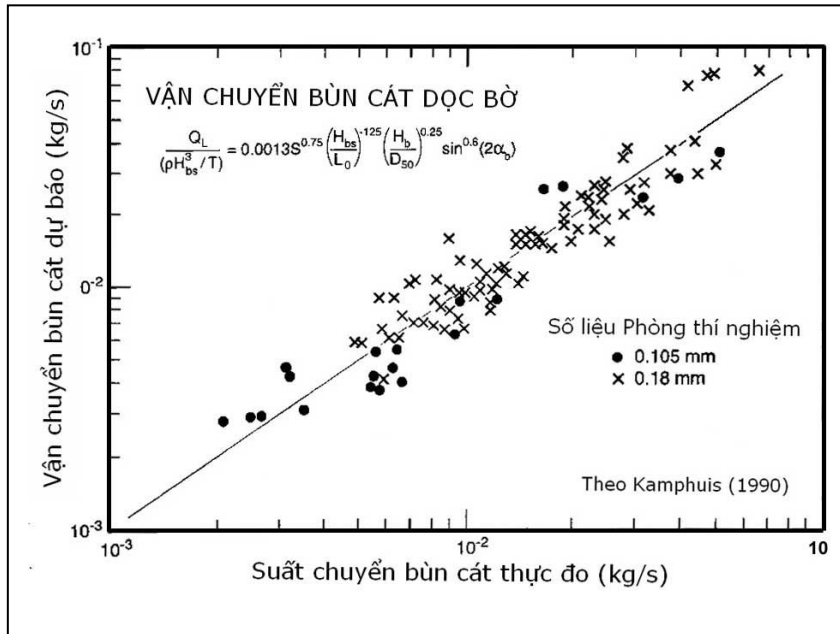
Phương pháp xây dựng tương quan của Kamphuis là phương pháp phân tích thứ nguyên có sử dụng các tương quan kinh nghiệm và các tỷ số không thứ nguyên của nhiều thông số khác nhau, hơn là thông qua việc xem xét các quá trình vật lý của hiện tượng vận chuyển bùn cát dọc bờ và vai trò của chúng trong vận chuyển bùn cát dọc bờ. Theo như tổng kết của Kamphuis (1990), tương quan kinh nghiệm của vận chuyển bùn cát dọc bờ có dạng như sau:

$$\frac{Q_L}{(\rho H_{br}^3 / T)} = 0,0013 S^{0.75} \left(\frac{H_{br}}{L_0} \right)^{-1.25} \left(\frac{H_{br}}{D_{50}} \right)^{0.25} \sin^{0.6} (2\alpha_b) \quad (4.9)$$

Trong đó S là độ dốc bãi biển, D_{50} là đường kính trung bình của bùn cát trên bãi biển, α_b là góc sóng đổ, H_{br} là chiều cao sóng đổ, L_0 là chiều dài sóng ở vùng nước sâu

Hình (4-14) vẽ các số liệu thí nghiệm, trình bày tương quan giữa số liệu thực đo và kết quả tính toán lượng bùn cát vận chuyển dọc bờ theo công thức (4.9). Khi tiến hành

ngoại suy đường tương quan cho thấy sự phù hợp khá hợp lý với các số liệu thực đo, mặc dù nó chưa phải là kết quả tốt nhất.



Hình 4-14 Tương quan giữa suất chuyển bùn cát tính toán (theo công thức 4.9) với suất chuyển bùn cát thực đo, thu được từ các thực nghiệm trên bề sóng của Kamphuis và các cộng sự.

Hơn thế nữa, một kết quả phân tích thứ nguyên khác của Kamphuis (1990) xuất phát từ các số liệu đo đạc độc lập đã dẫn tới một tương quan khác, như sau:

$$\frac{Q_L}{(\rho H_{bs}^3 / T)} = 0,0006 S^{1.0} \left(\frac{H_{br}}{L_0} \right)^{0.5} \left(\frac{H_{bs}}{D_{50}} \right)^{1.0} \sin(2\alpha_b) \quad (4.10)$$

tương quan này có dạng khác với tương quan trong công thức (4.9), đặc biệt là trong việc tìm ra một hệ số cân xứng $\sin(2ab) = 2\sin\alpha_b \times \cos\alpha_b$ thay thế cho $[\sin(2\alpha_b)]^{0.6}$, và cũng có sự khác biệt đáng kể trong nhiều hệ số mũ kinh nghiệm. Đóng góp chủ yếu từ các công thức kinh nghiệm của Kamphuis là ở chỗ chúng đưa ra những gợi ý về sự phụ thuộc của lượng bùn cát vận chuyển dọc bờ với các tham số chính chi phối quá trình vận chuyển bùn cát dọc bờ như: thước hạt bùn cát (D_{50}), góc sóng đổ (α_b), độ dốc bãi biển (S), độ dốc sóng được biểu diễn bằng tỷ số (H_{bs}/L_0).

Các nghiên cứu trong phòng thí nghiệm về vận chuyển bùn cát dọc bờ đã có bổ sung thêm những hiểu biết về quá trình vận chuyển của bùn cát ở ven bờ và xây dựng được bộ số liệu đo đạc vận chuyển bùn cát dọc bờ trong các trạng thái điều kiện biên đã được khống chế cẩn thận.

Tuy vậy, nghiên cứu này vẫn còn những điểm không rõ ràng như mối liên quan giữa các đo đạc trong phòng thí nghiệm với các số liệu thu thập tại các bãi biển trong điều kiện tự nhiên, hay độ tin cậy của các đo đạc trong phòng thí nghiệm trong những trạng thái dòng chảy và điều kiện sóng bất thường. Do các mô hình thực nghiệm thường có tỷ

lệ nhỏ, nên hầu hết các số liệu đại diện cho hệ số P_l và suất chuyển bùn cát thường có độ lớn nhỏ hơn 2 lần so với kết quả thu được ngoài thực tế.

Cần lưu ý rằng, đối với bờ biển sỏi cuội, thì các công thức (4.9) và (4.10) của Kamphuis cho kết quả tính toán *thiên lớn* vì chúng không xét tới thành phần ứng suất tới hạn (trong công thức giả thiết là các hạt bùn cát dịch chuyển kể cả trong điều kiện sóng nhỏ, điều này là đúng đối với hạt cát nhưng không đúng đối với hạt sỏi, dăm). Do vậy các kết quả tính toán này có thể chỉ mang tính chất tham khảo khi tiến hành các nghiên cứu vận chuyển bùn cát dọc bờ áp dụng cho các hạt có kích thước lớn hơn đường kính bình thường của hạt cát trên bãi biển, và cần hết sức thận trọng khi áp dụng các công thức trên cho những trường hợp này.

VẬN CHUYỂN BÙN CÁT "TỊNH" VÀ "TỔNG CỘNG" DỌC BỜ

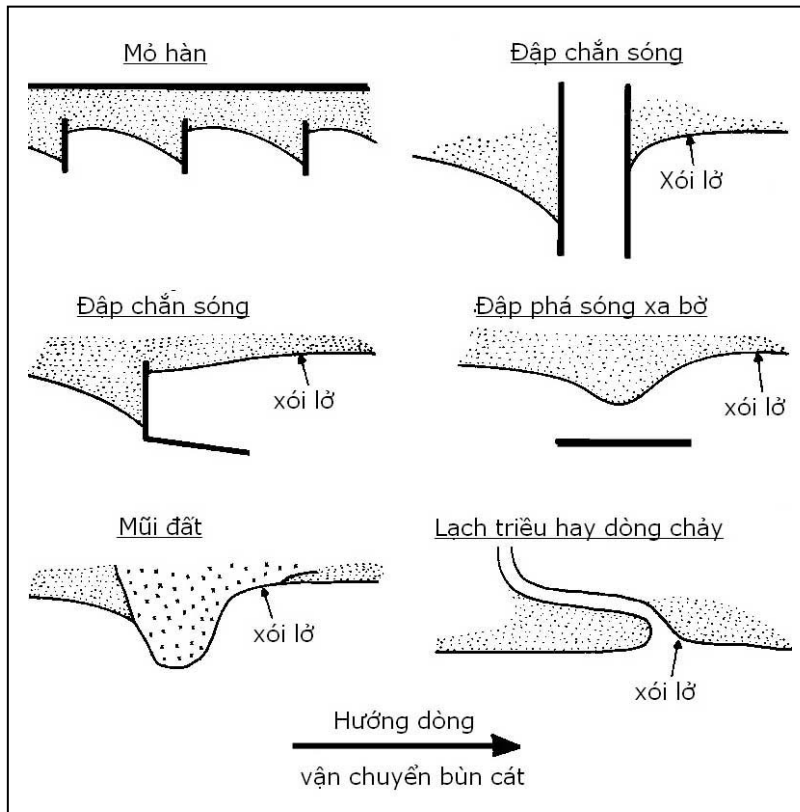
Vận chuyển bùn cát "tịnh" dọc bờ được định nghĩa là tổng lượng bùn cát dịch chuyển dưới tác động của chuỗi tất cả các sóng đi tới bờ biển, có xét tới sự khác biệt về hướng truyền sóng. Ví dụ, trên một bờ biển có hướng bắc-nam, bùn cát ở bờ biển có thể dịch chuyển về hướng Bắc trong mùa hè, do tác dụng của các sóng có hướng từ Nam ra Bắc và sau đó dịch chuyển theo hướng ngược lại về hướng Nam trong mùa đông, do tác dụng của các sóng có hướng từ Bắc vào Nam. Vận chuyển bùn cát "*tịnh*" tại bờ biển dưới tác dụng của hai chuỗi sóng tới trên sẽ là hiệu số giữa lượng bùn cát vận chuyển từ Bắc vào Nam và từ Nam ra Bắc.

Nhìn chung, lượng vận chuyển bùn cát "*tịnh*" nhỏ hơn nhiều so với tổng lượng bùn cát vận chuyển trên bãi biển tới từ hai hướng khác nhau, hay còn được gọi là "*vận chuyển bùn cát tổng cộng ở vùng ven bờ*". Một số bờ biển, vận chuyển bùn cát tổng cộng có thể rất lớn nhưng vận chuyển bùn cát *tịnh* lại có thể xấp xỉ bằng 0.

Hướng vận chuyển bùn cát dọc bờ có thể thay đổi theo mùa. Việt Nam nằm trong khu vực chịu ảnh hưởng rõ rệt của chế độ gió mùa, với sự khác biệt về hướng gió chính giữa mùa hè và mùa đông có thể tạo nên sự khác biệt về hướng sóng tới bờ biển theo cả hướng sóng và độ lớn sóng. Ví dụ, ở miền Bắc, hướng vận chuyển bùn cát chủ đạo vào mùa đông là hướng Nam và Tây Nam do tác dụng của các sóng hình thành khi gió mùa Đông Bắc thổi từ Bắc vào Nam. Vào mùa hè, do ảnh hưởng của gió mùa Tây Nam, tác dụng sóng lại có hướng ngược lại. Vận chuyển bùn cát có hướng từ Nam ra Bắc do vậy sẽ chiếm ưu thế trên bãi biển trong suốt mùa hè. Tuy vậy, vận chuyển bùn cát theo hướng Nam vào mùa đông vẫn chiếm ưu thế so với vận chuyển bùn cát vào mùa hè, do vậy, vận chuyển bùn cát *tịnh* sẽ có hướng từ Bắc vào Nam.

Các bằng chứng về sự biến đổi hình dạng đường bờ như mô tả trong hình (4-15) thường được sử dụng để xác định hướng vận chuyển bùn cát "*tịnh*" dọc bờ. Hầu hết các biến đổi đường bờ này đều phản ánh hướng vận chuyển bùn cát "*tịnh*", và là kết quả của

một quá trình vận chuyển bùn cát có thời đoạn dài, là tập hợp của nhiều sự kiện vận chuyển bùn cát đơn lẻ. Tác dụng chắn giữ bùn cát của các công trình ven bờ như đê phá sóng, đập mỏ hàn, đập chắn sóng liền bờ ngoài cảng, có thể cung cấp những dấu hiệu rõ ràng nhất về hướng vận chuyển bùn cát dọc bờ. Sự bồi tích gần các đập mỏ hàn thường nhỏ và đôi khi phản ánh hướng vận chuyển bùn cát ngược với hướng vận chuyển bùn cát tịnh trong đoạn ngắn, trong khi đối với các đê phá sóng và các đập chắn sóng ngoài khơi, thì dấu hiệu này thường phản ánh tốt hơn hướng vận chuyển tịnh trong thời đoạn dài.



Hình 4-15 Các dấu hiệu chỉ hướng vận chuyển bùn cát dọc bờ thịnh hành ở vùng duyên ven bờ. Bờ biển thường bị bồi lấp ở thượng lưu và xói lở ở hạ lưu của công trình theo hướng vận chuyển bùn cát chính.

thấy những dấu hiệu rất rõ về hướng vận chuyển bùn cát dọc bờ chủ đạo theo mùa và trong thời kỳ nhiều năm.

Ngoài ra, để xác định hướng vận chuyển bùn cát, cũng như xác minh nguồn bùn cát, người ta hay sử dụng phương pháp dò tìm đường đi của các hạt khoáng vật kim loại nặng dị có bên trong các mẫu bùn cát trên bãi biển. Trask (1952,1955) sử dụng các hạt khoáng vật nặng augite làm vật đánh dấu sự dịch chuyển của bùn cát theo hướng dọc bờ trên bờ biển nam California ở Mỹ, và qua đó đã chứng minh rằng, bùn cát gây bồi lấp

Đối với những bờ biển mà vận chuyển bùn cát ven bờ có tính mùa rõ rệt như ở bờ biển miền Trung Việt Nam thì khi phân tích các dấu hiệu biến đổi đường bờ, cần phải xem xét thêm các số liệu sóng trong quá khứ, đặc điểm địa hình đường bờ ở lân cận vùng nghiên cứu và ảnh hưởng của nguồn bùn cát sông tới biến đổi đường bờ.

Sự lệch hướng của dòng chảy khi đổ ra biển hoặc sự lệch hướng của dòng triều do ảnh hưởng của dòng chảy dọc bờ và sự dịch chuyển của đường bờ tại các mũi đất (có tác dụng như một đập chắn sóng liền bờ), cho

cảng Santa Barbara có nguồn gốc ở thượng lưu cách cảng 160km, được hình thành từ đá núi lửa tại vùng vịnh Morro.

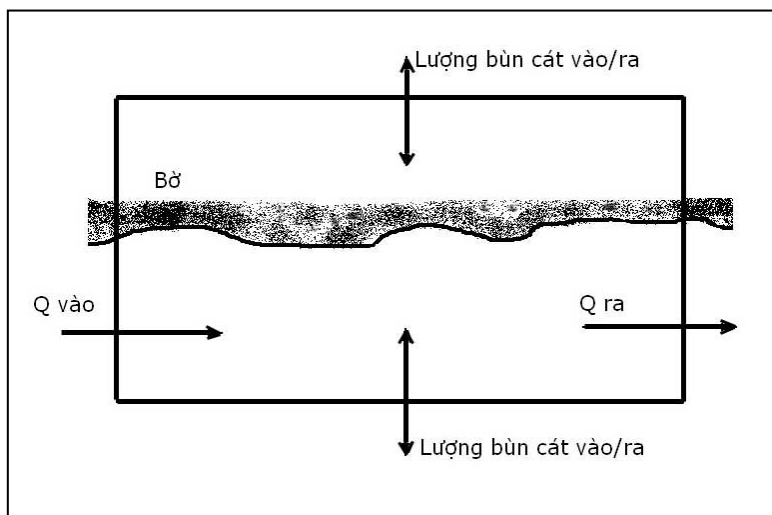
Sự biến đổi kích thước trung bình của hạt bùn cát trên bãi biển và thành phần cấu tạo theo hướng dọc bờ thường được diễn giải như những bằng chứng về hướng vận chuyển bùn cát dọc bờ "tĩnh". Thông thường thì đường kính trung bình của hạt bùn cát sẽ giảm dần theo hướng vận chuyển bùn cát dọc bờ. Tuy nhiên, có rất nhiều lý do gây biến đổi kích thước hạt cát, kể cả sự biến đổi năng lượng sóng dọc bờ do ảnh hưởng của địa hình bờ biển và sự mất cân xứng về cường độ năng lượng sóng tại các cung phần tư ngược nhau ở trong vịnh, hoặc do sự trao đổi bùn cát ở bờ biển với vùng ngoài khơi khi bùn cát bị dịch chuyển theo phương vuông góc với đường bờ. Do vậy, nhiều khi trường phân bố biến đổi kích thước hạt bùn cát dọc theo chiều dài bờ biển có thể không phải là bằng chứng rõ ràng nhằm chỉ hướng vận chuyển bùn cát tĩnh dọc bờ.

SUẤT CHUYỂN BÙN CÁT DỌC BỜ THỰC TẾ

Các công thức tính toán vận chuyển bùn cát dọc bờ giới thiệu ở trên mới chỉ tính toán **khả năng vận chuyển** bùn cát của dòng chảy dọc bờ chứ không phải là lượng **bùn cát thực tế** được vận chuyển theo hướng dọc bờ. Giả sử lượng bùn cát có trên bãi biển và vùng ven bờ là không hạn chế thì lượng bùn cát vận chuyển dọc bờ thực tế sẽ chính là khả năng vận chuyển bùn cát dọc bờ tính toán. Nhưng nếu bờ biển này có cấu tạo hoàn toàn là đá, không có bùn cát thì lượng bùn cát thực tế vận chuyển dọc bờ sẽ bằng 0. Ở đây, khi tính toán lượng bùn cát vận chuyển dọc bờ theo các công thức đã nêu ở trên thì cần phải phân biệt rõ ràng giữa **khả năng vận chuyển bùn cát dọc bờ** - thường là kết quả tính toán theo công thức với **lượng bùn cát thực tế được vận chuyển dọc bờ**.

Lượng bùn cát vận chuyển dọc bờ thực tế được xác định bằng cách tính toán cân bằng bùn cát giữa lượng bùn cát vào, lượng bùn cát ra, nguồn bùn cát bổ sung (*source*) và lượng bùn cát mất đi (*sink*). Tính toán này được gọi là **tính toán cân bằng bùn cát**. "*Sources*" được xem là các nguồn cung cấp cát cho bờ biển từ sông, hoặc từ các đụn cát, bờ biển dốc đang bị xói lở, đi kèm với hiện tượng suy thoái của đường bờ biển. Các điểm gây mất bùn cát (*sink*) thường là các điểm lấy bùn cát ra khỏi "hệ thống bờ biển", như các vực biển, các lạch triều, các điểm khai thác cát có quy mô lớn ven biển. Gió, thổi từ biển vào đất liền cũng là tác nhân gây mất bùn cát ra khỏi hệ thống bờ biển. Các hoạt động của con người ở ven biển cũng là một tác nhân quan trọng làm mất bùn cát, ví dụ như nạo vét cát ở các lạch triều, luồng tàu, khai thác cát ven biển để xây dựng công trình, khai thác khoáng sản...vv.

Để minh họa cho các khái niệm trên, một ví dụ đơn giản về **khả năng vận chuyển bùn cát** và **lượng bùn cát vận chuyển thực tế** sẽ được xem xét, trong đó xét tới sự tương tác của sóng, và thể tích bùn cát hiện có trên bãi biển. Xét quá trình vận chuyển



Hình 4-16 "Thế tích không chế" bùn cát ở vùng

bùn cát dọc bờ tại một đoạn bờ biển cát, nằm trong thể tích không chế bùn cát như hình (4-16). Bùn cát được đưa tới "thể tích không chế" với tốc độ vận chuyển bùn cát thực tế, lượng bùn cát ra khỏi thể tích không chế là hàm của lượng bùn cát hiện có với tương tác giữa sóng và bùn cát tại đoạn bờ biển, theo lý thuyết có thể đạt tới tốc độ vận chuyển bùn cát tiềm

năng. Nếu lượng bùn cát đi ra khỏi thể tích không chế lớn hơn lượng bùn cát đi vào, hiện tượng xói lở bờ biển sẽ xuất hiện tại đoạn bờ biển này dẫn tới sự suy thoái đường bờ. Sự suy giảm lượng bùn cát trên bãi biển và ở bãi trước, đồng nghĩa với việc lượng bùn cát có ở bãi biển, trực tiếp tham gia vào quá trình tương tác giữa sóng và bùn cát sẽ ít đi. Điều này sẽ làm giảm lượng bùn cát thực tế đi ra khỏi đoạn bờ biển nghiên cứu. Xét trong một thời đoạn dài, kích thước bãi biển và khối lượng cát sẽ điều chỉnh tới trạng thái gần như cân bằng với các sóng tới theo mùa và suất chuyển bùn cát đến (thực tế) sao cho lượng bùn cát đi vào sẽ cân bằng với lượng bùn cát đi ra khỏi thể tích không chế.

4.6 VẬN CHUYỂN BÙN CÁT THEO PHƯƠNG NGANG GIỚI THIỆU CHUNG

Không giống như các nghiên cứu vận chuyển bùn cát dọc bờ, vận chuyển bùn cát theo phương vuông góc với bờ biển mới được quan tâm trong khoảng 10 năm gần đây. Các nghiên cứu về vận chuyển bùn cát ngang bờ vẫn còn nhiều vấn đề chưa được làm sáng tỏ và do vậy, nó đang là hướng nghiên cứu thu hút rất nhiều các nhà khoa học trong lĩnh vực kỹ thuật bờ biển cả trong nghiên cứu thực nghiệm lẫn lý thuyết.

Vận chuyển bùn cát theo phương ngang là hình thức vận chuyển bùn cát rất quan trọng vì hình dạng mặt cắt ngang được tạo nên do hiện tượng xói lở/ bồi lấp có liên quan tới vận chuyển bùn cát theo phương ngang. Như đã mô tả ở phần trước, một mô hình chi tiết của dòng chảy dọc bờ hình thành do sóng và vận chuyển bùn cát dọc bờ được xem như số liệu đầu vào cho mô hình diễn biến bờ biển. Hình dạng của bãi biển cát thay đổi liên tục và nó có thể có những thay đổi đáng kể trong thời gian xảy

ra bão. Về nguyên tắc, sẽ không thể thực hiện các mô tả chi tiết sự vận chuyển bùn cát dọc bờ nếu không có mô hình vận chuyển bùn cát theo phương ngang và mô hình mô phỏng sự phát triển hình dạng mặt cắt ngang. Cũng cần phải lưu ý rằng trong thực tế mô hình phát triển hình dạng mặt cắt ngang bãi biển vẫn chưa đạt tới trình độ có thể được tích hợp với các mô hình vận chuyển bùn cát dọc bờ trong thời đoạn ngắn và do vậy mà các mô phỏng trên thường dựa trên các hình dạng mặt cắt ngang bãi biển trung bình.

Giả thiết rằng, trường hợp được coi là hai chiều hoàn chỉnh sẽ không có dòng chảy trung bình theo phương ngang. Trường hợp này mô tả các trạng thái thực nghiệm được xét tới trong một máng sóng thông thường, tuy nhiên, trong tự nhiên giả thiết dòng chảy trung bình theo phương ngang có giá trị bằng 0, trong nhiều trường hợp, là không phù hợp. Các biến thiên nhỏ trên một mặt cắt ngang bãi biển đồng nhất có thể tạo thành các dòng chảy tuần hoàn theo phương ngang và thậm chí trạng thái hoàn toàn đồng nhất có thể không ổn định, dẫn tới một loạt các dòng chảy tuần hoàn theo phương ngang và dòng tiêu.

Tuy nhiên, trạng thái hai chiều hoàn chỉnh được quan tâm một cách đáng kể khi nó được dẫn chứng bằng tư liệu một cách đầy đủ và do tất cả các cơ chế trên cũng rất hoạt động trong trường hợp dòng chảy ba chiều phức hợp. Trạng thái mạch động theo phương ngang bằng không thực sự phức tạp hơn rất nhiều so với dòng chảy trung bình có vận tốc lớn, do rất nhiều các cơ chế khác nhau sẽ tham gia vào việc hình thành vận chuyển bùn cát mà không kể tới khả năng loại trừ của một trường hợp bất kỳ cho trước. Với một dòng chảy có vận tốc lớn, ảnh hưởng của ứng suất tiếp trung bình sẽ có vai trò chủ đạo đối với dòng chảy trung bình và đối với vận chuyển bùn cát.

Cơ chế vận chuyển bùn cát theo phương ngang sẽ được mô tả cùng với các trạng thái bên ngoài và bên trong vùng sóng vỡ. Các mô hình vận chuyển bùn cát được chia thành hai phần: a) *mô hình mô tả thủy động lực học* với mục tiêu chính là mô hình hóa phân bố vận tốc dòng chảy trung bình có xét thêm sự biến thiên của các xoáy nhớt và ứng suất tiếp đáy, và b) *mô hình mô tả nồng độ bùn cát và sức tải bùn cát*

TRẠNG THÁI THỦY ĐỘNG LỰC HỌC BÊN NGOÀI VÙNG SÓNG VỠ

Bên ngoài vùng sóng vỡ, sự tiêu tán năng lượng và chuyển động hỗn loạn chủ yếu được giới hạn trong lớp dòng chảy biên của sóng ở gần đáy và do vậy mà hầu hết các nghiên cứu đều tập trung vào việc mô tả các trạng thái tại lớp biên cũng như ảnh hưởng của nó tới dòng chảy trung bình và vận chuyển bùn cát. Trạng thái thủy động lực học và vận chuyển bùn cát được mô tả thông qua các bước sau. Trước tiên, trạng

thái dòng chảy có thể được mô tả bằng lý thuyết dòng chảy thể bên ngoài lớp biên sóng. Các tiêu chuẩn của lý thuyết là hợp lý khi ứng suất tiếp trung bình của sóng là bằng 0 ở bên ngoài lớp biên.

DÒNG CHẢY TẠI LỚP BIÊN

Sự dịch chuyển trong lớp biên sóng không đồng nhất gây nên dòng chảy có vận tốc nhỏ theo phương ngang, dòng chảy này có giá trị gần bằng 0 tại đáy và đạt tới giá trị v_∞ ở bên ngoài lớp biên. Sự biến thiên chi tiết của vận tốc này có thể được xác định từ phân bố vận tốc theo thời gian và không gian của lớp biên sóng.

Biểu thức cân bằng lực với ứng suất tiếp trung bình bằng không trên toàn bộ cột chất lỏng (bên ngoài lớp biên sóng) có thể đạt được thông qua việc hiệu chỉnh độ dốc trung bình mặt nước. Trạng thái này về sau là phù hợp với dòng chảy tiềm năng bên ngoài lớp biên sóng. Do ứng suất tiếp trung bình có giá trị khác không tại điểm bên trong lớp biên sóng, vận tốc dòng chảy trung bình cũng có giá trị khác không. Vận tốc trung bình tăng qua lớp biên dòng chảy tới giá trị bằng hằng số bên ngoài lớp biên.

CÁC SÓNG PHI TUYẾN

Trong vùng nước nông, nơi sóng gần tới trạng thái vỡ, chúng tuân theo quy luật phi tuyến và sự biến đổi quỹ đạo chuyển động gần đáy có thể bị biến đổi rất lớn so với các dự báo sóng hình sin theo lý thuyết sóng tuyến tính. Nếu lớp biên sóng là lớp chảy tầng, thì lớp biên dao động sẽ có ứng suất tiếp trung bình có giá trị dao động từ 0 cho tới dòng chảy trung bình bằng không theo phương ngang ở gần đáy. Đó là do lời giải đối với lớp biên chảy tầng là tuyến tính và một lời giải hoàn chỉnh có thể thu được thông qua thuật toán phân rã của chuỗi Fourier đối với chuyển động của sóng tới. Do tính phi tuyến, lời giải hoàn chỉnh của lớp chảy tầng có thể thu được bằng cách thêm các lời giải tương ứng cho mỗi thành phần của chuỗi Fourier. Khi ứng suất tiếp trung bình bằng không ứng với mỗi thành phần của hàm điều hòa, nó cũng sẽ bằng không cho toàn bộ lời giải.

Đối với lớp biên có các dao động của dòng chảy rối thì ứng suất tiếp trung bình sẽ không bằng không đối với dòng chảy trung bình. Điều này có thể được minh họa bằng cách xem xét một trường hợp đơn giản với hệ số ma sát bằng hằng số f_w .

$$\tau_b = \frac{1}{2} f_w u_0 |u_0| \quad (4.13)$$

trong đó τ_b là ứng suất tiếp tức thời tại đáy và u_0 là vận tốc chuyển động dao do sóng sinh ra ở gần đáy. Vận tốc u_0 gồm hai thành phần điều hòa, được căn cứ trên lý thuyết sóng bậc hai.

$$u_0 = U_{1m} \cos(\omega t) + U_{2m} \cos(2\omega t) \quad (4.14)$$

trong đó ω là chu góc của sóng. Ở đây cũng đưa ra giả thiết rằng hàm điều hòa bậc hai là nhỏ.

$$\alpha_2 = \left| \frac{U_{2m}}{U_{1m}} \right| \ll 1 \quad (4.15)$$

Khi ứng suất tiếp được tính toán từ phương trình 4.13 và 4.14, thì nó cho kết quả như sau:

$$\bar{\tau} = \frac{4}{3\pi} \alpha_2 \tau_{\max} \quad (4.16)$$

trong đó τ_{\max} là ứng suất tiếp lớn nhất ở đáy xét trong một chu kỳ sóng. Để cho ứng suất tiếp trung bình bằng 0 thì cần bổ sung thêm một thành phần vận tốc bằng hằng số tại phần bên trên đỉnh của lớp biên sóng U_δ tới quỹ đạo chuyển động. Độ lớn của U_δ có thể được xác định bằng công thức sau:

$$-\bar{\tau} = \frac{2}{\pi} f_\omega U_{1m} U_\delta = \frac{4}{\pi} \tau_{\max} \frac{U_\delta}{U_{1m}} \quad (4.17)$$

hoặc
$$U_\delta = -\frac{1}{3} a_2 U_{1m} = -\frac{1}{3} U_{2m} \quad (4.18)$$

Một con sóng chuyển động với vận tốc trung bình, và không đổi theo chiều dọc, như vậy nó dường như đáp ứng được các yêu cầu về chuyển động thế của sóng mà không xét tới ứng suất tiếp trung bình, được đưa ra từ phương trình (4.13) để xác định ứng suất tiếp tại đáy. Khi một mô hình chi tiết hơn của lớp biên sóng được sử dụng, dòng chảy trung bình cho các giá trị ứng suất tiếp trung bình bằng không có thể xác định được theo phương pháp thử dần. Giá trị dòng chảy trung bình có được từ những nghiên cứu trên cần được bao gồm với dòng chảy trung bình kết hợp với dòng chảy ở biển như mô tả ở trên.

DÒNG TRÔI DO SÓNG TẠO NÊN

Chuyển động sóng bản thân nó có liên quan tới mạch động tịnh của nó, dòng trôi do sóng tạo nên q_{drift} . Như đã mô tả ở phần trước, nó có thể được tính bằng cách lấy trung bình theo thời gian giá trị lưu lượng tức thời trên một mặt cắt ngang bãi biển cố định. Đối với các sóng nước nông tuyến tính, nó cho kết quả

$$q_{drift} = \frac{1}{T} \int_0^T u_0 (D + \eta) dt = \overline{u_0 \eta} = \frac{D}{c} \overline{u_0^2} \quad (4.19)$$

Dòng trôi do sóng có thể được tính toán bằng khai triển Lagrăng, theo đường đi của một hạt nước đơn lẻ. Đối với các sóng nước nông, các phần tử sẽ có dòng trôi về phía trước chậm, do khi chúng chuyển động về phía trước, thì chuyển động này sẽ đi cùng với sóng và bản thân các hạt chất lỏng sẽ truyền đi trong nước với gia tốc C , trong khi các chuyển động về phía sau của chúng lại ngược với sóng. Chuyển động về phía

trước của các chất điểm nước do vậy sẽ dài hơn một chút so với chuyển động về phía sau. Vận tốc dòng trôi trung bình của Lagrangian u_l được tìm ra theo công thức sau:

$$u_l = \frac{1}{c} \overline{u^2} \quad (4.20)$$

Như đã được thấy, phương trình 4.19 và 4.20, là hai cách tiếp cận cùng cho biết độ lớn của q_{drift} nhưng trong khi tính toán của Eulerian cho biết mật độ lưu lượng giữa phần đỉnh sóng và phần chân sóng, thì phương pháp của Lagrangian lại cho biết (đối với các sóng tuyến tính trong vùng nước nông) phân bố trên toàn bộ độ sâu nước trung bình.

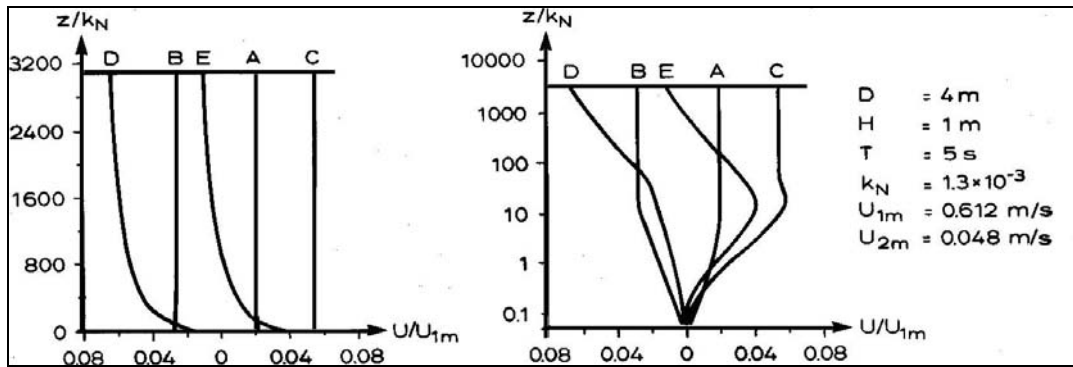
DÒNG CHẢY RỎI TRUNG BÌNH

Cho tới nay, điều kiện ứng suất tiếp bằng không đã được duy trì đối với dòng chảy bên ngoài lớp biên sóng đã được mô tả bằng lý thuyết thế năng. Ba thành phần đóng góp cho dòng chảy tịnh đã được xác định bao gồm: dòng chảy ở lớp biên sóng, dòng chảy do ảnh hưởng của các sóng phi tuyến tính trên lớp biên sóng chuyển động rồi tạo thành và dòng trôi do sóng. Tổng ba thành phần lưu lượng tịnh đều có giá trị khác không. Để thỏa mãn phương trình liên tục cho trường hợp hiện tại, thì mạch động tịnh theo phương mặt cắt ngang có giá trị bằng 0, bề mặt trung bình phải có độ dốc S cho một ứng suất tiếp trung bình, ứng suất này tạo nên dòng chảy bù đắp cho thành phần mạch động tịnh của chuyển động sóng ở dạng thế năng. Độ dốc bề mặt trung bình của phân bố ứng suất tiếp tam giác có dạng như sau:

$$\bar{\tau} = \rho g S (D - z) \quad (4.21)$$

Ứng suất biến dạng trung bình cần được bao gồm trong mô hình thủy động lực học có mô tả lớp biên của dòng chảy rối do sóng tạo thành, trong đó bao gồm cả ảnh hưởng của ba hiện tượng sóng đã mô tả ở trên và thỏa mãn phương trình liên tục.

Một ví dụ được lấy từ hình 4-17, trong đó mỗi thành phần của dòng chảy trung bình được trình bày. Chuyển động sóng được tính toán bằng lý thuyết sóng bậc hai của Stokes và hiện tượng chảy rối được mô hình hóa bằng mô hình có độ dài hỗn hợp. Biểu đồ vận tốc E là biểu đồ vận tốc trung bình cộng với vận tốc dòng chảy của Lagrangian và cho lưu lượng tích phân theo độ sâu bằng không. Tỷ lệ logarithmic mô tả các chi tiết trong lớp biên sóng, trong khi tỷ lệ tuyến tính lại mô tả sự phân bố vận tốc bên ngoài lớp biên sóng. Theo mô hình có chiều dài hỗn hợp, chuyển động sóng phi tuyến cho một giá trị trung bình của vận tốc bên ngoài lớp biên sóng là -0.016 m/s, điều này phù hợp với kết quả ước tính đơn giản trong công thức 4.18



Hình 4-17 Sự đóng góp cho dòng chảy trung bình trong trường hợp sóng không vỡ, tỷ lệ tuyến tính (bên trái) và tỷ lệ lôgarit (bên phải). A: có ảnh hưởng của dòng chảy ở lớp biên, B: ảnh hưởng của chuyển động sóng không đối xứng. C: vận tốc dòng Lagrangian, D: dòng chảy trung bình kết hợp. E: dòng chảy trung bình cộng với dòng tiêu Lagrangian kết hợp

VẬN CHUYỂN BÙN CÁT THEO PHƯƠNG NGANG BÊN NGOÀI VÙNG SÓNG VỠ

Khi mô tả thủy động lực học, vận chuyển bùn cát được tính bằng sức tải bùn cát đáy và sức tải bùn cát lơ lửng. Thêm vào đó, đối với vận tốc dòng chảy trung bình được xác định bằng mô hình thủy động lực học, sẽ có đóng góp đối với vận chuyển bùn cát tịnh do tính phi tuyến tính của mô hình vận chuyển bùn cát. Nếu vận tốc chuyển động quỹ đạo do tác dụng của sóng ở lớp sát đáy (và ứng suất tiếp ở đáy) của chuyển động gần bờ lớn hơn so với chuyển động ở ngoài khơi, thì sẽ dẫn tới sự vận chuyển bùn cát tịnh theo hướng ngang bờ do vận chuyển bùn cát đáy và nồng độ bùn cát đáy là các hàm phi tuyến của vận tốc ma sát.

Một ảnh hưởng khác là do sự biến thiên theo thời gian của các xoáy nhớt và nồng độ bùn cát ở các độ sâu khác nhau. Việc có được các giá trị đúng của nồng độ bùn cát và vận tốc dòng chảy ở các pha cũng rất quan trọng khi tính toán vận chuyển bùn cát tịnh. Trong trường hợp cụ thể, sự biến thiên pha có thể dẫn tới sự vận chuyển bùn cát lơ lửng ngược chiều với hướng của ứng suất tiếp lớn nhất trong một chu kỳ sóng, nhưng thông thường, nó chỉ làm thay đổi độ lớn của dòng vận chuyển bùn cát tịnh.

Sự có mặt của các sóng cát có thể có ảnh hưởng đáng kể trong vấn đề này, do bùn cát bị cuốn nổi lơ lửng trong nửa chu kỳ sóng bị cuốn vào các xoáy ở mặt khuất của mỗi sóng cát. Chỉ ở nửa pha kế tiếp của chu kỳ sóng thì các xoáy và bùn cát đẩy ra bên trong dòng chảy trên dải sóng cát (tại cùng thời điểm, khi xoáy mới được hình thành).

Nếu đáy có độ dốc b , nó cũng góp phần vào sự vận chuyển tịnh của bùn cát. Sự gia tăng mật độ do bùn cát lơ lửng có bên trong dòng chảy dẫn tới sự phân bố ứng suất tiếp trung bình bằng

$$\tau = \int_z^D \tan \beta (s-1) \rho g \bar{c} dz' \quad (4.22)$$

trong đó s là mật độ tương đối của bùn cát. Sự phân bố này sau đó sẽ được bao gồm trong mô hình thủy động lực để tính toán dòng chảy trung bình có xét tới ảnh hưởng của gia tốc trọng trường. Sự bao gồm của thành phần này sẽ dẫn tới cần có một quá trình tương tác, trước tiên là cần tính toán thủy lực trong trường hợp không xét tới ảnh hưởng của độ dốc đáy, tiếp sau đó là tính toán trường nồng độ bùn cát và xác định ứng suất tiếp có xét tới độ dốc như trong phương trình (4.22). Cuối cùng, một mô phỏng thủy động lực mới có xét tới cả ảnh hưởng của gia tốc trọng trường sẽ được thiết lập và kết quả mô phỏng tương ứng với dòng chảy trung bình sẽ cho biết giá trị vận chuyển bùn cát tịnh

Ngoài ra còn có một ảnh hưởng khác của độ dốc đáy có thể được xét tới trong mô hình tính toán vận chuyển bùn cát theo phương ngang. Độ dốc đáy sẽ làm cho các chuyển động quỹ đạo của các chất điểm nước do ảnh hưởng của sóng sẽ bị hội tụ hoặc phân kỳ khi nước chuyển động lên, xuống khỏi bãi biển. Điều này có ảnh hưởng tới chuyển động rối và ứng suất tiếp tại đáy ở lớp biên sóng, và sẽ tạo thành dòng chảy trung bình ở gần đáy chuyển động lên phía trên (Justesen, 1988). Một ảnh hưởng khác là quá trình của hiệu ứng nước nông sẽ làm cho sóng bị uốn về phía bãi biển có bề mặt dốc hơn. Điều này cũng ảnh hưởng tới dòng chảy rối ở lớp biên sóng và cho giá trị ứng suất tiếp trung bình.

Trong phần này, một số cơ chế có ảnh hưởng tới vận chuyển bùn cát tịnh dưới các sóng không vỡ đã được mô tả. Hiện tại, chưa có lý thuyết mô hình vận chuyển được mô tả ở trên được kiểm nghiệm một cách kỹ lưỡng bằng cách so sánh với số liệu thực đo và số liệu trong phòng thí nghiệm. Những vấn đề chính chủ yếu là trong rất nhiều dạng phân bố khác nhau thì tất cả đều rất nhỏ so với chuyển động bùn cát tổng cộng do tác dụng chuyển động quỹ đạo của các chất điểm nước hình thành do sóng. Cũng như sẽ được mô tả trong phần tiếp theo, vận chuyển bùn cát theo phương ngang có cường độ ở bên trong vùng sóng vỡ lớn hơn nhiều so với bên ngoài vùng sóng vỡ. Mặc dù vậy, vận chuyển bùn cát theo phương ngang dưới tác dụng của sóng không vỡ là một yếu tố rất quan trọng đối với sự hình thành mặt cắt ngang bờ biển, do tại một vị trí xác định, trạng thái sóng không vỡ trong điều kiện thời tiết lặng sẽ trong cả một thời đoạn dài là chủ yếu so với các sóng vỡ sinh xuất hiện khi có bão và chỉ duy trì trong một thời đoạn ngắn..

VẬN CHUYỂN BÙN CÁT THEO PHƯƠNG NGANG TRONG VÙNG SÓNG VỖ

Các trạng thái bên trong vùng sóng vổ được đặc trưng bởi sự tiêu tán năng lượng sóng và sinh ra các nhiễu động và dòng chảy hỗn loạn do tác dụng của sóng vổ. Tất cả các cơ chế trên đều được phát hiện thấy là có đóng góp cho sự vận chuyển bùn cát theo phương ngang bên ngoài dải sóng vổ và nó cũng có liên quan tới vùng sóng vổ. Nhưng độ lớn của nó thì nhỏ hơn nhiều so với bên trong vùng sóng vổ vì sự tiêu tán năng lượng trong lớp biên sóng thì nhỏ hơn so với sự tiêu tán năng lượng trong vùng sóng vổ.

Như đã mô tả trong phần trước, ứng suất tiếp sinh ra có sự tiêu tán năng lượng sóng xảy ra ở gần mặt nước, để đạt trạng thái cân bằng lực thì các ứng suất tiếp là các tham số quan trọng đối với sự phân bố lưu tốc. Ngoài ra còn phải kể tới sự đóng góp thêm đối với phương trình liên tục trong nước được vận chuyển về phía bờ với mặt nước bị cuốn theo mỗi con sóng phía trước sóng đã vổ ở bên trong vùng sóng vổ. Kết hợp phân bố ứng suất tiếp cũng với phương trình liên tục cho biết đường phân bố vận tốc trung bình, với dòng chảy mạnh ở sát đáy có hướng từ trong bờ ra ngoài khơi và dòng chảy trung bình có hướng từ ngoài khơi vào trong bờ ở sát mặt nước. Biểu đồ phân bố nồng độ bùn cát lơ lửng chịu ảnh hưởng của hiện tượng rối loạn và nhiễu động ở mức độ mạnh do hiện tượng sóng vổ. Phân bố nồng độ bùn cát lơ lửng theo chiều dọc ở bên trong vùng sóng vổ do vậy mà đều hơn rất nhiều so với bên ngoài vùng sóng vổ. Tuy nhiên, nồng độ bùn cát lơ lửng ở gần đáy vẫn có giá trị lớn nhất, dẫn tới vận chuyển bùn cát tịnh sẽ có hướng ra phía ngoài khơi với sự có mặt của dòng phản hồi.

Độ lớn của lượng bùn cát vận chuyển trong vùng sóng vổ có liên quan tới phần bên ngoài vùng sóng vổ được minh họa trong ví dụ sau. Cho độ sâu nước trung bình $h=2\text{m}$, chiều cao sóng bằng nửa độ sâu nước $H=1\text{m}$, và chu kỳ sóng $T=5\text{s}$. Mô phỏng được thực hiện trên cơ sở giả thiết trạng thái sóng vổ cũng như sóng không vổ. Với độ dốc đáy ở vùng ngoài khơi $\beta = 1/50$ và đường kính hạt bùn cát $d=0,2\text{ mm}$, sóng không vổ sẽ tạo nên lượng vận chuyển bùn cát tịnh là $0,82\text{ m}^3/\text{m.ngày}$, trong khi sóng vổ tạo nên lượng vận chuyển bùn cát là $-11,2\text{ m}^3/\text{m.ngày}$, trong đó chỉ số “âm” chỉ hướng vận chuyển bùn cát từ trong bờ ra phía ngoài khơi.

Mô hình trên có giá trị đối với các sóng vổ bậc đầu và cho miền bên trong vùng sóng vổ, nơi sóng vổ thường xuất hiện thường xuyên hơn so với các sóng cuộn. Trường dòng chảy phức hợp ở gần điểm sóng vỡ bờ của các sóng vổ bờ không được mô tả ở phần này. Các sóng vỡ bờ có thể tạo thành luồng dòng chảy mạnh thâm nhập xuống đáy và các xoáy liên kết lớn có thể được hình thành và gây ảnh

hường đáng kể tới sự phân bố bùn cát cục bộ và mạch động của dòng chảy. Hiện chưa có mô hình định lượng nào có xét tới các hiện tượng trên trong quá trình mô phỏng.

SỰ HÌNH THÀNH VÀ PHÁT TRIỂN MẶT CẮT NGANG BÃI BIỂN

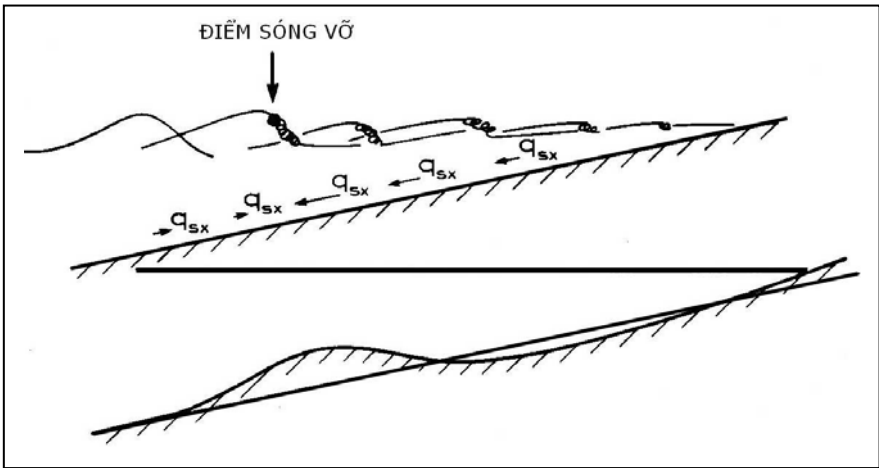
Mặt cắt ngang bãi biển có thể biến đổi rất nhiều trong vòng một năm, thậm chí trong 1 trận bão đơn lẻ. Các bãi cát ngầm dọc bờ biển có thể được hình thành và các bãi cát ngầm đã có có thể bị dịch chuyển vị trí hoặc bị phá hủy. Vận chuyển bùn cát ngang bờ đóng một vai trò quan trọng trong sự phát triển của mặt cắt ngang bãi biển và với giả thiết đối với vận chuyển bùn cát theo phương ngang, một mô hình mô tả sự phát triển hình thái có thể được mô phỏng. Giả thiết chính được sử dụng là trong trường hợp mô hình 2 chiều, trong đó lưu lượng tịnh theo hướng dọc bờ biển là bằng không.

Mô hình hình thái bao gồm một mô hình vận chuyển bùn cát theo phương ngang (vào trong bờ/và ra ngoài khơi), trong đó tính toán các sự biến đổi chi tiết của lượng bùn cát vận chuyển dọc theo mặt cắt ngang bãi biển. Từ trường vận chuyển bùn cát, sự hình thành của mặt cắt ngang bãi biển được tính toán bằng phương trình liên tục bùn cát như sau:

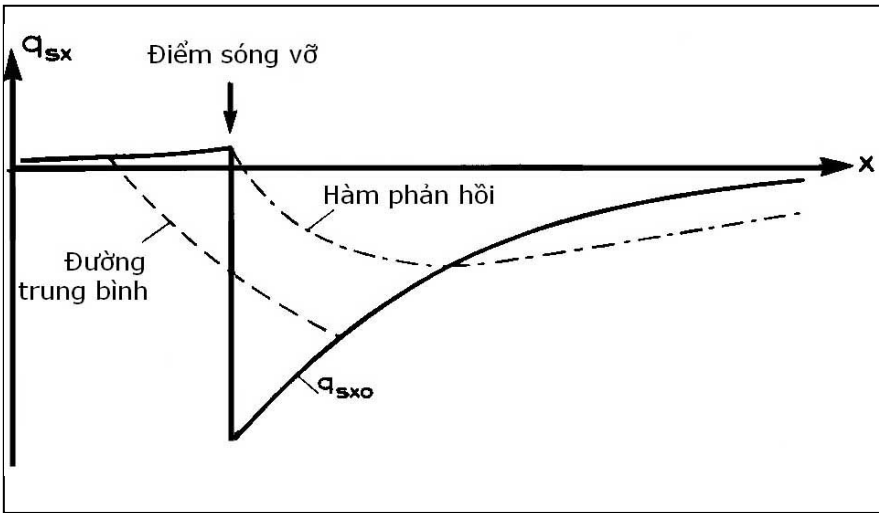
$$\frac{\partial h}{\partial t} = -\frac{1}{1-n} \frac{\partial q_{sx}}{\partial x} \quad (4.23)$$

trong đó h là cao trình đáy, n là độ rỗng của bùn cát tại đáy và q_{sx} là suất chuyển bùn cát theo phương (x). Trong thực tế, mô hình vận chuyển bùn cát và phương trình liên tục được giải phương pháp số. Thông thường, một lược đồ sai phân hữu hạn được dùng để sai phân hóa hệ phương trình, và các điều kiện thủy động lực và suất chuyển bùn cát được tính toán tại mỗi điểm trong lưới sai phân tại thời điểm t . Bằng cách sử dụng phương trình liên tục, địa hình đáy sau một bước thời gian tính toán ($t + \Delta t$) sẽ được xác định. Việc lựa chọn lược đồ số để giải phương trình liên tục cũng không phải được xem nhẹ. Các khía cạnh của phân tích số sẽ không được xem xét một cách chi tiết trong giáo trình này, nhưng có thể lưu ý tới việc sửa đổi lược đồ sai phân Lax-Wendroff (tham khảo trong Abbott, 1985) đã chứng minh tính phù hợp của mô hình (Deigaard et al., 1988).

Từ đoạn bờ biển có sự vận chuyển bùn cát theo phương ngang, dòng phản hồi ở đáy (*undertow*) có tác dụng vận chuyển bùn cát ra ngoài khơi trong vùng sóng vỡ. Ở bên ngoài vùng sóng vỡ, tác dụng vận chuyển bùn cát của dòng phản hồi ở đáy thường nhỏ, và có xu hướng vận chuyển theo hướng từ ngoài khơi vào trong bờ. Điều này có nghĩa là dải cát ngầm theo hướng dọc bờ sẽ có xu thế được hình thành trên mặt cắt ngang có độ dốc ngang không đổi dẫn tới sự vận chuyển bùn cát theo phương ngang. (xem hình 4.18). Sự vận chuyển bùn cát theo phương ngang được xem như một yếu tố quan trọng đối với việc hình thành các dải cát ngầm tại dải sóng vỡ, nhưng các cơ chế



Hình 4-18 Sự vận chuyển bùn cát theo phương ngang và sự hình thành của dải cát ngầm ở vùng sóng vỡ.



Hình 4-19 Làm trơn việc tính toán phân bố vận chuyển

thức trong các điều kiện sóng ở ven bờ và chi tiết của các mô hình vận chuyển bùn cát. Một điểm quan trọng khác trong mô hình vận chuyển bùn cát theo phương ngang là việc làm trơn các tính toán vận chuyển bùn cát. Trong trường hợp các sóng đều, tính toán vận chuyển bùn cát có thể có bị gián đoạn tại điểm sóng vỡ (như hình 4-19). Nhưng điều này là không đúng trong thực tế, khi biểu đồ của dòng phản hồi cần có khoảng cách trước khi nó được phát triển hoàn toàn. Để mô tả ảnh hưởng này, trường vận chuyển bùn cát tính toán cần được làm trơn tại mỗi bước thời gian tính toán trong mô hình hình thái trước khi nó được dùng để tính toán sự biến đổi đáy.

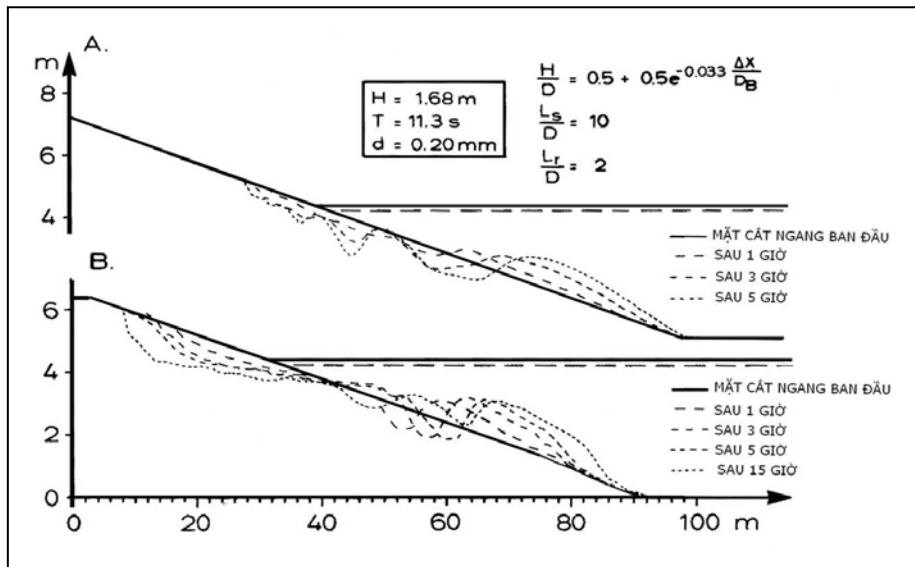
Quá trình làm trơn như đã nêu ở ví dụ trên được xem như lấy trung bình trong quá trình tính hoặc bằng cách áp dụng một hàm đối có dạng sau:

khác cũng có thể có vai trò quan trọng đối ví dụ như các xoáy lớn hình thành tại điểm sóng vỡ bổ nhào và sự dao động với tần suất thấp được hình thành bởi các nhóm sóng.

Một số mô hình hình thái khác đã được xây dựng theo nguyên lý nêu trên. Các mô hình này dự đoán sự hình thành ban đầu của một dải cát ngầm trên một bãi biển phẳng ở trạng thái ban đầu do sự vận chuyển bùn cát theo hướng ra xa bờ trong vùng sóng vỡ, nhưng chúng bị lệch hướng trong giai đoạn kế tiếp do sự khác biệt trong các công

$$\frac{dq_{sx}}{dx} = \frac{q_{sxo} - q_{sx}}{L_r} \quad (4.24)$$

trong đó q_{sxo} là suất chuyển bùn cát lấy trực tiếp từ mô hình vận chuyển bùn cát theo phương ngang và q_{sx} là suất chuyển bùn cát được sử dụng trong tính toán sự phát triển hình thái. Ảnh hưởng của hai dạng trơn hóa trên được mô tả tại hình (4.20).



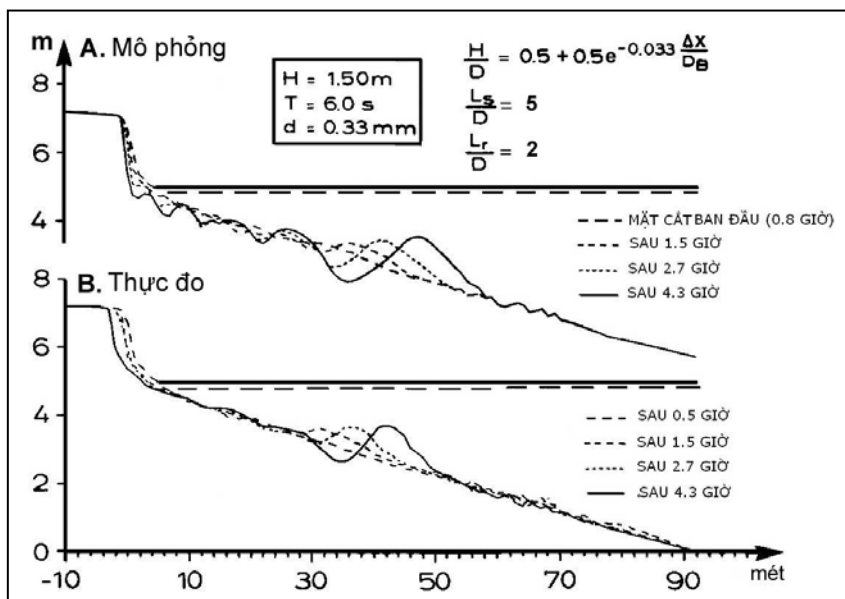
Hình 4-20
 A- Kết quả mô phỏng sự tiến triển mặt cắt ngang (sau 5 giờ đầu tiên).

B- Kết quả thực đo theo, Saville (1957).

Có thể thấy rằng, cả hai dạng đường đã được làm trơn trên đều tạo nên sự vận chuyển bùn cát cực đại theo hướng ra ngoài khơi (dấu âm) bị dịch chuyển vào phía trong bờ từ điểm sóng vỡ. Điều này có ảnh hưởng đáng kể đối với sự hình thành của các vùng chân của dải cát ngầm ở vùng ven bờ. Hơn thế, việc lấy trung bình hóa có thể gây nên sự vận chuyển bùn cát theo hướng ra ngoài khơi bắt đầu từ phần bên ngoài của điểm sóng vỡ, trong đó sự vận chuyển bùn cát làm trơn hóa trên bề mặt trước của các dải cát ngầm.

Hedegaard et al. (1991) đã thực hiện các mô phỏng, trong đó có sử dụng các sự kết hợp khác nhau của hai dạng trơn hóa. Hình (4-20) và (4-21) trình bày kết quả so sánh giữa sự hình thành mặt cắt ngang bãi biển thực đo và mô phỏng bằng mô hình số. Trong cả hai trường hợp, việc làm trơn hóa đã được thực hiện, trước tiên bằng cách lấy giá trị trung bình trượt, và sau đó sử dụng các hàm đối. So sánh với các kết quả thực đo của Saville (1957), trung bình trượt được lấy trên chiều dài L_s , tương đương với 10 lần độ sâu cục bộ D , và tỷ lệ chiều dài L_r của hàm đối được lấy bằng $2D$.

Trên đây đã trình bày cách cách mô hình mặt cắt ngang bãi biển mô tả sự hình thành của dải cát ngầm đầu tiên và sự dịch chuyển dần của nó theo hướng ra ngoài khơi. Hơn thế, sự hình thành của các dải cát ngầm thứ 2 và thứ 3 ở vùng ven bờ lần



Hình 4-21 So sánh mặt cắt ngang thực đo và tính toán theo Dette and Uliczka (1986).

A- Kết quả mô phỏng

B- Kết quả thực đo

đầu tiên được mô phỏng lại trên cơ sở mô phỏng lại các kết quả thực đo của Saville's (1957). Tuy nhiên, mô hình trên cũng chưa thỏa mãn được việc mô phỏng sự triệt thoái (thoái lui) của đường bờ, và nhìn chung, mô hình mặt cắt ngang bờ biển vẫn chưa thể đưa ra những dự đoán có độ tin cậy trong một thời đoạn dài như chúng ta mong muốn.

MÔ HÌNH VẬN CHUYỂN BÙN CÁT THEO PHƯƠNG NGANG ĐƠN GIẢN

Mô hình này lần đầu tiên được Moore (1982) đề xuất và sau này được sửa đổi bởi Kriebel (1982) và Dean (1985). Ý tưởng cơ bản của mô hình là, trên mặt cắt ngang có đường kính hạt đồng nhất trên toàn bộ mặt cắt và bãi biển ở trạng thái cân bằng, thì mức tiêu tán năng lượng trên một đơn vị thể tích sẽ là hằng số như chúng ta giả thiết để mặt cắt ngang bãi biển dạng $A \times y^{2/3}$. Nếu mặt cắt ngang bãi biển khác với dạng mặt cắt ở trạng thái cân bằng trên, thì mức tiêu tán năng lượng trên chiều rộng vùng sóng vỡ sẽ có giá trị khác không. Do vậy, mà nó được giả thiết rằng, số lượng bùn cát dịch chuyển sẽ phụ thuộc vào sự khác nhau giữa mức tiêu tán năng lượng thực tế và mức tiêu tán năng lượng đối với các mặt cắt ngang bãi biển ở trạng thái cân bằng D_* :

$$q_s = K (D - D_*) \quad (4.25)$$

trong đó q_s là thể tích suất chuyển bùn cát theo phương ngang trên một đơn vị chiều rộng theo hướng ra xa bờ và K là hằng số thứ nguyên mới. Mức tiêu tán năng lượng ở trạng thái cân bằng cho mỗi đơn vị thể tích phụ thuộc vào đường kính của hạt bùn cát và phụ thuộc vào hình dạng mặt cắt ngang cân bằng với hệ số tỷ lệ A :

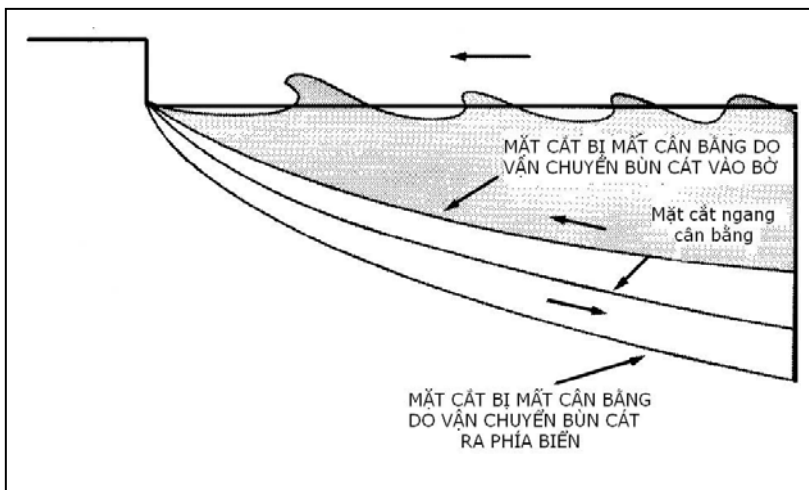
$$A = \left(\frac{24 D_*}{5 \rho g \kappa^2 \sqrt{g}} \right)^{2/3}$$

Nếu D lớn hơn D_* - tương ứng với mức tiêu tán năng lượng ở trạng thái cân bằng, thì ở vùng sóng vỡ sẽ có hiện tượng nhiều động ở mức cao hơn so với mặt cắt ngang cân bằng. Lực phá hoại sau đó có thể gây mất ổn định đối với bùn cát và kết quả của công thức (4.25) sẽ có giá trị dương, trong khi chúng sẽ xác lập sự vận chuyển bùn cát có giá trị dương theo hướng từ trong bờ ra ngoài khơi. Một mặt khác, đối với các giá trị của D nhỏ hơn giá trị ở trạng thái cân bằng, thì sẽ xuất hiện sự vận chuyển bùn cát theo phương ngang vào phía bờ. Giá trị của D có thể tính toán được từ phương trình

$$D_* = \frac{5}{16} \rho g \kappa^2 \sqrt{gh} \frac{dh}{dy}$$

nó phụ thuộc vào độ sâu nước (nhưng mức độ không lớn lắm vì nó có dạng căn bậc hai) và độ dốc đáy cục bộ, là giá trị có mức độ ảnh hưởng mạnh hơn. Nếu độ dốc đáy lớn hơn giá trị độ dốc cân bằng, thì D sẽ lớn hơn giá trị của D_* ở trạng thái cân bằng và vận chuyển bùn cát sẽ có hướng ra phía ngoài khơi. Một trường hợp khác, nếu độ dốc đáy thoải hơn so với giá trị độ dốc ở trạng thái cân bằng thì xuất hiện sự vận chuyển bùn cát theo hướng ra ngoài khơi. Trường hợp này được minh họa trên hình 4-22.

Tiếp đó, cần xem xét sự bảo toàn lượng cát cần để kiểm chứng lại sự biến đổi hình dạng mặt cắt ngang. Đối với một đơn vị diện tích cho trước của bãi biển, thể tích cát dịch chuyển theo hướng ra ngoài khơi trong một đơn vị thời gian trong diện tích này được ký hiệu là $q_s(y)$. Suất chuyên thể tích bùn cát đi ra khỏi diện tích, ở đây có chiều dài là dy theo hướng ra ngoài khơi, là $q(y + dy)$, nó có thể khác đối với các chế độ sóng khác nhau cũng như các điều kiện bãi biển khác nhau. Lượng cát đi vào diện



Hình 4-22 Vận chuyển bùn cát theo phương ngang trên cơ sở mô hình tiêu tán năng lượng cân bằng.

Tiếp theo, sử dụng chuỗi khai triển Taylo để mở rộng suất chuyên bùn cát và đặt nó bằng với sự thay đổi thể tích:

tích và đi ra khỏi diện tích phải cân bằng với nhau do thể tích lũy tích hoặc thể tích mất đi trên một đơn vị thời gian trong một đơn vị diện tích. Đối với mặt cắt ngang bãi biển, thể tích bùn cát mất đi trên một đơn vị thời gian được biểu diễn bằng tích của sự gia tăng độ sâu h theo thời gian nhân với diện tích của mặt cắt ngang.

$$q_s(y+dy) - q_s(y) = \left[q_s(y) + \frac{\partial q_s}{\partial y} dy + \dots \right] - q_s(y) = \frac{\partial q_s}{\partial y} dy$$

Do vậy, phương trình bảo toàn bùn cát một chiều sẽ dẫn tới dạng sau:

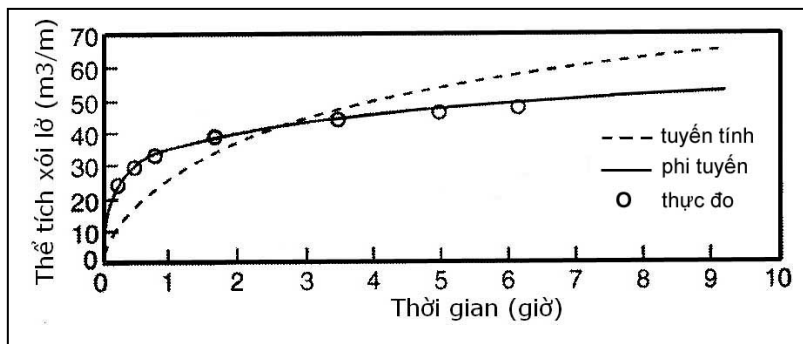
$$\frac{\partial h}{\partial t} = \frac{\partial q_s}{\partial y} \quad (4.26)$$

Kết hợp hai công thức 4.25 và 4.26 sẽ đưa ra một cơ sở cho việc dự báo sự diễn biến của mặt cắt ngang, mà Moore (1982) đã làm, để thu được một giá trị hằng số hợp lý đối với K ($K = 2.2 \times 10^{-6} M^4 / N$) khi so sánh với số liệu trong phòng thí nghiệm.

Dean và Zheng (1994) và Zheng và Dean (1997) đã lưu ý rằng các thí nghiệm khác nhau về vận chuyển bùn cát theo phương ngang dường như đã đưa ra một loạt các giá trị thời khoảng khác nhau. Ví dụ như Dette và Uliczka (1987) đã đưa ra gợi ý về bước thời gian cân bằng là khoảng 10 giờ, trong khi các kết quả của Swart (1974) đã gợi ý về khoảng thời gian cân bằng là khoảng 1000 giờ. Vấn đề về mối tương quan vận chuyển bùn cát theo phương ngang đã được tiếp cận bằng các xem xét về tỷ lệ tương quan Fronde, từ đó dẫn tới tương quan sau

$$q_r = L_r^{\frac{3}{2}} \quad (4.27)$$

trong đó ký hiệu r được dùng để chỉ tỷ lệ của mô hình so với giá trị của nguyên mẫu, L là tỷ lệ chung về chiều dài và tỷ lệ bước thời gian là căn bậc hai của tỷ lệ chiều dài được lấy từ thang Froude. Nếu K được xem như là hằng số thì hệ số tỷ lệ có liên quan tới công thức (4.25) có thể được biểu diễn như sau: $q_r = L_r^{\frac{1}{2}}$ (4.28)



Hình 4-23 So sánh suất chuyển bùn cát đụn cát không có bãi theo số liệu của Dette và Uliczka (1987) - tuyến tính, $n = 1$, đường đứt, phi tuyến, $n=3$; đường liền nét

Một cách biểu diễn khác có thể là tương quan vận chuyển bùn cát được cải tiến có dạng:

$$q = \kappa (D - D_*)^3 \quad (4.29)$$

Với tỷ lệ đúng. Tương quan vận chuyển bùn cát phi tuyến này có thể được giải thích với các tỷ lệ thời gian khác nhau sẽ không được xem xét trong phần này. Nhìn chung, tương quan vận chuyển bùn cát này cho thấy sự phù hợp tốt hơn nhiều, ví dụ như ở kết quả trình bày ở hình 4.23, so với số liệu của Dette and Uliczka (1987).

CHƯƠNG 5

DIỄN BIẾN BỜ BIỂN

5.1 HÌNH DẠNG MẶT CẮT NGANG BỜ BIỂN VÀ VẬN CHUYỂN BÙN CÁT THEO PHƯƠNG NGANG

GIỚI THIỆU

Nghiên cứu diễn biến bờ biển luôn xem xét tới động lực của sóng và dòng chảy trên bãi biển, sự tương tác của các yếu tố động lực này đối với sự vận chuyển bùn cát ở ven bờ và ảnh hưởng của chúng tới sự thay đổi hình dạng mặt cắt ngang bãi biển. Ứng với những điều kiện nhất định của sóng, mực nước và dòng chảy, sẽ tồn tại một hình dạng tương ứng của mặt cắt ngang bãi biển, mặt cắt này được gọi là "mặt cắt ngang ở trạng thái cân bằng". Trong nghiên cứu hình thái bờ biển, khái niệm mặt cắt ngang bãi biển "cân bằng" là một công cụ có giá trị, trong phân tích diễn biến bờ biển, vận chuyển bùn cát ngang bờ.

Trong phòng thí nghiệm, khi chiều cao và chu kỳ sóng được khống chế thì hình dạng mặt cắt ngang của bãi biển có thể đạt tới trạng thái cân bằng "tĩnh", khi các điều kiện biên được duy trì; ngược lại, trong điều kiện tự nhiên, khi các điều kiện biên như sóng, mực nước, dòng chảy,... liên tục thay đổi thì hình dạng mặt cắt ngang bãi biển cũng sẽ thay đổi một cách tương ứng, và rất ít khi đạt tới trạng thái cân bằng, hoặc nếu có thì trạng thái này cũng chỉ tồn tại trong một thời gian rất ngắn.

Tuy nhiên, cách tốt nhất để hiểu được quá trình diễn biến bờ biển và sự thành tạo mặt cắt ngang bãi biển cân bằng là xem xét các tác động của sóng, thủy triều và dòng chảy đối với mặt cắt ngang bãi biển. Các tác động này có liên hệ chặt chẽ với hiện tượng vận chuyển bùn cát theo phương ngang, vuông góc với đường bờ và "phản ứng" của bờ biển với các tác động trên. Có thể nói rằng, những hiểu biết đầy đủ về quá trình diễn biến bờ biển phụ thuộc rất nhiều vào các kết quả nghiên cứu quá trình vận chuyển bùn cát theo phương ngang, một trong những lĩnh vực còn nhiều mới mẻ trong nghiên cứu hình thái bờ biển và hết sức phức tạp, và nó còn phụ thuộc vào khả năng mô hình hóa, mô phỏng các hiện tượng diễn ra trên bãi biển sát với những gì diễn ra trong tự nhiên.

Chương 5 sẽ giới thiệu một số khái niệm cơ bản về hình dạng mặt cắt ngang bãi biển ở trạng thái cân bằng, xem xét mối liên hệ giữa mặt cắt ngang cân bằng với quá trình vận chuyển bùn cát ngang bờ, đánh giá ảnh hưởng của sự biến đổi mực nước trong thời đoạn ngắn (như hiện tượng nước dâng) và trong thời đoạn dài (hiện tượng dâng cao mực nước biển) đối với diễn biến bờ biển và hình dạng mặt cắt ngang bãi biển. Một số mô hình mô phỏng diễn biến bờ biển và các nghiên cứu thực nghiệm về vận chuyển bùn cát theo phương ngang cũng sẽ được xem xét nhằm làm sáng tỏ các quá trình vật lý có liên

quan trọng sự phát triển của hình dạng bờ biển. Cũng cần lưu ý rằng, vì đây là một vấn đề phức tạp và trong khuôn khổ của môn học, các nghiên cứu diễn biến bờ biển chỉ được xem xét trong không gian hai chiều, với giả thiết mặt cắt ngang bãi biển có hình dạng đơn giản và vận chuyển bùn cát theo phương ngang là nguyên nhân chính gây ra diễn biến bờ biển.

Như đã đề cập tới ở trên, hình dạng mặt cắt ngang bãi biển là một tham số quan trọng trong nghiên cứu diễn biến bờ biển vì nó có liên quan chặt chẽ tới hiện tượng sóng đổ và quá trình tiêu tán năng lượng sóng trong vùng sóng vỡ. Hình dạng mặt cắt ngang bãi biển vừa chịu ảnh hưởng của hiện tượng sóng đổ và tiêu tán năng lượng sóng làm thay đổi độ dốc, xấp xếp lại bùn cát thành những doi cát còn ngằm trên bề mặt bãi biển. Nhưng nó cũng có tác động trở lại đối với sự tiêu tán năng lượng sóng và vị trí xuất hiện sóng đổ. Có thể minh họa sự tương tác trên qua phân tích dưới đây. Giả sử bãi biển chịu tác dụng của sóng có năng lượng sóng lớn (xuất hiện trong bão), gây phá hoại đường bờ. Lúc này bờ biển sẽ phản ứng lại bằng cách giảm độ dốc của mặt cắt ngang, làm dịch chuyển vùng sóng vỡ ra phía ngoài khơi, và qua đó phân phối lại năng lượng sóng bị tiêu tán trên một vùng rộng hơn, năng lượng sóng vì vậy sẽ bị tiêu tán nhiều hơn trước khi chúng tiến tới bờ. Tác động của sóng trong bão đã làm thay đổi hình dạng mặt cắt, hay nói cách khác, bãi biển đã tự điều chỉnh lại hình dạng của nó để cân bằng lại năng lượng sóng tác động tới bờ.

Hiện tượng thay đổi độ dốc bãi biển dưới tác động của sóng hình thành trong bão vừa nêu ở trên cần phải được phân biệt rõ với hiện tượng xói lở bờ biển, vì hai hiện tượng này có bản chất hoàn toàn khác nhau. Hiện tượng xói lở bờ biển sẽ dẫn tới sự thiếu hụt các vật liệu bùn cát ở bãi trước trong thời đoạn dài, và gây nên hiện tượng suy thoái đường bờ biển. Còn hiện tượng thay đổi độ dốc bãi biển tương ứng với năng lượng sóng lại tạo thành vùng đệm ở phía trước bờ biển, nhằm bảo vệ các đường bờ trước tác dụng của sóng và do đó mà nó sẽ ngăn ngừa và giảm bớt tác dụng xói lở do sóng lớn gây ra.

ĐẶC TRƯNG VÀ TƯƠNG QUAN HÌNH DẠNG BÃI BIỂN

Hình (5-1) minh họa các thành phần thường có trên mặt cắt ngang bãi biển, nó bao gồm mặt dốc bãi biển, thềm bãi (có thể có hoặc không), và chân bãi. Trên thềm bãi có thể có một hoặc nhiều dải cát ngằm nằm xen kẽ với các cồn ngằm. Các cồn ngằm, dải cát ngằm này ít nhiều có liên quan tới dao động theo mùa của sóng và dòng chảy. Một số nơi, chúng xuất hiện và tồn tại gần như lâu dài. Trong chương này sẽ giới thiệu một số tham số có ảnh hưởng tới hình thái của mặt cắt ngang bãi biển, như đường kính trung bình của bùn cát trên bãi biển, độ dốc mặt bãi, phân tích tương quan giữa hình dạng bãi biển với các tham số trên. Mặc dù hình dạng mặt cắt ngang bãi biển có thể rất phức tạp khi có mặt các dải cát, cồn ngằm trên thềm bãi, nhưng nhìn chung, chúng đều có cùng

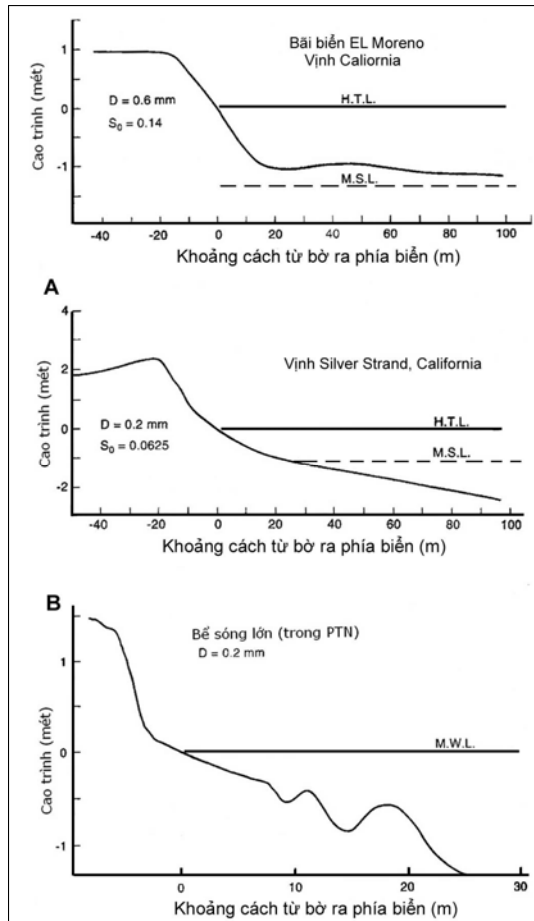
một đặc điểm. Đó là dốc ở đoạn sát bờ, sau đó độ dốc giảm dần khi độ sâu nước tăng theo hướng từ trong bờ ra phía ngoài khơi. Đặc điểm hình dạng này chính là cơ sở cho việc xây dựng các biểu thức toán học mô tả hình dạng chung của mặt cắt ngang bãi biển. Các biểu thức toán học mô tả hình dạng mặt cắt ngang bãi biển này sau đó được dùng để phân tích sự thay đổi động năng sóng trong quá trình xuất hiện hiệu ứng nước nông, được sử dụng trong khảo sát sự hình thành dòng chảy ven bờ và vận chuyển bùn cát dọc và đặc biệt là được dùng để mô hình hóa sự diễn biến hình thái bãi biển và sự biến đổi của đường bờ.

Biểu thức toán học mô tả hình dạng bãi biển được sử dụng phổ biến nhất trong các nghiên cứu diễn biến bờ biển từ trước tới nay là biểu thức do Bruun và Dean xây dựng (còn gọi là mặt cắt ngang dạng Bruun/Dean), có dạng như sau:

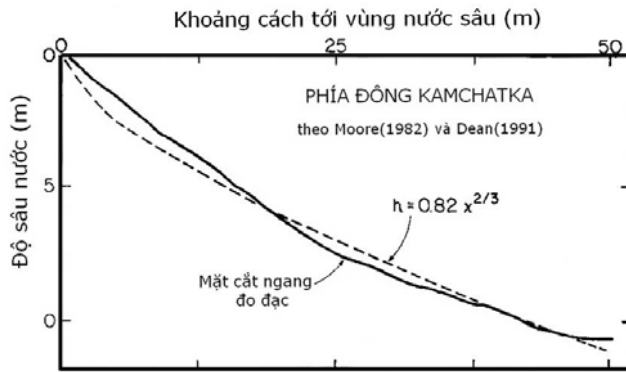
$$h = Ax^{2/3} \quad (5.1)$$

trong đó h là độ sâu nước tại điểm cách bờ theo phương ngang một khoảng là x , và A là hệ số kinh nghiệm thứ nguyên của hình dạng mặt cắt (thứ nguyên = $L^{1/3}$).

Có thể thấy tương quan giữa độ sâu (h) và khoảng cách (x) của mặt cắt ngang trong công thức (5-1) có dạng hàm mũ và khá phù hợp với hình dạng của mặt ngang bãi biển trong thực tế, có thể thấy điều này khi so sánh đường tương quan của Bruun với mặt cắt ngang thực đo ở hình (5-2).



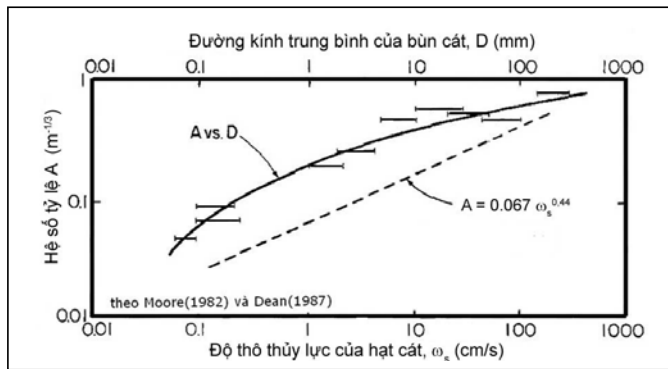
Hình 5-1 Ví dụ về các hình dạng mặt cắt ngang bãi biển tại nhiều vị trí bờ biển khác nhau và từ phòng thí nghiệm



Hình 5-2 Ví dụ về hình dạng mặt cắt của Bruun và Dean $x^{2/3}$ trong công thức (5.1), so sánh với hình dạng mặt cắt ngang thực đo.

Biểu thức ban đầu của Bruun chỉ giới hạn cho phần mặt cắt ngang từ vùng sóng vỡ ra phía biển. Dean đã phát triển ứng dụng cho toàn bộ mặt cắt ngang bãi biển và rút ra rằng, chỉ số mũ $n=2/3$ là khá phù hợp cho 504 mặt cắt ngang bãi biển dọc bờ biển tây nước Mỹ và bờ biển vùng vịnh do Hayden et al. (1975) đo đạc và chỉnh lý. Chỉ số mũ ($n=2/3$) trong công thức (5.1) khẳng định hình dạng phổ biến của mặt cắt ngang bãi biển có dạng hàm mũ và chiều lõm của đường tương quan có hướng đi vào phía trong bờ. Mặc dù $n=2/3$ là giá trị chỉ số mũ phù hợp nhất (qua phân tích và lựa chọn n bằng phương pháp sai số bình phương tối thiểu của hơn 500 mặt cắt ngang thực đo trong tự nhiên), nhưng cũng cần lưu ý rằng, hệ số mũ trong tương quan hàm mũ nêu trên có dải giá trị khá rộng, chúng dao động trong khoảng từ 0,2 đến 1,2.

Một cơ sở khác được dùng để lựa chọn chỉ số mũ $n=2/3$ là sử dụng phân bố thống kê của Gauss. Các thống kê về tương quan giữa độ sâu (h) và khoảng cách (x) của các mặt cắt ngang đo đạc trong tự nhiên đều có xu thế nằm trong phân bố thống kê với khoảng lệch là $2/3$. Giá trị này cũng tương ứng với sự tiêu tán đồng đều năng lượng sóng trên một đơn vị thể tích sóng khi chúng di chuyển qua mặt cắt ngang bãi biển. Trong nghiên cứu về hình dạng các mặt cắt ngang bãi biển trên các đảo ở vùng Caribbean, Boon và Green (1988) đã phát hiện ra một giá trị trung bình của chỉ số mũ xấp xỉ bằng $1/2$ và đi đến kết luận rằng, giá trị này là kết quả của đặc tính phản xạ tự nhiên của các mặt ngang ở vùng này so với mức độ phân xạ sóng của các mặt cắt ngang có hình dạng cong lõm ở bờ biển miền Tây nước Mỹ như trong phân tích của Dean (1977). Nghiên cứu của Boon và Green đã làm củng cố thêm các nhận định ban đầu của Dean cho rằng, khi độ cong lõm của mặt cắt ngang bãi biển biến đổi từ phản xạ - trung gian - tới tiêu tán năng lượng sóng, thì chỉ số mũ n trong biểu thức (5.1) sẽ phải thay đổi chứ không còn có giá trị bằng $2/3$ nữa.

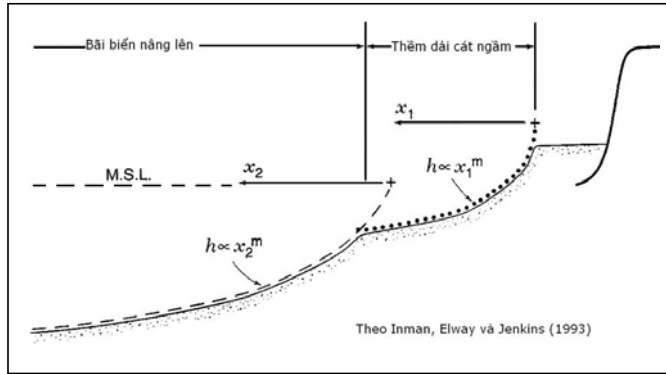


Hình 5-3 Sự phụ thuộc của hệ số tỷ lệ A trong công thức (5.1) của Bruun/Dean với đường kính trung bình hay tốc độ chìm đều của hạt bùn cát trên bãi biển

Theo Moore(1982) và Dean (1987), hệ số kinh nghiệm A trong công thức (5.1) có tương quan với đường kính trung bình của hạt bùn cát trên bãi biển, và độ thô thủy lực hay là tốc độ lắng chìm tương ứng của hạt bùn cát. Có thể thấy từ hình (5-3) rằng, khi giá trị của A là hàm số của đường kính hạt cát hay độ thô thủy lực của hạt cát. Kết quả của xu thế này phản ánh vai trò chi phối của A đối với độ dốc trung bình bãi biển và tương quan với đường kính hạt. Đồng thời như đã đề cập ở chương 3, chúng ta đã biết độ dốc của bãi biển có tương quan chặt chẽ với đường kính trung bình của hạt cát có trên mặt bãi. Độ dốc bãi biển cũng phụ thuộc vào trạng thái sóng, độ dốc sóng và chiều cao sóng (hay năng lượng sóng), điều này cũng có nghĩa là hệ số A cũng sẽ phụ thuộc vào những yếu tố trên.

Pruszek (1993), trên cơ sở các số liệu đo đạc mặt cắt ngang bãi biển trong thời đoạn dài tại hai bờ biển có vị trí khác nhau, đã chứng minh rằng, hệ số A có sự biến thiên trong thời đoạn dài. Sử dụng chuỗi số liệu thực đo hình dạng mặt cắt ngang bãi biển trong 27 năm tại một vị trí trên bờ biển Baltic, Pruszek đã phát hiện thấy rằng, A biến đổi trong phạm vi từ 0.05 to 0.10 ($m^{1/3}$) trong một chu kỳ đều đặn có độ dài khoảng từ 25-30 năm. Tại vị trí thứ hai trên biển Đen, các hình dạng mặt cắt trung bình tháng được thu thập từ năm 1972 đến 1978, các số liệu đo đạc đã cho thấy giá trị của A biến thiên theo một chu kỳ hàng năm một cách rõ rệt do có sự biến đổi của các trạng thái sóng theo mùa, đồng thời các số liệu này cũng đã bộc lộ một xu thế dài hạn trong đó giá trị trung bình của A tăng từ 0.15 đến 0.25 ($m^{1/3}$) trong thời đoạn 6 năm. Sự biến đổi của A một lần nữa cho thấy rằng giá trị này phụ thuộc vào trạng thái sóng cũng như vào đường kính của hạt bùn cát hay độ thô thủy lực của bùn cát và các thông số này có thể có xu thế biến đổi trong thời đoạn dài do sự biến đổi hình thái bãi biển.

Hình 5-4 Mặt cắt ngang hỗn hợp của Inman. Trong đó hình dạng mặt cắt ngang của Bruun/Dean ($h = Ax^n$) được bố trí sao cho trùng khớp với từng đoạn bãi biển trên toàn bộ mặt cắt ngang, đồng thời mô tả được sự có mặt của các dải cát và cồn ngầm ở thềm bãi.



Biểu thức quan hệ hình dạng mặt cắt ngang bãi biển của Bruun/Dean là công cụ đơn giản nhưng lại rất có giá trị khi mô tả tương quan giữa độ sâu (h) với thay đổi độ dốc đáy theo khoảng cách ra ngoài khơi. Tuy vậy, nó lại không thể dùng để giải thích được sự có mặt của các dải cát hay cồn ngầm xuất hiện ở thềm bãi. Để khắc phục hạn chế này, Inman, Elwany, và Jenkins (1993) đã xây dựng một dạng mặt cắt ngang hỗn hợp, như minh họa trong hình (5-4), trong đó hình dạng mặt cắt ngang của Bruun/Dean ($h = Ax^m$) được lấy trùng khớp với từng đoạn bãi biển trên toàn bộ mặt cắt ngang. Trong mặt cắt ngang của Inman, chỉ số mũ m được dùng để điều chỉnh sự phù hợp giữa mặt cắt lý thuyết với mặt cắt thực tế. Inman và các cộng sự đã xác định được rằng với $m=0,4$ thì cả hai đoạn bờ biển trên mặt cắt ngang khảo sát phù hợp với mặt cắt đo đạc nhất. Đồng thời Inman cũng dịch chuyển điểm gốc của đường tương quan hình dạng mặt cắt ngang ở sát bờ, được biểu thị bằng dấu “+” trong hình (5-4), lên vị trí phía trên cao trình bãi, để tránh cho độ dốc tại đoạn này không có giá trị vô cùng lớn.

Đoạn bờ biển ở gần bờ được gọi là đoạn "thềm của cồn ngầm", còn đoạn bờ biển ở phía ngoài khơi được gọi là đoạn "bãi biển nâng". Việc phân chia mặt cắt ngang của Inman được thực hiện trên cơ sở là trong tự nhiên, quá trình diễn biến bờ biển ở hai phần bờ biển này là khác nhau. Cụ thể là hiệu ứng nước nông xảy ra ở đoạn "bãi biển nâng" và cồn ngầm hiện tượng sóng đổ và vỡ bờ lại chủ yếu diễn ra ở đoạn "thềm của cồn ngầm" ở gần bờ. Việc sử dụng hình dạng mặt cắt ngang phức hợp gồm nhiều đoạn bờ biển thành phần như đề xuất của Inman phần nào đã giải thích được sự xuất hiện và tồn tại của dải cát hay cồn ngầm ở vùng thềm bãi, và đặc biệt là sự có mặt của cồn ngầm ở rìa ngoài của thềm bãi trong vùng sóng vỡ. Tuy nhiên cách tiếp cận theo phương pháp đường cong thích hợp cho từng đoạn bờ biển vẫn không thể giải thích được sự có mặt của các rãnh sâu dọc bờ.

Một hạn chế khác trong tương quan hình dạng mặt cắt ngang của Bruun/Dean là độ dốc bãi biển ở điểm sát bờ sẽ có giá trị $S = +\infty$. Nếu lấy đạo hàm tương quan ở biểu thức (5.1) theo khoảng cách (x), ta sẽ được độ dốc bãi biển S có dạng như sau:

$$S = \frac{dh}{dx} = \frac{2A}{3x^{2/3}} \quad (5.2)$$

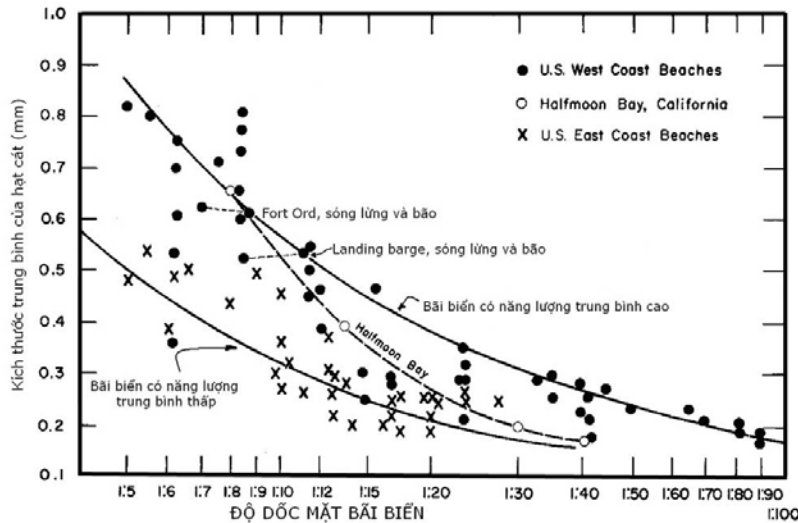
Từ công thức (5.2) có thể thấy rằng độ dốc $S = +\infty$ khi $x=0$ tại điểm ở trên bờ. Điều này cũng đúng cho tất cả các mô hình hình dạng đường bờ có sử dụng công thức (5.1) với điều kiện là hệ số mũ trong biểu thức trên là nhỏ hơn 1 (*điều này đồng nghĩa với bờ biển có đỉnh cong hướng về phía bờ*). Như vậy, có thể thấy rằng mô hình hình dạng mặt cắt ngang đơn giản của Bruun/Dean rất phù hợp với mặt cắt ngang ở vùng nước sâu, như Bruun (1954) đã tính toán, càng vào gần bờ, khi xuất hiện các dải cát và cồn ngầm thì mức độ phù hợp của hình dạng mặt cắt ngang sẽ giảm dần và nó hoàn toàn không phù hợp đối với đoạn mặt cắt ngang ở sát bờ.

TƯƠNG QUAN GIỮA ĐỘ DỐC BÃI BIỂN VỚI ĐƯỜNG KÍNH HẠT CÁT

Độ dốc bề mặt bãi biển bị khống chế bởi sự tính không đối xứng giữa của cường độ của sóng vỗ vào bờ với sóng rút từ trong bờ ra ngoài khơi và từ đó dẫn tới sự không cân xứng của lượng vận chuyển bùn cát theo phương ngang. Do nước biển một phần bị thấm vào bên trong bãi cát và do tác dụng của lực kéo do ma sát tại vùng sóng vỗ bờ mà các sóng rút thường có khuynh hướng nhỏ hơn so với sóng vỗ vào bờ. Sự không đối xứng này làm dịch chuyển bùn cát theo phương ngang cho đến khi một độ dốc cân bằng mới được hình thành, lúc này trọng lực làm nước rút ra biển mạnh hơn và làm gia tăng sự vận chuyển bùn cát ra vùng ngoài khơi. Khi lượng bùn cát vận chuyển ra ngoài khơi cân bằng với lượng bùn cát vận chuyển vào trong bờ, thì độ dốc trên bề mặt bãi có giá trị không đổi và đây là trạng thái "*cân bằng động lực*" của bãi biển theo phương ngang.

Độ dốc của bề mặt bãi biển ở trạng thái cân bằng động lực phụ thuộc một phần vào lượng nước biển bị thất thoát do hiện tượng thấm vào bên trong bãi biển. Hiện tượng thấm chủ yếu bị khống chế bởi kích thước của hạt bùn cát trên bãi biển - nước sẽ thấm với tốc độ nhanh hơn rất nhiều trên bờ biển có cấu tạo là bùn cát thô so với bờ biển có cấu tạo là bùn cát mịn. Kết quả là ở bãi biển có cấu tạo bùn cát thô, dòng rút sẽ yếu hơn và do đó mà độ dốc mặt bãi sẽ lớn hơn nhiều so với bãi biển có cấu tạo là bùn cát mịn.

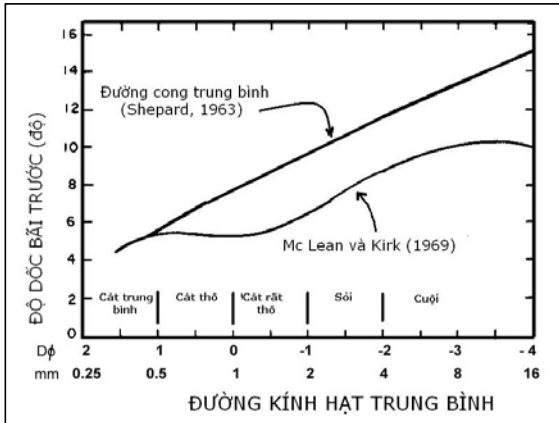
Một loạt các nghiên cứu ngoài thực địa đã chứng tỏ về mặt định lượng rằng, bãi biển có cấu tạo từ các hạt thô sẽ có độ dốc mặt bãi lớn hơn (Bascom, 1951; Wiegell, 1964; McLean và Kirk, 1969; Dubois, 1972), và điều này cũng đã được thấy rõ tại các bể sóng thực nghiệm trong phòng thí nghiệm (Bagnold, 1940; Rector, 1954; Van Hijum, 1974). Hình (5-5) mô tả quan hệ giữa độ dốc với kích thước hạt tại một "điểm tham chiếu", phần của bề mặt bãi biển chịu tác dụng của sóng tại vị trí triều trung bình. Việc sử dụng



Hình 5-5 Biểu diễn độ dốc mặt bãi biển là hàm của kích thước hạt bình quân của bùn cát trên bãi biển. Nó cũng chỉ ra sự khác biệt về độ dốc giữa bờ biển ở phía Tây và bờ biển ở phía đông nước Mỹ, điều này phản ánh mức độ quan trọng nói chung của năng lượng sóng, một yếu tố chi phối độ dốc bãi biển

Tốc độ thấm trên mặt bãi cũng chịu ảnh hưởng của mức độ tuyển chọn vật liệu bùn cát trên mặt bãi cũng như kích thước hạt trung bình. Sự tuyển chọn vật liệu do đó cũng sẽ có ảnh hưởng nhất định tới độ dốc bãi. Điều này đã được chứng minh qua các nghiên cứu của Krumbein and Graybill (1965). Các nghiên cứu của hai ông đã phát hiện ra rằng bãi biển có thành phần là các hạt cát thô có mức độ đồng đều và tuyển chọn cao thì độ dốc bãi biển sẽ lớn hơn so với các bãi biển có thành phần là các hạt cát thô nhưng không đồng đều. Tầm quan trọng của mức độ tuyển chọn sau đó đã được McLean and Kirk (1969) khảo sát thêm trên các bãi biển có cấu tạo là hỗn hợp cát cuội sỏi tại New Zealand. Đường quan hệ do hai ông xây dựng đã được so sánh với đường cong của Shepard (1963) ở hình (5-6). Do mức độ tuyển chọn đồng đều của hạt bùn cát rất kém, nên bờ biển New Zealand có độ dốc nhỏ hơn so với bờ biển được đo đạc bởi Shepard, ngay cả khi chúng có cùng kích thước hạt trung bình. Cũng cần lưu ý rằng, đường quan hệ của McLean và Kirk có dạng gợn sóng. Đó là do nguồn gốc tự nhiên của bùn cát trên

bờ biển New Zealand, nguồn gốc bùn cát trong tự nhiên cấu tạo nên bãi biển bao gồm các hạt cuội có kích thước từ 4-16mm hay cát có đường kính trung bình khoảng 0.5 mm hoặc là hỗn hợp của hai vật liệu này. Ở dạng thứ nhất, khi bãi biển có cấu tạo chỉ là cuội sỏi hay chỉ là cát riêng lẻ, thì mức độ đồng đều của vật liệu trên mặt bãi sẽ tốt hơn và dẫn tới bờ biển sẽ dốc hơn, nhưng ở dạng thứ 2, khi các vật liệu lẫn lộn với nhau, thì sự đồng đều và mức độ tuyển chọn vật liệu sẽ kém đi, tốc độ thấm và cả độ dốc bãi biển cũng sẽ giảm theo tương ứng. Vì vậy, đường cong của McLean và Kirk ở hình 5-6 sẽ có hướng đi lên (tương ứng với độ dốc lớn hơn) đối với dạng bãi biển thứ 1 có cấu tạo là cát có đường kính 0.5 mm và cấu tạo là cuội sỏi đơn lẻ, nhưng lại có hướng đi xuống (độ dốc giảm) đối với dạng bờ biển thứ 2 đối các hạt có kích thước trung gian



Hình 5-6 Độ dốc mặt bãi biển thiên theo kích thước hạt theo Shepard (1963) và McLean & Kirk (1969). Đường gợn sóng tự nhiên trên đường cong McLean & Kirk đã chứng tỏ mức độ quan trọng của bùn cát được tuyển chọn trên bãi biển.

TƯƠNG QUAN GIỮA ĐỘ DỐC BÃI BIỂN VỚI NĂNG LƯỢNG SÓNG

Một số nghiên cứu đã xây dựng tương quan kinh nghiệm giữa độ dốc bãi biển với độ dốc sóng, điều này cũng có nghĩa là xác định sự phụ thuộc của độ dốc bãi biển đối với chu kỳ sóng cũng như chiều cao sóng hay năng lượng sóng. Trong các nghiên cứu thực nghiệm trên một máng sóng có bùn cát với đường kính hạt bằng 0.22 mm, Rector (1954) đã phát hiện ra rằng, độ dốc của bãi trên (*foreshore*), phần bên trên mực nước biển trung bình, phụ thuộc vào độ dốc sóng ở vùng nước sâu theo quan hệ sau

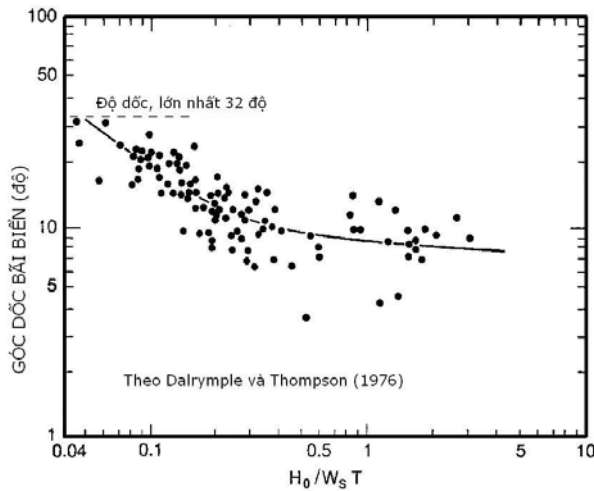
$$S_0 = 0.30 \left(\frac{H_0}{L_0} \right)^{-0.30} \quad (5.3)$$

Điều này chỉ ra rằng, độ dốc sóng càng lớn thì độ dốc bãi biển càng nhỏ. Sự biến đổi này phản ánh sự biến thiên hình dạng bãi biển theo mùa, giữa điều kiện thời tiết bình thường và khi xảy ra bão (với độ dốc sóng thay đổi rất nhiều so với điều kiện bình thường). Sự phụ thuộc của độ dốc bãi biển vào độ dốc sóng có liên quan tới sự phân tán

tăng dần của chuỗi điểm khi độ dốc bãi biển giảm dần ở hình (5-5). Điều này được chứng minh bằng cặp điểm đo đạc tại Fort Ord và Landing Barge. Dải độ dốc tại hai vị trí này phản ánh sự biến thiên của độ dốc sóng giữa các tháng mùa hè khi sóng lặng với các tháng mùa đông khi có sóng bão, trong đó bãi biển có độ dốc nhỏ hơn tương ứng với các tháng mùa đông, khi độ dốc sóng lớn hơn.

Mặc dù, tương quan giữa độ dốc bãi biển với độ dốc sóng phần nào đã giải thích được sự biến thiên của độ dốc bãi biển đã được quan trắc, nhưng đây chưa phải là lời giải hoàn chỉnh. Độ dốc sóng có thể là như nhau đối với các sóng tự nhiên ngoài đại dương hay các sóng nhân tạo được tạo ra trong phòng thí nghiệm hay sóng tại các hồ, đầm có kích thước nhỏ, tuy nhiên độ dốc bãi biển nhân tạo trong phòng thí nghiệm có giá trị lớn hơn so với độ dốc của bãi biển ngoài tự nhiên, mặc dù chắc chắn rằng năng lượng sóng tạo ra trong phòng thí nghiệm nhỏ hơn nhiều với năng lượng sóng ngoài tự nhiên. Như vậy có thể kết luận rằng *bên cạnh ảnh hưởng của độ dốc sóng, thì độ dốc bãi biển cũng còn phụ thuộc vào chiều cao sóng thực tế hay chính là năng lượng sóng.*

Đã có rất nhiều nghiên cứu có liên quan tới vấn đề này, chứng minh độ dốc bãi biển có tương quan tới hệ số không thứ nguyên phụ thuộc chặt chẽ vào chiều cao và chu kỳ sóng cũng như kích thước hạt cát trên bãi biển. Ví dụ như Dalrymple and Thompson (1976) đã sử dụng hệ số không thứ nguyên có liên quan tới độ thô thủy lực (*hay còn gọi là số Dean*), $H_0/\omega_s T$, trong đó ω_s là độ thô thủy lực của hạt cát trung bình trên bãi biển. Từ các vấn đề do Dean đặt ra, tỷ số này được dùng là cơ sở để đánh giá xem hạt bùn cát được nâng lên và nổi lơ lửng do tác dụng của sóng có thể chìm xuống đáy trong thời gian, khi bản thân nó bị dịch chuyển theo hướng ra ngoài khơi, dưới tác dụng của dòng chảy theo phương ngang của quỹ đạo của chất điểm nước. Trong hình (5-7), Dalrymple và Thompson đã tập hợp số liệu từ một số nghiên cứu trong phòng thí nghiệm, và chỉ ra sự suy giảm chung của độ dốc bãi khi độ thô thủy lực không thứ nguyên ($H_0/\omega_s T$) tăng. Thành phần (H_0/T) trong số Dean gần như tương đương với "độ dốc sóng" ở vùng nước sâu, do vậy mà xu thế phát hiện thấy trên hình (5-6) là phù hợp với công thức (5.3). Sự phụ thuộc vào số Dean tạo ra sự tương quan nghịch với ω_s ; khi kích thước hạt bùn cát tăng, độ thô thủy lực ω_s tăng thì giá trị của số Dean giảm và dẫn tới độ dốc bãi tăng (hình 5-6). Điều này tất nhiên phụ thuộc vào các quan trắc trên một loạt các khảo sát ngoài thực địa và trong phòng thí nghiệm, nhưng nó vẫn còn được thiết lập hoặc thông qua độ thô thủy lực của hạt cát (tốc độ chìm của hạt cát trong 1 đơn vị thời gian là 1 giây), là yếu tố quan trọng chi phối độ dốc bãi, hoặc nó đóng vai trò như một đại lượng đại diện cho độ thấm nước và mức độ ghồ ghề của hạt cát trên bề mặt bãi biển.



Hình 5-7 Tập hợp các số liệu trong phòng thí nghiệm mô tả tương quan giữa độ dốc bãi với $H_0/\omega_s T$, trong đó ω_s là độ thô thủy lực của bùn cát.

Các đo đạc của Dubois (1972) về độ dốc trên bãi biển có thành phần hạt được làm giàu bằng các khoáng vật nặng, phản ánh xu thế tăng lên của độ dốc bãi khi kích thước hạt tăng lên, điều hoàn toàn trái ngược với những phát hiện trước đó. Ông cho rằng, nếu như vậy thì độ dốc bãi chủ yếu bị khống chế bởi mức độ thấm nước trên bãi biển, chứ không phải là kích thước của đường kính hạt. Tương quan mạnh nhất được Dubois tìm thấy là tương quan giữa độ dốc bãi với phần trăm của khoáng vật nặng có trong bùn cát trên bãi biển. Điều này đã dẫn đến một giả thiết là có sự tương quan trực tiếp với độ thô thủy lực như Dean (1973) đã đề xuất, nếu tỷ trọng của khoáng vật nặng lớn hơn sẽ dẫn tới tốc độ chìm của các hạt này lớn lên (hay độ thô thủy lực lớn hơn) và độ dốc bãi biển do vậy sẽ lớn hơn, đúng như tương quan tại các bãi biển được Dubois nghiên cứu. Tuy nhiên, từ các nghiên cứu tương tự của McLean & Kirk (1969) trên các bãi biển New Zealand, với mức độ đồng đều của bùn cát trên bãi biển có ảnh hưởng tới độ thấm nước trên bãi biển và do vậy mà nó có ảnh hưởng tới độ dốc, thì kích thước hạt và các ảnh hưởng trực tiếp của nó tới độ thấm nước sẽ là các thông số quan trọng liên quan tới độ dốc bãi biển.

Nghiên cứu của Kemp và Plinston (1968), về tương quan giữa độ dốc bãi với tỷ số $(H_b/D^{1/2}T)$ và Sunamura (1984) cũng sử dụng cùng một dạng tỷ số, biểu diễn dưới dạng không thứ nguyên $(H_b/g^{1/2}D^{1/2}T)$. Từ một số lượng lớn các số liệu trong phòng thí nghiệm và thực đo, Sunamura đã thiết lập tương quan kinh nghiệm cho độ dốc bãi biển. Trong đó các số liệu thu thập từ phòng thí nghiệm có tương quan kinh nghiệm với độ dốc bãi biển theo công thức sau:

$$S_0 = \frac{0.013}{\left(H_b / g^{1/2} D^{1/2} T\right)^2} + 0.15 \quad (5.4)$$

đây là tương quan của độ dốc S_0 đối với phần bãi biển ở gần bờ.

Tương quan xây dựng từ các số liệu thực đo có sự phân tán cao nhưng vẫn có thể được mô tả bằng công thức

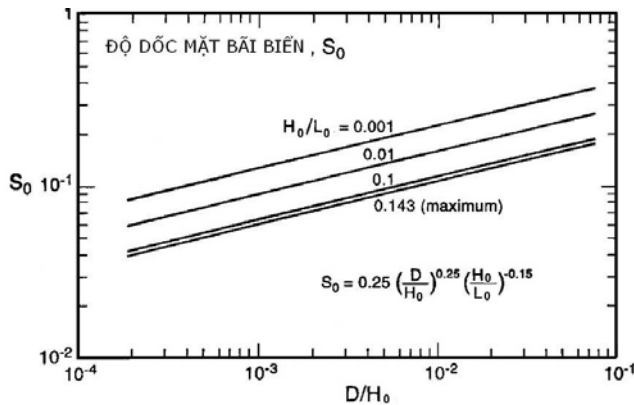
$$S_0 = \frac{0.12}{\left(H_b / g^{1/2} D^{1/2} T\right)^{1/2}} \quad (5.5)$$

Theo những tương quan kinh nghiệm trên, có thể thấy độ dốc trung bình của bãi biển trong phòng thí nghiệm có giá trị lớn hơn so với độ dốc trung bình của bãi biển tự nhiên với cùng một giá trị của $(H_b/g^{1/2}D^{1/2}T)$. Lý do dẫn tới sự khác biệt trên vẫn chưa hoàn toàn sáng tỏ, nhưng nhìn chung, đó có thể là do sự vắng mặt của thành phần năng lượng do lực hút trọng trường tạo ra tại các bãi biển nhân tạo trong phòng thí nghiệm, sự có mặt của thành phần năng lượng này trên bãi biển tự nhiên sẽ có tác động làm giảm độ dốc bãi như đã đề cập ở trên.

Sử dụng biểu thức $L_0 = (g/2\pi)T^2$ và tương quan của Komar & Gaughan (1972) cho chiều cao sóng vỡ là hàm của tham số sóng vùng nước sâu [$H_b = 0.39g^{1/5}(TH_0^2)^{2/5}$], công thức (5.5) có thể được biến đổi dưới dạng tích của tỷ số (D/H_0) và (H_0/L_0) như sau

$$S_0 = 0.25 \left(\frac{D}{H_0}\right)^{0.25} \left(\frac{H_0}{L_0}\right)^{-0.15} \quad (5.6)$$

Như vậy, độ dốc S_0 sẽ tỷ lệ nghịch với độ dốc sóng ở vùng nước sâu (H_0/L_0) , điều này giống với kết quả mà Rector (1954) đã phát hiện thấy trong công thức (5.3). Độ dốc S_0 cũng còn phụ thuộc vào vào đường kính của hạt bùn cát (D) và chiều cao sóng (H_0). Công thức (5.6) đã được dùng để tạo ra một loạt các đường cong trong hình (5-8).



Hình 5-8 Độ dốc bãi biển là hàm của D/H_0 và độ dốc sóng H_0/L_0 theo phương trình (6.6) các sự đổi từ công thức (6.5), do Sunamura (1984) thu được từ số liệu thực đo.

Formatted: Font: 13 pt

Nhìn chung, sự phụ thuộc của độ dốc bãi vào kích thước hạt và điều kiện sóng là rất rõ ràng, và điều này hoàn toàn phù hợp với xu thế phản ánh qua các số liệu đo đạc độ dốc bãi biển trong tự nhiên và các số liệu đo đạc trong phòng thí nghiệm. Tuy nhiên, các tương quan nêu trên vẫn còn những điểm chưa hoàn toàn phù hợp với các số liệu đo đạc, mặc dù các nghiên cứu đã lựa chọn và xây dựng được các hệ số không thứ nguyên được xem như là thích hợp nhất khi dự báo hoặc giải thích các quá trình vật lý quan trọng có vai trò chi phối độ dốc bãi biển. Ở đây cũng có sự tương ứng giữa các dạng khác nhau của các hệ số không thứ nguyên được sử dụng trong các nghiên cứu khác nhau. Điều được thấy trong công thức (5.5), trên cơ sở các phân tích của Sunamura (1984) với biểu thức $(H_b/g^{1/2}D^{1/2}T)$, tương đương các thành phần trong công thức (5.6) phụ thuộc vào tỷ số (D/H) và độ dốc sóng (H_0/L_0) . Tỷ số $(H_b/g^{1/2}D^{1/2}T)$ cũng có mối quan hệ gần với số Dean $(H_0/\omega_s T)$, trong đó độ thô thủy lực $\omega_s \sim (g \times D)^{1/2}$ đối với kích thước và độ thô của hạt cát. Việc lựa chọn các hệ số như đã đề cập tới ở trên cần bao hàm các quá trình vật lý chủ yếu có vai trò khống chế độ dốc bãi biển. Nếu độ dốc bãi biển chủ yếu được thiết lập bởi sự vận chuyển bùn cát lơ lửng theo phương ngang, như được hình dung trong mô hình do Dean (1973) tìm ra, thì một hệ số có chứa thành phần (ω_s) sẽ là lựa chọn thích hợp nhất. Mặt khác, nếu mức độ thấm nước trên bề mặt bãi biển lại có vai trò quan trọng hơn, thì đường kính hạt (và dài đường kính hạt) sẽ thông số thích hợp. Nếu cả hai quá trình thấm và vận chuyển bùn cát lơ lửng theo phương ngang đều quan trọng, thì độ dốc bề mặt bãi biển sẽ có thể phụ thuộc vào cả độ thô thủy lực lẫn kích thước trung bình của hạt bùn cát cũng như mức độ tuyển chọn đồng đều của bùn cát, mà yếu tố này lại khống chế một phần tốc độ thấm trên mặt bãi biển. Như vậy để có thể giải quyết được những đề nêu trên thì điều quan trọng là phải tập trung vào các quá trình vật lý diễn ra ở bãi biển hơn là chú trọng tới các phân tích kinh nghiệm có sử dụng các hệ số kinh nghiệm không thứ nguyên.

5.2 MẶT CẮT NGANG BÃI BIỂN Ở TRẠNG THÁI CÂN BẰNG GIỚI THIỆU CHUNG

Như đã đề cập ở đầu chương 5 về đặc điểm chung của hình dạng mặt cắt ngang bãi biển, chúng ta đều biết tồn tại tương quan giữa độ sâu (h) và khoảng cách (x) tới bờ biển như trong công thức (5.1). Trong nội dung này, sẽ giới thiệu khái niệm hình dạng mặt cắt ngang bãi biển ở trạng thái "cân bằng". Khái niệm này tuy gây nhiều tranh cãi, nhưng bản thân nó là một công cụ mạnh để mô tả các quá trình vật lý có liên quan tới sự phát triển và biến đổi mặt cắt ngang bãi biển, cũng như vận chuyển bùn cát ngang bờ.

Hình dạng mặt cắt ngang bãi biển ở trạng thái cân bằng được xem như là kết quả của sự cân bằng giữa các lực phá hoại và lực thành tạo nên mặt cắt ngang bãi biển. Hay nói một cách khác là nếu xét trên quan điểm vận chuyển bùn cát theo phương vuông góc với

đường bờ, thì mặt cắt ngang bãi biển sẽ đạt tới trạng thái cân bằng khi lượng vận chuyển bùn cát "tĩnh" theo phương ngang trên bãi biển bằng không. Các lực phá hoại và thành tạo nên bãi biển được xét tới ở đây là các lực đối nghịch nhau có hướng ra phía ngoài khơi và có hướng vào bờ tương ứng với các tác dụng phá hoại hay thành tạo bờ biển do chúng gây ra. Nếu vì một nguyên nhân nào đó mà các lực này thay đổi, dẫn tới sự mất cân bằng về lực thì trước tiên sẽ xảy ra hiện tượng vận chuyển bùn cát ngang bờ theo hướng của lực chiếm ưu thế và tiếp sau đó, mặt cắt ngang bãi biển sẽ được sắp xếp lại để đạt tới trạng thái cân bằng mới. Như vậy, có thể thấy rằng, trong điều kiện tự nhiên, khi các điều kiện biên như sóng, mực nước và dòng chảy, vv liên tục thay đổi theo thời gian, thì các ảnh hưởng do chúng tạo nên đối với bãi biển (thông qua các lực tác động tới bãi biển) cũng sẽ liên tục biến đổi và do vậy bãi biển sẽ rất khó đạt tới trạng thái cân bằng "tĩnh" (*trạng thái cân bằng cố định theo thời gian*), mà nó chỉ có thể đạt tới trạng thái cân bằng "động" (*trạng thái cân bằng tương đối trong một khoảng thời gian xác định*) tương ứng với từng thời kỳ trong năm. Trong phòng thí nghiệm, việc tạo nên một mặt cắt ngang bãi biển ở trạng thái cân bằng "tĩnh" là tương đối dễ dàng khi các điều kiện biên hoàn toàn có thể được khống chế ví dụ như cho các chuỗi sóng đều tác dụng lên bãi biển nhân tạo trong một thời gian đủ dài.

Xem xét quá trình hình thành một mặt cắt ngang bãi biển ở trạng thái cân bằng "động", có thể mô tả quá trình này một cách vắn tắt như sau: mặt cắt ngang ban đầu, sau khi có sự biến đổi của các điều kiện biên, sẽ có sự thay đổi về hình dạng. Trải qua một thời đoạn xác định, một hình dạng mặt cắt "cuối cùng" sẽ được xác lập với sự biến đổi rất nhỏ theo thời gian. Đây là hình dạng mặt cắt ở trạng thái "cân bằng động" được xác lập nên tương ứng với tính chất của bùn cát có trên bãi biển và điều kiện sóng xác định trong thời đoạn xem xét. Trong tự nhiên, có thể coi trạng thái cân bằng này là trạng thái cân bằng về mặt động lực của các lực tác dụng, đối với trường sóng ngẫu nhiên và sự biến thiên liên tục của mực nước trong tự nhiên. Bằng cách lấy trung bình hóa các hình dạng mặt cắt trên trong một thời đoạn xác định, một hình dạng mặt cắt trung bình ở trạng thái cân bằng có thể được xác lập.

Khi áp dụng khái niệm hình dạng mặt cắt ngang cân bằng để giải các bài toán có liên quan tới diễn biến bờ biển (bờ biển tiến hoặc bị suy thoái theo thời gian) thì khái niệm về nguyên lý bảo toàn bùn cát trong thể tích "khống chế" trên toàn bộ mặt cắt ngang bãi biển cần được xét tới. Với giải thiết cơ bản là trên bãi biển nghiên cứu không có gradient về vận chuyển bùn cát dọc bờ, các vận chuyển bùn cát theo phương ngang ra phía ngoài khơi hay vào trong bờ chỉ có tác dụng phân phối lại bùn cát trên mặt cắt ngang bãi biển mà không làm mất đi hay tiếp nhận bùn cát thêm vào thể tích khống chế trên mặt cắt ngang xem xét. Hầu hết các ứng dụng sau này khi dự đoán dự biến đổi hình dạng mặt cắt ngang bãi biển đều sử dụng giả thiết trên với tổng lượng bùn cát được bảo toàn trên

toàn bộ mặt cắt ngang nghiên cứu, bùn cát xói lở từ bờ biển sẽ tương ứng với lượng bùn cát lắng đọng ở phần ngoài khơi, hay bùn cát bồi tụ trên thềm bãi sẽ tương ứng với bùn cát bị xói lở ở vùng sóng vỗ.

Mặc dù, như đã giới thiệu ở trên, các nghiên cứu hình dạng mặt cắt ngang ở trạng thái cân bằng trong không gian hai chiều giả thiết bỏ qua quá trình diễn biến dọc bờ, nhưng những hiểu biết chung về quá trình diễn biến bờ biển theo phương ngang có liên quan tới hình dạng mặt cắt ngang ở trạng thái cân bằng là rất quan trọng trong phân tích và diễn giải các quá trình diễn biến bờ biển trong tự nhiên và trong các ứng dụng có liên quan tới kỹ thuật bờ biển. Trong phần này cũng sẽ đề cập tới các quá trình diễn biến bờ biển trong tự nhiên dưới các ảnh hưởng của sự dâng cao mực nước biển toàn cầu hay hiện tượng xói lở bờ biển sau một trận bão. Hầu hết những nội dung trong phần này được tham khảo và tóm tắt từ các kết quả nghiên cứu của Dean (1991) và từ Sổ tay Kỹ thuật Bờ biển (Coastal Engineering Manual, 2002).

CÁC PHƯƠNG PHÁP XÁC ĐỊNH MẶT CẮT NGANG BÃI BIỂN CÂN BẰNG

Các nghiên cứu về hình dạng mặt cắt ngang bãi biển ở trạng thái cân bằng thực sự mới phát triển trong khoảng 10 năm gần đây. Do đây là một vấn đề phức tạp, chịu ảnh hưởng của nhiều tác động biến đổi theo cả thời đoạn ngắn và dài nên các kết quả nghiên cứu còn nhiều hạn chế. Một mặt khác là các đo đạc diễn biến mặt cắt ngang bãi biển tự nhiên và đo đạc sóng, dòng chảy, vận chuyển bùn cát trong khu vực này hết sức phức tạp nên độ tin cậy của các số liệu đo đạc còn thấp. Ít nhất có ba hướng chính trong nghiên cứu hình dạng mặt cắt ngang bãi biển ở trạng thái cân bằng, bao gồm:

Phương pháp tiếp cận theo quan điểm động học.

Phương pháp này xem xét sự chuyển động của một hạt cát đơn lẻ (ở trạng thái lơ lửng hay đi đáy) chịu ảnh hưởng các lực tác dụng lên bãi biển và xem xét quá trình thành tạo mặt cắt ngang bãi biển, với giả thiết rằng không có sự dịch chuyển bùn cát tịnh trên toàn bộ mặt cắt (Eagleson, Glenne, và Dracup 1963). Mặc dù, đây là một hướng nghiên cứu rất có triển vọng vì nó có thể xem xét được một cách thấu đáo và hoàn chỉnh quá trình vận chuyển bùn cát, nhưng hướng tiếp cận này vẫn còn ở quá xa so với những kiến thức và hiểu biết hiện tại về quá trình bờ biển. Vì ở đây hướng nghiên cứu xem xét trên một đơn vị vật chất rất nhỏ có mặt trên bãi biển là một hạt cát nên sẽ có vô vàn những biến và quá trình ảnh hưởng tới hạt cát này trong quá trình thành tạo mặt cắt, điều mà cho tới nay chưa ai đề cập tới!

Phương pháp tiếp cận theo quan điểm động lực

Phương pháp này xây dựng trên cơ sở thừa nhận rằng, *hình dạng mặt cắt ngang bãi biển sẽ đạt tới trạng thái cân bằng "động lực" khi các lực phá hoại và các lực thành tạo*

mặt cắt ngang bãi biển ở đây là cân bằng nhau. Mặc dù, cách tiếp cận này chưa phản ánh một cách đầy đủ và thấu đáo quá trình diễn biến bờ biển như phương pháp động học, nhưng ở một chừng mực nào đó, chắc chắn rằng nó sẽ khả thi hơn và có thể áp dụng được cho các vấn đề về kỹ thuật bờ biển trong thực tế.

Phương pháp tiếp cận kinh nghiệm

Phương pháp tiếp cận này hoàn toàn là mô tả và tái tạo hình dạng mặt cắt ngang dưới dạng biểu thức toán học sao cho phù hợp nhất với một hình dạng mặt cắt ngang đặc trưng nhất có trong tự nhiên. Phương pháp này sẽ đưa ra các tương quan giữa đặc trưng hình dạng của mặt cắt ngang với các thông số kinh nghiệm như có liên quan tới kích thước bùn cát, các đặc trưng sóng hoặc với cả hai. Các kết quả nghiên cứu theo phương pháp kinh nghiệm đã được nêu ở phần đầu của chương này.

Dưới đây sẽ chủ yếu tập trung xem xét phương pháp tiếp cận động lực vì hiện tại, đây là phương pháp phù hợp với khả năng và hiểu biết hiện tại của chúng ta về diễn biến bờ biển, mặt khác đây cũng là phương pháp cho kết quả tốt nhất khi ứng dụng nó để giải thích cho các quá trình diễn biến bờ biển quan trọng. Cuối cùng, đây cũng là công cụ để giải quyết một số bài toán thực tế trong lĩnh vực kỹ thuật bờ biển (ví dụ như tính toán lượng bùn cát nuôi bãi, xác định vị trí nuôi bãi, đánh giá ảnh hưởng của hiện tượng dâng cao mực nước biển hay tác động của bão đối với hình dạng bãi biển...)

CÁC LỰC TÁC DỤNG Ở VÙNG VEN BỜ

Như đã giới thiệu trong phương pháp tiếp cận theo quan điểm "động học", mặt cắt ngang bãi biển sẽ đạt tới trạng thái "cân bằng" khi các lực phá hoại và các lực thành tạo tác dụng lên bãi biển cân bằng nhau. Nếu hai loại lực đối nghịch trên bị thay đổi do sự thay đổi các đặc trưng sóng hoặc các đặc trưng mực nước, thì sẽ xảy ra sự mất cân bằng, lực lớn hơn sẽ chiếm vai trò chủ đạo cho đến khi sự phát triển của mặt cắt ngang bãi biển làm cho các lực này trở lại trạng thái cân bằng.

Có rất nhiều lực phá hoại và lực thành tạo ảnh hưởng tới hình dạng mặt cắt ngang bãi biển. Hiện tại, chưa thể xác định được một cách đầy đủ cũng như chưa thể xác định được số lượng các lực đơn lẻ này cũng như hiểu biết hoàn toàn về chúng; tuy nhiên có thể xác định được các thành phần lực chính, có tác dụng chi phối quá trình phá hoại và thành tạo bãi biển thông qua các quan sát, nghiên cứu trên bãi biển tự nhiên và nhân tạo, và có thể lượng hóa được vai trò của các thành phần lực này trong quá trình thành tạo cũng như phá hoại mặt cắt ngang bãi biển ở trạng thái cân bằng. Dưới đây sẽ lần lượt giới thiệu các lực tác dụng ở vùng ven bờ

CÁC LỰC GÂY PHÁ HOẠI BÃI BIỂN

a) Trọng lực

Trong tất cả các lực gây phá hoại bãi biển thì *trọng lực* là lực phá hoại dễ nhận thấy nhất, nó tác động trên mái dốc bờ biển và thường có hướng từ trong bờ ra phía biển trên mặt cắt có 1 độ dốc duy nhất. Tuy nhiên trong trường hợp mặt cắt ngang có dạng cồn cát ngầm chắn giữ trên thềm bãi thì trọng lực các thể tác dụng theo hướng đi vào trong bờ đối với phần mái trước của cồn cát ngầm. Trọng lực luôn có xu thế làm trơn các điểm bất thường trên mặt cắt ngang và giảm độ dốc của mặt cắt ngang "cân bằng" về phương nằm ngang. Trong một số trường hợp, trọng lực lại có vai trò như lực ổn định, có tác dụng hạn chế sự dịch chuyển bùn cát khỏi đáy, chống lại tác dụng khuyết tán làm bùn cát nổi lơ lửng.

b) Lực phản hồi ở đáy

Một lực phá hoại khác có liên quan tới cấu trúc theo phương ngang của dòng chảy theo phương vuông góc với đường bờ, đó là lực phản hồi ở đáy (*undertow*). Lực phản hồi, do dòng chảy hồi quy có hướng ra phía biển tạo thành sau khi sóng vỡ bờ, sẽ tạo nên ứng suất ở đáy có hướng từ bờ ra phía biển. Xét trong trường hợp sóng tuyến tính, lưu lượng trung bình của dòng chảy hồi quy ra biển theo Dean và Dalrymple, 1991 là

$$Q = \frac{E}{\rho C}$$

trong đó: E là mật độ năng lượng sóng và C là vận tốc sóng.

Giả sử dòng chảy hồi quy được phân bố đều trên toàn bộ độ sâu nước, theo lý thuyết sóng tuyến tính ở vùng nước nông, vận tốc trung bình của dòng chảy hồi quy sẽ là

$$\bar{V} = \frac{\sqrt{g}H^2}{8h^{3/2}}$$

Lưu ý rằng, công thức này chỉ áp dụng đối với vùng nước nông, và vận tốc trung bình bằng khoảng 2/3 vận tốc lớn nhất của dòng chảy phản hồi.

c) Lực phá hoại do tác dụng rối động trong vùng sóng đổ

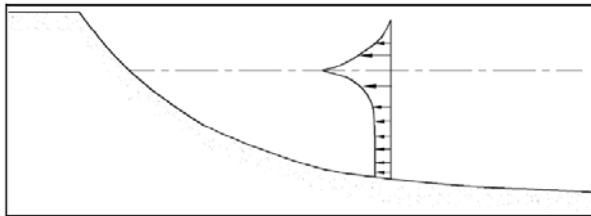
Một lực phá hoại khác nữa, cũng được xem là rất đáng chú ý, là lực do rối động ở mức cao tồn tại trong dải sóng vỡ. Sóng vỡ chuyển hóa năng lượng sóng thành các dao động rối hỗn loạn ở mức cao. Các dao động rối này có tác dụng đánh bật các hạt bùn cát mà trước đó đang ở trạng thái ổn định, ra khỏi đáy, sau đó kết hợp với trọng lực để tác dụng lên các hạt bùn cát này, vận chuyển chúng theo hướng từ trong bờ ra ngoài biển. Hiện tượng rối động này có thể thấy rất rõ đối với người bơi trong vùng sóng vỡ trên các mặt cắt ngang bãi biển có hình dạng khác nhau.

Nếu mặt cắt ngang có độ dốc bãi biển nhỏ thì trạng thái rối động sẽ ở mức thấp do quá trình sóng vỡ được phân bố trên toàn bộ chiều rộng của dải sóng vỡ, và trong một số trường hợp, nó không còn có tác dụng rõ rệt khi làm các hạt bùn cát nổi lơ lửng trong

nước. Trong vùng sóng vỡ với mặt cắt ngang bãi biển dốc, sóng sẽ tiêu tán các năng lượng của nó trong một phạm vi tương đối hẹp ở vùng sát bờ, và do vậy mà cường độ của các dao động rối tắt nhiên sẽ lớn hơn nhiều và cũng sẽ mở rộng xuống sâu hơn vào trong cột nước. Chúng ta có thể phát hiện thấy điều này vì khả năng các bãi biển vẫn giữ trạng thái ổn định dưới các mức độ khác nhau của năng lượng rối, bãi biển có thành phần là các hạt mịn và các hạt thô sẽ tương ứng có độ dốc tương ứng từ nhỏ đến lớn.

d) Lực do ứng suất tiếp đáy có hướng ra biển

Theo (Longuet-Higgins and Stewart 1964), khi truyền vào bờ, sẽ xuất hiện thành

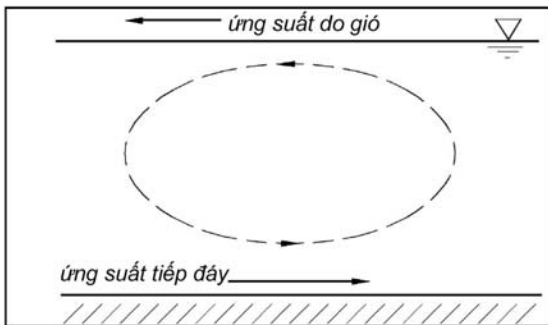


phần mạch động có hướng vào bờ của mô men tuyến tính năng lượng sóng. Khi sóng vỡ, mô men này được truyền vào trong cột nước, tạo thành lực đẩy có hướng vào bờ làm dâng cao mực nước trong vùng sóng vỡ bờ.

Chênh lệch mực nước do hiện

tượng này gây ra sẽ tỷ lệ với độ dốc cục bộ ở đáy. Mô men này được phân bố theo độ sâu như hình minh họa ở bên. Trong vùng nước nông, theo lý thuyết sóng tuyến tính, 1/3 mô men mạch động sóng hình thành trong vùng từ chân sóng tới đỉnh sóng và trọng tâm của nó nằm tại chính mực nước biển trung bình. 2/3 mô men còn lại hình thành trong vùng từ đáy tới mặt nước biển trung bình, và phân phối đều theo độ sâu, có trọng tâm của mô men nằm ở giữa cột nước. Khi sóng vỡ, nó sẽ tạo ra ứng suất tiếp đáy có hướng ra biển trong vùng sóng đổ, tương đương với mô men mạch động hướng bờ của năng lượng sóng đổ. Độ lớn của ứng suất tiếp đáy sẽ tương ứng với tốc độ tiêu tán năng lượng sóng. Ứng suất tiếp hiệu dụng do tác dụng truyền mô men sẽ cân bằng với ứng suất tiếp đáy và thành phần áp lực sinh do hình thành độ dốc trên mặt nước biển.

e) Lực phá hoại do gió sinh ra



Thông thường, trong khi xảy ra các trận bão lớn, sẽ xuất hiện gió mạnh thổi từ ngoài biển vào bờ ở vùng lân cận bão. Gió trong bão tạo thành dòng chảy trên mặt có hướng từ biển vào trong bờ và dòng chảy đáy có hướng ngược lại (xem hình bên). Dòng đáy do gió sẽ có tác dụng phá hoại khi gió thổi từ biển vào bờ, trong trường hợp gió thổi

theo hướng ngược lại thì nó sẽ sinh ra dòng chảy hướng vào bờ và tạo thành lực thành tạo bãi biển.

CÁC LỰC CÓ TÁC DỤNG THÀNH TẠO BÃI BIỂN

Các lực các tác dụng thành tạo bãi biển, như đã đề cập ở phần đầu ở nội dung này, thường có xu thế gây ra vận chuyển bùn cát có hướng vào bờ. Dưới đây sẽ đề cập tới các lực thành tạo bãi biển sau

a) Lực thành tạo bãi biển do tính bất đối xứng của sóng sinh ra

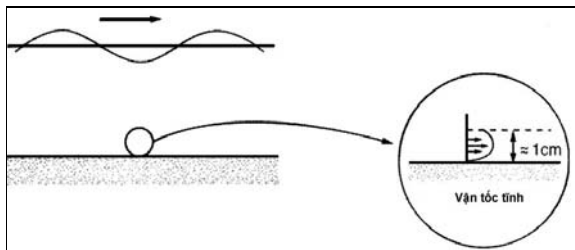
Lực tạo thành bãi biển do ứng suất tiếp đáy có hướng từ biển vào bờ, hình thành từ hình dạng phi tuyến (không đối xứng) của sóng nước nông. Cả hình dạng sóng và vận tốc của chất điểm nước ở bên dưới một sóng phi tuyến tuần hoàn đều đối xứng qua đỉnh sóng, nhưng xét trong thời đoạn ngắn hơn 1 chu kỳ sóng thì vận tốc dương bên dưới đỉnh sóng sẽ lớn hơn so với vận tốc âm xuất hiện tại chân sóng. Mặc dù, theo lý thuyết vận tốc trung bình có giá trị bằng không tại đáy (xét vận tốc của các sóng hình sin hay cosin, có tổng giá trị vận tốc trung bình trong một chu kỳ sóng bằng 0), nhưng ứng suất biến dạng trung bình (τ_b) có tương quan bậc hai với vận tốc sát đáy U_b theo công thức sau

$$\overline{\tau_b} = \frac{\rho f}{8} \overline{U_b |U_b|}$$

và tạo thành ứng suất tiếp trung bình có hướng từ biển vào bờ. Trong đó f là hệ số ma sát của Darcy-Weisbach, được lấy bằng hằng số trong một chu kỳ sóng, U_b là vận tốc tức thời (do sóng sinh ra) của chất điểm nước tại đáy.

b) Lực thành tạo bãi biển tại lớp biên của đáy

Lực thành tạo bãi biển thứ 2 được hình thành ở lớp biên của đáy, gây ra vận tốc trung bình "tĩnh" theo hướng truyền sóng từ biển vào bờ. Vận tốc trung bình này được hình thành từ sự tiêu tán năng lượng bên trong lớn biên của đáy và dẫn tới sự chuyển hóa mô men cục bộ. Hiện tượng này, có thể xảy ra cả bên trong vùng sóng vỡ cũng như bên ngoài vùng sóng vỡ, về phía biển. Bagnold (1947) là người đầu tiên phát hiện ra dòng chảy trong lớp biên ở đáy khi quan sát hiện tượng sóng trong phòng thí nghiệm, như ở hình (5-9).



Hình 5-9 Mô tả vận tốc "tĩnh" của dòng chảy trung bình tại lớp biên của đáy

Longuet-Higgins (1953), qua phân tích sự chuyển hóa mô men cục bộ kết hợp với sự tồn thất năng lượng do ma sát đáy, đã lượng hóa vận tốc "tĩnh" của dòng chảy trung bình có hướng vào bờ tại lớp biên của đáy, đối với chất lỏng lý tưởng tuân theo định luật Newton, bằng công thức sau (U_b không phụ thuộc vào độ nhớt của chất lỏng)

$$\overline{U_b} = \frac{3\sigma k H^2}{16 \sinh^2 kh}$$

trong đó σ là tần số góc của sóng, k là số sóng, H là chiều cao sóng và h là độ sâu nước.

Trong trường hợp tại vùng nước nông, khi chiều cao sóng tỷ lệ với độ sâu sóng vỡ, U_b có giá trị bằng 1,5 lần độ lớn của dòng phản hồi ở đáy

c) Lực thành tạo bãi biển do rối động bên dưới đỉnh sóng

Lực thành tạo bãi biển sinh ra do *hiện tượng nổi lơ lửng gián đoạn* và sự vận chuyển tuyến chọn của các hạt cát do vận tốc đỉnh sóng tạo nên (có hướng vào trong bờ). Khi sóng vỡ, có thể quan sát được sự phát sinh rối động mạnh nhất xảy ra bên dưới đỉnh sóng. Nếu rối động này kết hợp với vận tốc chuyển động của chất điểm nước, đạt tới giá trị đủ mạnh, bùn cát sẽ bị khuấy động lơ lửng trong nước và tham gia vào quá trình đối lưu dưới tác dụng của vận tốc thịnh hành cho đến khi nó bị lắng đọng. Vì vậy, một hạt bùn cát nổi lơ lửng tại vùng đỉnh sóng trước tiên sẽ chịu tác động bởi các vận tốc có hướng vào trong bờ và nếu thời gian chìm của hạt cát này nhỏ hơn $\frac{1}{2}$ chu kỳ sóng thì vận chuyển bùn cát tịnh theo hướng vào trong bờ sẽ xảy ra. Nhưng nếu thời gian chìm của hạt cát lại nằm trong khoảng từ $\frac{1}{2}$ đến 1 lần chu kỳ sóng thì lúc này hạt cát sẽ bị dịch chuyển ra phía biển. Dean (1973) đã nhận xét rằng, bùn cát lơ lửng có thể bị dịch chuyển vào bờ (thành tạo bãi biển) hay dịch chuyển ra phía biển (phá hoại bãi biển) tùy thuộc vào vị trí nổi lơ lửng của hạt cát so với đáy và thời gian nó chìm lắng tới đáy so với chu kỳ sóng.

Do hiện nay chúng ta đủ khả năng xác định một cách định lượng từng giá trị của lực phá hoại cũng như lực thành tạo nên mặt cắt ngang bãi biển, các bước được trình bày dưới đây sẽ tập trung vào xác định mức độ ảnh hưởng của các lực phá hoại có thể nhận biết được; thông qua việc so sánh với các hình dạng mặt cắt ngang trong thực tế, có thể định lượng được phần nào những ảnh hưởng của các lực nêu trên

MÔ HÌNH MẶT CẮT CÂN BẰNG XÂY DỰNG TRÊN QUAN ĐIỂM CÂN BẰNG LỰC

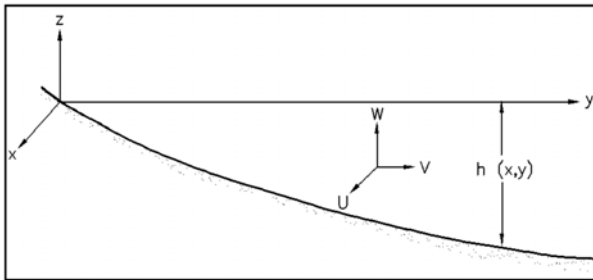
Có rất nhiều mô hình đã được xây dựng để mô tả hình dạng mặt cắt ngang bãi biển ở trạng thái cân bằng. Một số mô hình xây dựng trên cơ sở khảo sát đặc tính hình học của một mặt cắt ngang cân bằng trong tự nhiên, từ đó tìm ra tương quan giữa các tham số hình học, một số mô hình khác lại mô tả tương quan hình dạng với các lực tác dụng

thành tạo nên bãi biển. Một hướng tiếp cận khi xây dựng các mô hình mô tả hình dạng mặt cắt ngang bãi biển ở trạng thái cân bằng là xác định các lực tham gia vào quá trình thành tạo bãi biển và các lực chủ yếu gây phá hoại bãi biển. Hướng tiếp cận này đã đi tới dạng phương trình tương quan đại số tương đối đơn giản như chúng ta đã biết ở phần (5-1), và được kiểm chứng với các số liệu đo đạc các mặt cắt ngang trong thực tế.

Dean (1977) qua khảo sát hình dạng của các mặt cắt ngang bãi biển cân bằng đã rút ra được rằng, các lực phá hoại chủ yếu đối với mặt cắt ngang bãi biển sẽ là các lực sau:

- a) Lực do sự tiêu tán năng lượng sóng trong 1 đơn vị thể tích nước biển
- b) Lực do sự tiêu tán năng lượng sóng trên 1 đơn vị diện tích bề mặt bãi biển
- c) Ứng suất tiếp đều trung bình theo hướng dọc bờ trong vùng sóng vỡ

Dean cũng tìm ra rằng, nếu áp dụng lý thuyết sóng tuyến tính và mô hình sóng vỡ dạng đơn giản khi biểu diễn các lực phá hoại nêu trên thì hình dạng mặt cắt ngang cân



bằng có thể biểu diễn dưới dạng một phương trình đại số đơn giản. Các tham số và giải thiết chính được sử dụng trong phần này sẽ là:

Năng lượng sóng trên một đơn vị diện tích bề mặt $E = \frac{1}{8} \rho g H^2$, Thông lượng

sóng $F = EC_g$, Vận tốc nhóm (trong vùng nước nông) $C_g = \sqrt{gh}$;

Giả thiết về chỉ số sóng vỡ $H = \gamma_b \times h$, γ_b lấy gần đúng bằng 0,8.

Bắt đầu từ phần này và các nội dung tiếp theo, một hệ trục tọa độ sẽ được sử dụng thống nhất với trục x có hướng dọc theo bờ biển với chiều dương ở phía bên tay phải của một người quay mặt ra phía biển và trục y có phương vuông góc với bờ theo chiều hướng ra biển. Hệ tọa độ thống nhất này được coi là quy ước chung khi phân tích các diễn biến bờ biển.

LỰC DO TIÊU TÁN NĂNG LƯỢNG SÓNG TRONG 1 ĐƠN VỊ THỂ TÍCH

Mô hình hình dạng mặt cắt ngang cân bằng được xây dựng trên cơ sở giả thiết rằng trong dải sóng vỡ các rối động sinh ra khi sóng vỡ, là các lực phá hoại chủ yếu đối với bờ biển. Mức độ rối động được đại diện bởi lượng năng lượng sóng bị tiêu tán trong một đơn vị thể tích nước biển. Do không cần đi sâu vào việc nhận biết và lượng hóa tất cả các lực phá hoại hay các lực cùng tồn tại với các lực phá hoại nên có thể giả thiết rằng, năng lượng sóng bị tiêu tán trong một đơn vị thể tích nước có thể được xem như là đại diện cho sự biến thiên độ lớn của rối động (các lực phá hoại) trong một đơn vị thể tích.

Sự tiêu tán một cách đồng đều năng lượng sóng trong một đơn vị thể tích nước đối với hạt cát có kích thước cho trước sẽ là $D_*(d)$; đại lượng này có thể biểu diễn dưới dạng bảo toàn năng lượng như sau

$$\frac{1}{h} \frac{dF}{dy'} = -D_*(d) \quad (5.7)$$

trong đó y' là trục tọa độ có phương vuông góc với bờ và có hướng vào trong bờ.

Qua phương trình này có thể thấy rằng bất kỳ sự biến thiên nào của năng lượng mạch động sóng (F) nếu đem chia cho độ sâu nước trung bình (h) sẽ bằng năng lượng sóng tiêu tán trung bình trong một đơn vị thể tích nước, mà trong đó các hạt bùn cát ở trạng thái ổn định. Với giả thiết, coi sự tiêu tán năng lượng sóng trong một đơn vị thể tích tương ứng với trạng thái cân bằng của mặt cắt ngang bãi biển sẽ chỉ là hàm của kích thước hạt bùn cát (d) và không phụ thuộc vào khoảng cách so với bờ (y), thì từ công thức (5.7) ta có

$$\frac{d\left(\frac{1}{8}\rho g \kappa^2 h^2 \sqrt{gh}\right)}{dy'} = -hD_*(d) \quad (5.8)$$

lấy đạo hàm 2 vế và đơn giản hóa phương trình, ta có công thức xác định năng lượng sóng tiêu tán trong một đơn vị thể tích có dạng như sau

$$D_*(d) = \frac{5}{16} \rho g^{3/2} \kappa^2 h^{1/2} \frac{dh}{dy'} \quad (5.9)$$

$D_*(d)$ là đại lượng phụ thuộc trực tiếp vào độ dốc bãi biển (dh/dy') và căn bậc hai của độ sâu nước ($h^{0.5}$) (lưu ý rằng công thức (5.9) đã bỏ dấu âm bằng cách đảo hướng y ra phía biển thay cho trục tọa độ y' có hướng vào bờ). Trong công thức (5.9), cần chú ý rằng độ sâu h chỉ thay đổi theo trục y , và do vậy có thể tích hợp y với độ sâu h dưới dạng sau

$$h(y) = \left(\frac{24D_*(d)}{5\rho g \sqrt{g\kappa^2}} \right)^{2/3} y^{2/3} = A(d) y^{2/3} \quad (5.10)$$

trong đó y là trục hướng từ trong bờ ra ngoài khơi với gốc của trục tọa độ đặt tại bờ biển ở vị trí mực nước trung bình.

Đây là biểu thức mô tả hình dạng mặt cắt ngang ở trạng thái cân bằng rất hữu ích, nó sẽ được sử dụng trong các nội dung kế tiếp để mô tả hình dạng mặt cắt ngang bờ biển. Tham số $A(d)$ là hệ số tỷ lệ của hình dạng mặt cắt và là hàm của năng lượng sóng tiêu tán, phụ thuộc gián tiếp vào kích thước hạt cát trên bãi biển. Công thức (5.10) chỉ ra rằng, đối với bãi biển có kích thước hạt bùn cát đã biết, độ sâu nước (h) sẽ tỷ lệ với khoảng cách (x) so với bờ biển theo số mũ $2/3$. Nếu xem xét sự tiêu tán năng lượng sóng trong một đơn vị thể tích nước với bùn cát trên bãi biển có kích thước hạt cát lớn hơn,

thì công thức (5.10) chỉ ra rằng, bùn cát có kích thước lớn hơn sẽ có hình dạng mặt cắt dốc hơn, đây là điều phù hợp với những gì quan sát được trong thực tế.

Hình dạng mặt cắt ngang có dạng hàm mũ với chỉ số mũ $=2/3$ mà chúng ta vừa xét ở trên có dạng cong lõm về phía bờ, hoàn toàn phù hợp với hình dạng mặt cắt ngang bãi biển thực tế. Nhưng nó có hạn chế là độ dốc của mặt cắt ngang bãi biển đạt giá trị vô cùng lớn tại bờ, hệ số tỷ lệ A là hệ số có thứ nguyên, và hình dạng mặt cắt sẽ phát triển sâu hơn theo hướng ra ngoài biển; do vậy mà không thể mô tả các dải cát ngầm bằng các dạng mặt cắt ngang này.

LỰC DO SỰ TIÊU TÁN NĂNG LƯỢNG SÓNG TRÊN 1 ĐƠN VỊ DIỆN TÍCH

Một lực phá hoại khác có ảnh hưởng tới hình dạng mặt cắt ngang cân bằng là lực sinh ra do sự tiêu tán năng lượng sóng trên một đơn vị diện tích bề mặt bãi biển. Nếu từ công thức (5.7), triển khai các bước như ở phần trước nhưng không xét tới số hạng $(1/h)$, mà chỉ coi sự tiêu tán năng lượng sóng diễn ra trên 1 đơn vị diện tích bề mặt bãi biển thì hình dạng mặt cắt ngang bãi biển ở trạng thái cân bằng sẽ có dạng sau:

$$h = A_2 y^{2/5} \quad (5.11)$$

trong đó A_2 là hệ số hằng số có thứ nguyên. Lúc này hệ số mũ y đã thay đổi

LỰC SINH RA DO ỨNG SUẤT TIẾP ĐỔNG NHẤT Ở ĐÁY

Một lực phá hoại khác được xét tới là lực sinh ra do ứng suất tiếp đáy, lực này xem như là không đổi trên toàn bộ chiều rộng của dải sóng vỡ. Ở phần trước, biểu thức cân bằng lực theo hướng dọc bờ do sóng vỡ (*bỏ qua thành phần ứng suất tiếp theo phương ngang*) là

$$\tau_b = -\frac{dS_{yx}}{dy} \quad (5.12)$$

trong đó τ_b là ứng suất tiếp đáy trung bình có hướng dọc bờ được do sóng vỡ sinh ra và S_{yx} là ứng suất khuếch tán năng lượng sóng theo phương y . Sử dụng các đặc trưng sóng ở vùng nước nông cho thành phần ứng suất khuếch tán và luật Snell, ta có

$$\tau_b = -\frac{1}{8} \frac{d(\rho g \kappa^2 h^2 \sqrt{gh} (\sin \theta / C))}{dy}$$

Cuối cùng, sau khi lấy tích phân theo độ sâu, sẽ thu được

$$h = \left(\frac{8\tau_b}{\rho g \kappa^2 \sqrt{g} \sin \theta} C \right)^{2/5} y^{2/5} = A_3 y^{2/5} \quad (5.13)$$

trong đó hệ số tỷ lệ A_3 là hằng số có thứ nguyên. Tuy nhiên mô hình này chỉ có thể áp dụng được khi bờ biển chịu tác dụng sóng theo hướng xiên góc so với đường bờ tạo

thành dòng chảy theo hướng dọc bờ. Một lần nữa, chúng ta thu được hàm mũ bậc $2/5$ cho hình dạng mặt cắt cân bằng.

MÔ HÌNH MẶT CẮT CÂN BẰNG XÂY DỰNG TRÊN QUAN ĐIỂM VẬN CHUYỂN BÙN CÁT

Bowen (1980) đã chỉ ra rằng, nếu mặt cắt ngang bãi biển ở trạng thái cân bằng, thì vận chuyển bùn cát theo phương ngang tại mỗi điểm trên mặt cắt đều có giá trị bằng không. Sử dụng các mô hình vận chuyển bùn cát của Bagnold, Bowen đã xây dựng hai mô hình mặt cắt ngang cân bằng.

Mô hình thứ nhất là được xây dựng trên cơ sở coi vận chuyển tịnh của bùn cát lơ lửng theo phương ngang tại mỗi điểm trên mặt cắt ngang có giá trị bằng 0, và từ đó dẫn tới mô hình mặt cắt ngang bãi biển cân bằng có dạng sau $h = Ay^{2/3}$, trong đó

$$A = \left(\frac{(7.5 \omega)^2}{g} \right)^{1/3} \quad (5.14)$$

cho thấy sự phụ thuộc của hệ số A vào độ thô thủy lực của bùn cát (ω)

Mô hình hình dạng mặt cắt hoàn chỉnh của ông, bao gồm cả vận chuyển bùn cát lơ lửng và bùn cát đáy, thể hiện sự tương quan giữa độ dốc đáy và số Dean ($D = H_b/\omega T$) và độ dốc của sóng (H_0/L_0). Số Dean càng lớn thì độ dốc theo phương ngang của mặt cắt càng nhỏ.

CÁC DẠNG MẶT CẮT NGANG CÂN BẰNG KHÁC

Các dạng khác của mặt cắt ngang cân bằng cũng đã được đề xuất. Bodge (1992) & Komar và McDougal (1994) đã giới thiệu dạng mặt cắt ngang sau

$$h(y) = h_0 (1 - e^{-ky}) \quad (5.15)$$

đây là dạng mặt cắt ngang gần như tiệm cận với một độ sâu ($-h_0$) mà tại đó không còn thay đổi hình dạng mặt cắt ngang; k là hằng số phân rã. Độ dốc bãi biển tính toán bằng

$$\frac{dh}{dy} = h_0 k e^{-ky} \quad (5.16)$$

công thức này cho thấy, khi độ dốc giảm theo quy luật hàm mũ của khoảng cách so với bờ. Ưu điểm của dạng mặt cắt ngang này là độ dốc bãi biển tại vị trí đường bờ có giá trị khác không, $= h_0 k$.

Bodge so sánh công thức (5.15) với giá trị trung bình của 10 nhóm mặt cắt ngang có hình dạng khác nhau được Dean (1977) sử dụng và phát hiện ra rằng các kết quả dự báo được cải thiện cho 6 trên 10 nhóm mặt cắt có dạng hàm mũ nếu cả tham số A và m được chấp nhận với nhiều dạng tương quan hàm mũ khác nhau (công thức 5.10). Nếu m có

giá trị cố định bằng $2/3$, thì Bodge thấy rằng kết quả được cải thiện cho 8 trên 10 nhóm mặt cắt ngang.

Komar & McDougal (1994) nhấn mạnh tầm quan trọng của một độ dốc giới hạn tại đường bờ và thay thế h_0 bằng tỷ số m_0/k , trong đó m_0 là độ dốc bãi biển. Như vậy, với một giá trị đo đặc của độ dốc bãi biển m_0 cho trước, hình dạng mặt cắt ngang, trước kia chỉ có duy nhất một tham số để định lượng là k . Độ sâu giới hạn ở ngoài khơi có giá trị bằng m_0/k .

5.3 SỰ TƯƠNG TÁC GIỮA BÃI BIỂN VỚI SÓNG VÀ MỰC NƯỚC

Ở phần trước, chúng ta đã xem xét các thành phần và đặc trưng của hình dạng mặt cắt ngang bãi biển, sự phụ thuộc của nó vào năng lượng sóng và đặc tính bùn cát trên bãi biển, và các mô hình mô tả hình dạng mặt cắt ngang cân bằng. Trong phần này, chúng ta sẽ chuyển sang khảo sát sự biến đổi chung của hình dạng mặt cắt do sự thay đổi của năng lượng sóng, do sự biến đổi cao trình mực nước (sự dâng lên của mực nước biển) có liên quan tới hiện tượng thủy triều và do ảnh hưởng trực tiếp của gió. Các biến đổi này trên mặt cắt ngang được phát hiện thấy khi các dạng mặt cắt ngang bãi biển này xuất hiện lặp đi lặp lại vẫn tồn tại ở một số điểm cố định trên bờ biển và một điểm tham chiếu trên bờ biển sẽ được dùng để xác định sự thay đổi một cách có hệ thống trong thời đoạn dài cũng như các dao động trong thời đoạn ngắn của hình dạng mặt cắt.

MÔ HÌNH TƯƠNG TÁC GIỮA BÃI BIỂN VỚI BIẾN ĐỔI MỰC NƯỚC

Khi mực nước hay điều kiện sóng thay đổi, hình dạng của mặt cắt ngang bãi biển sẽ có những thay đổi tương ứng để đạt tới trạng thái cân bằng mới. Nếu các biến đổi của các điều kiện biên (như mực nước, sóng) là rất chậm thì hình dạng mặt cắt ngang sẽ gần như duy trì được tốc độ thay đổi tương ứng với những biến đổi của điều kiện biên và mô hình "thủy tĩnh" có thể áp dụng để mô tả tương tác của bãi biển. Tuy nhiên đối với biến đổi nhanh của bờ biển, như xảy ra trong một trận bão, thì cần có các mô hình thủy động để mô tả sự tương tác của bờ biển với các biến đổi nhanh của điều kiện biên. Dưới đây sẽ trình bày một số mô hình "thủy tĩnh" hữu ích mô tả tương tác của bãi biển đối với sự biến đổi tăng của mực nước biển

A) SỰ GIA TĂNG MỰC NƯỚC BIỂN VÀ TƯƠNG TÁC CỦA BÃI BIỂN

Sự dâng lên của mực nước có thể là do sự biến đổi dần có liên quan tới dâng lên của mực nước biển toàn cầu hoặc có thể là do sự biến đổi mực nước biển với tốc độ nhanh do hiện tượng nước dâng do bão. Sự dâng lên của mực nước biển sẽ làm cho độ sâu mực nước tại một điểm bất kỳ trong dải sóng vỡ tăng lên. Sự tiêu tán năng lượng sóng trong một đơn vị thể tích nước, có liên quan tới tích số giữa độ sâu cục bộ và độ dốc đáy như công thức sau

$$D_s \propto \sqrt{h} \frac{\partial h}{\partial y}$$

Khi độ sâu nước tăng lên sẽ dẫn tới độ dốc bãi biển nhỏ đi để bãi biển đạt tới trạng thái cân bằng.

B) QUY TẮC BRUUN

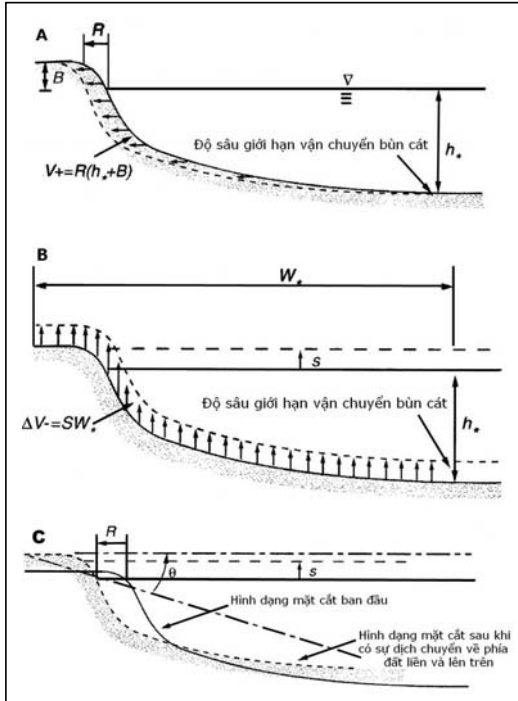


Figure 5-10 Dạng mặt cắt ngang ở trạng thái cân bằng tương ứng với sự dâng lên của mực nước biển: theo quy tắc Bruun. (a) Thể tích bùn cát sinh ra do sự suy thoái bờ biển; (b) thể tích bùn cát cần để duy trì hình dạng mặt cắt ngang cân bằng (c) các thành phần của hình dạng mặt cắt dịch chuyển về phía đất liền (R) và lên phía trên (S) để đạt tới dạng mặt cắt ngang cân bằng

Bruun (1962) là người đầu tiên đưa ra mối liên hệ giữa sự biến đổi tăng của mực nước và sự thay đổi hình dạng mặt cắt ngang và sau này nó được biết đến với tên gọi “quy tắc Bruun”. Phương pháp của Bruun không sử dụng hình dạng mặt cắt ngang cân bằng cụ thể nào cả nhưng nó chỉ có một điều kiện khi áp dụng là hình dạng mặt cắt ngang ban đầu phải được xác định. Sự biến đổi hình dạng mặt cắt được xét tới dưới dạng sự suy thoái của hình dạng đường bờ theo phương nằm ngang R và sự dâng lên của mực nước biển S . Có hai giả thiết cần được thỏa mãn đối với mặt cắt cân bằng mới. Giải thiết thứ nhất là mặt cắt ngang cân bằng mới có liên quan tới điểm giao nhau giữa mực nước mới và có hình dạng mặt cắt giống như ở mặt cắt cũ, và không thay đổi so với mực nước. Giả thiết thứ hai là thể tích bùn cát có trong mặt cắt ngang phải được bảo toàn, nghĩa là chúng không bị mất đi hay thêm vào mặt cắt.

Đối với giải thiết đầu tiên, hình dạng mặt cắt được xem như là sự dịch chuyển về phía đất liền và lên trên mà vẫn giữ nguyên hình dạng mặt cắt; có hai thành phần cấu thành nên sự dịch chuyển của hình dạng mặt cắt này là

(R,S) được xét riêng rẽ với nhau và thể tích bùn cát phải được bảo toàn. Thể tích bùn cát cần có do sự dâng lên của mực nước biển là tích giữa chiều cao mực nước biển dâng (S) và chiều rộng (W) của hình dạng mặt cắt "hoạt động".

$$\text{Thể tích yêu cầu: } \Delta V_- = W_* \times S$$

Đây là thể tích sinh ra từ sự suy thoái của hình dạng mặt cắt ngang theo phương nằm ngang R và là tích của R với kích thước theo phương thẳng đứng của hình dạng mặt cắt ở bên ngoài khoảng cách W_* . Chúng ta có thể biểu diễn kích thước mặt cắt theo phương ngang bằng $(h_* + B)$ (xem hình 5-10).

$$\text{Thể tích sinh ra: } \Delta V_+ = R \times (h_* + B)$$

Biểu thức này có thể không thực quan, nhưng nếu xem xét thể tích được nhắc tới có được bằng cách dịch chuyển dạng mặt cắt sang hai bên, thì nó tương đối dễ thấy hơn rằng ΔV_+ như đã đưa ra ở trên.

Cân bằng hai thể tích bùn cát được sinh ra do sự suy thoái đường bờ mà cần có đối với hình dạng mặt cắt được duy trì chống lại sự dâng lên của mực nước biển, sẽ được

$$\Delta y = -R = -S \frac{W_*}{(h_* + B)} = -\frac{S}{\tan \theta'} \quad (5.17)$$

Trong đó: $\tan \theta'$ là độ dốc trung bình của hình dạng mặt cắt "hoạt động" trên hình (5-10).

VÍ DỤ

Một bãi biển có đường kính trung bình của bùn cát trên bãi biển bằng 0.2 mm, chiều cao thềm bãi là 2m. Nếu độ sâu "hoạt động" của mặt cắt ngang là 6m, thì với độ dốc $\tan \theta$ bằng bao nhiêu và đường bờ sẽ biến đổi thế nào khi mực nước biển dâng lên một khoảng là S ?

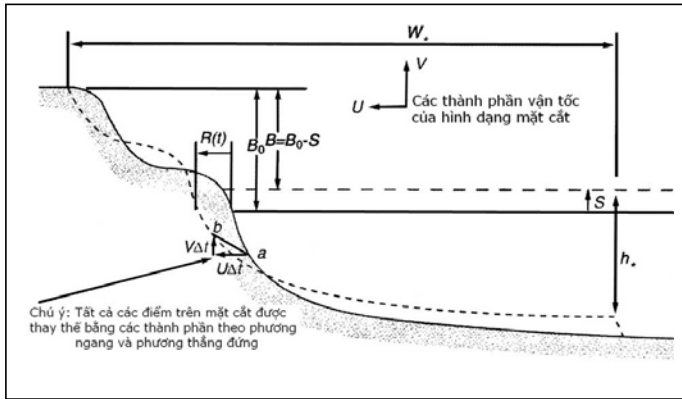
Nếu hình dạng mặt cắt ngang cân bằng được giả thiết có dạng $h = Ay^{2/3}$, thì chiều rộng của hình dạng mặt cắt có thể được xác định, với A đã biết (theo bảng 5.1) bằng $0.1m^{1/3}$ và $W_* = (h_* / A)^{3/2} = 465 \text{ m}$. Bởi vậy mà $\tan \theta = 0.0172$.

Từ công thức (5.17) $\rightarrow \Delta y = -58.1 \times S$. Như vậy khi mực nước biển dâng lên 1 m thì đường bờ bị thoái lui vào trong đất liền gần 60m. Mẫu số, $\tan \theta$, thường có giá trị nhỏ và do vậy, tại nhiều bờ biển trên thế giới đều tuân theo quy tắc của Bruun, có nghĩa là đường bờ thường bị suy thoái từ 50 đến 100 lần so với mức độ dâng lên của mực nước biển.

C) PHƯƠNG PHÁP EDELMAN

Một hạn chế của quy tắc Bruun là sự dâng lên của mực nước biển nhất định phải nhỏ hơn chiều cao của thềm bãi ($S \ll B$) do chiều cao tương đối của thềm bãi đối với sự dâng lên của mực nước biển được xem như là cố định. Edelman (1972) đã loại bỏ hạn chế do sự biến đổi tương đối nhỏ của mực nước biển bằng cách xét tới sự giảm dần chiều cao

tương đối của các đụn cát. Để tiếp tục khảo sát sự biến thiên bờ biển theo phương pháp của Edelman, xét một mặt cắt ngang có hình dạng mặt cắt luôn ở trạng thái cân bằng và tốc độ suy thoái của đường bờ theo phương nằm ngang được ký hiệu là U và mức độ dâng lên của mực nước biển theo phương thẳng đứng là V . Khi thời gian tăng dần với bước thời gian Δt , 1 phân tử đặc trưng của mặt cắt ngang sẽ dịch chuyển từ điểm a đến điểm b, xem hình (5.11). Chiều cao đụn cát B được xem như là biến đổi theo thời gian



Hình 5-11. Sự biến đổi mặt cắt ngang theo phương pháp của Edelman.

Nếu hình dạng mặt cắt duy trì ở trạng thái cân bằng tại mỗi bước thời gian Δt , thì bằng phương pháp như đã sử dụng trong quy tắc của Bruun, ta có

$$(h_* + B)U \Delta t = W_* V \Delta t \quad (5.18)$$

hoặc

$$U = \frac{W_* V}{(h_* + B)} \quad (5.19)$$

Tổng lượng suy thoái đường bờ R là

$$R = -\Delta y = \int_{t_0}^t U dt \quad (5.20)$$

và

$$V = \frac{dS}{dt} \quad V = \frac{dS}{dt}; \quad h_* + B = h_* + B_0 - S \quad (5.21)$$

đối với chiều cao đụn cát giảm dần với sự khi mực nước biển tăng

Thế công thức (5.18), (5.19), và (5.21) vào công thức (5.20); chúng ta thu được

$$R = \int_{t_0}^t \frac{W_*}{(h_* + B_0 - S)} \frac{dS}{dt} dt$$

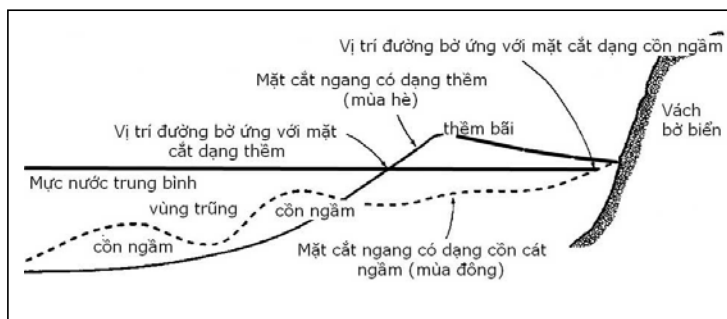
sau đó đạo hàm công thức trên, ta có

$$R = -\Delta y = W_* \ln \left(\frac{h_* + B_0}{(h_* + B_0 - S)} \right) \quad (5.22)$$

Sự suy thoái đường bờ tính toán theo công thức (5.22) luôn cho kết quả lớn hơn so với giá trị của R tính toán theo quy tắc Bruun (công thức 5.17) do công thức của Bruun giải thiết chiều cao đụn cát bên trên mực nước biển có giá trị hằng số. Tuy nhiên, đối với các giá trị nhỏ của $S/(h_* + B_0)$, ví dụ như nhỏ hơn 0.3, thì phương pháp của Edelman's cho kết quả nhỏ hơn so với quy tắc Bruun. Hơn nữa, khi đụn cát gần như bị xói lở hết thì tốc độ xói tương đối càng trở nên mạnh hơn. Đơn giản là vì, khi mực nước biển tăng, càng có ít trầm tích bùn cát tồn tại trên đụn cát tham gia vào sự xói lở, làm cho tốc độ xói nhanh hơn.

BIẾN ĐỔI HÌNH DẠNG MẶT CẮT NGANG THEO MÙA

Sự biến đổi hình dạng mặt cắt ngang một cách có hệ thống rút ra từ các kết quả quan trắc chuỗi các mặt cắt ngang bờ biển hầu hết là các biến đổi hình dạng phản ánh sự biến đổi các trạng thái sóng. Các biến đổi trạng thái này có thể là kết quả của một trận bão đơn lẻ có độ lớn bất thường hoặc có thể là các hiện tượng kéo dài trong cả năm do sự biến đổi trạng thái sóng theo mùa, có thể bắt gặp ở rất nhiều bờ biển trên thế giới. Mô hình mặt cắt ngang bãi biển bị biến đổi dưới tác dụng của cường độ sóng được minh họa dưới dạng biểu đồ trong hình (5-12). Shepard (1950b) là người đầu tiên đưa ra các tài liệu trích dẫn về sự dịch chuyển hình dạng mặt cắt và sau đó là Bascom (1953) trên bờ biển tây của nước Mỹ, nơi mà các sóng do bão chiếm ưu thế trong thời kỳ mùa đông, còn trong mùa hè thì chủ yếu là các sóng có năng lượng nhỏ. Dựa trên tính mùa rõ rệt này, Shepard quy về hai dạng mặt cắt ngang chính trong năm là *mặt cắt ngang mùa hè* và *mặt cắt ngang mùa đông*. Trong một nghiên cứu tại bể sóng trong phòng thí nghiệm,



Hình 5-12 Mặt cắt ngang có dạng cồn cát ngâm hình thành trong bão và mặt cắt ngang dạng thêm xuất hiện sóng có năng lượng nhỏ

hình dạng mặt cắt cũng có sự biến đổi tương ứng với năng lượng sóng giống như những kết quả mà Shepard đã tìm ra. Johnson (1949) đã sử dụng hai thuật ngữ là "*mặt cắt ngang của một trận bão*" và "*mặt cắt ngang thông thường*" nhằm chỉ tính mùa trong sự

biến đổi hình dạng mặt cắt ngang. Trong phần này, thuật ngữ “*mặt cắt ngang dạng cồn ngầm*” và “*mặt cắt ngang dạng thềm bãi*” sẽ được sử dụng, đây là các thuật ngữ mà Larson, Kraus, & Sunamura (1988) đã sử dụng để phản ánh sự có mặt thường xuyên của các cồn cát ngầm cùng với sự phát triển của các thềm bãi trong hai loại hình dạng mặt cắt ngang này.

Trong thực tế thì các thuật ngữ trên chưa hoàn toàn thỏa đáng vì không phải lúc nào trên mặt cắt ngang cũng hình thành các cồn cát ngầm trong điều kiện sóng lớn cũng như các thềm bãi không thể hình thành trên các bãi biển có cấu tạo là bùn cát mịn. Bất kể là sử dụng thuật ngữ nào thì bản thân các quá trình diễn biến mới là quan trọng vì nó cho thấy xu hướng biến đổi về mặt hình thái của hình dạng mặt cắt tương ứng với các trạng thái cường độ sóng khác nhau, như được minh họa ở hình (5-12). Với năng lượng sóng nhỏ, hình dạng mặt cắt điển hình được đặc trưng bằng một thềm rộng và phần mặt cắt ngang ngoài khơi trơn nhẵn, không có hoặc các cồn cát thành tạo là rất nhỏ ngoại trừ nó có thể xuất hiện ở vùng nước sâu tương đối. Ngược lại, dưới các điều kiện sóng lớn hơn, các thềm bãi biển bị phá hủy do tác dụng sóng vỗ mạnh mẽ, và bùn cát bị dịch chuyển ra vùng ngoài khơi để tạo thành một hoặc nhiều cồn cát ngầm kéo dài song song với đường bờ. Với điều kiện là lượng bùn cát vận chuyển dọc bờ là rất nhỏ, thì thể tích bùn cát tham gia vào quá trình biến đổi hình dạng mặt cắt hầu như không thay đổi; diện tích phần bên dưới hai mặt cắt ngang trong hình (5-12) gần như bằng nhau, đại diện cho thể tích bùn cát trên một đơn vị chiều dài bờ biển.

Các quan trắc chung hình dạng mặt cắt ngang cho thấy rằng, ít nhất trong giới hạn của bãi biển có cấu tạo cát, các bãi biển có hạt cát thô hơn sẽ có sự biến đổi cao trình bãi biển lớn hơn trong một chu kỳ mùa, cũng như dưới tác động của một trận bão đơn lẻ. Các kết luận trên được đưa ra trên cơ sở nghiên cứu một loạt các hình dạng mặt cắt ngang tại bãi biển Oregon, nơi bãi biển có cùng một điều kiện sóng theo mùa trong nhiều năm (Shift & Komar, 1994). Các nghiên cứu trên đã chứng minh rằng, do có sự biến đổi lớn theo phương thẳng đứng của bãi biển có cấu tạo là các hạt cát thô và cũng do chúng nhanh chóng bị cắt bớt dưới tác dụng của sóng bão, bờ biển có cấu tạo là cát thô dễ bị tổn thương do xói lở hơn là các bãi biển có cấu tạo là bùn cát mịn được bồi tích lại. Trong nghiên cứu sự biến đổi của bãi biển, có một yếu tố cần lưu ý, mức độ thô hóa của hạt cát trên bãi biển, bãi biển có cấu tạo là các hạt cát thô sẽ phản xạ nhiều hơn có độ dốc mặt cắt ngang lớn hơn; vùng sóng vỗ hẹp hơn, thế nên với cùng một năng lượng sóng từ ngoài khơi tác dụng vào bờ biển, năng lượng sóng sẽ tập trung hơn trên bãi biển có cấu tạo là cát thô. Một yếu tố khác là sự khác biệt trong các đặc điểm của sóng vỗ, nó bị chi phối bởi các sóng tới trên bãi biển dốc và có tính phản xạ, khi mà các chuyển động của sóng vỗ bên dưới lực trọng trường là quan trọng hơn rất nhiều đối với các bãi biển có cấu tạo là các hạt mịn, chúng có xu hướng sàng lọc năng lượng của các sóng tới.

Khi bãi biển có thể bị xói rất nhanh trong vòng một, hai ngày khi xảy ra bão lớn, giai đoạn hồi phục của bãi biển sau đó có thể kéo dài trong vòng vài tuần cho tới vài năm. Trong một nghiên cứu về các bãi biển ở Nam California sau một trận bão rất mạnh xảy ra từ 16-18, tháng giêng năm 1988, Egense (1989) đã phát hiện ra rằng, trong giai đoạn hồi phục ban đầu, thường kéo dài trong khoảng 3 tuần đầu sau khi xảy ra bão, thềm bãi được tái tạo lại từ 45% đến 65% lượng cát mà nó bị mất đi khi xảy ra bão. Giai đoạn thứ hai có tốc độ hồi phục thấp hơn rất rõ và kéo dài liên tục hàng năm sau đó ngay cả khi các nghiên cứu đã kết thúc.

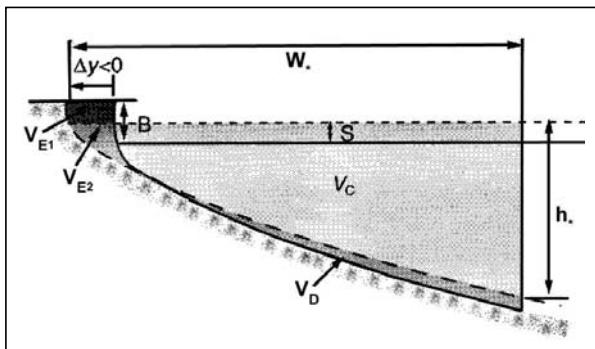
BIẾN ĐỔI HÌNH DẠNG MẶT CẮT CÂN BẰNG DƯỚI TÁC DỤNG CỦA BÃO

Hiện tượng nước dâng do bão thường là hiện tượng đi kèm với sự xuất hiện của các sóng lớn do bão sinh ra, bắt đầu sự biến đổi hình dạng mặt cắt ngang từ trạng thái cân bằng về trạng thái sau trận bão. Như các luận điểm theo quy tắc Bruun, khi mực nước biển dâng với giá trị S và chiều cao sóng vỡ H_b xuất hiện trong trận bão, dẫn tới một hình dạng mặt cắt cân bằng mới khi trận bão xuất hiện trong thời gian đủ dài. Nếu thể tích xói lở là như nhau đối với hiện tượng xói do sự dâng lên của mực nước biển do nước dâng thì qua hình vẽ (5-13), có thể thấy rằng, thể tích xói lở sẽ cân bằng với thể tích bồi tụ trên mặt cắt ngang

$$V_{E_1} + V_{E_2} = V_D$$

hoặc, thêm thể tích thông thường V_C vào cả hai vế của phương trình, ta có

$$V_{E_1} + V_{E_2} + V_C = V_D + V_C$$



Hình 5-13 Biến đổi đường bờ Δy do sự dâng lên của mực nước biển S và độ sâu sóng vỡ h^*

Tổng thể tích bùn cát ở vế trái của phương trình trên có thể được biểu diễn như sau

$$V_{E_1} + V_{E_2} + V_C = -\Delta y(B - S) + \int_0^{w_2} Ay^{\frac{2}{3}} dy \quad (5.23)$$

Trong đó thành phần ($V_{E2} + V_C$) được biểu diễn dưới dạng lấy tích phân từ 0 đến W_* của biểu thức quan hệ hình dạng mặt cắt ngang theo độ sâu y (Việc thêm thể tích thông thường vào cả hai vế để đưa vào công thức tích phân phần diện tích ở bên trên mặt cắt ngang cân bằng là một thủ thuật biến đổi thông thường). Tổng thể tích ở bên vế phải của phương trình bao gồm diện tích hình chữ nhật ở bên trên mực nước tương ứng với mặt cắt ngang ban đầu và diện tích được giới hạn từ đường đáy của mặt cắt ngang ban đầu tới mực nước biển trung bình.

$$V_D + V_C = (W_* + \Delta y)S + \int_0^{W_* + \Delta y} Ay^{2/3} dy \quad (5.24)$$

Cân bằng phương trình (5.23) và (5.24) và lấy tích phân cả hai phương trình, thu được

$$-\Delta y B + \frac{3}{5} A W_*^{5/3} = W_* S + \frac{3}{5} A (W_* + \Delta y)^{5/3}$$

đơn giản hóa hai vế của phương trình, ta có

$$\frac{\Delta y}{W_*} = -\frac{S}{B} + \frac{3h_*}{5B} \left[1 - \left(1 + \frac{\Delta y}{W_*} \right)^{5/3} \right] \quad (5.25)$$

trong đó $h_* = A W_*^{2/3}$. Rút gọn cả hai vế của công thức (5.25) bằng cách đặt các hệ số không thứ nguyên như sau :

$$\begin{aligned} \Delta y' &= \Delta y / W_* \\ S' &= S / B \\ B' &= B / h_* \end{aligned}$$

Công thức (5.25) do đó được rút gọn dưới dạng không thứ nguyên như sau:

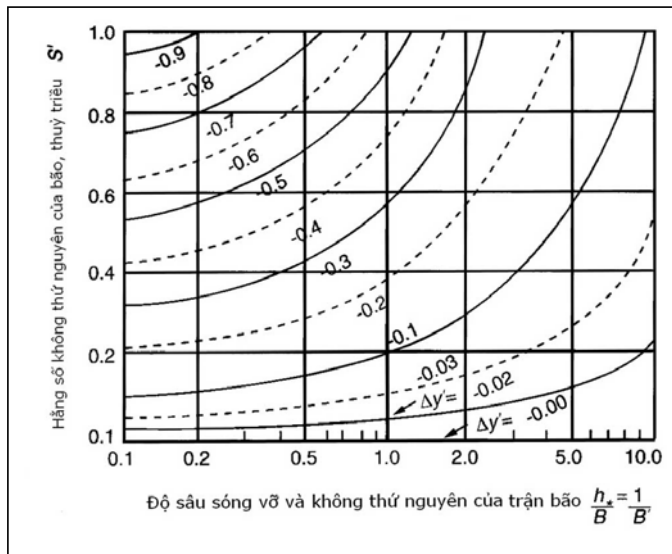
$$\Delta y' = -S' + \frac{3}{5B'} \left[1 - (1 + \Delta y')^{5/3} \right] \quad (5.26)$$

Công thức trên được biểu diễn dưới dạng biểu đồ trên hình (5-14), trục hoành là tham số không thứ nguyên của độ sâu sóng vỡ trong bão và trục tung chỉ tham số không thứ nguyên của bão, thủy triều. Các đường đồng mức biểu thị sự suy thoái của đường bờ không thứ nguyên theo phương nằm ngang.

Nhìn chung, sự suy thoái của đường bờ biển theo phương nằm ngang là nhỏ so với chiều rộng của dải sóng vỡ; do đó, với $\Delta y' \ll 1$, công thức (5.26) có thể lấy xấp xỉ dưới dạng nhị thức như sau

$$\begin{aligned} \Delta y' &= -\frac{S' B'}{(1 + B')} \\ \frac{\Delta y}{W_*} &= -S' - \frac{\Delta y'}{B} = -\frac{S}{(h_* + B)'} \end{aligned} \quad (5.27)$$

hoặc dưới dạng có thứ nguyên, như quy tắc Bruun. Như đã phân tích trong phương pháp của Edelman, công thức (5.22) sẽ luôn cho kết quả suy thoái đường bờ lớn hơn so với tính toán theo quy tắc Bruun do phương pháp này có xét tới gia tăng mực nước do sự hạ thấp chiều cao thêm bãi.



Hình 5-14 Diễn biến đường bờ xét tới thủy triều và độ sâu sóng đổ

BIẾN ĐỔI HÌNH DẠNG MẶT CẮT DƯỚI TÁC DỤNG CỦA THỦY TRIỀU

Cùng với sự biến đổi hình dạng mặt cắt ngang dưới tác dụng của sóng, sự xuất hiện lặp đi lặp lại của hình dạng mặt cắt trong thời gian 1 tháng hoặc dài hơn cho thấy sự biến đổi của hình dạng mặt cắt ngang tương ứng với các tác động của thủy triều. Nó bao gồm sự biến đổi nâng hạ mực nước trong thời đoạn ngắn (giờ) và trong thời đoạn dài hơn (1/2 tháng) do sự khác biệt về độ lớn thủy triều giữa triều cường và triều kém (*spring, neap tides*)

Mặc dù không dễ nhận thấy, nhưng sự biến đổi hình dạng mặt cắt ngang tại thời điểm xuất hiện triều cường đến thời điểm xuất hiện triều kém là vấn đề rất đáng quan tâm. Thompson; và Thompson (1919) & LaFond (1939) đã chứng minh rằng trên bãi biển nam California, bề mặt bãi cát cao hơn mực nước triều trung bình vài mét sẽ đạt tới cao trình thấp nhất trong vài ngày sau khi xuất hiện triều cường và đạt tới cao trình lớn nhất sau khi có triều kém.

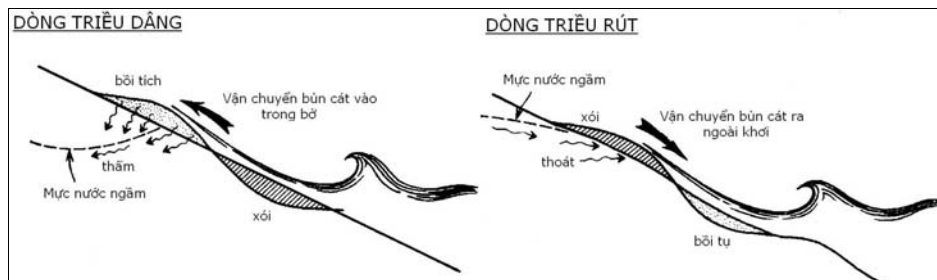
Một số nghiên cứu đã khảo sát sự biến đổi hình dạng mặt cắt ngang trong thời đoạn ngắn (giờ), nó được xem như là kết quả của sự biến đổi mực nước của một chu kỳ triều trong ngày. Strahler (1966) đã tiến hành các quan trắc sự thay đổi của bãi trước trong một chu kỳ triều với tần số quan trắc là 0.5 giờ tại bãi biển Sandy Hook, New Jersey.

Cát bị đào xói trong vùng sóng vỗ bờ được bồi tích trở lại ở giới hạn trên của vùng sóng vỗ bờ và tấp thêm dưới của vùng sóng vỗ. Khi triều dâng, một lượng bồi tích nhỏ xuất hiện ở bất kỳ một điểm nào trên bề mặt bãi biển, theo sau đó là xói lở tại những vị trí chịu tác dụng mạnh của sóng vỗ bờ và tiếp sau đó là hiện tượng bồi lắng khi lượng bùn cát bị xói lở vượt qua dải sóng vỗ. Khi triều xuống thì xuất hiện hiện tượng ngược lại.

Một mô hình vận chuyển bùn cát tương tự đã được Otvos (1965) & Schwartz (1967) chứng minh bằng cách sử dụng các hạt cát được đánh dấu bằng huỳnh quang. Schwartz đã xác định rằng, thành phần các hạt bùn cát mịn hơn được tuyển chọn và bồi lắng tại đỉnh của vùng sóng vỗ hoặc được vận chuyển ra phía bên ngoài vùng sóng vỗ về phía biển, trong khi các hạt thô hơn được tích tụ lại tạo thành thềm bãi ở bên dưới vùng sóng vỗ.

Duncan (1964) đã khảo sát ảnh hưởng của mực nước ngầm đối với mô hình mặt cắt này với sự điều chỉnh đối với chu kỳ triều trong một ngày. Khi triều lên, do mực nước biển dâng lên nhanh hơn so với mực nước ngầm bên trong bãi biển, do vậy mà độ dốc của mực nước ngầm sẽ có hướng vào trong bờ như mô tả trong hình (5-15) (theo Emery và Foster, 1948; Grant, 1948; Harrison, Fang, và Wang, 1971). Khi triều rút, mực nước ngầm có độ dốc hướng ra phía biển. Do ảnh hưởng này mà khi triều lên, nước biển trong quá trình sóng vỗ và sóng leo sẽ bị hút vào bên trong bãi do hiện tượng thấm và làm cho dòng rút ra biển trở nên yếu đi. Hiện tượng ngược lại xảy ra khi triều rút, do nước ngầm bổ sung thêm vào dòng rút do sóng vỗ bờ tạo thành.

Duncan (1964) đã phát hiện ra rằng, hầu hết sự vận chuyển bùn cát trên bề mặt bãi biển do hiện tượng sóng vỗ khi thủy triều dâng sẽ bồi lắng lại trên đỉnh của vùng giới hạn sóng vỗ do sự gia tăng của hiện tượng thấm (như đã giải thích ở trên) xem hình (5-15a). Khi triều rút, dòng rút do sóng vỗ tạo thành sẽ mạnh hơn làm dịch chuyển lượng cát này và bồi lắng chúng về phía bờ, ở nơi dòng rút giao thoa với sóng vỗ từ ngoài vào và làm mất khả năng vận chuyển bùn cát của nó.



Hình 5-15 Ảnh hưởng của mực nước ngầm đối hiện tượng xói và bồi mặt cắt ngang khi (a) nước triều dâng và (b) nước triều rút

Tầm quan trọng của sự tương tác giữa sóng vỗ bờ và mực nước ngầm đã được Harrison (1959) minh chứng thêm bằng các phân tích về sự suy thoái đường bờ có sử dụng phương pháp thống kê. Harrison đã phát hiện ra rằng, hầu hết sự biến thiên số lượng bùn cát xói lở hay bồi lắng ở bãi trước trong khoảng thời gian xuất hiện 2 lần nước thấp kế tiếp nhau có thể được giải thích bằng:

(a) độ dốc của sóng vỗ;

(2) sự chênh lệch đầu nước giữa mực nước ngầm bên trong bãi biển và mực nước do sóng vỗ + sóng leo tạo thành; và

(3) là góc sóng tác dụng tới đường bờ.

Ông đã đưa ra một công thức kinh nghiệm mô tả sự biến đổi thể tích bùn cát tịnh này cũng như công thức dẫn tới sự suy thoái hoặc phát triển của đường bờ và độ dốc trung bình của bãi trước

Ở những vùng có biên độ thủy triều lớn, hình dạng mặt cắt có xu hướng được đặc trưng bởi độ dốc tương đối của mặt bãi, bị gián đoạn đột ngột tại đáy do sự xuất hiện của các bậc thềm rộng khi triều thấp (Inman and Filloux, 1960). Nhìn chung, bề mặt bãi biển tương ứng với biên độ triều lớn có thành phần bùn cát là các hạt hơn so với bùn cát ở các thềm bãi. Thêm vào đó, các bậc thềm bãi khi triều thấp được đặc trưng bởi các hạt bùn cát mịn hơn và có mức độ tuyển chọn kém, với các sóng cát ngầm rõ ràng, đã hình thành hoàn chỉnh, là nơi trú ngụ của rất nhiều loài sinh vật bên trên và bên trong cát. Cũng có thể có các bậc thềm bãi hướng ra phía biển xuất hiện tại “các bãi biển có biên độ triều thấp”, tại đó độ dốc bãi lớn hơn không đáng kể so với độ dốc của bậc thềm bãi, hạt cát sẽ thô hơn ở mức nhỏ và tuyển chọn đều hơn. Do trong một chu kỳ triều có những thời điểm nước đứng khi mực nước lên tới đỉnh triều hoặc chân triều, năng lượng sóng sẽ bị tập trung tại các mực nước này. Mực nước cuốn rất nhanh trên bậc thềm bãi và năng lượng sóng có xu thế bị tiêu tán trong độ sâu nước nhỏ. Sự tập trung năng lượng tại mực nước thấp và mực nước cao giải thích cho sự khác biệt giữa bùn cát tại các bậc thềm bãi và đặc điểm của bãi biển có biên độ thủy triều lớn và nhỏ.

CHƯƠNG 6

MÔ HÌNH HÓA BÃI BIỂN VÀ ĐƯỜNG BỜ

6.1 GIỚI THIỆU CHUNG

Một trong những mục tiêu chính của kỹ thuật bờ biển là sử dụng các giải pháp công trình hoặc phi công trình để giải quyết các vấn đề có liên quan tới bờ biển. Phương pháp mô hình hóa có thể được sử dụng như một công cụ để đưa ra các dự báo đáng tin cậy về sự phát triển của đường bờ trong các thời đoạn khác nhau. Trong các chương trước, chúng ta đã xem xét sự vận chuyển bùn cát ở bờ biển và diễn biến bờ biển. Chương này sẽ giới thiệu các kiến thức cơ bản về mô hình hóa bãi biển, và đường bờ nhằm mô phỏng và dự báo sự biến đổi của bãi biển và đường bờ dưới tác động của các điều kiện tự nhiên. Một cách lý tưởng, các mô hình này, với các điều kiện biên của sóng, bùn cát và địa hình thích hợp, sẽ cho phép dự báo diễn biến đường bờ trong một thời đoạn nhất định. Hơn thế nữa, nếu các công trình bờ biển hoặc công trình nuôi bãi được xây dựng tại bờ biển thì các mô hình sẽ có thể đánh giá được hiệu quả của công trình và ảnh hưởng của công trình làm thay đổi bờ biển trong tương lai.

Có ba dạng mô hình hóa các diễn biến bờ biển là *mô hình vật lý*, *mô hình giải tích* và *mô hình toán*. Trong đó, ***mô hình vật lý*** là các mô hình thực được xây dựng trong phòng thí nghiệm với tỷ lệ thu nhỏ so với mô hình nguyên mẫu ngoài thực tế, các quá trình diễn biến bờ biển xảy ra trong thực tế sẽ được khảo sát trên mô hình vật lý với các điều kiện biên sóng, dòng chảy và mực nước được tái tạo lại trong phòng thí nghiệm giống như xảy ra trong tự nhiên.

Dạng mô hình hóa thứ hai mô phỏng các hiện tượng vật lý diễn ra ở bờ biển hoàn toàn bằng các phương trình toán học, nghiệm của hệ các phương trình trên sẽ cho biết các diễn biến bờ biển. Tuy nhiên, các mô tả toán học các hiện tượng diễn ra trong tự nhiên ở bờ biển không phải lúc nào cũng thực hiện được, mặt khác, hệ phương trình được xây dựng có quá nhiều ẩn số và phụ thuộc vào nhiều biến ngẫu nhiên cũng không thể giải được bằng phương pháp toán học thông thường. Do vậy, mà chỉ có những hiện tượng chính, chi phối quá trình diễn biến bờ biển và hoàn toàn sáng tỏ về mặt bản chất vật lý mới được mô tả toán học, và người ta cũng đơn giản hóa các phương trình mô tả toán học này để có thể giải trực tiếp được chúng. Các mô hình hóa này được gọi là ***mô hình giải tích***, mặc dù đơn giản, nhưng chúng lại là các công cụ mạnh trong phân tích và lý giải các hiện tượng tự nhiên diễn ra ở bờ biển.

Dạng mô hình hóa cuối cùng là mô hình số, hay ***mô hình toán***. Mô hình này cũng bao gồm các mô tả toán học các hiện tượng tự nhiên diễn ra ở bờ biển nhưng chi tiết hơn nhiều so với mô hình giải tích và chủ yếu được giải trên các máy tính cá nhân. Với sự

phát triển rất mạnh của máy tính cá nhân, với khả năng thực hiện hàng triệu phép tính trong một giây thì các mô hình toán cũng ngày càng phức tạp hơn, cho phép mô phỏng các hiện tượng tự nhiên ngày càng sát với thực tế hơn. Những hạn chế trước kia vì có quá nhiều ẩn số hay số lượng bước tính quá lớn, không thể thực hiện bằng phương pháp thủ công đã được giải quyết bằng mô hình toán.

Cho tới nay, vẫn chưa có một mô hình mô phỏng nào có khả năng tái tạo lại hoàn chỉnh được những hiện tượng xảy ra trong tự nhiên vì bản thân các dạng mô phỏng nêu ở trên đều có những hạn chế nhất định. Mặt khác, muốn mô phỏng được đúng với các hiện tượng diễn ra trong tự nhiên thì trước tiên, cần phải hiểu và nắm rõ được bản chất vật lý của các hiện tượng đó, điều mà không phải lúc nào cũng có thể thực hiện được. Cho đến nay, còn nhiều hiện tượng phức tạp ở bờ biển vẫn còn chưa hoàn toàn sáng tỏ về mặt bản chất và quy luật, nhất là các hiện tượng thủy động lực và hình thái động lực ở vùng sóng vỡ. Tuy nhiên, các mô hình nêu trên đã có những bước phát triển đáng kể và trở thành những công cụ hữu hiệu, giúp chúng ta tìm hiểu thêm các hiện tượng diễn ra trong tự nhiên ở bờ biển.

Hiện tại và trong tương lai, có thể nói rằng, mô hình toán là những công cụ mạnh và cho kết quả mô phỏng tốt nhất và cũng là kinh tế nhất trong số các dạng mô hình hóa nêu ở trên. Nó cho phép lựa chọn các điều kiện biên và điều kiện ban đầu một cách mềm dẻo, đại diện được cho các lực ngẫu nhiên; các dạng mô hình này sẽ cho phép phát triển các quá trình diễn biến đường bờ đang thay đổi rất nhanh khi những hiểu biết của chúng ta về quá trình bờ biển ngày càng tăng. Ngay cả hiện nay, khi các phương trình mô tả các đặc tính của đường bờ biển là quá phức tạp khi muốn mô tả chúng một cách đầy đủ bằng một mô hình giải tích, hay mô hình vật lý thì đều bị cản trở bởi các ràng buộc về tỷ lệ mô hình và thường đòi hỏi các chi phí xây dựng mô hình ban đầu rất cao. Các mô hình toán, đã giải quyết được các hạn chế trên bằng các khả năng tính toán ngày càng nhanh của máy tính điện tử, bằng sự phát triển của các thuật giải trong phương pháp số và bằng các mô hình hóa dựa vào kinh nghiệm trong thực tế và cho thấy nó sẽ mang lại cho người sử dụng các dự báo có độ tin cậy cao.

Trong chương này, các mô hình toán, mô hình vật lý và mô hình giải tích mô phỏng các diễn biến bờ biển và địa hình vùng ven bờ sẽ được xem xét. Các phương pháp đo đạc diễn biến bờ biển ngoài hiện trường cũng sẽ được trình bày ở cuối chương này. Một số nội dung trong chương này được tham khảo từ tập bài giảng *Coastal Engineering*, của Trường Đại học Kỹ thuật Delft của Vander (1997); từ Komar (1998) và Dean (2002).

6.2 MÔ HÌNH HÓA BỜ BIỂN BẰNG MÔ HÌNH VẬT LÝ GIỚI THIỆU TỔNG QUÁT VỀ MÔ HÌNH VẬT LÝ

Mô hình vật lý mô phỏng các quá trình diễn biến bờ biển trong tự nhiên sẽ gồm hai dạng: mô hình lòng cứng (cố định) và mô hình lòng động. Mô hình lòng cứng là các mô hình mô phỏng các hiện tượng diễn ra ở bờ biển mà không xét tới sự biến đổi địa hình đáy trong quá trình mô phỏng, lòng dẫn trong mô hình được coi như là cố định trong toàn bộ thời gian mô phỏng. Như vậy mô hình hoàn toàn không xét tới ảnh hưởng của hiện tượng vận chuyển bùn cát ở bờ biển đối với địa hình đáy cũng như đối với các hiện tượng cần nghiên cứu trong mô hình. Ngược lại, mô hình lòng động lại mô phỏng các quá trình diễn biến bờ biển có xét tới tác dụng vận chuyển bùn cát ở ven bờ do tác động của sóng và dòng chảy, như vậy lòng dẫn, hay địa hình đáy của mô hình sẽ thay đổi trong quá trình mô phỏng, chính vì vậy mà người ta gọi nó là *mô hình lòng động*. Với các đặc tính trên thì mỗi mô hình sẽ có phạm vi áp dụng và nghiên cứu riêng, tùy thuộc vào tính năng của mô hình.

Ví dụ như để nghiên cứu các đặc trưng sóng ở lân cận một công trình bờ biển hoặc công trình cảng hay khảo sát dòng chảy do sóng tạo ra thì *mô hình vật lý lòng cứng (cố định)* sẽ là một công cụ được lựa chọn. Do nghiên cứu này không quan tâm tới hiện tượng vận chuyển bùn cát nên ở một chừng mực nào đó, có thể bỏ qua những ảnh hưởng bùn cát ven bờ tới hiện tượng nghiên cứu. Trường hợp cần mô hình hóa các đặc trưng của một hình dạng mặt cắt ngang bờ biển, một cửa sông vùng triều hay một đoạn bờ biển, thì *mô hình vật lý lòng động* lại là mô hình được sử dụng vì các quá trình tự nhiên trong nghiên cứu có liên quan chặt chẽ tới sự vận chuyển bùn cát và sự biến đổi địa hình đáy biển. Việc sử dụng các mô hình lòng động cho tới nay vẫn còn là một công việc phức tạp, cần nhiều tới kinh nghiệm và kỹ năng hơn là kiến thức đơn thuần về các hiện tượng nghiên cứu, bởi vì mô hình này có quá nhiều tham số có ảnh hưởng lớn tới sự sai khác lệch giữa mô hình với thực tế. Trong khuôn khổ của môn học, chương này sẽ chỉ đề cập một cách tóm tắt tới mô hình lòng cứng và một số chỉ tiêu tỷ lệ mô hình.

Để mô hình hóa 1 mặt cắt ngang bãi biển hoặc của một đoạn bờ biển bằng mô hình vật lý, trước tiên, người ta phải chế tạo mô hình thu nhỏ của mô hình nguyên mẫu có ngoài tự nhiên trong phòng thí nghiệm tại một máng sóng hay bể sóng. Việc chế tạo mô hình vật lý thu nhỏ so với mô hình nguyên mẫu chỉ đơn giản là tính toán các kích thước của mô hình thu nhỏ bằng cách nhân tất cả các kích thước của mô hình nguyên mẫu với hệ số tỷ lệ được lựa chọn khi thiết kế xây dựng mô hình vật lý, hệ số này được gọi là *tỷ lệ mô hình*. Sau đó, để bắt đầu thí nghiệm, người ta phải tái tạo lại các hiện tượng xảy ra trong tự nhiên như tác động của sóng hay dòng chảy trong mô hình và cho nó tác động lên mô hình thí nghiệm đã được xây dựng và tiến hành đo đạc các thông số qua tâm trong quá trình thí nghiệm cũng như các kết quả cuối cùng về hình dạng sau khi kết thúc

thí nghiệm. Trong quá trình thí nghiệm, các thông số cơ bản như sóng, mực nước, dòng chảy và thời gian thí nghiệm sẽ được khống chế theo kịch bản thí nghiệm đã được xác định từ trước.

Tuy vậy, bước đầu tiên khi xây dựng các mô hình thu nhỏ so với mô hình nguyên mẫu cũng là công việc hết sức phức tạp, một phần vì phải bảo đảm các mô hình thí nghiệm (trong điều kiện hạn chế về kích thước máng, hay bể sóng đã có) phải tái tạo lại được các hiện tượng giống như đã xảy ra trong thực tế và một phần vì chúng ta chưa tái tạo được cùng một loại trạng thái sóng theo mùa như nó xảy ra trong tự nhiên.

Vấn đề đầu tiên là tỷ lệ mô hình, phải lựa chọn như thế nào cho phù hợp. Nếu chế tạo mô hình thí nghiệm bằng đúng với mô hình nguyên mẫu (tức là tỷ lệ mô hình sẽ là 1:1) thì kích thước mô hình sẽ quá lớn, không phù hợp với kích thước của phòng thí nghiệm hoặc chi phí để xây dựng mô hình sẽ tốn kém, khi thí nghiệm đòi hỏi phải có các thiết bị tạo sóng, dòng chảy nhân tạo rất lớn, đây là chưa kể tới những hạn chế về mặt chế tạo thiết bị thí nghiệm, đồng thời chi phí vận hành đo đạc mô hình thí nghiệm cũng sẽ lớn hơn rất nhiều so với thông thường. Tuy nhiên, có những trường hợp do sự ràng buộc về mặt bản chất của hiện tượng mà bắt buộc phải thí nghiệm với tỷ lệ mô hình 1:1 (ví dụ thí nghiệm xói mái đê có lớp phủ là cỏ trên nền đất tại máng sóng ở Viện Thủy lực Delft, Hà Lan...). Nhưng thông thường, mô hình thí nghiệm được lấy nhỏ hơn so với mô hình nguyên mẫu sao cho phù hợp và thuận tiện cho việc nghiên cứu. Tỷ lệ chiều dài theo phương ngang của mô hình được ký hiệu là l_r , được định nghĩa là tỷ số giữa chiều dài đặc trưng trong mô hình (l_m) với chiều dài của cùng đặc trưng đó ở nguyên mẫu (l_p). Các tỷ lệ đặc trưng của mô hình thường là $l_r = l_m/l_p = 1:10$ đến $1:100$. Vấn đề hay gặp phải đối với mô hình có tỷ lệ thu nhỏ là một số lực trong mô hình thí nghiệm trở nên quá lớn (hoặc quá nhỏ) so với thực tế và làm cho hiện tượng được tái tạo lại trong phòng thí nghiệm sai khác hoàn toàn về mặt bản chất vật lý so với thực tế. Ví dụ như, chúng ta biết rằng trong thực tế, trọng lực là một lực quan trọng giúp tạo nên hiện tượng tái tạo và lan truyền sóng trong nước, nhưng trong phòng thí nghiệm, nếu mô hình có sử dụng các sóng đặc biệt ngắn thì sẽ gặp phải vấn đề sai số do lực căng bề mặt, vì lúc này trong mô hình, lực này trở nên lớn hơn và quan trọng hơn so với trọng lực, dẫn tới các tác động sóng không còn đúng với thực tế nữa.

Để hạn chế các ảnh hưởng do tỷ lệ mô hình gây ra, một số mô hình đã sử dụng hệ số tỷ lệ của chiều dài theo phương nằm ngang khác với hệ số tỷ lệ của chiều sâu theo phương thẳng đứng, người ta gọi mô hình loại này là **mô hình biến dạng**. Ví dụ, một mô hình có thể có hệ số tỷ lệ chiều dài theo phương nằm ngang là 1:100 và tỷ lệ chiều cao theo phương thẳng đứng là 1:10. Điều này có nghĩa là, độ sâu nước trong mô hình sẽ lớn hơn trong một hình có tỷ lệ không bị biến dạng. Mô hình biến dạng nhằm đảm

bảo rằng ảnh hưởng của ma sát đáy không trở thành yếu tố chi phối không mong muốn đối với dòng chảy trong mô hình.

BỂ TẠO SÓNG VÀ MÁNG TẠO SÓNG

Một khía cạnh quan trọng khác khi tiến hành các thí nghiệm trên mô hình vật lý là đưa các yếu tố nhân tạo vào một thực nghiệm bất kỳ sao cho giống như ngoài thực tế. Muốn vậy, phải dựa vào các thiết bị có khả năng tái tạo lại các trạng thái tự nhiên ngoài thực tế, như sóng và dòng chảy. Các thiết bị này được gọi là máng sóng, bể sóng hay máng dòng chảy, hoặc tích hợp cả sóng và dòng chảy.

Trước kia, một chuỗi sóng đơn, có chu kỳ đều thường được dùng để tiến hành các thí nghiệm. Việc tái tạo nên các chuỗi sóng loại này trong phòng thí nghiệm cần phải thực hiện hết sức cẩn thận, do sự chuyển động hình sin của các cánh tay đòn tạo sóng tại một đầu của máng sóng có thể tạo nên chuỗi sóng không như mong muốn do ảnh hưởng của quá trình phi tuyến. Đối với các sóng có biên độ giới hạn với tỷ số $kh > 1.36$, thì theo Benjamin-Feir, hiện tượng mất ổn định sóng sẽ xuất hiện. Các sóng với các tần số khác biệt rất nhỏ khi được tạo thành sẽ phát triển và trao đổi năng lượng với chuỗi sóng thiết kế.

Một vấn đề khác nảy sinh khi tái tạo các sóng đơn trong máng sóng là sự hình thành các sóng dài giới hạn dưới nhóm sóng (Ottesen Hansen et al. 1980), sự phản xạ sóng và sự tổn thất năng lượng sóng tại các tường bên của máng sóng hay bể tạo sóng do hiện tượng ma sát và độ nhám bề mặt thành bên.

Hiện tại, rất nhiều phòng thí nghiệm đang tiến hành các thực nghiệm với các thiết bị tạo sóng ngẫu nhiên có phổ năng lượng sóng tương ứng như các sóng đo đạc được trong tự nhiên. Các phương pháp số đã được phát triển để bảo đảm rằng phổ năng lượng sóng trong bể sóng gần giống như trong tự nhiên, một số phương pháp thì sử dụng các thiết bị lọc nhiễu trên hình dạng của phổ sóng, trong khi các phương pháp khác lại dựa trên tổng số chuỗi sóng có các biên độ và pha khác nhau để tạo thành phổ sóng. Thêm vào đó, người ta cũng chế tạo các thiết bị có khả năng hấp thụ các sóng phản xạ hình thành trong quá trình thí nghiệm và lắp đặt chúng lên các thiết bị tạo sóng hay ở phần cuối của máng sóng để hấp thụ và giảm bớt tác dụng của các sóng phản xạ xuất hiện trong bể sóng.

Bể sóng cũng có thể tạo nên các chuyển động sóng không mong muốn do sự có mặt của các sóng phản xạ từ các tường bên, từ thiết bị tạo sóng và từ bãi biển nhân tạo được xây dựng trong bể hoặc do quá trình tạo sóng không tương ứng với các trạng thái trong thực tế. Các ví dụ về các sóng này bao gồm các loại sau:

- *Sóng ngang*, là các sóng phi tuyến được tạo ra tại các cánh tay đòn tạo sóng có thể lan truyền vào trong bể tạo sóng

- Sóng có nguồn gốc từ các dao động cộng hưởng trong bể sóng, xuất hiện khi tần số của các thiết bị tạo sóng tương ứng với tần số dao động riêng của mực nước trong bể tạo sóng.

- Sóng do sự cộng hưởng sinh ra các sóng dài, như hiện tượng tạo thành các sóng đứng trong bể tạo sóng có bãi biển dốc.

- Các sóng giả triều là các sóng ngắn tạo ra do các thiết bị tạo sóng có hướng

MÔ HÌNH LÒNG CỨNG

Đối với các nghiên cứu sóng tại vùng lân cận một công trình bờ biển hoặc cảng biển hoặc nghiên cứu dòng chảy do sóng tạo ra, người ta thường sử dụng các mô hình lòng cứng (cố định) vì đây là công cụ phù hợp nhất cho thí nghiệm và trong nghiên cứu không quan tâm tới hiện tượng vận chuyển bùn cát. Vì địa hình đáy của mô hình thì nghiệm được xem như là cố định trong suốt quá trình thí nghiệm nên nó thường được chế tạo bằng bê tông hoặc các bọt polyurethane có trọng lượng riêng cao (loại nhựa tổng hợp dùng để chế tạo sơn) để tạo hình về phương diện hình học giống như nguyên mẫu nhưng với kích thước nhỏ hơn.

Tỷ lệ mô hình theo phương thẳng đứng h_r , được định nghĩa giống như tỷ lệ mô hình theo phương nằm ngang được trình bày ở phần trước; đây là tỷ số giữa độ sâu theo phương thẳng đứng giữa mô hình và nguyên mẫu.

Nếu tỷ lệ mô hình theo phương thẳng đứng lớn hơn tỷ lệ mô hình theo phương nằm ngang thì mô hình được gọi là **mô hình biến dạng**.

Các mô hình lòng cứng (cố định) thường yêu cầu phải tái tạo lại hiệu ứng sóng nước nông, khúc xạ sóng, nhiễu xạ sóng, phản xạ sóng và hiện tượng sóng vỡ đúng như trong tự nhiên. Điều này có nghĩa là mô hình buộc phải không có sự biến dạng về tỷ lệ ($l_r = h_r$), khi các sóng ngắn được dùng để thí nghiệm trong mô hình. Có thể giải thích vấn đề này như sau. Đối với các chất điểm nước chuyển động trong sóng, người ta thường sử dụng

hệ số tỷ lệ Frút,
$$F = \frac{U}{\sqrt{gh'}} \quad (6.1)$$

Trong đó vận tốc U là vận tốc có liên quan tới sóng, hay nói cách khác là vận tốc chuyển động của các chất điểm nước, g là gia tốc trọng trường, h' là đặc trưng của độ sâu. Để đảm bảo tính chính xác của mô hình thu nhỏ thì số Frút trong mô hình phải bằng với giá trị của số Frút ngoài thực tế, từ đó có thể suy ra rằng tỷ số giữa lực quán tính và trọng lực phải giống nhau ở cả mô hình và nguyên mẫu. Tỷ lệ chiều dài (cả chiều rộng, độ sâu, chiều cao) trong mô hình thường là đã xác định, ta cần xác định tương quan tỷ lệ còn lại như tỷ lệ của vận tốc, thời gian và lực. Đối với mô hình tuân theo quy luật Frút thì các tương quan tỷ lệ thời gian và vận tốc là

$$F_r = 1 = \frac{U_r}{\sqrt{g_r h_r}} \quad (6.2)$$

Do trọng lực sẽ là như nhau ở cả trong mô hình lẫn ngoài nguyên mẫu ($g_r = 1$) nên từ (6-2) ta có thể rút ra $U_r = \sqrt{h_r}$. Nếu chúng ta biểu diễn vận tốc dưới dạng tỷ số giữa chiều dài theo phương ngang với thời gian, thì sẽ thu được

$$t_r = \frac{l_r}{\sqrt{h_r}} \quad (6.3)$$

Hay nói cách khác, chúng ta biết rằng chiều dài sóng của một con sóng thì phụ thuộc vào chu kỳ sóng và độ sâu nước từ tương quan tiêu tán năng lượng có dạng sau

$$L = \frac{gT^2}{2\pi} \tanh(kh) \quad (6.4)$$

trong đó ($k = 2\pi h/L$), là số sóng. Đối với vùng nước sâu, tỷ lệ chiều dài sóng sẽ bằng $L_r = T_r^2$. Do đây là tỷ lệ chiều dài nên $L_r = l_r = T^2$. Giải công thức cho T_r , thu được $T_r = t_r = \sqrt{l_r}$. So sánh với biểu thức trước của t_r , thì cần có $h_r = L_r = l_r$. Yêu cầu này đối với một mô hình không biến dạng cũng được áp dụng cho vùng độ sâu chuyển tiếp do công thức (6.4) có điều kiện áp dụng là $(kh)_r = 1$, hay, thế vào số sóng, ta thu được $h_r = L_r = l_r$. Do vậy, đối với các sóng ngắn, mô hình nhất thiết phải là mô hình không biến dạng.

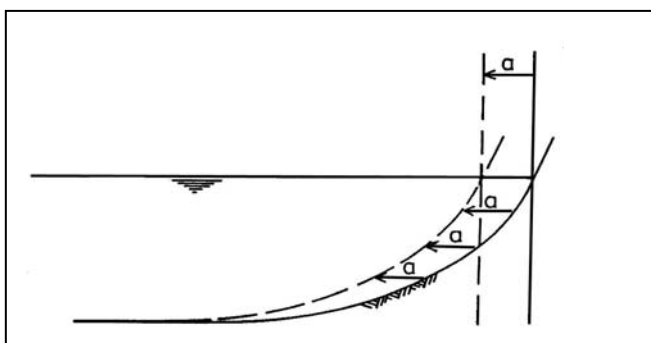
Tuy vậy, đối với các sóng dài, điều kiện này là không bắt buộc vì vận tốc của pha sóng được xác định từ độ sâu nước cục bộ chứ không phụ thuộc vào chu kỳ sóng như trong công thức (6.4), chiều dài sóng thì được xác định bằng công thức $L = \sqrt{gh} T$, và công thức (6.3) được dùng để xác định tỷ lệ thời gian.

Đối với các mô hình thủy triều mô phỏng ở các cửa sông hình tam giác châu lớn, thì bắt buộc mô hình phải sử dụng có tỷ lệ biến dạng. Ví dụ như mô hình vịnh hay đầm phá được đặt trong phòng thí nghiệm có diện tích mặt bằng là 56,700 m² với tỷ lệ chiều dài theo phương ngang là 1:1000 và tỷ lệ độ sâu theo phương thẳng đứng là 1:100. Với tỷ lệ này thì độ sâu lớn nhất trong mô hình sẽ vào khoảng 0,4m. Nếu mô hình không sử dụng tỷ lệ biến dạng thì độ sâu lớn nhất sẽ chỉ là 0.04m, và hầu như mô hình sẽ chịu sự chi phối rất lớn do ảnh hưởng của độ nhớt chất lỏng và ma sát đáy làm sai lệch các hiện tượng dòng chảy và sóng trong mô hình và đưa đến những kết quả không đúng như trong thực tế. Một hệ quả khác của tỷ lệ biến dạng mô hình là ma sát đáy thường xuyên quá nhỏ trong mô hình và so với các kiểm định chi tiết với số liệu đo đạc tại hiện trường của vận tốc dòng chảy. Thông thường, để làm tăng ma sát khi kiểm định mô hình, người ta có thể dùng các mẫu kim loại gắn ở đáy để làm tăng độ nhám.

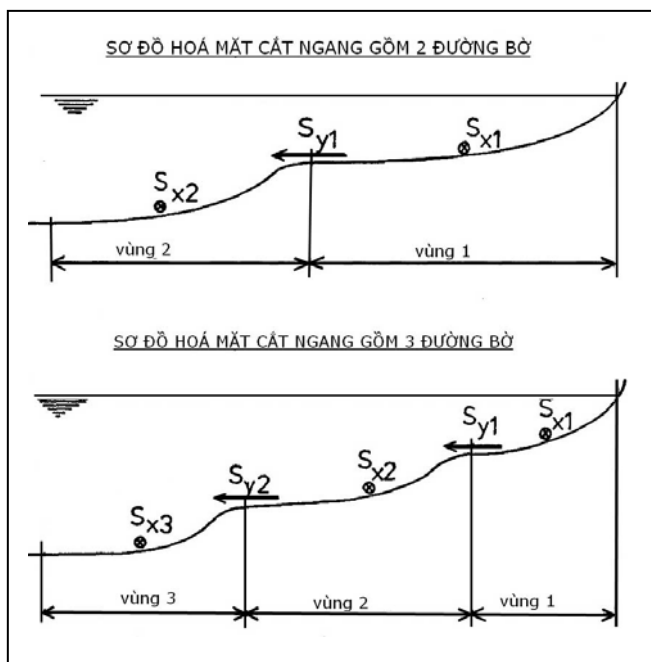
6.3 MÔ HÌNH HÓA ĐƯỜNG BỜ BẰNG PHƯƠNG PHÁP GIẢI TÍCH

Mặc dù không mềm dẻo và có tính ứng dụng cao như mô hình toán, hay trực quan như mô hình vật lý, nhưng phương pháp giải tích có thể mạnh là cho phép hiểu rõ bản chất vật lý của hiện tượng được mô hình hóa và có lời giải rõ ràng. Các nghiên cứu bờ biển sử dụng phương pháp giải tích thường đơn giản hóa các phương trình toán mô tả các hiện tượng tự nhiên để có thể giải trực tiếp hệ phương trình và cho nghiệm giải tích.

Trong phần này, lý thuyết đường đơn của Pelnard-Considerere (1956) mô phỏng sự biến đổi đường bờ biển sẽ được trình bày. Mặc dù đây là một lý thuyết đơn giản, đã có từ lâu và chỉ có thể áp dụng trong một số rất ít các trường hợp có trong tự nhiên và bản thân lý thuyết cũng sử dụng rất nhiều giả thiết và có nhiều hạn chế, nhưng đây lại là cơ sở để xây dựng nên nhiều mô hình tính hiện đại và cho phép hiểu rõ được bản chất vật lý của hiện tượng được mô hình hóa, điều rất cần trong giảng dạy.



Hình 6-1. Mô hình hóa mặt cắt ngang bờ biển theo lý thuyết đường đơn.

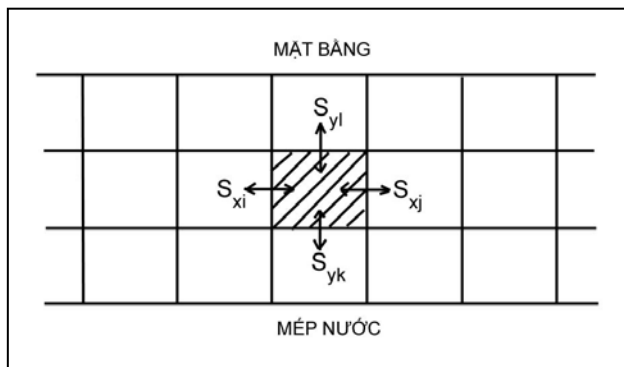


Hình 6-2. Lý thuyết đường phức (2, 3 đường)

TOW (1980) đã chỉ ra rằng, cách tính toán diễn biến bờ biển phụ thuộc vào cách sơ đồ hóa đường đáy. Sơ đồ hóa dạng đơn giản nhất được sử dụng trước kia là bằng các đường đơn. Theo lý thuyết này hình dạng bờ biển (đây là phần hình dạng bãi biển có đóng góp với sự biến đổi hình thái) được sơ đồ hóa bằng một đường đơn như hình (6-1). Đặc tính của bờ biển (xói hay bồi) có liên quan tới đặc tính của đường đặc trưng này. Đường này, về nguyên tắc có thể, mỗi đường độ sâu là một phần “hoạt động” trong mặt cắt ngang. Điểm có đặc tính phù hợp nhất tất nhiên sẽ là giao điểm giữa mặt cắt ngang và mực nước biển trung bình (đường mép nước). Nếu đường mặt nước phát triển trên một khoảng bằng ‘a’ tại tất cả các đường đồng mức của độ sâu trong phần “hoạt động của mặt cắt ngang” thì hình dạng mặt cắt cũng phát triển trên một khoảng cách bằng ‘a’. Do vậy hình dạng của mặt cắt ngang hầu như không thay đổi

Lý thuyết đường phức hợp được xây dựng trên cùng một nguyên tắc như lý thuyết đường đơn, chỉ có điểm khác biệt là bờ biển là được sơ đồ hóa bởi nhiều đường hơn. Mỗi đường đại diện cho một phần của mặt cắt ngang bãi biển (hay một vùng trên mặt cắt ngang bãi biển). Hình dạng của mặt cắt ngang bãi biển lúc này sẽ “được phép” thay đổi. Đối với mỗi vùng trên mặt cắt ngang, vận chuyển bùn cát dọc theo đường bờ được giả thiết là được tập trung tại một điểm và có hướng song song với đường bờ biển (như hình 6-2) và có phương vuông góc với đường bờ. Vận chuyển bùn cát theo phương ngang có thể cũng được xét đến trong quá trình tính toán

Nếu các chi tiết đầy đủ hơn của sự biến đổi đáy được nghiên cứu, thì nó có thể sơ đồ



Hình 6-3. Nguyên tắc tính toán ô lưới

hóa vùng bờ biển bằng một lưới. Các ô riêng biệt trên bề mặt đáy đều được xác định rõ trong lưới (hình 6-3), mỗi ô có đặc trưng riêng. Sự xói lở hay bồi tụ của mỗi ô đáy có thể được tính toán bằng phương pháp cân bằng khối lượng và thể tích (phương trình liên tục và phương

trình chuyển động). Phương pháp lưới hiển nhiên đòi hỏi số bước tính nhiều

hơn, thời gian tính lâu hơn và công cụ tính mạnh hơn. Các mô hình lưới mở rộng đều không được xét tới trong phần này.

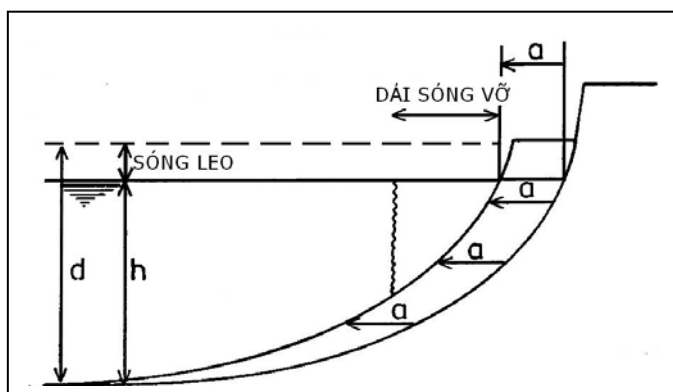
MÔ HÌNH HÌNH THÁI ĐƯỜNG BỜ DẠNG ĐƯỜNG ĐƠN

Như đã đề cập ở phần đầu, mô hình đường đơn là mô hình đường đồng mức đơn giản nhất và nó có thể được sử dụng để mô phỏng diễn biến đường bờ dọc bờ biển theo thời gian. Mô hình đường đơn lần đầu tiên được Pelnard-Considere (1956) trình bày, ông đã khảo sát đặc tính của các đập mỏ hàn trên bãi biển. Từ thời điểm đó, phương trình ‘khuyếch tán’, do ông xây dựng, đã được ứng dụng trong rất nhiều trường hợp khác nhau. Để đơn giản hóa bài toán, thì các phương trình cần phải được đơn giản hóa. Ông đã khảo sát sự biến thiên của Q_l , là kết quả duy nhất do sự biến thiên góc sóng vỡ $(\partial\alpha_b/\partial x)$ theo hướng dọc bờ gây ra, với giả thiết rằng $(ECn)_b$ và chiều cao sóng vỡ H_b tại một điểm bất kỳ đều có giá trị bằng hằng số.

Một giả thiết quan trọng được sử dụng trong lý thuyết đường đơn là coi hình dạng bờ biển dịch chuyển theo phương ngang trên toàn bộ của mặt cắt, dẫn tới dẫn tới hiện tượng bồi tụ và xói lở đường bờ. Độ dốc bãi biển, do vậy, sẽ không thay đổi (hình 6-4). Hình dạng mặt cắt ngang mới được dịch chuyển theo phương ngang và được sơ đồ hóa (dưới dạng đường) trong thực tế là song song với nhau. Trong thực tế, hình dạng mặt cắt này thường kéo dài về phía biển bên ngoài vùng sóng vỡ và bao gồm toàn bộ vùng ven bờ.

Chân của mặt cắt ngang được xác định tại điểm nơi độ dốc bãi biển chuyển thành gần như nằm ngang

Các đặc trưng sóng trong phần nằm ngang (H, T, φ') cần có để tính toán các thay đổi trong bờ biển đã sơ đồ hóa. Các đặc trưng này thường khác với các đặc trưng sóng ở vùng nước sâu khi độ sâu tại phần đáy có độ dốc gần như nằm ngang không tương đương với độ sâu “vùng nước sâu”. Nếu quá trình diễn biến bờ biển trong vùng nước sâu trước khi trở thành gần như nằm ngang, thì khối lượng bùn cát “không có giới hạn” sẽ cần có để tạo nên sự bồi tụ một cách chắc chắn. Trong trường hợp này, phương pháp trên có thể không thể sử dụng được.



Hình 6-4 Sơ đồ hóa mặt cắt ngang bãi biển theo lý thuyết đường đơn

Nếu sự bồi tụ hoặc xói lở xuất hiện, một phần của hình dạng mặt cắt ngang sẽ tự điều chỉnh và thích nghi, từ phần mặt cắt có độ dốc gần như nằm ngang tới một số điểm bên trên độ dốc trên đường mặt nước. Bùn cát bị cuốn lên bãi biển, ở bên trên cả mực nước. Chiều cao, d , tại nơi bùn cát bị cuốn lên bờ, cần được mô tả trong công thức, được lấy bằng với độ sâu nước h , cộng với chiều cao sóng leo (hình 6-4)

Lý thuyết đường đơn cho phép tính toán sự biến đổi đường bờ biển bằng phương pháp tính toán thủ công. Để làm được điều này cần sử dụng công thức tính vận chuyển bùn cát trong đó lượng vận chuyển bùn cát sẽ là hàm phi tuyến của góc sóng tới so với đường bờ. Ngoài ra để dự báo được sự biến đổi đường bờ, thì cần phải giải thêm hai phương trình khác là phương trình chuyển động và phương trình liên tục. Dưới đây sẽ xem xét các phương trình này

PHƯƠNG TRÌNH LIÊN TỤC

Xét một đoạn bờ biển đang bị biến đổi, (có thể là biến đổi gây bồi hoặc xói). Nếu chúng ta khảo sát một đoạn bờ biển có chiều dài dx trong khoảng thời gian dt , có thể thấy rằng đường bờ biển bị dịch chuyển một khoảng bằng dy về phía đất liền hoặc về phía biển. Từ hình (6-5), có thể thấy, nếu chiều cao lớp bên trên, nơi có sự biến đổi bờ biển bằng d , như hình (6-4) thì

$$S_x dt - (S_x + dS_x) dt = d d_x d_y \quad (6.5)$$

Trong đó:

d : độ dày của lớp bên trên nơi xảy ra sự biến đổi

S_x : lượng bùn cát vận chuyển dọc bờ biển tại vị trí x

$S_x + dS_x$: lượng bùn cát vận chuyển dọc bờ biển tại vị trí $x + dx$

Phương trình này có thể diễn giải bằng lời như sau : cân bằng giữa lượng bùn cát vào và lượng bùn cát đi ra khỏi đoạn bờ biển sẽ bằng lượng bùn cát lũy tích lại trong đoạn bờ biển đó.

Ngoài ra cũng có thể biểu diễn giá trị dS_x dưới dạng như sau:

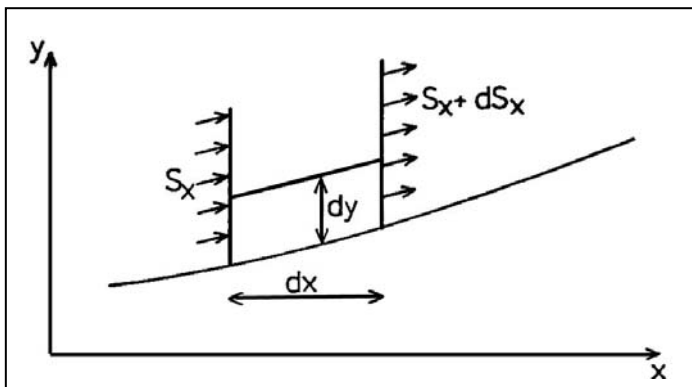
$$dS_x = \frac{\partial S_x}{\partial x} dx \quad (6.6)$$

và :
$$dy = \frac{\partial y}{\partial t} dt \quad (6.7)$$

Thế 2 phương trình trên vào phương trình (6.5), và đơn giản hóa hai vế của phương trình, ta được

$$\frac{\partial S_x}{\partial x} + d \frac{\partial y}{\partial t} = 0 \quad (6.8)$$

Phương trình này được gọi là **phương trình liên tục bùn cát**.



Hình 6-5 Biểu diễn tương quan của phương trình liên tục bùn cát

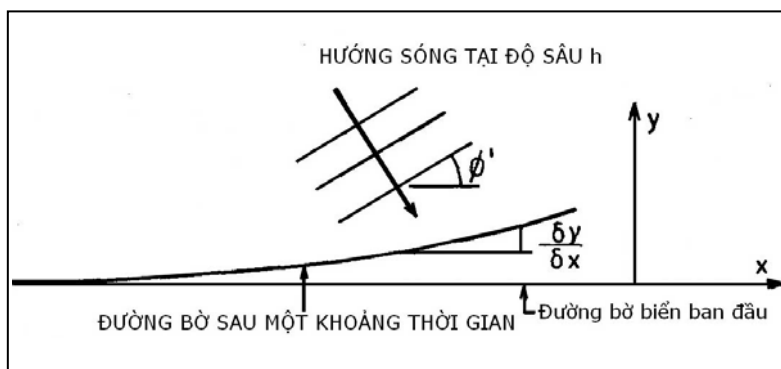
Trong thực tế, mối quan tâm chính vẫn là sự biến đổi của đường bờ biển theo thời gian diễn ra như thế nào, do vậy nó được biểu diễn dưới dạng không trực tiếp là $\partial y / \partial t$. Nếu xác định được tỷ số $(\partial S_x / \partial x)$ trong phương trình (6.8), thì hoàn toàn có thể xác định sự biến đổi của đường bờ sau khi lấy tích phân phương trình (6.8). Thành phần S_x trong công thức (6.8) có thể được xác định bằng phương trình chuyển động bùn cát.

PHƯƠNG TRÌNH CHUYỂN ĐỘNG

Phương trình chuyển động bùn cát phụ thuộc vào sự biến đổi lượng bùn cát vận chuyển dọc bờ biển $(\partial S_x / \partial x)$. Những sự thay đổi nào dọc bờ biển sẽ gây nên sự biến đổi vận chuyển bùn cát dọc bờ S_x ? Hầu hết các biến quan trọng, là các biến có thể thay đổi khi xét quá trình diễn biến dọc bờ biển, như chiều cao sóng và góc sóng tác dụng tới

đường bờ. Ở đây sẽ giới hạn trong sự biến đổi góc sóng tác dụng tới đường bờ và giả thiết các trạng thái sóng nước sâu được coi như không thay đổi dọc theo bờ biển.

Trong phần trước, chúng ta đã tiến hành khảo sát tương quan giữa sự biến đổi góc sóng tới so với đường bờ và từ đó dẫn tới vận chuyển bùn cát S_x . Tại phần này, chúng ta sẽ khảo sát sự vận chuyển bùn cát S_x với các giá trị khác nhau của góc sóng tác dụng tới một đường bờ cố định. (ở đây trong thực tế, chỉ có thể khảo sát sự vận chuyển bùn cát cho các sóng có hướng cố định tác dụng lên các đoạn bờ biển có hướng khác nhau so với góc sóng tới). Như vậy, bằng cách biến đổi các giá trị nhỏ của góc sóng tới, φ , trong công thức vận chuyển bùn cát, chúng ta có thể xác định được giá trị của $\partial S_x / \partial \varphi$ theo kinh nghiệm. (Điều này có thể thực hiện được bằng bất kỳ một công thức vận chuyển bùn cát dọc bờ nào).



Hình 6-6 Hình dạng mặt bằng của bờ biển có mô tả $\partial y / \partial x$ và góc φ .

Cũng tương tự như vậy, nếu chúng ta giới hạn trong phạm vi các biến đổi nhỏ của góc sóng tác dụng tới đường bờ, chúng ta có thể giả thiết rằng $\partial S_x / \partial \varphi$ là hằng số (điều này có nghĩa là coi như giống với giả thiết một đoạn bờ biển hoàn toàn là hàm tương quan của S_x theo φ được thay thế bằng một đoạn bờ biển thẳng, lúc này góc φ là hằng số, giả thiết này là tương đối hợp lý khi mà sự biến đổi của góc φ là tương đối nhỏ). Từ đó rút ra phương trình chuyển động bùn cát có dạng sau:

$$\boxed{S_x = \frac{\partial S_x}{\partial \varphi} \varphi} \quad 6.9$$

Có thể biến đổi hàm $\partial S_x / \partial \varphi$ đã biết về dạng hàm $\partial S_x / \partial x$ thông qua chuỗi biến đổi sau:

$$\frac{\partial S_x}{\partial x} = \frac{\partial S_x}{\partial \varphi} \frac{\partial \varphi}{\partial x} \quad 6.10$$

Nếu như theo giả thiết, $\partial \varphi$ là nhỏ, thì $\partial \varphi$ sẽ tương đương với tỷ số $(-\partial y / \partial x)$ và :

$$\frac{\partial \varphi}{\partial x} = -\frac{\partial^2 y}{\partial x^2} \quad 6.11$$

Dấu âm trong công thức thể hiện một thực tế là khi $\partial y/\partial x$ có giá trị dương (tăng lên) thì sẽ dẫn tới góc φ giảm.

Góc được xét tới trong phương trình chuyển động bùn cát là góc tạo giữa đường đỉnh sóng tại độ sâu h và đường bờ tức thời tại thời gian t . Như vậy, cũng từ hình vẽ (6-6), có thể xác định góc φ như sau:

$$\varphi = \varphi' - \frac{\partial y}{\partial x} \quad 6.12$$

Lượng bùn cát vận chuyển sẽ được xác định tại chiều cao sóng bằng bao nhiêu ? (là chiều cao sóng được đưa vào trong một công thức tính toán vận chuyển bùn cát bất kỳ nào đó). Cũng giống như với góc sóng tác dụng, sẽ là an toàn nhất khi đánh giá chiều cao sóng (hoặc các chiều cao sóng) trong vùng nơi định dự báo sự biến đổi của đường bờ. Sử dụng số liệu sóng ở vùng nước sâu sẽ thu được các kết quả không đúng nếu hiện tượng sóng vỡ xảy ra trên các dải cát ngầm ngoài khơi tại vùng chuyển tiếp.

GIẢI HỆ PHƯƠNG TRÌNH LIÊN TỤC & PHƯƠNG TRÌNH CHUYỂN ĐỘNG

Phương trình chuyển động (6.9) và phương trình liên tục bùn cát (6.8) có thể được viết lại thành một phương trình bằng cách thế phương trình (6.9), (6.11) vào phương trình (6.10)

$$\frac{\partial S_x}{\partial x} = -S_x \frac{\partial^2 y}{\partial x^2} \quad (6.13)$$

Thế phương trình trên vào phương trình liên tục bùn cát (6.8), thu được

$$-S_x \frac{\partial^2 y}{\partial x^2} + d \frac{\partial y}{\partial t} = 0 \quad (6.14)$$

Phương trình này có thể được rút gọn thành một dạng chuẩn

$$\boxed{a \frac{\partial^2 y}{\partial x^2} - \frac{\partial y}{\partial t} = 0} \quad (6.15)$$

Trong đó:
$$a = \frac{S_x}{d} = \frac{S}{\varphi' d} \quad (6.16)$$

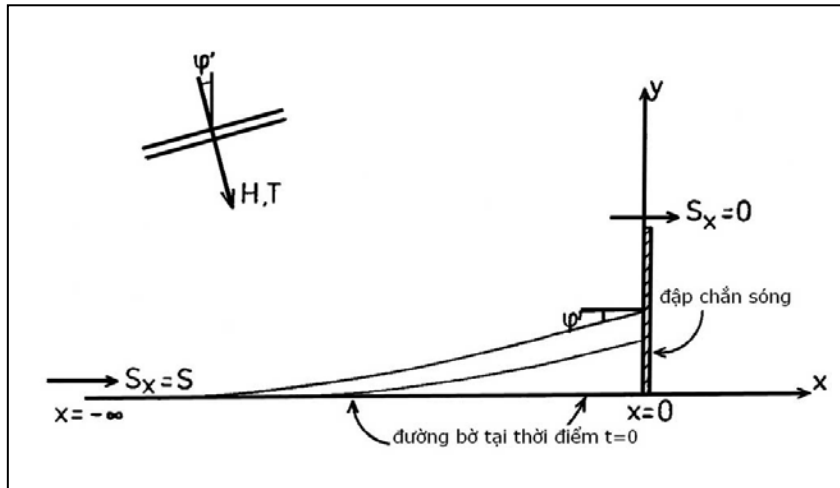
Để giải phương trình (6.15) cho một bài toán cụ thể, thì điều đầu tiên cần làm là phải xác lập được điều kiện biên và điều kiện ban đầu. Điều kiện ban đầu là hình dạng bờ biển tại thời điểm $t=0$ và điều kiện biên là hàm vận chuyển bùn cát theo thời gian tại hai biên của đoạn bờ mô phỏng thường là được xác định ở đầu bài toán.

ÁP DỤNG MÔ PHỎNG HIỆN TƯỢNG BỒI LẮNG Ở TRƯỚC ĐẬP PHÁ SÓNG

Bài toán được đặt ra như sau: Giả sử việc xây dựng một đập phá sóng (như hình 6-7) để bảo vệ luồng tàu đi vào cảng chống tác dụng của sóng sẽ gây ra sự biến đổi vận

chuyển bùn cát dọc bờ biển. Yêu cầu đánh giá diễn biến đường bờ sau khi xây dựng công trình

Hình 6-7 mô tả sơ họa mặt bằng của một đập chắn sóng trong bài toán. Đường bờ tại các thời điểm khác nhau, t , được minh họa trong hình vẽ.



Hình 6-7 Hiện tượng bồi tích xuất hiện tại đoạn bờ gần đập phá sóng

- Điều kiện ban đầu là hình dạng của đường bờ tại thời điểm $t = 0$,

$$t = 0 \quad \Rightarrow \quad y = 0 \quad \text{với tất cả các giá trị của } x \quad (6.17)$$

- Điều kiện biên thứ 1 được lấy tại điểm không chịu ảnh hưởng của đập phá sóng, tại $x = -\infty$, tại biên này, lượng bùn cát vận chuyển dọc bờ có độ lớn không đổi và bằng với lượng vận chuyển bùn cát dọc bờ trước khi xây dựng đập phá sóng.

$$x = -\infty \quad \rightarrow \quad S_x = S \quad \text{cho tất cả các giá trị thời gian } t \quad (6.18)$$

- Điều kiện biên thứ 2 được lấy ngay tại đập phá sóng, do đập có tác dụng chặn không cho bùn cát chuyển động vượt qua, nên điều kiện biên thứ 2 sẽ là:

$$x = 0 \quad \rightarrow \quad S_x = 0 \quad \text{cho tất cả các giá trị thời gian } t > 0 \quad (6.19)$$

Lưu ý rằng: Điều kiện biên thứ hai chỉ đúng với ($t > 0$), nếu đập phá sóng có chiều dài vô hạn, tất nhiên đây chỉ là trường hợp giả thiết. Tuy nhiên trong thực tế, khi sự bồi lắng phát triển tới đầu đập mở hàn thì điều kiện biên này sẽ không còn đúng nữa.

- Điều kiện biên cuối cùng có thể được dùng là công thức (6.12), nhưng cần nhớ rằng S_x là đại lượng phụ thuộc vào góc sóng tới so với đường bờ (φ):

$$x = 0 \quad \rightarrow \quad \frac{\partial y}{\partial x} = \varphi' \quad \text{cho tất cả các giá trị thời gian } t > 0 \quad (6.20)$$

Hay nói cách khác, khi quá trình bồi tích trên bãi biển phát triển về phía biển nó sẽ luôn tạo ra góc sóng φ' so với trục x tại đập phá sóng, điều này có nghĩa là $S_x = 0$ (sóng tác dụng song song với đường bờ biển). Đường bờ và độ sâu đường đồng mức có xu hướng trở nên song song với góc sóng tới.

Lời giải của công thức (6.15) là :

$$y = \varphi' \sqrt{\frac{4at}{\pi}} \left[e^{-u^2} - u\theta\sqrt{\pi} \right] \quad (6.21)$$

trong đó $u = -\frac{x}{\sqrt{4at}}$ (6.22)

x: là khoảng cách dọc bờ biển

$$\theta = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_u^\infty e^{-u^2} du \quad (6.23)$$

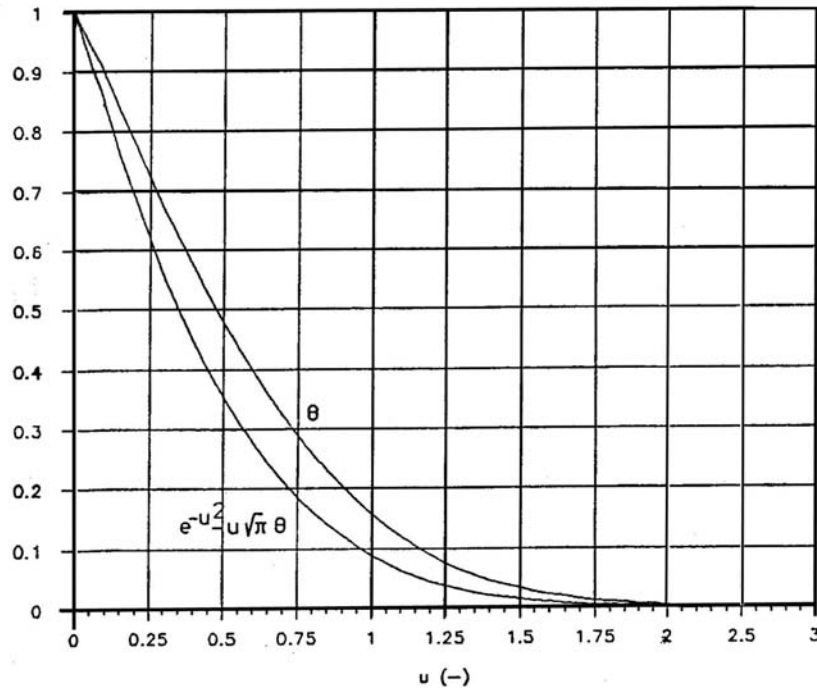
θ được biểu diễn dưới dạng tích phân của một hàm xác suất:

$$\theta = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \left[\int_0^\infty e^{-u^2} du - \int_0^u e^{-u^2} du \right] \quad (6.24)$$

$$\theta = 1 - \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_0^u e^{-u^2} du \quad (6.25)$$

Tham số này có thể được xác định từ các bảng phân phối xác suất thông thường. Một số giá trị của θ và $[\exp(-u^2) - u\theta\sqrt{\pi}]$ được trình bày ở hình (6-8).

Đối với $u > 2,5$, $\theta \approx 0$ và $[\exp(-u^2) - u\theta\sqrt{\pi}] < 10^{-4}$ (lượng bồi lắng nhỏ hơn 0.01% đối với thể tích bồi lắng ở gần đập phá sóng. Từ công thức (6.22), có thể đi đến kết luận rằng, đập phá sóng có ảnh hưởng rất nhỏ tới đoạn bờ cách nó khoảng lớn hơn $5\sqrt{at}$ về phía thượng lưu ($x = -5\sqrt{at}$).



Hình 6-8 Các thông số biểu diễn sự bồi tích bờ biển

Sự phát triển ra phía ngoài của đường bờ tại vị trí đập phá sóng, $L(t)$, tại $x = 0$ được xác định từ phương trình (6.21), kết hợp sử dụng phương trình (6.16):

$$L(t) = \varphi' \sqrt{\frac{4at}{\pi}} = 2 \sqrt{\frac{\varphi' S}{\pi d}} \sqrt{t} \quad (6.26)$$

Sự diễn biến bờ biển gần với đập phá sóng có tỷ lệ với căn bậc hai của thời gian, tất cả các thông số khác trong công thức (6.26) là hằng số trong một số trường hợp cụ thể.

Ngoài ra còn có một số tương quan hình dạng rất hữu ích khác có giá trị khi góc φ' đủ nhỏ. Chúng được liệt kê dưới đây với ký hiệu bằng các khoảng cách được minh họa trong hình (6-9)

$$\frac{\text{K.ca'ch OB}}{\text{K.ca'ch OC}} \approx \varphi' \quad (6.27)$$

$$\frac{\text{K.ca'ch OA}}{\text{K.ca'ch OC}} \approx 2.5 \sqrt{\pi} = 4.43 \quad (6.28)$$

Trong thực tế thì hiện tượng bồi tụ sẽ không xảy ra bên ngoài điểm A

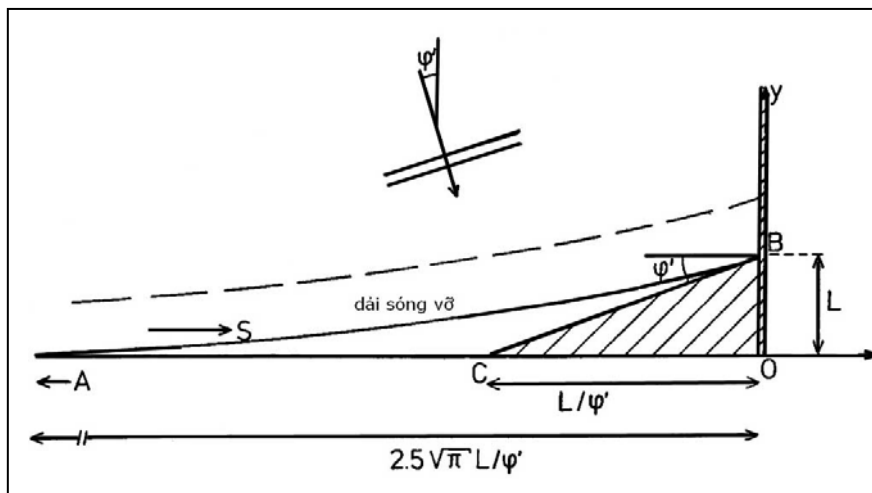
Diện tích bề mặt của OCB là:

$$OCB \rightarrow \frac{2}{\pi} \frac{St}{d} \quad (6.29)$$

Cũng hiển nhiên như vậy, từ phương trình liên tục, tổng diện tích về mặt OAB là:

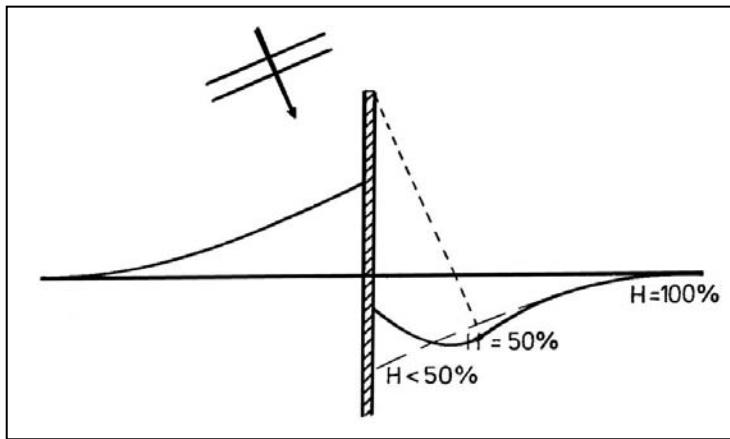
$$OAB \rightarrow \frac{St}{d} \quad (6.30)$$

Do vậy, 64% tổng lượng bồi tích sẽ được giữ lại ở phần diện tích được gạch chéo trên hình (6-9), diện tích của OCB .



Hình 6-9. Hình dạng hình học của miền bồi tích.

Vừa rồi, chúng ta mới chỉ xem xét diễn biến bờ biển ở phần thượng lưu của đập phá sóng. Tất nhiên là ở phần khuất của đập phá sóng cũng sẽ có sự thay đổi tương ứng. Về



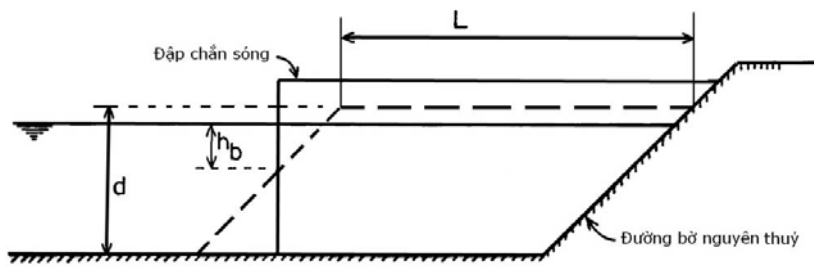
Hình 6-10 Sự phát triển của đường bờ tại mặt khuất của đập phá sóng

nguyên tắc, thì trạng thái ở phần thượng lưu của đập phá sóng sẽ ngược với phần hạ lưu (như hình 6-10). Sự khác nhau giữa hai phía của đập phá sóng là do tác dụng của sóng. Tại phần hạ lưu của đập phá sóng, một phần của bờ biển sẽ được đập phá sóng bảo vệ khỏi tác dụng của sóng. Trong vùng này sẽ xuất hiện hiện tượng nhiễu xạ sóng. Do hiện tượng nhiễu xạ sóng mà chiều cao nước dâng do

sóng thay đổi dọc theo bờ biển và hình thành nên một hệ thống trường dòng chảy phức tạp. Điều này bao gồm cả việc gia tăng thêm các trường vận chuyển bùn cát. Thậm chí sự vận chuyển bùn cát theo hướng của đập phá sóng cũng có thể xảy ra. Kết quả phát triển đường bờ được sơ họa trong hình (6-10)

Tại phía thượng lưu, hiện tượng bồi lắng $L(t)$ ở đập phá sóng sẽ tăng dần theo thời gian. Do vậy mà sẽ là không kinh tế khi xây dựng một đập phá sóng có chiều dài quá lớn, một đập phá sóng có chiều dài xác định chỉ có thể ngăn được vận chuyển bùn cát dọc bờ trong khoảng thời gian nhất định. Có hai câu hỏi quan trọng được đặt ra là: “*Đập phá sóng sẽ chặn được bùn cát vận chuyển dọc bờ trong thời gian bao lâu?*” và “*Sau đó sẽ xảy ra hiện tượng gì?*”.

Hình vẽ (6-11) mô tả hình dạng một mặt cắt ngang tức thời ở thượng lưu của đập phá sóng. Sau khi phần chân của mặt cắt ngang bãi biển phát triển tới phần đầu phía biển của đập phá sóng, thì bùn cát sẽ vượt qua phần đầu đập phá sóng và tạo thành một vùng hình nón bao quanh lấy đầu đập phá sóng. Nói một cách chính xác là cho đến khi vùng bồi tụ hình nón này không gây cản trở cho đường vào của luồng tàu thì không có vấn đề gì xảy ra. Khi phần lớn lượng bùn cát vận chuyển trong phạm vi vùng sóng vỡ và đập phá sóng có chiều dài vươn ra bên ngoài dải sóng vỡ thì sẽ không có hiện tượng vận chuyển bùn cát ở phía đầu đập. Điều này có nghĩa là, như trong hình (6-11), sự vận chuyển bùn cát ở quanh đầu đập có thể bắt đầu xảy ra khi độ sâu trên phần bãi được bồi tụ tại đầu đập phá sóng giảm dần tới giá trị h_b , là độ sâu ở rìa ngoài của vùng sóng vỡ.



Hình 6-11 Hình dạng mặt cắt tại điểm bùn cát bắt đầu vượt qua phần mũi đập phá sóng

Sự bồi tụ như được mô tả trên hình (6-11) tại độ sâu lớn hơn h_b được vận chuyển dọc bờ biển ở phạm vi bên trong (hoặc rất gần với) vùng sóng vỡ và sau đó được dịch chuyển xuống bên dưới mái dốc bờ biển cho tới chân đập (dưới dạng vận chuyển theo phương ngang)

Khoảng cách bồi tụ, L , trong hình vẽ có thể được tính toán từ độ sâu sóng vỡ đã biết và độ dốc của bãi biển và độ dốc của đập phá sóng. Nếu biết chiều dài L này thì thời gian t_1 , là thời gian trước khi bùn cát bắt đầu thoát ra đầu mũi đập, có thể tính toán theo công thức

$$t_1 = \frac{\pi L^2 d}{4S\phi'} = 0.785 \frac{L^2 d}{S\phi'} \quad (6.31)$$

Kết quả tính toán sẽ trả lời cho câu hỏi đã nêu ra ở phần đầu, “ Đập phá sóng đã có sẽ chặn giữ hoàn toàn sự vận chuyển bùn cát dọc bờ trong thời gian bao lâu ? ”

Lưu ý rằng, trước thời điểm t_1 , thì phần chân của mái dốc được bồi tích đã kéo dài ra bên ngoài ra bên ngoài mũi đập rồi. Tuy nhiên do lượng vận chuyển bùn cát dọc bờ là rất nhỏ đối với phần bên dưới (phần dưới sâu) của mặt cắt ngang, nên lượng bùn cát vận chuyển quanh mũi đập phá sóng là không đáng kể.

ĐÁNH GIÁ CÁC HẠN CHẾ CỦA LÝ THUYẾT ĐƯỜNG ĐƠN

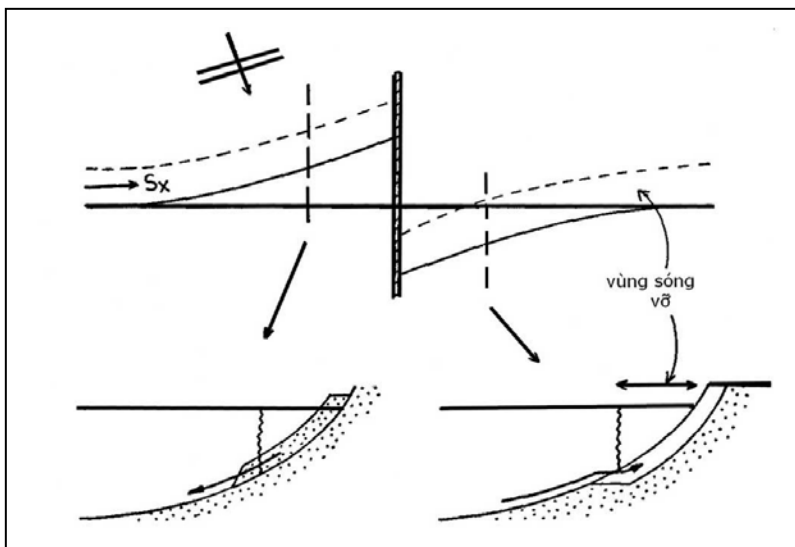
Lý thuyết đường đơn của Pelnard-Considerere, như đã trình bày ở trên, có một điểm mạnh, đó là nó rất thuận tiện cho việc tính toán sự biến đổi hình dạng mặt cắt ngang bờ biển một cách đơn giản bằng phương pháp thủ công. Nó có thể dùng để tính toán sự bồi tụ, như đã trình bày trong ví dụ đối với đập phá sóng ở trên, và cũng có thể tính toán xói lở ở mặt khuất cho một công trình chắn giữ bùn cát ven biển. Khi áp dụng trong các trường hợp này sẽ thu được một hình dạng mặt cắt ngang ngược với hình ảnh bồi tụ so với mặt cắt ban đầu.

Các giả thiết đã áp dụng khi xây dựng phương trình chuyển động là rất đáng kể. Sự biến đổi chiều cao sóng và hướng sóng dọc bờ biển, ảnh hưởng của thủy triều và rất nhiều các thành phần phức tạp khác nữa trong công thức tính toán vận chuyển bùn cát dọc bờ của Bijker đã được bỏ qua. Giả thiết về góc sóng tác dụng tới bờ, ϕ' , có giá trị nhỏ là giả thiết rất hạn chế, đặc biệt là khi phần chân của vùng sóng vỡ chịu ảnh hưởng

chủ yếu của vận chuyển bùn cát dọc bờ, trong đó φ' có giá trị nhất định nào đó, có thể là giả thiết rất phù hợp nhưng chỉ có giá trị ở bên ngoài vùng sóng vỡ.

Việc tính đến một hình dạng đường bờ ngẫu nhiên trong điều kiện ban đầu, ngược với việc sử dụng các đường bờ dưới dạng đường thẳng đã áp dụng ở trên, là rất khó, nếu không nói là không thể được (đối với phương pháp giải tích). Điều này làm cho việc mô hình hóa trở nên “thực” hơn. Quả thực là ở trên chúng ta đã giả thiết một đoạn bờ thẳng có chiều dài bằng $(4,43/\varphi')$ lần chiều dài của đập phá sóng (như công thức 6.28). Nếu như, ví dụ rằng, $\varphi' = 10^\circ = 0.175$ rad và đập phá sóng có chiều dài bằng 1000 m, thì đoạn bờ thẳng theo giả thiết mà chúng ta đưa ra sẽ kéo dài đến 25km !!

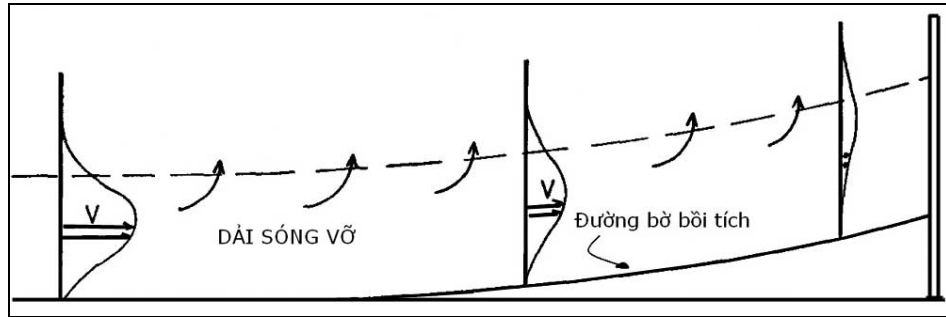
Một vấn đề khác trong giả thiết cần được xem xét là độ dốc bãi biển được coi như không đổi trong suốt quá trình tính toán diễn biến của đường bờ biển. Ở vùng bồi hoặc



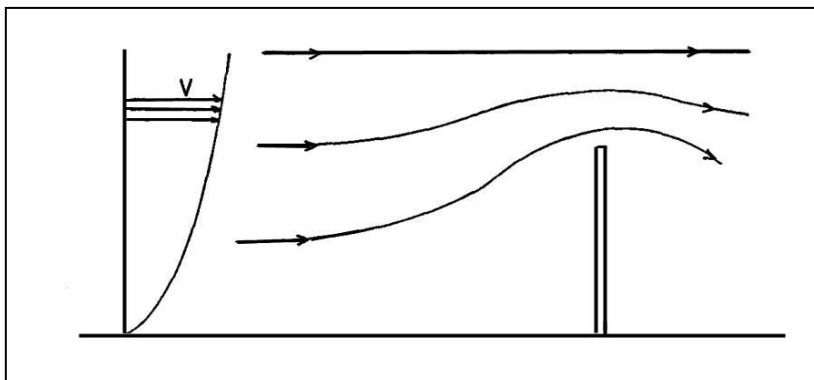
Hình 6-12. Sự phân bố lại bùn cát do tự tăng /giảm độ dốc bãi biển.

xói, sự thay đổi xuất hiện trước tiên trong vùng sóng vỡ (ở phần trên của hình dạng bãi biển). Quá trình vận chuyển bùn cát theo phương ngang sẽ phân phối lại các vật liệu trên toàn bộ mặt cắt ngang. Để bắt đầu mô hình vận chuyển này, mặt cắt ngang bãi biển, nói chung, cần phải có các dạng mặt cắt ngang cân bằng khác nhau (như hình 6-12).

Dọc theo bờ biển (phía thượng lưu của đập phá sóng), gần về phía đập phá sóng, dòng chảy ven bờ giảm dần và thậm chí trở nó có vận tốc gần bằng không tại đập phá sóng. Do hiện tượng suy giảm vận tốc dòng chảy dọc bờ mà lượng bùn cát vận chuyển theo hướng dọc bờ cũng giảm dần. Sự chênh lệch về lượng bùn cát vận chuyển theo hướng dọc bờ sẽ dẫn tới hiện tượng bồi lắng trên bãi biển. Tuy nhiên điều này làm xuất hiện hiện tượng dòng chảy ở trong vùng sóng vỡ đi ra ngoài vùng nước sâu. Dọc theo khu vực có vận tốc dòng chảy giảm, xuất hiện các dòng chảy có hướng ra ngoài vùng nước sâu (như hình 6-13). Mặc dù dòng chảy này có vận tốc nhỏ, nhưng nó cũng góp phần làm phân bố lại các vật liệu trên bãi biển theo phương ngang, điều mà không được xét tới trong mô hình.



Hình 6-13 Hiện tượng phân bố lại vật liệu do dòng chảy đi ra vùng nước sâu



Hình 6-14 Dòng triều vượt qua đập phá sóng.

Nếu xét tới ảnh hưởng của thủy triều thì vấn đề sẽ khác đi vì dòng triều không chỉ hoạt động giới hạn trong vùng sóng vỡ mà nó bao trùm lên trên một diện tích rộng hơn rất nhiều (có thể là toàn bộ vùng ven bờ). Toàn bộ nước được vận chuyển do

dòng triều sẽ vượt qua đập phá sóng và do vậy mà vận tốc dòng chảy sẽ không bị giảm khi nó tới gần đập (như hình 6-14).

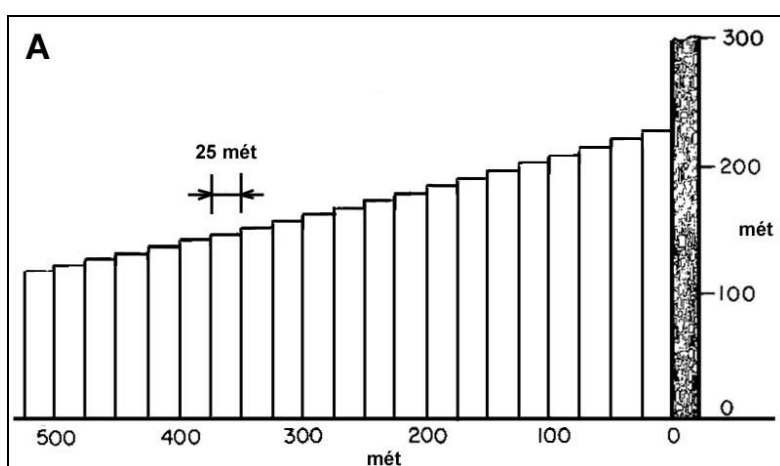
6.4 MÔ HÌNH TOÁN DIỄN BIẾN ĐƯỜNG BỜ

Như Komar (1989) đã đề cập, mô hình toán là công cụ mô phỏng có khả năng xem xét một cách đầy đủ hơn các quá trình diễn biến của đường bờ trong tự nhiên, cả về không gian và thời gian. Có hai phương pháp được sử dụng khi phát triển các mô hình toán mô tả hình thái đường bờ. Phương pháp đầu tiên là sử dụng các mô hình đường đồng mức, phương pháp này cho phép xác định vị trí của các đường đồng mức ở vùng ngoài khơi theo thời gian. Phương pháp thứ hai là xây dựng một lưới tính toán cho toàn vùng nghiên cứu và xác định sự biến đổi địa hình, mực nước và dòng chảy cho mỗi ô lưới theo thời gian. Trong phần này, chúng ta sẽ chỉ xem xét tới mô hình các đường đồng mức. “Mô hình dạng đường” đơn giản nhất nhưng vẫn có thể dùng để mô phỏng sự biến đổi hình dạng của đường bờ theo sự biến thiên của các điều kiện biên và điều kiện ban đầu như: trạng thái sóng ở vùng nước sâu; sự khúc xạ và nhiễu xạ sóng ở vùng nước sâu; sự thay đổi nguồn cung cấp bùn cát hoặc do việc bố trí xây dựng công trình bên trong vùng ven bờ. Các mô hình dạng đường đơn đã nhận được sự quan tâm nhiều nhất, trong thiết lập và ứng dụng mô hình, do vậy mà phần này sẽ chủ yếu dành để trình bày về mô hình toán dạng đường đơn. Mô hình này đã được phát triển ở mức cao nhất,

tới nay các mô hình toán đường bờ 3 chiều hoàn chỉnh (3-D) cũng đã được xây dựng, để đánh giá sự vận chuyển bùn cát theo phương ngang và sự thay đổi hình dạng mặt cắt ngang cũng như tính toán vận chuyển bùn cát dọc bờ.

Các mô hình toán mô phỏng hình dạng đường bờ trên mặt bằng có sử dụng các quan hệ liên tục bùn cát, thường ở dạng sai phân hóa công thức (6.14), cùng với phương trình vận chuyển bùn cát dọc bờ. Như đã xem xét ở phần trên, sự vận chuyển bùn cát này nhìn chung được tính toán bằng công thức phụ thuộc vào chiều cao sóng vỡ và góc sóng vỡ, nhưng nó cũng có thể là dạng công thức phụ thuộc vào vận tốc dòng chảy ven bờ như dạng công thức vận chuyển bùn cát của Bagnold. Các mô hình mô phỏng này thường bao gồm các bước tính toán như sau:

1. Xác định các tham số điều kiện ban đầu của bờ biển
2. Chia bờ biển ra thành một loạt các phần tử nhỏ có chiều rộng bằng Δx
3. Xác định các nguồn cung cấp cũng như tổn thất bùn cát khác nhau trên bãi biển
4. Đưa ra mô hình với các điều kiện sóng ngoài khơi (chiều cao, chu kỳ và góc sóng tới)
5. Xác định xem các tham số sóng có ảnh hưởng như thế nào đối với sự vận chuyển bùn cát dọc bờ; và
6. Chạy mô hình theo bước thời gian tăng dần, Δt , cho toàn bộ thời gian mô phỏng để xác định xem đường bờ biển biến thiên như thế nào so với trạng thái ban đầu, áp dụng phương trình liên tục bùn cát để đánh giá sự biến đổi của đường bờ và bảo đảm sự bảo toàn thể tích bùn cát trên đoạn bờ nghiên cứu.

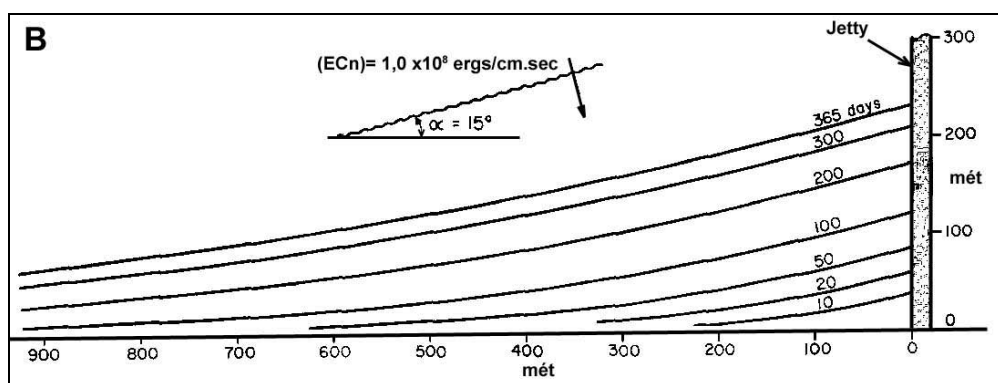


Hình 6-15 (a) Mô hình hóa một đê chắn sóng chặn vận chuyển bùn cát dọc bờ có hướng từ trái qua phải trên hình vẽ. Kết quả thể hiện 20 phần tử cuối, trong thực tế mô hình được kéo dài 2.5 km về phía thượng lưu.

Một mô hình toán đơn giản mô phỏng diễn biến đường bờ, minh họa các bước tính toán ở trên, được trình bày ở hình (6-15(a) và 6-15(b)). Ví dụ tại vị trí một đê chắn sóng có tác dụng chặn sự vận chuyển bùn cát dọc bờ. Hình 6-15(a) mô tả các ô tính toán riêng biệt được lấy gần đúng với đường bờ, mỗi ô tính toán có chiều rộng $\Delta x = 25$ m. Tổng số

có 100 ô lưới được sử dụng trong tính toán nhưng trên hình vẽ chỉ thể hiện kết quả của 20 ô lưới sát gần đê chắn sóng. Bản thân đê chắn sóng được lấy làm 1 điều kiện biên phía bên phải của mô hình, khi nó được giả thiết là có tác dụng chắn toàn bộ lượng bùn cát vận chuyển tới. Nguồn bùn cát nhập vào mô hình tại điểm ở xa, nằm ở phía bên trái, tại ô tính có số thứ tự $i=1$, được lấy làm điều kiện biên thứ 2 trong mô hình. Lượng bùn cát vận chuyển trong mô hình chịu sự chi phối của điều kiện sóng, trong ví dụ này được lấy bằng một năng lượng sóng không đổi $(ECn)_b = 10^8 \text{ ergs/cm.giây} = 10^3 \text{ Watts/m}$ và góc sóng vỡ $\alpha_b = 15^\circ$.

Tại thời điểm ban đầu, khi bắt đầu chạy mô hình, đường bờ ban đầu được lấy là đường thẳng, tương đương với trục-x trên hệ tọa độ ($y_i=0$), và mô hình mô phỏng với bước thời gian tính toán $\Delta t = 0.1$ ngày. Hình 6-15(a) cho thấy, các ô tính có số thứ tự từ 80 đến 100, sau 1 năm mô phỏng, các dòng vận chuyển bùn cát gần bờ bị chắn bởi đê chắn sóng và đường bờ được phát triển ra phía ngoài do bùn cát bị lũy tích lại ở phía thượng lưu đê chắn sóng. Như đã dự đoán, ô lưới tính toán thứ 100, gần sát với đê chắn sóng đã giữ lại hầu hết lượng bùn cát và bờ biển ở đây có tốc độ phát triển ra phía ngoài nhanh nhất, lượng bùn cát lũy tích trong các ô lưới kế tiếp sẽ giảm dần một cách có hệ thống khi càng ở xa đập phá sóng.



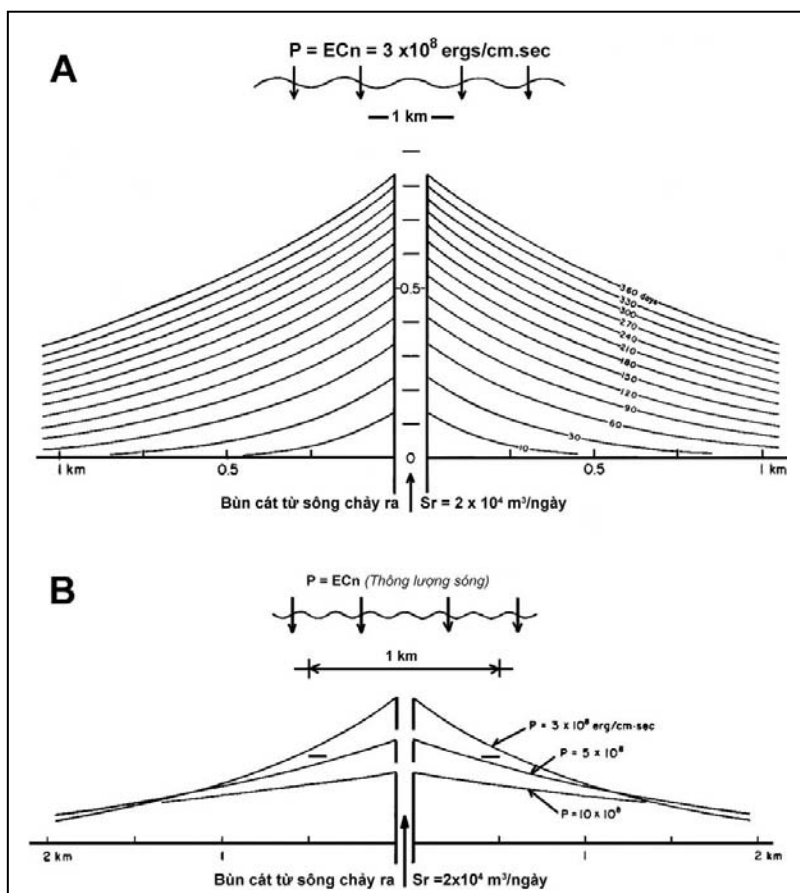
Hình 6-15 (b) Mô phỏng quá trình phát triển của đường bờ, trong mô hình đường bờ được làm trơn từ các ô lưới tính toán có chiều rộng bằng 25m.

Hình 6-15(b) mô tả quá trình bồi tích trên đoạn bờ biển gần đê chắn sóng trong suốt 1 năm, các đường cong trơn được lấy sao cho phù hợp với chiều rộng giới hạn của các ô tính toán để biến đổi sự biến đổi đường bờ gần với thực tế hơn. Đường bờ được tính toán từ mô hình mô phỏng dường như khá giống với các quan trắc trong thực tế, khi một đê chắn sóng hay đập mở hàn mới có tác dụng chặn lượng bùn cát vận chuyển tịnh theo hướng dọc bờ. Thậm chí với mô hình đơn giản này, có thể dự báo được tốc độ phát triển của đường bờ tại các vị trí khác nhau ở phía thượng lưu của đê chắn sóng. Khi áp dụng trong các trường hợp thực tế, khác với ví dụ giả thiết ở trên, mô hình cần phải xét tới sự

biến đổi bất thường của các trạng thái sóng theo ngày hay ít nhất là theo mùa, vì chúng có thể tạo ra các hướng vận chuyển bùn cát ngược chiều nhau.

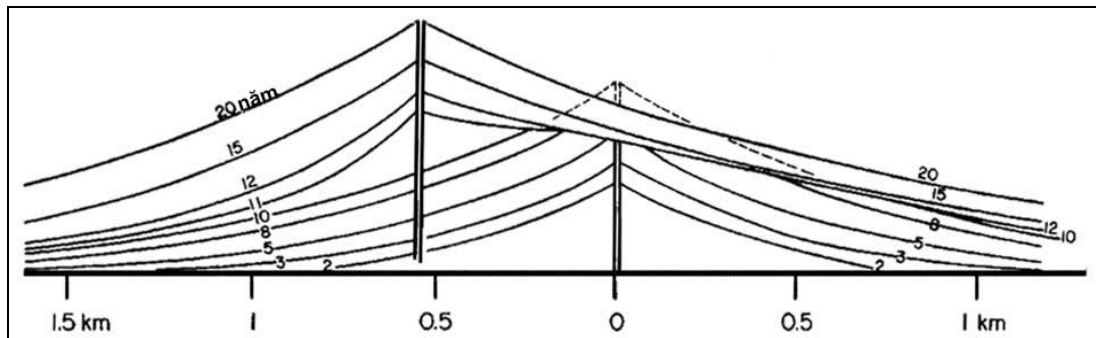
Việc sử dụng một chuỗi số liệu sóng không đổi, như trong mô hình ở hình 6-15 sẽ mô tả tốt nhất các sóng thịnh hành hoặc các điều kiện sóng hiệu quả, nó sẽ cho kết quả tương đối đúng đối với lượng bùn cát vận chuyển tịnh theo hướng dọc bờ. Thêm vào đó, nó được quan tâm hơn trong các ứng dụng thực tế, khi mô phỏng xói lở đường bờ tại hạ lưu đê chắn sóng, hay dự báo tốc độ suy thoái đường bờ do bố trí các công trình trên bờ biển.

Một ví dụ khác mô tả dự biến đổi hình dạng đường bờ của một tam giác châu được Komar (1973) khảo sát chi tiết thông qua việc mô phỏng diễn biến đường bờ bằng mô hình toán. Hình 6-16 (a) mô tả sự phát triển của đồng bằng tam giác châu sau 1 năm với nguồn bùn cát cung cấp từ sông là $2 \times 10^4 \text{ m}^3/\text{ngày}$ có xu thế bồi đắp bờ biển thành tam giác châu, trong khi năng lượng mạch động sóng là $3 \times 10^8 \text{ ergs/cm.giây} = 3 \times 10^3 \text{ Watts/m}$ lại có xu thế làm phẳng châu thổ mới được hình thành. Sau 150 ngày, xuất hiện trạng thái cân bằng, châu thổ tiếp tục phát triển ra phía ngoài với một tốc độ ổn định, duy trì hình dạng chung của nó trong suốt cả quá trình. Bờ biển sẽ đạt tới trạng thái cân bằng, với đường bờ cong lõm, khi sóng chỉ đủ năng lượng phân bố lại lượng cát dọc bờ biển với cùng một tốc độ cung cấp bùn cát từ sông ra.



Hình 6-16 (A) Mô hình đường bờ tính toán sau 360 ngày tại vùng châu thổ sông có các sóng tới thẳng góc so với đường bờ và đường bờ ban đầu là đường thẳng (B) Mô tả hình dạng của châu thổ sông sau 360 ngày với các ảnh hưởng khác nhau của năng lượng sóng nhưng nguồn bùn cát từ sông chảy ra là không đổi

Hình 6-16 (b), minh họa ảnh hưởng của sự biến thiên thông lượng sóng đối với sự phát triển của đường bờ; thông lượng sóng càng lớn thì góc sóng vỡ sẽ càng nhỏ, và hình dạng châu thổ ở trạng thái cân bằng càng trở nên phẳng hơn với điều kiện là lượng bùn cát từ sông cung cấp là không thay đổi. Nếu lượng bùn cát cung cấp từ sông giảm đi trong khi năng lượng mạch động sóng được duy trì không đổi cũng tạo ra một hiệu ứng tương tự.



Hình 6-17 Mô hình số mô phỏng sự phát triển tam giác châu, trong đó bao gồm một mô hình phức tạp của sự phát triển đường bờ, mô tả sự hình thành của phần đỉnh của tam giác châu ở trạng thái tự nhiên, được hình thành khi có sự dịch chuyển vị trí của cửa sông sau 10 năm kể từ khi đồng bằng châu thổ bắt đầu được hình thành. Sự dịch chuyển của cửa sông dẫn tới hiện tượng cắt cụt một phần của châu thổ ban đầu, và sự chôn lấp của đường bờ tại đoạn châu thổ mới hình thành.

Hình (6-17) minh họa một ứng dụng khác của mô hình toán nghiên cứu cứu diễn biến đường bờ. Tại một con sông chảy ra biển với vị trí cửa sông ở km 0, 10 năm sau khi đồng bằng châu thổ phát triển, cửa sông đột ngột dịch chuyển về bên sườn của châu thổ ban đầu. Các kết quả của sự phát triển đường bờ được chỉ ra ở trên hình vẽ, và có thể hình dung ra từ một chuỗi các đỉnh của tam giác châu. Một tương quan phức tạp giữa các đỉnh của tam giác châu theo thời gian là kết quả của các dịch chuyển đơn giản của cửa sông. Đường bờ bị xói lở tại điểm đầu tiên ở cửa sông sau khi nó đã dịch chuyển, do sóng liên tục vận chuyển bùn cát dọc bờ, nhưng nguồn bùn cát từ sông cung cấp ra biển cũng bị dịch chuyển. Các chóp của tam giác châu bị cắt cụt, trong khi cùng tại thời điểm đó, tam giác châu mới được thành tạo rất nhanh ở vị trí cửa sông mới đã chuyển hướng. Bùn cát vận chuyển dọc bờ về phía trái của cửa sông mới nhiều hơn là về phía phải, làm lắng đọng lại lượng cát ở quanh cửa sông cũ làm cho góc sóng vỡ giảm đi theo hướng này. Phần đỉnh của tam giác châu về phía bên trái do vậy sẽ rộng hơn so với phía bên phải. Đây là điều hiển nhiên mà các mô hình toán loại này có thể được dùng để kiểm

nghiệm các giả thiết có liên quan tới các trình tự của các sự kiện trong sự phát triển có hệ thống ở phần đỉnh của tam giác châu.

Không chỉ có nguồn bùn cát có thể bị dịch chuyển vị trí như trong ví dụ trên, mà cả hướng sóng và năng lượng sóng cũng có thể thay đổi và tạo nên các mô hình khác nhau của đỉnh tam giác châu. Một điểm thú vị nữa là, từ kết quả của mô hình như đã được trình bày ở hình (6-17), chúng ta có thể tìm hiểu quá trình hình thành của một đồng bằng châu thổ trong quá khứ và dự báo sự phát triển của nó trong tương lai. Có thể coi điều kiện ban đầu là hình dạng châu thổ hiện có như trong hình (6-17), và tính toán sự vận chuyển bùn cát dọc bờ biển nhưng theo ngược trình tự thời gian và ngược với hướng vận chuyển bùn cát thực tế. Quay ngược lại thời gian, bùn cát sẽ được rút ra khỏi tam giác châu và đỉnh nó một cách hệ thống và được đẩy ngược trở lại trong sông. Cách tiếp cận này sẽ mang lại một kỹ thuật mạnh hơn khi tái tạo lại lịch sử phát triển của mô hình đỉnh tam giác châu.

Các mô hình toán được xem xét trên đây mới chỉ là các “mô hình dạng đường đơn”, được giới hạn trong phạm vi miêu tả đường bờ và cách mà nó thay đổi tương ứng với sự biến thiên của các trạng thái sóng, công trình, vv. Một mô hình đường phức hợp đã được Perlin & Dean (1978) và Perlin (1979) phát triển trong đó phân tích sự biến đổi của một loạt các đường đẳng sâu cũng như tại đường bờ và do vậy nó có thể đưa ra một số kết quả dưới dạng không gian ba chiều. Có rất ít nghiên cứu đã thực hiện việc phát triển các phân tích trong không gian ba chiều một cách hoàn chỉnh đối với địa hình gần bờ, đó là các mô hình có xét tới cả sự vận chuyển bùn cát theo phương ngang cũng như vận chuyển bùn cát dọc bờ. Để hoàn thiện điều này, các mô hình thường sử dụng phương pháp của Bagnold để xác định lượng bùn cát vận chuyển, bằng cách đưa vào công thức của Bowen (1980) & Bailard và Inman (1981). Một vài mô hình toán mô phỏng không gian 3 chiều đã được phát triển để khảo sát các quá trình có ảnh hưởng tới hình thái bờ biển. Yamashita & Tsuchiya (1992) đã xây dựng một mô hình số ba chiều để mô phỏng sự hình thành của một “bãi biển dạng túi” (*pocket beach*) nằm giữa các đập phá sóng song song với bờ. Với sự xuất hiện của các công trình và địa hình đáy không đồng nhất, các phân tích cần phải bao gồm cả việc đánh giá trường khúc xạ và nhiễu xạ sóng hoàn chỉnh, dòng chảy tuần hoàn tạo nên do sự biến thiên chiều cao sóng vỡ theo hướng dọc bờ và các thành phần theo phương ngang và các thành phần dọc bờ của vận chuyển bùn cát.

Các mô hình toán cũng đã được sử dụng trong các phân tích hình dạng hình học, ví dụ như, để khảo sát hình dạng của các tam giác châu được không chế bởi tốc độ vận chuyển bùn cát từ sông ra biển và tốc độ phân phối lại bùn cát dọc bờ dưới tác dụng của sóng. Khả năng lớn nhất đối với các mô hình này là ở các ứng dụng trong thực tế khi cần xem xét các thiết kế và đánh giá ảnh hưởng của các công trình kỹ thuật ven biển như

đập phá sóng, đê chắn sóng, đập mở hàn. Trước đây, các dự báo biến đổi đường bờ và mô hình bồi/xói được kiểm tra bằng các mô hình vật lý trong các bể sóng với tỷ lệ thu nhỏ so với nguyên mẫu. Các mô hình vật lý này thường rất đắt và các kết quả thu được đôi khi có độ tin cậy không cao do hệ số tỷ lệ bùn cát trong mô hình bị khống chế với đặc trưng của bùn cát thực tế và bùn cát sử dụng làm thí nghiệm.

Ngày nay, hầu hết các phân tích về các công trình ven biển và các ảnh hưởng nó tới đường bờ đã có thể thực hiện được bằng các mô phỏng trên mô hình toán. Trong vòng 20 năm trở lại đây, việc mô phỏng bằng máy tính điện tử để kiểm tra và dự báo diễn biến đường bờ đã trở thành tiêu chuẩn trong các phân tích kỹ thuật. Hầu hết các mô hình trên là dạng mô hình đường đơn, trong đó bờ biển được chỉ được đại diện bằng đường bờ. Các mô hình toán nâng cao bao gồm việc xem xét tới bờ biển và các quá trình ven bờ dưới dạng không gian ba chiều và bao gồm cả các tính toán khúc xạ và trường nhiễu xạ sóng, các dòng chảy gần bờ và vận chuyển bùn cát cả theo hướng ngang và theo hướng dọc bờ. Sự phát triển của các mô hình ba chiều có thể tiếp tục được nâng cao hơn trong tương lai nhưng nó sẽ phải đi kèm với sự nâng cao các hiểu biết về các quá trình ở ven bờ như sự hình thành của dòng chảy ven bờ và các quá trình hình thành hệ thống các dải cát ngầm phức tạp ở vùng ven bờ.

6.5 ĐO ĐẠC MẶT CẮT NGANG BÃI BIỂN

Để mô hình hóa các đoạn bờ biển nhằm đánh giá các diễn biến đường bờ cũng như phân tích đặc tính của đường bờ, giải thích các nguyên nhân gây biến đổi đường bờ thì trước tiên cần phải có số liệu đầu vào cho mô hình (kể cả mô hình vật lý, mô hình toán hay mô hình phân tích). Các số liệu đầu vào thường phân ra 3 nhóm khác nhau: nhóm số liệu địa hình, nhóm số liệu thủy, hải văn (sóng, gió, mực nước, thủy triều, dòng chảy) và nhóm số liệu bùn cát. Trong các số liệu này thì số liệu địa hình bờ biển trong thời điểm hiện tại và các số liệu trong quá khứ là các cơ sở rất quan trọng để bước đầu đánh giá và tìm hiểu đặc tính diễn biến của đường bờ. Sau này, khi đã thiết lập được mô hình thì còn cần phải có các số liệu diễn biến đường bờ trong quá khứ để kiểm chứng và kiểm nghiệm mô hình. Chính vì các số liệu địa hình bờ biển có vai trò quan trọng như vậy nên việc đo đạc chúng là hết sức cần thiết, cũng giống như việc đo đạc các yếu tố khí tượng, thủy văn khi muốn dự báo thời tiết hay mực nước trên các sông. Trong phần này sẽ giới thiệu một số phương pháp đo đạc mặt cắt ngang bãi biển, từ các phương pháp truyền thống, đơn giản và chi phí thấp, đến những phương pháp đo đạc hiện đại.

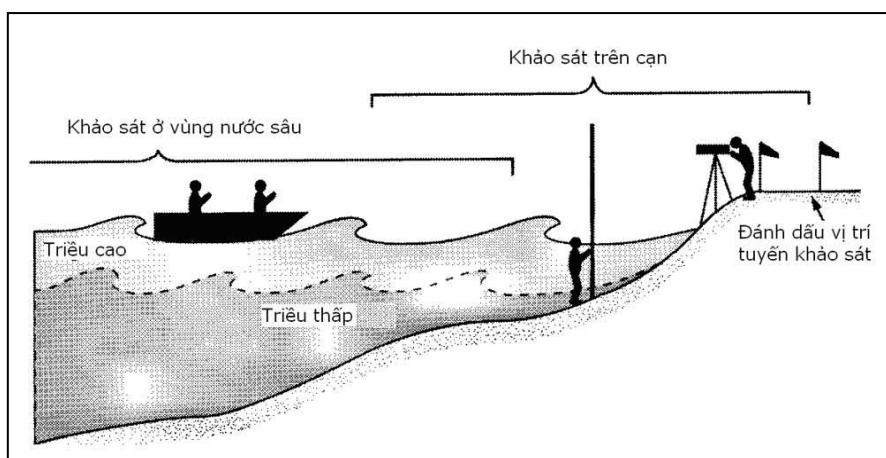
A. KHẢO SÁT BẰNG PHƯƠNG PHÁP TRUYỀN THỐNG

Phương pháp khảo sát truyền thống thường được sử dụng phổ biến là đo đạc mặt cắt ngang bãi biển thủ công bằng thuyền và thước đo sâu. Các bước đo đạc điển hình gồm

hai giai đoạn khảo sát riêng biệt, một khảo sát thực hiện dưới nước bằng thuyền và một khảo sát thực hiện trên bờ biển bằng máy thủy bình và thiết bị đo khoảng cách (Inman & Rusnak 1956).

Tất cả các phương pháp khảo sát đều cần phải có một đường ranh giới chính xác ban đầu, đó là đường ranh rới bao gồm các điểm mốc cố định. Dọc theo đường ranh giới, khoảng cách giữa các đường hình dạng mặt cắt được xác định với độ chính xác cần thiết khi tính toán thể tích bùn cát. Khoảng cách trung bình giữa các mặt cắt ngang có thể nằm trong phạm vi từ 20 đến 500m, tùy thuộc vào mục đích của việc khảo sát và chiều dài bờ biển được khảo sát

Đối với các khảo sát thực hiện ở trên bờ, hướng của mặt cắt ngang được xác định và chúng thường có hướng theo phương vuông góc với hướng chung của đường bờ. Các hướng này sau này được đánh dấu bằng cách sử dụng một cặp các dây cột định hướng hoặc bằng máy kinh vĩ. Sử dụng các dụng cụ khảo sát chuẩn trên mặt đất (như thủy bình, thước dây và sào đo), người khảo sát xác định các cao trình của bãi biển phần trên cạn dọc theo mặt cắt ngang và ra ở phần dưới nước đến khoảng cách xa nhất có thể lội hoặc bơi ra để đo đạc. Thông thường, các khảo sát này được thực hiện khi nước ròng (lúc mực nước triều thấp nhất), để có thể đo đạc ra xa hơn ra phía ngoài biển, đoạn bờ



Hình 6-18 Các kỹ thuật đo đạc mặt cắt ngang

sử dụng thuyền và thước đo độ sâu, sau này là máy đo sâu theo nguyên lý hồi âm và hệ thống định vị điện tử, sao cho có thể xác định được chính xác vị trí đo độ sâu. Thuyền đo sẽ di chuyển trên đường trục của mặt cắt ngang thông qua các dụng cụ đánh dấu có thể quan sát được bằng mắt thường (như một hàng cột), hoặc bằng liên lạc bộ đàm hay bằng thiết bị đo khoảng cách điện tử (EDM) mới được sử dụng trong thời gian gần đây hoặc bằng tia laser.

Gần đây, các thuyền trượt phản lực điều khiển từ xa có trang bị hệ thống định vị toàn cầu (GPS) và máy đo sâu hồi âm đã được dùng trong khảo sát. Các thiết bị này cho phép

đo đạc được khi nước ròng và đoạn bờ khảo sát khi nước cao cần phải nối tiếp nhau bằng cách gối lên nhau (như hình 6-18).

Phần mặt cắt ngang ở ngoài khơi nhìn chung được khảo sát bằng cách

thực hiện việc khảo sát toàn bộ mặt cắt ngang nhanh và chính xác hơn, cần ít nhân lực hơn so với phương pháp truyền thống.

Vùng biển ngoài khơi thường được khảo tới tới độ sâu bằng độ sâu giới hạn biến đổi đường bờ (*closure depth*), nơi không có sự vận chuyển bùn cát. Sở dĩ chọn độ sâu này làm giới hạn đo đạc vì nó là độ sâu mà từ đó trở đi (ra phía ngoài biển), mặt cắt ngang sẽ không có sự thay đổi theo thời gian. Việc lấy giới hạn đo đạc mặt cắt ngang phía ngoài khơi tới độ sâu giới hạn nêu trên sẽ cho kết quả tính toán biến đổi đường bờ là thống nhất trên toàn bộ vùng khảo sát. Điều này có nghĩa là khi chồng xếp các mặt cắt ngang đo đạc theo thứ tự thời gian thì chúng đều giới hạn tại cùng một độ sâu không có sự vận chuyển bùn cát, thuận tiện cho việc tính toán lượng bùn cát bồi xói giữa các đợt khảo sát.

Các khảo sát trên biển thường thực hiện trên thuyền và do vậy thời gian để hoàn thành một đợt khảo sát là tương đối dài. Đối với hiện tượng dao động mực nước do thủy triều gây ra, do độ sâu hồi âm phụ thuộc vào cao trình mực nước tại thời điểm đo, do vậy mà một hệ thống quan trắc mực nước triều cần được sử dụng để xác định mực nước tương ứng với từng mặt cắt ngang và thời gian đo đạc. Trong tất cả các trường hợp, khi có ảnh hưởng của thủy triều hay không có ảnh hưởng của thủy triều, mực nước tương ứng với một hệ cao độ chuẩn đã biết (có thể là hệ cao độ quốc gia, cũng có thể là hệ cao độ giả định) là rất cần để chuyển đổi các độ sâu đo đạc bằng thiết bị hồi âm về các cao độ sử dụng trên mặt cắt ngang bãi biển.

Ngoài ra còn có một lưu ý khi tiến hành khảo sát bằng thuyền (*ở trên mới đề cập tới sự dao động mực nước do ảnh hưởng của thủy triều*) là ảnh hưởng của sóng tới độ chính xác đo đạc, nó làm nâng hạ thuyền một cách đều đặn trong khi khảo sát. Đường độ sâu đáy là đường trơn nếu nhìn bằng mắt thường và là giá trị số đọc trung bình. Điểm hạn chế của phương pháp này là nó sẽ làm trơn hóa và mất các điểm có địa hình dị thường ở đáy. Còn đối với các thuyền khảo sát lớn và nặng và có hệ thống đo sâu hồi âm chi tiết thì thường không gặp phải các sai số do sóng sinh ra như đã nêu ở trên.

B. KHẢO SÁT BẰNG PHƯƠNG PHÁP HIỆN ĐẠI

B-1 CRAB



Về nguyên tắc, mục tiêu của các phương pháp khảo sát hiện đại sẽ nêu dưới đây là nhằm loại bỏ ảnh hưởng của sóng và thủy triều trong quá trình đo đạc độ sâu.

Bộ phận nguyên cứu thực địa của Tổ hợp kỹ thuật của Quân đội Mỹ tại Duck, Bắc Carolina, đã chế tạo và sử dụng một thiết bị khảo sát địa hình bãi biển cả trên cạn và dưới nước (*Coastal Research Amphibious Buggy gọi tắt là CRAB*, hình 6-19). Thiết bị này có cấu tạo gồm một kết cấu giá đỡ có 3 chân có chiều cao 10,6m được đặt trên các bánh xe có năng lượng sức kéo lớn và được điều khiển dọc theo tuyến mặt cắt ngang. CRAB được trang bị một giá đỡ hình lăng trụ có gắn hệ thống định vị và xác định tuyến đường bờ và đo khoảng cách điện tử EDM (Birkemeier & Mason 1984). CRAB có thể

Hình 6-19 Thiết bị khảo sát mặt cắt ngang bãi biển CRAB của Tổ hợp kỹ thuật Quân đội Mỹ

vận hành trong điều kiện sóng biển có chiều cao tới 2m, có thể khảo sát tới độ sâu 8 m và cho phép đo đạc các hình dạng mặt cắt ngang với độ

chính xác cao. Sau này, CRAB được trang bị thêm hệ thống định vị toàn cầu (GPS và DGPS), và hệ thống tự dò tìm đường đi theo chương trình lập sẵn, làm giảm bớt số nhân lực cần thiết khi khảo sát đo đạc và tăng cao độ chính xác trong đo đạc. Kiểm chứng với các số liệu đo đạc theo phương pháp thông thường, cho thấy mức độ chính xác khi sử dụng GPS là nằm bằng ± 3 cm theo cả ba chiều.

B-2 SEA SLED

Một thiết bị khảo sát mặt cắt ngang khác có tên gọi là thuyền trượt, thiết bị này cũng được gắn 1 giá đỡ hình trụ trên đó có gắn các thiết bị đo đạc độ sâu, thiết bị đo khoảng cách điện tử -EDM và thiết bị định vị vệ tinh GPS giống như ở CRAB. Thuyền trượt được kéo trên mặt cắt ngang phần ngoài biển và hệ thống đo khoảng cách điện tử EDM được dùng để xác định vị trí đo. Ưu điểm của thiết bị này so với CRAB là chi phí chế tạo và chi phí vận hành nhỏ hơn so với CARB. Nhưng điểm hạn chế là tốc độ khảo sát chậm hơn so với CARB và trong quá trình khảo sát cần có thiết bị kéo đẩy thuyền trượt và thiết bị này chỉ có thể đo đạc trong điều kiện sóng nhỏ hơn 1 mét.

B-3 THIẾT BỊ ĐO SÂU THEO NGUYÊN LÝ ÁP LỰC THỦY TĨNH

Seymour và Bothman, (1984) là người đầu tiên đề xuất ra phương pháp đo đạc mặt cắt ngang bãi biển theo nguyên lý áp lực thủy tĩnh. Phương pháp này sử dụng 1 ống có chứa dầu dài khoảng 600 mét nối từ bờ đến điểm cần đo độ sâu. Hai đầu ống được gắn các thiết bị cảm ứng (*sensor*) đo áp lực. Một đầu được giữ cố định trên bãi biển, và đầu kia được buộc với vật nặng và thả xuống các vị trí cần đo độ sâu. Chênh lệch áp lực giữa hai đầu ống tại một vị trí đo cho biết được độ sâu tương đối của điểm đo dưới nước so với điểm đo trên bờ. Gable & Wanetick (1984) đã so sánh giữa phương pháp này với CRAB và phương pháp khảo sát truyền thống. Phương pháp truyền thống cho sai số độ sâu lên tới 20 cm, trong khi bằng phương pháp CRAB và phương pháp thủy tĩnh giảm bớt sai số xuống còn một nửa.

Tuy nhiên phương pháp này không được sử dụng rộng rãi do việc tiến hành đo không thuận tiện, mặt khác khoảng cách đo được xác định một cách gián tiếp, thiết bị cảm ứng áp suất ở đầu ống rất dễ bị ảnh hưởng của dòng chảy dọc bờ và sự dao động áp suất do mạch động áp lực sóng gần bờ.

TÓM TẮT

Thiết bị định vị toàn cầu GPS đã làm một cuộc cách mạng trong lĩnh vực khảo sát bãi biển và đo đạc địa hình bờ biển. Hệ thống này sử dụng một loạt các vệ tinh để thu được tọa độ trên bề mặt trái đất tại vị trí khảo sát. Dưới điều kiện lý tưởng, một thiết bị GPS tại một điểm cố định có thể cho biết vị trí chính xác đến centimeters. Giá thành và trọng lượng của thiết bị này ngày càng giảm làm cho chúng trở nên ngày càng phổ biến và tiện dụng trong các khảo sát địa hình, cụ thể là khảo sát biển.

Thiết bị định vị toàn cầu vi sai (*Differential GPS - DGPS*) - là thiết bị có cùng nguyên lý như GPS nhưng có độ chính xác cao hơn nhiều so với GPS thông thường và thường gồm máy "mẹ" và máy "con". Máy "mẹ" thường đặt trên bờ và có chức năng thu tín hiệu vệ tinh để xác định chính xác vị trí đặt máy, kể cả cao trình, sau đó nó phát tín hiệu cho máy "con" để định ra vị trí tương đối của máy con so với máy mẹ.

Kết hợp các thiết bị định vị này và các phương pháp đo trên với chương trình máy tính cho phép hiển thị trên màn hình máy tính hoặc vẽ tọa độ khảo sát trong thực tế có liên quan tới tuyến khảo sát đã chọn. Thiết bị DGPS hay GPS có thể gắn trên bất kỳ một phương tiện khảo sát nào như thuyền, xe trượt hay mang theo người.

Cuối cùng là phương pháp sử dụng công nghệ laser hàng không (e.g., Optec 1990; Lillycrop, Parson, và Irish 1996) cho phép “nhìn thấy” được đường đáy biển khi di chuyển trên các thiết bị như trực thăng hay máy bay khảo sát. Các phương pháp trên cho phép khảo sát một cách khái quát trên một vùng rộng lớn. Chúng có khả năng thành lập bản đồ địa hình đáy với tốc độ 5km² trong 1 giờ với độ phân giải theo phương ngang là $\pm 3m$ và độ chính xác theo phương thẳng đứng là $\pm 15 cm$.

CHƯƠNG 7

SỰ BIẾN ĐỔI ĐƯỜNG BỜ VÀ CÁC GIẢI PHÁP ỔN ĐỊNH ĐƯỜNG BỜ

7.1 GIỚI THIỆU

Kỹ thuật bờ biển bao gồm tất cả các hoạt động của ngành kỹ thuật có liên quan tới các công trình dọc bờ biển. Do vậy mà các kỹ sư bờ biển hầu như tham gia vào mọi hoạt động xảy ra ở bờ biển. Khi một công trình bờ biển mới đang được quy hoạch, rất cần có sự tư vấn của các kỹ sư ngành kỹ thuật bờ biển. Tuy nhiên, trong thực tế lại không diễn ra như vậy, vì nhiều khi các kỹ sư ngành bờ biển chỉ được hỏi tới sau khi đã xây dựng công trình và khi xảy ra những diễn biến bất thường ở đoạn bờ biển gần nơi xây dựng công trình. Thông thường các hiện tượng diễn biến bất thường này là hệ quả của các biến đổi hình thái bờ biển ở lân cận khu vực công trình mà khi thiết kế và xây dựng công trình đã xem xét tới. Có thể sau khi xây dựng công trình, hiện trạng của đoạn bờ biển ở ngay vị trí công trình được cải thiện, nhưng ngoài vùng này và ở lân cận nó, các vấn đề lớn hơn sẽ nảy sinh.

Để có thể giải quyết các vấn đề về hình thái bờ biển thì, trước tiên, bản chất tự nhiên và các thông tin cơ bản của vấn đề phải được xem xét. Điều này có nghĩa là bản thân khu vực có xảy ra các diễn biến bất lợi về mặt hình thái bờ biển phải được khảo sát một cách chi tiết cũng như phải quan tâm tới những hiện tượng đã và đang xảy ra ở khu vực thượng và hạ lưu của khu vực nghiên cứu.

Sẽ là rất cần thiết và quan trọng khi chúng ta hiểu và nắm được bản chất vật lý của các vấn đề nảy sinh ở bờ biển. Ví dụ như hiện tượng xói lở bờ biển hiện đang diễn ra có phải là một quá trình diễn ra từ lâu, hay chỉ mới xảy ra một cách nhất thời trong tự nhiên hay không? Trong trường hợp nào thì không nên xây dựng công trình, để tự cho các diễn biến tự nhiên diễn ra sẽ tốt hơn là xây dựng công trình, vì có thể sau khi xây dựng công trình sẽ làm nảy sinh các vấn đề phức tạp hơn ở những vùng lân cận. Nếu hiểu biết một cách thấu đáo vấn đề và thu thập được đầy đủ các thông tin cần thiết trong vùng nghiên cứu cũng như các vùng lân cận nó (như ở thượng, hạ lưu của công trình hay ở vùng nước sâu hay vùng bờ cao) thì khi đó mới có thể xem xét và cân nhắc tới các giải pháp. *Mỗi giải pháp đề ra cần được đánh giá và lựa chọn một cách thận trọng trên cơ sở đáp ứng được các yêu cầu đặt ra và bảo đảm rằng có xem xét tới các hệ quả do sự biến đổi hình thái đường bờ trong tương lai sau khi thực hiện giải pháp, cho bản thân khu vực nghiên cứu và các vùng lân cận với nó.* Chỉ khi nào tất cả các giải pháp đề ra được nghiên cứu một cách toàn diện thì mới có thể đi đến được việc lựa chọn ra được giải pháp tốt nhất.

Các vấn đề có liên quan tới sự biến đổi bất lợi về hình thái bờ biển có thể sơ bộ chia thành các nhóm sau:

Vấn đề về xói lở :

Trường hợp xói lở đột biến phát triển trên một vùng bờ tương đối ổn định:

- + Nguyên nhân nào gây ra xói lở?
- + Có cần thiết phải can thiệp không?
- + Những biện pháp nào sẽ được áp dụng?

Trường hợp xói lở tự nhiên với tốc độ xói không đổi tại bờ biển, đe dọa sự an toàn của một khu dân cư (cần phải bảo vệ bờ cao)

- + Nguyên nhân nào gây ra xói?
- + Những biện pháp nào sẽ được áp dụng?

Vấn đề bồi tụ:

Một lạch triều hay cửa sông vùng triều (có thể là luồng tàu vào cảng) gặp phải trở ngại do vấn đề bồi lắng gây cản trở sự ra vào của tàu thuyền qua cửa sông hay lạch triều đó

- + Những lý do nào gây ra bồi lắng ?
- + Những biện pháp nào sẽ được áp dụng?

Các vấn đề do tác động sóng sinh ra:

Trường hợp sóng tác động quá mạnh vào khu vực cụ thể nào đó (ví dụ như khu nghỉ mát hay ở trong cảng..)

- + Những nguyên nhân nào gây ra tác động sóng?
- + Những biện pháp nào sẽ được áp dụng?

Quy hoạch các công trình dân dụng ở khu vực ven biển:

Trường hợp một cảng biển sẽ được xây dựng trên một bờ biển ổn định

- + Vị trí xây dựng cảng được chọn như thế nào ?
- + Sau khi xây dựng cảng, thì điều gì sẽ xảy ra trên bãi biển ?
- + Những biện pháp nào sẽ được sử dụng để ngăn chặn vấn đề nảy sinh ở các vùng lân cận?

Trong chương này sẽ trình bày một số nguyên nhân gây xói lở bờ biển và giới thiệu các biện pháp ổn định đường bờ.

7.2 NGUYÊN NHÂN GÂY XÓI LỎ ĐƯỜNG BỜ KHÁI QUÁT CHUNG VỀ XÓI LỎ BỜ BIỂN

Thuật ngữ “*xói lở bờ biển*” được áp dụng cho đường biển nói riêng và cho dải bờ biển tiếp giáp ngay với đường bờ nói riêng. Nhìn chung, xói lở bờ biển là một trong những hiện tượng trực quan và dễ thấy nhất trên dải bờ biển. Hiện tượng xói lở các vách đá hay xói lở các bờ biển có cấu tạo là các trầm tích cứng thường khó nhận thấy hơn là

hiện tượng xói lở xuất hiện trên bờ biển có cấu tạo bằng các vật liệu rời rạc, chưa có kết như cát, bùn.

Xói lở và bồi lắng ở đây được định nghĩa là các hiện tượng nhằm chỉ sự biến đổi đáng kể của đường bờ dưới tác dụng của các yếu tố tự nhiên như sóng, dòng chảy, gió và dưới các tác động của con người

Việc cung cấp bùn cát cho bãi biển chịu ảnh hưởng bởi đặc điểm tự nhiên của khu vực, là cơ sở để xác định các điều kiện ban đầu của quá trình vận chuyển bùn cát ở vùng ven bờ. Hình dạng tự nhiên của bãi biển hiện tại sẽ có ảnh hưởng tới sự vận chuyển bùn cát diễn ra trong dải sóng vỡ. Luôn tồn tại 1 tương quan chặt chẽ có giữa diễn biến hình thái bờ biển với tỷ lệ, tần suất và cường độ chuyển động trong vùng sóng vỡ. Khi tính toán cân bằng bùn cát cho 1 đoạn bờ biển, nơi bùn cát mất đi hay được bổ sung thêm, cần xét tới lượng bùn cát vận chuyển dọc bờ; lượng bùn cát bị vận chuyển do tác dụng của gió; lượng bùn cát bị vận chuyển ra ngoài khơi, và bồi tích ở các cồn ngầm, các lạch sâu ở cửa sông hay vực biển sâu; lượng bùn cát bị sự phân tán hay mài mòn trên bãi biển và lượng bùn cát bị khai thác ở bờ biển cho nhiều mục đích dân sinh khác nhau..

Các nguyên nhân gây xói lở bờ biển trong tự nhiên bao gồm :

- do hiện tượng dâng lên của mực nước biển trong thời đoạn ngắn (nước dâng do bão, do gió mùa) và trong thời đoạn dài (sự dâng lên của mực nước biển toàn cầu, do ảnh hưởng của hiệu ứng nhà kính)
- do sự biến đổi giảm nguồn bùn cát cung cấp từ sông ra biển,
- do tác động của các sóng lớn trong bão,
- do sóng và nước dâng cuốn bùn cát tràn bờ,
- do vận chuyển bùn cát theo hướng dọc bờ;
- do quá trình vận chuyển và tuyển chọn bùn cát trên bề mặt bãi biển.

Các xói lở bờ biển có nguồn gốc tự nhiên trên sẽ trở nên càng nghiêm trọng khi có sự tác động không mong muốn của con người

Các yếu tố khác là nguyên nhân gây xói lở bờ biển là các tác động thường xuyên và có chu kỳ của gió, thủy triều, các quá trình sụt lún về mặt địa chất, do các quá trình hóa học, phong hóa, cơ học diễn ra trên bãi biển, do thời tiết và do tác động của các sinh vật biển.

Trong số vô vàn các nguyên nhân gây nên hiện tượng xói lở bờ biển thì các nguyên nhân cơ bản gây nên hiện tượng xói lở bờ biển là do các tác động của sóng, nước dâng do bão, dòng chảy ven bờ và thủy triều đối với bờ biển. Hiện tượng triều cường và hiện tượng nước dâng do bão có cùng một ảnh hưởng tương tự như nhau; các ảnh hưởng của chúng tới các trạng thái xói lở tùy thuộc vào từng trường hợp cụ thể, và chúng có tầm quan trọng rất lớn đối với những vùng bờ biển thường xuyên xảy ra bão. Dòng tiêu (dòng tách bờ) cũng làm gia tăng thêm hiện tượng xói lở. Các diễn biến thông thường

xảy ra đối với bờ biển là bùn cát bị mất ra khỏi bờ biển, sẽ bị vận chuyển ra vùng nước sâu và làm thu hẹp chiều rộng của các thềm bãi.

Trong phần tiếp theo, một số hiện tượng và nguyên nhân gây xói lở bờ biển cụ thể sẽ được trình bày. Chúng bao gồm các nguyên nhân sau: sự dịch chuyển của lớp bề mặt dẫn tới hiện tượng sụt lún; do xây dựng các công trình làm gián đoạn dòng vận chuyển trầm tích ven bờ và do đó làm giảm nguồn cung cấp bùn cát tới đoạn bờ ở hạ lưu của công trình; do quá trình nạo vét, mở rộng các lạch triều, các luồng tàu vào cảng; do xây dựng các công trình “cứng” để bảo vệ bờ biển; do sự hội tụ năng lượng sóng trên bãi biển; do sự gia tăng các dao động của mực nước biển; do sự thay đổi các điều kiện tự nhiên có tác dụng bảo vệ bờ biển (như các thềm hoặc cồn cát ở ngoài khơi có tác dụng giảm sóng, hay rừng ngập mặn ven biển) và do hiện tượng khai thác vật liệu ở bãi biển phục vụ khai khoáng hay xây dựng.

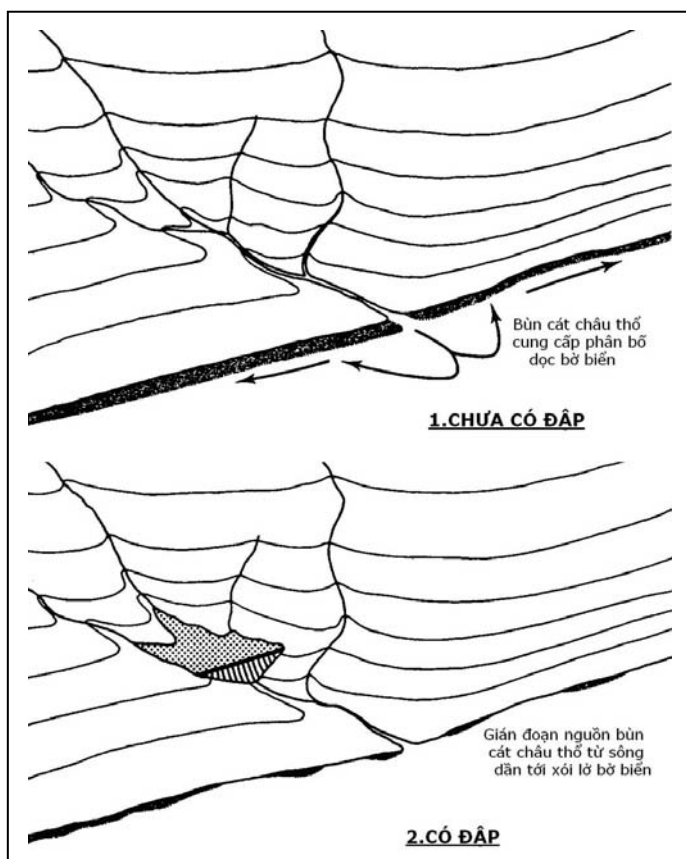
SỰ SUY GIẢM NGUỒN BÙN CÁT TỪ SÔNG ĐỔ RA BIỂN

Brownlie và Brown (1978) cho rằng, trên bờ biển nơi các bãi biển của nó được nuôi dưỡng bằng nguồn bùn cát cung cấp từ sông, hiện tượng xói lở bờ biển thường là hệ quả của sự thiết hụt nguồn bùn cát cung cấp tới các cửa sông và nó cũng là hệ quả của sự suy giảm dòng chảy. Điều này có thể là do sự suy giảm lượng mưa hoặc lượng tuyết tan, băng tan trên lưu vực sông, *nhưng nguyên nhân hay thường gặp thường là hệ quả của việc xây dựng các đập tại thượng lưu của các sông hoặc hệ thống sông hoặc do hiện tượng khai thác cát trên sông.*

Việc xây dựng đập ở thượng nguồn với mục đích phòng lũ, phát điện và nông nghiệp thường làm chặn dòng chảy bùn cát tự nhiên trên sông, cắt mất nguồn cung cấp bùn cát cũng như cuội sỏi từ sông ra biển tại khu vực lân cận các cửa sông, nơi sông chảy ra biển. Kết quả là bãi biển sẽ bị xói lở mạnh mẽ mặc dù trước khi xây dựng đập chúng luôn được duy trì ở trạng thái ổn định, thậm chí là phát triển ra phía biển khi nguồn bùn cát từ sông được cung cấp một cách đầy đủ. Hiện tượng xói lở còn phát triển nhanh và trở nên nghiêm trọng hơn trên các bãi biển nơi có dòng chảy ven bờ mạnh, làm cuốn trôi bùn cát từ các cửa sông chảy ra.

Một ví dụ rất nổi tiếng về hiện tượng xói lở bờ biển do suy giảm nguồn bùn cát từ sông cung cấp là trên bờ biển của tam giác châu của sông Nile (Ai Cập), tại đó các bãi biển cát đã được hình thành và phát triển qua hàng thế kỷ tạo nên một đồng bằng châu thổ rộng lớn. Đồng bằng này là kết quả của sự phân chia bùn cát theo hướng dọc bờ từ các cửa sông trên các chi lưu thuộc hệ thống sông Nile. Hiện tượng xói lở bờ biển gần các cửa sông của hai nhánh sông Rosetta và Damietta lần đầu tiên được quan tâm tới là vào những năm đầu của thế kỷ 20, ngay sau khi các đập nước được xây dựng ở thượng lưu của hệ thống sông vào năm 1902. Hiện tượng xói lở bờ biển lại càng trở nên nhanh

hơn và phát triển rộng hơn sau khi hoàn thành việc xây dựng đập Aswam cao vào năm 1964, đây chính là hệ quả của hiện tượng lắng đọng bùn cát trên phạm vi lớn trong hồ chứa Nasser, và trong vài năm sau đó, sự xói lở bờ biển trên các phần của tam giác châu (đồng bằng châu thổ) luôn đạt tới tốc độ 40m/năm. Bùn cát bị xói lở khỏi các bãi biển trên vùng châu thổ sông Nile được vận chuyển xuống phía tây dọc bờ biển về phía cảng Said, nhưng phần lớn bùn cát bãi biển bị mất đi ngoài khơi (Lofty and Frihy 1993).



Hình 7.1 Mô tả hiện tượng xây dựng đập trên sông làm chặn dòng chảy bùn cát tự nhiên đã từng được vận chuyển xuống hạ lưu và phân bố dọc các bãi biển ở vùng lân cận cửa sông. Kết quả của sự suy giảm nguồn bùn cát thường là hiện tượng xói lở bờ biển.

Một hệ quả tương tự của các hiện tượng trên đã xảy ra trên các đồng bằng châu thổ ven biển nơi có các đập được xây dựng ở thượng lưu của các sông chảy ra biển. Các ví dụ có thể kể đến như đồng bằng châu thổ sông Rhone ở Pháp, đồng bằng sông Danieper ở Ukraina, và châu thổ sông Dnieper châu thổ sông Citarum ở Indonesia và châu thổ sông Dnieper châu thổ sông Barron ở đông bắc Australia.

Xói lở bờ biển ở gần các cửa sông cũng là hệ quả của hiện tượng khai thác cát, sỏi ở lòng sông. Khi chặm dứt các hoạt động khai thác cát sỏi trong các sông nội địa đã từng xảy ra trước đó sẽ khôi phục lại nguồn bùn cát cung cấp cho các đồng bằng châu thổ ven biển.

Một nguyên nhân khác gây xói lở bờ biển do sự suy giảm nguồn bùn cát sông sinh ra là do việc thực hiện thành công các biện pháp bảo vệ đất và chống xói mòn đất trên lưu

vực sông (làm các bậc thang trên mái dốc, quản lý dòng chảy và tái tạo rừng) tại các vùng đất dốc và đất đồi. Nguồn bùn cát do hiện tượng xói mòn đất sinh ra sẽ giảm đi dẫn tới suy giảm nguồn bùn cát trên sông.

Sự suy giảm lưu lượng dòng chảy trên sông trong thời kỳ mùa kiệt cũng có cũng một hệ quả tương tự. Vào năm 1995, hiện tượng xói lở bờ biển ngày càng tăng trên bờ biển phía bắc khu vực cửa sông phía đông-bắc Queensland, Australia, đặc biệt là tại Burdekin, đó chính là hệ quả của một đợt hạn hán kéo dài liên tục trong 5 năm trước đó. Trước đó, các sông này đã mang một lượng bùn cát chủ yếu ra cửa sông trong thời kỳ mùa lũ, và chúng được vận chuyển và phân bố về phía bắc dưới tác dụng của các sóng thịnh hành từ hướng đông nam thổi tới, tạo thành các bãi biển và các mũi đất. Sau một vài năm hạn hán và kèm theo đó là sự suy giảm rõ rệt của dòng chảy trên sông, nguồn cung cấp bùn cát từ trong nội địa ra đến cửa sông không còn được duy trì như trước nữa, bãi biển ở khu vực gần cửa sông bị xói lở khi các sóng có đến từ hướng đông nam liên tục vận chuyển bùn cát lên phía bắc.

Xói lở bờ biển cũng sẽ xảy ra quanh khu vực cửa ra của các sông khi dòng sông chuyển hướng sang một vùng khác trên đường bờ biển, tại đó một tam giác châu mới có thể được bắt đầu hình thành. Trong các trường hợp này, đều xảy ra xói lở trên các bãi biển mà trước đây đã được bồi tụ tại gần các cửa sông đã bị suy thoái.

Trên bờ biển của Hy Lạp và Thổ Nhĩ Kỳ, xói lở bờ biển đã xảy ra do sự thiếu hụt bùn cát từ sông, đây là kết quả của hiện tượng xói lở đất liên tục - kéo dài trên lưu vực sông và phần lớn lưu vực đã bị xói lở hết đến phần đá gốc sau khi tất cả các vật liệu chưa cố kết đã bị dòng chảy sông cuốn đi. Lúc này sông chỉ còn trơ lại phần đá gốc và lượng bùn cát mà nó có thể xói lở trên quá trình chảy ra biển và nhận được từ lưu vực đã giảm đi đáng kể so với trước đây.

Trên thế giới, hiện tượng xói lở bờ biển do sự suy giảm bùn cát từ sông chảy ra xảy ra ở rất nhiều nơi, nhưng cũng có nhiều bờ biển ở xa các cửa sông cũng bị xói lở, nguyên nhân của các hiện tượng xói lở bờ biển này cần phải được giải thích bằng các lý do khác.

SỰ SUY GIẢM NGUỒN CUNG CẤP BÙN CÁT TỪ CÁC Đụn CÁT GẦN BỜ

Bờ biển được cung cấp bùn cát từ các đụn cát ven bờ có thể bắt đầu bị xói lở nếu nguồn cung cấp bùn cát từ các đụn cát bị giảm đi hay bị gián đoạn do các đụn cát đã đi vào trạng thái ổn định. Điều này có thể là do sự phát triển tự nhiên của thảm phủ thực vật trên bề mặt các đụn cát làm hạn chế bớt lượng bùn cát bị mất đi ra khỏi đụn cát, hay do các hoạt động bảo vệ các đụn cát của con người bằng cách tạo nên các thảm phủ thực vật, phun các hóa chất làm kết dính các hạt cát trên bề mặt của đụn cát như nhựa đường,

các hợp chất cao su, lát trên bề mặt đụn cát, làm đường và xây dựng nhà cửa, công trình trên bề mặt đụn cát. Ngoài ra, nguồn cung cấp bùn cát cho các bãi biển cũng có thể mất đi khi toàn bộ cồn cát di dịch chuyển vào trong đất liền.

Ví dụ về hiện tượng này là trường hợp tại bờ biển phía nam đối diện với bãi biển Cape của Nam Phi, nguồn cung cấp bùn cát bị suy giảm khi các gió thịnh hành có hướng tây làm dịch chuyển các cồn cát dọc bờ biển vào sâu trong bờ.

DO KHAI THÁC TRẦM TÍCH VÀ KHOÁNG SẢN Ở BỜ BIỂN

Do trầm tích cát sỏi bị lấy đi khỏi bờ biển để làm đường và xây dựng các công trình dân dụng, nên làm cho mặt cắt ngang bãi biển nơi cát sỏi bị khai thác bị hạ thấp, điều này đã tạo điều kiện cho các sóng lớn hơn tác động tới bãi biển mạnh hơn khi xảy ra bão.

Bãi biển cũng có thể bị tiêu biến khi người ta khai thác sỏi và bùn cát có nguồn gốc từ lớp vỏ của động thực vật biển để sử dụng trong nông nghiệp. Đó là trường hợp đã xảy ra tại Cornwall. Các hoạt động khai thác này trước đây thường diễn ra với quy mô nhỏ (từ 50 đến 100 tấn/năm) tại một vài bãi biển, nhưng sau này và vào những năm sau đó, việc sử dụng cơ giới để khai thác cát sỏi trên bãi biển với số lượng lớn đã tàn phá một cách nghiêm trọng bãi biển và đặt ra những vấn đề phức tạp cho tương lai.

Khi hiện tượng xói lở bờ biển và các cồn cát đang gia tăng thì các hoạt động khai thác cát sỏi càng làm suy thoái nhanh hơn các vách đá và các dốc đứng ở phía sau bờ biển. Một số bờ biển còn bị xói lở nghiêm trọng do hoạt động khai thác khoáng sản trong cát như vàng, thiếc, và các kim loại nặng khác, kể cả việc khai thác cát có chất lượng cao để làm thủy tinh. Hiện tượng này xảy ra ở nhiều nơi trên thế giới, nhất là ở các nước đang phát triển, khi các quy định về quản lý tài nguyên và bảo vệ vùng bờ chưa được thực thi một cách có hiệu quả.

Ở Việt nam trong những năm gần đây, hiện tượng khai thác tận thu quặng thiếc và titan ở các tỉnh ven biển miền Trung đã gây những hậu quả nặng nề cho hệ thống rừng chắn cát bảo vệ bờ biển, làm gia tăng hiện tượng xói lở bờ biển ở nhiều nơi. Nói chung, khai thác vật liệu và khoáng sản ở bãi biển thường dẫn tới sự mất ổn định bờ biển, nhưng mức độ ảnh hưởng còn phụ thuộc vào tốc độ khai thác, phạm vi khai thác, cách thức khai thác và mối tương tác giữa hoạt động khai thác với quá trình diễn biến bờ biển. Trong một số trường hợp, các tác động bất lợi có thể xảy ra ngay tức thì, nhưng cũng có khi phải mất vài năm mới có thể thấy được rõ ràng những ảnh hưởng bất lợi.

Việc sử dụng quá mạnh mẽ và sâu sắc bờ biển phục vụ các hoạt động du lịch, vui chơi giải trí cũng làm mất dần cát trên bãi biển khi các hoạt động này diễn ra với tần suất cao. Cát có thể bám vào quần áo, giày dép, khăn và các vật dụng cá nhân của khách du lịch, lượng cát này đối với một người là rất nhỏ nhưng điều cần quan tâm ở đây là

lượng cát mất đi này sẽ không bao giờ quay trở lại và với số lượng người rất lớn thì tổng lượng cát mất đi sẽ không phải là nhỏ.

SỰ GIA TĂNG NĂNG LƯỢNG SÓNG DO THÊM BÃI BỊ HẠ THẤP

Sự gia tăng tác động của sóng do hiện tượng thêm bãi bị hạ thấp ở vùng gần bờ cũng là một nguyên nhân gây xói lở bờ biển. Khi thêm bãi bị hạ thấp, độ sâu nước ở gần bờ sẽ tăng lên, cho phép các sóng lớn đến gần bờ hơn. Sự gia tăng độ sâu ở vùng gần bờ tại đảo Rhode, Mỹ, trong thời gian xảy ra bão năm 1976, đã tạo điều kiện cho các sóng lớn hơn so với trước đây tới gần bờ biển hơn, thúc đẩy nhanh hơn sự xói lở bờ biển sau đó (Fisher 1980).

Nạo vét bùn cát ở gần bờ cũng làm gia tăng độ sâu và cho phép các sóng lớn hơn tới sát bờ. Tại vịnh Botany, Australia, xói lở bờ biển đã gia tăng thêm tại Brighton-le-Sands sau khi thêm vịnh được nạo vét để lấy cát phục vụ cho việc mở rộng đường băng của sân bay quốc tế Sydney. Sự gia tăng độ sâu ở vùng nước ngoài khơi do nạo vét cũng là nguyên nhân gây xói lở bờ biển tại Portobello, gần Edinburgh.

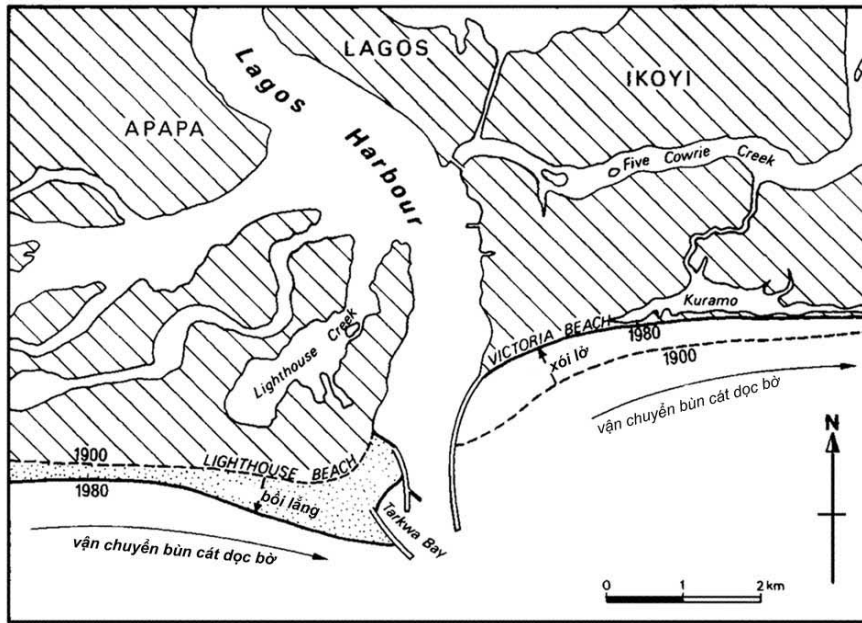
Xói lở bờ biển tại Colombo, Sri Lanka, một phần là do bờ biển bị lộ ra nhiều hơn khi có tác động của sóng, sau khi các rặng san hô ở ngay gần vùng sâu bị suy thoái. Ngay khi vùng gần bờ bị hủy diệt và các rặng san hô bị suy thoái, nguồn cung cấp bùn cát và vật liệu ở tại thời điểm đó có thể gia tăng đối với các bãi biển lân cận, nhưng ngay khi các rặng san hô bị tan rã và độ sâu nước ở gần bờ tăng lên thì sự gia tăng các tác động sóng sẽ dẫn tới sự xói lở bờ biển. Điều này đã từng xảy ra tại bãi biển phía trong các rặng san hô tại đảo Perhentian ở đông bắc Malaysia.

DO GIÁN ĐOẠN VẬN CHUYỂN BÙN CÁT DỌC BỜ

Khi các đê chắn sóng hoặc các đập phá sóng được xây dựng để nhằm làm ổn định các cửa sông và các lạch triều ăn thông với các đầm phá bên trong nhằm mục đích cải tạo đường vận tải thủy hoặc tại nên các vùng neo đậu tàu thuyền phía bên trong, thì dòng vận chuyển trầm tích ven bờ sẽ bị gián đoạn tại vị trí xây dựng công trình, phía thượng lưu công trình sẽ xảy ra hiện tượng bồi tụ, ngược lại phía hạ lưu công trình sẽ xảy ra hiện tượng xói lở.

Những ví dụ về các trường hợp này có rất nhiều. Tại Lagos, Nigeria, việc xây dựng đập phá sóng làm gián đoạn dòng vận chuyển bùn cát dọc bờ có hướng từ tây sang đông và gây ra xói lở tại bờ biển Victoria, nằm ở khu vực hạ lưu của cảng Lagos (Usono 1985) như hình (7-2)

Bãi biển Lighthouse ở phía tây, được bồi rất nhanh sau khi xây dựng đập phá sóng năm 1912, nhằm duy trì luồng tàu vào cảng Lagos nằm trong đầm, và đến năm 1975, thì đường bờ đã tiến ra biển hơn 1300m ở vị trí ngang sát với đập phá sóng, tạo nên một mũi đất mà trên đó hình thành một bãi biển hình chóp.



Hình 7-2. Việc xây dựng đập phá sóng tại cửa vào cảng Lagos, Nigeria, làm gián đoạn dòng vận chuyển bùn cát đến từ hướng đông, làm mở rộng sự bồi tích ở phần thượng lưu, trên bãi biển

Ngược lại, bãi biển Victoria lại bị suy thoái do xói lở tới 1300 m trong giai đoạn này. Thậm chí, sự bồi tích còn mở rộng ra đến phần mũi của đập phá sóng, sau đó dòng vận chuyển bùn cát tự nhiên có hướng từ Tây sang Đông tự khôi phục lại trạng thái như trước khi xây dựng đập và nó lại tạo ra khó khăn mới cho việc duy trì luồng tàu đi vào cảng Lagos (Ibe et al. 1991).

Một trường hợp khác xảy ra tại thành phố Ocean, Maryland, đê chắn sóng được xây dựng năm 1935 để ổn định cửa sông nằm ở phía nam của thành phố, nơi có dòng vận chuyển bùn cát dọc bờ theo hướng nam dọc theo bờ biển Atlantic, dẫn tới sự bồi tích ở phía bắc của công trình trong khi bờ biển ở phía nam, trên đảo Assateague bị xói sâu vào bên trong khoảng 450m vào năm 1955, đến năm 1961 thì dải bờ biển này bị cắt ngang qua và ăn thông với đầm phá ở phía bên trong (Komar, 1961)

Việc tạo ra các vùng đất mới nhô ra trên bờ biển cũng có ảnh hưởng tương tự như các đê chắn sóng hay đập phá sóng, Tại Zap Ta Phut, gần bờ biển Rayong của Thailand, một vùng đất khai hoang rộng được xây dựng trên bờ biển phục vụ cho phát triển cảng và các ngành công nghiệp đã dẫn tới sự bồi tích ở phần thượng lưu và xói lở ở hạ lưu, một giải pháp được đề xuất là tiếp tục khai hoang và tạo một vùng đất mới ở ngang vị trí bờ biển bị xói lở

Sự tương tác giữa dòng vận chuyển bùn cát ven bờ và các đập mỏ hàn cũng có ảnh hưởng tương tự. Bờ biển cuội sỏi ở phía đông Brighton, Anh, đã biến mất sau khi các đập mỏ hàn được xây dựng để giữ lại bờ biển cho một khu du lịch ở sát bờ biển.

DO SỰ THAY ĐỔI CỦA GÓC SÓNG TỚI SO VỚI ĐƯỜNG BỜ

Xói lở bờ biển có thể bắt đầu xảy ra khi có sự thay đổi góc sóng tới so với đường bờ của các sóng chiếm ưu thế trong năm, hoặc do việc xây dựng các đập phá sóng hay do sự phát triển của dải cát ngầm ven bờ hoặc ven các đảo, hoặc do sự hình thành và mất đi của các bãi cát ngầm nằm trong vùng nước nông. Sự thay đổi từ tuyến bờ biển bị chi phối bởi sóng vỗ sang tuyến bờ biển chịu sự chi phối của dòng vận chuyển trầm tích ven bờ làm gia tăng thêm sự vận chuyển các bồi tích dọc bờ.

Sự thay đổi phạm vi ảnh hưởng của sóng sau khi xây dựng đập phá sóng tại cảng Portland tại Victoria, Australia, đã góp phần làm mạnh thêm hiện tượng xói lở bờ biển ở gần Dutton Way (Bird 1993a). Bãi biển ở vịnh Marion, vịnh Foul và vịnh Sturt trên bờ biển phía nam bán đảo Yorke, nam Australia, đã làm thay đổi hình dạng của trường sóng khúc xạ của các sóng lừng có hướng tây nam. Nhưng trong những năm gần đây cả ba vịnh này đều bị xói lở ở giữa và bồi ở phía tây của vịnh. Trong khu vực không có sự dịch chuyển của các dải cát ngầm cũng như công trình nhân tạo nào cả. Hiện tượng thay đổi lại hình dạng trên có thể là do trong một giai đoạn khi các sóng do gió có hướng đông nam tạo thành xuất hiện thường xuyên hơn.

SỰ GIA TĂNG GÓC SÓNG TÁC DỤNG TỚI ĐƯỜNG BỜ

Tác dụng của sóng trên một đoạn bờ biển có thể có thể mạnh hơn do sự hạ thấp mặt cắt ngang bãi biển ở các đoạn bờ biển lân cận, cho phép các sóng mạnh hơn tác dụng với đường bờ dưới một góc nghiêng lớn hơn và do đó làm gia tăng tốc độ xói lở bờ. Điều này thường xảy ra sau khi xây dựng tường biển bảo vệ bờ, và sự hạ thấp bãi biển do tác dụng của các sóng phản xạ khi xảy ra bão, làm cho các sóng tác dụng vào đường bờ lân cận với một góc nghiêng lớn hơn. Sự gia tăng độ sâu gần bờ do nạo vét bùn cát có thể có những ảnh hưởng tương tự. Kết quả là sự xói lở bờ biển lan rộng hơn theo hướng dọc bờ và nếu tường biển tiếp tục được kéo dài và mở rộng hơn để ứng phó với những xói lở ở vùng biển lân cận thì “hiệu ứng domino” đối với trường hợp xói lở bờ biển này có thể xảy ra.

DO SỰ GIA TĂNG LƯỢNG BÙN CÁT BỊ TỖN THẤT TRÊN BÃI CAO

Hiện tượng mất bùn cát trên bãi biển vào sâu trong đất liền xảy ra khi có tác dụng của gió làm dịch chuyển bùn cát trên bờ biển vào trong đất liền, hoặc khi nước dâng do bão cuốn bùn cát, và các trầm tích trên bề mặt bãi biển lên trên phần bãi cao hoặc vượt qua dải cát vào các đầm phá ở bên trong. Một phần bùn cát bị vận chuyển dọc bờ dưới tác dụng của gió, sóng và dòng chảy và bị dòng triều đưa vào bên trong các đầm phá hoặc cửa sông, tạo thành các bãi bồi triều lên.

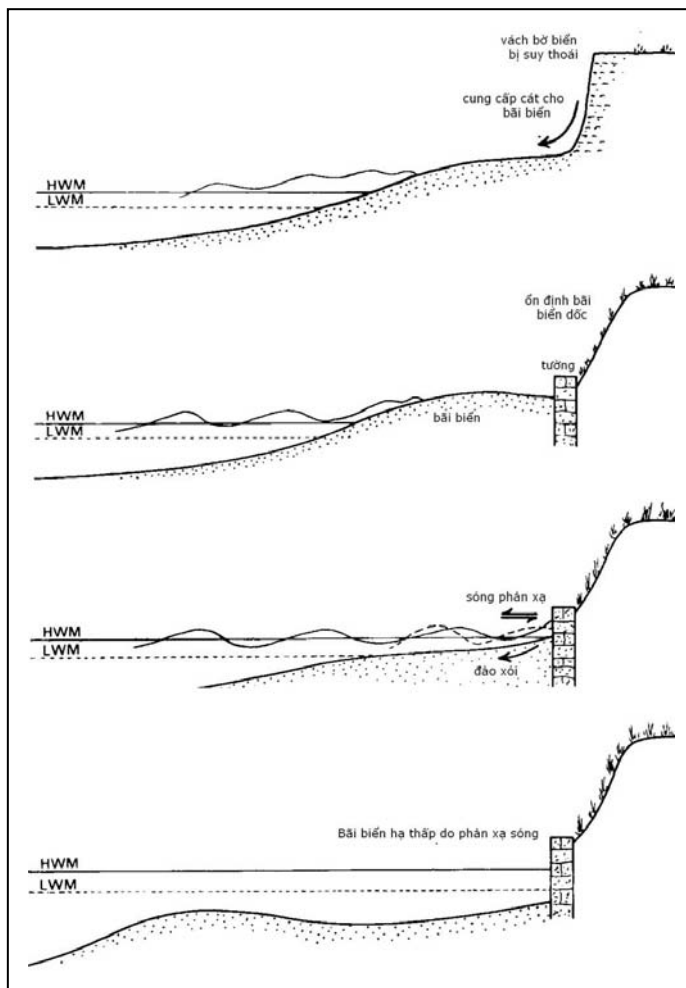
Ở nam Australia, hiện tượng xói lở bờ biển đã gia tăng sau khi các cồn cát ở bãi cao bị dịch chuyển vào phía đất liền, và khi lớp thực vật trên bề mặt các cồn cát bị suy thoái do bị đốt, bị dẫm nát hay do chăn nuôi gia súc. Sự hạ thấp của bờ cao sau đó sẽ giảm đi nhanh hơn do thể tích cát chịu tác dụng dịch chuyển của sóng cũng giảm đi. Hiện tượng sóng vỗ tràn bờ khi xảy ra nước dâng do bão đã mang bùn cát trở lại các dải cát chắn ngang qua các đầm phá hoặc các đảo chắn như ở bờ biển cát tại Atlantic của Mỹ (Fisher, 1980), ở các đảo chắn có cấu tạo cuội sỏi như ở mũi Blakenev và bãi biển Chesil ở Anh (Steers 1964).

DO SỰ GIA TĂNG BÃO BIỂN

Sự gia tăng tần suất và cường độ của các trận bão ở vùng ven biển có thể dẫn tới sự xói lở bờ biển mà trước kia ở trạng thái ổn định hay đang phát triển. Hình dạng mặt cắt ngang bãi biển bị cắt ở phần sau và dốc hơn do tác dụng của sóng bão cho đến khi chúng đạt tới dạng mặt cắt ngang cong lõm do sự tự điều chỉnh độ dốc để thích ứng với sự gia tăng của năng lượng sóng. Khi liên tiếp xảy ra bão trong một thời gian ngắn thì tác dụng phá hoại trở nên đặc biệt nghiêm trọng, do cơ bão thứ hai và các cơn bão kế tiếp xảy ra trên bãi biển đã bị thay đổi dưới tác dụng xói lở của trận bão đầu tiên. Hiện tượng xói lở bờ biển nghiêm trọng hơn đã xảy ra ở bờ biển Atlantic, Mỹ trong những thập kỷ gần đây một phần là do sự gia tăng tần suất xuất hiện các cơn bão đổ bộ vào bờ biển phía đông nước Mỹ, các ghi chép cụ thể về điều kiện thời tiết trong một thời kỳ dài là các tư liệu cần thiết để chỉ ra sự gia tăng về tần suất cũng cường độ của bão biển.

SỰ GIA TĂNG XÓI LỖ DO CÁC SÓNG PHẢN XẠ

Khi sóng vỡ ngay tại chân các công trình có bề mặt đặc, không thấm qua như các tường biển được làm bằng bê tông, đá xây, cừ thép hoặc cừ gỗ thì chúng bị phản xạ lại, và dòng chảy hồi quy ở đáy có hướng ra phía biển sẽ sinh ra tác dụng xói lở bùn cát ở thềm bãi hay dưới chân của các công trình trên ra phía biển (xem hình 7.3). Điều này đã được quan sát thấy tại nhiều bờ biển, nơi các tường biển được xây dựng phía sau các bãi biển để ngăn không cho phần bãi cao không bị xói lở. Sóng lớn xuất hiện khi xảy ra triều cường tràn lên trên bãi biển sẽ tác động trực tiếp lên trên các tường biển và sóng phản xạ do chúng sinh ra sẽ làm xói lở bờ biển, thậm chí là đào xói phần chân khay và phần móng của tường biển. Hậu quả là sau một thời gian, khi chiều sâu hố xói ở chân tường biển lớn hơn giới hạn bảo vệ của chân khay, tường biển sẽ bị đổ vỡ do hiện tượng mất chân. Hiện tượng này có thể rất nguy hiểm vì hiện tượng hạ thấp bãi và xói lở chân thường xảy ra ngầm dưới nước và khó quan sát thấy nếu không quan trắc thường xuyên trạng thái của bãi biển. Chỉ đến khi xảy ra đổ vỡ ở tường biển thì người ta mới nhận ra rằng bãi trước và chân khay đã bị mất.



Trên bờ biển Queensland ở Australia, bờ biển cát tại khu nghỉ mát Surfers Paradise đã bị biến mất sau một loạt các trận bão lớn và một hệ thống tường biển làm bằng các tảng đá lớn đã được xây dựng để bảo vệ cho các khách sạn và nhà nghỉ ven biển. Hệ thống tường biển này sau đó đã tạo ra những hố xói sâu do tác dụng của sóng phản xạ, và làm hạ thấp bãi biển, ngăn không cho quá trình tái hồi phục tự nhiên của bãi biển.

Hình 7-3. Mô tả quá trình sự suy thoái các vách bờ và thêm bãi ở ngay phía trước các tường biển do tác dụng của sóng phản xạ lên trên bề mặt bãi.

SỰ SUY GIẢM ĐỘ LỚN THỦY TRIỀU

Xói lở do sóng sẽ trở nên hiệu quả hơn khi năng lượng sóng được tập trung vào một cao trình cụ thể nào đó trên bãi biển, so với trường hợp năng lượng sóng bị phân tán trên một phạm vi rộng được giới hạn từ điểm triều cao tới điểm triều thấp. Khi độ lớn thủy triều giảm nhỏ, sẽ làm tăng ảnh hưởng của sóng và điều này có thể bắt đầu làm gia tăng sự xói lở bờ biển. Có thể thấy các ví dụ cụ thể của hiện tượng này tại các biển biển thuộc các cửa sông hoặc các lạch triều, nơi mà một phần hay toàn bộ cửa sông hay lạch triều bị bồi lấp ngăn cách hoàn toàn với biển do các dải cát ven bờ hay các đảo chắn phát triển mạnh hoặc do xây dựng các đập ngăn mặn lấy nước tưới phục vụ nông nghiệp, làm cho sự lưu thông của thủy triều vào trong các cửa sông bị cản trở. Lúc này tác dụng của sóng sẽ tập trung tại vị trí này. Hiện tượng này đã được quan trắc trên bãi biển bao quanh các đầm phá ven biển tại cửa sông Murray, nam Australia, mà trước đây là các cửa sông và lạch triều, nhưng sau này chúng bị ngăn cách với biển khi xây dựng các đập ngăn trên sông vào năm 1940.

7.3 BẢO VỆ BỜ BIỂN

Phần này sẽ giới thiệu một cách khái quát các dạng công trình bảo vệ bờ biển, đây là các công trình nhân tạo được xây dựng mới mục đích hạn chế các tác động của các yếu tố tự nhiên tới bờ biển, hạn chế những tác động xấu do diễn biến bờ biển gây nên. Ngoài ra người đọc có thể tham khảo thêm các kiến thức chuyên sâu về các công trình bảo vệ bờ qua các môn học khác và qua các tài liệu tham khảo. *Môn học này sẽ giới hạn việc giới thiệu các công trình bảo vệ bờ biển ở mức khái quát và sẽ tập trung vào việc xem xét sự tương tác giữa các công trình bảo vệ bờ biển với các diễn biến hình thái bờ biển trước và sau khi xây dựng công trình, cách lựa chọn vị trí xây dựng công trình cũng như những đặc trưng hình thái của các công trình bảo vệ bờ biển.*

Có thể nói, hầu hết các thay đổi ở dải bờ biển đều do con người tạo ra và dĩ nhiên là chúng đều đòi hỏi phải có các giải pháp công trình hoặc phi công trình để ứng phó với những biến đổi bất lợi. Trong thực tế thì hiện tượng bồi lắng ở bờ biển hiếm khi gây ra những tác động bất lợi (mặc dù trong một số trường hợp, hiện tượng bồi lắng có thể tạo nên những tác động bất lợi cho các cảng biển hoặc luồng tàu, hay đối với vấn đề tiêu thoát lũ từ trong đất liền ra biển). Ở đây sẽ nhấn mạnh tới các hệ quả về mặt diễn biến hình thái của rất nhiều các biến đổi khác nhau do con người tạo ra hơn là đi sâu vào các chi tiết kết cấu và cách xây dựng các công trình bảo vệ bờ. Nội dung đó sẽ được trình bày trong một môn học khác, có liên quan nhiều tới thủy công hơn là tới kỹ thuật bờ biển.

Thông thường khi bờ biển bị xói lở thì có 4 lựa chọn để ứng phó với hiện tượng xói lở trên, đó là:

1. Giải pháp “*số không*” hay là giải pháp “không làm gì”;
2. Di dời và di chuyển tới nơi an toàn;
3. Nuôi bãi nhân tạo và các giải pháp công trình “*mềm*” khác;
4. Sử dụng các công trình “*cứng*”.

Các giải pháp được sắp xếp theo trình tự từ giải pháp mang tính bị động tới giải pháp mang tính chủ động trên quan điểm bảo vệ bờ biển bằng công trình

KHÔNG LÀM GÌ – DI DỜI VÀ DỊCH CHUYỂN TỚI NƠI AN TOÀN

Giải pháp dễ nhất và cũng là rẻ nhất khi gặp phải các diễn biến bất lợi ở bờ biển là không làm gì cả và để mặc cho các diễn biến bất lợi tự phát triển. Không làm gì khi xảy ra xói lở bờ biển là một lựa chọn mà không phải lúc nào cũng có thể thực hiện được vì nhiều lý do về mặt chính trị, xã hội và cả về mặt an ninh quốc phòng.

Khi di dời tới nơi an toàn, điều quan trọng là phải thiết lập đường “tựa” ở ven bờ, để quy hoạch và bố trí dân cư, công trình ở vùng ven biển. Đường “tựa” có tính chất như

một hành lang an toàn đối với các diễn biến bất lợi xảy ra ở bờ biển. Từ đường tựa vào trong đất liền là vùng được phép xây dựng các công trình kiên cố, bố trí các khu dân cư. Bên ngoài đường tựa là vùng hoạt động của các hiện tượng tự nhiên, có vai trò như một vùng đệm đối với những tác động bất lợi có thể diễn ra ở bờ biển. Cũng có thể bố trí công trình ở vùng này nhưng chỉ là những công trình tạm, dễ di chuyển và không được phép làm ảnh hưởng tới các quá trình tự nhiên đang diễn ra. Khái niệm đường "tựa" đã có từ lâu và được áp dụng ở các nước phát triển khi quy hoạch vùng ven bờ, nhưng ở các nước đang phát triển, khi các hiểu biết và kiến thức về kỹ thuật bờ biển và quản lý tổng hợp vùng bờ còn hạn chế thì các khái niệm trên hoàn toàn mới mẻ. Việc quy hoạch và bố trí công trình, dân cư ven biển nếu không dựa trên đường "tựa" sẽ có những hậu quả khó lường.

Komar (1998) đã cho rằng, thoái lui và di chuyển tới nơi an toàn lại thường là cách ứng phó tốt nhất đối với sự xói lở bờ biển và có thể coi đây là giải pháp kinh tế nhất. Tái định cư tới nơi an toàn thường bao gồm việc di chuyển các công trình riêng rẽ, di chuyển nhà cửa ra khỏi vùng xói lở. Để quyết định xem nên thoái lui và tái định cư tới nơi an toàn hay thiết lập một ranh rới bảo vệ bằng tường biển, cần phải xem xét một cách tương đối các chi phí và xem liệu các công trình "cứng" như tường biển có thực sự là giải pháp tốt hay không. Xây dựng tường biển hay kè bảo vệ bờ nhiều khi rất tốn kém, thế nên sẽ thường đỡ tốn kém hơn nếu di chuyển nhà cửa và các công trình cách xa vùng xói lở.

GIẢI PHÁP BẢO VỆ "MỀM"

Các giải pháp "mềm" được áp dụng bảo vệ bờ biển chủ yếu là các giải pháp sau:

- Nuôi bãi nhân tạo
- Trồng rừng ngập mặn bảo vệ bờ
- Tiêu nước ngầm dưới bãi để giữ cát

Dưới đây sẽ trình bày cụ thể giải pháp nuôi bãi nhân tạo

Giải pháp đơn giản nhất và có thể tin cậy được nhất theo nghĩa duy trì một bãi biển đang bị xói lở có thể là giải pháp cung cấp bùn cát thiếu hụt trên bãi biển từ một nguồn khác, hay còn gọi là giải pháp "nuôi bãi nhân tạo". Để vận chuyển bùn cát nuôi dưỡng bãi biển một cách nhân tạo, một vài vấn đề cần được làm sáng tỏ trước khi thực hiện việc nuôi bãi, đó là: các hình thức nuôi bãi nào sẽ được sử dụng? , vật liệu nuôi bãi sẽ có kích thước bao nhiêu? , cần bao nhiêu bùn cát để nuôi bãi? và nguồn cung cấp bùn cát nuôi bãi ở đâu?

Các dự án nuôi bãi nhân tạo có thể phân thành 3 loại chính sau:

- chuyển bùn cát trực tiếp tới nơi cần nuôi bãi;
- dự trữ cát để nuôi bãi;

- nuôi bãi liên tục.

Trong khi hai hình thức nuôi bãi đầu tiên thường được sử dụng phổ biến, thì hình thức nuôi bãi cuối cùng lại là một dạng đặc thù hay được sử dụng trong hệ thống chuyển cát tại cửa vào của một cảng biển để tránh hiện tượng gián đoạn dòng vận chuyển bùn cát dọc bờ.

Để giảm tốc độ xói lở đối với bùn cát được bổ sung trên bãi biển, kích thước của hạt cát sử dụng nuôi bãi cần phải bằng hoặc lớn hơn kích thước của hạt cát tại nơi nuôi bãi. Tuy nhiên sự khác biệt giữa hai kích thước hạt cát trước và sau khi nuôi bãi không nên quá lớn, vì nó có thể tạo thành các mái dốc vượt quá mức cho phép hoặc gây hiện tượng xói lở ở hạ lưu của bãi cát được nuôi dưỡng do các hạt cát thô bị giảm sự di động.

Khối lượng bùn cát cần được cung cấp để nuôi bãi có liên quan mật thiết tới tốc độ vận chuyển bùn cát dọc bờ. Tốc độ vận chuyển bùn cát dọc bờ, thời gian nuôi bãi và thể tích cát cần thiết để hình thành nên một hình dạng mặt cắt ngang bãi biển ổn định theo yêu cầu, sẽ là căn cứ để xác định tổng thể tích cát cung cấp cho một bãi biển cụ thể.

Nguồn bùn cát cung cấp có thể lấy từ vùng nước sâu, từ trong lục địa hoặc tại các vùng nước được che chắn, bảo vệ. Đôi khi, bùn cát cung cấp có thể là từ một dự án khác trong cùng khu vực, ví dụ như dự án nạo vét hay xây dựng, mở rộng cảng biển. Một nguồn cung cấp bùn cát khác nữa có thể sử dụng là nạo vét cát ở các bãi biển bị bồi tích ở lân cận. Thông thường hiện tượng xói lở ở một bãi biển thường đi kèm với hiện tượng bồi lắng ở bãi biển cục bộ khác. Ví dụ như hiện tượng bồi lắng và xói lở ở 2 phía của luồng tàu vào cảng được bảo vệ bởi đập chắn sóng.

Khi ở bãi biển lân cận hay ở trong bờ không có đủ cát cung cấp cho dự án nuôi bãi thì có thể tiến hành nạo vét bùn cát ở vùng nước sâu ngoài khơi. Vị trí khai thác cát được chọn phải ở xa bờ và không gây ảnh hưởng tới bờ biển ở lân cận, thông thường cách bờ vài hải lý.

Giải pháp nuôi bãi nhân tạo là giải pháp thực tế và có nhiều ưu điểm. Sau khi nuôi bãi, bờ biển được tái tạo lại ngay. Đây cũng là giải pháp có ảnh hưởng ít nhất tới các vùng lân cận. Ngoài ra phải kể đến một ưu điểm đáng chú ý khác nữa đó là chi phí nuôi bãi, nó thường nhỏ hơn so với chi phí xây dựng các công trình bảo vệ bờ biển khác. Nhưng giải pháp này cũng có điểm hạn chế, đó là nó chỉ có tính tạm thời, quá trình nuôi bãi, một là phải tiến hành liên tục, hoặc phải lặp lại sau một vài năm

CÁC CÔNG TRÌNH ỔN ĐỊNH BỜ – GIẢI PHÁP “CỨNG”

Tái định cư, di chuyển tới nơi an toàn để ứng phó lại với xói lở bờ biển không phải lúc nào cũng là giải pháp khả thi, còn giải pháp “mềm” như nuôi bãi nhân tạo có lúc lại không thể thực hiện được, lúc này một giải pháp “cứng” dưới hình thức xây dựng các công trình bảo vệ bờ là cần thiết.

Các công trình “cứng” được xây dựng để ngăn cho hiện tượng xói lở trên bãi biển không phát triển thêm nữa hoặc làm giảm bớt lượng bùn cát bị vận chuyển ra khỏi vùng bị xói lở. Các dạng công trình được thiết kế để ngăn ngừa sự xói lở ở các vùng bãi cao nhìn chung là các công trình có lớp bảo vệ phía ngoài như tường biển, kè bảo vệ bờ hay kè bảo vệ bờ kết hợp với tường đỉnh. Dạng công trình thứ hai có tác dụng ngăn sự dịch chuyển bùn cát dọc bờ biển như đập mở hàn, đập chắn sóng và đập phá sóng xa bờ. Tất cả các công trình này, ngoài những tác dụng tích cực thì chúng luôn có những ảnh hưởng không mong muốn đối với vùng bờ biển lân cận, đặc biệt là ở vùng hạ lưu của công trình theo hướng vận chuyển bùn cát, do chúng gây ra những ảnh hưởng nhất định đối với dòng vận chuyển bùn cát ven bờ.

ĐẬP MỞ HÀN

Đập mở hàn là giải pháp công trình có tác dụng ổn định đường bờ rất hiệu quả khi đường bờ đang bị xói lở do tác dụng của dòng vận chuyển bùn cát ven bờ. Các đập mở hàn thường được xây dựng với chiều dài bằng khoảng cách từ bờ tới vùng sóng vỡ và phải có cao trình đỉnh đập nằm bên trên mực nước tĩnh để phát huy được hiệu quả chắn dòng vận chuyển bùn cát dọc bờ một cách hoàn toàn. Tuy nhiên, thường các đập mở hàn chỉ cần gián đoạn một phần dòng vận chuyển bùn cát ven bờ đã đủ để đạt tới một đường bờ ổn định rồi, do vậy mà nhiều khi các mỏ hàn ngắn và thấp cũng được chấp nhận và áp dụng. Nhưng cũng cần lưu ý rằng, chiều dài và cao trình đỉnh đập cũng là yếu tố cần sự tính toán hết sức cẩn thận, nếu không mỏ hàn sẽ không phát huy được tác dụng của nó.

Khoảng cách giữa các đập mở hàn cũng như chiều cao đập, chiều dài đập và tuyến đập (góc giữa trục đập so với đường bờ) có liên quan tới hướng sóng và đây là tương quan rất quan trọng. Đoạn bờ biển nằm giữa các đập mở hàn sau khi xây dựng đập sẽ tự điều chỉnh sao cho có hướng gần như sóng song với đường đỉnh sóng của các sóng tới. Trong những điều kiện đặc biệt, các đập mở hàn đôi khi cần bố trí dọc bờ với khoảng cách giữa các đập gần bằng chiều dài của đập. Do chi phí xây dựng đập mở hàn là rất đắt, nên rất cần bố trí các mỏ hàn sao cho đúng. Tuy vậy, việc xác định khoảng cách giữa các đập mở hàn không tuân theo một quy luật đơn giản.

Phần gốc của đập mở hàn cần kéo dài lên đến chân của các cồn cát hoặc tới phần bãi cao trên bờ biển để ngăn ngừa hiện tượng xói gốc đập thường xảy ra khi có bão hoặc vào thời kỳ có sóng mạnh trong năm.

Hệ thống mỏ hàn có ảnh hưởng như thế nào đối với các vùng lân cận trên bờ biển ? Do vùng được mỏ hàn bảo vệ sẽ không bị xói lở nhưng sự có mặt của các mỏ hàn sẽ làm gián đoạn dòng vận chuyển bùn cát dọc bờ. Do vậy mà ở hạ lưu của hệ thống mỏ hàn, ngay sau mỏ hàn cuối cùng sẽ xảy ra hiện tượng xói lở nghiêm trọng. Các mỏ hàn chỉ

đơn giản là dịch chuyển các vấn đề xói lở sang vị trí khác. Sự cân bằng giữa lượng bùn cát bồi tụ và xói lở trên bờ biển có thể xác định qua sự bảo toàn lượng bùn cát vào, ra các đoạn bờ. Trên bãi biển dài, thẳng, tốc độ vận chuyển bùn cát ở phía trên là Q , phía sau đập mở hàn, tốc độ vận chuyển bùn cát cũng bằng Q . Do vậy mà tốc độ bồi lắng giữa các mở hàn sẽ bằng với tốc độ vận chuyển bùn cát dọc bờ. Vì vậy mà cần cân nhắc cẩn thận khi sử dụng các mở hàn trên đoạn bờ biển thẳng.

Để cải thiện tình hình xói lở ở hạ lưu do một mở hàn đơn lẻ gây ra, các mở hàn thường được xây dựng thành một hệ thống mở hàn, là bố trí nhiều mở hàn dọc theo bãi biển với khoảng cách hợp lý. Lý tưởng nhất là khoảng cách giữa các mở hàn trong hệ thống mở hàn được chọn sao cho lượng bùn cát bị ngăn cản ở phần thượng lưu của một mở hàn sẽ được mở rộng tới phần thượng lưu của mở hàn kế tiếp. Như vậy, khi góc sóng chính tác dụng tới đường bờ nhỏ thì khoảng cách giữa các đập sẽ lớn.

Trên một bãi biển xói lở bị giới hạn bởi một lạch triều, cửa sông hoặc ở cuối đảo, xói lở ở hạ lưu hệ thống đập thường sẽ không gây ra những vấn đề bất lợi vì các ảnh hưởng thường gặp phải ở hạ lưu đập sẽ tương đương với việc sẽ có ít bùn cát được vận chuyển vào trong lạch vào ra của cửa sông hoặc lạch triều hoặc sẽ làm mất đi các dải cát ngầm ngoài khơi ở trước cửa sông, lạch triều. (ngoại trừ trường hợp có thể là các dải cát ngầm cắt ngang xuất hiện tại lạch triều hay cửa sông). Trong hệ thống mở hàn, mở hàn cuối cùng là đập mở hàn khóa, nó có vai trò như một đập chắn sóng tại các cảng hoặc các cửa sông. Đối với mở hàn này cần thiết kế phần chân và lớp bảo vệ đáy hết sức cẩn thận.

Các đập mở hàn cũng có thể được sử dụng để hỗ trợ cho các dự án nuôi bãi nhân tạo. Các tổn thất chủ yếu thường xảy ra trên bãi biển được bổ sung bùn cát bằng phương pháp nuôi bãi nhân tạo là do sự khuếch tán bùn cát tại phần cuối của khu vực dự án do dòng vận chuyển bùn cát dọc bờ. Bằng cách “khoanh vùng” khu vực nuôi bãi tại hai đầu của khu vực dự án, nghĩa là cần xây dựng các đập mở hàn ở hai đầu của khu vực nuôi bãi sao cho đủ dài (về phía biển) để các bùn cát được bổ sung cho bãi biển bằng phương pháp nuôi bãi nhân tạo không bị cuốn trôi ra khỏi khu vực nuôi bãi qua đầu các mở hàn một cách dễ dàng. Việc “khoanh vùng” khu vực nuôi bãi sẽ giúp làm giảm lượng bùn cát thất thoát do dòng vận chuyển bùn cát ven bờ một cách đáng kể.

Đập mở hàn, bố trí một cách đơn lẻ hay thành một hệ thống, sẽ phát huy tác dụng một cách hiệu quả nhất khi có mặt dòng vận chuyển bùn cát theo hướng dọc bờ, với lượng bùn cát vận chuyển lớn. Nếu đập mở hàn được bố trí tại nơi có dòng vận chuyển bùn cát ven bờ nhỏ như tại khu vực nút của các dòng bồi tích ngược triều nhau thì chúng sẽ không phát huy được tác dụng. Cũng cần hết sức lưu ý là đập mở hàn sẽ có tác dụng rất nhỏ đối với sự vận chuyển bùn cát theo phương ngang. Trong thực tế nếu xảy ra hiện tượng vận chuyển bùn cát theo phương ngang tại một phần bờ biển trong và sau khi có một trận bão lớn thì bãi biển vẫn bị xói lở nghiêm trọng ngay cả khi tại có các đập mở

hàn được bố trí dọc theo bờ biển. Lúc này phải sử dụng tới biện pháp khác để ngăn tác dụng xói lở của đập mỏ hàn.

KÈ BẢO VỆ BỜ

Kè bảo vệ bờ là các công trình được xây dựng song song với đường bờ để hạn chế sự xói lở trên bãi biển. Nó sử dụng các loại vật liệu như đá, nhựa đường, khối bê tông để bảo vệ mái dốc phía biển tại chân các đụn cát, vách bờ biển dốc đứng học dọc theo bề mặt bãi. Các công trình được thiết kế để tạo ra sóng vỡ và làm tiêu tán năng lượng sóng trong quá trình sóng tràn lên trên bãi biển, làm hạn chế tác dụng của năng lượng sóng phản xạ trên bãi biển. Việc thiết kế kè bảo vệ mái bằng đá có thể gồm 2 hoặc nhiều lớp với lớp bảo vệ ngoài cùng là các viên đá lớn, ổn định trong điều kiện có sóng tác dụng. Các thông tin chi tiết về các tiêu chuẩn thiết kế lựa chọn trọng lượng của viên đá bảo vệ có thể tham khảo thêm trong Cuốn Sổ Tay Kỹ thuật Bờ biển (*Coastal Engineering Manual, 2002*), hoặc các tài liệu chuyên ngành khác. Các kích thước của đá cần được phân loại theo từng nhóm để bảo đảm rằng các viên đá nhỏ hơn, có trọng lượng thấp hơn sẽ không bị cuốn trôi khỏi lớp bên ngoài. Thông thường người ta thường bố trí tầng lọc ngược bằng vải địa kỹ thuật để ngăn tác dụng xói ngầm và chảy đất, cát ra khỏi thân kè.

Trong thiết kế kè bảo vệ bờ, cao trình đỉnh kè cần phải tính đến tác dụng ngăn sóng tràn đỉnh khi bờ biển có sóng lớn và cao trình chân kè cần đặt ở cao trình phù hợp để ngăn không cho tác dụng xói ngầm dưới chân kè làm ảnh hưởng tới sự ổn định của phần thân kè. Đối với những đoạn bờ biển đang có xu thế xói phát triển dần thì việc xây dựng các kè bảo vệ bờ cần phải đặc biệt lưu ý. Đối với những bờ biển này, một hệ quả có thể gặp phải sau khi xây dựng kè là cao trình mặt bãi trước sẽ bị hạ thấp dần do bùn cát bị cuốn trôi đi mà không có sự bổ sung từ trên bãi biển. Nếu chiều cao sóng thiết kế tương ứng với độ sâu nước ở bãi trước của công trình, thì khi độ sâu nước tăng (do cao trình bãi bị hạ thấp dần) thì sóng có khả năng tác dụng tới ngang sát công trình khi xảy ra bão cũng sẽ tăng lên theo thời gian.

Kết quả của một mặt cắt ngang thông thường bị biến đổi sau bão là xói lở trên bề mặt bãi biển và hình thành dải cát ngầm song song với đường bờ. Với hình thành của các dải cát và cồn ngầm song song với bờ, dẫn tới sự thiếu hụt bùn cát bù đắp cho bãi biển trong thời gian sau bão. Thậm chí một lượng nhỏ bùn cát ở chân công trình sẽ bị xói lở sau đó. Mặc dù, cho tới nay vẫn chưa có công thức nào dự báo một cách chính xác chiều sâu hố xói trong tính toán thiết kế, nhưng trong các sổ tay hướng dẫn thiết kế đều gợi ý lấy chiều sâu hố xói bằng chiều cao sóng tại chân kè.

Trong nhiều trường hợp, khi xây dựng chân công trình phải bao gồm cả việc xây dựng phần chân kè bằng đá đôi và lớp bảo vệ chống xói mở rộng ra ngoài chân. Trong

trường hợp mực nước tăng và xảy ra xói lở ở chân thì lớp bảo vệ chống xói sẽ che phủ lên bề mặt hố xói và hạn chế tốc độ xói lở, tạo thành một lớp bảo vệ liên tục ở chân công trình.

TƯỜNG BIỂN

Tường biển được xây dựng để bảo vệ phần bờ bên trong chống tác dụng của sóng. Hay nói cách khác, tường biển được xây dựng ngăn bờ biển không bị tiếp tục xói lở. Nhưng cần lưu ý rằng, *tường biển chỉ ngăn chặn xói lở xảy ra ở phía bên trong đất liền chứ không có tác dụng bảo vệ bãi biển phía trước nó.*

Tường biển thường có kết cấu dạng tường đứng, bố trí phía trước dốc đứng, vách bờ hay phần bờ cao đối diện với bãi biển. Dạng kết cấu thường gặp đối với tường biển là kết cấu cọc gỗ, cọc bê tông hay dạng hàng cừ thép. Một dạng thiết kế tường biển khác hay gặp có kết cấu bê tông, với phần trên đỉnh được uốn cong có tác dụng hắt sóng leo nhằm giảm tác dụng xói lở chân và bãi trước do tường biển gây ra, hoặc giảm các sóng phản xạ. Tương tác giữa tường biển với hệ thống bãi biển cũng gần tương tự như đối với hệ thống kè biển.

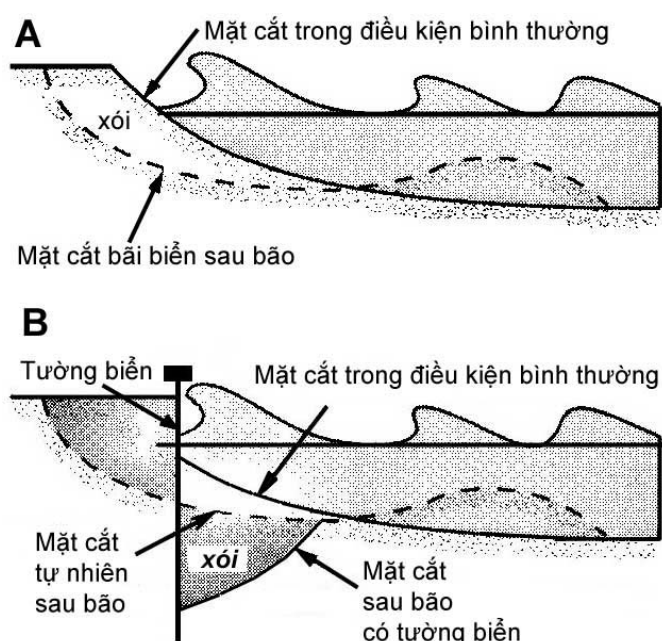
Tường biển thường có hệ thống móng sâu để đảm bảo tính ổn định của công trình, và cũng là để chống lại áp lực nén của khối đất phía trong bờ ở công trình. Cao trình đỉnh của tường biển và độ sâu nơi tường đỉnh được mở rộng về phía bãi biển là các yếu tố quan trọng chi phối điều kiện ổn định của tường biển khi xảy ra bão. Nếu tường quá thấp, sóng tràn đỉnh vượt quá mức cho phép có thể xói lở một phần đáng kể lượng đất phía sau tường và làm tường yếu đi. Thậm chí, sóng tràn đỉnh còn làm độ ngậm nước của các tầng đất ở trong tường bão hòa dẫn tới kết cấu đất trong tường yếu đi và tăng áp lực tác dụng lên tường của khối đất ngậm nước bão hòa phía trong tường. Nếu phần chân móng của tường không đủ vững thì nó có thể bị đẩy bật đi khi có sự kết hợp của hiện tượng xói chân và tác dụng của áp lực lên tường của phần đất đã bão hòa nước sau tường.

XÓI LỎ SAU KHI XÂY DỰNG TƯỜNG BIỂN

Trong thiết kế tường biển dạng đứng, một vấn đề rất quan trọng cần phải lưu ý đó là dự tính độ sâu xói tới hạn ở gần chân của công trình. Do hệ số sóng phản xạ lên tường biển dạng đứng là rất lớn so với hệ số phản xạ trên bãi biển cát tự nhiên, vì trạng thái sóng và dòng chảy ở ngay trước tường biển có sự nhiễu loạn, trùng pha rất lớn và đây cũng chính là nguyên nhân gây xói lở tại chân công trình. Mái dốc của tường biển cũng là một tham số quan trọng khi xác định độ sâu xói ở chân công trình. Nhìn chung, độ sâu xói ở trước tường biển thẳng đứng thường nhỏ hơn so với độ sâu xói ở trước tường nghiêng. Có thể nói đó là do các sóng đứng hình thành khi phản xạ lên các tường đứng và dẫn tới vận tốc dòng chảy nhỏ ở đáy tại các điểm cộng hưởng. Tuy vậy, tường biển

thẳng đứng có thể làm tăng các lực động năng cục bộ tác dụng lên tường; điều này là đặc biệt quan trọng khi đối với thiết kế công trình hơn là đối với diễn biến hình thái bờ biển.

Barnett (1987) đã tiến hành một loạt các thí nghiệm phức tạp trong bể sóng để đo đạc sự biến đổi của hình dạng mặt cắt ngang bờ biển khi có tường biển thẳng đứng và đã phát hiện ra rằng sự gia tăng thể tích bùn cát xói lở do sóng bãi tạo thành tại chân của tường biển bằng khoảng 60% lượng xói lở ở trên bờ cao mà có thể xảy ra nếu không xây dựng tường biển. Sự xói lở tại chân tường biển được trình bày ở hình (7.4). Những kết quả này cũng đúng với bờ biển có lượng vận chuyển bùn cát nhỏ hoặc không có sự vận chuyển bùn cát.



Hình 7.4 Xói lở bổ xung ngay trước tường biển do sóng bão (theo Dean 1986).

(A) Mặt cắt ngang thông thường và mặt cắt ngang sau khi có bão trên bãi biển tự nhiên;

(B) Mặt cắt ngang thông thường và mặt cắt ngang sau khi có bão khi xây dựng tường biển có so sánh với mặt cắt tự nhiên.

Walton và Sensabaugh (1979) đã tiến hành khảo sát sự xói lở gần các tường biển do ảnh hưởng của một trận bão. Do sự hình thành các dải cát ngầm ngoài khơi xảy ra khi có bão và sự thiết hụt nguồn bùn cát bổ sung cho bãi biển nên bùn cát sẽ bị lấy đi từ các bờ biển lân cận. Điều này có nghĩa là, các bãi biển lân cận sẽ bị xói lở thêm. Trên cơ sở các quan trắc ngoài thực địa sau khi xảy ra bão Eloise (1975) tại miền tây Florida, Walton và Sensabaugh phát hiện ra rằng sự xói lở mở rộng ở gần tường biển sẽ tăng lên theo chiều dài của tường

Rất nhiều các vấn đề khác có liên quan tới tường biển đến nay vẫn chưa được giải quyết một cách thỏa đáng. Ví dụ như, tường biển thường gây ra xói lở cho phần bãi biển ở vùng nước sâu dốc hơn, điều này có nghĩa là các sóng có chiều cao sóng lớn hơn sẽ tồn tại ở gần bờ hơn. Cũng có những ý kiến khác cho rằng, tường biển được đặt ngay trên bãi biển sẽ gây ra những ảnh hưởng bất lợi cho bãi biển và thực chất là không mang

lại lợi ích gì !!!). Trong khi rất nhiều tường biển đứng đã được xây dựng trên thế giới, chúng có thể không được khuyến cáo như một giải pháp bảo vệ bờ. Các công trình này có thể bị đổ vỡ và nếu xảy ra trường hợp này, thậm chí chúng có thể tạo ra những vấn đề lớn hơn.

ĐẬP PHÁ SÓNG NGOÀI KHƠI

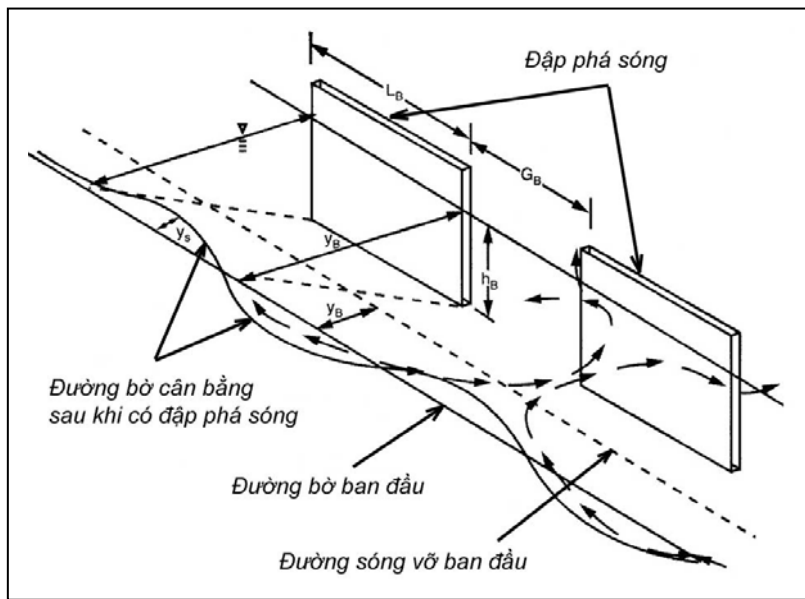
Ngoài các giải pháp công trình có tác dụng là gián đoạn dòng vận chuyển bùn cát dọc bờ, như các đập mỏ hàn, thì các đập phá sóng ngoài khơi lại làm việc trên nguyên tắc khác, đó là giảm năng lượng sóng tác dụng với tới bờ biển - và do đó sẽ hạn chế sự xói lở đường bờ hoặc tạo thành những vùng khuất sóng để neo đậu tàu thuyền.

Dạng đặc thù nhất, của các đập phá sóng xa bờ (hoặc liền bờ) là các công trình được xây dựng về phía biển bên ngoài dải sóng vỡ và có hướng song song với đường bờ. Thông thường, một hệ thống đập phá sóng gồm nhiều đập được xây dựng trên cùng một tuyến dọc bờ biển. Việc sử dụng hệ thống đập phá sóng ngoài khơi có chiều dài ngắn thay thế cho một đập phá sóng dài, liên tục được xác định qua một số yếu tố sau: (1) xây dựng nhiều đập phá sóng ngắn sẽ rẻ hơn khi xây dựng 1 đập phá sóng dài, vì lượng vật liệu cần dùng sẽ ít hơn; (2) khoảng trống giữa các đập sẽ cho phép trao đổi nước giữa vùng gần bờ với phần ngoài khơi và cho phép các sóng tác động phía sau công trình, và mang lại sự tái tạo đường bờ.

Đập phá sóng ngoài khơi có thể là loại không ngập (để chặn sóng tràn đỉnh) và loại ngập (với cao trình đỉnh đập ở bên dưới cao trình chân sóng), hoặc bán ngập.

Các đập phá sóng này làm thay đổi quá trình diễn biến bờ biển như thế nào? Một nhóm đập phá sóng sẽ không gây cản trở dòng chảy dọc bờ hoặc sự vận chuyển bùn cát theo cách mà các đập mỏ hàn tác động trực tiếp tới dòng chảy dọc bờ. Thay vào đó, chúng sẽ làm thay đổi trường sóng giữa các chúng với bờ biển, điều này làm ảnh hưởng tới cả trường dòng chảy hiện tại và trường dòng chảy dọc bờ cũng như các thành phần vận chuyển bùn cát theo phương ngang. Khi chiều cao sóng ở phía sau các đập phá sóng giảm đi do hiện tượng nhiễu xạ sóng và sau đó là hiện tượng khúc xạ sóng sau đập, thì khả năng vận chuyển bùn cát dọc bờ phía sau đập phá sóng sẽ giảm đi, dẫn tới sự bồi lắng các vật liệu được cung cấp từ phía thượng lưu của công trình theo hướng dòng chảy dọc bờ tại vùng khuất của đập phá sóng.

Một đập phá sóng xa bờ đơn lẻ, thậm chí trên một bờ biển không có sự vận chuyển bùn cát dọc bờ, sẽ gây nên dòng chảy dọc bờ cục bộ và trường vận chuyển bùn cát dọc bờ do các sóng bị nhiễu xạ và dòng chảy do sự nhiễu xạ sóng sinh ra phía sau công trình. Dưới những điều kiện cụ thể, mà rất khó dự đoán nếu không được nghiên cứu một cách chi tiết, bùn cát có thể bồi tụ phía sau đập phá sóng cho đến khi sự phát triển theo phương ngang của dải bùn cát bồi tụ này chạm tới đập phá sóng xa bờ. Khi dải bùn cát



Hình 7.5 Dòng chảy dọc bờ và sự vận chuyển bùn cát ở lân cận các đập phá sóng

bồi tích chạm tới đập phá sóng thì nó được gọi là “tombolo” còn nếu không thì nó được gọi là “salient”. Các điều kiện cụ thể mà chúng ta nhắc đến ở trên đây là các điều kiện sóng theo mùa, chiều dài của đập phá sóng, khoảng cách giữa các đập phá sóng và khoảng cách từ đập phá sóng tới đường bờ biển ở trạng thái ban đầu. Nếu khi dải cát bồi tụ vươn tới đập phá sóng, tất cả các thành

phần dòng chảy dọc bờ phía sau đập phá sóng sẽ bị chặn lại. Điều này có thể dẫn tới sự tích tụ của các trầm tích trôi nổi (kể cả các rác và các vật liệu thải) trên bãi biển, làm giảm giá trị của bãi biển mới được tái tạo (về mặt môi trường và cảnh quan cũng như du lịch). Mặt khác, khi bờ biển được bồi tụ gần tới đập phá sóng, nhưng chưa hoàn toàn kết nối với phần thân đập) - thì sự tập trung của dòng chảy dọc bờ (với tốc độ dòng chảy tăng cao) có thể dẫn tới hình thành một bãi biển dốc cục bộ và gây nguy hiểm cho những người đang bơi trong khu vực này.

Các “salient” có thể phát triển tới một trạng thái cân bằng trên mặt bằng. Có thể hình dung ảnh hưởng của sự nhiễu xạ sóng sẽ làm giảm chiều cao sóng phía sau công trình nhưng cũng làm “bẻ cong” hướng sóng vào “vùng khuất” ở phía sau công trình. Sự suy giảm chiều cao sóng cũng đồng nghĩa với việc sự vận chuyển bùn cát cục bộ tại vị trí công trình sẽ giảm đi, dẫn tới bùn cát được vận chuyển tới công trình bị chặn lại ở vùng phía sau nó; nhưng lượng bùn cát bị chặn lại sẽ tăng tương ứng với kích thước và góc sóng tác động lớn hơn, và do vậy một trạng thái cân bằng có thể được xác lập bởi góc sóng cân bằng với sự biến đổi chiều cao sóng, và cuối cùng là dẫn tới sự vận chuyển bùn cát ở vùng ven bờ theo phương ngang từ 1 phía của công trình sang phía kia hầu như không đổi dưới tác dụng của các sóng hướng xiên góc so với đường bờ. Điều này được minh họa trên hình (7.5).

Trạng thái gần như hình thành “tombolo” có thể được xác định từ một phân tích đơn giản về sự nhiễu xạ sóng. Trường sóng phía sau đập phá sóng đối với chuỗi sóng thông thường có thể được xem như là kết quả của các trường sóng bình bán nguyệt giao thoa

nhau (chồng lên nhau), bắt nguồn từ hai đầu của đập phá sóng. Một “tombolo” sẽ được hình thành nếu bán kính Y_B , là khoảng cách từ đường bờ biển tới đập phá sóng”, nhỏ hơn $\frac{1}{2}$ chiều dài của đập phá sóng, ($=L_B/2$), hay ($Y_B < L_B/2$). Tiêu chuẩn này cho phép xác định trạng thái cân bằng trên mặt bằng được hình thành do bùn cát tích tụ dưới tác động của các sóng tác động tới công trình.. Suh và Dalrymple (1987) đã chế tạo một số mô hình thực nghiệm trong phòng thí nghiệm với tỷ lệ thu nhỏ, để kiểm chứng tương quan đã nêu ở trên, khi đập phá sóng xa bờ nằm trong vùng sóng vỗ (chiều rộng vùng sóng vỗ đo dọc được bằng y_b). Đối với đập phá sóng nằm quá xa bờ ($Y_B > Y_b$); thì y_s sẽ xấp xỉ bằng từ 1 đến 2 lần L_B .

Nhiều đập phá sóng xa bờ, nếu được bố trí ở gần bờ, có thể tạo thành các tombolo tại mỗi đập phá sóng trong cả hệ thống đập phá sóng, dẫn tới sự hình thành trạng thái cân bằng ở đoạn bờ biển ở giữa các đập phá sóng. Hình dạng của đường bờ này trên mặt bằng có thể được dự báo trên cơ sở lý thuyết nhiễu xạ sóng của Dean. Mặt khác, nếu đập phá sóng ở đủ xa so với đường bờ thì sẽ hình thành salient phía sau đập. Đối với các trường hợp khác, trừ khi có lượng bùn cát bổ sung được cung cấp cho hệ thống, thì phần bờ biển hạ lưu của đập sẽ bị xói lở do phần lớn bùn cát đã bị chặn lại và bồi tích tạo nên bờ biển mới ở ngay sau đập.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

1. Velden (1998)

Van der Velden (1998); *Coastal Engineering*, Lecture Note, Delft University of Technology, Delft, Netherlands.

2. Dean (2002)

Dean, Robert G (2002); *Coastal processes: with engineering applications*. Cambridge, UK Cambridge.

3. Keillor (1998)

Keillor,JP (1998); *Coastal Processes Manual*, University of Wisconsin Sea Grant Institute WISCU-H-98-003

4. Komar (1998)

Paul D. Komar (1998); *Beach Processes and Sedimentation*, 2/e ; Prentice-Hall , ISBN 0-13-754938-5

5. Joergen (1999)

Fredsoee, Joergen (1999); *Mechanics of coastal sediment transport*. Singapore, World Scientific

6. Silvester (1997)

Silvester, Richard (1997); *Coastal stabilization*. Singapore, World Scientific

7. USACE - EM 1110-2-1100 (2002)

U.S. Army Corps of Engineers (USACE) (2002); *Coastal Engineering Manual*. Washington: US Government Printer.

http://users.coastal.ufl.edu/~sheppard/eoc6430/Coastal_Engineering_Manual.htm

TÀI LIỆU THAM KHẢO CHƯƠNG 2

1. Snyder, Wiegel, and Bermel (1957). Laboratory Facilities for Studying Water Gravity Wave Phenomena. Proceedings of the 6th Coastal Engineering Conference, Amer. Soc. Civil Engrs, pp 231-251

TÀI LIỆU THAM KHẢO CHƯƠNG 3

1. ALLEN, J. (1974). Empirical Models of Longshore Currents. *Geogr Annal.*, Series A, 56: 238-240. ARTHUR, R. S. (1962). A Note on the Dynamics of Rip Currents. *Journal of Geophysical Research* 67(7):2778-2779.
2. BASCO, D. R. (1982). *Surf Zone Currents*. U.S. Army Corps of Engineers, Coastal Engineering Research Center, Misc. Report 82-7.
3. BASCO, D. R. (1983). Surf Zone Currents. *Coastal Engineering* 7: 331-355.
4. BATTJES, J. A. (1972). Radiation Stresses in Short-Crested Waves. *Journal of Marine Research* 30:56-64. BATTJES, J. A. (1975). A Note on Modeling of

- Turbulence in the Surf Zone. *Proceedings Symposium on Modeling Techniques, Amer Soc. Civil Engrs.*, San Francisco, pp. 1050-1061.
5. BOWEN, A. J. (1969a). Rip Currents, 1: Theoretical Investigations. *Journal of Geophysical Research* 74: 5468-5478.
 6. BOWEN, A. J. (1969b). The Generation of Longshore Currents on a Plane Beach. *Journal of Marine Research* 27:206-215.
 7. BOWEN, A. J. and D. L. INMAN (1969). Rip Currents, 2: Laboratory and Field Observations. *Journal of Geophysical Research* 74: 5479-5490.
 8. BOWEN, A. J. and R. T. GUZA (1978). Edge Waves and Surf Beats. *Journal of Geophysical Research* 83: 1913-1920.
 9. BOWEN, A. J. and R. A. HOLMAN (1989). Shear Instabilities of the Mean Longshore Current, 1: Theory. *Journal of Geophysical Research* 94(C12):18,023-18,030.
 10. BREBNER, A. and J. W. KAMPHUIS (1963). *Model Tests on the Relationship Between Deep-Water Wave Characteristics and Longshore Currents*. Queen's University, Kingston, Ontario, Canada, C.E. Research Report No. 31.
 11. BREBNER, A. and J. W. KAMPHUIS (1964). Model Tests on the Relationship Between Deep-Water Wave Characteristics and Longshore Currents. *Proceedings of the 9th Coastal Engineering Conference, Amer. Soc. Civil Engrs.*, pp. 191-196.
 12. CERC (1984). *Shore Protection Manual*. Coastal Engr. Res. Center, U.S. Army Corps of Engrs. Washington, D.C.: U.S. Govt. Printing Office.
 13. CHURCH, J. C., E. B. THORNTON, and J. OLTMAN-SHAY (1992). Mixing by Shear Instabilities of the Longshore Current. *Proceedings of the 23rd Coastal Engineering Conference, Amer. Soc. Civil Engrs.*, pp. 2999-3011.
 14. DALRYMPLE, R. A. (1975). A Mechanism for Rip Current Generation on an Open Coast. *Journal of Geophysical Research* 80: 3485-3487.
 15. DALRYMPLE, R. A. and C. J. LOZANO (1978). Wave-Current Interaction Models for Rip Currents. *Journal of Geophysical Research* 83: 6063-6071.
 16. DEGUCHI, I., T. SAWARAGI, and M. ONO (1992). Longshore Current and Lateral Mixing in the Surf Zone. *Proceedings of the 23rd Coastal Engineering Conference, Amer. Soc. Civil Engrs.*, pp. 2642-2654.
 17. DODD, N., J. OLTMAN-SHAY, and E. B. THORNTON (1992). Shear Instabilities in the Longshore Current: A Comparison of Observation and Theory. *Journal of Physical Oceanography* 22(1): 62-82.
 18. GALVIN, C. J. (1967). Longshore Current Velocity: A Review of Theory and Data. *Reviews of Geophysics* 5: 288-304.

19. GALVIN, C. J. and E S. EAGLESON (1965). *Experimental Study of Longshore Currents on a Plane Beach*. U.S. Army Corps Engr., CERC Technical Memo No 10.
20. GALVIN, C. J. and R. E SAVAGE (1966). *Longshore Currents at Nags Head, North Carolina*. U.S. Army Coastal Engineering Research Center Bulletin II, pp. 11-29.
21. GOURLEY, M. R. (1974). Wave Set-Up and Wave Generated Currents in the Lee of a Breakwater or Headland. *Proceedings of the 14th Coastal Engineering Conference, Amer. Soc. Civil Engrs.*, pp. 1976-1995. GOURLEY, M. R. (1976). Non-Uniform Alongshore Currents. *Proceedings of the 15th Coastal Engineering Conference, Amer. Soc. Civil Engrs.*, pp. 701-720.
22. GUZA, R. T. and D. L. INMAN (1975). Edge Waves and Beach Cusps. *Journal of Geophysical Research* 80:2998-3012.
23. GUZA, R. T., E. B. THORNTON, and N. CHRISTENSEN (1986). Observations of Steady Longshore Currents in the Surf Zone. *Journal of Physical Oceanography* 16:1959-1969.
24. HAINES, J. W. (1984). Steady Flows in the Nearshore Zone. *Proceedings of the 19th Coastal Engineering Conference, Amer Soc. Civil Engrs.*, pp. 2280-2292.
25. HARRISON, W. (1968). Empirical Equation for Longshore Current Velocity. *Journal of Geophysical Research* 73:6929-6936.
26. HARRISON, W. and W. C. KRUMBEIN (1964). *Interactions of the Beach-Ocean-Atmosphere System of Virginia Beach, Virginia*. U.S. Army Coastal Engr. Res. Center, Technical Memo 7.
27. HINO, M. (1974). Theory on Formation of Rip Current and Cuspidal Coast. *Proceedings of the 14th Coastal Engineering Conference, Amer. Soc. Civil Engrs.*, pp. 901-919.
28. HOWD, E A., J. OLTMAN-SHAY, and R. A. HOLMAN (1991). Wave Variance Partitioning in the Trough of a Barred Beach. *Journal of Geophysical Research* 96:12,781-12,796.
29. HUBERTZ, J. M. (1986). Observations of Local Wind Effects on Longshore Currents. *Coastal Engineering* 10: 275-288.
30. HUNTLEY, D. A. (1976). Lateral and Bottom Forces on Longshore Currents. *Proceedings of the 15th Coastal Engineering Conference, Amer. Soc. Civil Engrs.*, pp. 645-659.
31. HUNTLEY, D. A. and A. D. SHORT (1992). On the Spacing Between Observed Rip Currents. *Coastal Engineering* 17:211-225.

32. INMAN, D. L., R. T. TAIT, and C. E. NORDSTROM (1971). Mixing in the Surf Zone. *Journal of Geophysical Research* 76(15): 3493-3514.
33. IWATA, N. (1976). Rip Currents. *Journal Oceanographic Society of Japan* 32:1-10.
34. JONSSON, I. G., O. SKOVGAARD, and T. S. JACOBSEN (1974). Computation of Longshore Currents. *Proceedings of the 14th Coastal Engineering Conference, Amer. Soc. Civil Engrs.*, pp. 699-714.
35. KEELEY, J. R. (1977). Nearshore Currents and Beach Topography, Martinque Beach, Nova Scotia. *Canadian Journal of Earth Sciences* 14:1906-1915.
36. KEELEY, J. R. and A. J. BOWEN (1977). Longshore Variations in Longshore Currents. *Canadian Journal of Earth Sciences* 14:1898-1905.
37. KOMAR, E D. (1971). Nearshore Cell Circulation and the Formation of Giant Cusps. *Geological Socien of America Bulletin* 82:2643-2650.
38. KOMAR, E D. (1975). Nearshore Currents: Generation by Obliquely Incident Waves and Longshore Variations in Breaker Heights. In *Nearshore Sediment Dynamics and Sedimentation*, J. Hails and A. Car. (editors), pp. 18-45. London, England, Wiley.
39. KOMAR, E D. (1976a). *Beach Processes and Sedimentation*: Englewood Cliffs, NJ: Prentice-Hall. KOMAR, E D. (1976b). Longshore Currents and Sand Transport on Beaches. *Ocean Engineering 111 Amer. Soc. Civil Engrs.*, pp. 333-354.
40. KOMAR, E D. (1979). Beach-Slope Dependence of Longshore Currents. *Journal of Waterway, Pon Coastal, and Ocean Division, Amer. Soc. Civil Engrs.*, 105(WW4): 460-464.
41. KOMAR, P D. and D. L. INMAN (1970). Longshore Sand Transport on Beaches. *Journal of Geophysical Research* 75:5914-5927.
42. KOMAR, P D. and J. OLTMAN-SHAY (1990). Nearshore Currents. In *Handbook on Coastal and Ocean Engineering*, J.B. Herbich (editor). Vol. 2, Chapt.10, pp. 651-680, Houston, TX: Gulf Publishing Co.
43. KRAUS, N. C. and T. O. SASAKI (1979). Effect of Wave Angle and Lateral Mixing on the Longshore Current. *Marine Science Communications* 5: 91-126.
44. KRAUS, N. C. and M. LARSON (1991). *MNLONG: Numerical Model for Simulating the Longshore Current-Report I, Model Development and Tests*. Technical Report DRP-91-1, Dredging Research Program. Washington, D.C.: U.S. Army Corps of Engrs.
45. LARSON, M. and N. C. KRAUS (1991). Numerical Model of Longshore Current for Bar and Trough Beaches. *Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering, Amer. Soc. Civil Engrs.* 117:326-347.

46. LEBLOND, P H. and C. L. TANG (1974). On Energy Coupling Between Waves and Rip Currents. *Journal of Geophysical Research* 79:811-816.
47. Liu, P L.-E and R. A. DALRYMPLE (1978). Bottom Frictional Stresses and Longshore Currents Due to Waves with Large Angles of Incidence. *Journal of Marine Research* 36: 357-375.
48. LONGUET-HIGGINS, M. S. (1970a). Longshore Currents Generated by Obliquely Incident Waves, 1. *Journal of Geophysical Research* 75: 6778-6789.
49. LONGUET-HIGGINS, M. S. (1970b). Longshore Currents Generated by Obliquely Incident Waves, 2. *Journal of Geophysical Research* 75:6790-6801.
50. LONGUET-HIGGINS, M. S. (1983). Wave Set-Up, Percolation and Undertow in the Surf Zone. *Proceedings of the Royal Society of London, Series A*, 390:283-291.
51. LONGUET-HIGGINS, M. S. and R. W. Stewart (1964). Radiation Stress in Water Waves, a Physical Discussion with Applications. *Deep-Sea Research* 11: 529-563.
52. MADSEN, O. S., D. W. OSTENDORF, and A. S. REYMAN (1978). A Longshore Current Model. *Proceedings of the Coastal Zone '78, Amer. Soc. Civil Engrs.*, pp. 2332-2341.
53. McDoUGAL, W. G. and R. T. HUDSPETH (1983). Wave Setup/Setdown and Longshore Current on NonPlanar Beaches. *Coastal Engineering* 7:103-117.
54. McDOUGAL, W G. and R. T. HUDSPETH (1989). Longshore Current and Sediment Transport on Composite Beach Profiles. *Coastal Engineering* 12: 315-338.
55. McKENZIE, R. (1958). Rip Current Systems. *Journal of Geology* 66:103-113.
56. MEi, C. C. and P L.-E Liu (1977). Effects of Topography on the Circulation in and near the Surf Zone Linear Theory. *Journal of Estuary Coastal Marine Sciences* 5:25-37.
57. MILLER, C. and A. BARCILON (1978). Hydrodynamic Instability in the Surf Zone as a Mechanism for the Formation of Horizontal Gyres. *Journal of Geophysical Research* 83: 4108-4116.
58. MIZUGUCHI, M. (1976). Eigenvalue Problems for Rip Current Spacing. *Transactions of the American Society of Civil Engineers* 248:83-88.
59. MIZUGUCHI, M., Y. OSHIMA, and K. HORIKAWA (1978). Laboratory Experiments on Longshore Currents. *Proceedings of the 25th Conference on Coastal Engineering in Japan*, Japan Soc. Civil Engr. [in Japanese].
60. NODA, E. K. (1974). Wave-Induced Nearshore Circulation. *Journal of Geophysical Research* 79(27): 4098-4106.

61. NUMMEDAL, D. and R. J. FINLEY (1978). Wind-Generated Longshore Currents. *Proceedings of the 16th Coastal Engineering Conference, Amer. Soc. Civil Engrs.*, pp. 1428-1438.
62. OLTMAN-SHAY, J., P A. HOWD, and W. A. BIRKEMEIER (1989). Shear Instabilities of the Mean Longshore Current: 2. Field Observations. *Journal of Geophysical Research* 94 (C12):18,031-18,042.
63. O'RoURKE, J. C. and P H. LEBLOND (1972). Longshore Currents in a Semicircular Bay. *Journal of Geophysical Research* 77: 444-452.
64. PUTNAM, J. A., W. H. MUNK, and M. A. TRAYLOR (1949). The Predictions of Longshore Currents. *Transactions of the American Geophysical Union* 30:338-345.
65. SASAKI, T. (1975). Simulation on Shoreline and Nearshore Current. *Proceedings of the Specialty Conference III, Civil Engineering in the Ocean, Amer Soc. Civil Engrs.*, pp. 179-196.
66. SAVILLE, T. JR., (1950). Model Study of Sand Transport Along an Infinitely Long, Straight Beach. *Transactions American Geophysical Union* 31:555-565.
67. SHEPARD, F. E, K. O. EMERY, and E. C. LAFOND (1941). Rip Currents: A Process of Geological Importance. *Journal of Geology* 49: 338-369.
68. SHEPARD, F. E and D. L. INMAN (1950a). Nearshore Circulation Related to Bottom Topography and Wave Refraction. *Transactions American Geophysical Union* 31(4): 555-565.
69. SHEPARD, E E and D. L. INMAN (1950b). Nearshore Circulation. *Proceedings of the 1st Coastal Engineering Conference, Amer. Soc. Civil Engrs.*, pp. 50-59.
70. SHORT, A. D. (1985). Rip Current Type, Spacing and Persistence, Narrabeen Beach, Australia. *Marine Geology* 65:47-71.
71. SMITH, J. M. and N. C. KRAUS (1987). Longshore Current Based on Power Law Wave Decay. *Coastal Hydrodynamics Conference, Amer Soc. Civil Engrs.*, pp. 155-169.
72. SONU, C. J. (1972). Field Observation of Nearshore Circulation and Meandering Currents. *Journal of Geophysical Research* 77(18): 3232-3247.
73. SYMONDS, G. and D. A. HUNTLEY (1980). Waves and Currents over Nearshore Bar Systems. *Proceedings of the Canadian Coastal Conference, Natl. Res. Council, Canada*, pp. 64-78.
74. THORNTON, E. B. (1970). Variations of Longshore Current Across the Surf Zone. *Proceedings of the 12th Coastal Engineering Conference, Amer Soc. Civil Engrs.*, pp. 291-308.

75. THORNTON, E. B. and R. T. GUZA (1986). Surf Zone Longshore Currents and Random Waves: Field Data and Models. *Journal of Physical Oceanography* 16:1165-1178.
76. THORNTON, E. B. and C. S. Kim (1993). Longshore Current and Wave Height Modulation at Tidal Frequency Inside the Surf Zone. *Journal of Geophysical Research* 98(C9):16,509-16,519.
77. VISSER, E J. (1991). Laboratory Measurements of Uniform Longshore Currents. *Coastal Engineering* 15:563-593.
78. Wu, C.-S., E. B. THORNTON, and R. T. GUZA (1985). Waves and Longshore Currents: Comparison of a Numerical Model with Field Data. *Journal of Geophysical Research* 90(C3): 4951-4958.

TÀI LIỆU THAM KHẢO CHƯƠNG 4

1. Bascom, W., "Relationship Between Sand Size and Beach Face Slope," *Trans. Am. Geophys. Union*, 32, 866-874, 1951.
2. Birkemeier, W.A., "Field Data on Seaward Limited of Profile Change", *J. Waterway, Port, Coastal and Ocean Engineering*, ASCE, 111,3,3598-602, 1985
3. Corey, A.T, "Influence of Shape in the Fall Velocity of Sand Grains," M.S. Thesis, A&M College, Colorado, 1949.
4. Dalrymple, R.A., R.B. Biggs, R.G. Dean, and H. Wang, "Bluff Recession Rates in Chesapeake Bay, *J. Waterway, Port, Coastal, and Ocean Eng.*, ASCE, 112,1,164-168, 1986.
5. Duane, D.B., "Significance of Skewness in Recent Sediments, West Pamlico Sound, North Carolina," *J. Sed. Petrology*, 34, 4, 864-874, 1964.
6. Folk, R.L., and WC. Ward, "Brazos River Bar, a Study of the Significance of Grain Size Parameters," *J. Sed. Petrology*, 27, 3-27, 1957.
7. Hallermeier, R.J., "Uses for Calculated Limit Depth to Beach Erosion," *Proc. 16th Intl. Conf. Coastal Eng.*, ASCE, Hamburg, 1978.
8. Inman, D.L., "Measures for Describing the Size Distribution of Sediments," *J. Sed. Petrology*, 22,3,125-145, 1952.
9. Komar, ED., "Physical Processes of Waves and Currents and the Formation of Marine Placers," *Rev. Aquatic Sci.*, 1, 3, 393-423, 1989.
10. Kormar, P.D., and M.C. Miller, "Sediment Threshold under Oscillatory Waves," *Proc. 14th Intl. Conf. Coastal Eng.*, ASCE, 1975.
11. Krumbein, W.C., "Applications of Logarithmic Moments to Size Frequency Distribution of Sediments," *J. Sed. Petrology*, 6, 1, 35-47, 1936.

12. Nielsen, E, *Coastal Bottom Boundary Layers and Sediment Transport*, Singapore: World Scientific Press, 324 pp., 1992.
13. Nicholls, R.J., W.A. Birkemeier, and Hallermeier, "Application of the Depth of Closure Concept," *Proc. 25th Intl. Conf. Coastal Eng.*, ASCE, Orlando, 1996.
14. Olson, R., *Essentials of Engineering Fluid Mechanics*, Scranton, PA: International Textbooks, 404 pp., 1961.
15. Otto, G.H., "A Modified Logarithmic Probability Graph for the Interpretation of the Mechanical Analysis of Sediments," *J. Sed. Petrology*, 9, 62-76, 1939.
16. Richardson, J.E, and W .N. Zaki, "Sedimentation and Fluidization, Part 1. *Trans. Institution of Chemical Engineers*, 32, 35-53,1954.
17. Rouse, H., "Nomogram for the Settling Velocity of Spheres," Division of Geology and Geography Exhibit D, Report of the Commission on Sedimentation, 1936-1937, Washington, DC: National Research Council, 57-64,1937.
18. Stokes, G.G., "On the Effect of the Internal Friction of Fluids on the Motion of Pendulums," *Trans. Cambridge Phil. Soc.*, 9, 8,1851.
19. U.S. Army, Corps of Engineers, Coastal Engineering Research Center, *Shore Protection Manual*, 3 Vols., 1973.
20. Vanoni, V .A., ed., *Sedimentation Engineering*, New York: American Society of Civil Engineers, 745 pp., 1975.
21. Wiegand, R.L., *Oceanographical Engineering*, Englewood Cliffs, NJ: Prentice-Hall, 531 pp., 1965.
22. Zingg, T., "Beitrag zur Schotteranalyse," *Schweiz. Min. u. Pet. Mitt.*, 15, 39-140, 1935.
23. Abbott, M.B. (1985): *Computational Hydraulics*. Pitman Publishing Limited, London, 326 pp.
24. Bruun, P. (1954): *Coast erosion and the development of beach profiles*. Beach Erosion Board, Tech. Memo No. 44.
25. Dally, W.R. and Dean, R.G. (1984): *Suspended sediment transport and beach profile evolution*. *J. Waterway, Port, Coastal and Ocean Eng.*, ASCE, 110(1):15-33.
26. Dean, R.G. (1977): *Equilibrium beach profiles: U.S. Atlantic and Gulf coasts*. Dept. of Civil Engineering, Ocean Engineering Report No. 12, Univ. of Delaware, 45 pp.
27. Deigaard, R., Hedegaard, I.B. and Fredsoe, J. (1988): *A model for off/onshore sediment transport*. *Proc. IAHR Symposium on Mathematical Modelling of Sediment Transport in the Coastal Zone*. Copenhagen, pp. 182-192.

28. Dette, H. and Uliczka, K. (1986): Seegangserzeugte Wechselwirkung zwischen Vorland and Vorstrand Bowie Kustenschutzbauwerk. Technischer Bericht N. 3 - SBF 205/TP A6, Universitat Hannover.
29. Hedegaard, I.B., Deigaard, R. and Fredsoe, J. (1991): Onshore/offshore sediment transport and morphological modelling of coastal profiles. Proc. Coastal Sediments'91, ASCE, Seattle, pp. 643-657.
30. Justesen, P. (1988): Turbulent wave boundary layers. Series paper No. 43, Inst. of Hydrodynamics and Hydraulic Engineering, ISVA, Techn. Univ. Denmark, 226 pp.
31. Nairn, R.B. (1988): Prediction of wave height and mean return flow in cross-shore sediment transport modelling. Proc. IAHR Symposium on Mathematical Modelling of Sediment Transport in the Coastal Zone, Copenhagen, pp. 193-202.
32. Roelvink, J.A. (1991): Modelling of cross-shore flow and morphology. Proc. Coastal Sediments'91, ASCE, Seattle, pp. 603-617.
33. Saville, T. (1957): Scale effects in two-dimensional beach studies. Trans. 7th Meeting, IAHR, Lisbon, Vol. 1, A3.

KỸ THUẬT BIỂN

**BỘ CÁC BÀI GIẢNG VỀ KỸ THUẬT BỜ BIỂN DÀNH CHO LỚP
ĐÀO TẠO CÁC CÁN BỘ VIỆN KHOA HỌC THỦY LỢI, HÀ NỘI**

Biên tập tiếng Anh: E. van Meerendonk

Delft Hydraulics

TẬP II
NHỮNG VẤN ĐỀ CẢNG VÀ BỜ BIỂN

Người dịch: Đinh Văn Ưu

Hà Nội – 2003

LỜI GỢI THIỆU

Để phục vụ chương trình đào tạo mới của các chuyên ngành Hải dương học, chúng tôi đã lựa chọn các sách giáo khoa và chuyên khảo liên quan tới các chuyên ngành mới như Kỹ thuật biển, Quản lý tài nguyên và môi trường biển đã được xuất bản ở nước ngoài và dịch ra tiếng Việt.

Bộ các bài giảng về kỹ thuật bờ biển sử dụng cho lớp đào tạo cán bộ Viện Khoa học Thủy lợi Hà Nội được E. van Meerendonk biên soạn theo các bài giảng từ Viện Delft Hydraulics, Hà Lan là một tài liệu tương đối hoàn chỉnh về lĩnh vực này. Trong giáo trình này có nhiều phần liên quan tới thủy động lực biển và các công trình bảo vệ bờ đã được trình bày kỹ trong các giáo trình hiện hành bằng tiếng Việt. Chúng tôi chỉ chọn tập I và II của bộ sách này để dịch vì trong đó đã trình bày tương đối đầy đủ tổng quan về Kỹ thuật biển nhằm làm tài liệu giảng dạy cho sinh viên năm thứ 3 trước khi đi vào các chuyên ngành. Do tập III trình bày rất sâu về những khía cạnh kỹ thuật của công trình bờ thuộc lĩnh vực thiết kế, xây dựng công trình và tập IV chỉ tập chung cho một vấn đề chuyên sâu của thủy động lực bờ là sóng thần vì vậy chúng tôi không dịch cả hai tập này. Trên cơ sở đó chúng tôi lấy tên cho bản dịch này là Kỹ thuật biển

Để đảm bảo tính khoa học của vấn đề chúng tôi biên dịch toàn bộ phần mở đầu cho Bộ sách, tuy nhiên do không biên dịch các tập, III và IV nên sẽ có những bổ sung nhất định để sinh viên có thể nắm được đầy đủ yêu cầu nội dung của môn học này.

LỜI NÓI ĐẦU

Bộ bài giảng về kỹ thuật bờ được biên soạn phục vụ Viện nghiên cứu khoa học thuỷ lợi của Cộng hoà Xã hội Chủ nghĩa Việt Nam. Trong thời gian 7 tuần từ tháng 10 đến tháng 11 năm 1989 tập bài giảng này được E. van Meerendonk từ Viện Delft Hydraulics sử dụng cho khoá đào tạo các cán bộ của Viện khoa học thuỷ lợi. Những bài giảng này là một phần của dự án hỗ trợ cho Viện nghiên cứu Khoa học thuỷ lợi do Delft Hydraulics triển khai với sự tài trợ của UNDP tại Nữ Ước. Bộ bài giảng về kỹ thuật bờ bao gồm các nội dung sau đây:

Tập I: Mở đầu

Tập II: Những vấn đề cảng, vịnh và bãi biển

Tập III: Thiết kế các công trình ngăn sóng

Tập IV: Tsunami

Những bài giảng này cung cấp các kiến thức chung về nguyên lý, các vấn đề và phương pháp giải quyết. Ngoài ra một loạt các bài tập khác nhau cũng được triển khai trong quá trình đào tạo.

1 MỞ ĐẦU

W.W. Massie

Tập II của bộ giáo trình về kỹ thuật biển này được xem như phần mở rộng của một số chủ đề đã được đề cập trong tập I. Về cấu trúc cũng cố gắng giữ như trong quyển thứ nhất; hai trong năm chủ đề được đi sâu chi tiết: cảng và địa mạo.

Những kiến thức cơ bản liên quan tới ứng suất xạ được trình bày ngắn gọn trong chương 9. Những thông tin cơ bản đều được lấy từ tập I.

Một điểm lưu ý trong tập này là việc chúng tôi sử dụng từ ngữ theo tiếng Anh kiểu Mỹ và những từ kỹ thuật phức tạp được tập trung thành một danh sách từ ngữ kèm theo.

Các hình vẽ cố gắng được trình bày theo tỷ lệ, ngoại trừ những hình đã được ghi chú, các ký hiệu cũng được sử dụng theo một hệ thống nhất cho toàn tập sách theo một bảng kèm theo.

Các tài liệu tham khảo được dẫn theo tên tác giả và năm công bố; các tài liệu tham khảo được liệt kê ở phần cuối sách. Bảng các ký hiệu cũng được đưa ra trong phần cuối sách này.

Những khía cạnh kỹ thuật của các chủ đề trình bày trong sách được tóm lược trong chương tiếp sau đây của tập này. Các tác giả tham gia viết tập này được trình bày trong bảng 1.1. Những người chịu trách nhiệm hiệu đính cho từng chương được ghi trên phần mở đầu chương đó.

Bảng 1.1. Các tác giả của tập sách

Giáo sư Tiến sỹ kỹ thuật E.W. Bijker,	Giáo sư
Kỹ sư J.J. van Dijk,	NCV chính
Kỹ sư J. van de Graaff,	NCV
Kỹ sư L.E. van Loo,	NCV chính
Thạc sỹ W.W. Massie,	NCV chính
Kỹ sư P.J. Visser,	NCV

Tất cả các tác giả đều là thành viên của nhóm Kỹ thuật bờ, Đại học công nghệ Delft, Hà Lan.

Các sửa chữa đối với lần tái bản này được toàn nhóm tác giả trên cùng với trợ lý đào tạo P.J.M. Lapidaire đảm nhận.

Một số thí dụ tính toán cũng được trình bày trong tập này. Những thí dụ này nhằm mục đích minh họa quá trình tính toán, đồng thời cũng chỉ ra các dạng kết quả thu được. Độc giả có thể không cần đi quá chi tiết vào các thủ tục tính toán, chúng dễ dàng diễn hiểu đối với những ai đã có ít nhiều kinh nghiệm nghề nghiệp. Mục tiêu của tập sách này là phát triển và trang bị các kinh nghiệm đó cho các độc giả.

2 NHỮNG VẤN ĐỀ ĐƯỢC TRÌNH BÀY

W.W. Massie

2.1 MỤC TIÊU

Mục tiêu của tập sách là tập trung nghiên cứu một số chủ đề kỹ thuật bờ liên quan trực tiếp đến lạch vào cảng và địa mạo bờ. Các lĩnh vực này của kỹ thuật biển đã được định nghĩa cụ thể trong chương 2 của tập I. Lạch tàu vào cảng và địa mạo bờ được tập trung xem xét đồng thời do mối phụ thuộc lẫn nhau giữa chúng. Việc xây dựng cửa vào cảng, hay chỉ mỗi việc nạo vét lạch vào cảng cũng đã dẫn đến sự biến dạng của địa mạo trên khu vực dọc bờ hoặc dọc theo lạch. Các nhà thiết kế cửa vào tối ưu cho cảng cần chú ý tới cả hai vấn đề lưu thông tàu và địa mạo.

2.2 NHỮNG VẤN ĐỀ CHI TIẾT

Mặc dầu các chủ đề này gắn liền với nhau, chúng ta vẫn cố gắng tách chúng ra thành những vấn đề chi tiết hơn. Sáu chương tiếp theo sẽ đề cập chủ yếu tới kích thước của lạch tàu vào cảng dựa chủ yếu vào yêu cầu lưu thông tàu; năm chương tiếp theo sẽ cung cấp các thông tin về chuyển động của tàu thuyền và cách sử dụng chúng trong thiết kế lạch tàu. Trong chương 8 các khía cạnh khác nhau của thiết kế lạch tàu được xem xét đồng thời nhằm đưa ra các thiết kế tối ưu. Các quá trình địa mạo dẫn đến việc vận chuyển trầm tích dọc bờ và trên các lạch tàu gây một ảnh hưởng đáng kể tới việc thiết kế tối ưu.

Cơ chế chuyển động của nước- dòng dọc bờ- chảy dọc bờ được xem xét kỹ lưỡng từ chương 9 đến chương 16. Các vật liệu chuyển động dọc bờ cát được xem xét kỹ từ chương 17 đến chương 19. Các công thức xác định dòng vận chuyển tốt nhất được xây dựng dựa trên cơ sở dòng dọc bờ được trình bày kỹ trong chương 16. Các kết quả xác định dòng vận chuyển trầm tích được sử dụng trong mô hình đơn giản dự báo biến động đường bờ được trình bày trong chương 20. Mô hình đơn giản này sẽ được xem xét và chứng minh trong các chương từ 21 đến 23.

Có hai ứng dụng cụ thể của các tính toán dòng vận chuyển trầm tích được trình bày trong phần cuối của tập này. Việc đánh giá các công trình bảo vệ bờ được trao đổi trong chương 24 và việc dự báo xói lở và bồi tụ lạch tàu được đề cập trong chương 25. Chúng sẽ là phần tổng kết của toàn bộ sách này cũng như khép kín chu trình quay trở lại với vấn đề tối ưu hoá lạch vào cảng được trình bày trong chương 8.

Còn có hai ứng dụng nữa của tính toán dòng trầm tích vận chuyển đó là dự báo xói lở các trụ móng công trình ngoài khơi và ống dẫn dầu nằm dưới đáy biển cần được các bạn đọc quan tâm khi nghiên cứu tập sách này.

3 CHUYỂN ĐỘNG CỦA TÀU, THUYỀN

W.W. Massie

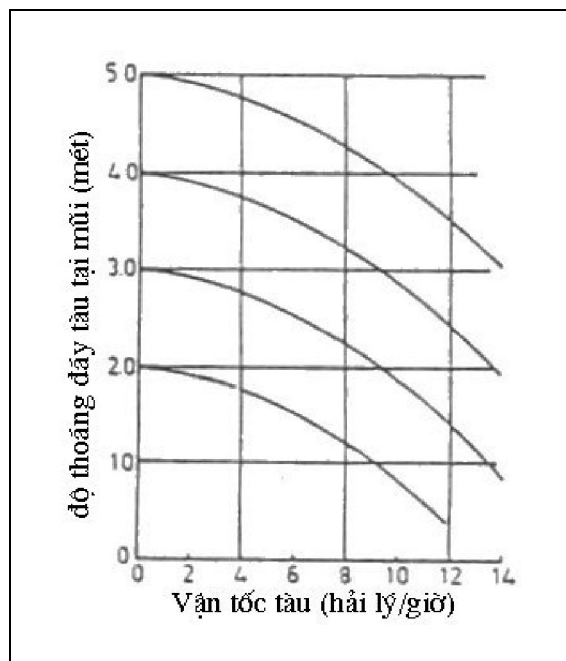
3.1 MỞ ĐẦU

Sự dịch chuyển (chuyển động) tương đối của tàu so với vị trí ổn định khi nước tĩnh là một vấn đề hết sức quan trọng khi thiết kế của ra vào cảng. Sự dịch chuyển theo phương thẳng đứng rất quan trọng khi xác định độ sâu lạch tàu, còn dịch chuyển ngang theo một hướng nào đó sẽ được sử dụng để xác định bề rộng lạch và các biện pháp tránh va tàu trong cảng.

3.2 CÁC CHUYỂN ĐỘNG THẲNG ĐỨNG

Dịch chuyển tương đối của tàu theo phương thẳng đứng có thể gây nên do sóng, nhưng cũng có thể do kết quả tàu chạy về phía trước trên nước đứng yên. Dạng dịch chuyển này có thể được tách thành 2 thành phần: hạ đều và hạ mũi trong khi sóng tạo nên chuyển dịch lên thông qua mũi tàu nhào vát trên đỉnh sóng hay do lắc (quay) tàu. Những thành phần chuyển dịch cơ bản này sẽ được mô tả kỹ sau đây.

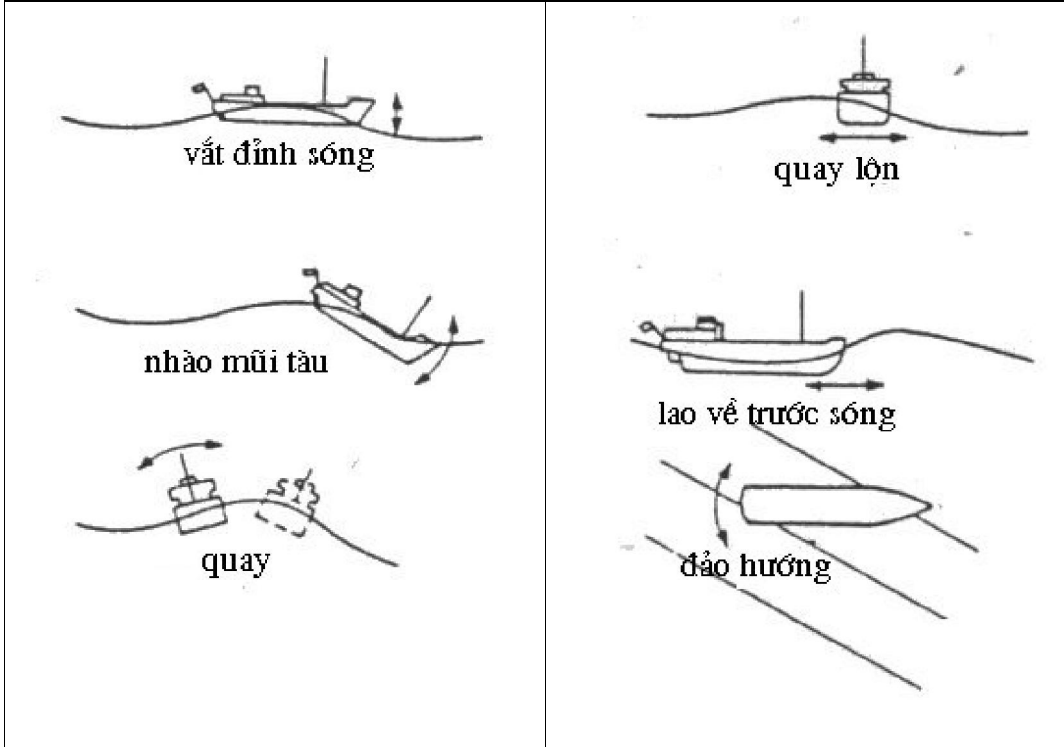
Hình 3.1. Các ảnh hưởng hạ đều và hạ mũi tàu đối với tàu chở hàng lớn



Hạ đều

Đây là hiện tượng bị hạ xuống- giống như khi trọng tải tăng lên – do kết quả thay đổi áp suất của nước bao quanh tàu. Khi tàu chuyển động về phía trước sẽ tạo nên dòng nước chảy ngược lại từ mũi đến đuôi tàu. Theo định luật Becnuil thì

áp suất trong nước quanh tàu sẽ nhỏ hơn áp suất khi nước đứng, mặt nước sẽ hạ xuống và tàu cũng hạ xuống theo. Hiện tượng sẽ xuất hiện mọi nơi trên lạch tàu cũng như ngoài biển khơi. Trong các lạch tàu do khối lượng nước chảy trên một tiết diện hẹp nên vận tốc lớn hơn so với biển khơi, dẫn đến hiệu ứng hạ mực nước trong kênh cũng lớn hơn.



Hình 3.3. Chuyển động thẳng đứng của tàu trên sóng

Hình 3.4 Chuyển động ngang của tàu trên sóng

Hạ mũi

Đó là hiện tượng hạ mực nước (thân tàu) khác nhau tại mũi tàu và đuôi tàu. Như vậy đây là hiện tượng quay tàu xung quanh trục chính tâm ngang, và là hệ quả của sự bất đối xứng của dòng nước giữa hai phần mũi tàu và đuôi tàu. Đối với các tàu container, tàu hàng nhanh, cánh quạt làm cho dòng dưới đuôi tàu tăng lên dẫn đến đuôi tàu bị hạ sâu hơn so với mũi. Các tàu chở hàng khô hoặc các tàu chở dầu lớn, thì ngược lại, do hệ số khối rất lớn và mũi rộng làm cho dòng chảy ngược tập trung tại đây, dẫn đến mũi tàu hạ sâu hơn đuôi. (Hệ số khối được xác định bằng tỷ số giữa khối lượng nước bị chiếm và tích của độ dài, rộng và trọng tải tàu).

Trên hình 3.1 cho ta kết quả định lượng thí nghiệm mô hình tiến hành tại Phòng thí nghiệm Vật lý Quốc gia Anh, được công bố trên tạp chí *The Motor Ship*, tháng 7 năm 1974. Các đường cong cho ta thấy sự phụ thuộc của độ thoáng dưới mũi tàu là một hàm của vận tốc và độ thoáng ban đầu đối với tàu chở hàng lớn dài 300 m.

Các chuyển động do sóng gây nên

Trên hình 3.2 cho ta thấy có ba dạng chuyển động thẳng đứng của tàu. Tỷ lệ trên hình vẽ đã được thay đổi nhằm thể hiện rõ các chuyển động đó. Chuyển động thẳng đứng tại mỗi điểm sẽ được xác định bởi tổng của 3 hiện tượng: vát trên đỉnh sóng, nhào và lắc quay.

Chuyển động thẳng đứng của tàu phụ thuộc vào kích thước tương đối của tàu so với sóng. Về nguyên lý, cả ba chuyển động nêu trên có thể xem tương đương chuyển động của một hệ động lực. Chúng ta có thể nhắc lại từ cơ sở động lực học rằng những hệ như vậy đều có tần số tự nhiên hay tần số cộng hưởng, và các dịch chuyển tại các tần số này có thể lớn hơn nhiều so với lực tác động (sóng). Các tàu thuyền nhỏ có thể bị phản ứng mạnh đối với sóng biên độ 0,5 mét và chu kỳ 2 giây nếu so sánh với một tàu chở hàng lớn. Nhìn chung những tàu này chỉ bị dao động nhẹ ở phần đầu. Tại phần giữa, ngược lại, vai trò của lắc quay có thể ảnh hưởng đến trọng tải cực đại của tàu. Điều này phụ thuộc vào kích thước ngang của tàu. Ví dụ, nếu một tàu chở dầu lớn với bề rộng 60 mét có thể bị lắc quay một góc tới 3°, móm nước một bên có thể sẽ tăng lên đến:

$$\frac{60}{2} \sin 3^\circ = 1,6m \quad (3.01)$$

3.3 CÁC CHUYỂN ĐỘNG NGANG

Có ba thành phần chuyển động ngang của tàu do sóng gây nên, chúng được minh họa trên hình 3.3. Mặt khác khác với việc sử dụng bánh lái khi chuyển động trên nước tĩnh cũng sẽ tạo ra hiện tượng đảo hướng, xoay lộn và xoay lắc. Tác động cuối cùng này càng thể hiện rõ đối với các tàu lớn, vì trọng tâm của chúng thường cao hơn tâm của trở kháng ngang. Gia tốc ly tâm kết hợp với trở kháng thủy lực ngang làm cho tàu bị xoay lắc.

Các thành phần chuyển động ngang đảo hướng và xoay lộn gây nên bởi các tác động khác ngoài bánh lái hay sóng rất quan trọng cho việc xác định diện tích đảm bảo và độ rộng lạch tàu. Các thành phần lao về phía trước, đảo hướng và xoay cũng rất quan trọng ảnh hưởng đến lực neo và xoay lắc có thể trở thành nhân tố bổ sung lên vị trí đậu tàu bên cầu cảng.

3.4 TẦN SỐ VƯỢT SÓNG

Khi tàu đi vào đầu sóng (ngược với hướng truyền sóng) sẽ gặp nhiều sóng hơn trong cùng một đơn vị thời gian so với trường hợp quan trắc tại một điểm cố định. Mặt khác, nếu như, tàu đi ngang sóng ta gặp được ít số sóng hơn trong một đơn vị thời gian. Trường hợp tổng quát được chỉ ra trên sơ đồ hình 3.4. Công thức tính tần số sóng vượt có thể thu được từ hình vẽ thông qua nguyên lý động học:

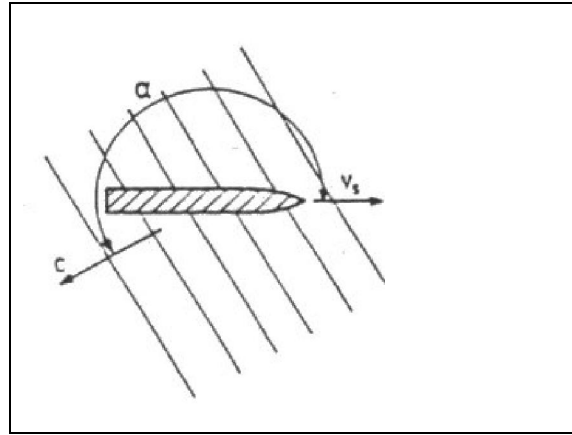
$$\omega_e = \omega \left(1 - \frac{v_s}{c} \cos \alpha \right) \quad (3.02)$$

trong đó c là vận tốc sóng

v_s là tốc độ tàu,

α là góc các hướng dương của v_s và c ,
 ω là tần số sóng,
 ω_e là tần số sóng vượt do tàu chuyển động.

Hình 3.4. Sơ đồ xác định tần số vượt sóng



Có thể thấy từ hình 3.4 rằng α lớn hơn 90° và do đó $\cos\alpha$ có giá trị âm. Chu kỳ sóng vượt T_e cũng có thể tính được từ công thức chung:

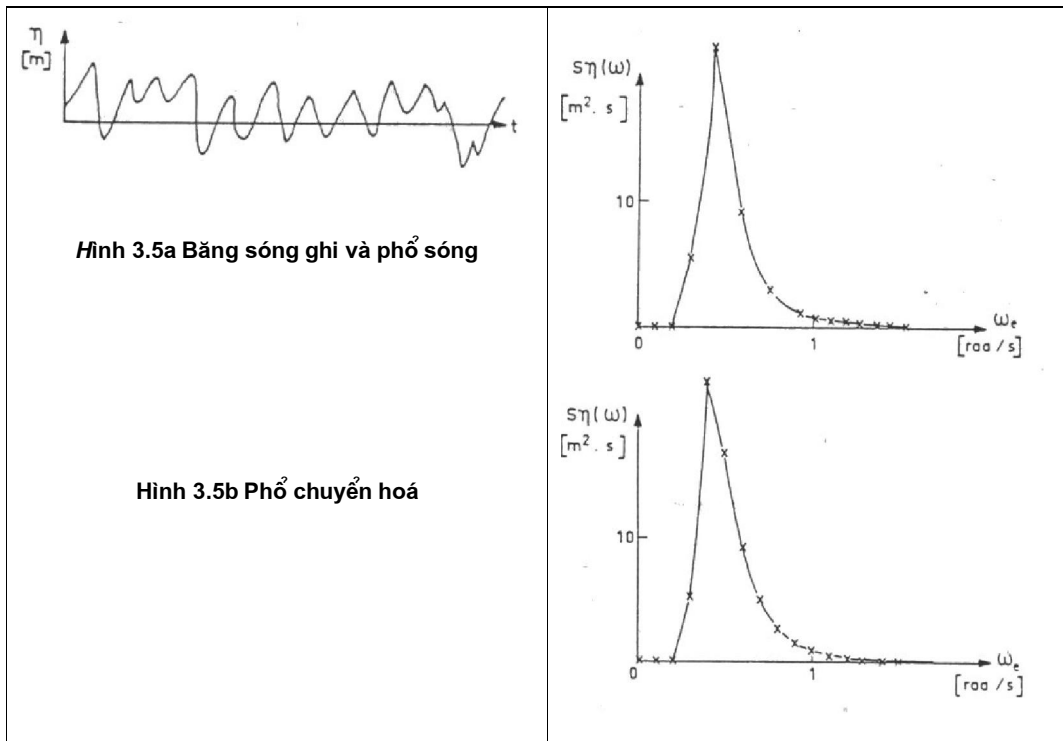
$$T_e = \frac{2\pi}{\omega_e} \quad (3.03)$$

Tuy nhiên, thông thường các phân tích động lực học đưa ra các tần số như những tham số độc lập.

3.5 XÁC ĐỊNH CHUYỂN ĐỘNG TÀU THUYỀN TRONG SÓNG

Vào khoảng năm 1860, bá tước William Froude đã phân tích chuyển động của các chiến thuyền vào thời kì đó và cho rằng chuyển động của thuyền cũng tương tự như chuyển động của thể tích nước tương đương trên biển lặng. Dạng tương đương của giả thiết đó cho rằng áp lực lên thành tàu cũng tương tự như áp suất tại điểm đó khi không có sóng. Nhiều vấn đề thực tế có thể giải quyết nhờ việc chấp nhận giả thiết đơn giản và khá thô này. Tuy nhiên, nếu độ thoáng (sóng) đáy tàu bị hạn chế hay tàu quá rộng so với bước sóng, thì sự tán xạ sóng tới do tàu có thể trở nên quan trọng và không thể bỏ qua được nữa.

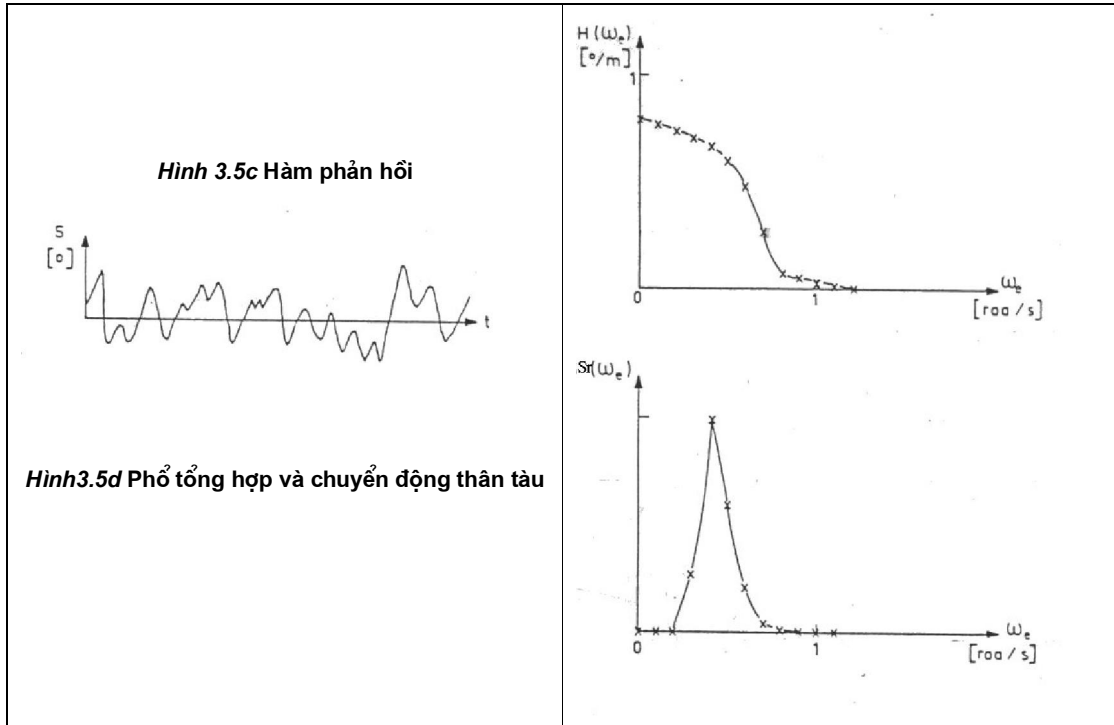
Các nhà thiết kế tàu thủy đã phát triển các mô hình lí thuyết tốt hơn nhằm tính toán các chuyển động của tàu thời kỳ hậu Froude. Lí thuyết được gọi là strip thường sử dụng để tính lắc đứng và lắc dọc trong sóng đều; phương pháp này được ghi nhận dưới sự hiệu chỉnh của Comstock (1967). Những phương pháp sau này cho phép kể đến các ảnh hưởng của tán xạ sóng và các sóng do tàu chuyển động tạo nên.



Khi các thành phần chuyển động của tàu là tuyến tính (phụ thuộc trực tiếp vào độ cao sóng) thì có khả năng xác định các phản hồi chung của sóng bằng cách tổng hợp các phản hồi riêng rẽ. Thật may mắn khi các vấn đề phản hồi của tàu có thể nghiên cứu sử dụng các mô hình tuyến tính do kích thước tàu thường đủ lớn so với độ dài sóng.

Nguyên lí tổng hợp tạo khả năng xác định các phản hồi của tàu lên phổ sóng thông qua phương pháp hàm phổ phản hồi, tương tự như nhiều bài toán động lực học khác. Chúng ta có thể nhắc lại từ cơ sở động lực học rằng các hàm phản hồi là cần thiết để chuyển hoá phổ lực (sóng) về phổ phản hồi (chuyển động) có thể được xác định bằng việc xem chuyển động tàu như tổ hợp các nhiễu động (sóng) tần số khác nhau. Chúng thường được xác định thông qua các thử nghiệm mô hình và thu được theo cách này, ngoại trừ đối với nước sâu.

Khi độ sâu trở nên nhỏ hơn 50% độ mớn nước, phản hồi của tàu đối với mỗi điều kiện sóng cho trước phụ thuộc vào độ thoảng sóng đáy tàu. Khi độ thoảng sóng đáy tàu trở nên nhỏ, dòng chảy bao quanh tàu sẽ bị nhiễu hơn so với điều kiện nước sâu. Thông thường dẫn đến giá trị hàm phản hồi thấp đối với cả chuyển động ngang và chuyển động thẳng đứng; thuyền chuyển động ít phản ứng đối với lực cho trước.



Tính toán các phản hồi trong hiện trạng nước nông thực tế trở nên rất khó khăn; thử nghiệm mô hình chỉ đưa ra các số liệu phản hồi chưa thật đáp ứng.

Ví dụ sau có thể làm cho nguyên lí này trở nên rõ ràng hơn. Hình 3.5a thể hiện cho ta thấy băng ghi sóng và phổ tương ứng, $A_\eta(\omega)$. Trên hình vẽ này:

$A_\eta(\omega)$ là mật độ năng lượng sóng (tốc độ biến đổi năng lượng sóng trên một đơn vị độ dài đỉnh sóng tương ứng với tần số),

ω là tần số sóng, và

η là mực nước tại bất cứ thời điểm nào.

Thông thường nếu phổ này, $A_\eta(\omega)$, thu được từ kết quả quan trắc tại một điểm cố định, nó có thể được thể hiện lại với trục tọa độ ngang mới trên cơ sở tần số sóng vượt, ω_e , sử dụng phương trình 3.02 và được trình bày trên hình 3.5b.

Hình 3.5c cho ta thấy hàm phản hồi $R(\omega)$ của tàu có thể được xác định theo các thử nghiệm mô hình với hàng loạt sóng đều có chu kỳ khác nhau.

Phổ tổng hợp đặc trưng cho chuyển động tàu trình bày trên hình 3.5d được rút ra bằng cách nhân tung độ của phổ trên hình 3.5b với bình phương tung độ tương ứng trên hình 3.5c. Một trong nhiều khả năng ghi nhận chuyển động của tàu tương ứng để xác định phổ cũng được chỉ ra. Do các giá trị cực trị của phổ sóng gốc thoả mãn phân bố Rayleigh, các cực trị của chuyển động tàu, s , cũng có thể xem thoả mãn phân bố đó.

Các hàm phản hồi sẽ được sử dụng trong hai chương tiếp theo nhằm tính toán chuyển động của tàu cần thiết để xác định độ sâu và bề rộng của lạch.

3.6 MỘT SỐ ĐỊNH NGHĨA VÀ CÁC PHÉP XẤP XỈ

Thông thường người ta mong muốn đánh giá gần đúng kích thước của một số tàu nhằm mục đích thiết kế sơ bộ các cảng. Các định nghĩa và các quan hệ xấp xỉ

sau đây có thể phù hợp với công việc đó; tuy nhiên, thiết kế chi tiết cần dựa trên các số liệu chính xác hơn.

Trong tải toàn phần (DWT- deadweight tonnage) của tàu là khả năng tải tổng cộng hàng hoá và người. Nó có thể bao gồm đội tàu, hành khách, dũ trữ, nhiên liệu, thiết bị nội thất di động và các thiết bị khác cùng với hàng hoá.

Lượng choán nước không tải (lightweight tonnage) của tàu chỉ bao gồm khối lượng tàu trong điều kiện rỗng hoàn toàn – các khoang chứa hàng đều rỗng.

Lượng choán nước (displacement) của tàu là khối lượng nước bị chiếm chỗ bởi con tàu. Do nguyên lí Archimedes được ứng dụng cho các vật nổi, lượng choán nước này sẽ bằng khối lượng tổng của tải tàu: tổng của trọng tải toàn phần và lượng choán nước tàu không tải.

Tiếp theo có thể sử dụng các mối tương quan sau đây :

$$\text{lượng choán nước} = \rho C_B L B D \quad (3.04)$$

trong đó B là độ rộng của tàu,

C_B là hệ số khối,

D là độ mớn nước của tàu (draft),

L là độ dài tàu, và

ρ là mật độ của nước.

Thông thường giá trị hệ số khối đối với các tàu buôn biển đổi từ 0,4 cho các chiến hạm nhanh và 0,9 cho các tàu chở dầu siêu lớn.

Trọng tải đăng kí toàn phần (gross register tonnage) của tàu tính theo thể tích trong – với một số ngoại lệ nhất định, xem ví dụ Baker (1952) – theo đơn vị 100 phít khối (2,83 m³).

Trọng tải đăng kí tịnh của tàu được tính theo thể tích có khả năng chứa hàng hoá sinh lợi. Đơn vị 100 phít khối cũng được sử dụng ở đây. Chú ý rằng khi trọng tải mô tả qua khối lượng thực, cũng cần được đưa về đơn vị thể tích.

Đối với phần lớn các tàu, DWT thường lớn hơn 1,5 lần trọng tải đăng kí toàn phần và khoảng hai lần trọng tải đăng kí toàn phần đối với các tàu chở hàng rất lớn (VLCC). Các mối tương quan này có thứ nguyên và đúng cho DWT trong đơn vị tấn và trọng tải đăng kí trong đơn vị thông dụng.

Thông thường lượng choán nước của tàu chở đầy hàng vào khoảng 1,3 đến 1,4 lần DWT. Hơn nữa trọng tải đăng kí toàn phần biển đổi từ 1,7 đối với chiến hạm đến 1,3 lần đối với VLCC so với trọng tải đăng kí tịnh.

Đối với phần lớn các chiến hạm, tỷ lệ giữa độ dài và rộng biển đổi từ 5 đến 8. Tỷ lệ lớn hơn tìm được ở các tàu cao tốc. Tỷ số giữa độ rộng và độ mớn nước thường bằng 2. Độ mớn nước các tàu rất lớn bị giới hạn dẫn đến tỷ lệ này khá lớn, đối với chúng tỷ lệ 3 là phổ biến nhất.

3.7 VÍ DỤ

Những thông tin trong phần trước có thể được sử dụng để đánh giá kích thước của tàu. Ví dụ đánh giá mớn nước tàu chở dầu 250.000 tấn.

Lượng choán nước vào khoảng 1,3 lần DWT.

$$\text{lượng choán nước} = 1,3 \times 250.000 = 325.000 \text{ tấn} \quad (3.05)$$

Hệ số khối được chọn vào khoảng 0,9. Do tàu có độ mớn nước bị giới hạn, chiều rộng vào khoảng 3 lần lớn độ mớn nước:

$$B \approx 3D \quad (3.06)$$

Các tàu chở dầu thường không thuộc loại cao tốc; chiều rộng thường vào khoảng 1/5 chiều dài :

$$L \approx 5B \approx 15D \quad (3.07)$$

Thay tất cả các đại lượng đó với $\rho = 1,030 \text{ tấn/m}^3$ vào (3.04) ta thu được:

$$325.000 \approx (1,030)(0,9)(15D)(30D)(D) \quad (3.08)$$

$$\approx 41,72D^3 \quad (3.09)$$

hay:

$$D \approx 19,8 \text{ m} \quad (3.10)$$

có thể nói độ mớn nước vào khoảng 20 mét.

4 ĐỘ SÂU LẠCH TÀU

E.W. Bijker, J.J. van Dijk, W.W. Massie

4.1 MỞ ĐẦU

Sự phát triển của các tàu chở dầu siêu lớn trong những thập niên trước đây dẫn đến sự phát triển của kích thước các loại tàu khác. Sự phát triển về kích thước tàu – bao gồm cả độ mớn nước - đã dẫn đến sự cần thiết có được cửa vào cảng sâu hơn và rộng hơn. Độ sâu bổ sung cũng có nghĩa rằng lạch tàu phải dài hơn, do độ dốc thông thường của biển gần bờ. Khối lượng của vật liệu cần nạo vét đối với một đơn vị độ sâu cần thiết càng tăng khi độ sâu tăng lên. Lượng tiền đầu tư để nạo vét hệ thống giao thông thuỷ và duy tu các lạch cũng tăng lên rất nhanh như một hàm của độ sâu, khi số lượng tàu cần thiết độ sâu lạch lớn, và lãi thu được từ cảng cũng giảm khi độ sâu cần thiết tăng lên. Tất cả các nhân tố như vậy kết hợp với sự động vốn đối với quy mô đầu tư lớn đặt ra yêu cầu lựa chọn độ sâu tối ưu đối với lạch tàu.

Những nguyên lý cơ sở chung của công việc tối ưu hoá như vậy đã được nhắc đến trong tập 13 của tập I. Các bước từ *a* đến *d* dẫn ra trong mục 3 của chương đó cũng được áp dụng ở đây: việc tổng quan chúng với các vấn đề riêng có thể giúp đặt ra các công việc tiếp theo trong chương này.

a. Lựa chọn thiết kế

Khi thiết kế một con tàu hay hàng loạt tàu, bên cạnh độ sâu lạch còn yêu cầu nhiều nhân tố khác như bề rộng lạch hay độ dài lạch. Kích thước của lạch thường ảnh hưởng đến giá cả xây dựng, nhưng chúng cũng gây ảnh hưởng đến phản ứng của tàu lên sóng và từ đó dẫn đến chi phí tổng thất.

b. Xác định kinh phí xây dựng

Kinh phí xây dựng phụ thuộc trực tiếp vào kích thước lạch và bao gồm cả chi phí ban đầu và nạo vét duy tu cơ bản cũng như đầu tư và duy tu cần thiết hỗ trợ lưu thông tàu thuyền.

c. Xác định chi phí tổn thất

Tổn thất kinh tế thường khó đánh giá cũng như đối với các tổn thất khác. Các tổn thất có thể do nhiều nguyên nhân, ví dụ :

- Tàu cần phải vào đà và sơn lại sau khi đáy tàu bị tróc sơn do đáy cát.
- Tàu không có khả năng di chuyển hợp lí trong lạch nhỏ có thể bị mắc cạn và yêu cầu cứu trợ.
- Va chạm tàu thuyền dẫn đến thiệt hại do khả năng đâm tàu.
- Tàu va vào đáy có thể bị thủng và đắm.

- Các tổn thất gián tiếp có thể xuất hiện từ các tổn thất môi trường do dầu loang, tai nạn người, mất hàng hay thiệt hại do chậm trễ khi bị kẹt tàu trên lạch.

d. Lập lại các bước này đối với những thiết kế khác

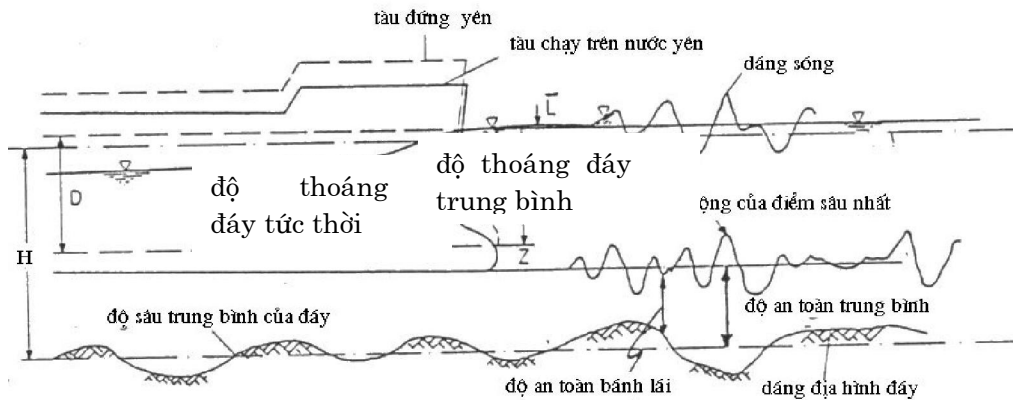
Một số lượng lớn các tham số thiết kế độc lập – xem bước a trên đây- dẫn đến các cố gắng tính toán đáng kể và những vấn đề liên quan.

4.2 TIẾP CẬN VẤN ĐỀ

Quay trở lại vấn đề nêu trên, chúng ta quan tâm trước hết đến đánh giá độ sâu lạch cho trước theo hai chỉ tiêu cơ bản:

1. Liệu độ sâu này đã đủ lớn cho phép tàu hoạt động an toàn trong lạch hay chưa?
2. Liệu còn có khả năng tối thiểu nào đó dẫn đến việc tàu sẽ đụng đáy lạch khi đi qua hay không?

Cả hai chỉ tiêu trên đều phụ thuộc vào độ thoáng của (sóng) đáy tàu. Chỉ tiêu đầu tiên phụ thuộc vào giá trị trung bình của độ thoáng cho trước (hay cho trước đối với phần lớn thời gian), trong khi chỉ tiêu thứ hai phụ thuộc vào giá trị tức thời của độ thoáng. Có thể nhận thấy rằng cả giá trị trung bình lẫn các biến đổi thống kê đều quan trọng trong những phân tích được dẫn ra sau đây.



Hình 4.1 Sơ đồ xác định các tham số độ sâu lạch

Có thể hình dung rõ ràng qua hình ảnh sau: Một con tàu đi qua lạch cho trước với một tốc độ nhất định. Tốc độ tàu và kích thước lạch gây nên hiện tượng hạ đều và hạ mũi tàu kết hợp với độ mớm tàu và độ sâu lạch dẫn đến độ thoáng trung bình. Hiện tại chúng ta cho phép thợ lặn di chuyển dọc phía dưới tàu – trong không gian độ thoáng đáy tàu. Nếu độ thoáng của đáy tàu vừa đủ, tàu có thể hoạt động đảm bảo (chỉ tiêu thứ nhất được đảm bảo!) và thợ lặn của chúng ta có thể bơi thoải mái dọc phía dưới tàu.

Tuy nhiên, còn có nhiều nhân tố khác cần kể đến. Các biến đổi mực nước gây nên do triều hay sóng nước dâng có thể dẫn đến sự biến đổi chậm của độ thoáng đáy tàu.

Sự hiện diện của sóng thường gây nên chuyển động của tàu xung quanh vị trí độ sâu trung bình. Cả những biến đổi mực nước và phản ứng của tàu đối với sóng gây nên “mái” phía trên thợ lặn của chúng ta khi chuyển động lên hay xuống. Tuy nhiên đáy của lạch lại không được phẳng. Công tác nạo vét không đều hay không đảm bảo như các sóng đáy do trầm tích lắng đọng trên đáy lạch cũng sẽ tạo nên sự bất đồng nhất; “đáy” phía dưới thợ lặn của chúng ta cũng sẽ chuyển động lên và xuống. Các chuyển động riêng biệt này cũng không thật sự quan trọng, nhưng sự an toàn của tàu (và thợ lặn) lại phụ thuộc vào các ảnh hưởng tổng hợp này.

Như vậy nếu “đáy” và “mái” gặp nhau thì thợ lặn sẽ không dễ dàng thoát ra và tàu sẽ chạm đáy!

Hình 4.1 cho ta thấy một số thành phần liên quan kể trên. Các kí hiệu trên hình sẽ được xác định trong các phần tiếp theo của chương này. Cả ba mục tiếp theo sẽ dành cho các trao đổi về từng thành phần của độ thoáng đáy.

Trước khi bắt đầu việc trao đổi trên có lẽ cần bàn thêm về độ tin cậy của số liệu độ sâu lạch. Phần lớn các nguồn số liệu phổ biến được lấy từ các bản đồ thủy đạc xuất bản cho thủy thủ. Do các bản đồ dành cho thủy thủ (hải đồ) nên độ sâu trên bản đồ là độ sâu nhỏ nhất trong khu vực bao quanh; đáy biển thực tế nằm thấp hơn bề mặt được xác định bằng độ sâu bản đồ. Như vậy khối lượng nạo vét - đặc biệt lượng nạo vét ban đầu - được đánh giá từ bản đồ trên thường lớn hơn. Tuy nhiên thông thường, nguồn thông tin tốt nhất cũng có thể thu được từ các cơ sở phục vụ thủy đạc thông qua yêu cầu trực tiếp. Các số liệu độ sâu có thể sử dụng để vẽ các bản đồ thường đảm bảo theo yêu cầu đặt ra.

4.3 CÁC CHUYỂN ĐỘNG CỦA TÀU

Mỗi khi độ sâu trung bình và hướng của lạch cũng như thiết kế tàu và tốc độ đã được chọn, một số công đoạn thiết kế cần thiết phải được xác định. Ảnh hưởng của hiện tượng hạ mũi và hạ đều bây giờ có thể được xác định theo cách đã trình bày trong mục 3.2. Tổng mức hạ, Z , sẽ dẫn đến sự giảm tương ứng của độ thoáng trung bình đáy tàu.

Độ mớn nước, D , sẽ phụ thuộc vào mức độ tải song cũng phụ thuộc vào mật độ nước trong lạch. Các ảnh hưởng của chênh lệch mật độ như vậy có thể trở nên rất quan trọng đối với tàu có độ mớn nước lớn; độ mớn nước có thể tăng lên khoảng 1/2 mét khi đi từ vùng nước biển sang vùng nước ngọt, độ mớn nước của từng tàu riêng biệt có thể được sử dụng để xác định độ thoáng trung bình đáy tàu.

Hướng lạch tàu (hướng của đường chính tâm) sẽ xác định hướng tương đối của sóng tới đối với mọi điều kiện bão. (Với mục đích đó và trong các mục tiếp theo chỉ có một điều kiện sóng và tàu duy nhất được kể đến. Điều kiện này sẽ được loại bỏ sau mục 4.8). Hướng sóng tương đối, phổ sóng bão và tốc độ tàu kể trên sẽ cho phép xác định phổ sóng bổ sung thêm do tàu.

Các nhà thiết kế tàu có thể cung cấp các hàm phản ứng cơ sở cần thiết – tương tự đối với thân tàu được sử dụng để minh họa trên hình 3.5. Tuy nhiên, điều quan tâm của chúng ta lại không phải là các chuyển động thành phần đó mà là chuyển động của một số điểm trên đáy tàu tương tự các điểm đặc biệt (có khả năng chạm đáy). Mỗi khi điểm đặc biệt đã được lựa chọn, hàm phản hồi đối với

điểm này, thu được chuyển động thẳng đứng cho biên độ sóng đơn vị so với tần số, có thể xác định theo các quy luật động học đơn giản.

Vị trí của điểm đặc biệt này trên tàu nhỏ đối với một số trường hợp khá dễ tìm, song cũng có thể gặp phải khó khăn. Đối với các tàu buồm hiện đại điểm này có thể trùng với điểm thấp nhất của phần ngắn sóng tàu. Khi quay tàu sẽ không gây ảnh hưởng xấu đến điểm đó (thậm chí có thể làm tăng độ mớm nước) và sóng tàu cũng nằm gần giữa tàu, nên sự hạ xuống ít quan trọng hơn so với sự nâng lên của tàu.

Tuy nhiên các bản đồ này thường chỉ ra các điểm đo độ sâu. Đôi khi các số liệu thăm dò thủy âm cũng có thể tìm thấy. Tuy các số liệu loại này có mật độ rất lớn – có thể đến hàng mét dọc theo các tuyến đo, nhưng do không được hiệu chỉnh bởi triều ; chúng yêu cầu nhiều công việc phải làm để đáp ứng mục tiêu cuối cùng của chúng ta.

Các số liệu cho những bản đồ này thường so với mực nước thấp nhất có thể có: mực nước triều thiên văn thấp nhất thường được sử dụng. Mực số liệu bản đồ này thường thấp hơn đáng kể so với mực trung bình trong lạch khi tàu đi lại.

Điều khác biệt đối với các tàu chở dầu siêu trọng là đáy tàu tương đối bằng phẳng nên tồn tại nhiều điểm có thể xem là đặc trưng. Xét về phương diện hạ mực nước thì toàn đáy thuyền bầu đều có thể thuộc điểm đặc trưng. Tuy nhiên nếu thuyền quay thì mép ngoài của đáy có thể trở nên nguy hiểm. Nhiều lúc cả hai loại chuyển động trên kết hợp lại thì điểm nhô ra trước sẽ hướng ra ngoài và các tàu thuyền có bề rộng tương đối sẽ trở thành điểm đặc trưng. Trong trường hợp nghi ngờ, điểm độ sâu tối hạn cần được lựa chọn bằng thử nghiệm.

Mỗi khi hàm phản hồi đối với điểm đặc trưng đã được xác định, thì phổ phản hồi đối với điểm đó có thể xác định giống như đã trình bày trong mục 3.5. Phổ phản hồi này, được kí hiệu bằng $R(\omega)$, cho ta độ lệch của vị trí điểm đặc trưng đối với một đơn vị tần số, đó là một hàm của tần số. Phổ mật độ năng lượng này sẽ có thứ nguyên m^2/s so với $1/s$. Các tần số trên phổ phản hồi này sẽ chỉ mở rộng về những tần số thể hiện cả phổ sóng tới và các hàm phản hồi ; điều này sẽ không tương thích theo cách mà phổ phản hồi được xác định.

Trong mục tiếp theo chúng ta thử thể hiện các biến đổi mực nước tương đối với mực nước lựa chọn trong dạng phổ.

4.4 MỰC NƯỚC VÀ SỰ BIẾN ĐỔI CỦA NÓ

Mực nước, L , tương đối so với số liệu bản đồ được chọn cho các mục đích thiết kế lạch phụ thuộc vào nhiều nhân tố. Một trong nhân tố quan trọng nhất là mật độ lưu thông của tàu thiết kế. Nếu các tàu thiết kế này thỉnh thoảng đi vào cảng – rất ít ngày - điều này có thể chấp nhận được bằng cách hoãn đến các thời điểm gần triều cao. Tuy nhiên điều này chỉ khả thi nếu các điều kiện khác như dòng chảy cho phép đi lại an toàn trong khoảng thời gian đó.

Các nhà thiết kế thường rất bảo thủ khi chọn mực nước cao nhất trong thiết kế tàu. Ví dụ, nếu như có sự biến đổi đáng kể của mực nước cao trong tháng, người thiết kế mực nước cao mà mỗi ngày thường đều bị vượt qua, đó là mực cao

nhất triều trực thế (HHWN). Nếu việc chờ tàu đòi hỏi quá nhiều chi phí thì mực nước thấp nhất nên chọn bằng mực cao thấp nhất triều trực thế (LHWN).

Các tàu có độ mớn nước lớn nhất đi vào cảng Rotterdam được nhận bản hướng dẫn khuyên họ đi vào lạch lúc nước cao (HW). Lời khuyên này xuất phát từ đường mực nước tính toán cho từng ngày và với các đặc trưng của tàu.

Đối với vấn đề riêng này, giá trị L thường sẽ dương (phụ thuộc vào số liệu mực nước) và có khả năng không biến đổi nhiều khi tàu đi lại.

Mặt khác, nếu tàu thiết kế cần phải đi vào cảng thường xuyên hơn – có thể là các phà đi lại nhiều lần trong ngày theo một thời gian biểu cố định- thì nhà thiết kế cần chọn mực nước sao cho phần lớn thời gian đều đảm bảo. Mực nước này phải nhỏ hơn mực thấp nhất nước ròng triều sóc vọng (LLWS) nhằm cho phép đi lại cả trong trường hợp rất hiếm do rút nước. Hiện tượng rút nước có thể gây nên bởi gió thổi rất mạnh từ bờ. Do mực nước thấp như vậy đã được xác định, sự phân tán có khả năng ít như đối với “vấn đề hiếm thấy của tàu”. Việc lựa chọn mực nước thiết kế thấp như vậy, là quan trọng đối với việc đi lại của một loại tàu nhất định nhưng cũng gây khó khăn đối với việc tối ưu hoá lạch; ngoài ra đối với phần lớn thời gian tàu có thể vào cảng khi mực nước tương đối cao.

Việc đánh giá chung đối với lạch tốt nhất nên căn cứ vào mực nước ngang bằng mực nước trung bình và tương ứng sự phân tán (lớn), bao gồm cả ảnh hưởng triều lẫn các ảnh hưởng khác. Các tiếp cận đó sẽ dẫn đến việc đánh giá tốt hơn “vấn đề thường xuyên của tàu” khác với “vấn đề hiếm thấy của tàu” đã được mô tả ở trên.

Đối với những vấn đề khác, độ sâu lạch và tương ứng độ thoáng đáy tàu được xác định mỗi khi mực nước trung bình được chọn. Độ phân tán (phương sai) σ_L^2 , xung quanh mực nước trung bình đó phụ thuộc vào nhiều yếu tố khác nhau.

Trước hết giả sử tàu thỉnh thoảng đi vào gần thời điểm triều cao, mực nước lạch sẽ biến đổi tăng lên một ít do kết quả của triều và dâng nước do gió trong khoảng thời gian tàu ở trong lạch. Mức độ kéo dài của phụ thuộc vào độ dài lạch và vận tốc tàu. Trong mọi trường hợp, sẽ có sự phân tán không lớn của biến đổi mực nước (so với những gì liên quan đến các vấn đề tàu). Nếu lạch quá dài hay tàu đi với tốc độ thấp thì triều có thể gây nên biến động lớn của mực nước và tương ứng mực nước trung bình trong thời gian tàu chạy sẽ thấp hơn; độ phân tán mực nước bây giờ sẽ tăng lên. Trong mức tới hạn, khi tàu cần tới hơn một chu kỳ triều để đi qua lạch tàu- vấn đề này trở nên tương tự như khi tàu những vấn đề thường gặp khác liên quan tới mực nước.

Mực nước trung bình có thể xem là tốt nhất cho việc chọn làm cơ sở đối với những vấn đề thường xuyên của tàu và đánh giá tổng thể lạch. Do các con tàu có thể vào lạch bất cứ thời gian nào, độ phân tán mực nước sẽ bao gồm các tác động của triều và nước dâng do bão.

Độ phân tán (phương sai) σ_L^2 có thể dễ dàng xác định theo sự biến đổi mực nước so với mực trung bình đã chọn. Nếu sự biến đổi mực nước đó được sơ đồ hoá bằng sóng hình sin (khá tốt đối với triều) với biên độ A_L , như vậy:

$$L^2 = \frac{1}{2} A_L^2 \quad (4.01)$$

Bây giờ chúng ta chỉ cần chuyển giá trị này về giá trị phổ nhằm thu được dạng giống như đã được sử dụng đối với phản hồi tàu, $R(\omega)$. Điều này có thể thực hiện được thông qua thể hiện các biến đổi mực nước xuất hiện trong các tần số thấp – tương ứng các chu kỳ của thành phần triều; ví dụ tần số của triều bán nhật vào khoảng $1,4 \times 10^{-4}$ rad/s. Nhắc lại rằng σ_L^2 đặc trưng cho diện tích nằm phía dưới đường cong phổ, và nó có thể chuyển về phổ hình chữ nhật với bề rộng $\Delta\omega$ và độ cao:

$$L(\omega) = \frac{\sigma_L^2}{\Delta\omega} \quad (4.02)$$

Giá trị của bề rộng $\Delta\omega$ không thực sự trở nên quá quan trọng

$$\Delta\omega = 10^{-4} \text{ rad/s}$$

Giá trị của $L(\omega)$ có thể được thể hiện ngay trên các tần số và cũng như $R(\omega)$ nó có thứ nguyên là m^2s .

4.5 ĐỘ GỒ GHỀ ĐÁY

Tính bất đồng nhất của đáy lạch có thể đo được bằng các thiết bị hồi âm theo các tuyến dọc lạch. Những đường cong như vậy có giá trị trung bình so với mực nước trung bình đã chọn; giá trị trung bình này xác định độ sâu trung bình của lạch. Độ sâu trung bình có thể có nơi lớn hơn độ sâu hải đồ đã được đề cập trên đây.

Sự biến đổi của độ sâu đo được như là một hàm của khoảng cách dọc theo lạch đã được bổ sung thêm như là một hàm của thời gian. Quy mô thời gian phụ thuộc vào tốc độ tàu. Với sự biến đổi như trên, đáy biển có thể được xử lý tương tự như với băng ghi sóng và phổ mật độ năng lượng, được kí hiệu bằng $r(\omega)$ cần được xác định. Tuy nhiên, tốc độ tàu sẽ biết được qua xác định các tần số trên phổ. Khi tàu chạy nhanh trên đáy phổ $r(\omega)$ sẽ trượt về phía tần số cao. Hoàn toàn tương tự như các phổ trước đó, $r(\omega)$ sẽ có thứ nguyên là m^2s .

Tất nhiên các đáy khác nhau sẽ cho các phổ khác nhau. Lạch tàu với đáy sóng cát dọc – sóng đáy mega – sẽ có phổ tần rất thấp so với phổ phản hồi của tàu. Ngược lại, đáy gồ ghề – ví dụ với đá tảng- phần lớn mức phân tán nằm tại các tần số cao.

Trước khi kết thúc đề tài độ gồ ghề đáy, chúng ta nêu ra một số vấn đề liên quan tới độ tin cậy đo đạc độ sâu lạch. Các giản đồ máy hồi âm sử dụng để xác định độ gồ ghề có thể dẫn đến kết quả không phù hợp với hiện trạng. Các máy hồi âm đo độ sâu thông qua khoảng cách tương đối so với đầu thu đặt dưới đáy tàu. Chuyển động của tàu gây ra sóng không thể phân biệt được trong các băng ghi với độ gồ ghề. Đo đạc bằng máy hồi âm cũng còn phụ thuộc vào vận tốc truyền âm trong nước, và do đó phụ thuộc vào nhiệt độ và độ muối.

Tất cả những điều đó kéo theo các sai số đo đạc được phản ảnh cùng với độ gồ ghề vào phổ thu được. Thông thường điều này không thực sự đáng lo ngại vì các nhà thiết kế sử dụng các phép tính toán tối ưu có thể không còn đề cập đến các kết quả thực nữa.

4.6 NHỮNG BIẾN ĐỔI CỦA ĐỘ THOÁNG ĐÁY TÀU

Bây giờ sau khi đã xác định xong phổ chuyển động của điểm thấp nhất của tàu, $R(\omega)$, phổ của mực nước $L(\omega)$, và phổ của độ gồ ghề đáy, $r(\omega)$, chúng ta có thể dễ dàng các định phổ độ thoáng đáy tàu, $e(\omega)$:

$$e(\omega) = R(\omega) + L(\omega) + r(\omega) \quad (4.03)$$

Việc tính toán tiến hành đối với từng tần số vì phổ độ thoáng đáy tàu là một hàm của tần số. Phổ này chỉ mô tả mức phân tán của độ thoáng đáy tàu xung quanh giá trị trung bình và tần số tương ứng; không thể nói được điều gì về độ thoáng thực đáy tàu. Tuy nhiên độ thoáng trung bình đáy tàu đã được sử dụng để xác định $e(\omega)$ nhưng lại không được thể hiện trong phổ thu được.

Nhằm mục đích triển khai các tính toán thống kê sau này, cần phải thể hiện các thông tin chứa đựng trong phổ $e(\omega)$ về dạng tiện lợi hơn. Tổng quan của chương 11 tập I đã cho thấy rằng, phải cần đến một số bổ sung nào đó, N , và một dạng chuyển động đặc trưng (H_{sig} có thể được sử dụng ở đây) tương tự. Chu kỳ trung bình bổ sung, T_m có thể thay cho N .

Biên độ của các dịch chuyển thể hiện bởi phổ có thể được đặc trưng bằng độ lệch chuẩn:

$$\sigma_e^2 = \int_0^{\infty} e(\omega) d\omega \quad (4.04)$$

không gì khác là diện tích nằm dưới biểu đồ phổ. Diện tích này thường được kí hiệu bằng m_0 hay moment bậc 0.

Chu kỳ trung bình giữa các cực đại tương đối của hàm được đặc trưng bởi $e(\omega)$, theo Rice (1944-1945) sẽ là:

$$T_m = 2\pi \left[\frac{m_2}{m_4} \right]^{1/2} \quad (4.05)$$

trong đó moment bậc j được xác định theo công thức:

$$m_j = \int \omega^j e(\omega) d\omega \quad (4.06)$$

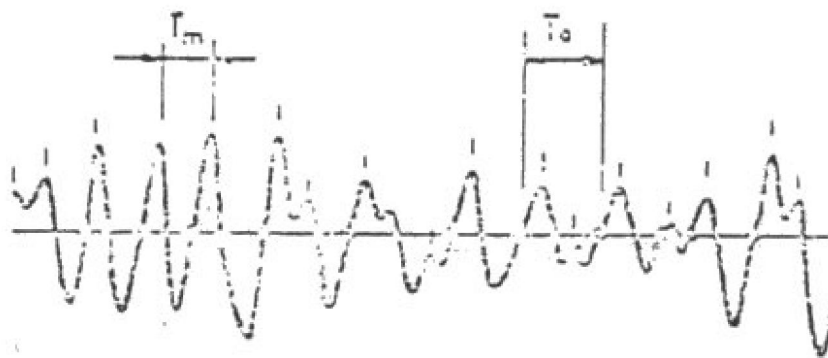
Phương trình 4.04 là trường hợp riêng của 4.06.

Các các đại tương đối nêu trên được xác định qua các giá trị cực đại của biến động độ thoáng đáy không tương ứng với các mực tuyệt đối hoặc cực tiểu âm xuất hiện giữa chúng. Bằng cách đó, các khả năng xuất hiện của các cực trị của độ thoáng đáy đã được kể đến. Hình 4.2 minh họa cho ta định nghĩa về T_m căn cứ vào băng ghi biến động độ thoáng đáy tàu cần thiết.

Cho giá trị T_m là số lần vượt qua cực trị của độ thoáng đáy, N , có thể được xác định bằng cách chia khoảng thời gian tàu di chuyển trong lạch cho T_m .

Các moment có thể được sử dụng để xác định một trong những thông tin khó xác định liên quan đến tập tính của độ thoáng đáy. Thông tin này chính là độ rộng phổ, ϵ :

$$\epsilon^2 = 1 - \frac{m_0^2}{m_0 m_4} \quad (4.07)$$



Hình 4.2. Biến động của độ thoáng đáy tàu với các định nghĩa

| : cực đại,

+ : điểm cắt không,

T_m : khoảng cách giữa các cực đại,

T_0 : khoảng cách giữa các điểm cắt không.

Nếu $\varepsilon = 1$ thì các cực trị của băng ghi độ thoáng đáy đặc trưng bởi phổ $e(\omega)$ có thể được mô tả bằng phân bố chuẩn. Mặt khác, nếu $\varepsilon = 0$ thì phân bố Rayleigh lại có khả năng mô tả gần đúng các cực trị của độ thoáng đáy tàu.

Đối với vấn đề hiện tại, chúng ta hy vọng giá trị của ε gần 0 vì các thành phần vế phải của 4.03 là những hàm với các cực trị gần với phân bố Rayleigh.

Có lẽ nên chấp nhận ảnh hưởng tương đối của mỗi thành phần 4.03 lên các tham số thu được.

Do σ_e được xác định chỉ bởi diện tích nằm dưới đường cong $e(\omega)$ và diện tích này bằng tổng của các diện tích dưới mỗi phổ thành phần, nên phân bố tần suất của các phổ đó (và của cả $e(\omega)$) không đóng vai trò nào trong giá trị σ_e .

Tuy nhiên, không nhất thiết phải sử dụng phổ độ thoáng đáy tàu nếu như chỉ mong muốn giá trị σ_e . Sự cần thiết tương đối của mỗi thành phần được xác định bởi giá trị phổ riêng tương quan đối với các giá trị khác. Đáy lạch với độ gồ ghề cao thường đóng vai trò quan trọng hơn đối với độ thoáng đáy tàu so với trường hợp đáy trơn.

Còn lại hai tham số, T_m và ε phụ thuộc vào các moment xung quanh đường $\omega = 0$ như đã được thể hiện bằng phương trình 4.06. Các mối quan tâm tiếp theo về tập tính của phương trình này cho thấy rằng đối với $j > 0$ các phần diện tích phổ tại các tần số tương đối cao đóng một vai trò quan trọng hơn trong m_j so với các phần diện tích tương đương tại các tần số thấp. Đồng thời sự vượt trội tần suất cao cũng trở nên rõ nét hơn khi j tăng lên.

Trước hết điều này lí giải vì sao phải quay lại mục 4.4, giá trị $\Delta\omega$ sử dụng trong phương trình 4.02 thường ít quan trọng, diện tích thành phần phổ $L(\omega)\Delta\omega$ có giá trị không đổi và được thể hiện gần với trục $\omega = 0$ đóng vai trò không đáng kể trong việc xác định m_j khi $j > 0$.

Với những kiến thức về các moment và phương trình 4.05 chúng ta thấy rằng các giá trị phổ tần cao sẽ đóng vai trò quyết định khi xác định \overline{T}_m và trước hết thông qua nhân tố m_4 . Với nguyên do đó \overline{T}_m giảm tương tự như tổng năng lượng của phổ độ thoáng đáy chuyển dịch về phía các tần số cao. Như vậy, các thành phần tần số cao nhất của $e(\omega)$ sẽ xác định \overline{T}_m làm cho giá trị này nhỏ hơn và như vậy số lần đếm N sẽ lớn hơn.

Nếu như đáy biển nhiều đá, các thành phần tần số cao nhất của $e(\omega)$ sẽ thu được từ $r(\omega)$ và độ gồ ghề của đáy sẽ ảnh hưởng rất lớn đến \overline{T}_m . Mặt khác, nếu đáy lạch chỉ có các sóng cát dọc lớn, \overline{T}_m sẽ được xác định bởi chuyển động của tàu.

Giá trị ε trong phương trình 4.07 lại phức tạp hơn khi phân tích. Tuy nhiên, giá trị của ε sẽ tăng lên khi bậc tần số của phổ $e(\omega)$ tăng lên. Do tần số thấp nhất thường gần bằng 0 (do $L(\omega)$) tần số cao nhất trong phổ độ thoáng đáy sẽ xác định giá trị ε . Ngoài trường hợp độ gồ ghề đáy thể hiện ảnh hưởng đến các tần số cao tương đối trong $e(\omega)$, có thể hy vọng rằng ε sẽ hầu như bằng 0 và phân bố Rayleigh sẽ mô tả thoả đáng các đặc trưng thống kê của các cực trị của độ thoáng đáy.

Trước khi xác định cực trị đó, chúng ta sẽ ôn lại các tính chất của phân bố Rayleigh trong mục tiếp theo.

4.7 CÁC TÍNH CHẤT CỦA PHÂN BỐ CHUẨN VÀ PHÂN BỐ RAYLEIGH

Như tổng quan, các tính chất của phân bố Rayleigh và phân bố chuẩn được dẫn ra sau đây. Trong các phương trình và bảng 4.1 x sẽ là tham số không thứ nguyên do chia cho chuẩn sai σ .

Bảng 4.1 Các tính chất của phân bố chuẩn và phân bố Rayleigh

x	$p(x)$	
	Chuẩn	Rayleigh
0	0,50000	1,00000
0,2	0,42075	0,98020
0,5	0,30854	0,88250
1,0	0,15866	0,60653
1,5	0,06681	0,32465
2,0	0,02276	0,13534
2,5	0,00621	0,04394
3,0	0,00135	0,01111
4,0	$31,5 \cdot 10^{-6}$	$333,5 \cdot 10^{-6}$
5,0	$0,287 \cdot 10^{-6}$	$3,727 \cdot 10^{-6}$
6,0	$986,6 \cdot 10^{-12}$	$0,0152 \cdot 10^{-6}$
7,0	$1,280 \cdot 10^{-12}$	$22,90 \cdot 10^{-12}$
8,0	$622,1 \cdot 10^{-18}$	$12664 \cdot 10^{-18}$
9,0	$0,1128 \cdot 10^{-18}$	$2,577 \cdot 10^{-18}$
10,0	$7,62 \cdot 10^{-24}$	$192,87 \cdot 10^{-24}$

Đối với phân bố Rayleigh:

$$p(x) = e^{-\frac{1}{2}x^2} \quad (4.08)$$

và phân bố chuẩn với trung bình 0:

$$p(x) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2}x^2} \quad (4.09)$$

trong đó, đối với cả hai phân bố:

$p(x)$ là xác suất rằng giá trị x bằng hay lớn hơn.

Giá trị $p(x)$ như một hàm của x được trình bày trong bảng 4.1.

4.8 KHẢ NĂNG VA CHẠM ĐÁY LẠCH

Bây giờ khi các tính chất thống kê của biến động độ thoáng đáy đã được xác định, thông qua σ_e và N , chúng ta có thể thử xác định thời điểm tàu va chạm đáy lạch hay thợ lặn chúng ta bị kẹt. Điều này sẽ xảy ra khi độ thoáng đáy trở nên 0 hay nói cách khác sự biến đổi của độ thoáng đáy tức thời, $e(t)$, vượt quá độ thoáng đáy trung bình cho trước. Tất nhiên σ_e và N chỉ mô tả sự biến đổi của độ thoáng đáy.

Biểu thức cho độ thoáng đáy trung bình có thể thu được từ bảng 4.1:

$$\bar{c} = h + \bar{L} - D - Z \quad (4.10)$$

và độ thoáng thực tại mọi thời điểm sẽ là:

$$c(t) = \bar{c} - e(t) \quad (4.11)$$

trong đó:

\bar{c} là độ thoáng đáy tàu cho trước,

h là độ sâu nước so với mực đáy trung bình đo được từ một số số liệu mực nước,

D là độ mớn nước của tàu,

\bar{L} là mực nước tương đối so với số liệu tương tự h , và

Z là độ hạ thấp tổng cộng của điểm đặc trưng đáy tàu.

Bây giờ cần phải đánh giá khả năng $e(t)$ vượt qua \bar{c} . Trước khi triển khai bài tập đó, chúng ta khẳng định mối quan tâm đến khả năng tàu chạm đáy tối thiểu một lần khi tàu đi qua lạch. Điều này dẫn đến việc nếu tàu chạm đáy tất sẽ gây ra tổn thất, có nghĩa là không còn quan trọng việc đó có xảy ra thường xuyên hay không. Cuối cùng, dựa vào tính chất của xác suất :

$$[khả năng xảy ra 1 lần] = 1 - [khả năng không bao giờ xảy ra] \quad (4.12)$$

Bắt tay vào bài tập, tiến hành tính độ thoáng đáy tàu phi thứ nguyên bằng cách chỉ cho chuẩn sai độ thoáng :

$$x = \frac{\bar{c}}{\sigma_e} \quad (4.13)$$

trong đó x là độ thoáng đáy phi thứ nguyên giới hạn sử dụng trong 4.08.

Khả năng giá trị tối hạn bất kỳ của sự biến đổi độ thoáng đáy bằng hay lớn hơn \bar{c} là:

$$p(\bar{c}) = e^{-\frac{1}{2}x^2} \quad (4.14)$$

Khả năng rằng \bar{c} không bị vượt qua là:

$$1 - p(\bar{c}) \quad (4.15)$$

Trong thời gian tàu đi qua, có N các giá trị tối hạn của độ thoáng đáy tàu. Khả năng không có một trong số các giá trị tối hạn N nào lớn hơn \bar{c} là:

$$[1 - p(\mathcal{C})]^N \quad (4.16)$$

Cuối cùng, khả năng tàu của chúng ta không chạm đáy một lần nào khi đi qua lạch sẽ là :

$$E_1 = 1 - [1 - p(\mathcal{C})]^N \quad (4.17)$$

E_1 là xác suất rằng tàu gặp khó khăn trong lạch do chạm vào đáy khi đi qua lạch và trong điều kiện bão (hướng sóng cũng như độ cao sóng) được sử dụng để xác định $R(\omega)$. Chúng ta đã chọn điều kiện đối với \mathcal{C} đủ lớn cho phép đáp ứng các chỉ tiêu hoạt động của tàu.

Bài tập này hiện vẫn còn xa mới được xem là đầy đủ. Bất cứ điều kiện bão nào có thể xuất hiện và mật độ lưu thông tàu cũng gây ảnh hưởng lên phép tối ưu hoá. Các nhân tố này sẽ được xem xét đến trong mục tiếp theo.

4.9 MẬT ĐỘ LƯU THÔNG TÀU

Cho rằng thay vào chỗ một tàu bây giờ sẽ có đồng thời 2 tàu. Điều gì sẽ xảy ra đối với E_1 ?

Cách trả lời nhanh và không chính xác sẽ là hai tàu sẽ có $2N$ cực trị của độ thoáng tàu và N trong phương trình 4.17 chỉ cần thay bằng $2N$. Nguyên nhân của kết quả sai này nằm ở chỗ E_1 là xác suất rằng cả hai tàu đều gặp khó khăn, song đã bỏ qua khả năng một tàu có thể an toàn đi qua lạch trong khi tàu còn lại phải dừng ở một nơi nào đó.

Cách lập luận đúng nhất đó là khi có hai tàu vào trong lạch thì khả năng tàu gặp khó khăn trung bình sẽ lớn gấp đôi. Nói chung, nếu có m tàu trong lạch thì xác suất gặp nạn sẽ là

$$m E_1 \quad (4.18)$$

Biểu thức 4.18 có thể dẫn đến xác suất tổng cộng tàu gặp nạn sẽ lớn hơn 1. Nhìn qua điều này quả là vô lí, nhưng chúng ta cần nhớ lại rằng điều này cần gắn với tổn thất của từng tai nạn tàu riêng rẽ nên nếu biểu thức 4.18 trở nên lớn hơn 1 điều đó phản ảnh khả năng một số tàu có thể ít nhiều bị lâm nạn trong cùng một thời gian.

Tuy nhiên mật độ trong lạch có thể gây ảnh hưởng lớn hơn lên kết quả tính toán. Trên đây chúng ta đã tính xác suất lâm nạn đối với m tàu trên lạch trong điều kiện bão nhất định, nhưng xác suất hiện diện của m tàu là bao nhiêu? Đối với điều kiện lưu thông tàu bình thường, xác suất, $p(m)$, hiện diện m tàu trong lạch cùng một thời gian sẽ giảm khi m tăng. Thấy rằng, đối với vấn đề ít gặp, ví dụ $p(m)$ gần bằng 1 khi $m = 0$ ($m = 0$ hoàn toàn đúng ở đây và cũng đúng cho 4.18!).

Tương quan giữa giá trị $p(m)$ vào m thường có thể được rút ra cho lạch mới xây dựng thông qua lý thuyết về các chỉ tiêu tàu đến và phục vụ tàu. Nói một cách tổng quát, $p(m)$ sẽ trở nên nhỏ không đáng kể khi m lớn hơn một giá trị M nào đó. Từ lý thuyết thống kê, ta có:

$$\sum_{m=0}^M p(m) = 1 \quad (4.19)$$

Thông tin mới này có thể kết hợp với kết quả trước của của trên. Xác suất rằng tàu thiết kế khai thác lịch tàu của chúng ta sẽ gặp khó khăn trong điều kiện bão cho trước với các điều kiện lưu thông tàu sẽ là:

$$E'_1 = E_1 \sum_{m=0}^{M'} mp(m) \quad (4.20)$$

Trong đó E_1 nằm ngoài dấu tổng bởi vì đại lượng này độc lập đối với chỉ số tổng m .

Nếu như điều kiện bão không đổi- hay không gây ảnh hưởng lên tàu và do đó gây ảnh hưởng lên độ thoáng đáy tàu- chúng ta có thể kết thúc bài tập tại đây. Lịch tàu nội thuỷ có thể thoả mãn yêu cầu trên, còn đối với phần lớn các lịch cảng điều này hầu như không chấp nhận được. Ảnh hưởng của điều kiện sóng biến đổi sẽ được đề cập đến trong mục sau.

4.10 BIẾN ĐỘNG ĐIỀU KIỆN BÃO

Điều kiện bão được sử dụng ở đây thường đồng nghĩa với “độ cao sóng” do có nhiều biến tham gia vào phép tối ưu hoá độ sâu lịch. Điều kiện bão cần thiết để xác định các chuyển động tàu bao gồm hướng sóng so với trục lịch và phổ sóng. Đặc trưng phổ – ví dụ phổ Pierson Moskovich – có hai tham số là độ cao sóng (hay biên độ) và chu kỳ sóng. Số liệu sóng cần thiết để tối ưu hoá tham gia vào xác suất thống kê thông thường được chọn tổng hợp cả độ cao, chu kỳ sóng lẫn hướng sóng.

Các số liệu sóng dạng rộng như trên thường rất hiếm có, và nhà thiết kế phải cần đến phép tổng hợp các số liệu thống kê độ cao theo chu kỳ và theo hướng sóng. Ví dụ, xem xét các độ dốc sóng có thể thường dẫn đến tương quan giữa độ cao sóng và chu kỳ sóng; vị trí địa lí các vùng đất xung quanh thường dẫn đến tương quan giữa độ cao sóng và hướng sóng hay giữa chu kỳ sóng và hướng sóng – khi khúc xạ sóng trở nên quan trọng.

Kết quả phân tích số liệu sóng này sẽ dẫn đến bảng liệt kê tổ hợp độ cao sóng đặc trưng, H_{sig} , chu kỳ sóng đặc trưng, T_0 , hướng sóng, ϕ và xác suất tương ứng, $p(H, T, \phi)$ khi các tổ hợp trên xuất hiện. Xác suất này là xác suất mà phổ và hướng sóng cho trước có thể tính được vào bất cứ thời điểm nào. Nếu chúng ta chú ý đến cả trường hợp ngoại lệ, khi $H = 0$ (không có sóng), thì:

$$\sum_{i=1}^{N'} p_i(H, T, \phi) = 1 \quad (4.21)$$

trong đó:

i là chỉ số các giá trị trong bảng số liệu bão, và

N' là số các số liệu trong bảng, N' thường là một số lớn.

Mỗi khi bảng các đặc trưng bão được xác định, có thể dễ dàng kết hợp với những công việc vừa triển khai. Xác suất tàu thiết kế của chúng ta gặp khó khăn trong điều kiện bão đã chọn và cơn bão này xuất hiện:

$$E_2 = E_1 p(H, T, \phi) \quad (4.22)$$

Tất nhiên, $p(H, T, \phi)$ có thể được mô tả với chỉ số như trên công thức (4.21) và E_2 cũng cần đưa thêm chỉ số i . Nếu như tất cả điều đó là cần thiết, chúng ta có thể đã mừng lắm rồi, song điều đó khó có thể xảy ra. Mỗi N' chuỗi số liệu điều kiện

sóng khác nhau dẫn đến phổ phản hồi $R_i(\omega)$. Do hàm phản hồi đối với chuyển động thẳng đứng của điểm đặc trưng trên đáy tàu cũng phụ thuộc vào góc tới của sóng, ϕ , chúng ta cũng cần sử dụng một số hàm phản hồi khác nhau để xác định $R_i(\omega)$ từ tập hợp N phổ sóng. May mắn là số lượng hàm phản hồi cần thiết thường ít hơn N ; bản thân các hàm phản hồi lại phụ thuộc trước hết vào hướng sóng chứ không phải vào độ cao hay chu kỳ sóng.

Cũng có khả năng tồn tại sự kết hợp giữa điều kiện bão và mực nước trung bình \bar{L} và chuẩn sai của chúng, σ_L . Điều này không chỉ có nghĩa rằng phổ $L(\omega)$ cũng kết hợp với điều kiện bão, mà \bar{c} kết hợp với chúng thông qua phương trình 4.10. Điều này có nghĩa rằng các hàm phản hồi còn có thể phụ thuộc vào mực nước và điều kiện bão, do các hàm phản hồi phụ thuộc vào \bar{c} (ít ra khi \bar{c} nhỏ so với bề rộng tàu).

Đối với vấn đề thường gặp của tàu, theo quan điểm công trình cảng thì các biến đổi mực nước do bão sẽ phản ánh trong σ_L và \bar{L} sẽ là mực nước trung bình. Ngược lại, bây giờ \bar{c} sẽ không biến đổi và việc tính toán sẽ trở nên ít phức tạp hơn.

Trước khi kết thúc vấn đề liên quan đến bão chúng ta có thể triển khai sự kết hợp vấn đề mật độ lưu thông tàu với các điều kiện bão. Bài toán đơn giản nhất sẽ là việc đóng cửa cảng khi các điều kiện bão nguy hiểm. Điều này có thể lý giải qua việc các tai biến kinh tế của tàu trong lạch quá lớn cho nên giá phải trả cho tàu lưu lại còn rẻ hơn so với chi phí phải dành cho nạo vét lạch sâu thêm.

Tương tự kết hợp giữa mật độ lưu thông tàu và các điều kiện bão dẫn đến việc hạn chế cho một số lượng lớn tàu vào cảng khi dự báo có bão nguy hiểm.

Từ đây có thể thấy rằng việc tính toán có thể không cần thiết do tính chất phức tạp của nó, song các nhà thiết kế cần lường trước rất nhiều vấn đề nhằm kết hợp chúng vào trong các nhân tố chung.

Mục 4.11 sẽ trao đổi về một số ý tưởng đảm bảo giữ lại các quy trình giải quyết trong một giới hạn hợp lý.

4.11 CÁC BƯỚC ĐÁNH GIÁ TIẾP THEO

Có hai vấn đề chúng ta cần quan tâm ở mục này: Làm thế nào để giảm bớt những vấn đề vừa nêu và các kết quả sẽ được sử dụng như thế nào?

Bằng việc bắt đầu từ yêu cầu quy trình giải quyết, có thể thấy rằng phần lớn các cố gắng tính toán hiện nay đều tập trung cho việc xác định phản hồi tàu nhiều lần. Trước hết, điều này có thể đơn giản hoá bằng cách cho rằng sóng tới với góc 30° đồng nghĩa sóng đi từ cảng hay từ bờ xuất phát. Điều này làm giảm làm giảm bớt công việc tính toán hàm phản hồi. Số lượng các hàm phản hồi có thể giảm nhiều hơn nếu bỏ qua ảnh hưởng của các biến đổi nhỏ của độ thoáng đáy tàu trung bình đối so với độ thoáng thực tế của hàm phản hồi đó. Cách tiếp cận này có nghĩa rằng sự biến đổi của độ thoáng trung bình nhỏ hơn khoảng 10% có khả năng không làm biến đổi đáng kể phản hồi tàu đối với phổ sóng cho trước. (Ảnh hưởng của 10% biến đổi đối với \bar{c} có thể dẫn đến tăng xác suất tàu bị nạn, song ảnh hưởng của nó đến E_1 lại không đáng kể).

Bước cuối cùng cho phép làm giảm số lượng cần thiết hàm phản hồi là tính toán theo bước hướng sóng lớn hơn. Bước tính nhỏ hơn 30° có thể trở nên lãng phí, song góc 45° lại quá thô. Tất nhiên quy trình giải quyết ở đây phải là đơn giản nhất nếu bước tính góc sóng trong thống kê bão (hay được nhân với một số chặn lần) sẽ được sử dụng trong tính toán các hàm phản hồi cần thiết.

Chuyển sang một phần tính toán khác với các thủ tục kèm theo khi sóng gây ảnh hưởng đáng kể lên chuyển động tàu chỉ xuất phát từ một số hướng nhất định do các điều kiện địa lí hay khí tượng (ví dụ gió mùa) quy định. Nếu thành phần lưu thông tàu đảm bảo loại trừ các điều kiện bão (trường hợp cá biệt) thì việc đưa m và $p(m)$ vào tính toán trở nên không cần thiết nữa. Số hạng:

$$\sum_{m=0}^M mp(m)$$

trở nên không phụ thuộc vào bão và bị loại ra và chỉ được tính đến sau khi tổng 4.23 đã tính toán xong. Tuy nhiên việc giảm công sức tính toán theo cách này là không đáng kể so với những tính toán phản hồi tàu.

Vậy có thể rút ra điều gì? Kết quả của các công việc vừa bàn trên đây dẫn đến một bảng có N giá trị của E_2 , mỗi giá trị này ứng với điều kiện bão khác nhau cho một loại tàu nhất định. Xác suất tàu có thể gặp khó khăn, E_3 , trong một khoảng thời gian ngắn sẽ là:

$$E_3 = \sum_{i=1}^N E_{2i} \quad (4.23)$$

Do các nhà kinh tế thường sử dụng giá trị E_3 trung bình năm vì vậy khi tính xong E_3 nêu trên cần phải chuyển về cơ sở năm. (Hiện tại chỉ mới tính cho khoảng thời gian tàu ở trong lạch). Về nguyên lý, xác suất đảm bảo có điều gì đấy không ổn sẽ là như nhau cho mọi thời đoạn trong năm. Số lượng các khoảng thời gian, M , sẽ phụ thuộc vào thời gian lưu thông tàu. Đối với thời gian chuyển tiếp 1 ngày thì M sẽ là 1460.

Xác suất tàu bị tổn hại trên cơ sở năm, E_4 , bây giờ sẽ là:

$$E_4 = M E_3 \quad (4.24)$$

Vậy vì sao chúng ta không sử dụng số lượng tàu thiết kế trong năm đang khai thác lạch thay cho M (như đã xác định trên đây) trong phương trình 4.24? Cách đặt vấn đề như trên có vẻ hợp lý về hình thức song không chính xác; ảnh hưởng của tổng mật độ lưu thông và phân bố của nó như là một hàm của thời gian đã được kể đến qua m và $p(m)$ trong phương trình 4.20. Sử dụng số lượng tàu một lần nữa sẽ dẫn đến việc tính ảnh hưởng của mật độ lưu thông tàu hai lần.

Tương tự như đối với phương trình 4.18, E_4 cũng có thể lớn hơn 1. Các giải thích dẫn ra trong mục 4.9 vẫn giữ nguyên giá trị tại đây.

Bây giờ, khi xác suất năm thiệt hại đối với tàu thiết kế đã được biết, chúng ta cần xác định thiệt hại tương ứng về tiền:

$$\text{thiệt hại về tiền hàng năm} = E_4 \times \text{thiệt hại do các tai nạn riêng lẻ} \quad (4.25)$$

Giá trị này tương ứng thiệt hại hàng năm đối với tàu thiết kế.

Vậy đối với các tàu khác thì thế nào? Do kích thước, độ thoáng đáy tàu và các phản hồi lên tác động sóng sẽ khác nên chúng ta có thể nói rằng thiệt hại cũng sẽ là tổng các thiệt hại đơn lẻ. Theo lý thuyết, cần phải tiến hành các tính toán như trên đối với tất cả các tàu đi vào cảng, song trong thực tế chỉ cần tính cho một số loại tàu nhất định. Hiển nhiên xác suất các tàu bị cạn trong lạch dành cho các chàu chở dầu siêu lớn sẽ gần như bằng 0 đối với các bài toán kỹ thuật.

Tổng thiệt hại hàng năm của lạch sẽ là tổng của các thiệt hại năm đối với các tàu liên quan và chi phí duy tu, nạo vét lạch.

Nhằm mục đích đánh giá thiết kế tổng thể (bao gồm kinh phí xây dựng) chi phí hàng năm này sẽ được chuyển sang một phần kinh phí tổng đầu tư với lãi f cho phép cung cấp đủ tiền trang trải cho chi phí hàng năm đối với khoảng thời gian tồn tại l của lạch. Trong kinh tế học, chi phí cho thiệt hại hàng năm này có thể chuyển sang vốn đầu tư bằng cách nhân với chỉ số rủi ro (pwf : present worth factor):

$$pwf = \frac{(1+i)^n - 1}{i(1+i)^n} \quad (4.26)$$

trong đó:

i là lãi suất tiền vay trong khoảng thời gian chục năm, và
 n số chu kỳ trả.

Chi phí chung đối với lạch thiết kế sẽ là tổng của chi phí xây dựng, chi phí mất mát và chi phí duy tu.

Sau khi tổng kinh phí của một lạch thiết kế đã chọn trước được xác định, có thể bắt tay vào chặng đường dài tối ưu hoá thiết kế. Chúng ta có thể lặp lại các công việc nêu trên đối với các thiết kế khác. Có rất nhiều biến thiết kế khác nhau có thể sử dụng cho tối ưu hoá; danh sách tóm tắt các khả năng sau đây chỉ mang tính chất minh hoạ.

Tham số quan trọng nhất trong tối ưu hoá độ sâu lạch chính là bản thân độ sâu của lạch đó.

Biến đổi độ sâu Δh sẽ gây nên những biến đổi nhiều hơn không chỉ đối với \bar{c} theo công thức 4.10. Do sự biến đổi độ sâu dẫn đến sự biến đổi của hiện tượng hạ mực tàu, cũng như của hàm phản hồi, nên cả độ thoáng trung bình đáy tàu lẫn mức phân tán (chuẩn sai) của nó cũng bị biến đổi. Ngoài ra, chi phí cho nạo vét (bao gồm xây dựng và duy tu) cũng tăng lên khi độ sâu lạch tăng.

Một khả năng khác đó là sự biến đổi do kéo dài lạch. Điều này trước hết dẫn đến sự biến đổi của các thành phần sóng và dòng chảy trong lạch. Lại một lần nữa các chuyển động của tàu sẽ bị biến đổi theo sự biến đổi của những đặc trưng thống kê của độ thoáng đáy tàu. Lạch dài hay ngắn sẽ làm biến đổi số lượng các cực trị của độ thoáng đáy tàu N . Chi phí xây dựng và nạo vét, duy tu sẽ phụ thuộc vào hàm của độ dài lạch.

Cách lựa chọn thứ ba đó là xây dựng các công trình chắn sóng. Công trình này sẽ làm cho các thành phần sóng trong lạch biến đổi và làm giảm các chuyển động của tàu cũng như mức phân tán của độ thoáng đáy tàu. Công trình chắn

sóng cũng làm biến đổi các thành phần dòng chảy và có thể làm giảm chi phí nạo vét bảo dưỡng. Mặt khác chi phí đầu tư của công trình chắn sóng sẽ được đưa vào chi phí của lạch nhằm đảm bảo tính thực tế của tối ưu lạch.

Cũng có thể có những thay đổi xảy ra trong quá trình khai thác lạch. Vậy điều gì xảy ra nếu các tàu yêu cầu được lưu thông với tốc độ nhỏ hơn? Nó sẽ dẫn đến việc suy giảm mức hạ mực tàu và tăng độ thoáng đáy tàu. Phổ sóng đo được trên tàu cũng có những thay đổi tương tự như tần số trong phổ độ gồ ghề đáy. Thời gian chuyển tiếp tàu tăng lên cùng với số lượng các cực trị của độ thoáng đáy đối với từng con tàu. Một số sự thay đổi sẽ dẫn đến giảm xác suất gặp nạn, một số khác lại làm tăng xác suất đó và hệ quả chung của việc giảm tốc độ tàu rất khó dự báo.

Sự biến đổi cuối cùng cần nhắc đến đó là việc không cho phép một số dạng lưu thông trong lạch theo một số điều kiện nhất định. Để đảm bảo cho lưu thông chung không đổi, những dạng lưu thông bị giới hạn trên cần được cho phép trong một số thời gian nhất định bằng cách thay đổi chế độ lưu thông.

Nếu điều kiện đóng cửa lạch liên quan đến mực nước (điều này thường dễ chấp nhận) thì mực nước trung bình và mức phân tán của nó sẽ làm thay đổi các đặc trưng độ thoáng đáy tàu, trong khi việc chậm trễ tàu sẽ gây ra thiệt hại cho lạch.

4.12 TÓM LƯỢC

Từ các phân tích trên dường như chúng ta tự thấy mình có thể tiến hành thiết kế hoàn hảo các lạch tàu. Rất đáng tiếc là nhiều vấn đề liên quan còn chưa được xem xét đến.

Lạch tàu sử dụng trong các phân tích trên đã được sơ đồ hoá bằng một mặt cắt dọc duy nhất. Trong khi tàu lại phải vượt qua các chướng ngại có kích thước lớn hơn cả thân tàu.

Một giới hạn khác xuất phát từ giả thiết cho rằng chỉ có mỗi một điểm thân tàu có thể chạm đáy. Điều này có thể đúng cho một số loại tàu như các thuyền buồm hiện đại có đáy ngắn và sâu, nhưng không thể đúng đối với các tàu đáy phẳng như các sà lan.

Đối với loại tàu này thì rất nhiều điểm có thể trở nên điểm đặc trưng theo nghĩa độ thoáng đáy tàu. Đồng thời ta đã không chú ý đến ảnh hưởng của chiều dài tàu lên số lượng các cực trị độ thoáng đáy tàu. Tàu có chiều dài L chuyển động với tốc độ V sẽ nằm trên một độ cao nhất định so với đáy trong khoảng thời gian L/V giây. Một số cực trị khác có thể xuất hiện trong khoảng thời gian đó và dẫn đến khả năng tàu chạm đáy lạch.

Cũng còn một số vấn đề khác có thể xuất hiện, ví dụ như nếu chuyển động của tàu xuất hiện tại các tần số thấp hơn so với giá trị mà tại đó các đỉnh độ nhám đã được kể đến (và hy vọng vượt qua được). Bằng cách khác, ý tưởng này được xem xét qua việc đáy có độ gồ ghề với độ dài sóng rất ngắn- như dạng răng lược chia lên trên. Việc xác định các đặc trưng thống kê độ thoáng đáy tàu đã được trình bày trong mục 4.6 bao gồm khả năng tàu sẽ chạm đáy giữa các điểm cao của gồ ghề đáy. Theo cách này điều đó hoàn toàn đúng. Tuy nhiên vấn đề

thực tế ở chỗ kích thước tàu cho phép tàu không chạm đáy ngoại trừ trên các đỉnh gồ ghề. Ngoài ra khi tàu chạm phải đáy tại đây thì có khả năng một số đỉnh khác cũng đồng thời sẽ va vào tàu. Có một cách cho phép tính toán được các ảnh hưởng đó thông qua khái niệm “đáy hiệu quả”. “Đáy hiệu quả” sẽ được bỏ qua các đỉnh nối tiếp nhau của đáy thực tế và điều đó dẫn đến sự biến đổi hoàn toàn của các tính chất thống kê.

Vậy vì sao các ảnh hưởng này lại chưa được kể đến trong các bàn luận trước đây? Một điều đơn giản là không ai có thể chắc chắn mô tả được các ảnh hưởng đó và đưa chúng vào các công thức tính toán; vấn đề này đang là nội dung chủ yếu trong chương trình của nhóm Công trình bờ.

Cho đến bây giờ, chúng ta đã xem xét vấn đề tối ưu hoá theo quan điểm của chủ cảng. Không có lí gì mỗi thuyền trưởng lại phải tiến hành hàng loạt tính toán như trình bày trong mục 4.8 nhằm đánh giá rủi ro đối với tàu khi đi qua lạch.

Vấn đề này của thuyền trưởng chỉ là một vấn đề riêng của tàu, mặc dù yêu cầu tối ưu hoá lạch tàu là một vấn đề chung của tàu.

Vì sao lại cần có sự phân biệt giữa phân tích của thuyền trưởng và phân tích của chủ cảng? Mặc dù các rủi ro đối với cảng do kết quả của việc khai thác lạch vẫn có thể được chấp nhận được, song các rủi ro đó không thể phân bổ lên tất cả tàu khai thác lạch. Thuyền trưởng vào cảng trong điều kiện xấu- bão vào thời kỳ gần nước kiệt với triều sóc vọng phải chịu nhiều rủi ro hơn so với điều kiện ngày yên tĩnh và triều cao. Do thuyền trưởng là người chịu trách nhiệm lớn nhất đối với tàu nên anh ta có thể từ chối đi vào lạch trong các điều kiện nguy hiểm ngay cả khi quản lí cảng không cản trở.

Nếu như nhiều thuyền trưởng từ chối sử dụng lạch như đã trình bày trên thì có thể có điều gì không ổn đối với công việc tối ưu hoá. Tổn thất đối với các tàu đó có thể thấp hơn trên cơ sở chạm tàu, điều đó có nghĩa là chi phí đầu tư thấp hơn đã được sử dụng khi tối ưu hoá. Có khả năng một lượng tiền tiết kiệm được cần phải đầu tư để làm cho lạch tàu sâu hơn.

5 ĐỘ RỘNG LẠCH TÀU

J.J. van Dijk

5.1 MỞ ĐẦU

Về nguyên lí, các kỹ thuật tối ưu hoá tương tự như đã yêu cầu trong chương trước- sử dụng cơ sở tổng chi phí- có thể áp dụng cho việc tối ưu hoá bề rộng của lạch tàu. Một lần nữa tối ưu hoá được tiến hành bằng cách giảm tổng chi phí xây dựng, duy tu và thiệt hại; tất cả các chi phí đó cần được thể hiện một cách rõ ràng. Ví dụ, nếu tàu chở dầu lớn đi vào lạch cạn bị va bánh lái vào đáy lạch và chìm thì tổn thất sẽ bao gồm:

thu dọn tàu,
dọn sạch dầu loang,
các thiệt hại có thể đối với nghề cá,
thiệt hại đối với các tàu khác và cả nền kinh tế,
do hậu quả cản trở các tàu khác vào lạch.

Chi phí cuối cùng này có thể trở nên lớn nhất so với các thiệt hại khác trong bảng liệt kê và cũng là chi phí khó đánh giá nhất.

Tuy nhiên việc xác định giá không phải là khó khăn duy nhất. Các chuyển động ngang của tàu đang vận hành được xác định chủ yếu theo các tác động của lái tàu – rất khó kiểm soát và không thể dự báo được (trong trường hợp đặc biệt). Điều này làm cho việc mô tả toán học chính xác của vấn đề trở nên khó khăn hơn so với độ sâu lạch. Tuy vậy, cũng có nhiều cách tiếp cận giải quyết đã được tiến hành, chúng sẽ được trình bày trong các mục tiếp theo.

5.2 VẤN ĐỀ LÝ TƯỢNG HOÁ

Nhằm mô tả toán học vấn đề đặt ra, cho phép chúng ta xem xét trường hợp tàu đi ngược dòng lạch với độ sâu không đổi và bề rộng vô cùng; đáy biển phẳng ngang và bao phủ bởi lớp nước có độ sâu không đổi. Lệnh của người lái cho tàu đi dọc theo đường thẳng. Dòng chảy sẽ gây tác động lên tàu nhưng không có tác động của sóng. Ngoài ra cũng không có sự hiện diện của tàu thuyền xung quanh. Việc loại trừ giới hạn bờ và các tàu xung quanh nhằm mục đích bỏ qua các điều kiện lạ đối với người lái có khả năng ra các phản ứng hoảng loạn.

Vị trí của tàu so với đường dẫn tàu có thể tuân thủ quy luật phân bố chuẩn, phân bố này cũng được sử dụng để mô tả mực nước trong sóng không đều. Vị trí trung bình của tàu tương ứng hướng mong muốn và mức biến động vị trí so với đường dẫn có thể xác định được thông qua chuẩn sai.

Nếu phân bố chuẩn mô tả đúng vị trí của tàu, tương tự như đối với sóng, chúng ta cũng hy vọng khoảng cách giữa các cực trị của đường đi tàu sẽ được mô tả bằng phân bố Rayleigh. Như vậy, biết được chuẩn sai của đường đi tàu và số lượng các cực trị có thể xảy ra trong lần đi cho trước, chúng ta có thể tính được xác suất rằng tàu sẽ vượt qua bề rộng cho trước theo phân bố Rayleigh. Các tính toán được tiến hành dựa vào hệ các phương trình từ 4.10 đến 4.13 trong chương trước. Xác suất vượt quá khoảng cách B ra khỏi đường dẫn sẽ là:

$$P(B) = e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{B}{\sigma_p}\right)^2} \quad (5.01)$$

trong đó: B là khoảng cách lệch khỏi đường dẫn, và

σ_p là chuẩn sai của hướng tàu.

Xác suất rằng B không bị vượt qua trong một thời điểm sẽ là :

$$1 - P(B) \quad (5.02)$$

và xác suất không bị vượt qua đối với chuỗi N các cực trị sẽ là :

$$[1 - P(B)]^N \quad (5.03)$$

Cuối cùng xác suất rằng tàu sẽ ra khỏi giới hạn B từ đường dẫn sẽ là :

$$E_1 = 1 - [1 - P(B)]^N \quad (5.04)$$

Oldenkamp (1973) đã tiến hành phân tích giới hạn theo các số liệu hiện có và thấy rằng đối với một tập số liệu hạn chế phân bố Rayleigh không thể mô tả chính xác phân bố các cực trị. Ông nhận thấy rằng các tàu thường có xu thế đi theo hành trình tương tự và song song với đường dẫn hơn là tìm cách đi đúng theo đường dẫn. Theo số liệu này, tham số $\varepsilon = 0,92$ đối với phân bố Rayleigh mô tả tốt nhất trong khi đòi hỏi chính xác phải là $\varepsilon = 1$ (xem Allerma, Massie (1973).

Làm thế nào mà độ thoáng đáy tàu có thể ảnh hưởng đến tập tính tàu ? Nhìn chung, khi độ thoáng đáy tàu trở nên nhỏ, tàu thường gặp khó khăn khi quay. Hệ quả của điều này ở chỗ tàu sẽ trở nên ổn định lái hơn khi độ thoáng đáy tàu nhỏ – tàu sẽ có xu thế giữ nguyên hướng theo đường dẫn trong mọi trường hợp. Điều đó dẫn đến số lượng nhỏ hơn các cực trị trong hành trình trên một quãng đường nhất định, trong khi với số lượng ít hơn các cực trị đó lại có biên độ lớn hơn. Từ đó chuẩn sai của đường dẫn cũng lớn hơn.

Các bàn luận này được giới hạn trong vấn đề sơ lược nhất. Các nhân tố ảnh hưởng đối với vấn đề thực tế sẽ được trình bày trong mục sau.

5.3 VẤN ĐỀ THỰC TẾ

Những nhân tố nào gây ảnh hưởng lên đường đi thực của tàu trong các điều kiện thực tế ? Chỉ sau khi các nhân tố đó đã được nhận dạng và mô tả toán học một cách hợp lý thì mới có khả năng tiến hành các tính toán thống kê trên cơ sở lý thuyết.

Một trong giới hạn phi thực tế nhất của vấn đề trình bày trong mục trên chính là bề rộng của lạch. Vậy mép của lạch sẽ gây tác động thế nào lên hành trình của tàu? Trước hết, khi tàu tiến gần mép lạch, các đặc trưng thủy động lực sẽ phải thay đổi do phản hồi lại độ dốc bờ; các đặc trưng điều khiển cũng biến đổi

theo. Sự biến đổi bổ sung đối với khả năng điều khiển xuất hiện do biến đổi của độ thoáng đáy tàu trong lạch. Tiếp đến, đó còn có thể là các phản ứng tâm lý – hoảng sợ – khi có cảm giác rằng tàu sẽ chạm đáy khi đi quá sát bờ.

Các tàu khác chuyển động hay neo lại xung quanh cũng sẽ gây tác động lên tập tính tàu theo cả hai hướng vừa được mô tả trên. Vấn đề này rất quen đối với các kỹ sư làm việc trong lĩnh vực giao thông trên kênh rạch.

Sóng cũng gây tác động lên chuyển động ngang của tàu. Các ảnh hưởng của sóng lên những tàu lớn hầu như ít nhất, nhưng đối với các tàu nhỏ hơn như phà hay tàu đánh cá thì lại trở nên đáng kể.

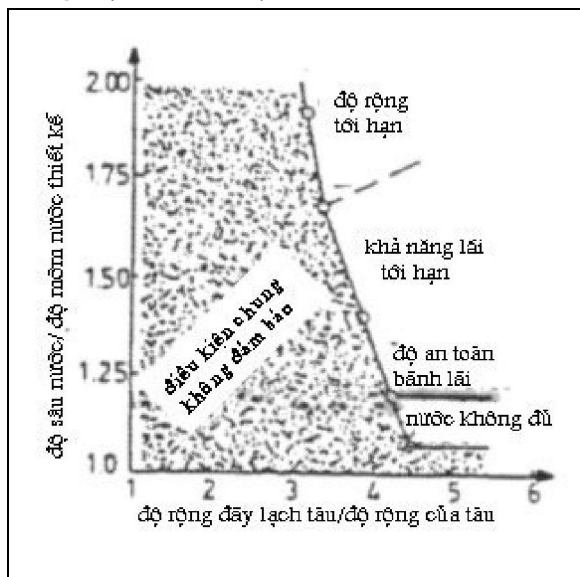
Cuối cùng, vấn đề rất quan trọng và khó dự báo nhất đó là kỹ năng và kiến thức có được của lái tàu.

Mặc dầu có các khó khăn như vậy song người ta vẫn đã có được các phương pháp cho phép đạt được điều ghi đó theo yêu cầu thiết kế tàu, chúng sẽ được trình bày trong các mục sau và trong chương 6.

5.4 CÁC PHƯƠNG PHÁP THIẾT KẾ

Cho dù tồn tại các khó khăn thực tế trong việc mô tả toán học chính xác các quá trình vật lý liên quan đến việc xác định hành trình của tàu, đã có ba phương pháp được phát triển nhằm hỗ trợ cho công việc thiết kế lạch.

Hình 5.1 Các tham số thiết kế đối với tàu chở dầu 250 000 DWT



Kỹ thuật cổ nhất và được sử dụng rộng rãi nhất để dự báo sự hoàn thiện của lạch dựa trên cơ sở dự báo theo kinh nghiệm đối với các tàu tương tự nhau trên các lạch cùng loại. Hình 5.1 cho ta thấy độ sâu cho phép bảo đảm và không cho phép bảo đảm cũng như tổ hợp bề rộng tương ứng đối với tàu chở dầu 250 DWT. Hình vẽ này được dựa trên cơ sở tính toán – xem chương 6. Kray (1973) đã đưa ra tổng quan về vấn đề này. Hình vẽ cho ta một số chỉ tiêu kích thước cho phép của lạch trên cơ sở kích thước của tàu thiết kế. Phương pháp này được sử dụng rất tốt trong giai đoạn kích thước tàu không tăng lên một cách nhanh chóng. Việc ngoại suy các kết quả từ hình 5.1 là mạo hiểm. Trước đây sau khi ngoại suy tiến hành cho các tàu mới lớn hơn, bộ số liệu thu được cần điều chỉnh, bổ sung trước khi thiết kế tàu lớn hơn. Sự gia tăng kích thước tàu trong các thập kỷ gần đây đã làm cho phương pháp này trở nên không hiệu quả, các kinh nghiệm thu được đối với các tàu lớn không còn khả năng ứng dụng cho thiết kế lạch cho các tàu lớn hơn. Các phương pháp mới đã được phát triển nhằm giải quyết vấn đề đặt ra đối với các tàu lớn. Tất nhiên các số liệu cũng đủ để có thể sử dụng trong thiết kế lạch cho các tàu nhỏ hơn theo kinh nghiệm thu được. Kỹ thuật sẽ trình bày sau đây chỉ cần thiết đối với các tàu nhỏ kèm theo một số điều kiện nhất định.

Phương pháp thứ hai tiếp cận vấn đề thiết kế đó là mô hình vật lý. Những mô hình như vậy, nếu đủ lớn (thường với tỷ lệ 1:50), có thể thể hiện các trạng thái thủy lực một cách khá chính xác. Tuy nhiên người lái thì khó mà mô hình được với bất kỳ tỷ lệ nào. Cả kích thước thời gian lẫn không gian đều lệch trong mô hình vật lý. Tuy vậy mô hình vật lý đã và đang được sử dụng chủ yếu để xác định các đặc trưng thủy động lực của tàu trong lạch. Các đặc trưng này có thể được sử dụng như đầu vào cho các phương pháp phân tích khác.

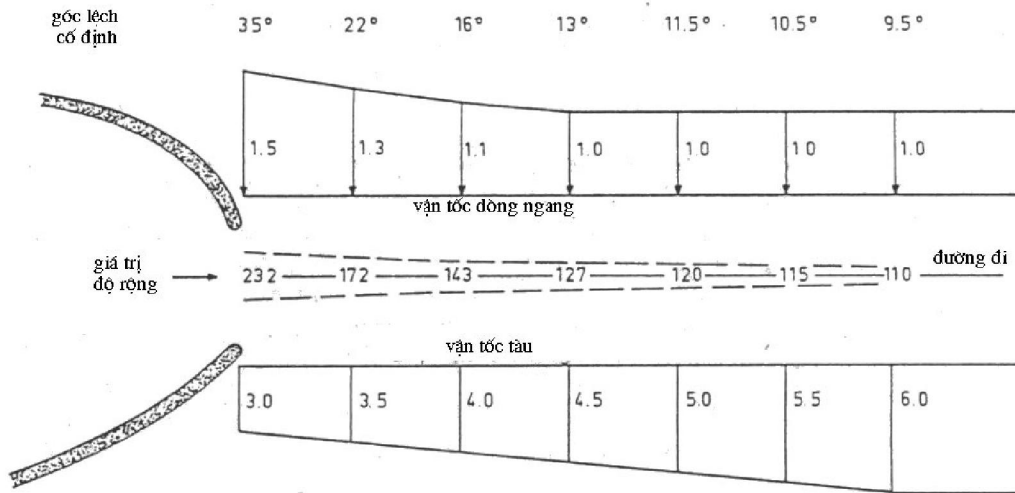
Phương pháp thứ ba hiện có nhằm đánh giá thiết kế lạch thông qua sử dụng các thiết bị mô phỏng tàu, cơ sở chính là các phản ứng của lái tàu lên máy tính theo cùng một cách như đối với môi trường tự nhiên. Các máy mô phỏng tàu sẽ được trình bày chi tiết hơn trong chương sau.

5.5 CÁC NHÂN TỐ BỔ SUNG

Các bàn luận của chúng ta tới đây chỉ giới hạn đối với chuyển động của tàu so với trọng tâm của nó. Thông thường tàu bị lệch khỏi đường đi một khoảng lớn hơn bề ngang thân tàu. Ví dụ, nếu tàu đi vào cảng với một tốc độ và dòng chảy ngang như trong hình vẽ 5.2, thì luồng ngang thực của tàu nằm trong giới hạn – phía ngoài dè ngăn sóng – với bề rộng từ 110 mét đến 232 mét trong khi tàu chỉ rộng 60 mét và dài 300 mét.

Đối với tàu lớn hơn lực tác động ngang tàu do dòng chảy ngang và gió có thể trở nên đáng kể. Bậc giá trị của các đại lượng dẫn ra sau đây được tính toán cho tàu 120 000 DWT.

Dòng chảy ngang vận tốc 1 hải lí / giờ có thể gây nên lực tác động ngang tàu khoảng 14×10^5 N. Gió thổi ngang tàu với vận tốc 20 m/s (cấp 8 Baufort) có thể gây nên một lực ngang tàu khoảng $1,2 \times 10^5$ N lên tàu đang chở hàng và 8×10^5 N lên tàu rỗng.



Hình 5.2. Độ rộng luồng đối với tàu dài 300 mét và rộng 60 mét

6 CÁC MÔ HÌNH ĐIỀU KHIỂN TÀU

E.W. Bijker, L.E. van Loo, W.W. Massie

6.1 CÁC MÔ HÌNH VẬT LÝ

Phương pháp thông dụng nhất để nghiên cứu khả năng điều khiển của tàu trên biển và trong cảng là trên hiện trường với quy mô thực và các điều kiện tự nhiên. Do điều đó nhiều khi không thực tế đối với các điều kiện của tàu và cảng, nên mô hình vật lý thường hay được sử dụng hơn cả. Một số yêu cầu đối với các mô hình như thế và các yêu cầu nảy sinh sẽ được trình bày sau đây.

Do quy mô thời gian bị lệch trong các mô hình vật lý, (thời gian không được tái tạo theo tỷ lệ 1:1), không thể đưa quy mô này vào mô tả khả năng các lái tàu thực được. Thêm vào đó, do kích thước mô hình lái tàu không thể lúc nào cũng đứng đúng vị trí tương ứng so với tàu thực. Cảm giác hình ảnh nhìn thấy cũng khác với những gì họ nhìn thấy khi đứng trên bong tàu thực. Nếu lái tàu đứng phía ngoài mô hình tàu (ví dụ trên bờ) anh ta không nhận thấy các biến đổi nhỏ của hướng tàu điều rất dễ dàng nhận ra trong điều kiện tự nhiên. Thậm chí khi đầu lái tàu được bố trí tại điểm tương ứng trên mô hình tàu, ảnh hưởng của khoảng cách cũng tác động lên hình ảnh thu nhận được. Với tầm nhìn ống nhòm, thông thường khoảng cách có thể đánh giá chính xác được cỡ trên 200 mét. Như vậy sẽ có nhiều thông tin hơn về khoảng cách có thể thu được trong khoảng 200 mét đối với mô hình so với nguyên bản. Ưu điểm của tầm nhìn trên mô hình có thể bù đắp bằng cách lái tàu nhắm mắt lại.

Bảng 6.1 Các đặc trưng của “*Esso Atlantic*” trên mô hình và trong nguyên bản

Tỷ lệ	DWT	Chiếm nước	Dài	Rộng	Sâu	Mớn nước	Công suất	Tốc độ
	Tấn	Tấn	m	m	m	m	Kw	Hải lí/h
1	508731	670000	406,6	71,0	31,2	25,0	33570	16
25	32,56	42,88	16,2	2,84	1,25	1,0	0,430	3,2
50	4,07	5,36	8,13	1,42	0,62	0,5	0,038	2,26

Bảng 6.1 minh họa cho ta các kích thước đặc trưng của một mô hình tàu chở dầu “*Esso Atlantic*”. Có thể thấy rằng những con tàu này rất lớn, ngay đối với mô hình 1:50; chúng có độ chiếm nước cao hơn nhiều tàu khác. Mặt khác các tàu chở dầu này có công suất tương đối nhỏ, một thuyền yacht với kích thước bằng mô hình tàu cần có công suất 100 lần lớn hơn.

Các mô hình tàu với sự liên kết một phần qua máy tính sẽ được trình bày trong các mục tiếp theo.

6.2 TIẾP CẬN MÔ PHỎNG

Các thiết bị mô phỏng tàu là các máy mà trên đó lái tàu có thể thử lái trong các trạng thái khác nhau. Trong khi các mô hình vật lý, như đã trình bày trên đây, thoả mãn các điều kiện vừa nêu, chúng ta bây giờ chỉ giới hạn loại máy mà trên đó yếu tố con người được thể hiện trong quy mô thời gian tự nhiên. Các thiết bị mô phỏng máy bay sử dụng trong đào tạo các phi công dân dụng và quân sự là thí dụ tương tự tốt nhất. Tính chất cơ bản của mọi thiết bị mô phỏng dạng này là ở chỗ người lái nghĩ rằng mình đang lái con tàu trong điều kiện thực. Vậy làm thế nào có thể thực hiện được với điều kiện không phải là tàu thực? Chúng ta sẽ giải thích điều đó trong mục sau đây.

6.3 MÔ TẢ BỘ MÔ PHỎNG TÀU

Các mô tả sau đây cho thấy những đặc trưng cơ bản nhất của các thiết bị mô phỏng tàu hiện đại hiện có. Sẽ có những khác biệt giữa các thiết bị mô phỏng khác nhau, và sẽ không có thiết bị mô phỏng cụ thể nào được trình bày ở đây.

Phần cơ bản nhất của thiết bị mô phỏng tàu thường là buồng lái với kích thước thật cùng tất cả thiết bị cần thiết như bàn bản đồ, la bàn, rada, các thiết bị hàng hải khác, và có thể cả bình pha cà phê, tất cả các thiết bị đều hoạt động. Vào thời điểm này các thuỷ thủ có cảm giác như đang đứng trong buồng lái thực của con tàu đang neo và xung quanh bị sương mù bao phủ nên không thể thấy được gì bên ngoài.

Điều thứ hai có thể không thường xuyên (ít khi thấy), khi bộ phận của thiết bị mô phỏng là một máy tính lớn. Cả máy tính tổng hợp lẫn máy tính số đều đã được sử dụng trước đây; máy tính số được phát triển đạt khả năng tính với tốc độ nhanh và đã chiếm lĩnh vị trí của mình. Máy tính được kết nối với tất cả các thiết bị trên cầu tàu đảm bảo đầu vào từ các thiết bị kiểm tra cầu tàu và điều khiển các đầu ra của thiết bị. Ví dụ, các biện pháp kiểm tra do thuỷ thủ đưa ra được sử dụng như các đầu vào đối với tính toán biến đổi tốc độ và hướng tàu. Những biến đổi đó cũng được thông báo – theo thời gian thực- cho lái tàu thông qua các thiết bị trên cầu tàu. Các tọa độ của vị trí xác định cho hệ thống, la bàn, và chỉ số tốc độ phản ảnh các phản hồi của tàu đối với các lệnh phát ra của người lái. Làm thế nào mà các phản hồi đó xác định cho con tàu trên một lạch tàu nhất định? Điều này hoàn toàn giống như tương quan hay tập hợp các mối tương quan cần thiết cho phân tích thống kê trực tiếp đã được giới thiệu trong chương 5. Nhìn chung, do các mối tương quan đó không thể dự báo bằng giải tích, chỉ có thể hy vọng vào thực nghiệm thông qua nguyên bản khác hay các nghiên cứu mô hình vật lý. Tuy nhiên hàng loạt các thử nghiệm chuẩn, như thử nghiệm dịch dắc, diễn ra khi chạy thử các tàu mới có thể sử dụng cung cấp các hệ số hay các tương quan cần thiết. Nhiều hiệu ứng riêng như ảnh hưởng của độ dốc bờ lạch gần có thể được xác định tốt nhất bằng cách tiến hành hàng loạt vận hành chuẩn với mô hình vật lý. Với sự thiết lập tất cả các tương quan đó, máy tính có thể xác định đường đi của tàu và thay đổi chỉ số các thiết bị đọc được tương ứng. Nguồn gốc thực nghiệm của các tương quan cho phép hoàn thiện các phân tích thống kê lý thuyết. Lái tàu bây giờ điều khiển tàu nhưng trong điều kiện sương mù dày đặc không có thể thấy gì từ cầu tàu.

Một số trường hợp chỉ sử dụng một trong hai thành phần mô tả trên đây. Tuy nhiên các thiết bị mô phỏng phức tạp đã đưa thêm hiệu ứng không gian bên ngoài. Các bổ sung tốt nhất đó là việc chiếu các hình ảnh bên ngoài như các phao, bờ, đèn tín hiệu, v.v.. lên màn ảnh xung quanh cầu tàu. Các thiết bị mô phỏng tốt nhất tạo ra các hình ảnh xung quanh bằng cách chiếu hình bóng tàu lên màn hình. Các nguồn sáng dầu nhỏ nhưng đặt đúng vị trí trên mô hình cũng như trên cầu tàu. Các đèn cũng chuyển động tương đối với mô hình (hiện tại các mô hình chuyển động tương đối so với ánh sáng) nhằm mục đích biến đổi hình ảnh chiếu lên màn. Những hình ảnh như vậy đã đưa người lái ra khỏi sương mù và tạo ra tầm nhìn tốt cho họ. Tính hiện thực được tạo ra phức tạp hơn bằng cách chiếu các hình ảnh tàu, thuyền – như được nhìn thấy từ cầu tàu- lên màn hình xung quanh. Về nguyên lý, việc chiếu hình ảnh tàu đủ khả năng cho phép mô phỏng điều kiện lưu thông của các tàu khác.

Tất nhiên máy tính kiểm tra mô hình chiếu đó. Đồng thời, máy tính có thể tính toán các đặc trưng thống kê của toàn bộ hành trình. Mức lệch chuẩn của đường đi thực tế của tàu so với đường mô tả cũng có thể được xác định.

6.4 SỬ DỤNG BỘ MÔ PHỎNG TÀU

Những bộ mô phỏng điều khiển tàu có rất nhiều công dụng. Phổ biến nhất đó là đào tạo các thủy thủ cảng mới giống như các phi công sử dụng thiết bị mô phỏng bay. Điều bất lợi do kinh phí cao của các thiết bị đã hạn chế việc sử dụng cho mục đích đó.

Thiết bị mô phỏng có thể sử dụng để đánh giá chuyển động của tàu khi đi vào các cảng. Vì lẽ đó các nhà thiết kế cảng có thể sử dụng các thiết bị mô phỏng một cách có hiệu quả. Một cách lựa chọn khác đó là khả năng mô phỏng các tập tính của một loại tàu mới đi vào trong cảng hiện có. Dữ liệu thu được từ các chuyến thử trên các thiết bị mô phỏng có thể cung cấp nhiều dữ liệu có giá trị cho việc đánh giá toàn cảnh cảng cũng như lạch vào cảng.

Thiết bị mô phỏng được sử dụng trong kỹ thuật biển khơi nhằm phát triển cách thức triển khai tối ưu các tàu kéo và quy trình triển khai lắp đặt các thiết bị trọng lực lớn và đưa chúng từ một vị trí này đến một vị trí khác.

Mặc dù các trạng thái không phổ biến nhưng các sự cố cơ học của máy tàu cũng cần được mô phỏng. Điều gì bắt buộc phải làm như thế? đó yêu cầu của chiến lược cần phát triển dựa trên cơ sở kinh nghiệm thu được.

Các dữ liệu do Oldenkamp (1977) đưa ra và được nhắc đến trong chương trước đã thu được thông qua thiết bị mô phỏng.

6.5 MỘT SỐ ĐIỀU CẦN LƯU Ý

Các thiết bị mô phỏng hoạt động tàu cho phép thu được nhiều dữ liệu bổ ích về tập tính của tàu trong các điều kiện nhất định. Điều này có thể trở nên vô giá đối với việc đánh giá các thiết kế cảng. Tuy nhiên các kết quả mô phỏng vẫn còn một số hạn chế.

Không phải tất cả đầu vào tiềm ẩn đều có thể được để ý tới trong các thiết bị mô phỏng. Ví dụ tác động của sóng, rất quan trọng đối với các tàu nhỏ, rất ít khi

được đưa vào trong mô phỏng. Phần lớn các thiết bị mô phỏng không cho phép lái tàu gọi các tàu kéo hỗ trợ. Cũng có thể nghi ngờ đến các ảnh hưởng của biến đổi độ dốc bờ lạch vào cảng đã được xác định tương đối tốt trong các mô hình vật lý lại được bao quát trong các thử nghiệm này.

Mặc dầu các kết quả đó không thể hiện được mức độ thực tuyệt đối, song các thiết bị mô phỏng vẫn cung cấp các thông tin giá trị cho nhà thiết kế.

Trong một số trường hợp, nhà thiết kế cố gắng chứng minh rằng các đặc trưng tàu có thể sử dụng đối với cảng nhất định có thể xem như một khả năng lựa chọn khi bắt tay vào thiết kế một lạch tàu rộng hơn hay một cửa vào cảng to hơn. Dữ liệu loại này có thể thu được qua trợ giúp tàu kéo được trình bày trong chương 7.

7 TĂNG CƯỜNG KHẢ NĂNG VẬN HÀNH TÀU

L.E. v. Loo

7.1 ĐẶT VẤN ĐỀ

Thông thường nhà thiết kế cảng phải đứng trước sự lựa chọn hai thiết kế: Một lạch tàu khiêm tốn trong đó một số tàu sẽ có rủi ro cao liên quan tới vấn đề vận hành tàu, hay một lạch tàu rộng rãi trong đó tàu có thể đi lại an toàn. Cách lựa chọn thứ hai vẫn còn hấp dẫn cho đến khi vốn yêu cầu đầu tư của loại cảng và lạch tàu này được tính và các nhà lập kế hoạch bắt đầu phản đối.

Các phương pháp nhằm làm cho phương án thứ nhất trở nên hấp dẫn là mục đích của mục này. Việc kết hợp hai phương pháp đã được căn cứ vào kết quả nghiên cứu cho thấy: biến đổi độ dài lạch làm cho vận hành dễ hơn, ví dụ thông qua giảm dòng chảy ngang. Cách thứ hai, thường là giải pháp đắt đỏ hơn khi yêu cầu xây dựng các công trình chắn sóng nhằm chặn hay đổi hướng dòng chảy ngang và giảm tác động của nó. Tại một số nơi các màn chắn gió đặc biệt được dựng lên – chỉ ở trong cảng – nhằm giảm các tác động của gió lên tàu vận hành chậm.

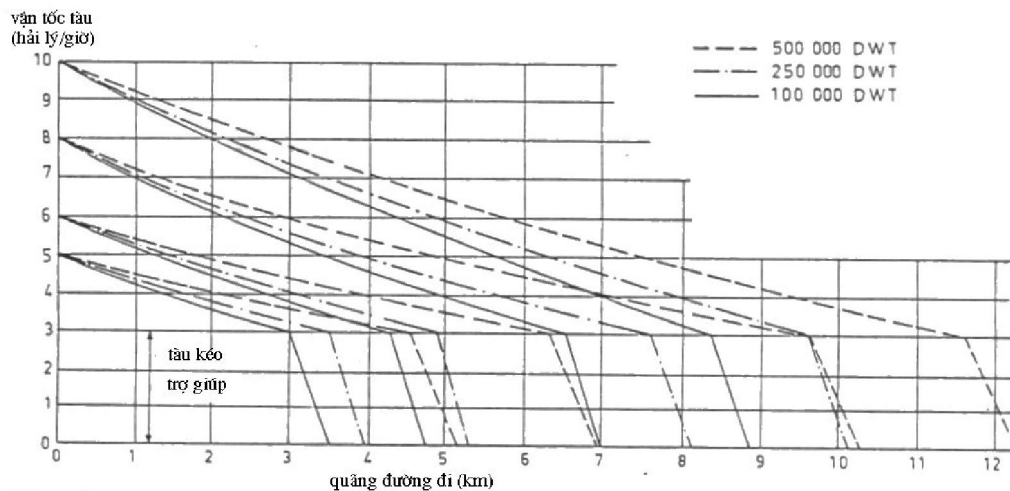
Vì sao tàu lại hay gặp phải các khó khăn vận hành? Như đã bàn luận trong chương 5, dòng chảy ngang làm cho tàu vượt quá giới hạn luồng có kích thước rộng hơn bình thường. Khi tốc độ tàu giảm, ảnh hưởng này càng trở nên rõ nét. Tốc độ tàu đi về phía trước chậm tại khu vực gần cảng làm cho các bánh lái khó điều khiển hơn. Sự suy giảm này trở nên tồi tệ khi máy tàu tắt nhằm cho tàu giảm tốc độ nhanh hơn. Do bánh lái phần lớn nằm sau máy đẩy nên dòng nước suy giảm làm mất hiệu quả bánh lái. Nếu như tàu cho máy đẩy theo chiều ngược lại với mục đích giảm tốc độ nhanh hơn, điều này sẽ làm mất khả năng điều khiển. Như vậy, khi tàu chở dầu lớn (200 000 DWT) phải dừng khẩn cấp từ tốc độ 15 hải lí/ giờ, khoảng cách để tàu dừng hẳn sẽ vào khoảng 2,5 hải lí và chắc chắn không thể giữ nguyên hướng. Chỉ có cách lựa chọn tốt nhất trong trường hợp không gian đủ rộng là cho tàu chạy với tốc độ cực đại về phía trước và quay tàu theo hình chữ U. Theo cách đó tàu có thể tránh được chướng ngại vật chỉ cách mũi khoảng 1 kilômét. Thông thường kiểu vận hành như trên ít khi thực hiện được trong lạch.

7.2 HỖ TRỢ TÀU KÉO

Một khả năng lựa chọn khác đối với các thuyền trưởng dẫn tàu đi theo đường thủy hạn chế đó là sự trợ giúp của các tàu kéo. Chỉ có các tàu con mới có khả năng sử dụng các tàu kéo như bộ hãm đặc hiệu. Đối với các tàu lớn (định nghĩa các tàu lớn phụ thuộc vào khả năng hiện có của các tàu kéo nhưng nhìn chung với 50 000

DWT đều được xem là tàu lớn) các tàu kéo chủ yếu được sử dụng có hiệu quả chống lại các ảnh hưởng dòng ngang tàu và dẫn các tàu theo hướng đúng. Với nhiệm vụ điều khiển hơn là kéo, trong trường hợp cần thiết, các tàu cần quay ngược máy nhằm giảm gia tốc nhanh hơn. Hình 7.1 cho ta khoảng cách dừng đối với ba loại tàu chở dầu từ quan trắc hiện trường tại Rotterdam. Vậy tàu kéo cần phải có công suất bao nhiêu? Tại Europort, các tàu chở dầu lớn thường được trang bị lực kéo tổng là 7×10^5 N thường phân bố thành 4 tàu kéo. Điều này có nghĩa rằng lực kéo yêu cầu rất lớn - đối với điều kiện cảng – nhiều khi công suất lớn hơn 2000 kW. Bảng 7.1 cho ta dữ liệu so sánh đối với các loại tàu kéo khác nhau. Dữ liệu đối với các tàu chở dầu lớn cho thấy chúng có công suất tương đối nhỏ!

Cho rằng hướng tàu theo đường thẳng, độ sâu bằng 1,2 lần độ mớn nước, không có lực tác động ngược chiều ngoại trừ khi có hỗ trợ của tàu kéo



Hình 7.1 Khoảng cách dừng đối với các tàu chở dầu tại khu vực nước nông

Những vấn đề vận hành nào cần đặt ra đối với tàu kéo? Vấn đề khó giải nhất đối với các tàu kéo đó là đường kéo cần nằm giữa tàu kéo và tàu được kéo. Tốc độ tối đa mà thuyền trưởng tàu kéo có khả năng làm được việc đó là 6 hải lý /giờ (3 m/s) trong điều kiện lý tưởng. Tốc độ cần giảm đến khoảng 3 hải lý/giờ trước khi tàu kéo có thể trợ giúp tàu một cách hiệu quả. Do khả năng vận hành tốt nên các tàu kéo với động cơ Voith-Schneider là đảm được khi tốc độ cao. Như vậy các loại tàu kéo đó có thể chạy với tốc độ cực đại trên mọi hướng; ưu thế này cũng kéo theo tính không hiệu quả sử dụng công suất được dẫn ra trong bảng 7.1.

Cách chuyển đường kéo sang phía tàu kéo đòi hỏi một thời gian mà trong đó có sự chuyển động dọc theo lạch. Sáng chế mới đây của Nhật bản đã cho phép tàu kéo tiếp cận trực tiếp vào mạn tàu thông qua hệ thống kết nối. Điều này còn duy trì cho đến khi vẫn chứng minh được tính hiệu quả và sự độc lập tương đối của nó.

Bảng 7.1 Dữ liệu hoàn thiện của tàu và tàu kéo

Loại	Công suất lực kéo (N/kw)	Công suất chiếm dữ (kw/tấn)
Kéo với máy đẩy thường	170	
Kéo với máy đẩy trong tunnel	210	~4
Kéo với máy đẩy Voith-Schneider	135	
Tàu kéo biển lớn	170	~5
Smit-Rotterdam	-	3,76
Tàu chở dầu lớn	-	0,075
Chiến hạm	-	11,5

Vấn đề giảm khoảng cách dừng cần thiết trong cảng có thể mở rộng trợ giúp tàu kéo từ phía ngoài khơi cho phép việc giảm gia tốc được bắt đầu sớm hơn. Điều không may là ở chỗ các tác động của sóng có thể không cho phép triển khai các tàu kéo cảng trên biển. Không chỉ việc chuyển dịch đường kéo trở nên nguy hiểm và mất thời gian, chuyển động của tàu kéo trên sóng dẫn đến các chấn động không cần thiết lên cáp kéo và các bộ phận của nó. Knue và Niewenhuyse (1974) đã xem xét vấn đề này một cách tương đối chi tiết.

Tất nhiên các tàu kéo được đóng với mục đích thu về lợi nhuận. Khi thời gian đi lại của tàu trở nên quan trọng và các nhà vận hành cảng thường ít để ý đến thì việc lựa chọn trợ giúp tàu kéo lại trở nên kinh tế hơn.

7.3 THIẾT BỊ HÍCH TÀU

Các tàu nhanh chở các hàng hoá đắt tiền cần gọi tàu kéo tại nhiều cảng có thể dẫn đến việc chậm trễ và không kinh tế cho toàn hành trình. Các tàu container là một ví dụ như thế.

Những tàu này thường có thiết bị hích tàu gắn phổ sung vào máy đẩy kép, cả hai sẽ cho các đặc trưng vận hành tốt hơn so sánh với các tàu đơn. Thiết bị hích tàu là một máy đẩy gắn vào trục đặt vuông góc tàu trên ống nối qua phần đáy tàu về phía trước. Các thiết bị này tạo ra lực đẩy ngang trực tiếp giúp vận hành tàu tốt hơn. Tất nhiên điều này yêu cầu đầu tư bổ sung cho tàu ; chúng chỉ trở nên kinh tế đối với các tàu dạng chuyên chở container.

Trong chương sau chúng ta sẽ xem xét lại toàn bộ vấn đề thiết kế tối ưu lạch tàu trên cơ sở các phần đã được trình bày trong chương này và các chương trước đây.

8 TỐI ƯU HOÁ TỔNG THỂ LẠCH TÀU

W.W. Massie

8.1 MỞ ĐẦU

Bốn chương trước đây đã trình bày các vấn đề thiết kế lạch dẫn tàu vào cảng với chú trọng đến độ sâu trong chương 4 và bề rộng trong 3 chương còn lại. Thực tế cho thấy độ sâu và bề rộng của lạch rất đáng được quan tâm, mục tiêu của chương này nhằm rút ra các tương quan đó và đi sâu phát triển nhằm tối ưu hoá tổng thể.

8.2 ĐỊNH NGHĨA TỐI ƯU HOÁ TỔNG THỂ

Nhìn chung, đối với xã hội cạnh tranh, người ta luôn tìm kiếm những nguồn cung ứng rẻ đặc biệt đối với hàng hoá và dịch vụ trên thị trường. Do đó các nhà đầu tư chú trọng điều này hơn so với vốn ban đầu đặc biệt khi họ là người đầu tư chủ yếu. Như vậy việc thiết kế lạch tối ưu sẽ trở nên rẻ hơn trong một quãng thời gian lâu dài và hấp dẫn hơn so với thiết kế có giá đầu tư ban đầu thấp nhất. Như chúng ta đã chỉ ra rằng thiết kế tối ưu sẽ yêu cầu tính toán, trên cơ sở tổng hợp lệ như giá trị đầu tư, chi phí xây dựng, duy tu, và bảo hiểm đối với các rủi ro chạy tàu. Các nội dung đó sẽ được phân tích riêng dưới đây với việc chú trọng đến các mối tương quan giữa những nhân tố dẫn ra trong các chương từ 4 đến 7.

8.3 CHI PHÍ XÂY DỰNG

Chi phí xây dựng đối với từng lạch tàu cụ thể có thể xác định dễ dàng qua các điều kiện hiện trường như vật liệu đáy, các điều kiện sóng và triều, và phương pháp cũng như vị trí đổ các vật liệu nạo vét. Trong khi các nhân tố đó rất quan trọng đối với dự án, chúng lại rất ít biến đổi như trong các thiết kế chọn lựa đối với cùng dự án và tại cùng một khu vực. Khi thiết kế đập ngăn sóng, điều kiện sóng bình thường sẽ dẫn đến hạ giá nạo vét, nhưng chỉ việc giảm riêng rẽ này không đủ để chứng minh giá đầu tư của đập. Các khoản giảm thiểu khác do nạo vét duy tu hay kích thước lạch nhỏ hơn có thể chứng minh cho vốn đầu tư.

Thậm chí không cần đến đập ngăn sóng, cả độ sâu lẫn bề rộng của lạch đều gây ảnh hưởng lên chi phí ban đầu cũng như duy tu. Có thể thấy rằng lạch tàu tương đối rộng và nông có thể được xây dựng cùng với giá đầu tư cho một lạch sâu hơn nhưng hẹp hơn.

8.4 TỒN THẤT

Mô hình bảo hiểm đối với tổn thất được mô tả một cách tường tận trong chương 4. Tại đây, vấn đề quan trọng ở chỗ thể hiện các chi phí đó gắn liền với bề rộng và độ sâu của lạch bằng một cách đơn giản hơn.

Lạch tàu nông và rộng tương đối như đã nêu ra trong mục trước sẽ yêu cầu phần phụ thêm của bề rộng nhằm dung hoà khả năng điều khiển kém của tàu do có độ thoáng đáy không lớn. Sự gia tăng độ sâu lạch sẽ tăng khả năng điều khiển của tàu có vẻ giống như khả năng giảm bề rộng với tổn thất không đổi.

8.5 CHI PHÍ DUY TU

Bên cạnh chi phí xây dựng và tổn thất – hai trong số các bộ phận đã được nhắc đến trong chương 13 tập I, đối với lạch tàu cần đưa thêm chi phí nạo vét thường xuyên nhằm duy tu ổn định kích thước lạch. Do chúng ta có thể cảm nhận được rằng lượng nạo vét duy tu sẽ phụ thuộc vào kích thước lạch, việc dự báo nạo vét duy tu sẽ cần thiết nhằm đánh giá các khả năng lựa chọn lạch cụ thể.

Dự báo hiện tượng bồi tụ là một vấn đề hết sức phức tạp. Nếu chúng ta xem xét mặt cắt trầm tích qua lạch, sự đột biến đối với các điều kiện thủy lực – sóng, dòng chảy, độ sâu, và cả độ muối gần cửa sông – sẽ gây nên một loạt các biến đổi địa mạo theo thời gian. Sẽ xảy ra hiện tượng bồi lắng cùng lúc với xói lở cục bộ. Điều dễ hiểu là các công thức cổ điển tính toán vận chuyển trầm tích sử dụng trong kỹ thuật sông ngòi không còn đảm bảo cho việc dự báo biến đổi đáy tại các lạch vào cảng biển. Phần còn lại của cuốn sách này nhằm dẫn đến dự báo các biến đổi địa mạo bờ. Chương 25 sẽ đi sâu hơn lí giải vấn đề trầm tích lạch tàu.

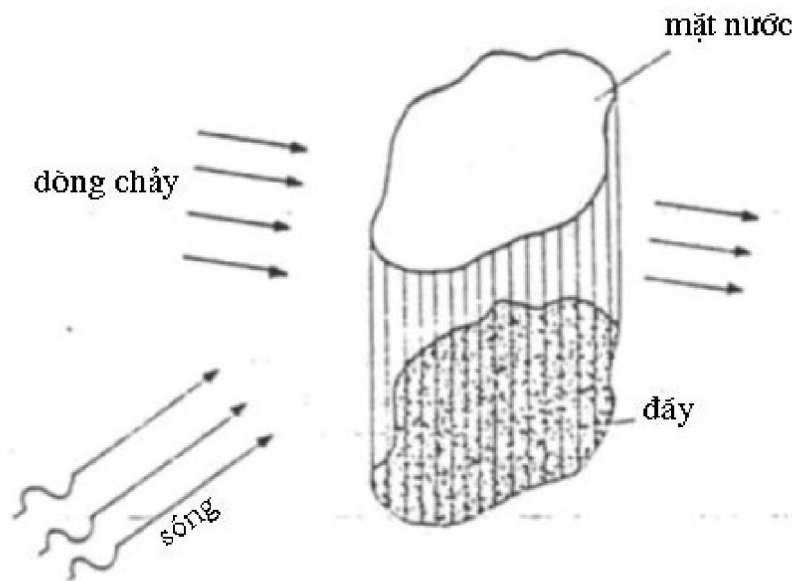
Có thể sai lầm khi cho rằng nạo vét và bồi tụ các cửa vào cảng là các nhân tố địa mạo duy nhất ảnh hưởng đến thiết kế cảng; việc xây dựng một cảng mới tại địa điểm đá gốc sẽ không cần đến sự biến đổi địa mạo dọc theo toàn đoạn bờ. Trong khi không phải thường xuyên chú ý đến các biến đổi đó và chi phí tương ứng trong việc đánh giá thiết kế lạch vào cảng, thì chúng lại cần được đưa vào trong đánh giá dự án tổng thể của cảng.

9 VẬN CHUYỂN CÁT VEN BỜ

J. v. d. Graaff

9.1 MỞ ĐẦU

Vận chuyển trầm tích là vấn đề quan trọng nhất trong kỹ thuật bờ. Trong nhiều vấn đề kỹ thuật bờ chất lượng của các đề án đưa ra phụ thuộc vào các đánh giá định lượng của bồi tụ và xói lở



Hình 9.1 Sơ đồ nguyên lý liên tục

Sóng và dòng chảy dọc bờ cùng với các tính chất của trầm tích đáy, sẽ xác định tốc độ vận chuyển vật liệu trong đới bờ. Tốc độ vận chuyển này, cùng với sự biến động của nó và các biến đổi tổng hợp của bờ là hết sức quan trọng để dự báo biến đổi tự nhiên của đường bờ và ảnh hưởng của các công trình lên đới bờ. Thậm chí đối với khu vực xa bờ, các vấn đề vận chuyển trầm tích đáy cũng có thể còn quan trọng; việc xói lấp gần móng các công trình ngoài khơi hoặc các ống dẫn dầu có thể đóng vai trò quan trọng đối với sự ổn định của chúng.

Quá trình vận chuyển trầm tích có thể chia thành 3 giai đoạn:

- a. Quá trình khuấy và đưa các vật liệu đáy vào thể lơ lửng trong lớp nước sát đáy hoặc tách hẳn các vật liệu đó khỏi đáy.

- b. Dịch chuyển ngang các vật liệu đó trong nước.
- c. Sự lắng đọng trở lại của các vật liệu đó xuống đáy.

Thông thường chúng ta quan tâm tới ảnh hưởng của vận chuyển trầm tích lên một diện tích đáy nào đó. Điều này có thể xét đến việc sử dụng nguyên lý liên tục cho một thể tích giới hạn bởi mặt đáy đó và mặt biển bao bởi tiết diện thẳng đứng như được chỉ ra trên hình 9.1. Như vậy hiện tượng xói hoặc lắng đọng trên đáy sẽ được xác định nếu như dòng trầm tích tổng cộng vận chuyển qua các mặt thẳng đứng đã biết. Kết hợp điều này với việc phân chia quá trình như trên, chúng ta sẽ thấy quá trình b là hết sức quan trọng; về nguyên lý chúng ta có thể xem các bước khác một cách tách biệt. Điều quan tâm chính của chúng ta là sự dịch chuyển ngang của các phần tử vật liệu đi qua một tiết diện trong một khoảng thời gian nhất định.

Đối với nhiều bài toán, sự phân bố của trầm tích chuyển dịch ngang theo độ sâu không có nghĩa quyết định đối với biến đổi đáy, do đó nếu biết được các tính chất của trầm tích, chẳng hạn độ xốp, lượng trầm tích vận chuyển có thể được tính bằng thể tích của vật liệu trên một đơn vị bề ngang và trong mỗi đơn vị thời gian – $[L^3/LT]$.

Thật tiện lợi, nếu như chúng ta có thể thu được một biểu thức lý thuyết đối với vận chuyển cát chỉ phụ thuộc vào các tham số vật lý như sóng, dòng chảy và vật liệu. Tuy nhiên, cho đến nay chúng ta vẫn chưa thể có biểu thức nào thật tốt cả; dẫu sao người ta vẫn cố gắng đưa ra các mô hình nguyên lý, thông qua đó có thể dẫn ra các công thức tính vận chuyển trầm tích.

9.2 CƠ SỞ CÁC CÔNG THỨC

Hình 9.2 minh họa vấn đề cần giải quyết. Chúng ta sẽ xác định tốc độ (thể tích) vận chuyển trầm tích đi qua một bề rộng đơn vị của mặt phẳng $y-z$ kể từ đáy, $z = -h$, đến mặt biển, $z = \eta$. Về nguyên tắc không nhất thiết phải chọn hướng dòng chảy hay sóng trùng với hướng các trục tọa độ.

Lượng trầm tích vận chuyển qua mặt phẳng tô đậm trên hình 9.2 có thể được thể hiện qua công thức:

$$S_x = \frac{1}{t'} \int_{-h}^{\eta} \left[\int_0^{t'} c(z,t) u_p(z,t) dt \right] dz \quad (9.01)$$

trong đó:

$c(z,t)$ là nồng độ vật liệu lơ lửng tức thời được thể hiện qua đơn vị thể tích vật liệu đáy trên đơn vị thể tích nước dịch chuyển. Các tác động của sóng làm cho c biến đổi nhanh, trong khi độ cao đáy lại biến đổi chậm hơn.

h là độ sâu cục bộ của nước,

S_x là tốc độ trầm tích vận chuyển thể hiện qua đơn vị thể tích trên đơn vị rộng và thời gian.

t là thời gian,

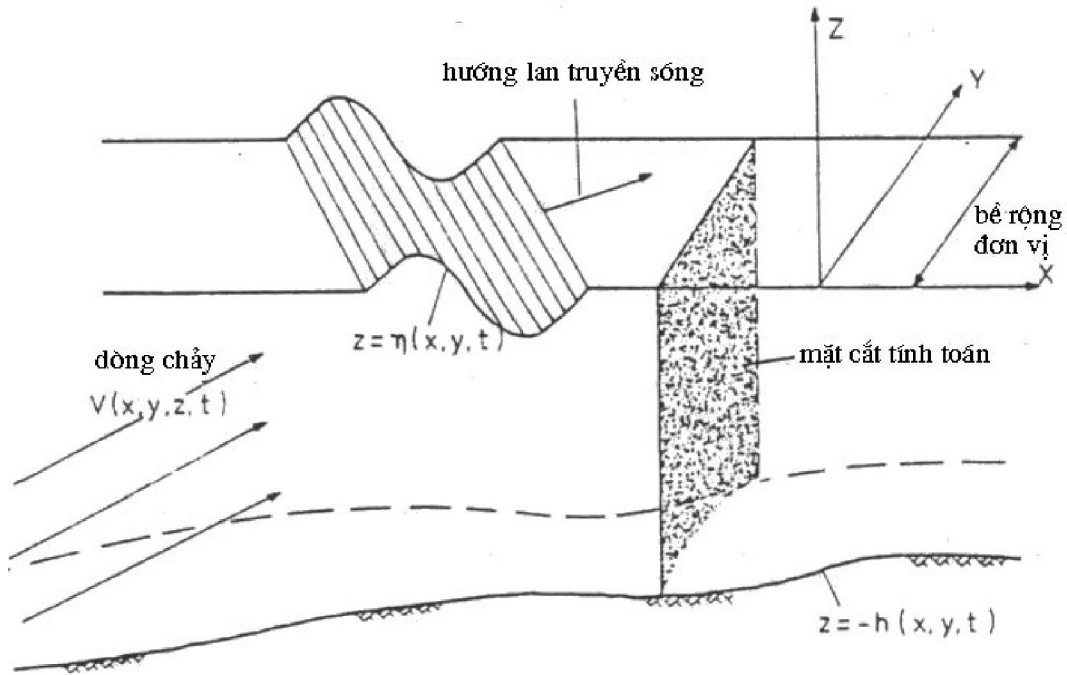
t' là khoảng thời gian tiến hành lấy tích phân,

$u_p(z,t)$ là giá trị tức thời của thành phần vận tốc x của các phần tử vật chất đi qua mặt phẳng nêu trên; đó là kết quả tổng hợp của cả sóng lẫn dòng chảy,

$\eta(x,y,t)$ là độ cao mực nước tức thời.

Theo công thức trên mọi tham số trên một đơn vị bề rộng đã được lấy trung bình. Khoảng thời gian, t' , sử dụng trong công thức 9.01 cần phải đủ lớn để loại trừ các tác động bất thường của sóng, nhìn chung cần lấy lớn hơn một chu kỳ sóng.

Nguyên lí nêu trên rất đơn giản, tuy nhiên nhiều khó khăn nảy sinh khi chúng ta tìm cách đánh giá các hàm $c(z,t)$ và $u_p(z,t)$ để đưa vào công thức 9.01. Do đó trong phần lớn nội dung còn lại của quyển sách này, sẽ tập trung làm rõ việc xác định một cách hợp lí nhất nhằm dự báo hai hàm này, thể hiện qua các biến có thể đo đạc được.



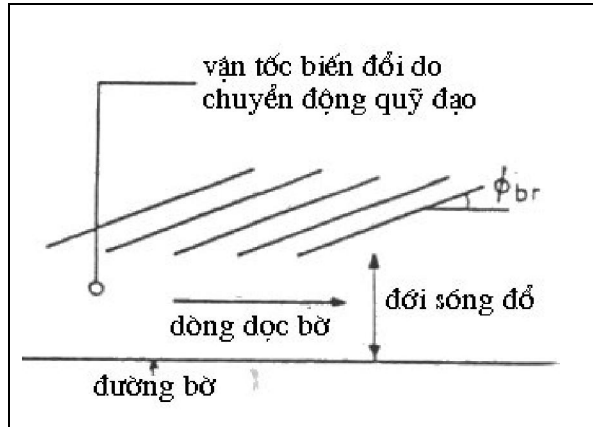
Hình 9.2 Sơ đồ tính dòng vận chuyển trầm tích

9.3 ĐƠN GIẢN HOÁ QUÁ TRÌNH

Phương trình 9.01 chứa hai hàm $c(z,t)$ và $u_p(z,t)$ trong dấu tích phân, vì vậy về nguyên lí cả hai đều là hàm của nhau. Tuy nhiên, trong thực tế có khả năng cho phép đơn giản hoá phương trình 9.01. Một trong điều kiện đơn giản hoá được, khi xét vận chuyển trầm tích dọc bờ trong đối sóng đổ.

Trong giới hạn đối sóng đổ, góc tới của sóng đổ, ϕ_{br} , thường rất nhỏ. Ngay cả đối với sóng ngoài khơi có góc tới, ϕ_0 , lớn, thì hiện tượng khúc xạ ngoài đối sóng đổ sẽ làm giảm đáng kể góc tới này. Ví dụ, với sóng nước sâu có độ cao $H_0 = 2$ m, và góc $\phi_0 = 30^\circ$ và chu kỳ 7 s, thì góc ϕ_{br} chỉ khoảng $13,3^\circ$.

Hình 9.3 Sơ đồ đối sóng đổ



Những hệ quả đối với các thành phần vận tốc trong đối sóng đổ được thể hiện định tính trên hình 9.3. Nếu chỉ tập trung chú ý đến dòng vận chuyển dọc bờ thì có thể dựa trên cơ sở cho rằng sóng gây nên sự biến động không đáng kể của vận tốc dòng chảy dọc bờ và như vậy thành phần $u_p(z,t)$ trong 9.01 sẽ không phụ thuộc vào thời gian t . Với phép xấp xỉ nêu trên, công thức 9.01 bây giờ có thể viết qua dạng:

$$S_x = \int_{-h}^{\eta} u_p(z) \left[\frac{1}{T} \int_{t'_0}^{t'_1} c(z,t) dt \right] dz \quad (9.02)$$

Nồng độ $c(z,t)$ trong công thức này cũng là một vấn đề cần giải quyết. Chúng ta có rất ít các kiến thức về nồng độ này trong trường sóng biến đổi qua một chu kỳ; nguyên nhân chủ yếu ở đây là do sự thiếu hụt các phương tiện đo đặc nồng độ này. Tuy vậy chúng ta vẫn may mắn có được nồng độ trung bình, $\bar{c}(z)$, trong sóng. Đưa giá trị nồng độ trung bình vào công thức 9.02 ta thu được:

$$S_x = \int_{-h}^{\eta} u_p(z) \bar{c}(z) dz \quad (9.03)$$

cho ta tiện lợi tính toán hơn 9.01. Những nội dung trình bày tiếp theo chủ yếu căn cứ trên dạng công thức đơn giản hoá này.

Một số điểm cần lưu ý

Trong phần tiếp theo chúng ta sẽ xem xét tới ứng suất xạ, một hiện tượng do sóng tạo nên có ý nghĩa quan trọng trong thủy động lực học đối bờ. Sau một số trao đổi mang tính đại cương, chúng ta sẽ đi sâu tìm hiểu các thành phần của ứng suất xạ trong chương sau; đó là nguyên nhân tăng mực nước dọc theo bờ biển. Trong trường hợp đặc biệt, tác động thay đổi mực nước này có thể gây ảnh hưởng tới thành phần lực dọc bờ và tác động lên dòng dọc bờ trong đối sóng đổ – dòng chảy dọc bờ. Điều này cũng sẽ được đề cập đến trong chương tiếp theo.

Chương 12 sẽ đề cập đến một thành phần khác của ứng suất xạ mà trong nhiều trường hợp có ảnh hưởng đáng kể đến lực tác động và nguyên nhân của dòng chảy dọc bờ. Mặt khác, đối với một số thành phần ít quan trọng hơn, nhưng lại là cần thiết đối với cân bằng động lực của nước trong đối sóng đổ, chúng sẽ được xem xét sơ lược trong các chương 13 và 14.

Trong chương 15 sẽ giới thiệu chi tiết về phương pháp đánh giá lực ma sát đáy do tác động tổng hợp của sóng và dòng chảy. Lực ma sát tổng cộng này sẽ có ý nghĩa quan trọng đặc biệt trong đới sóng đổ.

Chương 16 sẽ trình bày cách giải quyết vấn đề xác định dòng chảy dọc bờ trong đới sóng đổ thông qua việc sử dụng các kết quả thu được từ các chương trước. Vận tốc dòng chảy này là cơ bản đối với u_p cần được sử dụng trong công thức 9.01.

Hai chương 17 và 18 sẽ cung cấp các thông tin lịch sử và cơ sở để xác định vận chuyển cát và được trình bày trong chương 19. Tất nhiên vận tốc xác định được trong các chương trên sẽ xuất hiện trở lại trong chương này, nhằm trả lời câu hỏi đặt ra trước đây.

10 ỨNG SUẤT XẠ VÀ CÁC THÀNH PHẦN CỦA NÓ

E.W. Bijker

10.1 MỞ ĐẦU

Chương này sẽ trình bày nguyên lý của ứng suất xạ và các thành phần của nó, đặc biệt vai trò quan trọng của nó trong các quá trình địa mạo bờ. Các trình bày này sẽ không đi vào chi tiết; những trình bày chi tiết hơn người đọc có thể tìm thấy trong các tài liệu tham khảo của Longuet-Higgins và Stewart (1962, 1964), Dorrestein (1961) và Battjes (1977).

Những kết quả lý thuyết trình bày ở đây sẽ được ứng dụng cho các vấn đề cụ thể trong các chương sau.

10.2 CÁC ỨNG SUẤT XẠ CƠ BẢN

Ứng suất xạ là lực áp suất trội (vượt quá) so với lực áp suất thủy tĩnh được gây nên do sự hiện diện của sóng. Trong thực tế, ứng suất xạ không phải là một dạng ứng suất thực (lực trên một đơn vị diện tích) cũng không phải là một lực thực (vẫn theo nhận thức trên đây) mà là lực trên một đơn vị độ dài. (Điều này rút ra từ tích phân của lực trên một đơn vị diện tích theo toàn bộ độ sâu nước). Tuy nhiên, các phép biến đổi áp dụng cho các ứng suất thực vẫn có thể được áp dụng cho ứng suất xạ; điều này sẽ được trình bày trong phần sau. Không giống như áp suất thủy tĩnh, ứng suất xạ không có tính đồng nhất; thay vào đó, cũng như các ứng suất, chúng luôn được gắn kết với một hướng hoặc một mặt phẳng nhất định. Trong phần bàn luận này, những mặt phẳng đó sẽ là các mặt thẳng đứng vuông góc với hai trục tọa độ ngang, X theo hướng lan truyền sóng và Y dọc theo đỉnh sóng. Từ đây cũng sẽ thu được các thành phần cơ bản của ứng suất xạ.

Tuân theo định luật thứ 2 của Niuton về chuyển động, lực được xác định như là tốc độ thay đổi của ứng suất. Ứng suất sẽ tương đương với dòng (thông lượng) động lượng của sóng trên toàn độ sâu. Khi chúng ta tiến hành lấy tích phân đó - đây là một công việc chiếm khá nhiều thời gian- theo độ sâu trên mặt phẳng vuông góc với trục X, sẽ thu được kết quả:

$$S_{XX} = \left(\frac{2kh}{\sinh 2kh} + \frac{1}{2} \right) E \quad (10.01)$$

trong đó:

S_{XX} là thành phần cơ bản của ứng suất xạ theo hướng truyền sóng,

h là độ sâu nước,

k là số sóng = $2\pi/\lambda$,

λ là độ dài sóng, và

E là năng lượng sóng (đã được xác định trong tập trước):

$$E = (1/8) \rho g H^2 \quad (10.02)$$

trong đó:

g là gia tốc trọng trường,

H là độ cao sóng, và

ρ là mật độ nước.

Sử dụng công thức về vận tốc sóng trong tập trước, phương trình 10.01 có thể chuyển về dạng tương đương:

$$S_{XX} = \left(2n + \frac{1}{2}\right)E \quad (10.03)$$

Trong đó $n = (c_g/c)$ là tỷ số giữa vận tốc nhóm sóng và vận tốc sóng. Dạng này của công thức thường tiện lợi trong các ứng dụng thực tiễn sau này.

Việc tính toán thành phần cơ bản thứ hai của ứng suất ngang tác động lên bề mặt thẳng đứng vuông góc với đỉnh sóng có dạng sau:

$$S_{YY} = \frac{kh}{\sinh 2kh} E \quad (10.04)$$

Hay thể hiện qua n:

$$S_{YY} = (n - 1/2)E \quad (10.05)$$

Áp dụng các kết quả xấp xỉ thông thường đối với sóng biển sâu đã được trình bày trong tập I, chúng ta có:

$$S_{XX} = \left(\frac{1}{2}\right)E \quad (10.03a)$$

và

$$S_{YY} = 0 \quad (10.05a)$$

Trong vùng nước nông các ứng suất này có dạng:

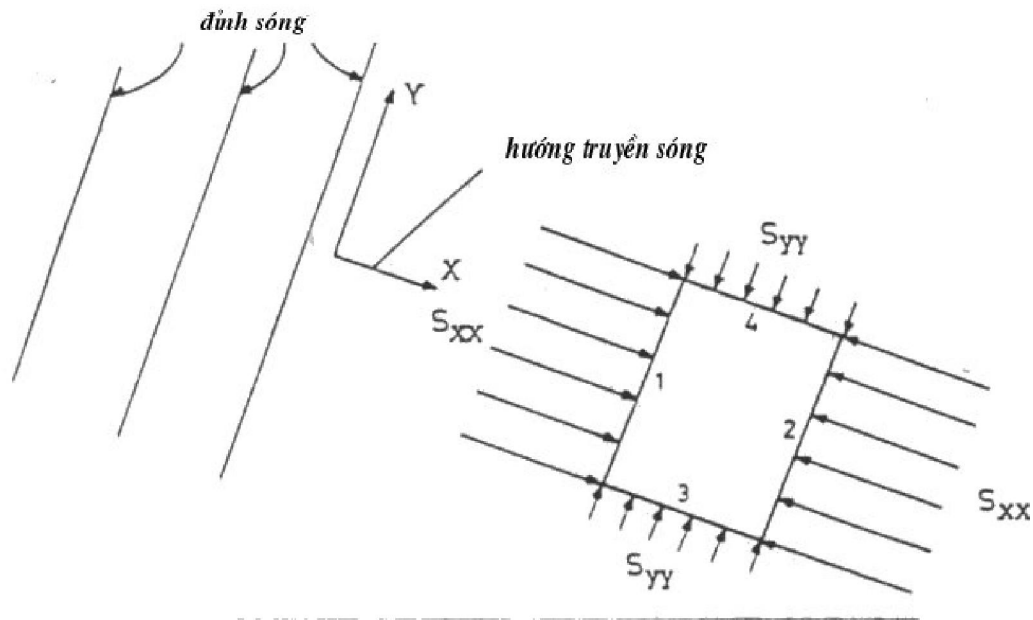
$$S_{XX} = \left(\frac{3}{2}\right)E \quad (10.03a)$$

và

$$S_{YY} = \left(\frac{1}{2}\right)E \quad (10.03a)$$

10.3 BIẾN ĐỔI CỦA ỨNG SUẤT XẠ

Vậy có những nhân tố nào gây ảnh hưởng đến ứng suất xạ? Thông thường, tham số quan trọng nhất đó là độ cao sóng, thông qua năng lượng sóng. Trên vùng nước sâu, đây chỉ là một nhân tố ảnh hưởng. Trên vùng nước chuyển tiếp, độ sâu nước, h , và độ dài sóng, λ (thông qua k) hay đơn giản hơn là n trở thành nhân tố quan trọng. Trong vùng nước nông, có thể cho rằng ứng suất xạ lại phụ thuộc vào năng lượng sóng. Đây không chỉ đơn thuần của sự chuyển đổi mà vì năng lượng sóng ở đây phụ thuộc rất nhiều vào độ sâu nước khi sóng đổ xuất hiện.



Hình 10.1 Sơ đồ các thành phần cơ bản của ứng suất xạ trên mặt phẳng ngang.

Nếu như bây giờ chúng ta xem xét một phần tử thể tích nước dạng hình khối được hình thành bởi 4 mặt phẳng thẳng đứng cơ bản được dẫn ra trên hình 10.1, thì nếu như các điều kiện sóng và độ sâu hoàn toàn như nhau đối với cả 4 mặt phẳng 1, 2, 3, 4, thì các thành phần của ứng suất xạ trên các mặt phẳng đối diện nhau thể hiện trên hình vẽ sẽ như nhau và cũng không tồn tại một lực tổng hợp. Chỉ trong trường hợp khi các điều kiện sóng biến đổi giữa các mặt phẳng 1 và 2 hay 3 và 4 thì ta sẽ thấy xuất hiện lực tổng hợp. Như vậy, chúng ta có thể cho rằng ứng suất xạ chỉ gây ảnh hưởng đến các quá trình vật lý chỉ khi điều kiện khu vực không đồng nhất. Tại những khu vực như thế sẽ có sự xuất hiện của các hiện tượng khúc xạ, nhiễu xạ nước nông và sóng đổ.

Ví dụ sau đây sẽ minh họa các sự biến đổi đó lên ứng suất xạ cơ bản gây nên bởi hiện tượng nước nông và sóng đổ khi sóng tiếp cận bờ.

Với một độ dốc không đổi, m , ví dụ 1: 100, sóng có độ cao, H_0 , bằng 5 m đi vào bờ với đỉnh sóng song song đường bờ (không tính đến khúc xạ và nhiễu xạ). Chu kỳ sóng tương đương 12 giây.

cho thấy tham số sóng đổ, p , rất nhỏ và hiện tượng sóng đổ dồn sẽ xuất hiện. Với chỉ số sóng đổ, γ , là 0,5 ta có thể thu được các kết quả tính toán đối với các độ sâu khác nhau trong bảng 10.1.

Để dàng nhận thấy rằng, tại miền ngoài đối sóng đổ, ứng suất tăng lên khi sóng đi vào gần bờ, và đối sóng đổ là giới hạn sự tăng trưởng đó tiếp đến sự suy giảm cho đến đường bờ.

Độ dài sóng với điều kiện nước sâu sẽ là 225 mét. Tham số phân loại sóng đổ sẽ là:

$$H_0/(\lambda_0) = 222.$$

Bảng 10.1 Các giá trị ứng suất pháp tuyến

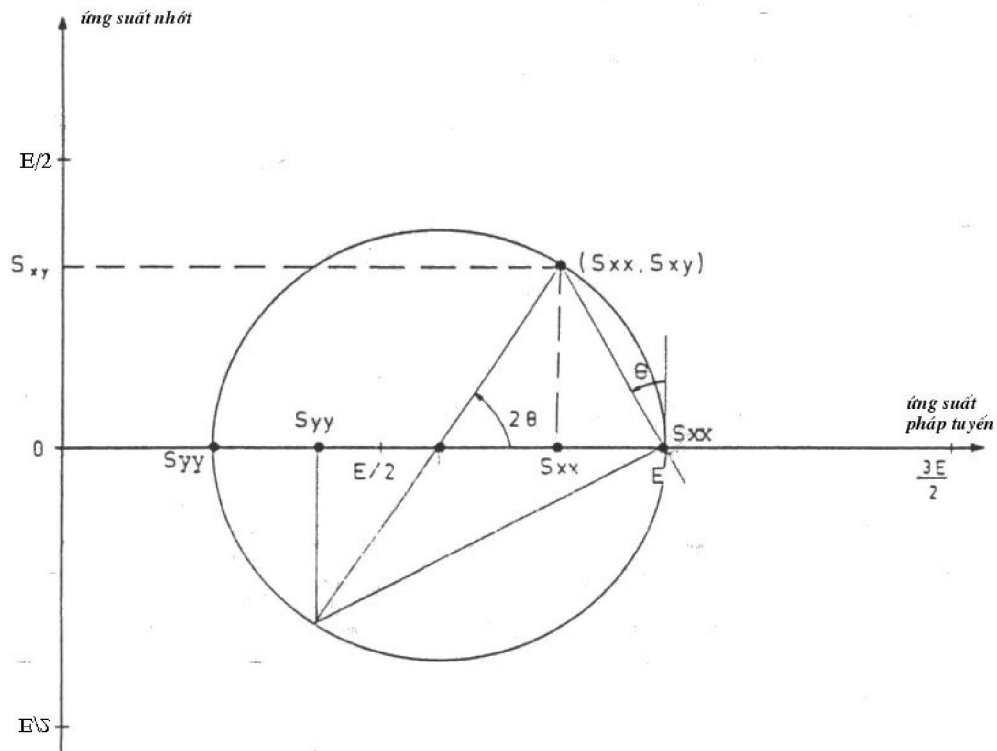
$$H_0 = 5.00 \text{ m}, T = 12 \text{ s}, \gamma = 0.5$$

h	h/λ_0	H/H_0	H	E	n	S_{xx}	S_{yy}	Khoảng cỏch từ bờ
m	-	-	m	N/m	-	N/m	N/m	m
150	0,6670	0,9983	4,99	31325	0,5019	15782	60	15000
125	0,5558	0,9945	4,97	31087	0,5064	15941	199	12500
100	0,4447	0,9839	4,92	30428	0,5203	16449	618	10000
80	0,3557	0,9656	4,83	29307	0,5476	17443	1395	8000
60	0,2663	0,9380	4,69	27655	0,6020	19469	2821	6000
40	0,1779	0,9142	4,57	26270	0,6947	23364	5115	4000
30	0,1334	0,9160	4,58	26373	0,7569	26737	6775	3000
25	0,1112	0,9250	4,62	26894	0,7917	29237	7845	2500
20	0,0889	0,9434	4,72	27794	0,8292	32046	9209	2000
15	0,0667	0,9778	4,89	30052	0,8688	37192	11033	1500
12,5	0,0556	1,005	5,02	31747	0,8993	41227	12677	1250
10	0,0445	--	5,00	31432	0,9105	41522	12903	1000
8	0,0356		4,00	20116	0,9278	27270	8606	800
6	0,0267		3,00	11315	0,9454	15738	5040	600
4	0,0178		2,00	5029	0,9633	7176	2330	400
3	0,0133		1,50	2829	0,9724	4087	1336	300
2,5	0,0111		1,25	1964	0,9770	2856	937	250
2	0,0089		1,00	1257	0,9815	1839	605	200
1,5	0,0067		0,75	707	0,9860	1041	344	150
1,0	0,0044		0,5	314	0,9908	466	154	100

10.4 CÁC THÀNH PHẦN ỨNG SUẤT XẠ

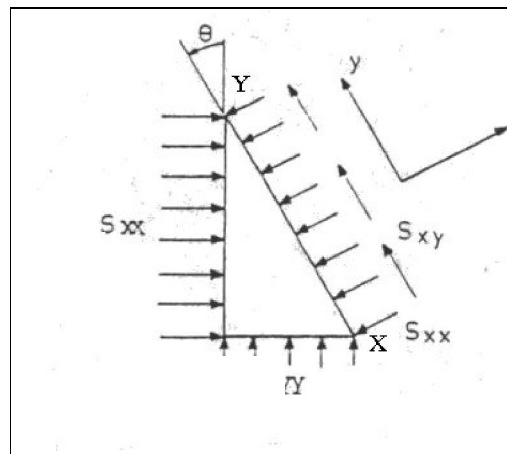
Nếu chúng ta muốn biết các thành phần của ứng suất xạ trên mặt phẳng ngang, các phương pháp phân tích ứng suất phẳng cần được áp dụng.

Trên hình 10.2a cho ta sơ đồ cung tròn Mohr đối với ứng suất trên một điểm có độ sâu chuyển tiếp với các thành phần thể hiện trên hình 10.2b. Như vậy chúng ta sẽ sử dụng các quy tắc cung tròn Mohr, với điểm đầu tại S_{xx} và ứng suất trên mặt ngang với một góc θ có thể tìm được bằng cách kẻ đường thẳng qua điểm đầu với một góc theo hướng θ . Công thức toán học sẽ dễ dàng thu được từ sơ đồ cân bằng trên hình 10.2b hoặc trực tiếp từ sơ đồ theo tính chất hình học của đường tròn. Nói chung ta có các công thức sau:



Hình 10.2a Sơ đồ phân tích ứng suất phẳng Mohr

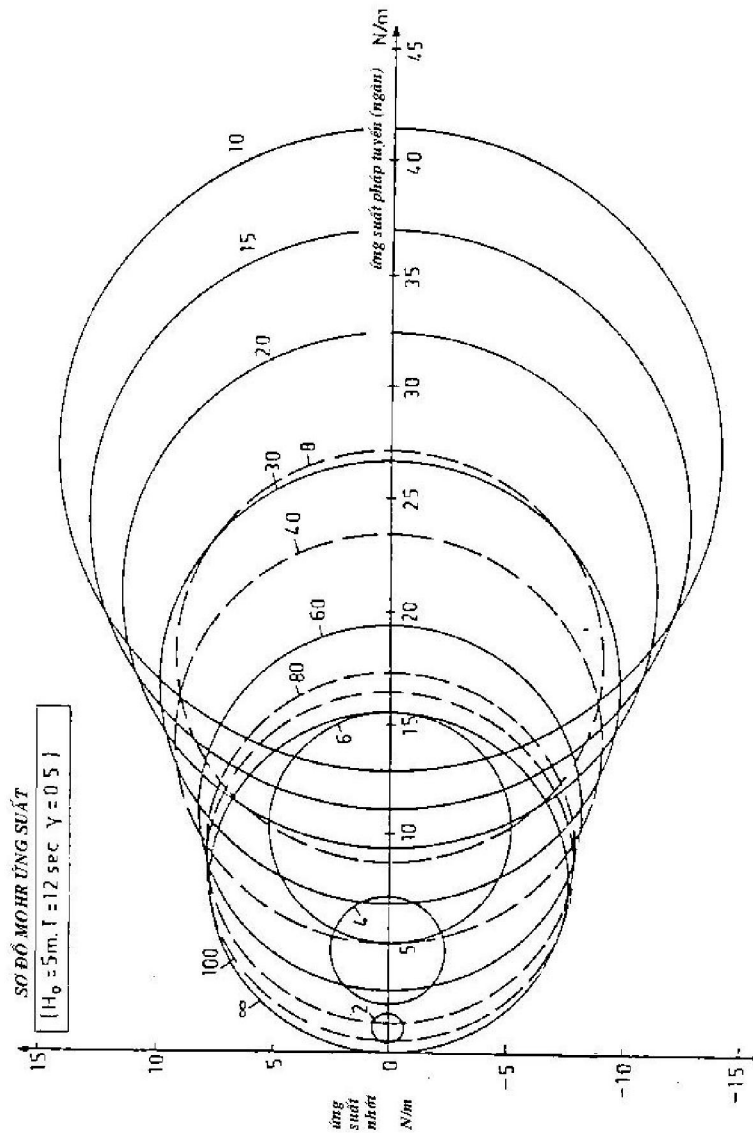
Hình 10.2b. Các thành phần của ứng suất



$$S_{xx} = \frac{S_{XX} + S_{YY}}{2} + \frac{S_{XX} - S_{YY}}{2} \cos 2\theta$$

$$S_{yy} = \frac{S_{XX} + S_{YY}}{2} - \frac{S_{XX} - S_{YY}}{2} \cos 2\theta$$

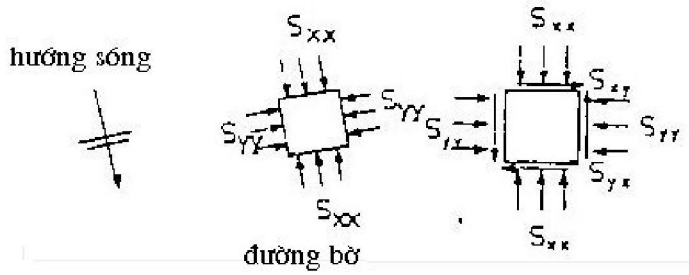
$$S_{xy} = \frac{S_{XX} - S_{YY}}{2} \sin 2\theta$$



Hình 10.3 Sơ đồ Mohr tính toán ứng suất theo các độ sâu khác nhau

$$(H_0 = 5 \text{ m}, T = 12 \text{ s}, \gamma = 0,5)$$

Các đường tròn Mohr tương ứng các ứng suất xạ tính toán dẫn ra trong bảng 10.1 được thể hiện trên hình 10.3. Các số nằm gần các đường tròn cho ta độ sâu của nước tương ứng với đường tròn đó. Một số đường tròn thể hiện bằng đường ngắt nhằm để phân biệt trên hình vẽ.



Hình 10.4 Sơ đồ bờ và các thành phần ứng suất

10.5 CÁC ỨNG DỤNG TRONG CÁC BÀI TOÁN KỸ THUẬT BỜ

Do các quá trình đối bờ sẽ nghiên cứu trong các chương tới được chia thành các thành phần song song và vuông góc bờ, do vậy sẽ tiện lợi hơn nếu như chúng ta xem xét các thành phần của ứng suất theo các hướng đó. Hình 10.4 cho ta thấy sơ đồ mặt cắt ngang của vùng bờ với các thành phần ứng suất cơ bản tác động lên một phần tử hướng song song với đỉnh sóng, và các ứng suất pháp tuyến và tiếp tuyến (nhót) lên một phần tử song song với đường bờ

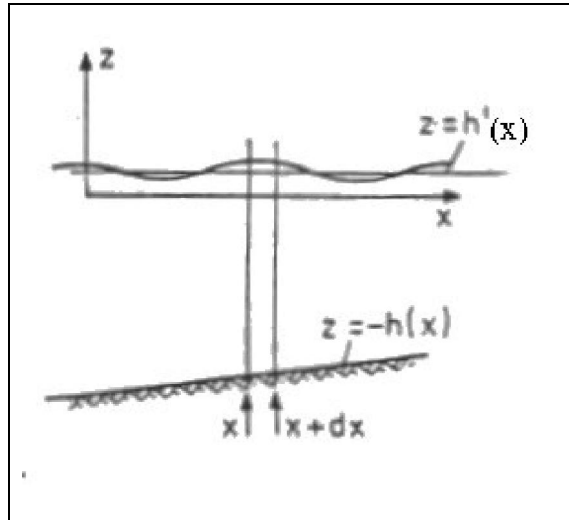
Trong các chương sau một số thành phần riêng của ứng suất xạ sẽ được xem xét chi tiết hơn nhằm giải thích một số hiện tượng riêng của đối bờ.

11 NƯỚC DÂNG DO SÓNG

E.W. Bijker, P.J. Visser

11.1 MÔ TẢ HIỆN TƯỢNG

Khi sóng đi vào bờ sẽ bị biến đổi dưới tác động của khúc xạ, nhiễu xạ, nước nông và đổ. Vì các thành phần ứng suất xạ phụ thuộc trực tiếp vào các tham số sóng, chúng ta có thể biểu thị sự biến đổi của ứng suất xạ và ảnh hưởng tổng cộng của các biến đổi đó. Một trong những ảnh hưởng đơn giản của biến đổi ứng suất xạ là sự biến đổi của mực nước trung bình dọc theo hướng vuông góc bờ.



Hình 11.1 Phần tử nước ven bờ

Hình 11.1 cho ta thấy đường phân bố với việc sóng đi vào từ phía trái và đỉnh sóng song song với bờ. (Xét trường hợp đặc biệt này cho phép ta thu được công thức toán học đơn giản và mô tả dễ dàng hiện tượng). Trong điều kiện đó thì thành phần S_{xx} có giá trị lớn nhất. Sự biến đổi của thành phần này sẽ gây nên một lực tổng lên phần tử nước thẳng đứng thể hiện trên hình 11.1. Ứng suất xạ tổng này được cân bằng bởi gradient áp suất xạ tạo bởi độ nghiêng mặt nước tương tự lực Coriolis gây nên sự cân bằng đã được nêu trong phần trước. Sự cân bằng giữa biến đổi ứng suất xạ và độ nghiêng mặt biển dẫn đến phương trình vi phân bậc nhất sau:

$$\frac{dS_{xx}}{dX} + \rho g (h + h') \frac{dh'}{dX} = 0 \quad (10.01)$$

trong đó:

g là gia tốc trọng trường,

h là độ sâu nước tương ứng điều kiện yên tĩnh tại điểm X ,

h' là biến đổi mực nước trung bình tại điểm X do sóng gây nên,

S_{xx} là thành phần chính của ứng suất ngang,

X là toạ độ ngang theo hướng lan truyền sóng, trong trường hợp này, vuông góc bờ,

ρ là mật độ nước.

11.2 CÁC LỜI GIẢI PHƯƠNG TRÌNH VI PHÂN

Vậy thành phần cơ bản của ứng suất xạ S_{xx} thay đổi thế nào khi sóng đi từ vùng sâu vào? Vì sự biến đổi này có ý nghĩa đáng kể nên chúng ta lấy đạo hàm S_{xx} theo X . Lấy đạo hàm trực tiếp phương trình 10.01 thường gặp khó khăn do cả 3 biến k , h và E đều có thể phụ thuộc vào toạ độ ngang X . Battjes (1977) đã sử dụng cách tiếp cận đại số và tìm được lời giải cho 11.01 như sau khi sóng chưa đổ.

$$h' = -\frac{kE}{\rho g \sinh 2kh} = -\frac{1}{8} \frac{kH^2}{\sin 2kh} \quad (10.02)$$

với k là số sóng.

Phương trình 10.02 sẽ đúng đối với khu vực ngoài đới sóng đổ. Mực nước tổng hợp sẽ biến đổi tại phía ngoài của đới sóng đổ thu được khi thay các xấp xỉ nước nông và điều kiện sóng đổ vào 10.02

$$h'_{br} = -\frac{1}{16} \frac{H_{br}^2}{h_{br}} \quad (11.03)$$

trong đó chỉ số dưới cho ta các điều kiện trên biên ngoài của đới sóng đổ. Độ cao sóng và độ sâu trung bình thường tỷ lệ với nhau trong đới sóng đổ

$$H_{br} = \gamma h_{br} \quad (11.04)$$

trong đó ảnh hưởng biến đổi h'_{br} không đáng kể vì $h'_{br} \ll h_{br}$. Với 11.04, công thức 11.03 bây giờ có dạng

$$h'_{br} = -\frac{1}{16} \gamma H_{br} \quad (10.05)$$

Như vậy, tại mép ngoài của đới sóng đổ có sự hạ thấp mực nước trung bình tỷ lệ với γ và H_{br} . Có thể nhận thấy điều này trên các hình 11.2 và 11.3. Đối với độ cao sóng nước sâu cho trước, H_0 , giá trị thực tế của hạ mực nước sẽ phụ thuộc vào một số tham số như độ dốc bãi và chu kỳ sóng được thể hiện thông qua chỉ số sóng đổ, γ .

11.3 LỜI GIẢI CHO TRƯỜNG HỢP SÓNG TRÙN

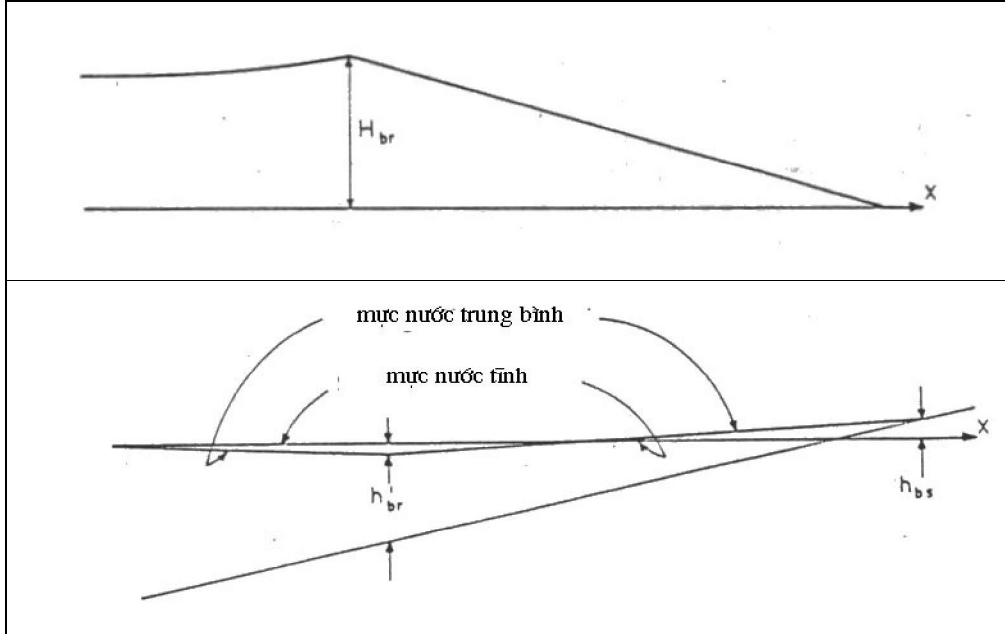
Khi sóng đổ dồn xuất hiện, mối tương quan trực tiếp giữa độ cao sóng và độ sâu nước vẫn giữ nguyên qua toàn đới sóng đổ. Tuy nhiên, sự giảm năng lượng sóng cần thiết phải được kể đến. Sử dụng xấp xỉ nước nông đối với S_{xx} (phương trình 10.03b) và định nghĩa E :

$$E = \frac{1}{8} \rho g \gamma^2 (h + h')^2 \quad (11.06)$$

Đạo hàm của thành phần chính ứng suất xạ sẽ có dạng

$$\frac{dS_{xx}}{dX} = \frac{3}{8} \rho g \gamma^2 (h+h')^2 \frac{d(h+h')}{dX} \quad (11.07)$$

trong đó $\frac{d(h+h')}{dX}$ là độ nghiêng của mặt biển so với bãi.



Hình 11.2. Nước dâng do sóng trong trường hợp sóng trường

Thay 11.07 vào 11.01 và tích phân theo bề rộng của đới sóng đổ ta có

$$\Delta h' = \frac{3}{8} \gamma H_{br} \quad (11.08)$$

trong đó $\Delta h'$ tương ứng biến đổi của mực trung bình qua đới sóng đổ.

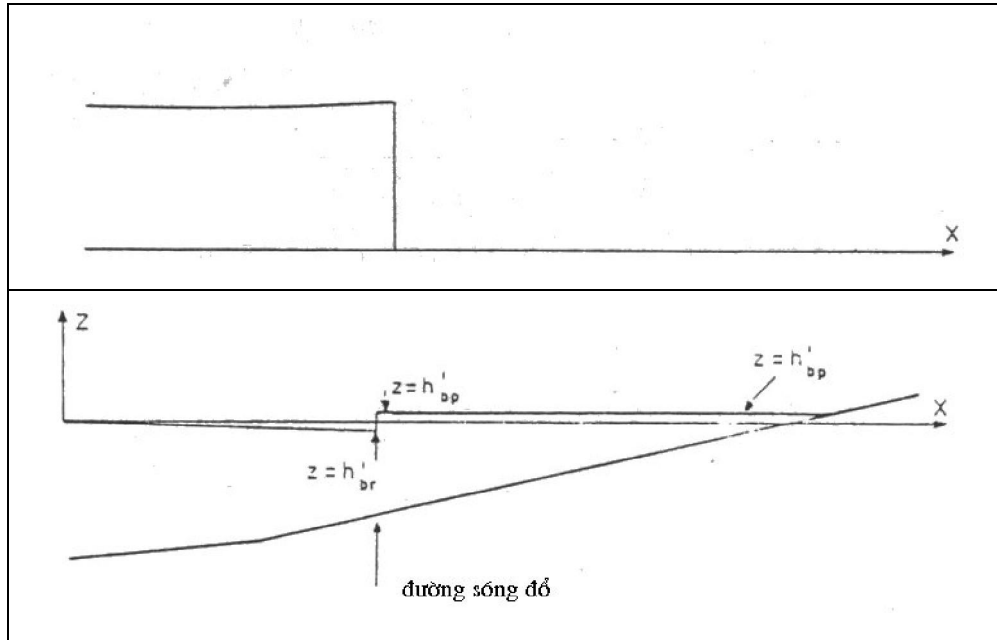
Do $\Delta h'$ có giá trị dương, nên mực biển tăng lên khi đi vào bờ. Nhắc lại rằng mực trung bình trên mép ngoài đới sóng đổ luôn nhỏ (phương trình 11.05), mực nước tuyệt đối trên đường bờ so với điều kiện lặng sóng sẽ là

$$h'_{bs} = \frac{5}{16} \gamma H_{br} \quad (11.09)$$

đối với sóng đổ dồn, trong đó h'_{br} là nước dâng sóng lên bãi do sóng đổ. Điều này được thể hiện trên hình 11.2.

11.4 LỜI GIẢI CHO TRƯỜNG HỢP SÓNG LAO

Swart (1974) đã nghiên cứu dạng của sóng đổ gần bờ. Ông ta đã phát hiện thấy rằng hiện tượng sóng lao thường ít gặp, nên đã đưa ra tham số p nhằm mô phỏng hiện tượng sóng đổ với một phần trường và một phần lao.



Hình 11.3. Nước dâng do sóng trong trường hợp sóng lao

Nếu xem xét trường hợp hạn chế với sự tồn tại sóng lao, toàn bộ năng lượng của sóng tới bị biến đổi ngay khi sóng nhào trên mép ngoài đối sóng đố. Cũng như trong trường hợp sóng trườn, sự biến đổi của thành phần chính ứng suất xạ dẫn đến biến đổi mực nước. Tuy nhiên, trong lần này, biến đổi mực nước xuất hiện đột ngột tại điểm nhào (trong trường hợp lí tưởng). Một sự cân bằng đơn giản sẽ là:

$$\Delta h' = \frac{3}{16} \gamma H_{br} \quad (11.10)$$

Ngược lại với việc hạ mực nước ngoài đối sóng đố, ta nhận thấy sự gia tăng mực nước trên mép bãi.

$$h'_{bp} = \frac{1}{8} \gamma H_{br} \quad (11.11)$$

trong đó h'_{bp} là độ cao dâng nước do sóng lao. Ta nhận thấy rằng, giá trị này nhỏ hơn giá trị tương ứng trong trường hợp sóng trườn theo phương trình 11.08. Hình 11.3 chỉ ta thấy đường phân bố của mực nước trung bình.

Như đã trình bày trên đây, sóng lao thuần khiết thường không tồn tại trong tự nhiên. Thông thường sóng ít đố theo kiểu lao hơn và vẫn tiếp tục lan truyền vào bờ sau điểm đố. Trong trường hợp đó sẽ thu được giá trị dâng mực nước gần giống trường hợp sóng đố đơn như đã trình bày trên hình 11.02.

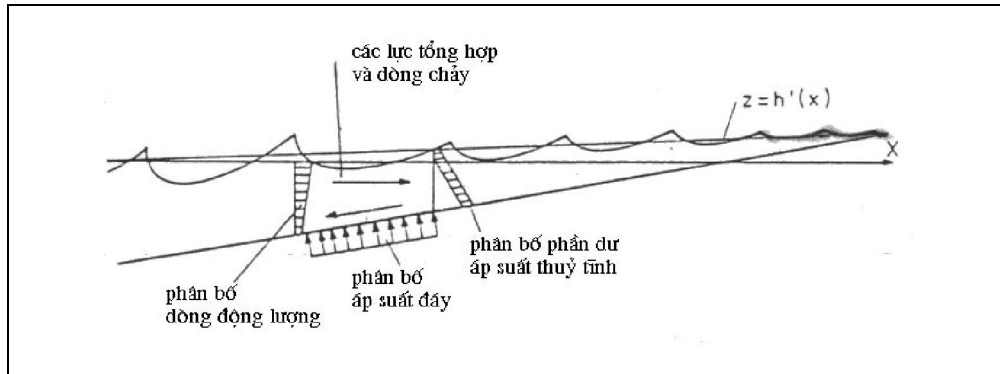
11.5 LƯU Ý

Nước dâng do sóng vừa được trình bày ở đây khác với nước dâng do gió đã được phân tích trong chương 3 phần I. Hai hiện tượng này hoàn toàn khác nhau và có thể xuất hiện vào các thời điểm khác nhau đồng thời hay không đồng thời. Như tên gọi, nước dâng do gió phụ thuộc vào sự hiện diện của trường gió (có hay không có sóng), trong khi sóng độc lập (ví dụ sóng lừng) lại gây nên nước dâng do

sóng. Hơn nữa nước dâng do gió xuất hiện trên toàn đả gió, trong khi nước dâng do sóng là hiện tượng thuần túy ven bờ.

Nếu như các điều kiện sóng biến đổi dọc theo bờ thì nước dâng do sóng cũng biến đổi theo. Biến đổi của điều kiện sóng dọc bờ có thể do khúc xạ, nhiễu xạ hay các dạng sóng đồ khác nhau gây nên bởi biến đổi của độ dốc bãi. Sự khác nhau của mực nước giữa các điểm trên bờ dẫn đến gradient áp suất dọc theo bờ. Gradient này có thể tạo ra ảnh hưởng đáng kể lên lực gây ra dòng chảy dọc bờ trên các địa điểm các điều kiện sóng biến đổi rất nhanh dọc bãi. Có thể tham khảo thêm tài liệu của Bakker (1973) về vấn đề này.

Cùng với nước dâng sóng, sóng đồ tạo ra hoàn lưu trong đới sóng đồ. Hiện tượng này được làm rõ thông qua xem xét phân bố của dòng động lượng tạo ra ứng suất xạ trên phân bố thẳng đứng. Do vận tốc quỹ đạo đạt cực đại trên mặt biển, chúng ta có thể cho rằng dòng động lượng ở đây lớn hơn ở đáy. Áp suất thủy tĩnh lại có phân bố theo phương thẳng đứng hơi khác. Cùng với phân bố áp suất, hoàn lưu tổng cộng cũng được dẫn ra trên sơ đồ hình 11.4.



Hình 11.4. Dòng chảy thuận nghịch trong đới sóng đồ

Nhiều đo đạc thực nghiệm về nước dâng do sóng không thống nhất với tính toán lí thuyết, do đó xuất hiện một số cách lí giải khác nhau. Battjes (1974) đã quy sự phân tán này cho ảnh hưởng của khí chứa trong nước do sóng đồ tạo nên. Hỗn hợp nước và không khí luôn có nồng độ thấp hơn nước thông thường.

Một ảnh hưởng khác có khả năng xuất hiện đó là lực ma sát xuất hiện giữa nước chuyển động và đáy. Tuy hoàn lưu vừa đề cập trên đây thường không mạnh, các lực ma sát tức thời thu được từ chuyển động quỹ đạo có thể có giá trị trung bình khác 0 và do đó tạo nên thành phần lực bổ sung theo phương ngang.

Cách tiếp cận giải vấn đề nước dâng do sóng khi sóng tới dưới một góc nhất định so với đường bờ, về nguyên lí, cũng tương tự như trường hợp không có ảnh hưởng của phản xạ. Thay cho đại lượng thành cơ bản của ứng suất ngang, S_{xx} , thành phần pháp tuyến trên mặt song song bờ, S_{xx} lại cần cho phương trình 10.01. Trong lời giải của phương trình này, cần chú ý đến việc bản thân góc tới ϕ lại là hàm của khoảng cách đến bờ, điều này làm cho việc tính toán trở nên phức tạp hơn.

11.6 VÍ DỤ

Tính toán nước dâng do sóng theo các đặc trưng sóng trong bảng 10.01 và hình 10.3. Sóng đều có độ cao sóng nước sâu $H_0 = 5$ m, chu kì $T = 12$ giây và đi vào song song bờ. Chỉ số sóng đổ vào khoảng 0,5.

Tiến hành một số các tính toán nhằm xác định vị trí của đường sóng đổ, kết quả cho thấy:

$$h_{br} = 10,4 \text{ m} \quad (11.12)$$

và

$$H_{br} = 5,2 \text{ m} \quad (11.13)$$

Biết được các giá trị trên nước dâng do sóng trên mép ngoài của đồi sóng đổ có thể tính theo công thức 11.05:

$$h'_{br} = -\left(\frac{1}{16}\right)(0,5)(5,2) = -0,163 \quad (11.14)$$

Biến đổi mực biển tổng cộng qua đồi sóng đổ theo công thức 11.08 đối với sóng đổ dồn:

$$\Delta h' = \left(\frac{3}{8}\right)(0,5)(5,2) = 0,975 \quad (11.15)$$

Mực nước biển tuyệt đối trên đường bờ so với điều kiện không có sóng sẽ vào khoảng 81 cm.

Battjes (1974) đã đưa ra phương pháp tính nước dâng do sóng đối với sóng không đều.

Như vậy chúng ta kết thúc phần trao đổi về hiện tượng xuất hiện dọc theo trục ngang bờ.

Trong chương tiếp theo chúng ta sẽ tập trung chú ý đến các lực tác động dọc bờ và dòng chảy dọc bờ cũng như vận chuyển cát do chúng gây nên.

12 GRADIENT ỨNG SUẤT RỐI NGANG

E.W. Bijker

12.1 MỞ ĐẦU

Trong mục này và 3 mục tiếp theo chúng ta sẽ xem xét các thành phần lực tác động song song với bờ và xác định cân bằng động lực của khối nước chuyển động dọc bờ – dòng chảy dọc bờ. Một trong 3 thành phần lực đó được gây nên do sự biến đổi của thành phần ứng suất nhớt của ứng suất xạ. Như đã phân tích trong chương 10, chúng ta sẽ quan tâm đến những thay đổi của ứng suất nhớt khi sóng đi vào bờ dưới một góc ϕ . Biểu thị qua dạng công thức ta có

$$\frac{dS_{xy}}{dx} = f(x, H_0, T, \phi_0) \quad (12.01)$$

trong đó: H_0 độ cao sóng nước sâu,
 T là chu kì,
 x là toạ độ ngang vuông góc bờ,
 ϕ_0 là góc tới trên vùng nước sâu,
 $f()$ là kí hiệu hàm.

Thực chất của biến đổi S_{xy} sẽ được trình bày tiếp sau đây.

12.2 BIẾN ĐỔI NGOÀI ĐỐI SÓNG ĐỔ

Khi sóng đi vào bờ, các biến động bắt đầu tại vùng có độ sâu chuyển tiếp, chúng ta sẽ xem xét sự biến đổi của thành phần ứng suất từ ngoài đối sóng đổ. Bowen (1969) đã làm việc đó và tiến hành nhiều biến đổi khác nhau với các bước cơ bản sau đây nhằm mục đích giải quyết vấn đề này.

Sử dụng các kết quả từ chương 10 ta có:

$$S_{xy} = \frac{S_{xx} - S_{yy}}{2} \sin 2\phi \quad (12.02)$$

Sử dụng biến đổi lượng giác và thay S_{xx} và S_{yy} từ công thức 10.03 và 10.05 ta thu được:

$$S_{xy} = E \sin \phi \cos \phi \quad (12.03)$$

Từ lí thuyết khúc xạ:

$$E \cos \phi = \text{const} \quad (12.04)$$

hay cụ thể hơn

$$Encb = E_0 n_0 c_0 b_0 \quad (12.05)$$

trong đó c là vận tốc pha, b là khoảng cách giữa các tia sóng, và chỉ số cho ta điều kiện nước sâu xác định hàng số đó. Phương trình 12.04 và 12.05 sẽ đúng trong miền ngoài đối sóng đổ. Từ các kết quả của chương 9, trực tiếp từ các công thức 9.05 và 9.06:

$$cb = \frac{c_0 b_0}{\sin \phi_0 \cos \phi_0} \sin \phi \cos \phi \quad (12.06)$$

Thay 12.06 vào 12.05 và so sánh với 12.03 ta thu được:

$$S_{xy} = E_0 n_0 \sin \phi_0 \cos \phi_0 = const \quad (12.07)$$

và như vậy thành phần lực tác động tỷ lệ với gradient ứng suất sẽ bằng 0: $\frac{\partial S_{xy}}{\partial x} = 0$, mặc dầu các đặc trưng sóng có thay đổi tại miền ngoài đối sóng đổ. Do các biểu thức 12.04 và 12.05 chỉ đúng cho miền ngoài đối sóng đổ, chúng ta cần xem xét sự biến đổi đối với đối sóng đổ trong phần tiếp theo.

12.3 BIẾN ĐỔI TRONG ĐỐI SÓNG ĐỔ

Trong đối sóng đổ, chúng ta lại bắt đầu từ biểu thức chung thể hiện qua công thức 12.03:

$$S_{xy} = E n \sin \phi \cos \phi$$

Sử dụng công thức 9.05 từ tập I, ta có

$$S_{xy} = Enc \cos \phi_0 \frac{\sin \phi_0}{c_0} \quad (12.08)$$

Nhắc lại định nghĩa của E , từ phương trình 5.09 tập I, và biết rằng phương trình 11.04 bây giờ sẽ điều khiển sự biến đổi của độ cao sóng đổ, công thức 12.08 trở thành

$$S_{xy} = \frac{1}{8} \frac{\sin \phi_0}{c_0} \rho g \gamma^2 [h^2 n c \cos \phi] \quad (12.09)$$

Với việc các thành phần trong dấu móc vuông chỉ phụ thuộc vào x , ta có thể tiến hành phép tính đạo hàm

$$\begin{aligned} \frac{\partial S_{xy}}{\partial x} = & \frac{1}{8} \frac{\sin \phi_0}{c_0} \rho g \gamma^2 [h^2 n c \cos \phi \frac{dh}{dx} \\ & + h^2 c \cos \phi \frac{dn}{dx} + h^2 n \cos \phi \frac{dc}{dx} - h^2 n c \sin \phi \frac{d\phi}{dx}] \end{aligned} \quad (12.10)$$

Kết quả này chỉ đúng trong đối sóng đổ. Bây giờ có thể đơn giản hoá bằng cách thay thế các tham số sóng nước nông đã được dẫn ra trong chương 5, tập I. Có thể tóm tắt như sau:

$$\begin{aligned} n=1 ; \quad \frac{dn}{dx} &= 0, \\ \cos \phi=1; \quad \frac{d\phi}{dx} &= 0, \\ c &= \sqrt{gh} \end{aligned} \quad (12.11)$$

Từ công thức cuối cùng ta có

$$\frac{dc}{dx} = \frac{1}{2} \sqrt{gh}^{-1/2} \frac{dh}{dx} \quad (12.12)$$

Với 12.11 thành phần thứ 2 và thứ 4 trong dấu ngoặc 12.10 sẽ bằng zero. Thay 12.11 và 12.12 vào ta thu được:

$$\frac{\partial S_{xy}}{\partial x} = \frac{1}{8} \frac{\sin \phi_0}{c_0} \rho g \gamma^2 \left[2h \sqrt{gh} \frac{dh}{dx} + \frac{1}{2} h^2 \frac{g}{\sqrt{gh}} \frac{dh}{dx} \right] \quad (12.13)$$

hay, sau khi biến đổi

$$\frac{\partial S_{xy}}{\partial x} = \frac{1}{8} \frac{\sin \phi_0}{c_0} \rho g \gamma^2 \left[2,5h \sqrt{gh} \frac{dh}{dx} \right] \quad (12.14)$$

$$\frac{\partial S_{xy}}{\partial x} = \frac{5}{16} \rho \gamma^2 (gh)^{3/2} \frac{\sin \phi_0}{c_0} m \quad (12.15)$$

trong đó m là độ dốc bãi $\frac{dh}{dx}$.

Phương trình này cho ta phần đóng góp của ứng suất ngang vào lực tác động song song với bờ trên một phần tử nước với độ dày dx và độ cao h .

Trong các chương sau chúng ta sẽ sử dụng các hệ tọa độ khác nhau nhằm thu được sự thống nhất hơn với các tài liệu về địa mạo bờ biển. Tuy nhiên điều đó không gây ảnh hưởng cơ bản nào lên về phải của phương trình 12.15.

13 LỰC TRIỀU DỌC BỜ

E.W. Bijker

13.1 HỆ TOẠ ĐỘ SỬ DỤNG

Trong các chương tiếp theo các quá trình xuất hiện dọc theo đường bờ sẽ được chú ý đặc biệt. Cho đến bây giờ chúng ta vẫn chú trọng đến các hiện tượng xuất hiện dọc theo trục ngang vuông góc bờ hay theo hướng lan truyền sóng. Một hệ toạ độ mới sẽ được chọn nhằm mục đích thống nhất các thuật ngữ với tài liệu địa mạo. Hệ toạ độ này có thể mô tả như sau.

Trục x được chọn song song bờ theo hướng ngang. Hướng dương được lấy theo hướng tay phải của người quan trắc đứng trên bãi biển và nhìn ra phía biển.

Trục y cũng nằm trên mặt phẳng ngang nhưng vuông góc với bờ và có giá trị dương theo hướng ra biển. Sóng đi vào bờ với đường đỉnh sóng song song đường bờ sẽ đi theo trục y với hướng âm. Mặt phẳng x-y được đặt trên mặt biển lặng sóng.

Trục z đi lên phía trên bắt đầu từ mặt biển lặng sóng.

Các phương trình thiết lập theo các hệ tạo độ khác nhau trước đây sẽ được chuyển về hệ toạ độ mới.

13.2 THÀNH PHẦN LỰC TRIỀU MỘT CHIỀU

Phương trình chuyển động của sóng triều lan truyền dọc đường bờ theo lý thuyết sóng dài sẽ có dạng

$$-\frac{dV}{dt} - V \frac{\partial V}{\partial x} - g \frac{\partial Z}{\partial x} = \frac{gV^2}{C^2 h} \quad (13.01)$$

trong đó : C là hệ số ma sát Chezy,

g là gia tốc trọng trường,

h là độ sâu nước

V là vận tốc trung bình theo độ sâu,

x là toạ độ dọc theo bờ

Z là mực nước, và

t là thời gian.

Trong phương trình này, ba thành phần đầu thể hiện các lực tác động, trong khi thành phần thứ 4 cho ta lực cản ma sát.

Các thành phần lực tác động cần đưa vào trong các công thức xác định dòng chảy dọc bờ bằng cách tích phân ba thành phần đầu của 13.01 theo độ sâu h , và nhân với mật độ ρ :

$$F_{tr} = -\rho \left(h \frac{dV}{dt} + hV \frac{\partial V}{\partial x} + gh \frac{\partial Z}{\partial x} \right) \quad (13.02)$$

Theo cách tiếp cận một chiều này, mực nước triều có thể viết trong dạng sau:

$$Z = Z \cos(\Omega t - kx) \quad (13.03)$$

trong đó :

Z là biên độ triều,

$k = \frac{2\pi}{\lambda_{tr}}$ số sóng,

λ_{tr} bước sóng triều,

Ω tần số triều $\Omega = \frac{2\pi}{T'}$, và

T' chu kì triều.

Tương tự, vận tốc triều có thể viết như sau :

$$V = V \sin(\Omega t - kx - \phi) \quad (13.04)$$

trong đó

V là biên độ của dòng triều,

là góc pha giữa triều thẳng đứng và triều ngang, như đã trình bày trong chương 20 của tập I.

Những yêu cầu tiến hành phép tính đạo hàm riêng phương trình 13.03 và 13.04 thường dễ tiến hành. Thay các kết quả đó vào 13.02 ta thu được:

$$F_{tr} = -\rho h V (\Omega - kV \sin(\Omega - kx - \phi)) \cos(\Omega - kx - \phi) - \rho g k h Z \sin(\Omega - kx) \quad (13.05)$$

Do công thức khá phức tạp, chúng ta có thể tiến hành các phép xấp xỉ bằng cách giữ lại thành phần đầu và thành phần cuối vì chúng thường có bậc đại lượng lớn hơn so với các thành phần khác. Theo đó ảnh hưởng của độ nghiêng mặt nước dọc bờ và quán tính được xem có vai trò lớn nhất trong các thành phần của lực triều và 13.05 bây giờ có dạng:

$$F_{tr} \sim -\rho h [gkZ \sin(\Omega - kx) + V \Omega \cos(\Omega - kx - \phi)] - \rho g k h Z \sin(\Omega - kx) \quad (13.06)$$

Các tham số tham gia trong công thức 13.06 không thể đánh giá được nếu chỉ sử dụng số liệu mực triều tại một điểm duy nhất. Việc quan trắc đồng thời mực triều và dòng triều sẽ cung cấp các tham số cần thiết. Tất nhiên vấn đề đo đạc dòng triều trong đới bờ hết sức phức tạp, chúng ta sẽ trình bày kĩ hơn trong chương 15, sự hiện diện của sóng sẽ gây ảnh hưởng đến lực ma sát tác động lên dòng ổn định. Những nhiễu động này bị ảnh hưởng không chỉ bởi lực triều mà phụ thuộc vào sự hiện diện của sóng khi quan trắc, vì vậy chúng cần được hiệu chỉnh.

Lực triều rút ra từ phân tích số liệu mực triều và dòng triều là một trong những lực cơ bản gây nên dòng chảy dọc bờ. Sau khi xem xét các thành phần khác trong những chương sau, một phần trong đó sẽ được tổng hợp lại trong chương 16 nhằm xác định vận tốc dòng chảy dọc bờ.

14 CÁC LỰC RỐI

E.W. Bijker

14.1 MỞ ĐẦU

Trong hai chương vừa qua, chúng ta đã phân tích các thành phần cơ bản gây nên dòng chảy dọc bờ, trong chương này tập trung phân tích các thành phần cản trở lại dòng đó. Ta sẽ xem xét tác động của lực rối cả từ khía cạnh tạo nên cũng như cản trở chuyển động, nhìn chung chúng có xu thế làm trơn các đường phân bố vận tốc. Chúng ta sẽ quan tâm tới mặt phẳng ngang kèm theo hiện tượng khuếch tán động lượng đi qua mặt thẳng đứng song song với bờ (trục x) được gây nên bởi gradient của vận tốc theo hướng vuông góc bờ. Quá trình trao đổi ứng suất đó có thể được thể hiện thông qua ứng suất tác động lên mặt phẳng đó.

14.2 MÔ TẢ TOÁN HỌC

Sử dụng lý thuyết khuếch tán động lượng rối chúng ta có thể biểu thị ứng suất nhớt rối như sau:

$$\tau_{xy} = -\rho u'v' = \rho \varepsilon_y \frac{\partial u}{\partial y} \quad (14.01)$$

trong đó:

u là thành phần vận tốc dọc theo trục x song song đường bờ,

u' nhiễu động vận tốc u

v' nhiễu động vận tốc theo hướng y ,

y tọa độ vuông góc bờ,

ε_y hệ số khuếch tán rối, hay gọi là nhớt rối,

ρ mật độ nước.

Hệ số nhớt rối thường được xác định thông qua quãng đường xáo trộn :

$$\varepsilon_y = v' l_y \quad (14.02)$$

trong đó l_y là quãng đường xáo trộn ngang.

Thornton (1970) đã giải thích điều này một cách khá chi tiết. Ông đã gắn kết cả hai đại lượng v' và ε_y với chuyển động sóng – vận tốc quỹ đạo của sóng và dịch chuyển các phần tử nước tương ứng. (Trong đối sóng đồ cả hai thành phần này đều nằm dọc theo trục y). Battjes (1975, 1976) cũng đã gắn ε_y với nhớt bình thường của dòng chảy có vận tốc v .

Các đo đạc mô hình do Swart (1974) tiến hành đã cho thấy, trong mọi trường hợp, ε_y có giá trị vào khoảng $10^{-2} \text{ m}^2/\text{s}$ đối với các điều kiện mô hình. Sử dụng các

quy luật về tỷ lệ mô hình chúng ta hoàn toàn có thể chuyển đổi sang giá trị nguyên bản.

15 CÁC LỰC MA SÁT ĐÁY

E.W. Bijker, J. v.d. Graaff

15.1 MỞ ĐẦU

Thành phần thứ tư của các lực tác động lên nước trong vận chuyển dọc bờ là ma sát đáy lên lớp nước nằm phía trên; lực ma sát này gắn liền với vận tốc chuyển động của nước. Tuy nhiên trong đời sống đồ, vận tốc tức thời phụ thuộc vào dòng chảy ổn định tương đối dọc bờ và thành phần vận tốc biến đổi nhanh trong sóng đồ.

Việc mô tả đầy đủ các thành phần dòng chảy sóng là rất khó thực hiện; mỗi cách mô tả chỉ có thể là một xấp xỉ toán học. Chúng ta sẽ nói đến việc các thành phần vận tốc quỹ đạo có thể mô tả bằng các hàm hình sin. Ngay trong cách mô tả đó (rất đơn giản), cũng rất khó thể hiện được hiện tượng ma sát đáy một cách đảm bảo. Trước hết chúng ta xem xét sự hình thành của ma sát do dòng chảy ổn định và không có sóng. Tiếp đến sẽ xem xét ma sát do sóng gây nên, và cuối cùng là ma sát tổng hợp do sóng và dòng chảy.

15.2 MA SÁT KHI DÒNG CHẢY ỔN ĐỊNH

Từ cơ sở cơ học động lực học chất lỏng, biểu thức ma sát trong dòng chảy ổn định sẽ là :

$$\tau_c = \rho g \frac{V^2}{C^2} \quad (15.01)$$

trong đó:

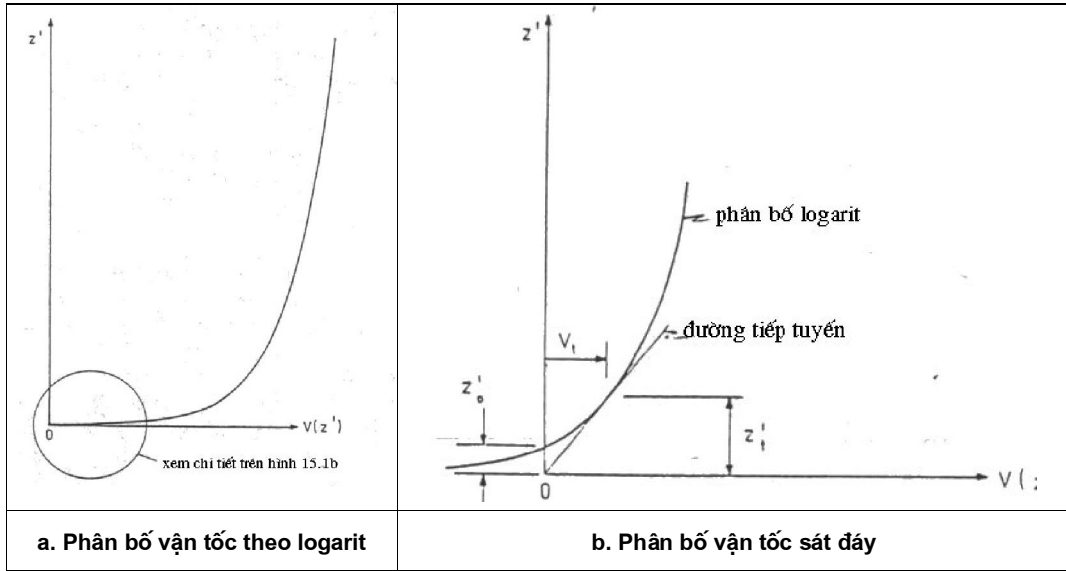
C là tham số Chezy

g là gia tốc trọng trường,

V vận tốc dòng chảy lấy trung bình theo mặt cắt,

ρ mật độ chất lỏng,

τ_c ứng suất nhớt đáy tác động ngược chiều với dòng.



Hình 15.1. Phân bố vận tốc theo quy luật logarit

Một cách tổng quát, ứng suất nhớt tác động qua mặt phẳng ngang trong chất lỏng được viết trong dạng

$$\tau = \rho l_z^2 z' \left[\frac{dV(z')}{dz'} \right]^2 \quad (15.02)$$

trong đó: l_z là độ dài xáo trộn,

z' là tọa độ thẳng đứng với gốc tọa độ nằm trên đáy, và

$V(z')$ là vận tốc dòng chảy trên mực z' .

Bằng cách cho rằng

$$l_z = \kappa z' \sqrt{\frac{h-z'}{h}} \quad (15.03)$$

Prandtl và Karman đã có thể giải phương trình 15.02 và thu được phân bố logarit nổi tiếng Prandtl-Karman:

$$V(z') = \frac{1}{\kappa} V_* \ln \left(\frac{z'}{z'_0} \right) \quad (15.04)$$

trong đó: V_* là vận tốc động lực tại một khoảng cách nào đó tính từ đáy,

z'_0 là khoảng cách mà trên đó vận tốc bị triệt tiêu, và

κ là hằng số Karman được lấy gần bằng 0,4 dựa theo các kết quả thực nghiệm.

Trong nhiều trường hợp khó có thể lí giải ý nghĩa của vận tốc V_* .

Vận tốc này tồn tại trên khoảng cách

$$z' = z'_0 e^{\kappa} \quad (15.05)$$

với giá trị

$$V_* = \sqrt{\frac{g}{C}} V \quad (15.06)$$

nói chung không cho ta một ý nghĩa riêng nào. Một biểu thức khác đối với vận tốc động lực

$$V_* = \sqrt{\frac{\tau_c}{\rho}} \quad (15.07)$$

thường hay bắt gặp nhất. Chúng ta sẽ tìm cách ít sử dụng V_* sau này.

Độ cao z'_0 thường liên quan tới độ gồ ghề đáy, r , có thể viết trong dạng :

$$z'_0 \approx \frac{r}{33} \quad (15.08)$$

Phía dưới lớp đó, phương trình 15.04 có giá trị âm - điều mà không thể có trong thực tế. Vì vậy vận tốc gần đáy phải được mô tả bằng định luật tuyến tính từ gốc ($z'=0, V(0)=0$) và tiếp tuyến với đường phân bố mô tả bằng 15.04; kết quả đó được trình bày trên hình 15.1. Độ cao của điểm tiếp tuyến, z'_t , có thể viết

$$z'_t = ez'_0 = \frac{er}{33} \quad (15.09)$$

trong đó e là cơ sở logarit tự nhiên. Để tiện sử dụng, chúng ta lấy kí hiệu V_t đối với vận tốc tại khoảng cách đó. Từ hình vẽ này, gradient vận tốc tại khoảng cách z'_t tính từ đáy sẽ là :

$$\left. \frac{dV}{dz'} \right|_{z'=z'_t} = \frac{V_t}{z'_t} \quad (15.10)$$

Cũng trên khoảng cách này, quãng đường xáo trộn sẽ là:

$$l_{z'_t} = \kappa z'_t \sqrt{\frac{h-z'_t}{h}} \quad (15.11)$$

rút ra từ công thức 15.03.

Do $z'_t \ll h$, phương trình 15.11 có dạng gần đúng:

$$l_{z'_t} \approx \kappa z'_t \quad (15.12)$$

Thay 15.12 và 15.10 vào công thức 15.02 ta thu được một công thức khác đối với ứng suất đáy:

$$\tau_c = \rho \kappa^2 V_t^2 \quad (15.13)$$

Người đọc có thể có cảm giác rằng việc xác định ứng suất đáy theo các công thức trên là dễ dàng. Tuy nhiên điều đó không hẳn như vậy, bởi vì một trong những tham số vật lí xuất hiện trong đó, độ nhám đáy, r , rất khó xác định trong thực tế.

Một mặt, có thể lấy độ nhám tương đương với độ cao sóng đáy. Mặt khác, có nhiều trường hợp kích thước độ nhám lớn hơn nhiều so với giá trị tính theo các sóng đáy riêng lẻ.

Đối với các sóng đáy hình sin, Hinze (1962) đã thu được kết quả cho rằng độ nhám bằng một nửa độ cao sóng đáy. Mối tương quan này khác với tương quan trong điều kiện đáy dạng lưới cưa.

Biểu thức này cho thấy ứng suất đáy gắn liền với vận tốc sát đáy. Nó sẽ có lợi cho việc xác định dòng chảy cho cả hai trường hợp có sóng và không có sóng cũng như dòng vận chuyển trầm tích (chương 19).

Tuy nhiên, chúng ta có thể thay V_t bằng V trong trường hợp có yêu cầu. Sử dụng phương trình 15.04 ta có

$$V_t = \frac{\sqrt{g}}{\kappa C} V \quad (15.14)$$

15.3 MA SÁT KHI CÓ SÓNG

Jonsson (1966) đã tiến hành thí nghiệm nhằm xác định ứng suất đáy trong điều kiện có sóng. Ông ta đã chứng minh rằng ứng suất đáy τ_w có thể biểu thị như sau

$$\tau_w = \frac{1}{2} f_w \rho u_b^2 \quad (15.15)$$

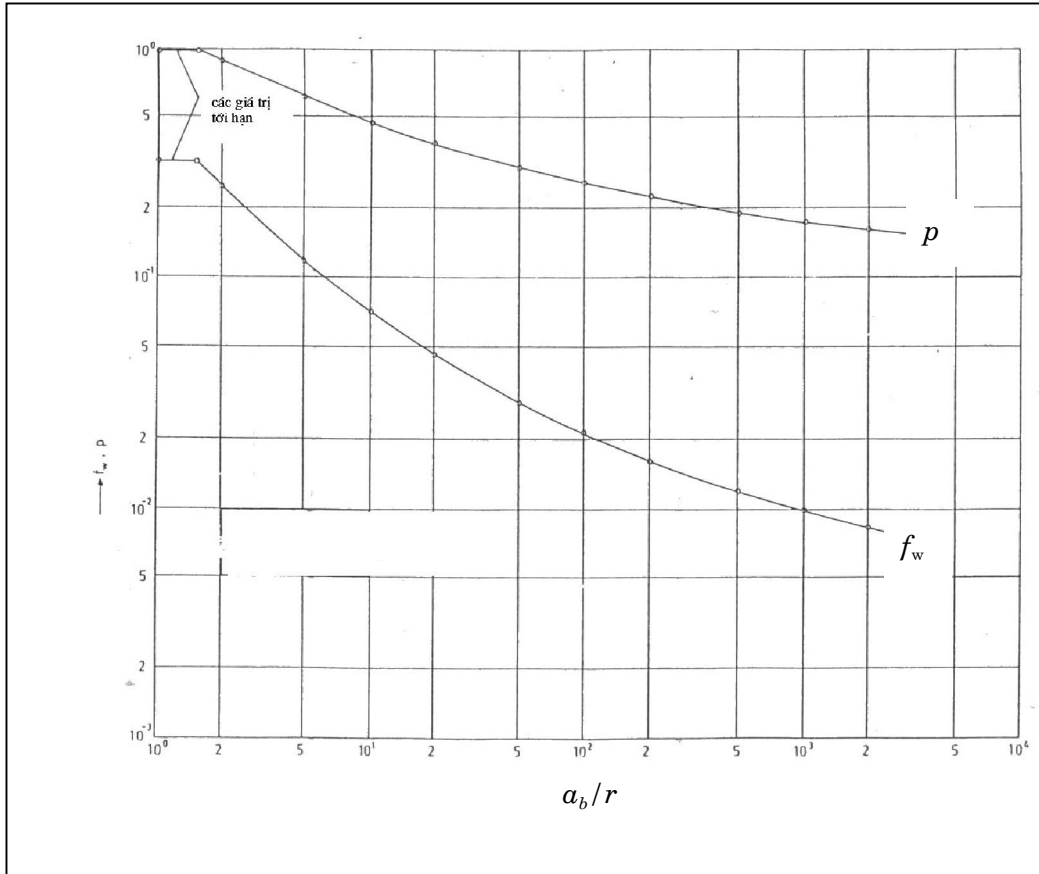
trong đó: f_w là hệ số phi thứ nguyên, và

u_b là vận tốc tức thời gần đáy.

Jonsson cũng đã dẫn ra công thức thực nghiệm đối với f_w phụ thuộc vào các biến có thể đo được: độ nhám đáy, r , biên độ nước dịch chuyển gần đáy, a_b . Biểu thức này đã được Swart (1974) viết lại trong dạng

$$f_w = \exp[-5,977 + 5,213 \left(\frac{a_b}{r}\right)^{-0,194}] \quad (15.16)$$

Tương quan này cũng đã được thể hiện qua toán đồ trên hình 15.2 và chỉ đúng trong giới hạn $1,47 < (a_b/r) < 3000$. Đối với các giá trị $a_b/r < 1,47$, f_w có giá trị không đổi bằng 0,32.



Hình 15.2. Các tham số ma sát sóng

Cả hai đại lượng a_b và u_b đều dễ dàng đánh giá theo lí thuyết sóng ngắn. Vận tốc trên đây u_b có thể thu được bằng cách thay $z = -h$ vào phương trình 5.01 tập I :

$$u_b = \frac{\omega H}{2} \frac{1}{\sinh kh} \sin \omega t \quad (15.17)$$

Tương tự, a_b được kí hiệu bằng ξ trong tập I theo phương trình 5.03

$$a_b = \frac{H}{2} \frac{1}{\sinh kh} \quad (15.18)$$

Đôi khi chúng ta cũng có thể chấp nhận các xấp xỉ nước nông đối với hai phương trình trên. Các ảnh hưởng của việc sử dụng các xấp xỉ nước nông này sẽ được trình bày trong thí dụ trong chương này và chương 20.

Các tính toán a_b và u_b được triển khai với việc bỏ qua các ảnh hưởng của lớp biên. Theo lí thuyết lớp biên chúng ta cần cho vận tốc triệt tiêu trên đáy. Một lớp biên hình thành tại khu vực này. Tạm thời chúng ta chưa quan tâm đến việc thời gian chưa đủ để hình thành nên phân bố vận tốc trong lớp biên đó. Jonsson đã căn cứ vào kết quả đo đạc của mình đã thay thế vận tốc trung bình bằng vận tốc phân bố tuyến tính trong lớp biên này. Tiếp theo cách tiếp cận đã trình bày trong

phần trên, chúng ta có thể cho rằng vận tốc tức thời trong nước tại độ cao z'_i sẽ phụ thuộc trực tiếp vào vận tốc đáy tính theo công thức 15.17:

$$u_i = pu_b \quad (15.19)$$

trong đó p là một tham số phi thứ nguyên sẽ được đề cập đến trong các phần sau.

Bijker (1967) đã thay 15.19 vào công thức dạng 15.13 và thu được

$$\tau_w = \rho \kappa^2 (pu_b)^2 \quad (15.20)$$

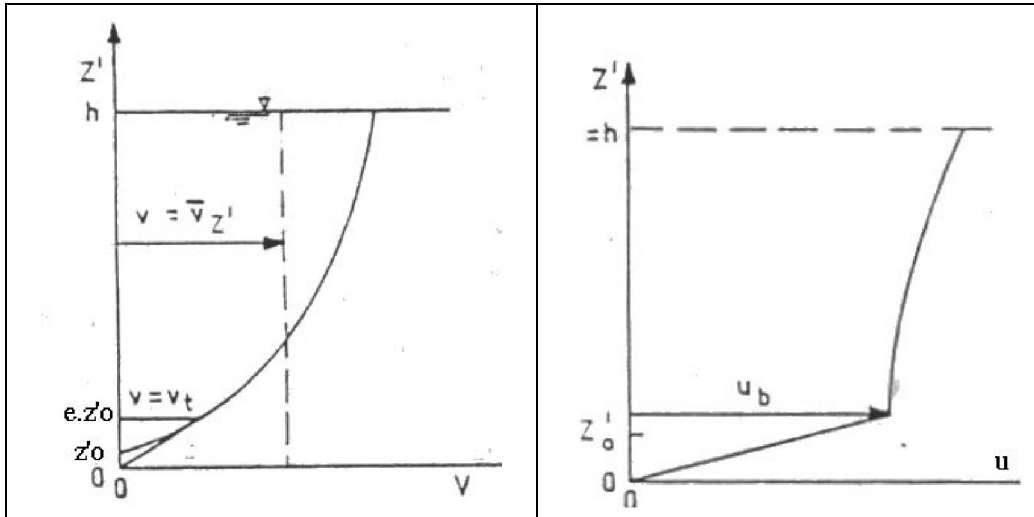
trong τ_w đó là ứng suất đáy do sóng có biên độ $\hat{\tau}_w$.

Bijker cũng cho rằng p có giá trị không đổi và từ chuỗi các kết quả thử nghiệm của mình đã tìm được hằng số khoảng 0,45 đối với p . Sau này khi so sánh các kết quả của Bijker với Jonsson người ta thấy rằng p có giá trị biến đổi. Điều đó có thể đánh giá được bằng so sánh 15.15 với 15.20:

$$p = \frac{1}{\kappa} \sqrt{\frac{f_w}{2}} \quad (15.21)$$

Có thể bổ sung thêm rằng giá trị cực đại của p là 1,00. Các giá trị của p như một hàm của a_b/r được thể hiện trên toán đồ 15.2.

Trước khi tìm cách tổng hợp các tác động của sóng và dòng chảy, có thể tóm tắt một số kết quả thu được.



Hình 15.A Phân bố vận tốc trong dòng chảy (trái) và trong sóng (phải)

Trên hình 15.A cho ta thấy phân bố vận tốc theo phương ngang dưới tác động của sóng và dòng chảy. Các biểu thức “chuẩn” đối với ứng suất đáy – phương trình 15.01 đối với dòng chảy và 15.15 đối với sóng đã được chuyển về phương trình trong đó vận tốc trên độ cao, $z' = ez'_0$, được sử dụng. Các kết quả thu được là các công thức 15.13 cho dòng chảy và 15.20 cho sóng.

Việc tổng hợp tác động của cả sóng lẫn dòng chảy sẽ được trình bày trong các phần tiếp theo.

15.4 MA SÁT TỔNG HỢP SÓNG VÀ DÒNG CHẢY

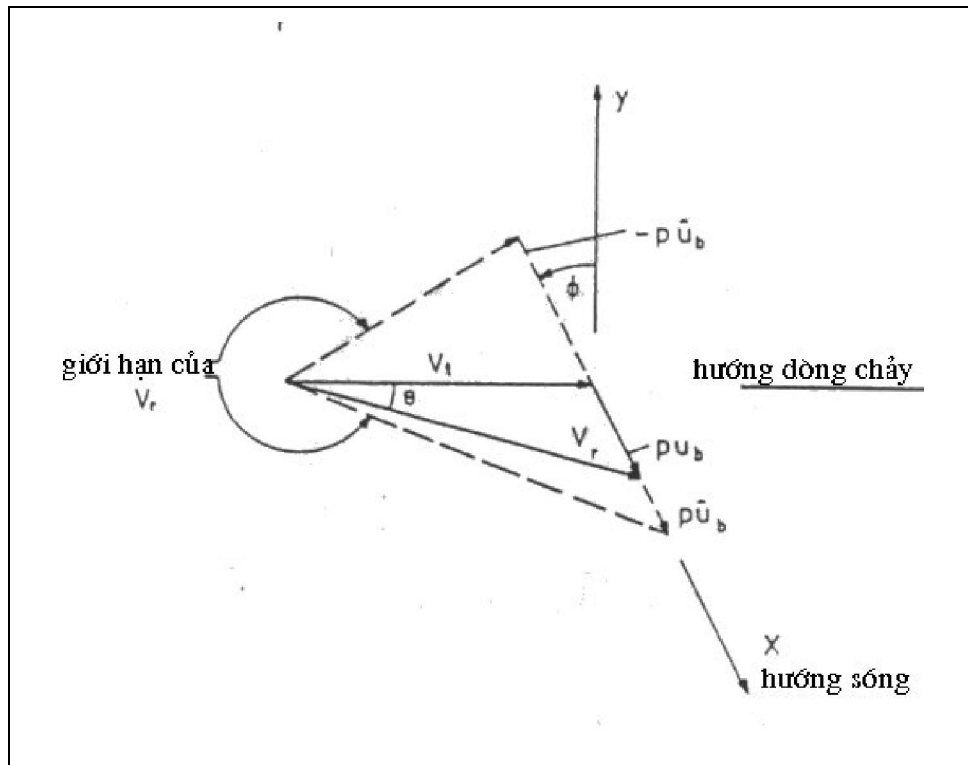
Trong hai phần trên đây chúng ta đã phát triển các công thức cho ứng suất dây dưới tác động của sóng và dòng chảy như là các hàm của vận tốc trên độ cao z'_t tính từ đáy được thể hiện qua các phương trình 15.13 và 15.20 tương ứng.

Bijker đã mở rộng các công thức này nhằm tổng hợp cả sóng lẫn dòng chảy. Ông đã giả thiết rằng đỉnh sóng tiếp cận dòng chảy ổn định dưới một góc ϕ . Hình 15.3 cho ta thấy dòng chảy ổn định có vận tốc V_t và vận tốc quỹ đạo sóng pu_b trên mặt phẳng ngang $z' = z'_t$. Bijker đã tiến hành cộng hai véc tơ vận tốc nhằm đưa ra vận tốc tổng hợp, V_r , cũng được thể hiện trên hình vẽ. Theo hình vẽ trên ta có

$$V_r = \sqrt{v_t^2 + (pu_b)^2 + 2pu_bV_t \sin \phi} \quad (15.22)$$

và

$$\cos \theta = \frac{V_t + pu_b \sin \phi}{V_r} \quad (15.23)$$



Hình 15.3 Sơ đồ các thành phần vận tốc tại khoảng cách z'_t tính từ đáy

Tiến hành các biến đổi tương tự như ở các mục trên ta có thể xác định ứng suất dây dưới tác động tổng hợp của sóng và dòng chảy:

$$\tau_{cw} = \rho \kappa^2 V_r^2 \quad (15.24)$$

Bây giờ ứng suất này có hướng biến đổi theo thời gian. Dòng chảy hướng theo trục x sẽ tác động trước hết đến thành phần x của ứng suất đó, $\tau_{cw,x}$.

Trong chương 19 sẽ cho thấy rằng ứng suất tổng cộng có nghĩa quan trọng đến vận chuyển trầm tích, tuy nhiên ở đây chúng ta chỉ tập trung chú ý đến

thành phần theo hướng x , có ý nghĩa quan trọng đối với dòng chảy. Thành phần này có thể viết như sau

$$\tau_{cw_x} = \tau_{cw} \cos \theta \quad (15.25)$$

hay, nếu sử dụng 15.22, 15.23 và 15.24:

$$\tau_{cw} = \rho \kappa^2 \sqrt{V^2 t + (pu_b)^2 + 2pu_b V t \sin \phi} [V_t + pu_b \sin \phi] \quad (15.26)$$

trong đó u_b là một hàm phụ thuộc vào thời gian. Đối với mục đích của chúng ta, yêu cầu đặt ra chỉ giới hạn việc xác định giá trị trung bình theo thời gian của ứng suất. Do đó chúng ta sẽ tiến hành như sau, trước hết đối với u_b :

$$u_b = \bar{u}_b \sin \omega t \quad (15.27)$$

Để tiện biến đổi thay phương trình 15.14 đối với V_t . Sau khi tiến hành một số biến đổi chúng ta thu được biểu thức sau đây đối với thành phần x trung bình theo thời gian của ứng suất đáy:

$$\bar{\tau}_{cwx} = \frac{2\tau_c}{T} \int_{-T/4}^{T/4} \left[\left(1 + \xi \frac{\bar{u}_b}{V} \sin \omega t \sin \phi \right) \sqrt{1 + \left(\xi \frac{\bar{u}_b}{V} \sin \omega t \right)^2 + 2\xi \frac{\bar{u}_b}{V} \sin \omega t \sin \phi} \right] dt \quad (15.28)$$

trong đó ξ là tổ hợp các tham số:

$$\xi = \frac{\rho \kappa C}{g} = \frac{C f_w}{2g} \quad (15.29)$$

Phương trình 15.28 là một tích phân elliptic nên không thể dẫn đến dạng nghiệm giải tích được. Bijker đã sử dụng một số kỹ thuật số nhằm đánh giá tích phân này đối với những giá trị thực của các tham biến, V , \bar{u}_b , ξ và ϕ . Bằng cách tìm một biểu thức phù hợp với các kết quả thu được, Bijker đã xác định giá trị đối với $\beta < 20^\circ$:

$$\bar{\tau}_{cwx} = \tau_c [0,75 + 0,45 \left(\xi \frac{\bar{u}_b}{V} \right)^{1,13}] \quad (15.30)$$

hay, trên cơ sở định nghĩa của τ_c từ phương trình 15.01:

$$\bar{\tau}_{cwx} = \frac{\rho g}{C^2} V^2 [0,75 + 0,45 \left(\xi \frac{\bar{u}_b}{V} \right)^{1,13}] \quad (15.31)$$

Phương trình 15.31 cho ta tương quan giữa ứng suất đáy và vận tốc dòng có thể sử dụng trong cân bằng động lực của dòng chảy ven bờ do sóng. Tuy vậy công thức 15.31 lại không tiện dụng vì V vẫn còn chưa biết.

Nhằm mục đích dẫn ra một công thức tiện dụng, chúng ta giả định rằng góc giữa đỉnh sóng và dòng chảy không lớn. Điều này quả không tồi đối với phạm vi đối sóng đổ. Phép xấp xỉ này sẽ dẫn đến:

$$\sin \phi = 0 \quad (15.32)$$

hay thông thường

$$\sin \phi = \phi \quad (15.33)$$

Thay phương trình 15.32 vào 15.28 ta có:

$$\tau_{cwx} = \frac{2\tau_c}{T} \int_{-T/4}^{T/4} \left[\sqrt{1 + \left(\xi \frac{u_b}{V} \sin \omega t \right)^2} \right] dt \quad (15.34)$$

Biểu thức này có thể tiếp tục được đơn giản hoá bằng cách chấp nhận điều kiện sau đây thoả mãn tương đối tốt cho sóng đổ:

$$\xi u_b \gg V \quad (15.35)$$

Với xấp xỉ này cho phép tiến hành tích phân trực tiếp và dẫn đến:

$$\tau_{cwx} = \frac{2\tau_c}{\pi} \xi \frac{u_b}{V} \quad (15.36)$$

Phương trình 15.36 có thể được thể hiện trong dạng khác khi ta thay phương trình 15.01 và 15.29 vào 15.36:

$$\tau_{cwx} = \frac{\rho}{\pi C} \sqrt{2gf_w} V u_b^r \quad (15.37)$$

Việc đơn giản hoá tiếp theo được tiến hành thông qua các xấp xỉ nước nông đối với u_b - như đã trình bày trong chương 5 tập I. Phép xấp xỉ này cho ta

$$\frac{r}{u_b} = \frac{\omega H}{2kh} \quad (15.38)$$

Sử dụng tương quan giữa độ cao sóng đổ và độ sâu nước:

$$H = \gamma h \quad (15.39)$$

và

$$\frac{2\pi}{k} = \lambda = \sqrt{gh} T = \sqrt{gh} \frac{2\pi}{\omega} \quad (15.40)$$

Phương trình 15.38 biến đổi về dạng sau:

$$\frac{r}{u_b} = \frac{\gamma}{2} \sqrt{gh} \quad (15.41)$$

Thay biểu thức này vào phương trình 15.37, ta có:

$$\tau_{cwx} = \frac{\rho g}{2\pi C} \gamma \sqrt{h} \sqrt{f_w} V \quad (15.42)$$

Phương trình 15.42 có thể sử dụng trong cân bằng động lực nhằm dẫn đến một phương trình đơn giản đối với dòng chảy dọc bờ trong sóng đổ. Như đã trình bày trước đây, phương trình 15.31 có thể cho ta các kết quả tin cậy hơn nếu phương trình 15.17 được sử dụng để đánh giá u_b . Các kết quả so sánh được trình bày trong mục 16.5.

Cả hai phương trình 15.42 và 15.31 đều có mối phụ thuộc gián tiếp vào độ gồ ghề đáy và nhìn chung việc đánh giá không có sự đảm bảo tốt như đã trình bày ở các mục trên. Swart (1976) đã nghiên cứu vấn đề này nhằm tổng hợp các tác động sóng và dòng chảy đã thu được một số lượng lớn các dữ liệu. Đã thu được hai biểu thức sau:

$$\frac{r}{\Delta r} = 25 \frac{\Delta r}{\lambda_r} \quad (15.43)$$

trong đó

Δr là độ cao sóng đáy (m),

λ_r là độ dài sóng đáy (m),

r độ gồ ghề sóng đáy (m).

Các phương trình này cần phải được lưu ý khi sử dụng, nhưng chúng cũng chỉ ra xu thế chung. Mặt khác, việc đo đạc các tham số Δr và λ_r trong đối sóng đồ không dễ dàng ghi để đánh giá giá trị thực của độ gồ ghề.

15.5 MỘT SỐ LƯU Ý BỔ SUNG

Các phương trình và luận cứ trình bày trên đây được sử dụng để phục vụ tổng quan về dòng chảy dọc bờ trong đối sóng đồ. Ngoại trừ một số giới hạn đặt ra nhằm mục đích đơn giản hoá bài toán- $\phi \ll 1, \xi \dot{u}_b \gg V$ - các cách thức tiến hành đều mang tính phổ biến. Các ứng dụng quan trọng có thể tìm thấy đối với những khu vực có ảnh hưởng của sóng lên vận tốc dòng chảy cục bộ trên đáy. Ví dụ, ảnh hưởng của sóng lên dòng chảy tại các cửa sông rộng có thể được nghiên cứu theo cách tiếp cận này. Tác động của sóng lên dòng triều trong các biển nông hay vũng, vịnh cũng có thể đánh giá được, tuy nhiên mức độ tin cậy cần được rút ra qua kiểm tra đối với từng trường hợp cụ thể.

Trong các mục vừa qua chúng ta chỉ xem xét đến thành phần ứng suất đáy theo hướng x - được thể hiện trên hình 15.3. Có thể gây ngạc nhiên về việc giá trị trung bình của ứng suất đáy theo hướng y cũng có thể khác zero. Chỉ có các trường hợp khi góc tới bằng số nguyên lần $\pi/2$ thì vấn đề trên mới không được đặt ra.

Nguyên nhân của sự xuất hiện thành phần ứng suất theo y xuất phát từ việc lấy trung bình theo V_r^2 . Do các thành phần vận tốc thể hiện trên hình 15.3 không đối xứng quanh trục x (ngoại trừ trường hợp góc ϕ bằng số nguyên lần $\pi/2$), thành phần V_r và ứng suất τ_{cw} tương ứng cũng bất đối xứng, thành phần ứng suất song song với trục y có giá trị trung bình khác zero. Kết quả của hiện tượng này là hướng dòng chảy sẽ bị thay đổi so với hướng dòng khi không có sóng. Trong đối sóng đồ khi góc ϕ thường nhỏ, ảnh hưởng nêu trên không đáng kể. Ngoài đối sóng đồ, ví dụ, dòng chảy sông đổ ra vùng có sóng, ϕ sẽ có giá trị khác và ảnh hưởng sóng lên hướng dòng chảy có thể xuất hiện.

Trong chương tiếp theo các lực tác động sẽ được tổng hợp nhằm mục đích tính toán dòng chảy dọc bờ trong đối sóng đồ.

16 TÍNH TOÁN DÒNG CHẢY DỌC BỜ

E.W. Bijker, J. v.d. Graaff

16.1 MỞ ĐẦU

Trong bốn chương trước đây đã tiến hành phân tích các thành phần lực tác động lên một phần tử nước trong đới sóng đổ. Trong khi các điều kiện sóng và hình dạng bờ vẫn giữ nguyên chỉ có các lực trên tác động lên phần tử nước; các lực bổ sung có thể xuất hiện khi giới hạn trên không được áp dụng, như sẽ được trình bày trong các mục sau.

Thay vì thử tìm một công thức dòng tổng quát căn cứ vào cân bằng của bốn lực trên, chúng ta bắt đầu từ trường hợp đơn giản chỉ có sự cân bằng giữa hai thành phần tồn tại thường xuyên trong đới sóng đổ. Cách giải quyết này sẽ được giới thiệu kỹ trong các mục tiếp theo.

16.2 CÂN BẰNG LỰC CƠ SỞ

Do ứng suất đáy và gradient ứng suất ngang luôn tồn tại trong đới sóng đổ, vì vậy có lẽ tốt nhất nên bắt đầu từ việc tính toán vận tốc dòng chảy tổng cộng dọc bờ trên cơ sở cân bằng hai lực đó.

Từ kết quả chương 12, lực tác động có dạng:

$$\frac{\partial S_{xy}}{\partial x} = \frac{5}{16} \rho \gamma^2 (gh)^{3/2} \frac{\sin \phi_0}{c_0} m \quad (16.01)$$

trong đó: c_0 là vận tốc sóng trên vùng nước sâu,

g là gia tốc trọng trường,

h là độ sâu nước,

m là độ dốc bãi,

γ chỉ số sóng đổ,

ρ là mật độ nước, và

ϕ_0 là góc tới của sóng trên vùng nước sâu.

Thành phần ứng suất do lực ma sát dựa trên cơ sở công thức 15.31:

$$\tau_{cwx} = \frac{\rho g}{C^2} V^2 [0,75 + 0,45(\xi \frac{u_b}{V})^{1,13}] \quad (16.02)$$

trong đó: C là hệ số Chezy,

u_b là biên độ vận tốc do sóng gần đáy,

V là vận tốc trung bình theo độ sâu (chưa biết), và

ξ là hệ số xác định theo công thức 15.29.

Cân bằng 16.01 với 16.02 và tìm lời giải cho trường V ta thu được biểu thức cần thiết đối với vận tốc tại mỗi điểm trong đới sóng đổ. Tuy nhiên, do bản chất của phương trình 16.02 ta không thể thu được nghiệm trong dạng hiện, biểu thức tốt nhất có thể viết như sau:

$$0,75V^2 + 0,45(\xi u_b)^{1,13} V^{0,87} = \frac{5\sqrt{g} \gamma^2 C^2 \sin \phi_0 m}{16 c_0} h^{3/2} \quad (16.03)$$

chỉ cho phép giải theo phương pháp lặp đối với V . (Có thể sử dụng phương pháp Runge-Kutta).

Với mục đích thu được kết quả rõ ràng hơn về phân bố vận tốc trong đới sóng đổ, chúng ta lại bắt đầu từ đầu, tuy nhiên lần này chỉ sử dụng biểu thức đơn giản hơn về xấp xỉ ứng suất nhớt (15.42):

$$\tau_{cwx} = \frac{\rho g}{2\pi C} \gamma \sqrt{h} \sqrt{f_w} V \quad (16.04)$$

trong đó f_w là tham số ma sát được đánh giá theo phương trình 15.16 hay toán đồ 15.2.

Xấp xỉ phân bố vận tốc như một hàm của khoảng cách từ bờ, y , có thể được xác định bằng cách cân bằng 16.01 với 16.04:

$$\frac{\rho g}{2\pi C} \gamma \sqrt{h} \sqrt{f_w} V = \frac{5 \gamma^2 \sin \phi_0 m}{16 c_0} (gh)^{3/2} \quad (16.05)$$

Giải phương trình này đối với V ta thu được:

$$V = \frac{5\pi\sqrt{g} C}{8\sqrt{2} \sqrt{f_w}} \gamma \frac{\sin \phi_0}{c_0} hm \quad (16.06)$$

Trong phương trình này:

$$\frac{5\pi\sqrt{g}}{8\sqrt{2}} = 4,349 \text{ là một hằng số,}$$

$\frac{\sin \phi_0}{c_0}$ chỉ phụ thuộc vào độ sâu nước,

γ phụ thuộc vào các đặc trưng sóng và độ dốc bãi,

$\frac{C}{\sqrt{f_w}}$ là lực ma sát phụ thuộc vào độ gồ ghề của đáy, độ sâu nước, h , và điều

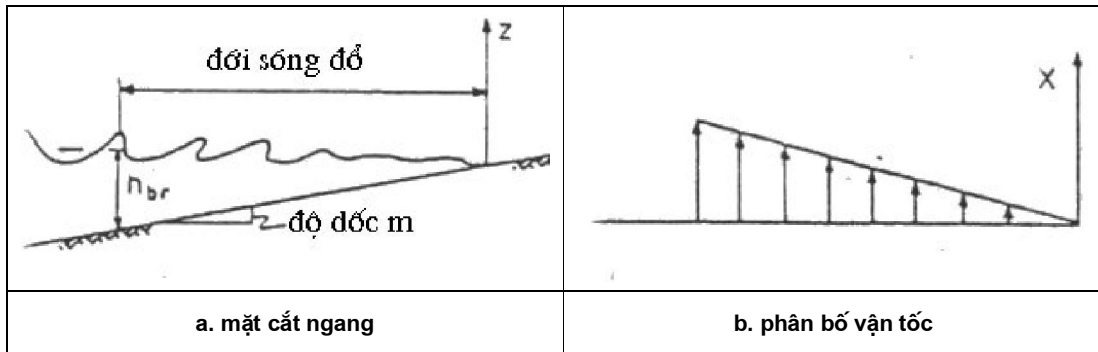
kiện sóng cục bộ.

H và m là các hàm phụ thuộc vào khoảng cách từ bờ.

Mối phụ thuộc vào của thành phần ma sát nhớt vào độ sâu nước, ngay trong điều kiện độ gồ ghề không đổi, làm phức tạp hoá bài toán rất nhiều; do đó rất nhiều nhà nghiên cứu đã cho rằng thành phần ma sát này không đổi trong toàn đới sóng đổ.

Nếu chúng ta chấp nhận phép xấp xỉ đó và trong tương lai chỉ chú trọng đến bãi với độ dốc không đổi, thì dòng chảy dọc bờ trở thành một hàm tuyến tính phụ thuộc vào độ sâu nước, h , trong đới sóng đổ; vận tốc cực đại thuộc đường phân bố, được dẫn ra trên hình 16.1b, sẽ thu được trên mép ngoài của đới sóng đổ, cũng

được dẫn ra trên hình 16.1a. Thực tế cho thấy vận tốc ở mép ngoài này phải bị triệt tiêu, có thể thu được từ công thức $\frac{\partial S_{yx}}{\partial y} = 0$ đã được thể hiện trên hình 12.2.



Hình 16.1 Phân bố vận tốc trong đới sóng đồ

16.3 TÁC ĐỘNG CỦA RỐI

Trong chương 14 đã chứng minh rằng các lực rối phụ thuộc vào gradient vận tốc theo hướng vuông góc bờ. Theo đó gradient vận tốc sẽ bằng vô cùng trên biên ngoài của đới sóng đồ, thể hiện trên hình 16.1, chúng ta có thể cho rằng đường phân bố vận tốc sẽ bị ảnh hưởng mạnh nhất tại đây. Quá trình trao đổi động lượng theo phương ngang sẽ làm giảm vận tốc trong phần ngoài của đới sóng đồ và tạo nên lực tác động đối với dòng chảy trên cùng một hướng như phía ngoài đới sóng đồ. Longuet-Higgins (1971) và Battjes (1974) đã tính toán phân bố vận tốc bằng lí thuyết thông qua việc đưa các lực rối vào cân bằng động lực cùng với gradient ứng suất ngang và ma sát.

16.4 TÁC ĐỘNG CỦA SÓNG KHÔNG ĐỀU

Tất cả các tranh luận được tiến hành xuất phát ban đầu bằng việc xấp xỉ sóng đều. Trong thực tế điều này ít khi xảy ra, độ cao sóng luôn biến đổi dẫn đến việc xác định biên ngoài đới sóng đồ không phải dễ dàng như đã thể hiện trên hình 16.1. Các sóng lớn sẽ bị đổ xa bờ hơn so với các sóng bé hơn. Battjes (1974) đã tìm cách tính toán phân bố dòng chảy dọc bờ bằng cách mô tả trường sóng không đều trong đới sóng đồ. Ông đã tính gradient ứng suất ngang tổng hợp theo phân bố độ cao sóng (đã biết) tại các điểm khác nhau của đới sóng đồ. Theo đó đã xác định đường phân bố vận tốc theo phân bố thành phần gradient ứng suất ngang. Ảnh hưởng của tính dị thường sóng có nét tương tự rối ngang; đường phân bố vận tốc trở nên ít có đột biến hơn tại các đỉnh so với những gì dẫn ra trên hình 16.01. Trong phần tiếp theo chúng ta sẽ dẫn ra một phép so sánh cụ thể hơn về vấn đề này.

Phân bố vận tốc dòng chảy dọc bờ trong điều kiện thực có sự biến đổi lớn – có thể thấy rõ trên hình 16.2. Các ảnh hưởng của triều, độ rộng của phổ sóng, biến đổi của độ gồ ghề đáy, dị thường của độ dốc bãi và các biến đổi của hướng và độ cao sóng đều có tác dụng làm biến đổi đường phân bố vận tốc.

16.5 VÍ DỤ

Xác định phân bố của vận tốc dòng chảy trung bình (theo độ sâu) trong đới sóng đổ như là một hàm của khoảng cách từ bờ. Các sóng đều với chu kỳ 7 giây đi vào bờ từ vùng biển sâu với độ cao, $H_0=2$ mét và góc tới $\phi_0=30^\circ$. Chỉ số sóng đổ $\gamma=0,8$ và độ dốc bờ $m=1:100$. Độ gồ ghề đáy được xem là không đổi khoảng 0,06 m trên toàn bộ bãi. Vấn đề đầu tiên đặt ra là xác định biên ngoài của đới sóng đổ. Do đặc điểm phi tuyến của bài toán không cho phép đưa ra lời giải giải tích mà được triển khai theo sơ đồ sau đây.

1. Đoán độ sâu sóng đổ, h_{br} , và tính h_{br}/λ_0 .
2. Sử dụng bảng các hàm sóng (hoặc tính toán) xác định hệ số nước nông, K_{sh} , và tỷ số giữa các vận tốc nhóm sóng nước nông và nước sâu.
3. Xác định góc tới trên biên ngoài sóng đổ theo công thức sau

$$\sin \phi_{br} = \frac{c}{c_0} \sin \phi_0 \quad (16.07)$$

4. Tính độ cao sóng đổ, từ công thức:

$$H_{br} = H_0 K_{sh} \sqrt{\frac{\cos \phi_0}{\cos \phi_{br}}} \quad (16.08)$$

5. Tính giá trị mới của h_{br} từ giá trị đã biết của γ và giá trị vừa tính của H_{br} . Quay trở lại bước 1.

Ứng dụng thủ tục vừa nêu nhằm giải bài toán bằng tay và sử dụng bảng các hàm sóng từ bước thứ hai sẽ cho kết quả:

$$\begin{aligned} H_{br} &= 2,07 \text{ m,} \\ h_{br} &= 2,59 \text{ m, và} \\ \phi_{br} &= 13,3^\circ \end{aligned} \quad (16.09)$$

Bảng 16.1 cho ta kết quả tính đối với chuỗi các điểm trong đới sóng đổ. Phép tính toán minh hoạ sau đây tiến hành đối với điểm cách bờ 259 mét- điểm biên ngoài của đới sóng đổ.

Bước sóng thu được theo công thức

$$\lambda = cT \approx \sqrt{ghT} = \sqrt{9,81 \cdot 2,59 \cdot 7} = 35,3 \text{ m} \quad (16.10)$$

Biên độ chuyển dịch trên đáy, a_b , theo công thức 5.03b từ tập I, với kết quả vừa thu được từ 16.10 ta có:

$$a_b = \frac{\gamma}{4\pi} \lambda = \frac{0,8}{4 \cdot \pi} \cdot 35,3 = 2,25 \text{ m} \quad (16.11)$$

Bảng 16.1 Xác định dòng chảy dọc bờ

$H_0=2,0$ m $T=7$ s, $\phi_0=30$

khoảng cách y	độ sâu h	độ cao sóng H	bước sóng λ	biên độ sóng trên đáy a_b	f_w	C	V_1	V_2	V_3	V_4	V_5	V_6
m	m	m	m	m	-	m ^{1/2} /s	m/s	m/s	m/s	m/s	m/s	m/s
0	0	0	0	0	-	-	0,00	0,0	0,00	0,00	0,00	0,00
25	0,25	0,20	11,0	0,70	0,065	30,6	0,048	0,04	0,11	0,12		0,04
50	0,50	0,40	15,5	0,99	0,052	36,0	0,126	0,11	0,21	0,24		0,11
75	0,75	0,60	19,0	1,21	0,047	39,2	0,216	0,20	0,31	0,36		0,19
100	1,00	0,80	21,9	1,40	0,043	41,4	0,318	0,28	0,42	0,45		0,26
125	1,25	1,00	24,5	1,56	0,040	43,2	0,430	0,37	0,53	0,53		0,33
150	1,50	1,20	26,9	1,71	0,039	44,6	0,539	0,46	0,61	0,58		0,38
175	1,75	1,40	31,0	1,85	0,037	45,8	0,663	0,55	0,73	0,59	0,55	0,42
200	2,00	1,60	32,9	1,97	0,036	46,8	0,785	0,65	0,82	0,57		0,43
225	2,25	1,80	32,9	2,09	0,035	47,8	0,915	0,74	0,84	0,51		0,43
250	2,50	2,00	34,7	2,21	0,034	48,6	1,05	0,83	0,65	0,40		0,42
259	2,59	2,07	35,3	2,25	0,034	48,9	1,09	0,86	0,50	0,35		0,41
275							0,00	0,00	0,21	0,27		0,39
300									0,06	0,18		0,35
350									0,01	0,09		0,24
415										0,04	0,00	0,12
450										0,03		0,07
500												0,03

Thành phần ma sát có thể tính từ phương trình 15.16 hay từ hình 15.2, cho biết độ gồ ghề của đáy, r , bằng 0,06 m.

$$f_w = \exp \left[-5,977 + 5,213 \left(\frac{2,25}{0,06} \right)^{-0,194} \right] = 0,034 \quad (16.12)$$

Hệ số Chezy tính theo cách thông dụng:

$$C = 18 \log \left(\frac{12h}{r} \right) \quad (16.13)$$

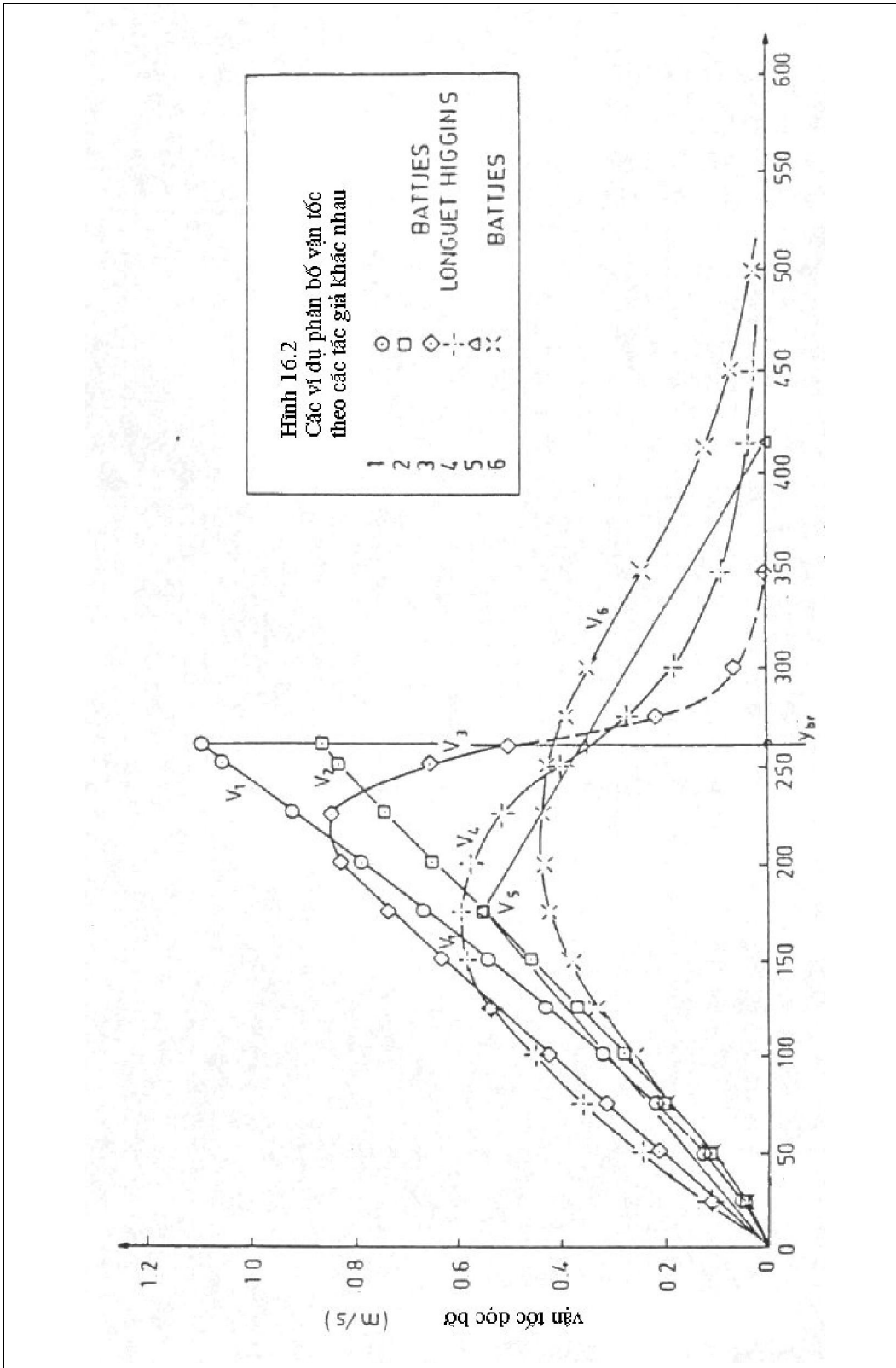
$$C = 48,9 \quad \text{m}^{1/2}/\text{s} \quad (16.14)$$

Như vậy, V có thể tính bằng công thức 16.06:

$$V = \frac{5\pi \sin 30^\circ}{8 \cdot 2 \cdot 1,56.7} (0,8) \frac{48,9}{0,034} (2,59) \frac{1}{100} \quad (16.15)$$

$$V = 1,09 \text{ m/s} \quad (16.16)$$

Giá trị này có thể thấy trên bảng 16.1 trong cột V_i của bảng 16.1.



Trong bảng dẫn ra một số đường phân bố vận tốc tổng cộng, sau đây chúng ta sẽ được mô tả cụ thể chúng. V_1 tìm được từ bảng số trên cơ sở các giá trị vận tốc

ứng với thành phần ma sát tính toán cục bộ. Thành phần ma sát xấp xỉ 15.42 và xấp xỉ sóng nước nông đã được sử dụng. V_2 không chấp nhận các xấp xỉ nước nông nêu trên. Do đó phương trình 12.10 đã được sử dụng thay vào 12.15 trong khi xác định các lực tác động, và lực ma sát được tính theo công thức chính xác hơn 15.31. Đồng thời lý thuyết sóng trong dải độ sâu chuyển tiếp cũng được sử dụng trong các tính toán. Trên bảng chỉ dẫn ra kết quả tính tổng hợp; chúng có giá trị nhỏ hơn khoảng 20%. Giá trị V_3 trên bảng, thu được từ kết quả đưa lực nhớt rồi vào phương trình vận tốc. Sử dụng cách tiếp cận của Battjes (1974) đối với sóng đều dẫn đến các kết quả trong đối sóng đồ.

Kĩ thuật này khó có khả năng sử dụng chính thức cho phía ngoài đối sóng đồ, nhưng đã được ứng dụng với mục đích so sánh trên thí dụ này.

Longuet-Higgins (1971) sử dụng các tiếp cận khác so với Battjes. Ông ta đề xuất sử dụng giới hạn mạnh của các lực ma sát ngang. Sử dụng phương pháp trên với ma sát rối ngang dẫn đến kết quả V_4 được dẫn ra trong bảng 16.1.

Có các ý đồ khác được thể hiện trên các sơ đồ phân bố vận tốc thực bằng cách mở rộng bề rộng lên $1,6 y_{br}$. Cực đại vận tốc đạt được trên khoảng cách $y = (2/3)y_{br}$ tính từ bờ, và giá trị cực đại có thể thu được khi cho rằng:

$$\int_0^{1,6 y_{br}} \tau_{cwx} dy = S_{yx} \Big|_{y=y_{br}} \quad (16.17)$$

Triển khai tích phân thu được giá trị cực đại 0,55 m/s được kí hiệu bằng V_5 trong bảng. Loại phân bố vận tốc như trên có thể đã bao gồm một số ảnh hưởng của nhớt rối ngang. Cuối cùng, nếu sóng không đều có năng lượng tổng cộng như sóng đều ($H_{rms0}=2,0$ m trong trường hợp này) thì phương pháp được Battjes (1974) đề xuất bỏ qua nhớt rối ngang sẽ cho kết quả V_6 dẫn ra trong bảng. Tất cả các đường phân bố nếu trên đều được dẫn ra trên hình 16.2.

16.6 CÁC LỰC TÁC ĐỘNG BỔ SUNG

Trong các phân tích trong chương này, biến động của điều kiện sóng trên bãi dọc theo bờ đã không được kể đến; tất cả các đặc trưng sóng được xem không phụ thuộc vào vị trí, x , dọc theo bờ. Điều này ít khi xảy ra trong thực tế.

Do các đường đẳng độ sâu dọc bờ ít khi song song, biến đổi trong khúc xạ dẫn đến độ cao sóng biến đổi dọc theo đường đẳng độ sâu. Các công trình như mỏ hàn, doi cát, hay đê phá sóng sẽ làm độ cao sóng được bổ sung và hướng cũng thay đổi dọc theo đường đẳng độ sâu dọc bờ.

Yêu cầu đưa thêm $\frac{\partial H}{\partial x}$ và $\frac{\partial \phi}{\partial x}$ vào tính toán dòng chảy dọc bờ trở nên cần thiết. Đòi hỏi giải thích thêm về lực tác động bổ sung, do cả hai đều rút ra từ gradient của độ cao sóng và góc tới theo hướng dọc bờ.

Trong chương 11 chúng ta đã xem xét độ cao nước dâng sóng, h' , do kết quả sóng đi vào bờ. Chúng ta đã thu được mối phụ thuộc vào độ cao sóng H . Nếu độ cao sóng và góc tới bây giờ lại biến đổi dọc bờ và nước dâng sóng cũng biến đổi theo dẫn đến biến đổi của độ dốc mực nước trung bình, $\frac{\partial h'}{\partial x}$. Độ dốc của mực nước

này sẽ gây ra một lực tác động bổ sung đối với cân bằng động lực của phân tử nước.

Lực bổ sung thứ hai thu được từ gradient của ứng suất pháp tuyến tác động lên mặt vuông góc với đường bờ. Có thể lấy kí hiệu S_{xx} trong chương này; trong chương 10 đó là S_{yy} thể hiện trên hình 10.2. Phân tử nước chịu lực tác động tỷ lệ với $\frac{\partial S_{yy}}{\partial x}$ (trở lại với kí hiệu thông dụng), đại lượng này phụ thuộc vào cả $\frac{\partial \phi}{\partial x}$ lẫn $\frac{\partial H}{\partial x}$.

Khi cả hai lực đó đều được gọi là lực kéo (tác động), không có nghĩa là chúng luôn tác động theo một hướng $\frac{\partial S_{yy}}{\partial x}$. Thông thường hướng riêng của chúng có thể rút ra được từ cân bằng lực và các hướng đó cũng có thể xác định riêng cho từng trường hợp cụ thể.

Triều, như đã xét đến trong chương 13, cũng có thể ảnh hưởng lên dòng chảy dọc bờ. Do sự xuất hiện có tính phổ quát của nó, ảnh hưởng triều có thể xác định cho các khu vực rộng lớn so với các ảnh hưởng vừa kể. Do có sự chênh lệch về pha và biên độ xuất hiện dọc bờ, ví dụ bờ Hà Lan, ảnh hưởng triều đóng một vai trò quan trọng lên quá trình vận chuyển trầm tích, đặc biệt những vùng nằm sát phía ngoài đới sóng đổ.

Chúng ta sẽ kết thúc phần này bằng kết luận trên. Trong ba chương tiếp theo sẽ tập trung đi vào vấn đề dự báo vận chuyển trầm tích dọc bờ.

17 CÁC CÔNG THỨC CŨ VẬN CHUYỂN VEN BỜ

J. v.d. Graaff

17.1 MỞ ĐẦU

Chương này sẽ mở đầu cho một bước mới trong nghiên cứu về các biến đổi bờ. Năm chương vừa qua đã dẫn đến việc xác định vận tốc gần bờ, một trong những tham số đầu vào quan trọng đối với công thức tính toán vận chuyển trầm tích chúng theo các yêu cầu đã được đề cập đến trong chương 9.

Tại đây chúng ta bắt đầu xem xét chuyển động của trầm tích thay bằng chuyển động của nước. Trước khi đi vào vấn đề vận chuyển trầm tích thông qua dự báo nồng độ trầm tích và tốc độ trầm tích- như yêu cầu của chương 9- chúng ta đi sâu tìm hiểu một trong những công thức đầu tiên tính toán vận chuyển trầm tích.

Do phần lớn trầm tích là cát, đại bộ phận các công thức được phát triển và ứng dụng cho các bãi cát. Rất may mắn, chính cát là một trong những vật liệu hay được dự báo nhất; người ta dễ dàng bỏ qua sự dính kết và cho rằng ứng suất căng (góc của nội ma sát) hầu như không đổi. Các vật liệu mịn, bùn và sét, ngược lại, không có được các tính chất như thế. Do tính đơn giản và sự hiện diện phổ biến đó mà các công thức vận chuyển trầm tích được xây dựng cho cát; và thường được gọi là công thức vận chuyển cát.

Các công thức dẫn ra trong chương này được xây dựng trên cơ sở đo đạc thực địa và mô hình trước khi lí thuyết về dòng chảy dọc bờ được thừa nhận. Trong số đó, công thức CERC đã được phát triển ngay sau khi chiến tranh thế giới lần thứ II kết thúc do Phòng xói lở bãi, tiền thân của Trung tâm nghiên cứu kĩ thuật bờ, Hải quân Hoa Kỳ.

17.2 CÔNG THỨC CERC

Các quan trắc ngoài thực địa và trong phòng thí nghiệm được tiến hành trong thập niên sau chiến tranh thế giới II cho thấy có sự tương quan giữa tốc độ vận chuyển thể tích cát dọc theo bờ [L^3/T] và thành phần năng lượng sóng vào bờ. Vận chuyển cát này được nhận thấy ít nhiều tập trung trong đới sóng đổ. Bằng công thức, tốc độ vận chuyển cát, S , sẽ là:

$$S = A U \quad (17.01)$$

Trong đó A là hệ số và là tham số chuyển đổi thứ nguyên, và U là thành phần của dòng năng lượng hay công suất đi vào trên một đơn vị độ dài của đới sóng đổ.

Dòng năng lượng hay công suất trên một đơn vị độ dài đỉnh sóng đi vào bờ theo các công thức trong tập I sẽ là:

$$U = E c_g \quad (17.02)$$

trong đó: E là năng lượng sóng, và

c_g là vận tốc nhóm sóng.

U là một tham số vật lý vô hướng.

Tuy nhiên các thành phần của nó không phải là tham số: trên biên ngoài của đới sóng đổ theo hướng dọc bờ (hướng x):

$$U_x = U \sin \phi_{br} \quad (17.03)$$

trong đó ϕ_{br} là góc giữa đỉnh sóng và bờ trên biên ngoài đới sóng đổ. Tương tự, thành phần năng lượng theo hướng vuông góc bờ:

$$U_y = U \cos \phi_{br} \quad (17.04)$$

Từ đó ta thu được một tham số khác cũng khó lý giải tương tự:

$$U' = \frac{U_x U_y}{U} = U \sin \phi_{br} \cos \phi_{br} \quad (17.05)$$

hay trong dạng tương đương

$$U' = E c_g \sin \phi_{br} \cos \phi_{br} \quad (17.06)$$

Sử dụng lý thuyết khúc xạ (tập I, chương 9) và các xấp xỉ tương ứng:

$$U' = \frac{1}{16} \rho g H_0^2 c_0 K_{rbr}^2 \sin \phi_{br} \cos \phi_{br} \quad (17.07)$$

trong đó: c_0 là vận tốc sóng nước sâu,

g là gia tốc trọng trường,

H_0 độ cao sóng nước sâu,

K_{rbr} là hệ số khúc xạ trên mép ngoài của đới sóng đổ, và

ρ là mật độ nước.

Việc đánh giá tất cả các biến đổi trên mép ngoài của đới sóng đổ thường rất khó khăn; do đó chúng ta phải tìm cách tránh được công việc này là tốt nhất. Nhắc lại lý thuyết khúc xạ, thấy rằng công suất vận chuyển giữa các tia sóng được bảo tồn ngoài đới sóng đổ, từ hình 17.07ta thấy:

$$\frac{1}{16} \rho g H_0^2 c_0 K_{rbr}^2 \cos \phi_{br}$$

giữ giá trị không đổi ngoài đới sóng đổ và chỉ số br sẽ không cần thiết trong trường hợp này.

Thành phần còn lại trong 17.07

$$\sin \phi_{br}$$

không thể giải thích được bằng lý thuyết khúc xạ. Điều này có nghĩa rằng U như một tổng thể biến đổi tại phía ngoài đới sóng đổ và $\sin \phi_{br}$ có thể đánh giá được trên mép ngoài cùng của đới này.

Thay 17.07 vào 17.01 và thay giá trị (không thứ nguyên) của A theo số liệu đo đạc ta thu được:

$$S = 0,014 H_0^2 c_0 K_{rbr}^2 \sin \phi_{br} \cos \phi_{br} \quad (17.08)$$

hoàn toàn tương tự như phương trình 26.04 trong tập I. Nếu sử dụng thứ nguyên, thì hệ số 0,014 là không thứ nguyên. Tuy nhiên, thông thường S được thể hiện qua thể tích trong một năm trong khi c₀ vẫn giữ như cũ: độ dài trên một giây. Trong trường hợp đó, hệ số cũng không có thứ nguyên nhưng với giá trị khác:

$$S = 0,44 \times 10^6 H_0^2 c_0 K_{rbr}^2 \sin \phi_{br} \cos \phi_{br} \quad (17.09)$$

Công thức này đã xuất hiện trong tập I, công thức 26.05.

Vẫn tồn tại những sự khác nhau nhất định trong độ cao sóng đặc trưng cho cả đợt sóng không đều và giá trị của hệ số sử dụng trong cả hai công thức trên. Điều này sẽ được xem xét chi tiết trong phần 17.5 sau khi đã lí giải ý nghĩa vật lí của công thức CERC trong mục sau đây.

17.3 CÁC XÁC MINH MỚI ĐỐI VỚI CÔNG THỨC CERC

Các phát triển mới đây như khái niệm ứng suất ngang cho phép chúng ta lí giải một cách hợp lí hơn công thức CERC trên khía cạnh vật lí hiện tượng.

Ứng suất (phân lớp) trượt ngang đối với tất cả các điểm nằm ngoài đới sóng đổ đều không đổi – chương 12. ứng suất trượt này, có khi được gọi là lực kéo sóng ngang, sẽ là:

$$S_{xy} = En \sin \phi \cos \phi \quad (17.10)$$

trong đó n là tỷ số $\frac{c_0}{c}$.

Do S_{xy} có giá trị không đổi ngoài đới sóng đổ, chúng ta có thể sử dụng các điều kiện sóng trên mép ngoài đới sóng đổ để đánh giá nó

$$S_{xy} = E_{br} n_{br} \sin \phi_{br} \cos \phi_{br} \quad (17.11)$$

Trong chương trước, ứng suất trượt ngang này tạo ra động lực đối với dòng chảy dọc bờ trong đới sóng đổ.

Bắt đầu từ nhiệm vụ mới, chúng ta chấp nhận giả thiết cho rằng sóng là nguyên nhân đầu tiên tách và đưa cát vào dạng lơ lửng để dòng chảy vận chuyển đi. Tham số đặc trưng cho hiện tượng này có thể lấy biên độ vận tốc quỹ đạo sóng gần đáy, \bar{u}_b . Nếu như chấp nhận phép xấp xỉ nước nông, \bar{u}_b có thể biểu thị qua thành phần vận tốc sóng trong đới sóng đổ:

$$\bar{u}_b = \frac{\gamma}{2} c_{br} \quad (17.12)$$

Trong dạng chung hơn, \bar{u}_b thường tỷ lệ với c_{br} trong đới sóng đổ, do đó, c_{br} được sử dụng như tham số tách và nồng độ cát trong đới sóng đổ.

Bây giờ, với việc sử dụng giả thiết trình bày trong chương 9, chúng ta có thể phát triển công thức vận chuyển cát bằng cách nhân S_{xy} (thể hiện qua tốc độ) với c_{br} (thể hiện qua nồng độ cát):

$$S_{xy} c_{br} = E_{br} n_{br} c_{br} \sin \phi_{br} \cos \phi_{br} \quad (17.13)$$

Công thức này tương đương với 17.06.

17.4 BIẾN ĐỔI DÒNG TRẦM TÍCH THEO GÓC SÓNG TIẾN VÀO BỜ

Làm thế nào mà sự biến đổi của góc sóng tới ảnh hưởng đến vận chuyển trầm tích dọc bờ? Điều này có thể nghiên cứu thông qua phương trình 17.08, song cũng có thể tiện lợi hơn nếu biểu thị mối tương quan giữa S và góc sóng tới, ϕ thông qua góc tới biến sâu, ϕ_0 .

Theo lí thuyết khúc xạ, từ chương 9, tập I:

$$K^2_{br} \cos \phi_{br} = \cos \phi_0 \quad (17.14)$$

và

$$\sin \phi_{br} = \frac{c_{br}}{c_0} \sin \phi_0 \quad (17.15)$$

Phương trình 17.08 bây giờ có dạng:

$$S = 0,014H^2_0 c_{br} \sin \phi_0 \cos \phi_0 \quad (17.16)$$

Nhằm mục đích nghiên cứu ảnh hưởng của sự biến đổi góc ϕ_0 lên S , chúng ta cần xác định các biến phụ thuộc của ϕ_0 . Thông thường $\sin \phi_0$ và $\cos \phi_0$ biến đổi cũng như c_{br} vì độ cao sóng trên biên ngoài của đới sóng đổ phụ thuộc vào hệ số khúc xạ. Độ cao sóng biến đổi này cũng tương đương như ϕ_0 trong đới sóng đổ. Sự tồn tại mỗi phụ thuộc c_{br} vào h_{br} cung cấp cho ta đầy đủ các biến.

Như vậy cần chú ý đến mối quan hệ

$$f(\phi_0) = c_{br} \sin \phi_0 \cos \phi_0 \quad (17.17)$$

Tuy nhiên hàm $f(\phi_0)$ này lại không dễ thể hiện qua biểu thức giản đơn được.

Do tồn tại nhiều thủ tục phức tạp nhằm đánh giá $f(\phi_0)$, chúng ta chỉ giới hạn phân tích những công trình đánh giá hàm số theo chuỗi đầy đủ các số liệu của ϕ_0 cùng với chu kì sóng. Thành phần $\sin \phi_0 \cos \phi_0$ thường có vai trò quan trọng nhất trong biểu thức hàm $f(\phi_0)$. Do đó toán đồ của $f(\phi_0)$ cũng có dạng tương tự $\sin \phi_0 \cos \phi_0$. Cũng như $\sin \phi_0 \cos \phi_0$, $f(\phi_0) = 0$ khi $\phi_0 = 0^\circ$ và $\phi_0 = 90^\circ$. Khác với $\sin \phi_0 \cos \phi_0$ đối xứng xung quanh đường $\phi_0 = 45^\circ$, $f(\phi_0)$ lại bất đối xứng; giá trị của $f(\phi_0)$ đối với $0^\circ < \phi_0 < 40^\circ$ thông thường có giá trị cao hơn so với $f(90^\circ - \phi_0)$. Điều này càng thể hiện rõ hơn khi các giá trị ϕ_0 nhỏ. Cuối cùng, giá trị lớn nhất của $f(\phi_0)$ xuất hiện khi $\phi_0 < 45^\circ$ thông thường giữa 40° và 45° .

17.5 CÁC HỆ SỐ TRONG CÔNG THỨC CERC

Như đã trình bày trong phần 17.2, có một số khác biệt về giá trị hệ số sử dụng trong phương trình 17.08 hay 17.09. Việc lựa chọn độ cao sóng (H_{sig} hay H_{rms}) cũng làm cho vấn đề trở nên phức tạp hơn.

Các thử nghiệm mô hình trước đây nhằm xác định phương trình 17.09 đã tiến hành đối với sóng đều, theo đó U dễ dàng xác định được. Độ cao sóng đặc trưng, H_{sig} , thường hay được sử dụng nhằm đặc trưng cho sóng mẩu mà theo đó phương trình đã được rút ra, mặc dầu độ cao sóng đặc trưng thực là độ cao sóng trung bình căn bình phương, H_{rms} . Hai số này dẫn đến sai số của số mũ 2 trong U và hệ số tương ứng – xem chương 10, tập I.

Bảng 17.1 Các hệ số trong công thức CERC

Tác giả	Hệ số trong công thức 17.08	Loại độ cao sóng đặc trưng	Hệ số trong công thức 17.09
Công thức gốc	0,014	H_{sig}	$0,44 \times 10^6$
	0,028	H_{rms}	$0,88 \times 10^6$
Shore Protection Manual (1973)	0,25	H_{sig}	$0,79 \times 10^6$
Komar (1976)	0,049	H_{rms}	$1,55 \times 10^6$
Svasek (1969)	0,039	H_{rms}	$1,23 \times 10^6$
Hình 17.1:			
đường 1	0,008	H_{rms}	$0,25 \times 10^6$
đường 2	0,036	H_{rms}	$1,13 \times 10^6$
ĐHKT DELFT, Trung tâm tính toán	0,039	H_{rms}	$1,23 \times 10^6$

Cần nói thêm rằng, sẽ có các biện luận về giá trị của hệ số được rút ra từ cơ sở số liệu khác nhau của mô hình và thí nghiệm mẫu. Xem xét các tài liệu công bố về vấn đề này cũng cho ta thấy có sự phân tán đáng kể vì các số liệu thu được thường được mô tả khác nhau bởi những nhà nghiên cứu khác nhau.

Hình 17.1 cho ta thấy các số liệu thực tế về tương quan S và U , trong đó U tính theo H_{rms} . Nếu mối phụ thuộc tuyến tính giữa hai tham số đó được chấp nhận như trong công thức CERC, kết quả xử lý các kết quả số liệu theo phương pháp bình phương tối thiểu được thể hiện bằng đường 1 trên hình vẽ. Mặt khác, nếu một điểm thu được do Moore và Cole bị loại bỏ, đường thứ hai thu được cho ta thấy dòng cát vận chuyển, S , có thể lớn hơn tới bốn lần đối với sóng có điều kiện tương tự.

Sự khác nhau đó được thể hiện trên bảng 17.1 trong đó có sự so sánh giữa các hệ số của công thức CERC thu được bởi các nhà nghiên cứu khác nhau. Khi tất cả các hệ số được gắn kết với cùng một sóng đặc trưng, quyển Shore Protection Manual cho ta một hệ số dẫn đến dòng cát vận chuyển 6 lần lớn hơn so với đường 1 trên hình 17.1!

Cuộc tranh luận này còn chưa thể có hồi kết

17.6 VÍ DỤ TRIỂN KHAI CÔNG THỨC CERC

Vì việc tính toán vận chuyển cát theo công thức CERC còn được triển khai sau này, vì vậy khôn nhất thiết phải trình bày chúng ở đây. Tuy nhiên việc tính toán này sẽ được trình bày trong phần 11 chương 19 trong đó có tiến hành so sánh với các phương pháp xác định khác.

17.7 CÁC HẠN CHẾ CỦA CÔNG THỨC CERC

Công thức CERC với các hệ số của mình thường thể hiện được khả năng ứng dụng đáng kinh ngạc. Tuy nhiên vẫn có những hạn chế dẫn đến việc khó đáp ứng của công thức này trong một số trường hợp.

Chỉ có dòng vận chuyển cát tổng cộng được tính theo công thức này. Không thu được các thông tin về phân bố của dòng trầm tích này trong đới sóng đổ. Điều này có thể dẫn đến những hạn chế đáng kể khi bờ có một số dải cát ngầm phía ngoài hay các mỏ hàn nhỏ.

Các công thức này không tính đến tính chất của các vật liệu đáy. Chúng được rút ra và áp dụng cho các bãi cát đồng nhất với đường kính trung bình từ 175 μm đến 1000 μm (1 mm). Sự hiện diện của bãi cát như trên chính là điều kiện để áp dụng công thức CERC.

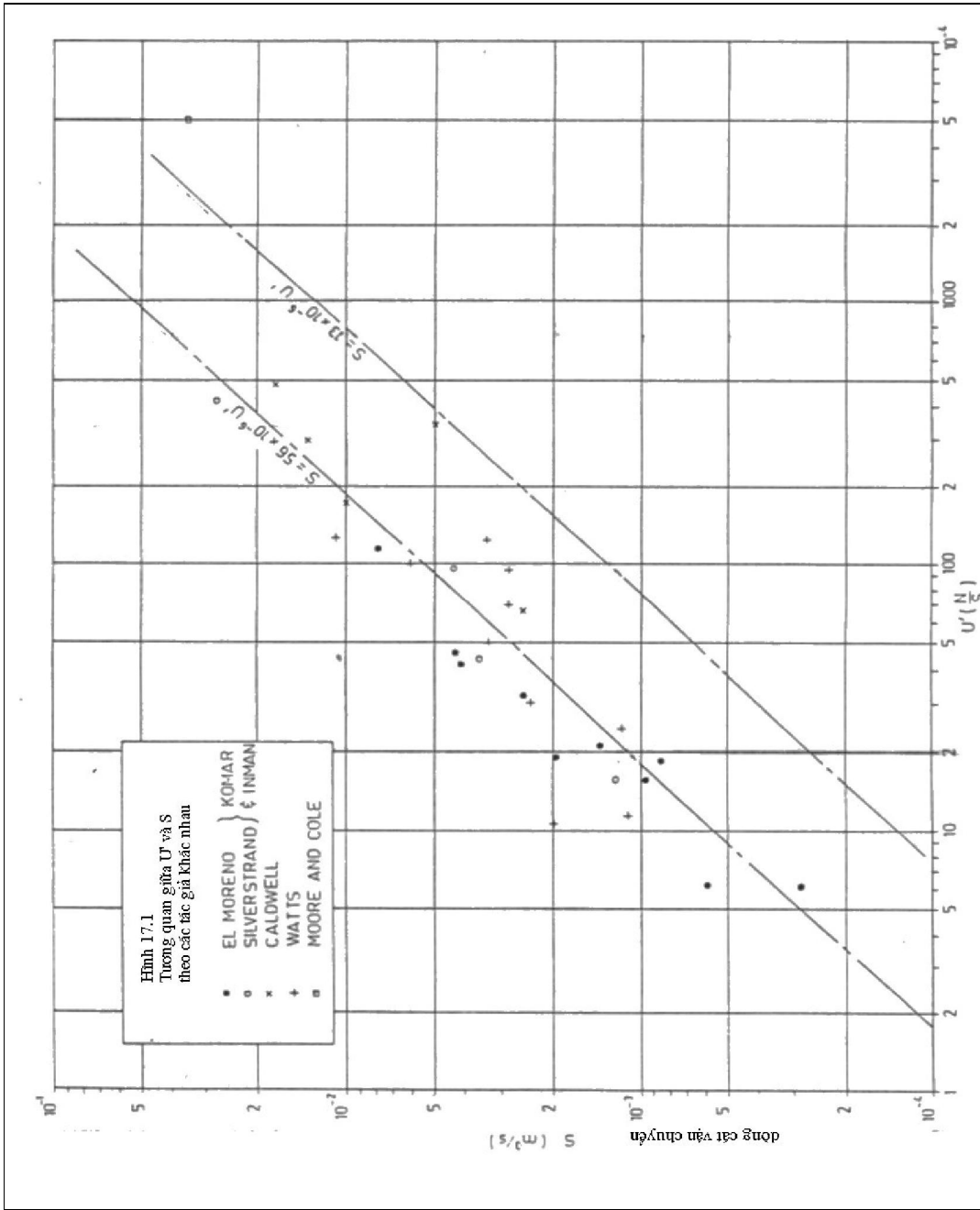
Độ dốc bãi và đới sóng đổ cũng không được tính đến trong các công thức CERC.

Do chỉ có các lực tác động do sóng với cùng tính chất trên các điểm dọc bờ được chú ý đến, nên công thức này sẽ không cho kết quả tốt khi các lực tác động khác có một vai trò quyết định, có thể xem chương 16 để phân tích thêm trong các phần đó.

Công thức CERC không thể áp dụng cho các vùng nước nông, địa hình không rõ ràng hay gần khu vực các lạch tàu.

Svasek (1969) đã tìm cách loại trừ hạn chế đầu bằng cách thay đổi công thức CERC nhằm thu được phân bố trầm tích trong đới sóng đổ. Các tiếp cận của ông ta cho rằng vận chuyển cát xuất hiện qua một phần tử với bề rộng đới sóng đổ, sẽ tỷ lệ với suy yếu năng lượng do sóng đi qua đới này. Tuy nhiên cách tiếp cận này không cho các kết quả khả quan.

Theo hướng tiếp cận khác nhằm loại trừ các hạn chế nêu trên, Bijker (1967) đã thay đổi công thức đối với dòng chảy không đổi kết hợp với các ảnh hưởng của sóng. Chi tiết về cách tiếp cận này sẽ được trình bày trong chương 19, tuy nhiên chúng ta cần đưa ra tổng quan cơ chế vật lý của hiện tượng vận chuyển cát trong chương tiếp theo.



18 CƠ CHẾ VẬN CHUYỂN CÁT

J.D. Schepers

18.1 MỞ ĐẦU

Một sự hiểu biết sâu hơn về các quá trình vật lý của hiện tượng tách trầm tích khỏi đáy, chuyển dịch chúng và lắng đọng trở lại do sóng và dòng chảy sẽ giúp chúng ta hiểu được cơ sở phương pháp luận của các công thức hiện đại tính vận chuyển trầm tích ven bờ. Trong chương này, chúng ta xem xét các quá trình vật lý đó xuất hiện gần đáy dưới tác động của lan truyền sóng.

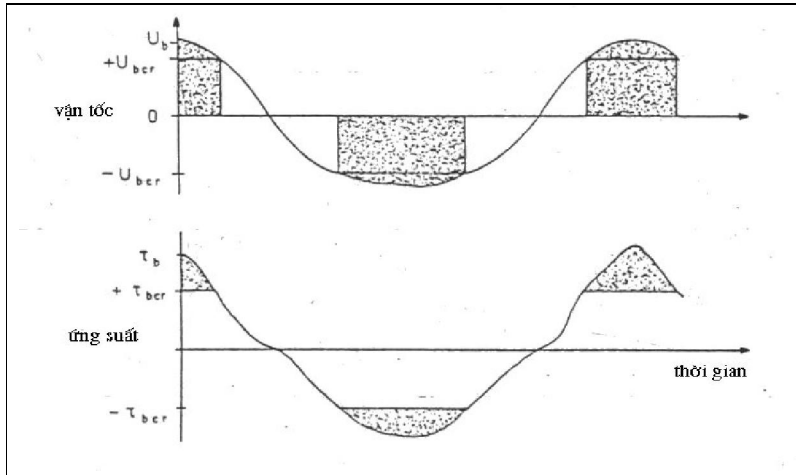
18.2 CÁC LUẬN ĐIỂM CƠ SỞ

Khi sóng chuyển động, ngoại trừ trên vùng nước sâu, sẽ có các dao động chuyển dịch ngang gần đáy. Nước ở đây chuyển động với một vận tốc u_b phụ thuộc vào thời gian.

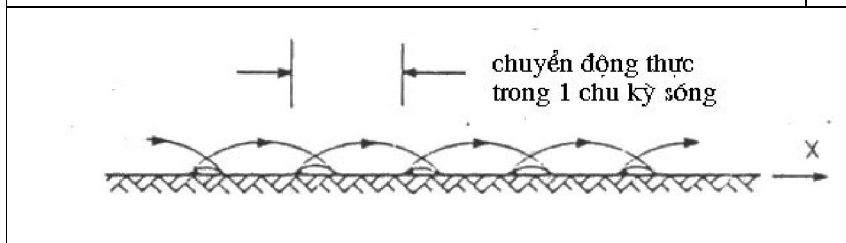
Như đã trình bày trong chương 15, ứng suất trượt gần đáy tăng lên khi vận tốc tăng. Điều này vẫn đúng đối với mọi chuyển động do sóng, do dòng chảy hay hỗn hợp cả hai. Khi ứng suất trượt vượt qua một giá trị tới hạn nào đó (tương ứng vận tốc tới hạn u_{ber} trên đáy) các hạt cát trên mặt phẳng ngang sẽ bị chuyển dịch cùng với nước. Do các hạt cát riêng rẽ thường có khối lượng rất nhỏ nên chúng nhanh chóng đạt được vận tốc tương đương vận tốc nước. Như vậy hạt cát sẽ đứng yên khi $u_b < u_{ber}$ và chuyển động với vận tốc u_b khi $u_b > u_{ber}$. Tuy nhiên cách giải thích đó sẽ không còn đáp ứng nữa trong trường hợp đặc biệt $u_b \approx u_{ber}$ trong một khoảng thời gian dài.

Nếu như đường cong biến trình vận tốc đáy theo thời gian không đối xứng so với đường zero, dòng vận chuyển của vật liệu đáy có thể xảy ra. Cách vận chuyển này được thể hiện trên hình 18.1.

Sơ đồ vận tốc dẫn ra trên đồ thị sẽ dẫn đến chuyển dịch thực của trầm tích đáy theo hướng dương của u_b . Các hạt cát sẽ chuyển dịch tiến và lùi như được thể hiện trên hình 18.2, với dòng tổng đi về phía trước. Tính bất đối xứng của vận tốc thể hiện trên sơ đồ 18.1 luôn hiện diện đối với các vùng nước nông. Lí thuyết sóng tuyến tính đơn giản không thể mô tả được một cách chính xác sự chuyển động phức tạp này tuy vẫn được sử dụng do tính đơn giản của nó.



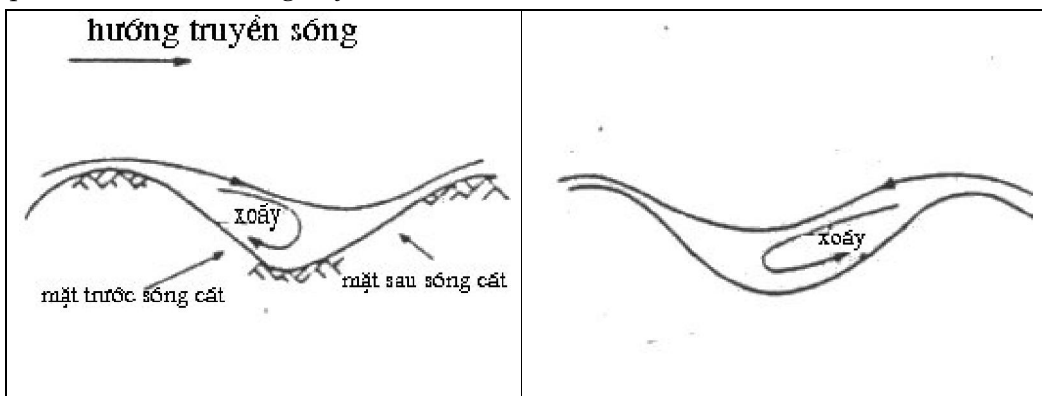
Hình 18.1 Vận tốc đáy và biến đổi ứng suất phân lớp: chuyển động trầm tích xuất hiện trên các vùng đánh dấu



Hình 18.2 Sơ đồ chuyển động của trầm tích

18.3 ĐỘ GỒ GHỀ ĐÁY

Tính chất không đều của bề mặt đáy cát sẽ tạo điều kiện hình thành nên mặt đáy dạng sóng. Sóng đáy này gây nên biến dạng chuyển động gây đáy; các miền tách dòng sẽ xuất hiện tại các điểm khác nhau của bề mặt và vào các thời điểm khác nhau. Ví dụ khi vận tốc đáy dương- xác định theo hướng lan truyền sóng trong chương này- hiện tượng tách dòng và xoáy xuất hiện phía trước sóng cát như dẫn ra trên hình 18.3a. Thành phần ngược lại – hình 18.3b- hình thành trong nửa chu kỳ sau của sóng. Cách xem xét này gián tiếp cũng xác định cho ta phía trước và sau sóng đáy như trên hình 18.3.



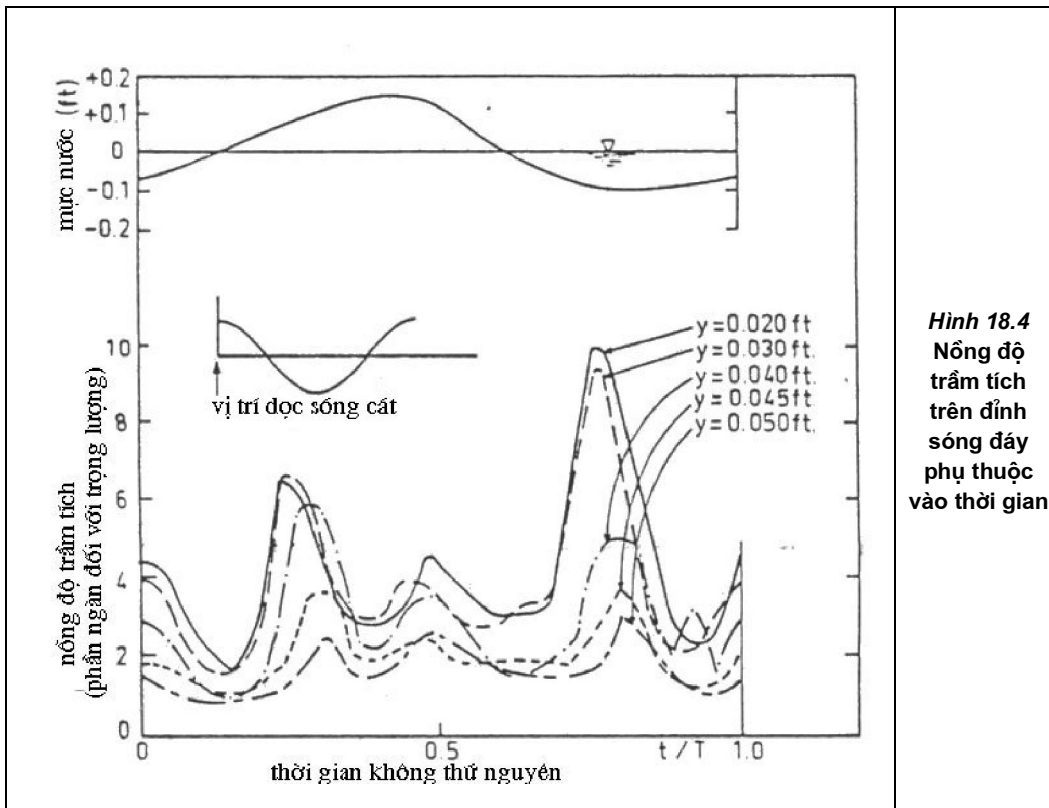
Hình 18.3 Hình thành xoáy trong lớp cát đáy: trường hợp u_b dương- trái, u_b âm-phải

Có thể cho rằng vận chuyển cát sẽ bị ảnh hưởng mạnh do tồn tại các sóng đáy này và các xoáy kèm theo chúng. Có thể phân biệt hai cơ chế vận chuyển cát chủ yếu, một trong số đó xuất hiện do sự hiện diện của các xoáy.

Như đã trình bày trên đây, các xoáy sơ cấp sẽ hình thành phía trước các sóng đáy khi vận tốc u_b dương như trên hình 18.3a. Vận tốc cục bộ có giá trị lớn do các xoáy đó dẫn đến hiện tượng xói mòn mạnh, các hạt cát được giữ trong trạng thái lơ lửng chứa bên trong các xoáy đó, sau một thời gian ngắn, dòng chảy kết thúc và các xoáy sẽ tan và dẫn đến việc khuyếch tán cát về phía trước.

Lượng cát này sẽ rơi trở lại đáy tại vị trí tĩnh tiến về phía trước của mặt sóng cát vừa bị xói. Quá trình này phụ thuộc rất lớn vào các chi tiết của nước chuyển động, độ dốc của sóng đáy và tính chất vật lí của vật liệu đáy.

Có thể hình dung bước tranh tương phản với các xoáy thứ cấp xuất hiện ở phần nửa sau của chu kì sóng. Tại đây, chính sự bất đối xứng của dạng sóng đáy cũng như chuyển động của nước sẽ đảm bảo kết quả vận chuyển cát thực tế về phía trước. Nhắc lại rằng các vật liệu bị xói do các xoáy sơ cấp trong thời kì vận tốc dương sẽ được chuyển theo hướng âm và ngược lại.



Hình 18.4
Nồng độ trầm tích trên đỉnh sóng đáy phụ thuộc vào thời gian

Tính chất không đều của sóng thường dẫn tới việc vận tốc cực đại theo hướng dương – có khả năng gây nên xoáy sơ cấp- thường lớn hơn cực đại của dòng theo hướng âm – có khả năng gây nên xoáy thứ cấp. Điều này dẫn đến kết luận về khả năng xoáy sơ cấp tương đối mạnh dẫn đến nồng độ cát xói lớn hơn so với xoáy thứ cấp. Từ các phân tích ở phần trên, có thể kết luận rằng sẽ tồn tại dòng cát tổng cộng vận chuyển theo hướng âm – xem Bijker et al (1976). Trong một số trường hợp thậm chí dòng chảy tổng cộng không lớn theo hướng dương kết hợp với sóng lại có khả năng tăng cường dòng cát vận chuyển tổng cộng âm. Vậy câu hỏi đặt ra là làm sao điều này có thể xảy ra được? Thành phần dòng chảy ổn định sẽ làm tăng cường khả năng tạo ra các xoáy sơ cấp và làm cho hiện tượng xói được tăng cường trong giai đoạn dòng sóng dương. Dòng cát đi theo hướng âm phụ thuộc vào

thời gian tồn tại vận tốc âm. Dòng chảy thường kì dương tạo nên các xoáy sơ cấp và làm giảm dòng cát đi theo hướng dương; từ đó sẽ dẫn đến sự tăng cường của dòng vận chuyển cát theo hướng âm.

Những biện luận vừa rồi cho phép ta lí giải những khác biệt đáng kể trong các thí nghiệm nghiên cứu vận chuyển cát giống như trường hợp vừa nêu: dòng cát vận chuyển tổng cộng (thường có giá trị lớn) thu được bằng hiệu của hai lượng vận chuyển thường lớn hơn nhiều so với giá trị ta cần tìm. Điều này cũng giống trường hợp phân tích mô hình số, khi sai số nhỏ của các đại lượng lớn có thể làm thay đổi giá trị của hiệu giữa chúng.

Như vậy, nhằm mục đích đưa ra được những tiến triển đáng kể trong nghiên cứu vận chuyển trầm tích, yêu cầu cơ bản tập trung ở việc xác định chính xác các thành phần xoáy và nồng độ trầm tích, cả hai yếu tố này đều phụ thuộc vào biến thời gian. Trong khi yêu cầu này thường rất dễ đặt ra, việc xác định các thành phần đó lại là một việc hết sức phức tạp ngay cả trong các phòng thí nghiệm. Kennedy và Locher (1972) là những người đầu tiên tiến hành thành công việc đo nồng độ trầm tích trong mô hình, một trong các kết quả đó được dẫn ra trên hình 18.4. Sự hiện diện không đều của các đỉnh cực đại nồng độ trầm tích có thể được giải thích dễ dàng từ tính chất bất đối xứng của sóng và các sóng đáy.

Tác động thứ hai do sự hiện diện các sóng đáy đó là hiện tượng tập trung cục bộ của các đường dòng trên các đỉnh sóng đáy. Hiện tượng cực đại vận tốc trên các đỉnh sóng đáy có thể dẫn đến xói cục bộ vật liệu đáy và chúng được lắng trở lại tại khu vực đường dòng thưa hơn trên các vùng trũng tiếp sau.

Hai quá trình này không thể tách rời nhau. Dương nhiên có một phần vật liệu đáy bị xói từ đỉnh các sóng đáy sẽ được giữ lại bởi các xoáy phía xuôi dòng. Phần vật liệu này sẽ được vận chuyển theo hướng ngược lại tuân theo quy luật vừa được mô tả trên. Một cách chung nhất, có thể nói rằng khi có sóng, sự hình thành các xoáy và vai trò chính của chúng trong quá trình vận chuyển trầm tích; hiện tượng xói mòn các đỉnh sóng đáy chỉ đóng một vai trò thứ cấp mà thôi.

18.4 CÁC NHẬN XÉT CHUNG

Có thể có cảm giác rằng quan điểm về vận chuyển trầm tích dựa trên yêu cầu ứng suất đáy phải vượt qua một giá trị tới hạn nhất định sẽ dẫn đến một khó khăn mới. Cách tiếp cận lí thuyết và thực nghiệm mới tìm cách tính toán các xoáy và sự hình thành các sóng đáy cũng như nồng độ trầm tích cục bộ dựa trên các tham số dễ đo hoặc dễ tính như vận tốc dòng chảy trên sóng đáy và các tính chất của trầm tích. Điều này có thể khi cho rằng ứng suất vẫn được xem như một tham số chủ yếu trong mô tả tác động thực sự của các hiện tượng xuất hiện trong lớp sát mặt sóng đáy. Các nghiên cứu chi tiết hiện chỉ mới bắt đầu. Các tài liệu tham khảo liên quan đã cho ta thấy một số kết quả ban đầu theo hướng này. Các nghiên cứu hiện đang được tăng cường và nhóm Kỹ thuật bờ thuộc ĐH CN Delft có một sự tham gia rất tích cực.

Chương này đã tập trung xem xét kĩ vận chuyển trầm tích cho một miền rất hẹp nằm sát mặt sóng đáy. Mục đích thực tế của chúng ta lại là các dự báo vận chuyển cát trên quy mô lớn hơn, ví dụ trên một phần của đới sóng đổ. Trong các

chương còn lại chúng ta quay trở lại vấn đề quy mô lớn hơn, ví dụ trong chương tiếp theo các xoáy cục bộ sẽ không còn được chú ý đến nữa, và cách mô tả hiện tại về vận chuyển cát quy mô lớn thường gắn dòng vận chuyển với ứng suất đáy.

19 CÁC CÔNG THỨC HIỆN ĐẠI VẬN CHUYỂN CÁT VEN BỜ

J. v.d. Graaff

19.1 MỞ ĐẦU

Bây giờ sau khi các chi tiết về cơ chế vận chuyển cát đã được xem xét, chúng ta tìm cách đưa ra các công thức hiện đại vận chuyển trầm tích do tác động của sóng và dòng chảy. Như đã trình bày trong phần mở đầu của chương 9, các công thức hiện đại nói chung xác định nồng độ của vật liệu, $c(z,t)$, nhân với vận tốc chuyển động phần tử, $u_p(z,t)$, tích phân theo độ sâu và lấy trung bình theo thời gian nhằm xác định vận chuyển trầm tích (cát), S_x . Phương trình 9.01 cho ta biểu thức toán học về vấn đề này. Như đã trình bày trong chương trước, ta cho rằng các phần tử trầm tích chuyển động chủ yếu cùng một vận tốc ngang như đối với nước xung quanh. (Tất nhiên điều này không áp dụng cho vận tốc theo phương thẳng đứng do có lực trọng trường).

Do vận tốc nước chuyển động trong đối sóng đồ đã được xác định, vấn đề còn lại ở đây là xác định đồng thời một cách chung nhất nồng độ trầm tích $c(z,t)$.

Rất nhiều các công thức vận chuyển trầm tích phân biệt giữa vận chuyển dọc theo đáy- dòng di đáy, S_b , và dòng vận chuyển lơ lửng trên đáy, S_s . Dòng trầm tích tổng cộng sẽ là tổng của hai dòng nêu trên.

Trước khi xem xét các công thức vận chuyển trầm tích, chúng ta sẽ đưa ra tổng quan một số công thức đã được phát triển áp dụng cho dòng dừng như trường hợp thường gặp trong sông.

19.2 CÔNG THỨC VẬN CHUYỂN TRONG TRƯỜNG HỢP CHỈ CÓ DÒNG CHẢY

Phần lớn các công thức tính dòng trầm tích được tổng quan ở đây đã được trình bày kỹ trong các tài liệu về vận chuyển trầm tích (sông). Chúng ta sẽ không lặp lại các trình bày đó nữa mà chỉ qua đó dẫn dắt đến các ứng dụng cho đối bờ.

Một trong những công thức hiện đại được đưa ra sớm nhất là công thức Kalinske-Frijlik do Frijlink (1952) đưa ra trên cơ sở số liệu quan trắc và các luận điểm của Kalinske (1947). Trong dạng tiện dụng nhất, công thức của Kalinske-Frijlik đối với kênh có bề rộng đơn vị có dạng:

$$S_b = BD \frac{V}{C} \sqrt{g} \exp \left[-0,27 \frac{\Delta C^2 D}{\mu V^2} \right] \quad (19.01)$$

trong đó:

B là một hệ số không thứ nguyên, phụ thuộc vào thứ nguyên của dòng trầm tích;

C là hệ số Chezy;

D kích thước trung bình của hạt trầm tích;

V vận tốc trung bình dòng ổn định;

μ hệ số 'sóng đáy';

mật độ tương đối của trầm tích, được xác định theo công thức sau:

$$\Delta = \frac{\rho_s - \rho}{\rho} \quad (19.02)$$

trong đó ρ_s là mật độ của các trầm tích và ρ là mật độ nước.

Trong công thức này giá trị của hệ số B thường có thể lấy bằng 5. Bijker (1967) khác với Frijlink không đưa tham số sóng đáy, μ , vào phần đầu của phương trình. Tham số thực nghiệm này cho ta ảnh hưởng của dạng gồ ghề đáy lên dòng trầm tích đáy; độ nhám thực tế, r , vẫn có mặt trong dạng ẩn ở số Chezy.

Mối tương quan giữa phương trình 19.01 và chuyển động của vật liệu đáy có thể được thể hiện một cách thông thường hơn bằng cách thay thế một số tham số. Hệ số Chezy được viết trong dạng phụ thuộc vào ứng suất đáy như sau:

$$\frac{C^2}{V^2} = \frac{\rho g}{\tau_c} \quad (19.03)$$

trong đó τ_c là ứng suất đáy. Số hạng chứa hàm mũ e trong công thức (19.01) chuyển về dạng sau:

$$\exp\left[-0,27 \frac{\Delta D \rho g}{\mu \tau_c}\right] \quad (19.04)$$

số hạng này thường được gọi là "tham số cơ bản" trong công thức của Kalinske- Frijlink. Cần nói thêm rằng đại lượng này không có thứ nguyên.

Phần còn lại trong công thức (19.01):

$$BD \frac{V}{C} \sqrt{g} \quad (19.05)$$

được gọi là "tham số vận tải" vì có thứ nguyên thể tích trên một đơn vị độ rộng và một đơn vị thời gian.

Một cách giải thích ý nghĩa vật lý của sự hiện diện tham số không thứ nguyên

$\frac{V}{C} \sqrt{g}$ trong tham số vận tải căn cứ trên cơ sở cho rằng dòng trầm tích đáy phụ thuộc vào vận tốc gần đáy, và

$$v_* = V \frac{\sqrt{g}}{C} \quad (19.06)$$

là giá trị vận tốc tại độ cao z' :

$$z' = z'_0 e^{\kappa} \quad (19.07)$$

như trong mục 15.2. Như vậy, V_* có thể đặc trưng cho vận tốc gần đáy trong lớp mà vận chuyển trầm tích đáy có vai trò chính. Độ nhám đáy, r , gây ảnh hưởng tới vận tốc này thông qua ảnh hưởng của C :

$$C = 18 \lg \frac{12h}{r} \quad (19.08)$$

trong đó h là độ sâu nước.

Công thức Kalinske - Frijlink được phát triển và ứng dụng cho tính toán dòng di đáy cho lòng sông khi phần lớn vận chuyển trầm tích tập trung trong một đới hẹp gần đáy- vận chuyển đáy. Trong công thức này đã không chú ý tới ảnh hưởng của vận chuyển các chất lơ lửng. Tuy nhiên dọc theo bãi chúng ta có thể thấy rõ phát triển mạnh trong đới sóng đổ nên đã dẫn đến một lượng cát đáng kể ở trong dạng lơ lửng, như vậy chúng ta không thể bỏ qua dòng vận chuyển lơ lửng trong đới sát bờ này.

Einstein (1950) đã đưa ra một hướng giải quyết cho các sông có cả dòng vật chất lơ lửng S_s lẫn dòng di đáy S_b . Cách tiếp cận của Einstein cũng dựa trên cách cơ bản đã được trình bày trong chương 9 thông qua dòng vận chuyển tổng cộng:

$$S = \int_0^h c(z')V(z')dz' \quad (19.09)$$

trong đó: $c(z')$ là nồng độ trầm tích trên độ cao z' , và

$V(z')$ là vận tốc ngang trên cùng độ cao.

Einstein đã chia dòng tổng cộng ra hai phần: dòng vận chuyển đáy tồn tại trong lớp có độ dày a , gần đáy:

$$S_b = \int_0^a c(z')V(z')dz' \quad (19.10)$$

và dòng lơ lửng:

$$S_s = \int_a^h c(z')V(z')dz' \quad (19.11)$$

Einstein (1950) đã sử dụng lý thuyết phân bố vận tốc logarit Prandtl-Von Karman- xem mục 15.2- để tính $V(z')$. Nồng độ vật chất được tính theo phương trình khuếch tán đã được biến đổi có chú ý tới ảnh hưởng của trọng lực lên các phân tử vật chất:

$$Wc(z') + \varepsilon_z \frac{dc(z')}{dz'} = 0 \quad (19.12)$$

trong đó W là vận tốc thẳng giáng của các phân tử vật chất trong nước, ε_z là hệ số khuếch tán (nhớt rối).

Vận tốc thẳng giáng (lắng đọng) W là một đại lượng rất khó xác định. Sau đây là các mối tương quan thực nghiệm theo kết quả quan trắc đối với cát trong nước sạch theo nhiệt độ cố định. Các công thức này áp dụng chủ yếu cho đường kính trầm tích trung bình, D_{50} , biến đổi từ 50 đến 300 μm .

Khi nhiệt độ nằm trong khoảng 18°C ta có

$$\lg \frac{1}{W} = 0.4949(\lg D_{50})^2 + 2,4113 \lg D_{50} + 3,7394$$

và đối với 10°C

$$\lg \frac{1}{W} = 0.47584(\lg D_{50})^2 + 2,1795 \lg D_{50} + 3,1915$$

Hệ số khuếch tán có thể sử dụng các biến tương tự như đối với lớp biên logarit. Kết quả cho thấy ε_z là một hàm của z' :

$$\varepsilon_z = \kappa v_* z' \left(\frac{h-z'}{h} \right) \quad (19.13)$$

trong đó κ là hệ số Karman = 0,4. Thay (19.13) vào (19.12) và giải phương trình tìm $c(z')$, ta thu được công thức biến đổi nồng độ vật chất

$$c(z') = c(b) \left(\frac{h-z' - a}{z' - h - a} \right)^{z^*} \quad (19.14)$$

trong đó $c(b)$ nồng độ tại một độ cao lựa chọn $z'=b$ so với đáy, và z^* là tham số phi thứ nguyên.

$$z^* = \frac{W}{\kappa V_*} \quad (19.15)$$

Bằng việc lấy b là độ cao của lớp sát đáy, tại mặt phân cách giữa lớp vận chuyển đáy và lớp lơ lửng, ($z=a$), kết hợp các phương trình (19.14) và 15.04 trong (19.11) ta có

$$S_S = \int_a^h c(a) \left(\frac{h-z' - a}{z' - h - a} \right)^{z^*} \frac{v_* \ln \frac{z'}{z_0}}{\kappa} dz' \quad (19.16)$$

Einstein đã xác định nồng độ $c(a)$ từ công thức tính dòng di đáy do tác giả tự đề xuất. Như sẽ được trình bày muộn hơn, Bijker (1968) đã áp dụng cùng nguyên lí này, nhưng với công thức tính vận chuyển đáy của Frijlink-Kalinske.

Tiếp đến Einstein đã giải tích phân (19.16) thông qua hai thành phần bằng hai tích phân khác nhau. Điều này dẫn đến công thức tính dòng vận chuyển lơ lửng có dạng sau đây:

$$S_S = 11,6 \sqrt{\frac{\tau_c}{\rho}} ac(a) \left[I_1 \ln \frac{33h}{r} + I_2 \right] \quad (19.17)$$

trong đó:

$$I_1 = 0,216 \frac{A^{(z^*-1)}}{(1-A)^{z^*}} \int_A^1 \left(\frac{1-\xi}{\xi} \right)^{z^*} d\xi \quad (19.18)$$

$$I_2 = 0,216 \frac{A^{(z^*-1)}}{(1-A)^{z^*}} \int_A^1 \left(\frac{1-\xi}{\xi} \right)^{z^*} \ln(\xi) d\xi \quad (19.19)$$

với A là một đại lượng phi thứ nguyên của độ gồ ghề, $A = r/h$, và ξ là đại lượng phi thứ nguyên của mực nước, $\xi = z'/h$.

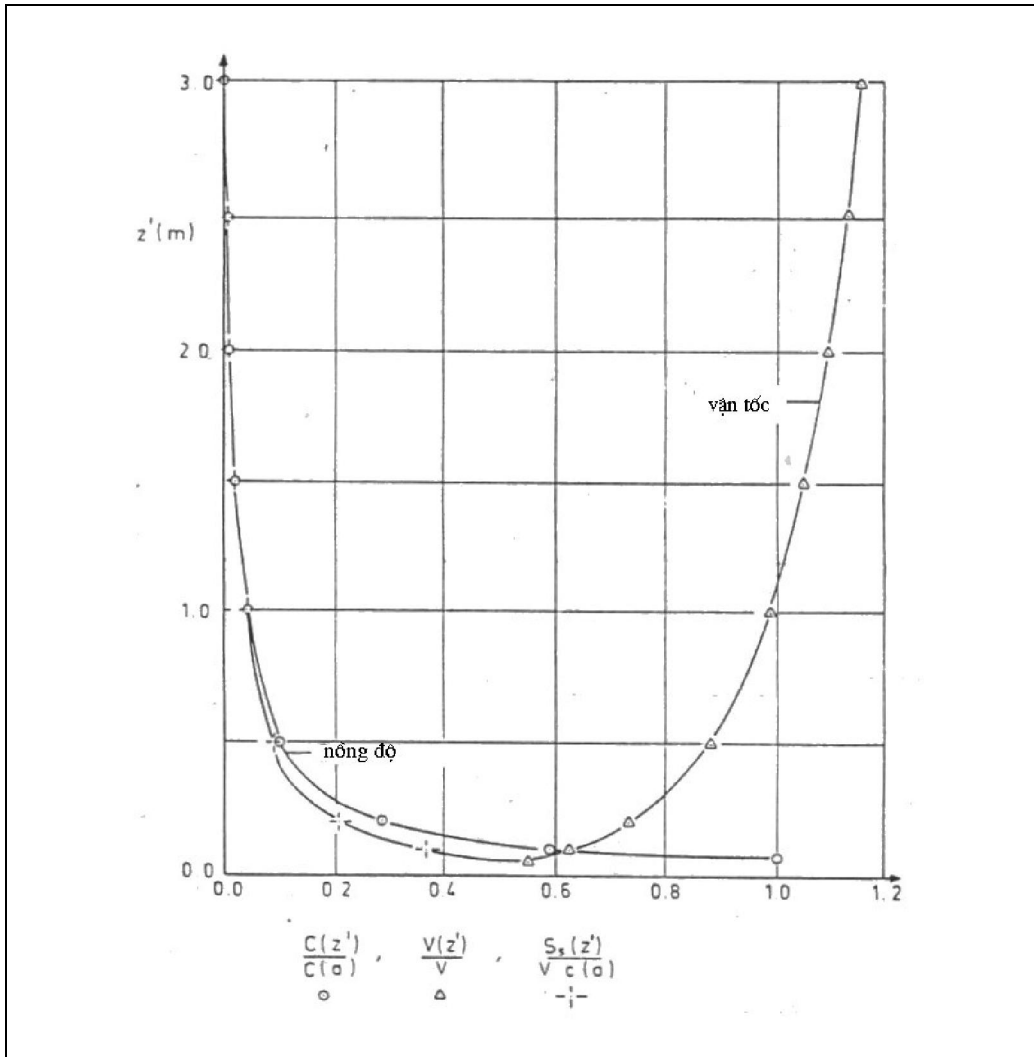
Einstein (1950) đã đưa ra các toán đồ và bảng số của hai tích phân I_1 và I_2 đối với các giá trị khác nhau của z^* và A . Sau này các nhà nghiên cứu – Bakker và Bogaard (1977)- đã đưa ra đánh giá toàn bộ số hạng trong dấu ngoặc vuông của phương trình 19.17, khác với việc đánh giá riêng rẽ các thành phần I_1 và I_2 trước đây. Giá trị của thành phần này:

$$Q = \left[I_1 \ln \frac{33h}{r} + I_2 \right] \quad (19.20)$$

được thể hiện trong bảng 19.1 như là một hàm của A và z^*

(ý nghĩa của các tham số khác vừa dẫn ra sẽ được giải thích kĩ hơn sau này).

Hình 19.1 cho ta ví dụ về một đường phân bố nồng độ, $c(z')$ đối với $z^*=1$, $r = a = 0,06$ m và $h=3$ m. Đồng thời cũng dẫn ra đường phân bố vận tốc theo logarit và dòng trầm tích tổng cộng. Tất cả ba đường phân bố này đã được đưa về dạng phi thứ nguyên bằng cách chia cho các tham số tương ứng được dẫn ra trên các trục của đồ thị.



Hình 19.1 Ví dụ về phân bố nồng độ, vận tốc và vận chuyển trầm tích

Nhiều nhà nghiên cứu khác đã đưa ra công thức tính dòng trầm tích. Englund và Hansen (1967) đã đưa ra công thức sau trên cơ sở quan trắc trên sông:

$$S = 0,05V \frac{\tau_c^2 C}{\rho^2 g^{5/2} \Delta^2 D_{50}} \quad (19.21)$$

trong đó: D_{50} là kích thước hạt vượt qua 50% (theo trọng lượng) của mẫu vật liệu đáy, và S là vận chuyển trầm tích tổng cộng- tổng của vận chuyển đáy và vận chuyển lơ lửng.

Bảng 19.1 Các giá trị của tích phân Einstein

r/h	z* = 0			z* = 0,20			z* = 0,40			z* = 0,60			z* = 0,80		
	Q	S _g /S _b	S _l /S _b	Q	S _g /S _b	S _l /S _b	Q	S _g /S _b	S _l /S _b	Q	S _g /S _b	S _l /S _b	Q	S _g /S _b	St/S _b
1.10 ⁻⁵	3,03.10 ⁵	5,54.10 ⁵	5,54.10 ⁵	3,28.10 ⁴	6,00.10 ⁴	6,00.10 ⁵	3,88.10 ³	7,10.10 ³	7,10.10 ³	527,	964,	965,	88,0	161,	162,
2.10 ⁻⁵	1,44.10 ⁴	2,63.10 ⁵	2,63.10 ⁵	1,79.10 ⁴	3,27.10 ⁴	3,27.10 ⁴	2,43.10 ³	4,44.10 ³	4,44.10 ³	377	689,	690,	71,6	131,	132,
5.10 ⁻⁵	5,36.10 ⁴	9,80.10 ⁴	9,80.10 ⁴	7,98.10 ³	1,46.10 ⁴	1,46.10 ⁴	1,3.10 ³	2,37.10 ³	2,37.10 ³	239	438,	439,	53,6	98,0	99,0
1.10 ⁻⁴	2,53.10 ⁴	4,63.10 ⁴	4,63.10 ⁴	4,32.10 ³	7,90.10 ³	7,90.10 ³	803	1,47.10 ³	1,47.10 ³	169	310	311	42,7	78,2	79,2
2.10 ⁻⁴	1,19.10 ⁴	2,18.10 ⁴	2,18.10 ⁴	2,33.10 ³	4,26.10 ³	4,26.10 ³	496	907	908	119	218	219	33,9	62,0	63,0
5.10 ⁻⁴	4,36.10 ³	7,93.10 ³	7,98.10 ³	1,02.10 ³	1,87.10 ³	1,87.10 ³	260	475	476	74,3	136	137	24,6	45,0	46,0
1.10 ⁻³	2,03.10 ³	3,72.10 ³	3,72.10 ³	545	998	999	158	290	291	51,2	93,7	94,7	19,1	34,9	35,9
2.10 ⁻³	940	1,72.10 ³	1,72.10 ³	289	529	530	95,6	175	176	35,1	64,2	65,2	14,6	26,7	27,7
5.10 ⁻³	336	615	616	123	226	227	48,5	88,7	89,7	20,8	38,1	39,1	10,0	18,3	19,3
0,01	153	280	281	63,9	117	118	28,6	52,3	53,3	13,8	25,2	26,2	7,32	13,4	14,4
0,02	68,9	126	127	32,8	60	61	16,5	30,2	31,2	8,91	16,3	17,3	5,21	9,54	10,5
0,05	23,2	42,4	43,4	13,1	24	25	7,70	14,1	15,1	4,78	8,74	9,74	3,13	5,73	6,73
0,10	9,84	18,0	19,0	6,28	11,5	12,5	4,12	7,54	8,54	2,81	5,14	6,14	1,99	3,64	4,64
0,20	3,90	7,13	8,13	2,80	5,13	6,13	2,04	3,73	4,73	1,51	2,77	3,77	1,15	2,10	3,10
0,50	0,836	1,53	2,53	0,716	1,31	2,31	0,601	1,10	2,10	0,49	0,90	1,90	0,39	0,72	1,72
1,00	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00	1,00

Bảng 19.1 Các giá trị của tích phân Einstein (tiếp)

r/h	z* = 1,00			z* = 1,50			z* = 2,00			z* = 3,00			z* = 4,00			z* = 5,00		
	Q	S _s /S _b	S _t /S _b	Q	S _s /S _b	S _t /S _b	Q	S _s /S _b	S _t /S _b	Q	S _s /S _b	S _t /S _b	Q	S _s /S _b	S _t /S _b	Q	S _s /S _b	S _t /S _b
1.10 ⁻⁵	20,0	36,6	37,6	2,33	4,26	5,26	0,973	1,78	2,78	0,432	0,790	1,79	0,276	0,505	1,50	0,202	0,370	1,37
.2.10 ⁻⁵	17,9	32,8	33,8	2,31	4,23	5,23	0,973	1,78	2,78									
.5.10 ⁻⁵	15,4	28,2	29,2	2,28	4,17	5,17	0,967	1,77	2,77									
.1.10 ⁻⁴	13,6	24,9	25,9	2,25	4,11	5,11				0,432	0,790		0,276	0,505				
.2.10 ⁻⁴	11,9	21,8	22,8	2,21	4,04	5,04	0,967	1,77	2,77	0,431	0,789		0,275	0,504				
5.10 ⁻⁴	9,78	17,9	18,9	2,13	3,90	4,90	0,962	1,76	2,76	0,431	0,788		0,275	0,504				
1.10 ⁻³	8,36	15,3	16,3	2,05	3,76	4,76	0,951	1,74	2,74	0,430	0,787	1,79	0,275	0,503			0,370	
2.10 ⁻³	6,99	12,8	13,8	1,96	3,58	4,58	0,940	1,72	2,72	0,428	0,784	1,78	0,274	0,502		0,202	0,369	
5.10 ⁻³	5,38	9,84	10,8	1,78	3,26	4,26	0,907	1,66	2,66	0,424	0,776	1,78	0,273	0,499	1,50	0,201	0,367	1,37
0,01	4,28	7,84	8,84	1,62	2,96	3,96	0,869	1,59	2,59	0,417	0,763	1,76	0,270	0,494	1,49	0,199	0,364	1,36
0,02	3,30	6,04	7,04	1,42	2,59	3,59	0,809	1,48	2,48	0,404	0,740	1,74	0,264	0,483	1,48	0,195	0,357	1,36
0,05	2,18	3,99	4,99	1,10	2,02	3,02	0,694	1,27	2,27	0,374	0,684	1,68	0,249	0,456	1,46	0,186	0,341	1,34
0,10	1,48	2,70	3,70	0,836	1,53	2,53	0,568	1,04	2,04	0,339	0,620	1,62	0,236	0,432	1,43	0,181	0,332	1,33
0,20	0,89	1,64	2,64	0,552	1,01	2,01	0,414	0,758	1,76	0,317	0,580	1,58	--	--	--	--	--	--
0,50	0,31	0,57	1,57	0,174	0,319	1,32	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--
1,00	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00	1,00	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--	--

Một công thức vận chuyển trầm tích khác cũng đã được White và Ackers (1973) đưa ra. Chi tiết về công thức này có thể tìm thấy trong tài liệu tham khảo hoặc trong các giáo trình về vận chuyển trầm tích.

19.3 ẢNH HƯỞNG CỦA SÓNG LÊN VẬN CHUYỂN TRẦM TÍCH ĐÁY

Hoàn toàn logic khi đưa ảnh hưởng của sóng vào vận chuyển trầm tích trong chừng mực dù ít hay nhiều tương tự như cách đưa ảnh hưởng của sóng vào việc xác định lực ma sát của dòng chảy dọc bờ (xem chương 15). Thực vậy, Bijker (1967) đã làm theo cách này và đã chứng minh một cách rõ ràng bản chất hiện tượng có liên quan. Phương pháp của Bijker đã đưa ảnh hưởng của sóng vào thông qua sự biến đổi ứng suất đáy biển (shear stress) đã từng được sử dụng trong công thức vận chuyển trầm tích do cho dòng chảy gây nên. Ông đã chọn công thức - phương trình 19.01 của Kalinske-Frijlink cho việc vận chuyển cát đáy (dòng di đáy) và đã kết hợp công thức này với công thức Einstein cho vận chuyển trầm tích lơ lửng - phương trình 19.17

Thành phần vận tốc tức thời gây ra do sóng có thể có ý nghĩa đáng kể trong vùng sóng đổ kể cả trong trường hợp giá trị trung bình theo thời gian của thành phần này tương đối bé so với vận tốc dòng ven bờ. Quan điểm này dẫn tới một giả thiết cho rằng sóng đóng vai trò chủ yếu trong sự khuấy động lên của vật liệu đáy hơn là sự vận chuyển. Vạch ra tư tưởng này, Bijker đã biến đổi hạng thức ứng suất đáy biển theo tham số khuấy động (stirring) của công thức Kalinske-Frijlink. Các chi tiết biến đổi của τ_c trong số hạng này sẽ được trình bày trong phần sau.

19.4 BIẾN ĐỔI CỦA ỨNG SUẤT ĐÁY

Ứng suất đáy biển có vai quan trọng cho sự chuyển động trầm tích trên bờ hoặc trên lạch tàu. Ảnh hưởng của sóng vào ứng suất đáy của dòng ven bờ đã được giải thích rõ ở chương 15; tại đó thành phần ứng suất đáy theo hướng dòng đã được lấy trung bình để xác định ứng suất tương đương trạng thái dừng cuối cùng.

Không cần nghi ngờ gì, chúng ta có thể thay thế ứng suất này vào công thức vận chuyển trầm tích của chúng ta. Sai số cho một phương pháp như vậy có thể thu được qua việc trả lời câu hỏi: thành phần ứng suất nào được xác định khi một phân tử vật chất đáy bắt đầu chuyển động? Một cách đặt vấn đề khác: cần tác động theo hướng nào để các phân tử vật liệu đáy được khuấy lên và chuyển dịch tiếp? Câu trả lời cho các vấn đề này chỉ quan trọng mỗi khi hướng của lực tác động lên số hạng khuấy động của công thức Kalenske-Frijlink.

Ứng suất cần sử dụng trong thành phần lực kéo này đã được đưa ra ở chương 15; đó là:

$$\tau_{cw} = \rho \kappa^2 V_r^2 \quad (19.22)$$

trong đó V_r là vận tốc xảy ra tức thời.

Cơ sở của thành phần này có thể được tìm thấy trong mục 15.4. Mặt khác, công việc tiếp theo trong chương này, chúng ta sẽ phải tiếp tục làm việc với τ_{cw}

thay cho thành phần τ_{cwx} của nó. Không cần thiết phải lấy giá trị tuyệt đối trong phương trình 19.22 vì tất cả các thành phần đều không có giá trị âm.

Giống như ở chương 15, chúng ta cần phải tính giá trị trung bình τ_{cw} của ứng suất tức thời này, hướng của nó cũng không đóng vai trò gì nữa; chúng ta chỉ xét đến độ lớn véc tơ. Do chỉ có một biến thời gian duy nhất trong phương trình 19.22 là V_r nên cần tính độ lớn trung bình của bình phương vận tốc \bar{V}_r^2 là đủ.

Nhắc lại định nghĩa V_r từ chương 15 :

$$V_r^2 = V_t^2 + (pu_b)^2 + 2pu_bV_t \sin \phi \quad (19.23)$$

trong đó: pu_b là vận tốc dòng sóng trên khoảng cách z'_t so với đáy.

V_t là vận tốc dòng không đổi tại cùng độ cao trên và

ϕ là góc giữa đường đỉnh sóng và dòng (không đổi).

Những trình bày đầy đủ hơn về vấn đề này có thể tìm thấy ở chương 15.

Giá trị của ϕ sẽ không bị hạn chế do mong muốn nhận được công thức có khả năng ứng dụng chung cho bất cứ tổ hợp nào của sóng và dòng.

Trong phương trình 19.23 chỉ có u_b là hàm thời gian. Lựa chọn

$$u_b = \bar{u}_b \cos \omega t \quad (19.24)$$

lưu ý rằng

$$\frac{1}{2\pi} \int_0^{2\pi} \cos x dx \quad (19.25)$$

và

$$\frac{1}{2\pi} \int_0^{2\pi} \cos^2 x dx = \frac{1}{2} \quad (19.26)$$

(19.23) trở nên đơn giản hơn:

$$\bar{V}_r^2 = V_t^2 + \frac{1}{2}(p\bar{u}_b)^2 \quad (19.27)$$

$$\bar{V}_r^2 = V_t^2 \left(1 + \frac{1}{2} \left(\frac{p\bar{u}_b}{V_t} \right)^2 \right) \quad (19.28)$$

Thế kết quả cuối cùng này vào (19.22) ta thu được

$$\bar{\tau}_{cw} = \rho\kappa^2 V_t^2 \left(1 + \frac{1}{2} \left(\frac{p\bar{u}_b}{V_t} \right)^2 \right) \quad (19.29)$$

Trong đó chúng ta có thể nhận thấy

$$\rho\kappa^2 V_t^2 = \tau_c \quad (19.30)$$

như ứng suất chỉ đối với dòng chảy. Thế (19.30) và (15.30) vào phương trình (19.29) ta thu được một dạng rất đơn giản :

$$\bar{\tau}_{cw} = \tau_c + \frac{1}{2}\bar{\tau}_w \quad (19.31)$$

Một dạng thuận tiện khác là biểu diễn tỷ số giữa $\bar{\tau}_{cw}$ và τ_c theo các tham số chung. Sử dụng các phương trình 15.14 và 15.29 đồng thời với (19.30) trong phương trình (19.29) ta thu được kết quả mong muốn.

$$\tau_{cw} = \tau_c \left(1 + \frac{1}{2} \left(\xi \frac{\bar{u}_b}{V} \right)^2 \right) \quad (19.32)$$

Phương trình này có một số khác biệt so với với phương trình (15.30)

19.5 DÒNG DI ĐÁY DO SÓNG VÀ DÒNG CHẢY

Kết quả của phần trước có thể được thay thế trực tiếp vào số hạng khuấy động của công thức Kalinske-Frijlink đã thể hiện trong (19.04). Sử dụng (19.32) để biến đổi τ_c trong (19.04) và nhân nó với (19.05) ta thu được

$$S_b = \frac{BDV\sqrt{g}}{C} \exp \left(\frac{-0,27\Delta D \rho g}{\mu \tau_c \left[1 + \frac{1}{2} \left(\xi \frac{\bar{u}_b}{V} \right)^2 \right]} \right) \quad (19.33)$$

hoặc sử dụng phương trình tương đương 19.03

$$S_b = \frac{BDV\sqrt{g}}{C} \exp \left(\frac{-0,27\Delta DC^2}{\mu V^2 \left[1 + \frac{1}{2} \left(\xi \frac{\bar{u}_b}{V} \right)^2 \right]} \right) \quad (19.34)$$

Rõ ràng từ những mối quan hệ này sự có mặt của sóng \bar{u}_b sẽ tăng lượng vận chuyển trầm tích. Hơn nữa, vì ϕ không xuất hiện trong phương trình, sự gia tăng vận chuyển trầm tích không còn phụ thuộc vào hướng của sóng đã được đảm bảo thông qua vận tốc dòng chảy. Điều này dường như hợp logic với những nhận xét ở phần trước đã được làm sáng tỏ quan niệm về hướng ứng suất liên quan tới sự khuấy động vật liệu đáy.

Bijker (1967) đã cho rằng sự vận chuyển đáy xảy ra trong lớp gần đáy có độ dày bằng độ gồ ghề của đáy r . Nồng độ vật liệu ở trong lớp này, c_b , (giả thiết là hằng số theo độ cao) là:

$$c_b = \frac{S_b}{r \int_0^r V(z') dz'} \quad (19.35)$$

Tích phân này được tính theo phân bố vận tốc của dòng chảy - xem chương 15, đặc biệt hình 15.1b:

$$\int_0^r V(z') dz' = \frac{1}{2} z'_t V_t + \frac{1}{\kappa} \sqrt{\frac{\tau_c}{\rho}} \int_{z'_t}^r \ln \frac{z'}{z'_0} dz' \quad (19.36)$$

Sử dụng định nghĩa của z'_t và các tham số khác trong các hạng thức r và tiến hành lấy tích phân dẫn đến

$$\int_0^r V(z') dz' = 6,34 \sqrt{\frac{\tau_c}{\rho}} r = 6,34 V_* r \quad (19.37)$$

Với kết quả này, phương trình (19.35) trở thành

$$c_b = \frac{S_b}{6,34 \sqrt{\frac{\tau_c}{\rho} r}} \quad (19.38)$$

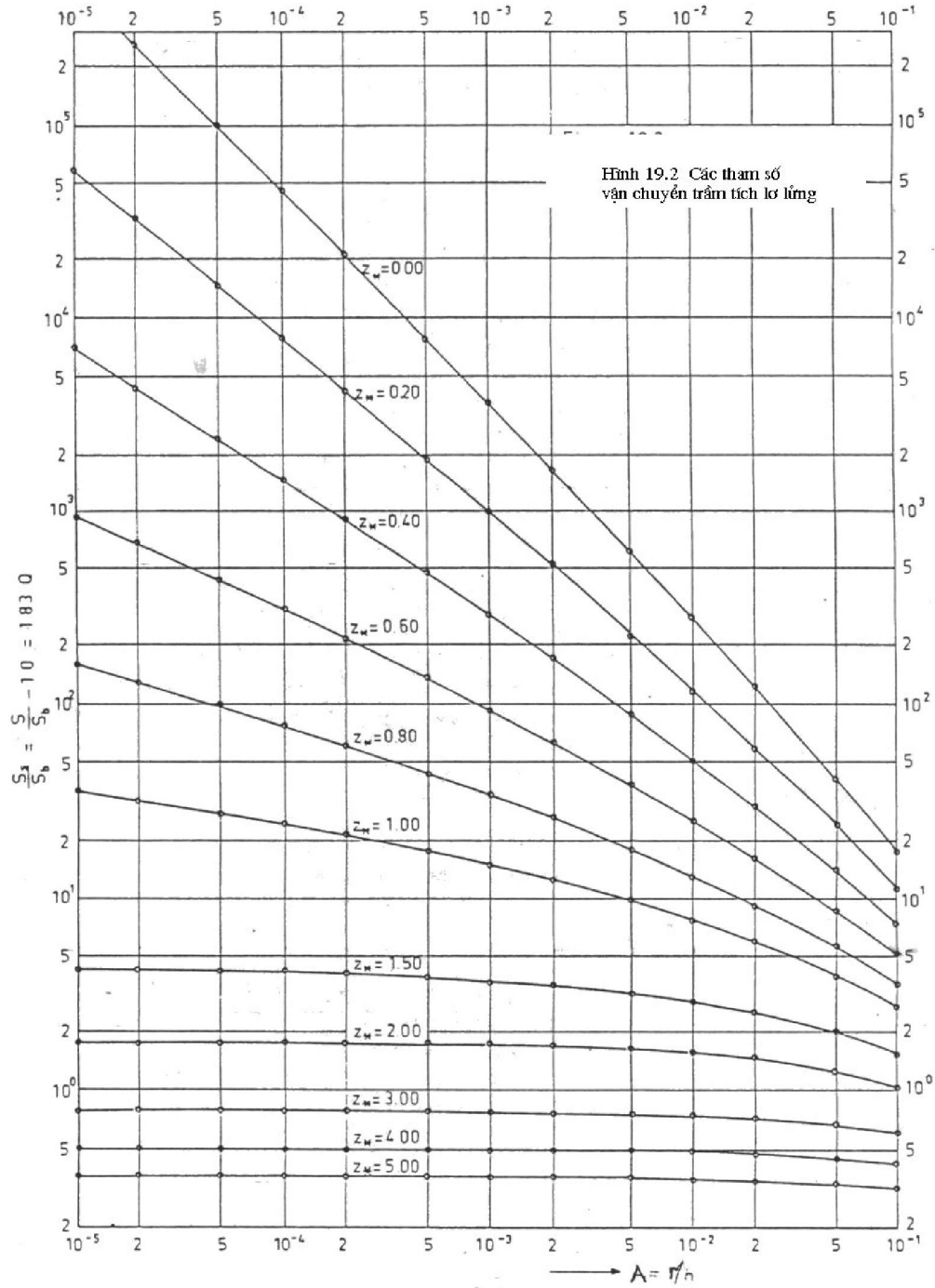
Nồng độ được giả thiết là không đổi trên toàn lớp có độ dày r của lớp vận chuyển dưới đáy. Cũng như đã chỉ ra trước đây, nồng độ này được biểu diễn theo đơn vị thể tích trầm tích lắng đọng đối với thể tích đơn vị nước và như vậy bao hàm cả độ xốp trong trầm tích lắng đọng.

19.6 ẢNH HƯỞNG CỦA SÓNG LÊN DÒNG VẬN CHUYỂN LƠ LỬNG

Vì sự phân bố nồng độ trầm tích lơ lửng phụ thuộc vào ứng suất đáy thông qua z_* (phương trình 19.15) trong phương trình 19.14, Bijker, 1968 đã đơn giản hoá ảnh hưởng của sóng thông qua biến đổi hạng thức ứng suất. Lập luận rằng ứng suất trong 19.14 tác động theo cùng một tiến trình vật lý giống như trong hạng thức khuấy trộn của công thức vận chuyển di đáy; ông đã biến đổi ứng suất qua phương trình 19.32.

Cũng như vậy, lựa chọn $a = r$ và $c(a)$, cho rằng nồng độ này bằng c_b ta thu được

$$c(z') = c_b \left[\frac{r}{h-r} \frac{h-z'}{z'} \right] \frac{\kappa \sqrt{\tau_c} \sqrt{W \sqrt{g}}}{\sqrt{1 + \frac{\xi^2}{2} \left(\frac{u_b}{V} \right)^2}} \quad (19.39)$$



Dòng vận chuyển lơ lửng tuân theo công thức

$$S_s = \int_0^r c(z')V(z')dz' \quad (19.40)$$

trong đó: $c(z')$ được xác định trong phương trình 19.39 và

$V(z')$ được xác định trong phương trình 15.04.

Kết quả thu được, sau khi thế 19.38, 19.39 và 19.04 vào phương trình 19.40, tiến hành một số phép toán đại số và sử dụng 19.20 là:

$$S_s = 1,83QS_b \quad (19.41)$$

nó chỉ ra rằng dòng vận chuyển lơ lửng phụ thuộc tuyến tính trực tiếp với dòng di đáy. Điều này cũng hợp logic khi xem xét mối quan hệ trực tiếp giữa c_b và cả hai S_b và S_s . Các giá trị của

$$\frac{S_s}{S_b} = 1,83Q \quad (19.42)$$

đã được đưa vào bảng 19.1 và được vẽ ra trên hình 19.2 như là hàm số của hai tham số độc lập A và z_x . Tất nhiên ứng suất dùng để tính z_x cần phải biến đổi; phương trình 19.15 trở thành

$$z_* = \frac{W\sqrt{\rho}}{\kappa\tau_c \left[1 + \frac{1}{2} \left(\frac{\bar{u}_b}{V} \right)^2 \right]} \quad (19.43)$$

19.7 VẬN CHUYỂN TRẦM TÍCH TỔNG CỘNG

Giờ đây khi cả hai loại dòng di đáy S_b và dòng lơ lửng S_s đã được biết, dòng tổng cộng sẽ thu được như một tổng của các thành phần đó. Thêm vào đó, do S_s liên quan trực tiếp với S_b , một biểu thức đặc biệt đơn giản được tạo nên:

$$S = S_b + S_s = S_b(1 + 1,83Q) \quad (19.44)$$

Trong phương trình này, S_b được đánh giá bằng cách sử dụng phương trình 19.33 hoặc phương trình 19.34 và Q cần được đánh giá bằng cách sử dụng giá trị đã biến đổi của z_* cho trước trong phương trình 19.43. Các giá trị của hạng thức trong ngoặc của phương trình (19.44) $\frac{S}{S_b}$ cũng đã được đưa vào trong bảng 19.1 và có thể tính được bằng cách cộng thêm 1.0 vào các giá trị trên hình 19.2.

Thủ tục vừa dẫn ra thường được nói đến như công thức của Bijker vì ông là người lần đầu tiên biến đổi ứng suất đáy theo cách vừa trình bày trên.

Công việc lý thuyết giờ đây đã hoàn thành. Còn lại một số vấn đề là đánh giá tất cả lại tham số liên quan đến các đại lượng tham gia vào các hạng thức đã đo được hay đã biết.

Biết rằng chỉ có một tham số sóng đáy μ là cần phải được xác định thêm. Nó thường được xác định thông qua mối quan hệ thực nghiệm:

$$\mu = \left(\frac{C}{C'} \right)^{3/2} \quad (19.45)$$

trong đó C là hệ số Chezy được tính theo phương trình 19.08 và

C' là một hệ số Chezy khác phụ thuộc vào các tính chất vật liệu đáy:

$$C' = 18 \log \frac{12h}{D_{90}} \quad (19.46)$$

trong đó D_{90} là đường hạt kính trầm tích cho phép 90% (trọng lượng) của trầm tích đi qua.

Bảng 19.2: Các bước tính toán vận chuyển bùn cát ven bờ

Bước	Xác định/đánh giá	Phương trình	Tham số
1	Xác định điều kiện sóng nước sâu H_0, T, ϕ_0		
2	Tính tốc độ sóng nước sâu C_0 , và tần suất sóng ω		T
3	Xác định số liệu về hải dương học và thủy văn: độ sâu, mẫu đất, tỷ trọng (density) nước, ρ		
4	Phân tích trong phòng thí nghiệm đất ρ_s, D, W, D_{90}		Mẫu đất
5	Tính tỷ trọng tương đối, Δ	19.02	ρ_s, ρ
6	Xác định chỉ số sóng đổ, γ	Tập 1	$H_0, T, bath$
7	Chọn độ sâu nước, h	Tập 1	H_0, ω
8	Tính các điều kiện sóng địa phương $H, \lambda, K, \bar{u}_b, a_b$ (tính cả khúc xạ, nhiễu xạ)	(15.18)	H, ϕ_0 , địa hình
9	Đánh giá độ gồ ghề		h, r
10	Tính $A = \frac{\Gamma}{h}$	(19.08) (19.46)	h, r h, D_{90}
	C		
	C'		
11	Tính f_w	(15.16) hoặc hình 15.2	a_b, r
12	Tính ρ^*	(15.21) hoặc hình 15.2	f_w
13	Tính V (chỉ đối với sóng gây nên dòng dọc bờ, đối với các trường hợp khác phải sử dụng phương pháp tính toán hoặc dùng số đo hiện trường)	(15.03) hoặc (16.06)	ϕ_0, c_0, γ địa hình, C, f_w
14	Tính μ	(19.45)	C, C'
15	Tính ξ	(19.29)	ρ, C
	τ_c	(19.03)	ρ, V, C
16	Tính z	(19.43)	$\rho, W, \bar{u}_b, V, \tau_c$
17	Tính vận chuyển đáy S_b	19.33 hoặc 19.34	$\Delta, D, C, V, \mu, \xi, u_b$
18	Xác định Q	Bảng 19.1 hoặc hình 19.2	A, z'
19	Tính S	(19.44)	S_b, Q

Bảng 19.2 chỉ ra các bước cần thiết để tính toán vận chuyển trầm tích xảy ra dọc theo một độ rộng đơn vị của bờ với độ sâu nước h . Sự phân bố vận chuyển cát qua vùng sóng đổ có thể được xác định nhờ tiến hành các bước từ 7 đến 19 trong bảng đó đối với những giá trị của h tính đến độ sâu biên ngoài của đới sóng đổ h_{br} .

Những tính toán như vậy đòi hỏi nhiều thời gian; các chương trình tính toán đã được thiết lập và có thể khai thác được. Trong trường hợp cần thiết các tính toán có thể tiến hành sử dụng bộ các chương trình viết cho máy tính cầm tay. Một ví dụ tính toán mẫu sẽ được thể hiện trong phần 19.9.

19.8 MỘT SỐ NHẬN XÉT VỀ CÔNG THỨC BIJKER

Toàn bộ phương pháp điều chỉnh ứng suất đáy có tính đến sự hiện diện của sóng đều dựa trên mối quan hệ đối với dòng chảy ổn định (thường kỳ). Trong đó sự phân bố của độ dài xáo trộn (15.03) được lựa chọn dẫn tới phân bố vận tốc theo luật logarit (15.04) của Prandtl - Von Karman. Phân bố vận tốc này được giả thiết là có hiệu lực cho dòng chảy cũng như cho tổ hợp dòng chảy và sóng.

Như đã được trình bày trên đây, Bijker giả thiết rằng lớp vận chuyển đáy có độ dày bằng độ gồ ghề đáy biển r và nồng độ trầm tích ở lớp đó không đổi. Đối với những vấn đề thực tế, nơi mà độ gồ ghề thực sự chưa biết, Bijker đề nghị dùng độ gồ ghề bằng một nửa độ cao sóng đáy. Những sóng đáy này thường được đo trực tiếp, đặc biệt trên các mô hình.

Nhiều nghiên cứu gần đây đã chỉ ra rằng độ gồ ghề ở đáy thường lớn hơn rất nhiều độ gồ ghề mà Bijker đã đề nghị, các giá trị gồ ghề bằng từ 2 đến 4 lần độ cao sóng đáy và hiện nay được nhiều người chấp nhận.

Khi độ gồ ghề đáy càng tăng mạnh thì độ dày của lớp di đáy cũng tăng lên. Điều này dẫn đến khả năng giả thiết về nồng độ không đổi trong toàn bộ độ dày của lớp này ít được chấp nhận. Những đo đạc gần đây trong phòng thí nghiệm đã chỉ ra rằng có những thay đổi về nồng độ trong lớp này. Tất nhiên điều này cũng kéo theo hậu quả đối với nồng độ quy chiếu trong các phương trình tính toán trầm tích lơ lửng.

Hơn nữa, thậm chí có một sự nghi ngờ nào đó về tính hiệu lực của quá trình khuếch tán - được thể hiện qua mối tương quan nồng độ được Einstein áp dụng cho sóng. Thực vậy, trong công thức này đã bỏ qua bất kỳ một sự xáo trộn nào có thể xuất hiện do kết quả của vận tốc thẳng đứng của sóng gây nên. Các số liệu đo được của Kennedy và Loecher (1972) và trong một báo cáo vô danh từ phòng thí nghiệm Delft Hydraulics (1976) đã cho rằng một số mô hình phân bố liên tục của nồng độ ít nhiều phù hợp với số hiệu quan trắc.

Mặc dù còn có những hạn chế, trong số đó một số thuộc về bản chất của cơ chế vật lý, song công thức Bijker thường cho kết quả khá tốt. Chẳng hạn như khi sử dụng cho các bờ biển có cát khá đồng đều và dòng chảy ven bờ do sóng là chủ yếu, các kết quả tổng cộng thu được thường phù hợp khá tốt với các kết quả của công thức CERC trong chương 17. Điều này không nhất thiết đúng đối với các công thức khác.

Nguyên lý biến đổi ứng suất trong công thức vận chuyển trầm tích có thể được áp dụng, về mặt nguyên tắc cho bất kỳ công thức biến đổi trầm tích nào. Tuy nhiên thông thường việc đi sâu tìm hiểu quá trình vật lý liên quan là khó khăn nhằm giải quyết những vấn đề phức tạp liên quan đến biến đổi chính xác ứng suất.

Công thức Bijker –Kalinske - Frijlink không tính đến ứng suất tới hạn như đã xác định trong chương 18. Trong công thức đã nêu trên, mọi sự tồn tại của dòng chảy bất kỳ và ứng suất đáy đều dẫn tới vận chuyển trầm tích, trong khi ở chương 18 đã chỉ ra rằng dòng trầm tích chỉ tồn tại trong một khoảng thời gian khi ứng suất tới hạn bị vượt quá.

Đối với điều kiện thực tế, thông thường dòng trầm tích lơ lửng còn lâu mới vượt quá dòng di đáy, tỷ lệ giữa chúng thường vào khoảng 1 trên 50.

Phải có thêm nhiều cuộc thảo luận nữa về giá trị chính xác của hệ số B được sử dụng trong công thức dòng di đáy. Các giá trị nằm trong miền từ 1 và 5 đã được mọi người đề nghị. Sự phân tán này phản ánh mức độ thiếu chính xác có thể có của tính toán vận chuyển cát. Thậm chí có nhiều tham số xuất hiện trong công thức cuối cùng có sai số phổ biến trong thực tế lớn hơn 10%; nói một cách khác. tính toán vận chuyển trầm tích thường không chính xác thậm chí chúng ta vẫn còn ở trong bước sơ đẳng đầu tiên. Điều không may là chẳng có gì cải tiến lớn hiện trạng này cho đến lúc có được một khối lượng quan trắc hiện trường tin cậy. Ví dụ sau đây cũng minh họa tốt cho điều này.

19.9 VÍ DỤ ĐỐI VỚI CÔNG THỨC BIJKER

Ví dụ sau đây nhằm chứng minh một số nguyên lý:

Trước hết, các tính toán như trình bày ở bảng 19.2 được sử dụng để minh họa. Thứ hai, sự ảnh hưởng của phân bố vận tốc dòng ven bờ được chứng minh thông qua phân bố vận chuyển cát đối với phân bố dòng ven khác nhau và đã được minh họa ở chương 16. Thứ ba, ảnh hưởng của các tham số khác, chẳng hạn như độ dốc bờ và kích thước hạt (particle grain), được khảo sát đối với mô hình phân bố dòng chảy và sóng. Cuối cùng, các tính toán so sánh theo công thức CERC cũng được trình bày.

Một loại điều kiện địa hình và sóng biển sâu đã được sử dụng trong mục 5 của chương 16 sẽ được giữ nguyên ở đây. Những điều kiện này bao gồm:

Chu kỳ sóng T : 7.0 s

Độ cao sóng H_0 : 2.0 m

Góc tới ϕ_0 : 30°

Chỉ số sóng đỏ, γ : 0.8

Độ dốc bờ, m : 1:100

Độ gồ ghề đáy: 0.06 m

Thêm vào đó, đáy cát có đường kính trung bình của hạt $D = 200 \mu\text{m}$. Đường kính cho qua 90% của mẫu là $D_{90} = 270 \mu\text{m}$. Phân tích trong phòng thí nghiệm cho rằng tỷ trọng nước là 1000 kg/m^3 và tỷ trọng cát là 2650 kg/m^3 . Vận tốc lắng đọng của hạt $w = 0.0252 \text{ m/s}$.

Các tính toán dù ít hay nhiều cũng liên quan tới các thủ tục trình bày ở bảng 19.2, mặc dù có một số phép tính toán đã được giản lược bớt. Bảng 19.3 cho ta các giá trị tính toán vừa thu được. Sáu cột các giá trị y , h , a_b , c , f_w và V_1 lấy trực tiếp từ bảng 16.1. Các tính toán cho hàng $y = 159 \text{ m}$ một lần nữa được minh họa chi

tiết giống như đã được trình bày ở phần 15.5. Những kết quả ở phần đó cũng sẽ được sử dụng ở đây.

Biên độ vận tốc quỹ đạo tại đáy có thể được tính theo phương trình 5.01b trong tập I tuy nhiên cũng có thể thu được nhanh hơn từ

$$\bar{u}_b = \omega a_b \quad (19.47)$$

$$\bar{u}_b = \frac{2\pi}{7} 2,25 = 2,02 \text{ m} \quad (19.48)$$

Tham số A đơn giản là

$$A = \frac{r}{h} = \frac{0,06}{2,59} = 0,0232 \quad (19.49)$$

Giá trị của C' tính trực tiếp từ phương trình 19.48

$$C' = 18 \log \frac{(12)(2,59)}{270 \times 10^{-6}} = 91,1 \text{ m}^{1/2} / s \quad (19.50)$$

Do f_w và V_1 được lấy từ bảng 16.1, tham số tiếp theo được tính là hệ số sóng đáy. Sử dụng định nghĩa thực nghiệm (19.45) ta thu được:

$$\mu = \left(\frac{48,9}{91,1} \right)^{3/2} = 0,39 \quad (19.50)$$

Tham số ξ có thể được tính theo phương trình 15.29

$$\xi = \frac{48,9 \sqrt{0,034}}{(2)(9,81)} = 2,04 \quad (19.52)$$

Tham số z_* được tính theo phương trình 19.43, tuy nhiên τ_c cần tính trước theo (19.03)

$$\tau_c = \frac{(1000)(9,81)(1,09)^2}{(48,9)^2} = 4,88 \text{ N/m}^2 \quad (19.53)$$

tiếp theo τ_{cw} từ (19.32)

$$\tau_{cw} = \tau_c \left(1 + \frac{1}{2} \left(\xi \frac{\bar{u}_b}{V} \right)^2 \right) \quad (19.32)$$

$$\tau_{cw} = 4,88 \left(1 + \frac{1}{2} \left((2,04) \frac{(2,02)}{1,09} \right)^2 \right) = 39,75 \text{ N/m}^2 \quad (19.54)$$

Tham số z_* thu được một cách đơn giản hơn

$$z_* = \frac{W \sqrt{\rho}}{\kappa \tau_{cw}} \quad (19.55)$$

$$z_* = \frac{(0,0252) \sqrt{1000}}{(0,40) 39,75} = 0,316 \quad (19.56)$$

Biết τ_{cw} , S_b có thể tính được một cách thuận tiện hơn theo phương trình 19.33 thay cho 19.34

$$S_b = \frac{BDV\sqrt{g}}{C} \exp\left(\frac{-0,27\Delta D\rho g}{\mu\tau_c \left[1 + \frac{1}{2}\left(\xi \frac{u_b}{V}\right)^2\right]}\right) \quad (19.33)$$

Dùng giá trị phổ biến hiện nay (1977) cho B là 5.0

$$S_b = \frac{(5)(200 \times 10^{-6})\sqrt{9,81}(1,09)}{48,9} \exp\left(\frac{-0,27(1,65)(200 \times 10^{-6})(1000)(9,81)}{(0,39)(39,75)}\right) \quad (19.57)$$

$$= 6,600 \times 10^{-5} \text{ m}^3/\text{s.m} \quad (19.58)$$

Giá trị của Q có thể tính được một cách gần đúng bằng toán đồ 19.2 theo giá trị của A và nội suy giữa các đường cong tương ứng các giá trị z^* . Mặt khác, phép nội suy có thể được tiến hành theo bảng 19.1. Với mỗi phương pháp đều có thể thu được $Q = 19,26$.

Biết Q , dòng vận chuyển tổng cộng có thể tìm được theo phương trình 19.44:

$$S = 6,60 \times 10^{-5} [1 + 1,83(19,26)] \quad (19.59)$$

$$= 2,39 \times 10^{-3} \text{ m}^3/\text{s.m} \quad (19.60)$$

Vận chuyển trầm tích tổng cộng có thể tính được bằng cách tích phân các giá trị của S trên toàn bộ bề rộng của đới sóng đổ. Lấy tích phân các giá trị của S_1 theo quy tắc hình thang với lưu ý rằng kích thước đoạn cuối cùng Δy chỉ là 9 m, ta có

$$S_1 = 0,179 \text{ m}^3/\text{s} \quad (19.60)$$

$$S_1 = 5,64 \times 10^6 \text{ m}^3/\text{n} \quad (19.61)$$

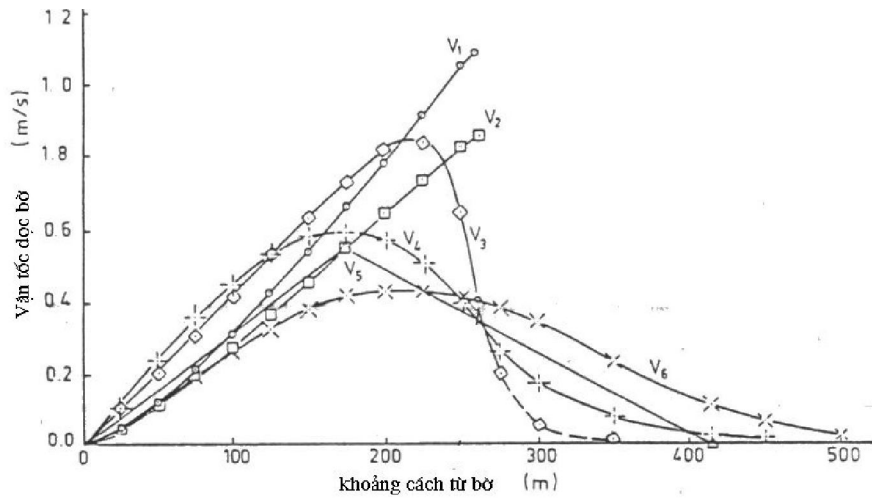
Giá trị thu được dường như cao so với cơ sở trước đây, nhưng mặt khác, độ cao sóng nước sâu 2 m lại cao hơn khoảng gấp hai lần giá trị trung bình năm đối với biển Bắc. Thêm nữa người ta có xu hướng mắc sai lầm khi so sánh phương trình (19.61) với lượng vận chuyển cát ròng dọc theo bờ biển Hà Lan thường có giá trị bé hơn nhiều.

Các giá trị tốc độ vận chuyển trầm tích đã tính đối với các phân bố dòng chảy khác dẫn ra trong bảng 16.1 cũng được đưa ra trong bảng 19.3.

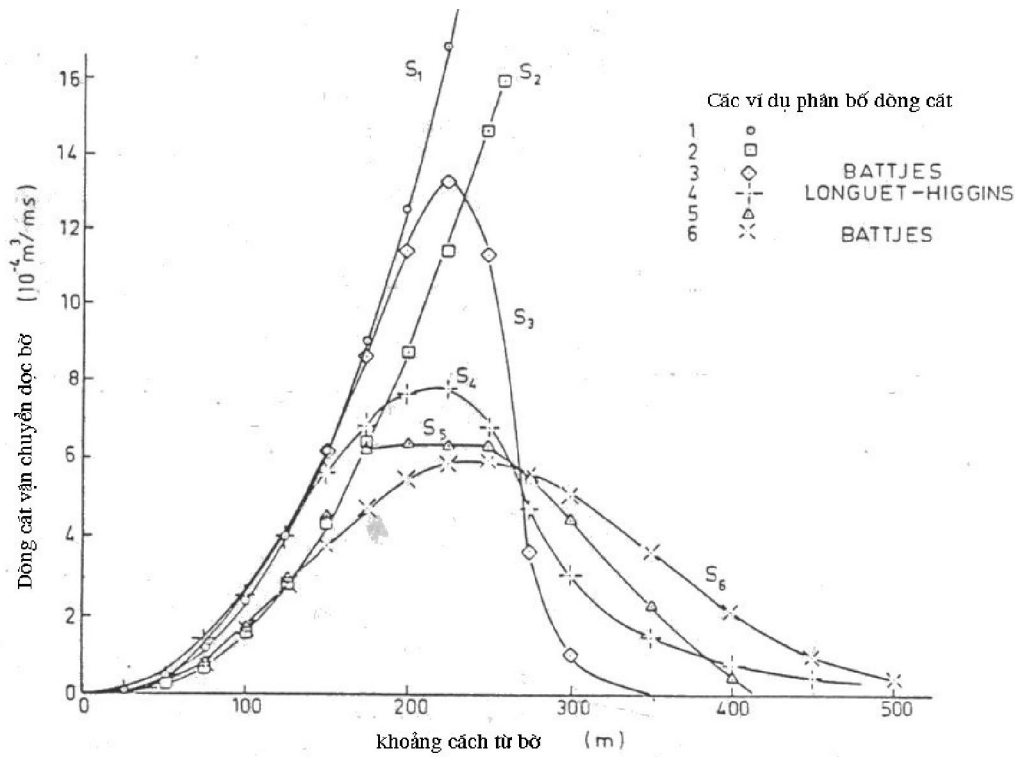
Các giá trị của S_2 thu được thông qua áp dụng kỹ thuật như vừa trình bày đối với S_1 , ngoại trừ lý thuyết sóng vùng nước chuyển tiếp được sử dụng để tính toán sự vận chuyển cát. (Nó đã được sử dụng với cân bằng lực một cách chính xác hơn khi xác định vận tốc dòng ven bờ V_2 trong chương 16).

Bảng 19.3 Kết quả và các bước tính dòng vận chuyển trầm tích

y	h	a _b	u _b	A	C	C'	f _w	V ₁	□	□	z*	S _{b1}	Q	S ₁	S ₂	S ₃	S ₄	S ₅	S ₆	
m	m	m	m/s	-	m ^{1/2} /s	m ^{1/2} /s	-	m/s	-	-	-	x 10 ⁶ m ² /s	-	x 10 ⁶ m ² /s	x 10 ⁶ m ² /s	x 10 ⁶ m ² /s	x 10 ⁶ m ² /s	x 10 ⁶ m ² /s	x 10 ⁶ m ² /s	
0	0	0	0,00	--	-	--	-	0,00	--	--	--	0,00	--	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
25	0,25	0,70	0,63	0,240	30,6	72,8	0,065	0,048	0,272	1,76	0,763	2,99	0,945	8,16	1,29	2,54	25,6	2,18	--	
50	0,50	0,99	0,89	0,120	36,0	78,2	0,052	0,126	0,312	1,85	0,618	8,37	2,32	43,9	21,4	41,4	50,3	30,8	32	
75	0,75	1,21	1,09	0,0800	39,2	81,4	0,047	0,216	0,334	1,92	0,527	14,4	3,88	117	72,7	123	141	86,4	91	
100	1,00	1,40	1,26	0,0600	41,4	83,7	0,043	0,318	0,348	1,94	0,474	20,9	5,53	232	157	241	261	174	180	
125	1,25	1,56	1,40	0,0480	43,2	85,4	0,040	0,430	0,360	1,95	0,439	27,7	7,25	395	278	409	409	293	269	
150	1,50	1,71	1,53	0,0400	44,6	86,8	0,039	0,539	0,368	1,99	0,404	34,3	9,18	611	437	612	558	444	375	
175	1,75	1,85	1,66	0,0343	45,8	88,0	0,037	0,663	0,375	1,99	0,379	41,7	11,21	897	635	859	678	618	468	
200	2,00	1,97	1,77	0,0300	46,8	89,1	0,036	0,785	0,381	2,00	0,359	48,8	13,37	1240	871	1140	760	633	539	
225	2,25	2,09	1,88	0,0267	47,8	90,0	0,035	0,915	0,387	2,02	0,339	56,2	15,76	1680	1140	1330	772	630	580	
250	2,50	2,21	1,98	0,0240	48,6	90,8	0,034	1,05	0,391	2,02	0,324	63,8	18,19	2190	1330	1130	676	624	588	
259	2,59	2,25	2,02	0,0232	48,9	91,1	0,034	1,09	0,393	2,04	0,316	66,0	19,26	2390	1590	--	--	--	--	
275	2,75							0,00								363	469	539	561	
300	3,00															102	307	445	502	
350	3,50																147	229	359	
415	4,15																77	46,2	211	
450	4,50																42,9		96	
500	5,00																		40	



Hình 19.3a Ví dụ về phân bố vận tốc



Hình 19. 3b Ví dụ về phân bố dòng vận chuyển trầm tích

Các dòng vận chuyển cát còn lại từ S_3 đến S_6 , đều là kết quả sử dụng công thức Bijker đối với các phân bố vận tốc được đánh số tương ứng từ bảng 16.1.

Tất cả các kết quả này cũng như các phân bố vận tốc tương ứng từ chương 16 được so sánh trên hình 19.3. Có thể nhận thấy rằng khi một đỉnh chuyển tiếp

(trung gian) trên phân bố vận tốc xuất hiện như từ V_3 đến V_6 , các đỉnh tương ứng trong iền so với đỉnh vận tốc.

Tương tự, các tính toán được trình bày trong bảng 19.3, chúng ta có thể kết luận rằng vận chuyển lơ lửng trở nên tương đối quan trọng khi độ sâu nước tăng lên. Điều này xuất phát từ các giá trị cao của Q tương ứng độ sâu lớn trong bảng.

Sự biến thiên cục bộ của dòng vận chuyển cát giữa các phân bố có vẻ khá lớn. Tuy nhiên, dòng vận chuyển tổng cộng thu được bằng tích phân các đường cong thể hiện ở hình 19.36, cho thấy các kết quả có sự nhất quán đặc biệt. Các kết quả này được chỉ ra trong bảng 19.4

Bảng 19.4: Vận chuyển cát tổng cộng

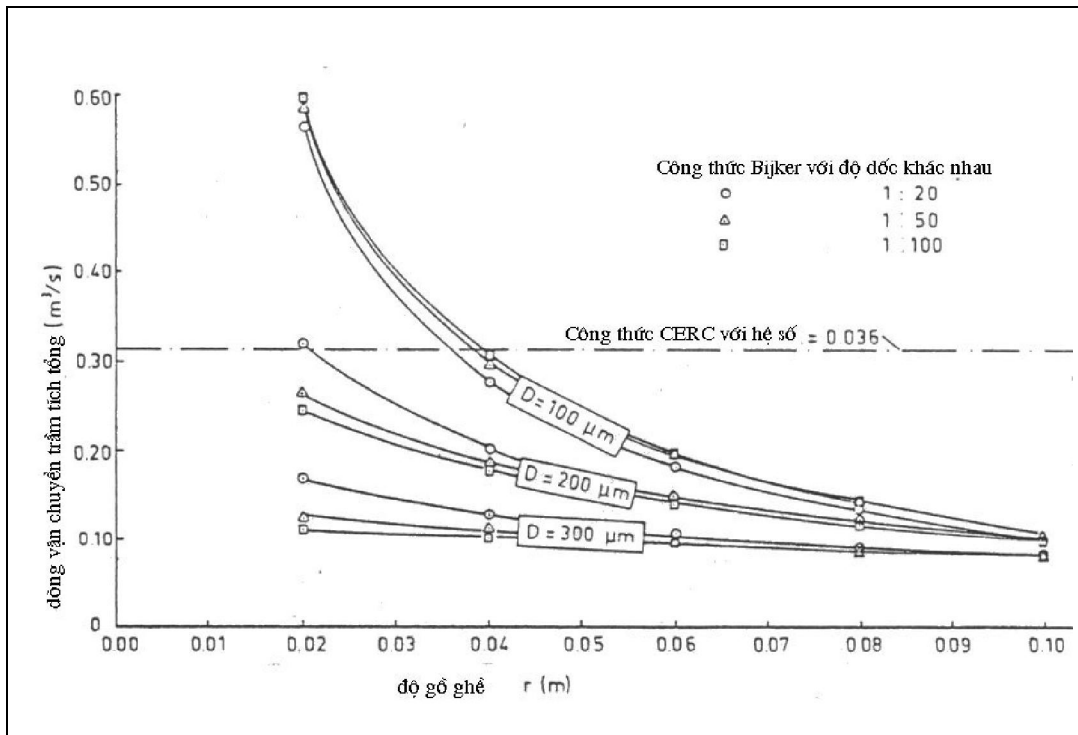
Đường phân bố số:	Tốc độ vận chuyển tổng cộng (m^3/s)
1	0.179
2	0.123
3	0.132
4	0.159
5	0.143
6	0.146
Hệ số CERC = 0.036	0.314

Tính toán theo công thức CERC được dẫn ra trong mục 19.11 phục vụ mục đích so sánh. Trong mục tiếp theo chúng ta sẽ xem xét độ nhạy của công thức Bijker.

19.10 ĐỘ NHẠY CỦA CÔNG THỨC BIJKER

Trong ví dụ trước, các giá trị riêng của các tham số như là độ gồ ghề của đáy r , kích thước hạt D , độ dốc bờ m , và chỉ số sóng đồ γ đã được sử dụng. Hình 19.4 chỉ ra dòng vận chuyển cát tổng cộng thu được khi sử dụng công thức Bijker với phân bố vận tốc V_6 là một hàm của độ gồ ghề đáy r với các kích thước hạt và độ dốc bờ khác nhau. Các điều kiện sóng xa bờ được duy trì không đổi và cũng giống như trong phần trước. Một lần nữa các kết quả từ công thức CERC được thể hiện để so sánh. Chú ý rằng công thức CERC hoàn toàn không có phản ứng đối với các tham số đang được thảo luận ở đây.

Độ gồ ghề của đáy biển ảnh hưởng lên dòng vận chuyển cát tổng cộng theo hai cách: thứ nhất, khi độ gồ ghề đáy biển tăng thì vận tốc dòng ven bờ giảm - xem chương 16; thứ hai, đối với vận tốc dòng cho trước, công thức Bijker thường đưa ra vận chuyển trầm tích thấp hơn khi độ gồ ghề tăng. Hai ảnh hưởng này củng cố lẫn nhau dẫn đến sự suy giảm của dòng vận chuyển trầm tích tổng cộng khi độ gồ ghề tăng.



Hình 19.4 Độ nhạy của công thức Bijker

Sự ảnh hưởng do kích thước hạt trung bình tăng cũng thấy rõ ràng từ hình 19.4. Khi tăng kích thước vật liệu đáy làm giảm vận chuyển trầm tích tổng cộng. Điều này dường như gây ngạc nhiên khi xem xét mối quan hệ trực tiếp giữa D và S_b trong hạng thức vận chuyển của phương trình 19.34. Sai số trong việc xem xét đơn giản quá mức này là kích thước hạt D cũng gây ảnh hưởng đến vận tốc lắng đọng w (đối với vận chuyển lơ lửng) và thậm chí ảnh hưởng đến cả tham số sóng đáy μ một cách gián tiếp. Như vậy, sự ảnh hưởng của kích thước hạt vật liệu đáy lên vận chuyển trầm tích quả thực rất phức tạp.

Sự gia tăng độ dốc bờ dẫn tới tăng tốc độ dòng chảy dọc bờ (điều này được chứng minh trong trường hợp rất đơn giản theo phương trình 16.06). Việc tăng vận tốc sẽ tạo nên vận chuyển trầm tích mạnh hơn trên một đơn vị bề rộng. Độ dốc bờ tăng lên sẽ làm hẹp vùng sóng đổ, tuy nhiên, dòng vận chuyển trầm tích tổng cộng như vậy trên bờ hẹp dựng đứng chỉ khác chút ít với sự vận chuyển trên bờ rộng, thoải.

19.11 SO SÁNH VỚI CÔNG THỨC CERC

Ứng dụng của công thức CERC được minh họa ở đây để so sánh các kết quả của nó với các kết quả thu được khi sử dụng công thức Bijker. Các điều kiện và các giá trị tham số trong các phần 16.5 và 19.9 cũng sẽ được sử dụng ở đây.

Công thức CERC từ chương 17 là

$$S = 0,014H^2 c_0 K_{rbr}^2 \sin \phi_{br} \cos \phi_{br} \quad (19.62)$$

Thay cho việc sử dụng hệ số góc trong phương trình (19.62), chúng ta sẽ dùng hệ số gắn kết với đường cong 2 trong phương hình 17.1 đã được dẫn ra tương ứng trong bảng 17.1. Giá trị của hệ số này là 0.036.

Các dữ liệu cần thiết là:

$$H_0 = 2,0 \quad \text{m}$$

$$\phi_0 = 30^\circ$$

$$\phi_{br} = 13,3^\circ$$

$$T = 7,0 \quad \text{s}$$

Từ tập I chương 5 ta có:

$$c_0 = \frac{g}{2\pi} T \quad (19.63)$$

$$c_0 = (1,56)(7) = 10,93 \quad \text{m/s} \quad (19.64)$$

và từ tập I chương 9

$$K^2_r = \frac{\cos \phi_0}{\cos \phi_{br}} \quad (19.65)$$

$$K^2_r = \frac{\cos 30^\circ}{\cos 13,3^\circ} = 0,890 \quad (19.66)$$

Thế các giá trị này vào 19.62 ta được

$$S = 90,036(2)^2(10,93)(0,890)(\sin 13,3^\circ)(\cos 13,3^\circ) \quad (19.67)$$

$$= 0,314 \text{ m}^3/\text{s} \quad (19.68)$$

Các kết quả từ công thức CERC đã được so sánh với các kết quả của công thức Bijker trong bảng 19.5 và hình 19.4. Chú ý rằng các kết quả theo các nhóm khác nhau là khá tốt. Như vậy người ta có thể kết luận chính xác rằng công thức Bijker sẽ giải quyết bất cứ bài toán nào mà công thức CERC có thể giải được. Vậy tại sao lại phải sử dụng cả 2 công thức trên? Công thức CERC cho phép sử dụng đơn giản hơn nhiều như chúng ta vừa minh họa.

Thực vậy, sức mạnh của công thức Bijker nằm trong khả năng thích ứng với bất kỳ điều kiện dòng nào. Quan điểm của công thức Bijker là điều chỉnh ứng suất đáy có tính đến sóng do đó có tính phổ dụng hơn nhiều. Như một sự lựa chọn, dòng V trong công thức Bijker có thể được điều khiển bởi tổ hợp lực bất kỳ các lực tác động và chịu tất cả các ảnh hưởng cục bộ. Ví dụ công thức Bijker có thể sử dụng để dự báo trầm tích trong các lạch tàu mà ở đó không có hiện tượng sóng đổ; công thức CERC sẽ không cho ta kết quả trong trường hợp như vậy. Bài toán về trầm tích kênh lạch sẽ được đưa ra một lần nữa ở chương 25.

Giờ đây chúng ta có thể tính được tốc độ vận chuyển trầm tích dọc bờ dựa trên một tập hợp các điều kiện cho trước, từ đây đã có thể giải quyết vấn đề dự báo biến đổi bờ. Ứng dụng đầu tiên của tính toán vận chuyển trầm tích để dự báo biến đổi bờ là đề tài của chương 20.

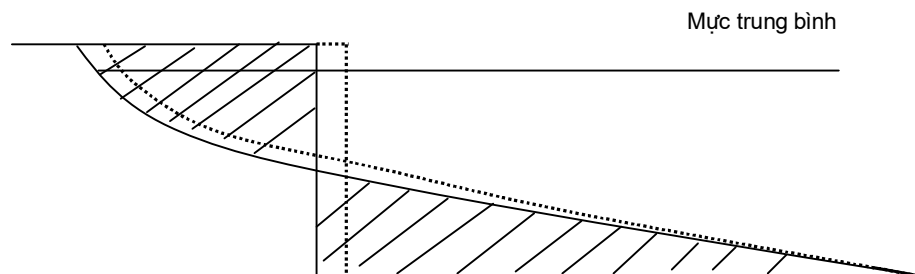
20 BIẾN ĐỔI BỜ THEO LÝ THUYẾT ĐƯỜNG ĐƠN

E.W. Bijker

20.1 MỞ ĐẦU

Các chương trước đây đã lấy trọng tâm xác định dòng vận chuyển trầm tích tại một vị trí nhất định trên bờ biển. Trong chương này chúng ta sẽ sử dụng các kiến thức về tốc độ vận chuyển trầm tích để dự báo những biến đổi của bờ. Như đã chỉ ra trong tập I, chương 28, chỉ có một sự biến đổi trong vận chuyển trầm tích dọc bờ mới gây ra xói lở và bồi tụ bờ.

Phương pháp được trình bày ở đây về mặt nguyên lý đã được phát triển theo Pelnard - Considere (1954). Mặc dù phương pháp này đã cũ và ít phù hợp đối với nhiều bài toán - do có liên quan đến một số giả thiết rất hạn chế - song đó lại là một trong một số ít phương pháp thích hợp cho tính toán thủ công. Vì vậy phương pháp này vẫn còn bảo tồn được giá trị của mình.



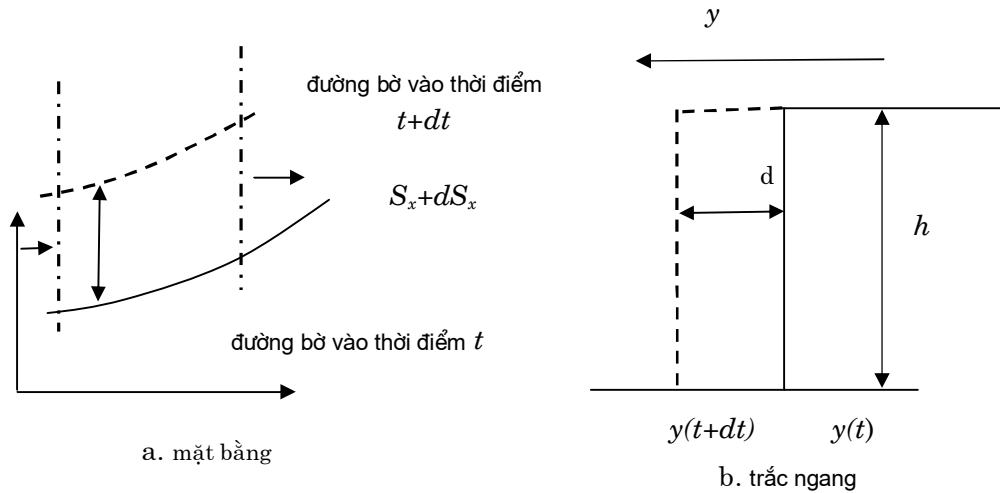
Hình 20.1: Mặt cắt dọc bờ và mặt cắt biểu trưng của nó, các vùng kê vạch bằng nhau

Trắc ngang đặc trưng cho bờ được giả thiết là chuyển dịch ngang toàn bộ độ cao và độ sâu của nó do kết quả của sự xói lở hay bồi lắng. Do đó độ dốc bờ sẽ không thay đổi. Sơ đồ của bãi và bờ được thể hiện trên hình 26.1 và minh họa trong tập 1. Hình đó được tái tạo lại ở đây cho đầy đủ. Vùng nằm giữa độ dịch ngang của các đường liền và đường gạch có diện tích như nhau đối với mặt cắt biểu trưng và mặt cắt thực. Trong thực tế, mặt cắt này thường mở rộng thêm một lượng nào đó ra ngoài khơi hơn so với vùng sóng đổ và bao trùm cả toàn bộ dải ven bờ. Thông thường, đáy của mặt cắt có thể xác định theo vị trí của điểm mà trên đó độ dốc bờ gần bằng 0.

Có hai phương trình cần thiết để dự báo các thay đổi của bờ; một phương trình chuyển động và một phương trình liên tục; Những phương trình này sẽ được thảo luận trong các phần sau.

20.2 PHƯƠNG TRÌNH LIÊN TỤC

Xét một đoạn bờ đang thay đổi hoặc đang bị xói mòn hay bồi đắp. Nếu chúng ta xét một đoạn độ dài dx trong khoảng thời gian dt , chúng ta nhận thấy rằng đường bờ đã chuyển đi một khoảng dy .



Hình 20.2 Tương quan phương trình liên tục

Từ hình 20.2, chúng ta thấy nếu như xảy ra biến đổi bờ tại độ sâu h thì:

$$S_x dt - (S_x + dS_x) dt = dx dy h \quad (20.01)$$

trong đó:

h là độ sâu nơi sự thay đổi diễn ra,

S_x là lượng vận chuyển cát dọc bờ tại vị trí x , và

$S_x + dS_x$ là cùng lượng vận chuyển cát dọc bờ tại vị trí $x + dx$.

Phát biểu bằng lời: hiệu giữa lượng mang đến và mang đi là thể tích của vật liệu lắng đọng.

Cũng như thế

$$dS_x = \frac{\partial S_x}{\partial x} dx \quad (20.02)$$

và

$$dy = \frac{\partial y}{\partial t} dt \quad (20.03)$$

Thay thế hai biểu thức tương quan cuối cùng vào 20.01 sau khi giản lược ta thu được:

$$\frac{\partial S_x}{\partial x} + h \frac{\partial y}{\partial t} = 0 \quad (20.04)$$

đó là phương trình liên tục.

Mối quan tâm thực tế chủ yếu của chúng ta trong sự thay đổi của đường bờ là một hàm thời gian, vì thế phụ thuộc gián tiếp vào $\frac{\partial y}{\partial t}$. Nếu chúng ta đánh giá được $\frac{\partial S_x}{\partial x}$ trong phương trình 20.04 thì có thể xác định được sự thay đổi bờ bằng tính tích phân. Hạng thức cần thiết đầu tiên của 20.04 này được xem xét ở phần sau.

20.3 PHƯƠNG TRÌNH CHUYỂN ĐỘNG

Trong phần trước, chúng ta còn để lại vấn đề đánh giá $\frac{\partial S_x}{\partial x}$. Vậy điều gì biến đổi dọc bờ sẽ gây ra thay đổi S_x ? Các biến quan trọng nhất có thể thay đổi dọc bờ đó là độ cao sóng và góc tới của sóng so với đường bờ. Trong số những biến này, chúng ta sẽ tự giới hạn ở đây vào sự thay đổi góc tới của sóng; điều này ngụ ý rằng không có sự nhiễu xạ và điều kiện sóng nước sâu không thay đổi dọc theo bờ.

Trong phần 17.4 chúng ta đã tiến hành khảo sát mối quan hệ giữa các thay đổi của góc tới của sóng so với bờ và dòng vận chuyển cát tổng cộng S_x . Ở đây, chúng ta đã xem xét S_x đối với nhiều giá trị khác nhau của góc tới của sóng đối với bờ cố định. Chúng ta cũng đã xem xét S_x đối với một lượng sóng cố định và hướng đường bờ thay đổi so với sóng. Như vậy bằng việc thay đổi ϕ chút ít trong phương trình vận chuyển cát chúng ta có thể xác định $\frac{\partial S_x}{\partial \phi}$ một cách thực nghiệm. (Điều này có thể đạt được với bất kỳ công thức vận chuyển bùn cát ven bờ nào). Cũng như vậy, nếu chúng ta giới hạn các thay đổi góc tới của sóng so với đường bờ với những lượng nhỏ, có thể giả thiết $\frac{\partial S_x}{\partial \phi}$ là hằng số.

$$\frac{\partial S_x}{\partial \phi} = s_x \quad (20.05)$$

Đây là phương trình chuyển động mà chúng ta mong muốn.

Chúng ta có thể biến đổi hàm đã biết này $\frac{\partial S_x}{\partial \phi}$ theo hàm chưa biết $\frac{\partial S_x}{\partial x}$ dựa theo quy tắc giầy chuyền:

$$\frac{\partial S_x}{\partial x} = \frac{\partial S_x}{\partial \phi} \frac{\partial \phi}{\partial x} \quad (20.06)$$

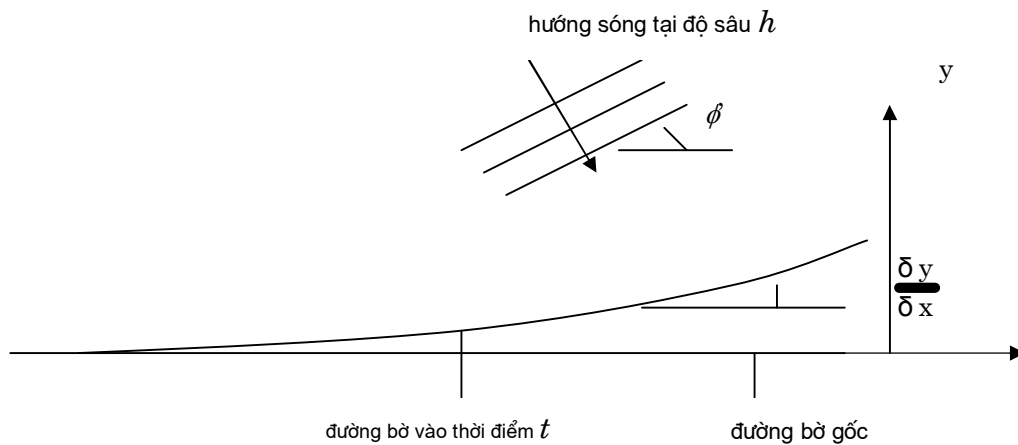
Như chúng ta đã giả thiết $\partial \phi$ nhỏ thì $\partial \phi$ tương đương với $-\frac{\partial y}{\partial x}$ và:

$$\frac{\partial \phi}{\partial x} = -\frac{\partial^2 y}{\partial x^2} \quad (20.07)$$

Dấu âm ở đây nói lên việc $\frac{\partial y}{\partial x}$ tăng dẫn đến ϕ giảm.

Góc ϕ được dùng ở đây không được xác định một cách riêng biệt, nó là góc tới của sóng ở một độ sâu nước nào đó phía trước bờ. Độ sâu này tương ứng độ sâu tại chân phần bờ nơi xảy ra những biến đổi do sự vận chuyển cát ven bờ. Theo đó độ sâu này sẽ tương ứng với độ sâu h trong hình 20.2. Chúng ta đưa ra góc ϕ như đã chỉ ra ở hình 20.3, khi nó được xác định so với đường bờ gốc (trục x). Tuy nhiên góc mà chúng ta cần trong phương trình chuyển động là góc giữa đỉnh sóng tại độ sâu h và đường bờ tức thời tại một thời gian nào đó. Như vậy cũng từ hình 20.3 chúng ta có thể xác định được ϕ

$$\phi = \phi_0 - \frac{\partial y}{\partial x} \quad (20.08)$$



Hình 20.3 Sơ đồ phẳng hướng sóng và đường bờ

Chú ý rằng ở đây ϕ cần phải đo tại độ sâu h , trái với điều đã được trình bày ở chương 17 khi ϕ_0 được dùng trong công thức CERC. Điều đó đúng vì chúng ta ngầm giả thiết rằng độ dốc bờ tiếp tục về phía nước sâu, vậy $\phi = \phi_0$. Theo định nghĩa hiện tại, có thể dùng ϕ tổng quát hơn; điều đó cũng sẽ thoả mãn khi chân của độ dốc nằm trên nền cát phẳng.

Vậy độ cao sóng mà chúng ta sẽ sử dụng để xác định sự vận chuyển cát sẽ bằng bao nhiêu? (Độ cao sóng được đưa vào các công thức vận chuyển cát theo một cách nhất định). Tương tự như đối với góc tới của sóng, việc đánh giá an toàn nhất là đánh giá độ cao sóng trong vùng có những biến đổi bờ. Sử dụng số liệu sóng nước sâu sẽ tạo ra kết quả không chính xác nếu như hiện tượng sóng đổ xảy ra trên bãi ngầm ngoài khơi.

20.4 CÁCH GIẢI, CÁC ĐIỀU KIỆN BIÊN VÀ ĐIỀU KIỆN BAN ĐẦU

Phương trình 20.05 là phương trình chuyển động và phương trình 20.04 là phương trình liên tục, có thể được kết hợp lại bằng cách thế 20.05 và 20.07 vào 20.06:

$$\frac{\partial S_x}{\partial x} = -s_x \frac{\partial^2 y}{\partial x^2} \quad (20.09)$$

tiếp theo, thế biểu thức này vào 20.04 tạo ra

$$-s_x \frac{\partial^2 y}{\partial x^2} + h \frac{\partial y}{\partial t} = 0 \quad (20.10)$$

biểu thức này nó có thể được quy về dạng chuẩn bằng cách thay:

$$a = \frac{s_x}{h} = \frac{S}{\varphi' h} \quad (20.11)$$

ta thu được kết quả cuối cùng là

$$a \frac{\partial^2 y}{\partial x^2} - \frac{\partial y}{\partial t} = 0 \quad (20.12)$$

Phương trình 20.11 được dẫn trực tiếp từ phương trình 20.05

Cả hai điều kiện ban đầu và điều kiện biên đều cần thiết để giải phương trình 20.12 cho trường hợp cụ thể. Một trong các điều kiện ban đầu là dạng đường bờ tại thời điểm $t = 0$, hai điều kiện biên đó là dòng vận chuyển cát là hàm thời gian tại hai địa điểm khác nhau thường được chọn trước. Các điều kiện ban đầu và điều kiện biên đối với một bài toán riêng, như bài toán bồi đắp trước đê chắn sóng không thấm thấu (đối với cát) được dẫn ra trong phần sau cùng với lời giải đối với đường bờ thu được.

20.5 ỨNG DỤNG CHO HIỆN TƯỢNG LẮNG ĐỘNG DO CÔNG TRÌNH CHẮN SÓNG

Xây dựng đê chắn sóng bảo vệ kênh vào cảng tránh bị tác động của sóng dẫn đến đảo lộn sự cân bằng vận chuyển trầm tích bờ. Hình 20.4 trình bày sơ đồ phác thảo của đê chắn sóng. Các đường bờ tại những thời điểm t khác nhau được chỉ ra trên hình vẽ.

Điều kiện ban đầu là hình của đường bờ tại thời điểm $t = 0$. Điều kiện này được biểu diễn như sau:

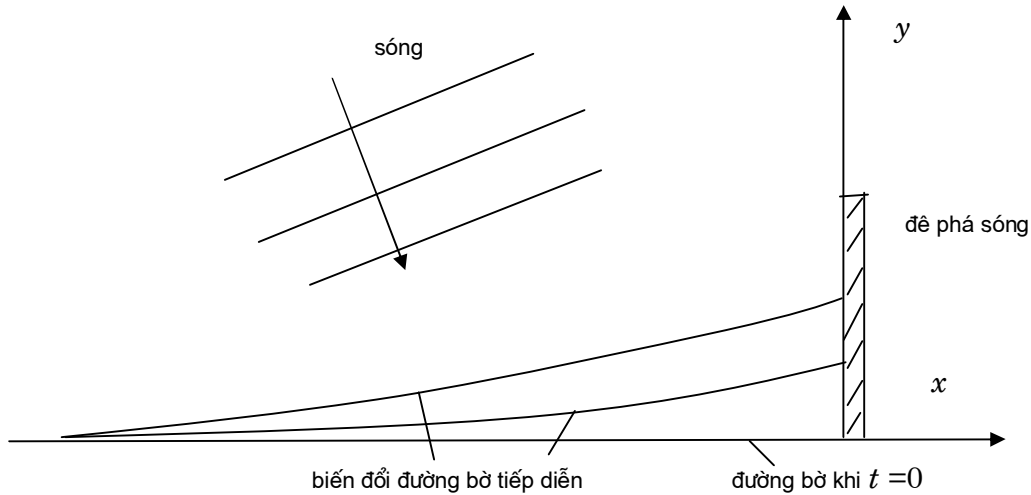
$$\text{tại } t = 0: y = 0 \text{ đối với tất cả } x \quad (20.13)$$

Một điều kiện biên khác đó là khi ở cách đê chắn sóng một khoảng cách lớn $x = -\infty$, vận chuyển cát giữ nguyên một giá trị và bằng giá trị ban đầu của nó trên bờ gốc.

$$\text{tại } x = -\infty: S_x = S \text{ đối với tất cả } t \quad (20.14)$$

Điều kiện biên thứ 2 được áp đặt bởi đê chắn sóng : không cho thấm thấu cát qua đê. Như vậy

$$\text{tại } x = 0: S_x = 0 \text{ đối với tất cả } t > 0 \quad (20.15)$$



Hình 20.4: Sự bồi đắp của đê chắn sóng gần bờ

Đây là điều kiện biên cuối cùng, sử dụng 20.08 và cho rằng S_x phụ thuộc vào ϕ ta có :

$$\text{tại } x = 0: \frac{\partial y}{\partial x} = \phi' \text{ đối với tất cả } t > 0 \quad (20.16)$$

Nói một cách khác, sự bồi đắp bờ do quá trình tiến triển ra biển luôn luôn tạo ra một góc ϕ' đối với trục x tại đê chắn sóng

Lời giải cho phương trình 20.12 là

$$y = \phi' \sqrt{\frac{4at}{\pi}} \left[e^{-u^2} - u \sqrt{\pi} \theta \right] \quad (20.17)$$

$$\text{trong đó: } u = -\frac{x}{\sqrt{4at}} \quad (20.18)$$

x là khoảng cách dọc bờ - hình 20.4 và

$$\theta = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_u^{\infty} e^{-u^2} du \quad (20.19)$$

θ có dạng tích phân xác suất.

$$\theta = \frac{2}{\sqrt{\pi}} \left[\int_0^{\infty} e^{-u^2} du - \int_0^u e^{-u^2} du \right] \quad (20.20)$$

$$\theta = 1 - \frac{2}{\sqrt{\pi}} \int_0^u e^{-u^2} du \quad (20.21)$$

Tham số cuối cùng này có thể được đánh giá theo bảng phân bố xác suất chuẩn. Một số giá trị của θ và $e^{-u^2} - u \sqrt{\pi} \theta$ được dẫn ra trong bảng 20.1.

Vì $\theta \approx 0$ đối với $u > 2.5$, sử dụng phương trình 20.18 chúng ta có thể kết luận rằng: đập chắn sóng ít gây ảnh hưởng khi khoảng cách lớn hơn $5\sqrt{at}$ về phía “thượng nguồn”. ($x = -5\sqrt{at}$).

Sự phát triển ra phía ngoài của đường bờ tại đê chắn sóng $L(t)$ ở $x = 0$ là:

$$L(t) = \phi' \sqrt{\frac{4at}{\pi}} = 2 \sqrt{\frac{\phi' S}{\pi h}} t \quad (20.22)$$

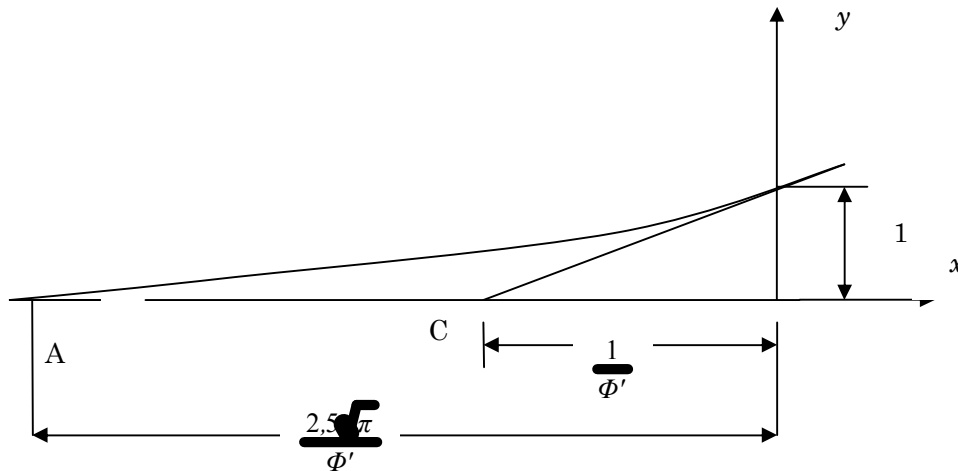
thu được từ 20.17 khi sử dụng 20.11. Sự phát triển của bờ tỷ lệ với căn bậc hai của thời gian t . Tất cả những tham số khác trong công thức 20.22 sẽ không biến đổi trong bài toán này.

Bảng 20.1 Các tham số bồi đắp đường bờ

u	θ	$e^{-u^2} - u \sqrt{\pi\theta}$
0	1,000	1,000
0,1	0,8875	0,8327
0,2	0,7773	0,6852
0,3	0,6714	0,5569
0,4	0,5716	0,4469
0,5	0,4796	0,4338
0,6	0,3962	0,2764
0,7	0,3222	0,2128
0,8	0,2579	0,1616
0,9	0,2031	0,1209
1,0	0,1573	0,0890
1,25	0,0771	0,0388
1,50	$3,389 \times 10^{-2}$	$1,529 \times 10^{-2}$
1,75	$1,333 \times 10^{-2}$	$5,418 \times 10^{-3}$
2,00	$4,680 \times 10^{-3}$	$1,726 \times 10^{-3}$
2,50	$4,084 \times 10^{-4}$	$1,208 \times 10^{-4}$
3,00	$2,216 \times 10^{-5}$	$5,581 \times 10^{-6}$
3,50	$7,430 \times 10^{-7}$	$1,759 \times 10^{-7}$
∞	0	0

Chúng ta có thể rút ra một số quan hệ hình học hữu ích sau đây dựa trên yêu cầu thỏa mãn điều kiện ϕ như đã được chỉ ra trong hình 20.5 (theo khoảng cách):

$$\frac{OB}{OC} = \phi' \quad (20.23)$$



Hình 20.5 Sơ đồ bồi lắng

$$\frac{OA}{OC} \approx 2,5\sqrt{\pi} = 4,43 \quad (20.24)$$

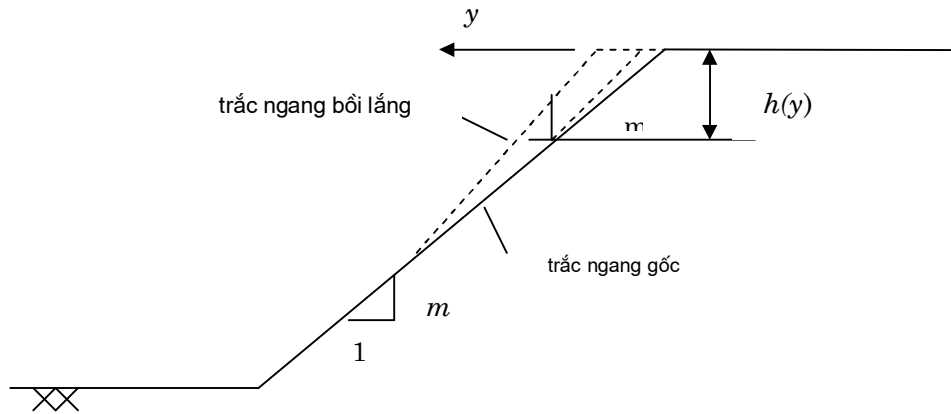
Căn cứ theo tính chất liên tục, diện tích bề mặt tổng cộng OAB là

$$\frac{St}{h} = a\phi\phi' \quad (20.25)$$

20.6 LẮNG ĐỘNG KHÔNG SONG SONG

Trong phân tích trước đây, giả thiết rằng toàn bộ trắc ngang bờ tại bất kỳ điểm nào cho trước, x đều chuyển động đều về phía trước. Trong khi giả thiết này cho phép đơn giản hoá về mặt toán học, nó lại thường rất khó chứng minh trong thực tế. Do đó điều tốt nhất là tìm ra một lời giải sử dụng cho tình thế mà ở đó độ dốc mặt cắt được bồi lắng khác với độ dốc mặt cắt gốc (original).

Van Hijum (1972) đã giải bài toán bồi lắng với tốc độ tiến triển tại chân dốc chậm hơn so với tại đỉnh. Trong sơ đồ trắc ngang trên hình 20.6, bờ gốc có độ dốc m trong khi vùng bồi lắng chuyển về phía trước tại độ độ dốc m' . Ở đây m và m' là các giá trị tang của góc nghiêng (dốc).



Hình 20.6: Mặt cắt dọc bồi đắp không song song

Từ hình 20.6

$$h(y) = \frac{mm'}{m' - m} y \quad (20.26)$$

Phương trình liên tục (20.04) giờ đây có dạng:

$$\frac{\partial S_x}{\partial x} + \frac{mm'}{m' - m} y \frac{\partial y}{\partial t} = 0 \quad (20.27)$$

từ đó dẫn đến phương trình cho đường bờ (tương ứng với phương trình 20.10)

$$-s_x \frac{\partial^2 y}{\partial x^2} + \frac{mm'}{m' - m} y \frac{\partial y}{\partial t} = 0 \quad (20.28)$$

Sau rất nhiều cố gắng Van Hijum chỉ có khả năng tìm ra một lời giải gần đúng cho phương trình trên:

$$y \approx 1,59M^3 \varphi' \frac{(0,72M - x)^2}{(M - x)^4} \quad (20.29)$$

$$\text{trong đó } M = \left[\frac{6(m' - m)St}{mm'(\varphi m^2)} \right]^{1/3} \quad (20.30)$$

Tại đê chắn sóng ($x = 0$)

$$L = \left[\frac{1,5(m' - m)St\varphi m}{mm'} \right]^{1/3} \quad (20.31)$$

So sánh 20.31 với 20.22 thấy rằng quá trình bồi lắng tại đê chắn sóng tiến triển nhanh hơn trong các giai đoạn đầu theo kiểu bồi lắng không song song. Điều này là hợp lý khi xem xét hình 20.6; vì chỉ cần một lượng cát nhỏ để tạo lập giai đoạn đầu của quá trình bồi đắp.

Phương pháp giải vừa trình bày trên đây tất nhiên chỉ đúng cho đến lúc chân của độ dốc bồi lắng tiếp tục tiến triển dọc theo độ dốc gốc. Khi đáy bồi lắng này

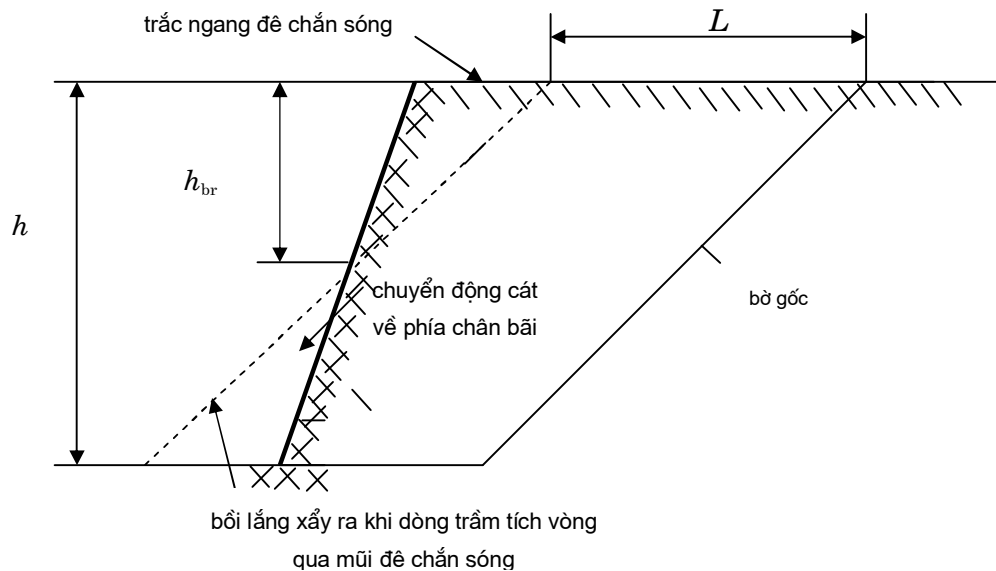
đạt tới chân của độ dốc, tình hình trở về hình thể bồi lắng song song đã được trình bày trong phần trước.

20.7 VẬN CHUYỂN QUA CÔNG TRÌNH CHẮN SÓNG

Các phương trình đường bờ trong các phần trước phụ thuộc vào điều kiện biên không thấm nước tại đê chắn sóng. Một lần nữa giả thiết rằng có một sự bồi lắng bờ song song, sự bồi lắng tại đê chắn sóng được cho bởi phương trình 20.22 trong đó y sẽ tăng không hạn định mỗi khi t tăng. Vì việc xây dựng một đê chắn sóng dài vô hạn là không kinh tế và tắc trách, mà một đê chắn sóng có độ dài hữu hạn cho trước chỉ có thể ngăn dòng vận chuyển cát dọc bờ trong khoảng thời gian nhất định. Từ đó có hai câu hỏi quan trọng được đặt ra; “đê chắn sóng trên hoàn toàn có khả năng chắn được dòng vận chuyển trầm tích dọc bờ trong bao lâu?” và “điều gì sẽ xảy ra sau thời gian đó?”.

Hình 20.7 dẫn ra một trắc ngang bờ nằm sát ngay phía bồi lắng của đê chắn sóng. Do phần lớn vận chuyển cát xảy ra ở đới sóng đổ nên không có sự vận chuyển đáng kể nào diễn ra quanh phần cuối của đê chắn sóng miễn là đê chắn sóng vượt qua đới sóng đổ. Điều này ngụ ý rằng, như trên hình vẽ, vận chuyển quanh phía mũi đê chắn sóng có khả năng bắt đầu khi độ sâu trên bờ bồi lắng ở cuối đê chắn sóng đã bị giảm và đạt tới h_{br} là độ sâu biên ngoài của đới sóng đổ.

Sự bồi lắng chỉ ra trên hình 20.7 tại độ sâu lớn hơn h_{br} , do vận chuyển dọc bờ trong đới sóng đổ sau đó chuyển dịch xuống theo độ dốc tới chân đập. Hiện tượng vận chuyển ngang này dọc theo trắc ngang bờ sẽ được trình bày chi tiết ở chương 21.



Hình 20.7: Mặt cắt tại đầu mũi đường vận chuyển bùn cát

Khoảng cách bồi lắng L trên hình vẽ có thể được tính khi biết độ sâu sóng đồ và các độ dốc của bãi và đập chắn sóng. Biết độ dài L này, thời gian t_1 trước khi cát vượt qua mũi đập chắn sóng có thể tính được theo phương trình 20.22.

$$t_1 = \frac{\pi L^2 h}{4S\Phi'} = 0,785 \frac{L^2 h}{S\Phi'} \quad (20.32)$$

Đối với sự bồi lắng không song song - phương trình 20.31

$$t'_1 = \frac{mm' L^3}{1,5(m'-m)\Phi' S} \quad (20.33)$$

Trong thực tế L có khả năng kéo dài đến mức mà lời giải theo phương trình 20.33 sẽ không còn hiệu lực nữa, nước sẽ không đủ sâu đảm bảo cho hiện tượng bồi lắng không song song này tiếp tục vươn xa.

Các phương trình ở trên trả lời cho câu hỏi đầu tiên trong hai câu hỏi đã đặt ra trên đây. Chú ý rằng tại thời điểm t_1 , chân của bờ dốc bồi lắng vượt quá mũi (tip) đập chắn sóng. Do có rất ít lượng vận chuyển cát dọc bờ tại độ sâu như vậy trên trục ngang, nên đã không dẫn tới một sự vận chuyển đáng chú ý nào quanh đầu mũi (tip) đập chắn sóng.

Để trả lời cho câu hỏi thứ 2 về vận chuyển cát xung quanh mũi đập chắn sóng sau thời gian t_1 , chúng ta cần thiết lập một tập mới các điều kiện ban đầu và điều kiện biên và tìm lời giải mới cho phương trình vi phân trên.

Khi vật liệu đi qua quanh mũi đập chắn sóng, điều kiện biên của chúng ta là:

$$\text{tại } x = 0 ; Sx = 0 \text{ đối với mọi giá trị } t > 0 \quad (20.15)$$

sẽ không còn đúng nữa. Thay vào đó, điều kiện biên giờ đây trở thành

$$\text{tại } x = 0 ; y = L \text{ đối với mọi giá trị } t > t_1 \quad (20.34)$$

Điều kiện biên khác sẽ là:

$$\text{tại } x = -\infty ; Sx = S \text{ đối với mọi giá trị } t \quad (20.14)$$

tất nhiên vẫn còn hoàn toàn đúng.

Điều kiện ban đầu thuận tiện nhất sẽ là:

tại $t = t_1$, y được cho theo phương trình 20.17 và được đánh giá như hàm của x với $t = t_1$. Đây là đường bờ hiện tại được xác định theo lời giải trước đây.

Điều không may là lời giải giải tích khả thi cho phương trình vi phân với các điều kiện biên và điều kiện ban đầu đã trình bày ở trên vẫn còn chưa tìm được; vấn đề này chưa thể giải được theo cách thông thường. Điều đó càng thôi thúc chúng ta biến đổi các điều kiện để có được lời giải giải tích.

Điều kiện ban đầu cho phép có lời giải tích cho phương trình 20.12 là

$$\text{tại } t = 0 ; y = 0 \text{ đối với } x < 0 \quad (20.35)$$

với

$$\text{tại } t = 0 ; y = L \text{ đối với } x = 0 \quad (20.36)$$

Đây là điều kiện ban đầu tuân theo AOB trong hình 20.5 thay cho AO như trong mục 20.5 và đường cong AB đã được đưa ra trên đây. Điều kiện ban đầu hiện nay (20.35) và (20.36) nói lên rằng bãi bị uốn nhọn tại $x = 0$ và tiếp tục hướng vuông góc với bờ dọc theo đập chắn sóng. Hơn nữa góc giữa sóng và bãi của

đập chắn sóng tại điểm cuối đập có giá trị ban đầu âm và chúng ta hy vọng cát vận chuyển vào phía trái quanh mũi đập chắn sóng trong các giai đoạn ban đầu phát triển đường bờ. Do không có nguồn cung cấp cát, cách tiếp cận giải quyết bài toán này dường như không hiện thực. Tuy nhiên có thể cứu vớt tình thế bằng cách thoả thuận rằng chỉ sử dụng lời giải này trong trường hợp có dòng vận chuyển dương về phía phải xung quanh mũi đập chắn sóng.

Với (20.04) và (20.34) đến (20.36) lời giải cho phương trình 20.12 là

$$y = L\theta \quad (20.37)$$

Trong đó θ được xác định giống như trong phương trình 20.19.

Để tính lượng vận chuyển cát S_x tại các điểm dọc bờ bồi lắng, chúng ta cần đánh giá $\frac{\partial y}{\partial x}$ để thế nó vào phương trình 20.08 phục vụ việc xác định ϕ và từ đó

S_x . Sử dụng (20.19) và (20.18) trong 20.37 và lấy vi phân:

$$\frac{\partial y}{\partial x} = \frac{L}{\sqrt{\pi at}} \exp\left[-\frac{x^2}{4at}\right] \quad (20.38)$$

Trong trường hợp riêng, tại đập chắn sóng, $x = 0$

$$\left.\frac{\partial y}{\partial x}\right|_{t=0} = \frac{L}{\sqrt{\pi at}} = \beta \quad (20.39)$$

trong đó ký hiệu β mang tính thuận tiện hình thức.

Giờ đây, vận chuyển cát tại mũi đập chắn sóng là:

$$S_{tip} = S\left(1 - \frac{\beta}{\phi'}\right) = S\left(1 - \frac{L}{\phi'\sqrt{\pi at}}\right) \quad (20.40)$$

Như vậy, chừng nào β còn lớn hơn ϕ' , vẫn tồn tại dòng vận chuyển cát theo hướng âm tại $x = 0$ (vào phía trái quanh đầu cuối đập chắn sóng). Điều này tái xác nhận quan điểm trước đây của chúng ta căn cứ vào các điều kiện ban đầu.

Vậy chúng ta có thể tính toán sự phát triển toàn bờ theo cách nào? Chúng ta phân lời giải thích thành hai giai đoạn. Giai đoạn đầu xuất phát từ khi đập chắn sóng mới xây dựng, đã được mô tả ở phần 20.5, và còn được thoả mãn cho đến thời điểm $t = t_1$ theo phương trình 20.32. Thể tích bồi lắng cát tại thời điểm đó sẽ là

$$v_1 = St_1 = \frac{\pi L^2 h}{4\phi'} \quad (20.41)$$

theo các phương trình 20.25 và 20.32 theo quá trình bồi lắng song song.

Phương trình cho giai đoạn hai sẽ được phát triển trong phần này. Thể tích cát tích lũy được bây giờ sẽ là:

$$v_2 = \int_0^{t_2} (S - S_{tip}) dt \quad (20.42)$$

với (20.40) ta thu được

$$v_2 = \frac{S}{\phi'} \int_0^{t_2} \beta dt \quad (20.43)$$

$$v_2 = 2Lh \sqrt{\frac{at_2}{\pi}} \quad (20.44)$$

sau khi đã tiến hành khá nhiều biến đổi đại số. Chỉ số 2 đã được thêm vào đối với v và t để nhấn mạnh rằng các kết quả thu được từ lời giải thứ 2 của đường bờ.

Thời gian chính xác t_2 bắt đầu sử dụng lời giải đường bờ thứ 2 có thể tìm được căn cứ theo yêu cầu các thể tích vật liệu bồi đắp sẽ bằng nhau khi có sự chuyển dịch cơ chế. Điều này không có nghĩa rằng t_2 sẽ bằng t_1 ; thực vậy $t_2 < t_1$ vì mô hình thứ hai cho phép cung ứng cát (giả tưởng) từ mũi của đê chắn sóng.

Cho v_1 và v_2 bằng nhau ta có:

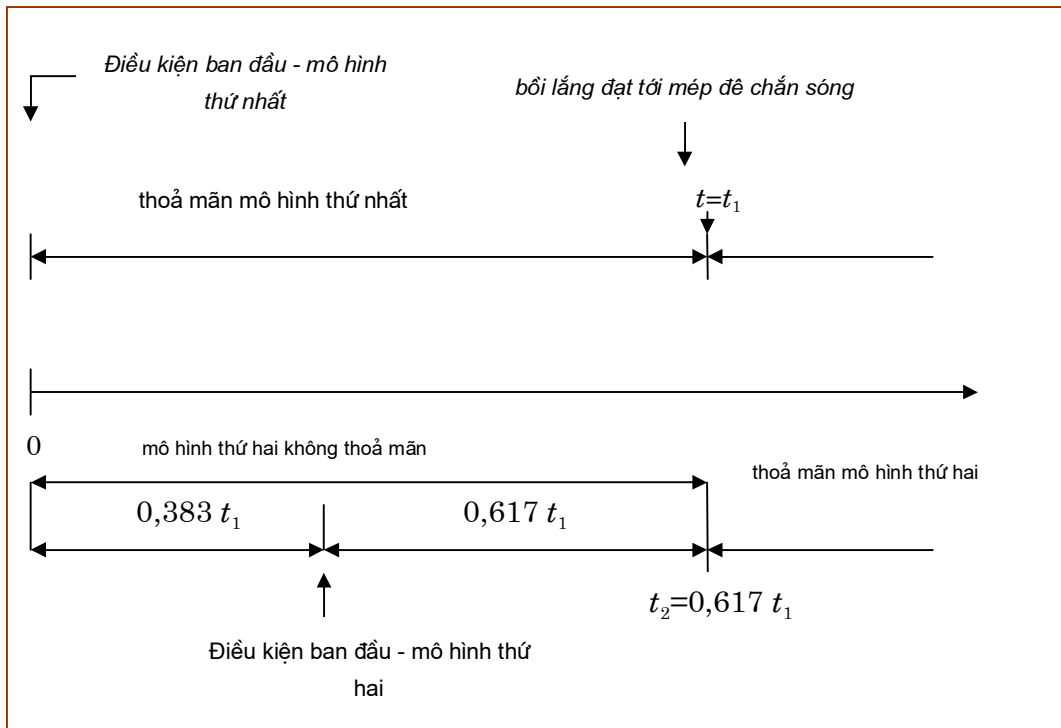
$$\frac{\pi L^2 h}{4\phi'} = 2Lh \sqrt{\frac{at_2}{\pi}} \quad (20.45)$$

Kết quả là :

$$t_2 = \frac{\pi^3 L^2 h}{64S\phi'} \quad (20.46)$$

Sử dụng t_1 từ (20.32) ta thu được :

$$t_2 = \frac{\pi^2}{16} t_1 = 0,617 t_1 \quad (20.47)$$



Hình 20.8 Miền thích ứng của các mô hình

Điều này xác nhận quan điểm của chúng ta về các giá trị tương đối của t_1 và t_2 . Nghĩa là, trong thực tế, chúng ta cần phải “bắt đầu” lời giải thứ hai tại một thời điểm nào đó muộn hơn thời điểm $t = 0$ khi pha thứ nhất bắt đầu. Điều này được thể hiện bằng biểu đồ trên hình 20.8. Trên hình đó dữ liệu mô hình đầu tiên được chỉ ra tại trục thời gian nằm trên trên, dữ liệu cho phép mô hình thứ hai trên dưới trục. Chúng ta có thể thấy từ hình vẽ, trục thời gian đối với mô hình lời

giải thứ hai được dịch về bên phải đối với gốc của trục thời gian xuất phát. Do sự dịch chuyển gốc thời gian này có thể gây ra bất tiện, chúng ta có thể hiệu chỉnh đối với các phương trình giai đoạn 2 nhằm cho phép thay thế thời gian theo thang thời gian xuất phát. Thang thời gian cho pha 2 tìm được nhờ dịch chuyển thời gian từ thang gốc một khoảng $0,383 t_1$ như chỉ ra trong hình. Khi dịch chuyển gốc thời gian này trong phương trình (20.40) sẽ thu được

$$S_{tip} = S \left[1 - \frac{L}{\phi^2 (\pi a (t - 0,383 t_1))^{1/2}} \right] \quad (20.48)$$

hoặc dùng (20.32)

$$S_{tip} = S \left[1 - \frac{2}{\pi \left(\frac{t}{t_1} - 0,383 \right)} \right] \quad (20.49)$$

mô tả vận chuyển cát qua mũi đê chắn sóng đối tất cả thời gian lớn hơn t_1 theo thang thời gian gốc.

Nhằm kiểm tra lại, chúng ta có thể xác định dòng vận chuyển trầm tích qua đê chắn sóng tại thời điểm $t = t_1$; yêu cầu bằng 0 tại đây là cần thiết. Với $t = t_1$ (20.49) ta có:

$$S_{tip} = S \left[1 - \frac{2}{\pi (1 - 0,383)} \right] \quad (20.50)$$

$$S_{tip} = 0,189S \quad (20.51)$$

Bảng 20.2: Các giá trị hiệu chỉnh cho các tính toán vận chuyển ở mũi đê chắn sóng. $\frac{S_{tip}}{S}$

t/t_1	Phương trình 20.51	Giá trị hiệu chỉnh
1,00	0,189	0,000
1,25	0,316	0,298
1,50	0,398	0,394
2,00	0,499	0,499
3,0	0,606	0,606
5,0	0,665	0,665
5,0	0,704	0,704

Các sai số này rút ra từ thực tế cho thấy rằng các chi tiết đường bờ hoàn toàn khác nhau đối với mỗi mô hình thậm chí đối với khi thể tích trầm tích lắng đọng tổng cộng như nhau. Những khác biệt này có thể thấy được nếu vẽ hai đường bờ theo các phương trình 20.17 và 20.37

Bakker đã xác định lượng hiệu chỉnh áp dụng cho các giá trị tính toán vận chuyển tại mũi đê chắn sóng. Các giá trị hiệu chỉnh này được dẫn ra trong bảng 20.2

Về giá trị của tất cả công việc này sẽ được thảo luận trong phần sau; một ví dụ ứng dụng của nó cũng được đưa ra ở phần 20.9

20.8 ĐÁNH GIÁ

Phương pháp Pelnard - Considerere có một đặc trưng mạnh- nó tạo khả năng tính toán thủ công các thay đổi bờ. Nó có thể được sử dụng cho bồi lắng bờ như đã được khảo sát ở đây và cũng sử dụng được cho xói mòn tại phía khuất gió của các cồn trầm tích bờ. Ứng dụng trong trường hợp như vậy sẽ tạo ra mặt cắt bờ là bức tranh đối xứng với gốc vùng bồi đắp.

Từ những phát triển vừa được trình bày trên, chúng ta đã cho phép bãi thay đổi (bồi đắp trong trường hợp này) thậm chí ở cả phía ngoài đới sóng đổ. Các lý giải cho vấn đề này đã không được đưa ra; nó sẽ trở nên rõ ràng trong chương sau, khi trầm tích chuyển dọc theo trục ngang bãi được thảo luận.

Sự phát triển của quá trình chuyển các giai đoạn giữa hai mô hình đường bờ còn tùy tiện. Giả thiết rằng độ dài bồi đắp tại đê chắn sóng L trong hình 20.7 vẫn còn không đổi sau thời điểm $t = t_1$, điều này không còn chính xác trong thực tế, trong một số trường hợp vẫn còn có sự phát triển tiếp tục trong giai đoạn hai.

Các giả thiết được đưa ra để dẫn đến phương trình chuyển động ở đây làm cho cách tiếp cận trở nên quá sơ khai. Biến đổi của độ cao sóng, và hướng dọc bờ, các ảnh hưởng của thủy triều và nhiều điểm phức tạp của công thức Bijker đã bị bỏ qua. Giả thiết về góc tới của sóng ϕ là rất bé có thể còn quá thô, đặc biệt bắt đầu từ chân của đới chịu ảnh hưởng vận chuyển dọc bờ- ở đó ϕ được xác định- có thể nằm xa ngoài vùng sóng đổ.

Việc sử dụng đường cong bờ bất kỳ làm điều kiện ban đầu thay cho đường thẳng được dùng ở đây là một điều rất khó, nếu chưa nói là không thể được. Điều này dẫn đến việc mô hình hoá rất nhiều bờ “thực” hơn là với một đường bờ bất kỳ. Thật vậy, chúng ta đã giả thiết đường bờ thẳng đối với đoạn bằng $\frac{4.43}{\phi'}$ lần độ dài đập chắn sóng - phương trình 20.24. Giả sử $\phi = 10^\circ = 0.175$ rad và đập chắn sóng dài 1000 m thì chúng ta giả thiết bờ thẳng kéo dài trên 25 km!

20.9 VÍ DỤ

Cửa vào cảng trên một bờ cát thẳng phải chịu sóng có chu kỳ 13 giây và độ cao sóng nước sâu $H_{\text{sigo}} = 1.8$ m. Góc tới của sóng ở nước sâu $\phi_0 = 25^\circ$ (tình thế như vậy thường tìm thấy trong các biển nhiệt đới; ví dụ này không quá khác biệt với tình hình trên bờ biển Ghana - sóng có chu kỳ không đổi, độ cao và hướng sóng cũng không đổi suốt cả năm).

Để cho đơn giản, chúng ta sẽ giả thiết rằng, chỉ số sóng đổ $\gamma = 0.8$ và các đường đồng mức bãi biển là song song.

Cửa vào cảng gắn liền với một đập chắn sóng hình cong - là một vòng tròn với bán kính 1650 m và tâm nằm tại đường bờ thẳng đang tồn tại. Độ dốc đê chắn sóng là 1:3 và độ dốc bãi biển tự nhiên là 1:100 tới độ sâu 7 m phía ngoài đó đáy biển được xem như bằng phẳng trên một khoảng cách đáng kể. Xem hình 20.9.

Trước khi bắt đầu tính toán lượng vận chuyển cát thực sự, chúng ta cần xác định góc sóng tại chân bãi dốc. Đây là một tính toán khúc xạ đơn giản theo sơ đồ tiến.

$$\lambda_0 = (1,56)(13)^2 = 2,64m \quad (20.52)$$

$$\frac{h}{\lambda_0} = \frac{7}{264} = 0,02652 \quad (20.53)$$

Dùng các bảng trong tập 3 trong tài liệu *Cẩm nang bảo vệ bờ (Shore protection manual)*:

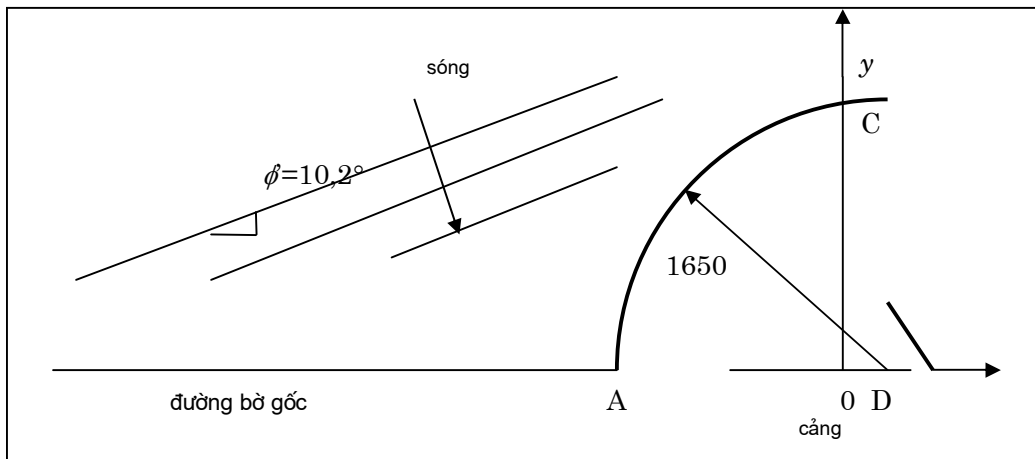
$$\frac{h}{\lambda} = 0,06683 \quad (20.54)$$

$$\frac{c}{c_0} = 0,4199 \quad (20.55)$$

$$\text{và } \sin \phi' = 0,4199 \sin 25^\circ \quad (20.56)$$

dẫn đến $\phi = 10.2^\circ$

(xem hình 20.9).



Hình 20.9: Bản thiết kế công vào cảng tỷ lệ 1/50000

Để sử dụng công thức CERC phục vụ xác định lượng vận chuyển cát dọc bờ ổn định, chúng ta cũng cần xác định góc tới của sóng tại đường sóng đổ. Đường sóng đổ được định vị tại độ sâu mà ở đó sóng trung bình căn bình phương bị đổ.

Từ phương trình 10.03 tập 1

$$H_{rms} = \left(\frac{1}{2}\right)(1,8) = 1,27m \quad (20.58)$$

Bây giờ chúng ta có thể xác định góc sóng sóng ϕ_b sử dụng các thủ tục lặp lại như ở phần 5 của chương 16. Kết quả này là

$$\left. \begin{aligned} H_{rmsbr} &= 1,80m \\ h_{br} &= 1,26m \\ \phi_{br} &= 5,6^\circ \end{aligned} \right\} \quad (20.59)$$

Công thức CERC (19.07) (với hệ số đã được kiểm chứng) dẫn tới

$$\begin{aligned} S &= 1,23 \times 10^6 (1,27)^2 (1,56 \times 13) \left(\frac{\cos 25^\circ}{\cos 5,6^\circ}\right) (\sin 5,6^\circ) (\cos 5,6^\circ) \\ &= 3,24 \times 10^6 \quad m^3 / n \end{aligned} \quad (20.60)$$

Trước khi vấn đề trên có thể có được câu trả lời trực tiếp, chúng ta cần xác định độ dài hiệu dụng của dề chắn sóng chỉ ra trong hình 20.9. Theo cách tiếp cận sơ đẳng nên bắt đầu với giả thiết rằng dề chắn sóng kéo dài tới 1650 m (khoảng cách CD) so với bờ. Tuy nhiên theo cách tiếp cận chính xác thì cát đi qua điểm B trên dề chắn sóng sẽ được sóng vận chuyển tiếp. Như vậy dề chắn sóng cần phải được thể hiện bởi một độ dài OB, trong đó B là điểm mà sóng tới tiếp tuyến với đường tròn. Khoảng cách OB là

$$OB = 1650 \cos 10,2^\circ = 1624 \text{ m} \quad (20.61)$$

Cấu trúc các đường vẽ như đã thể hiện trong hình 20.7 với độ dài tương ứng, độ sâu sóng đổ và các giá trị độ dốc, ta thu được:

$$L = 1624 \square (100-3)(2,26) = 1405 \text{ m} \quad (20.62)$$

Biết được L , khoảng thời gian cần cho cát lắng đọng đến điểm mà tại đó không còn bị đập chắn sóng ngăn lại có thể tính được theo phương trình 20.32:

$$t_1 = 0,785 \frac{(1405)^2 (7)}{(3,24 \times 10^6)(0,178)} = 18,8 \text{ năm} \quad (20.63)$$

Chú ý rằng góc ϕ' được biểu diễn bằng radian trong biểu thức trên.

Người ta có thể tranh luận rằng kết quả này cần phải được hiệu chỉnh do một phần không gian bên trái trục x trong hình 20.9 đã bị choán giữ bởi cảng thay cho quá trình lắng đọng cát.

Thể tích bị choán do cảng ở bên trái trục vào khoảng 10^7 m^3 có nghĩa rằng thời gian t_1 sẽ thực sự là:

$$t_1 = 18,8 - \frac{(10)^7}{(3,24 \times 10^6)} = 15,7 \text{ năm} \quad (20.64)$$

Chú ý rằng, trong các tính toán tiếp theo, thời gian $t_1 = 18,8$ năm cần phải được sử dụng. Thời gian này tương ứng với thời gian tính toán; lời giải của phương trình vi phân thu được khi không kể đến vùng chiếm giữ của cảng.

Hình dạng đường bờ sau 10 năm, tại thời điểm cát bắt đầu đi qua và sau 30 năm và 100 năm có thể được vẽ theo phương trình 20.17 cho hai trường hợp đầu và theo phương trình 20.37 cho hai trường hợp cuối. Vì thời gian đã biết, chúng ta vẽ y là hàm của x , tất cả các tham số còn lại cũng đã biết. Các tính toán được dẫn trong bảng 20.3. Kết quả tính toán cho $t = 18,8$ năm được minh họa sau đây.

Ba hệ số không đổi (hằng số) cần phải đánh giá trước. Từ phương trình 20.11

$$a = \frac{S}{\phi' h} = \frac{3,24 \times 10^6}{(0,178)(7)} = 2,60 \times 10^6 \quad (20.65)$$

Từ phương trình 20.18

$$\sqrt{4at} = \sqrt{(4)(2,60 \times 10^6)(18,8)} = 13980 \quad (20.66)$$

Những giá trị này cũng được dẫn ra ở phần dưới của bảng 20.3

Tiếp theo sẽ chỉ ra các kết quả tính toán cho một dòng của bảng 20.3 với $x = -2$ km. Theo công thức 20.18, ta có:

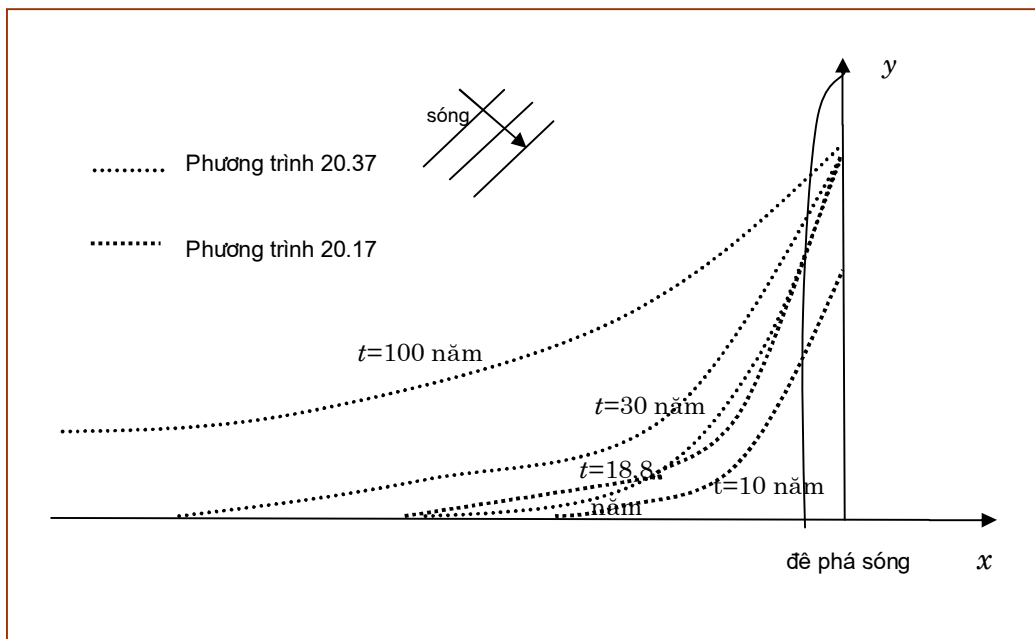
$$u = \frac{2000}{13980} = 0,143 \quad (20.67)$$

θ có thể được tính sử dụng bảng 20.1; giá trị của nó tìm thấy là

$$\theta = 0,841 \quad (20.68)$$

điều này dẫn đến giá trị của $y = 1077$ m khi thế vào phương trình 20.17.

Đối với các thời điểm muộn hơn $t = 18.8$ năm, chúng ta cần chuyển tới lời giải phương trình 20.37 nhưng lưu ý rằng u được tính theo thang thời gian đã dịch chuyển trên hình 20.8. Nhằm mục đích so sánh, đường bờ được tính đối với $t_2 = 0.617 t_1$ là thời điểm tại đó chúng ta thay đổi vào lời giải mới trên hình 20.8 cũng như hai thời điểm yêu cầu khác: 30 năm và 100 năm. Chú ý rằng những thời điểm này cũng cần được điều chỉnh để sử dụng trong các tính toán. Các giá trị thời gian của phương trình vi phân cũng được dẫn ra trong bảng 20.3.



Hình 20.10 Các đường bờ lắng bờ

So sánh hai đường bờ đối với một thời điểm mà tại đó sự bồi lắng bắt đầu vượt qua mũi đê chắn sóng cho thấy có sự thay đổi không đáng kể.

Các hiệu chỉnh thời gian, dựa trên cơ sở thể tích cát dịch chuyển ở bên cảng trong sơ đồ của chúng ta dẫn đến kết quả thời gian cần thiết tạo ra một lượng bồi lắng nhất định ngắn hơn so với thời gian tính toán từ phương trình vi phân. Các thời gian thực tương ứng các thời điểm t sử dụng trong bảng 20.3 cũng được dẫn ra ở đó.

Việc xem xét các giá trị của y tương ứng với x trong bảng 20.3 xác nhận mệnh đề (phương trình 20.24) cho rằng lượng bồi lắng thực tế bằng 0 ở một khoảng cách $2.51\pi/\phi$ trước đập chắn sóng.

Bức tranh bồi lắng theo một tỷ lệ như nhau sẽ rất tiện lợi khi thể hiện những thay đổi về góc tới của sóng, nhưng lại không thực tế khi xem xét các kích thước

được sử dụng. Hình 20.10 chỉ ra hiện tượng bồi lắng trong đó trục y bị biến đổi với hệ số 10.

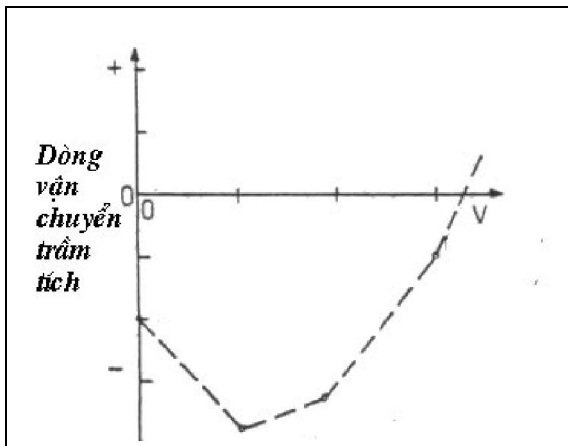
Việc xem xét hình 20.10 đã chỉ ra một cách ẩn tượng về hiện tượng bồi lắng lùi về phía sau dọc theo đường bờ cũng như vượt ra phía ngoài đê chắn sóng. Một câu hỏi thú vị nhưng mang tính kinh điển đó là: trạng thái tới hạn nào xảy ra tại $t = \infty$? Tất nhiên, về mặt lí thuyết, cuối cùng bờ sẽ song song với bờ gốc cách 1405 m về phía biển so với vị trí gốc của nó. Trên thực tế, bờ sẽ tiến ra biển nhiều hơn do chỉ một phần vùng sóng đổ bị chặn một cách hiệu quả nhờ đê chắn sóng.

21 VẬN CHUYỂN CÁT DỌC THEO TRẮC NGANG BÃI BIỂN

J. v.d. Graaff

21.1 MỞ ĐẦU

Sóng có thể góp phần vào vận chuyển trầm tích dọc bờ, chúng cũng có thể đóng góp vào sự vận chuyển trầm tích dọc theo mặt nghiêng của bãi vuông góc với bờ. Như đã được giới thiệu trong chương 18, sóng có thể gây ra một lượng vận chuyển cát thực (net) thậm chí cả khi không có mặt các dòng khác và vận chuyển khối lượng thực của sóng bằng zêro. Lượng vận chuyển thực này dẫn ra từ tích của nồng độ trầm tích phụ thuộc thời gian và tốc độ phụ thuộc thời gian. Thực vậy trong một số điều kiện, ví dụ kích thước thực, dòng vận chuyển trầm tích có thể âm hướng ngược chiều so với vận tốc trung bình và hướng truyền sóng. Tất nhiên dòng tổng cộng theo hướng truyền sóng đủ lớn sẽ kéo theo vận chuyển cát theo hướng này. Hình 22.1 chỉ ra một ví dụ kết quả thử nghiệm trên máng thủy lực trong đó dòng chảy được kết hợp với tác động của sóng. Trong ví dụ này bước đầu dòng chảy tăng gây nên dòng cát vận chuyển theo hướng âm sau đó trở nên dương và tăng lên một cách rõ rệt.



Hình 21.1 Ảnh hưởng của dòng chảy lên vận chuyển cát

Sự hiện diện của dòng chảy song song với hướng truyền sóng gây ảnh hưởng trực tiếp lên sự hình thành xoáy gần các sóng đáy cũng như ảnh hưởng gián tiếp thông qua độ dài sóng. Trong một lĩnh vực khác, ảnh hưởng cuối cùng này là cơ sở cho việc thiết kế các đập chắn sóng chắn bằng bọt khí.

Sự có mặt dòng ven bờ dọc theo bãi biển cũng như ảnh hưởng của nó lên vận chuyển cát vuông góc với bãi làm cho vấn đề trở nên phức tạp hơn. Do sự phát triển các công thức vận chuyển cát dọc bờ phản ánh quá trình tương tác của sóng và dòng- các chương 16 và 19. Sẽ là hợp lý khi hy vọng sự có sự hiện diện của dòng chảy dọc bờ gây ảnh hưởng lên vận chuyển trầm tích đi vào gần bờ và ra xa bờ do sóng gây nên. Thực vậy, hiện tượng bứt tách vật liệu đáy biển phụ thuộc

vào ứng suất đáy tổng cộng như đã trình bày trong chương 19, ảnh hưởng của dòng chảy dọc bờ này lên vận chuyển trầm tích vào bờ và ra xa bờ là rất rõ ràng.

Hãy còn một biến khác đối với vận chuyển vật liệu dọc theo mặt nghiêng của bãi đó là độ dốc bãi biển. Thành phần của lực hấp dẫn giờ đây sẽ đóng góp vào vận chuyển trầm tích theo chiều ngang. Điều quan trọng hơn nữa đó là các điều kiện sóng biển đổi từ nơi này qua nơi khác khi chúng ta vượt qua trắc ngang. Điều này sẽ dẫn tới nhiều điều rắc rối hơn.

Đáng tiếc, đây là một lĩnh vực nghiên cứu chưa phát triển cho đến những năm gần đây. Có rất ít các thử nghiệm mô hình và thậm chí còn có một số lượng ít hơn các đo đạc nguyên mẫu đã được tiến hành. Do đó các mô phỏng toán học nhận được ở đây cực kỳ sơ khai ngay cả khi so sánh với những công thức có được đối với vận chuyển dọc bờ. Một số mô tả nguyên sơ này được trình bày trong các mục tiếp sau đây.

21.2 VẬN CHUYỂN HAI CHIỀU

Bakker(1968) đã xem xét sự vận chuyển cát dọc theo bờ có các mỏ hàn kéo dài qua một phần đối sóng đổ. Theo các quan sát thấy rằng các vùng bờ bằng đã được hình thành bởi vật liệu cung cấp từ ngoài khơi và các trắc ngang dốc bị san bằng khi vật liệu chuyển ra xa bờ, Bakker đã đề xuất một công thức tính vận chuyển ngang đơn giản dựa vào độ dốc bãi. BAKKER đã lập luận rằng đối với một số độ dốc bãi cân bằng trung bình m_e , sẽ không có sự vận chuyển ngang của cát, đối với những độ dốc khác sẽ có một lượng cát vận chuyển phụ thuộc trực tiếp vào hiệu số giữa độ dốc thực và độ dốc cân bằng. Công thức được trình bày như sau:

$$S_y \alpha - (m - m_e) \quad (21.01)$$

trong đó m là độ dốc bãi biển trung bình $\frac{dz}{dy}$

m_e là độ dốc cân bằng

S_y là suất (tốc độ) vận chuyển cát trên độ rộng đơn vị dọc theo mặt nghiêng bãi biển

α là hệ số tỷ lệ

Dấu âm trong (21.01) xuất phát từ định nghĩa các trục dương được rút ra từ việc cả hai giá trị m và m_e sẽ âm khi dòng vận chuyển xa bờ được xem là dương phù hợp với hướng dương của trục y .

Do Bakker đã quan tâm đến vận chuyển cát dọc trắc ngang bãi biển tại khu vực bị chắn từng phần do mỏ hàn mà Bakker thể hiện trên hình 21.2. Trong hình đó, điểm mà tại đó tốc độ vận chuyển ngang mong muốn được ký hiệu bằng A và được chọn trên bề mặt giữa 2 "bước". Do các vùng đánh dấu gạch chéo có diện tích như nhau, điều này nói lên rằng :

$$L_1 = \frac{1}{h_1} \int_{-h_1}^0 y(z) dz \quad (21.02)$$

và

$$L_2 = \frac{1}{h_2} \int_{-h_2}^{-h_1} y(z) dz \quad (21.03)$$

trong đó $y(z)$ mô tả trắc ngang thực tế.

Độ dốc của bãi này gần điểm A bây giờ được đặc trưng bởi

$$\frac{1}{m} = -2 \left(\frac{L_2 - L_1}{h} \right) \quad (21.04)$$

Khoảng cách $L_2 - L_1$ tương ứng với độ dốc cân bằng thường được thể hiện qua ký hiệu W , như vậy sẽ có

$$\frac{1}{m_e} = -2 \left(\frac{W}{h} \right) \quad (21.05)$$

Thay (21.04) và (21.05) vào (21.01) và bổ sung thêm một hằng số tỷ lệ q_y ta có:

$$S_y = q_y (W - (L_2 - L_1)) \quad (21.06)$$

Điều này dẫn đến phương trình chuyển động rất giống với phương trình được Pelnard-Considesre sử dụng (20.05).

Các tham số q_y và W trong phương trình (21.06) đều cùng phụ thuộc vào nhiều biến bao gồm các tham số sóng, các tham số cát và không may là còn phụ thuộc cả vào vị trí của điểm A (hình 21.2) dọc theo trắc ngang bãi. Mối phụ thuộc của tham số W vào vị trí điểm A là hiển nhiên do có quan hệ giữa vị trí này và độ dốc sơ đồ hoá. Trong thực tế độ dốc của bãi không phải hằng số mà biến đổi dọc theo trắc ngang. Sự phụ thuộc của q_y vào vị trí A ít rõ ràng hơn nhưng có liên hệ một cách rõ ràng tới (trong số nhiều yếu tố khác) sự biến đổi của các thành phần sóng xuất hiện trong dạng sóng xuyên qua bãi.

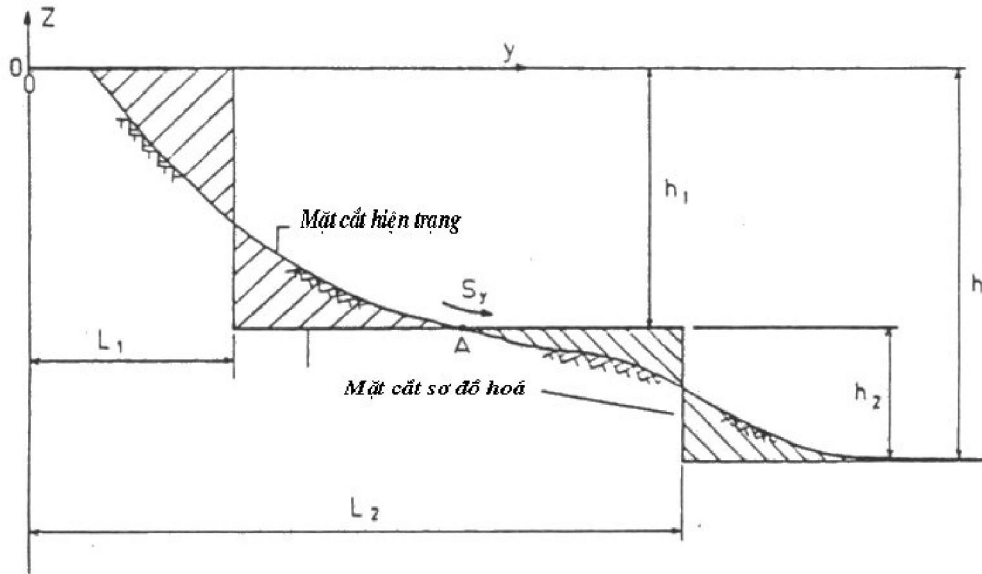
Dẫu sao, Bakker cũng đã đi đến kết luận rằng các tham số cần thiết q_y và W có thể tương đối dễ dàng được xác định: W xác định từ số liệu quan trắc theo trắc ngang cân bằng hiện hữu và q_y từ các đo đạc hiện trường.

Swart (1974) đã thử khái quát hoá quan niệm của Bakker (1968) đối với tất cả các vị trí dọc theo trắc ngang bãi và xác định các giá trị cho q_y và W thông qua các tham số vật lý dễ đo được. Swart đã tiến hành một số lượng lớn các nghiên cứu mô hình quy mô nhỏ và thí nghiệm trong phòng trên các quy mô gần với nguyên bản. Những thử nghiệm được tiến hành với sóng đều và hiện tượng xói mòn diễn ra trên tất cả các trắc ngang bãi; những thử nghiệm này bị hạn chế trầm trọng khi áp dụng các kết quả cho các bài toán nguyên mẫu. Các kết quả của Swart bao gồm một số lớn những tương quan thực nghiệm sử dụng các tham số phi thứ nguyên.

Dù đúng như thế, đến bây giờ cũng chưa có gì tốt hơn, do đó với những hạn chế đã nêu, các mối tương quan thực nghiệm của Swart tạo nên khả năng đánh giá vận chuyển trầm tích đi qua bất cứ điểm nào cho trước trên trắc ngang, như sẽ được dẫn ra trong mục tiếp theo.

Cho đến nay, số lượng dữ liệu vận chuyển trầm tích ngang gây ra do sóng không đều đã được thu thập được nhằm tìm ra mối tương quan với công trình Swart vẫn còn chưa đủ. Câu hỏi về đặc trưng nào thể hiện tốt nhất cho biển có

sóng không đều phục vụ tính toán dòng vận chuyển ngang vẫn còn chưa có câu trả lời.



Hình 21.2 Sơ đồ trắc ngang bãi đối với vận chuyển ngang qua điểm A (các phần đánh dấu có diện tích như nhau)

21.3 VÍ DỤ

Ví dụ này minh họa một thủ tục tính toán đã được Swart đề xuất năm 1974 nhằm xác định vận chuyển cát dọc trắc ngang bãi tại một vị trí cho trước. Trắc ngang bãi thể hiện trong hình 21.3 chịu tác động của sóng đều với đường đỉnh sóng song song với bờ. Độ cao sóng nước sâu là 2.0 m và chu kỳ sóng là 6.0 giây. Bãi có kích thước hạt trung bình 225 μm và mực nước khi biển lặng là 1.0 m so với mực biển trung bình (MSL) như đã chỉ ra trên hình. Lượng vận chuyển cát dọc theo trắc ngang bãi tại điểm 0 (mực nước biển trung bình) là yêu cầu đặt ra cho tính toán.

Chúng ta giải bài toán này sử dụng sơ đồ 2 đường bờ với sự tách biệt giữa 2 đới tại mực nước biển trung bình- đó là mực nước đã được chọn để xác định vận chuyển ngang. Như vậy chúng ta tìm giá trị S_y theo phương trình dạng (21.06).

Để xác định giá trị $L_2 - L_1$, trước hết chúng ta phải xác định các giới hạn trên và giới hạn dưới của trắc ngang D theo Swart. Dựa vào sơ đồ hình 21.4 và lấy

$$\frac{H_0^{0,488} T^{0,93}}{D_{50}^{0,786}} = \frac{2^{0,488} 6^{0,93}}{(225 \times 10^{-6})^{0,786}} = 5467 \quad (21.07)$$

ta thu được (một cách gián tiếp)

$$h_0 = 0,93 \text{ m và} \quad (21.08)$$

$$\delta_1 = 1,93 \text{ m} \quad (21.09)$$

Giới hạn dưới của mặt nghiêng D tìm được từ hình 21.5 với

$$\frac{H_0^{0,473}}{T^{0,894} D_{50}^{0,093}} = \frac{2^{0,473}}{6^{0,894} (225 \times 10^{-6})^{0,093}} = 0,61 \quad (21.10)$$

dẫn đến

$$\frac{h_m}{\lambda_0} = 0,090 \quad (21.11)$$

và từ đó

$$\lambda_0 = 1,56T^2 = 56,2m \quad (21.12)$$

$$h_m = 5,04m \quad (21.13)$$

$$\delta_2 = 4,04m \quad (21.14)$$

Như vậy những giới hạn này tạo nên độ cao của trắc ngang D là δ

$$\delta = \delta_1 + \delta_2 = h_0 + h_m = 5,97m \quad (21.15)$$

Những giới hạn này được phác thảo qua hình 21.3.

Biết những giới hạn này, các khoảng cách $L_1 - L_2$ đối với các bước có thể được tính toán sử dụng các công thức (21.02) và (21.03). Điều này dẫn tới các giá trị đối với các tham số này là 19.27 m và 194.4 m tương ứng. Như vậy $L_2 - L_1$ bằng

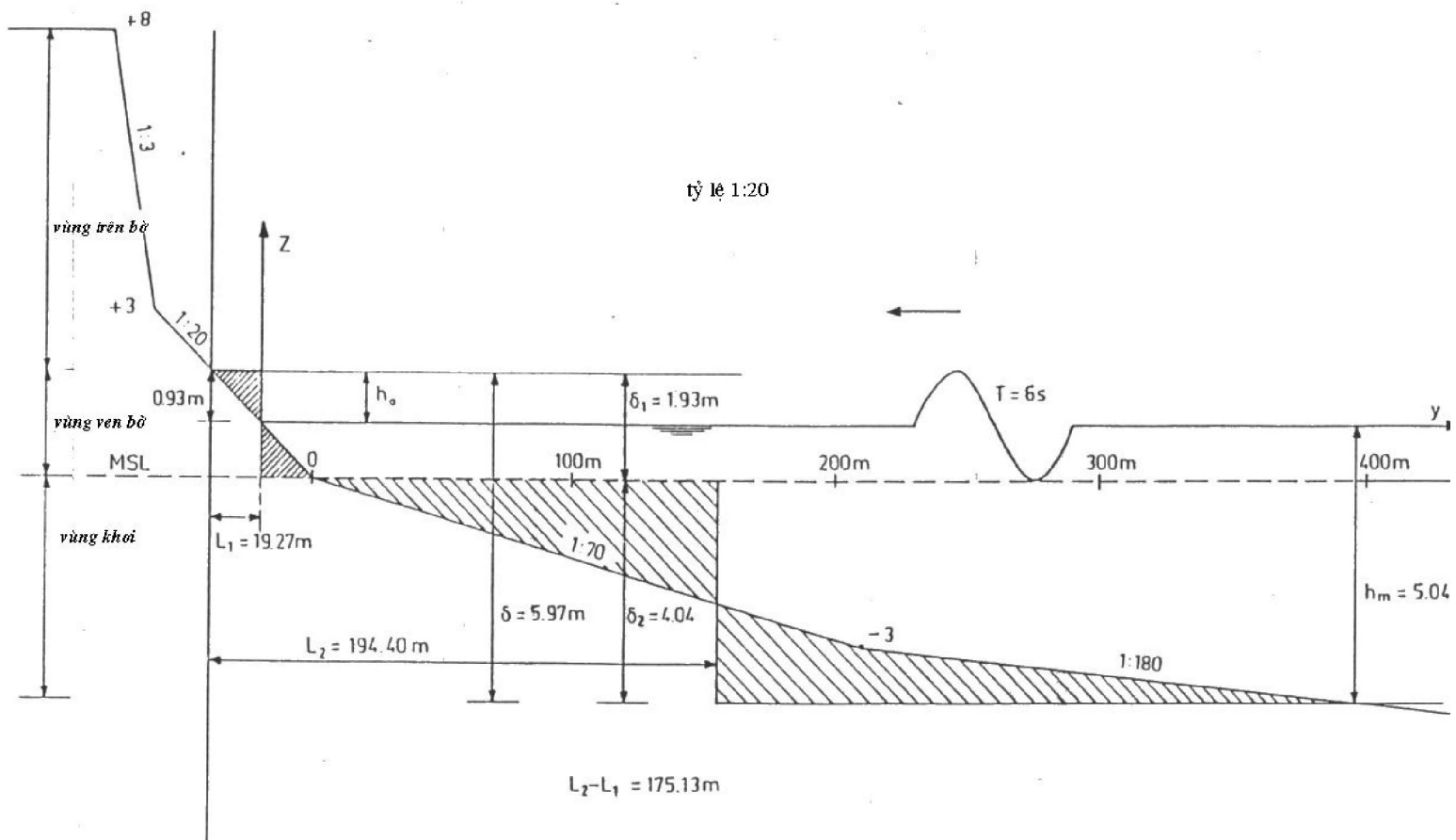
$$L_2 - L_1 = 194,40 - 19,27 = 175,13m \quad (21.16)$$

Bước tiếp theo là để đánh giá khoảng cách cân bằng tương ứng W đối với một điểm cho trước. Việc này không thể tiến hành trực tiếp được bằng phương pháp Swart; thay vào đó trước hết chúng ta cần xác định giá trị W đối với mực nước tĩnh W_r sử dụng hình 21.6 với

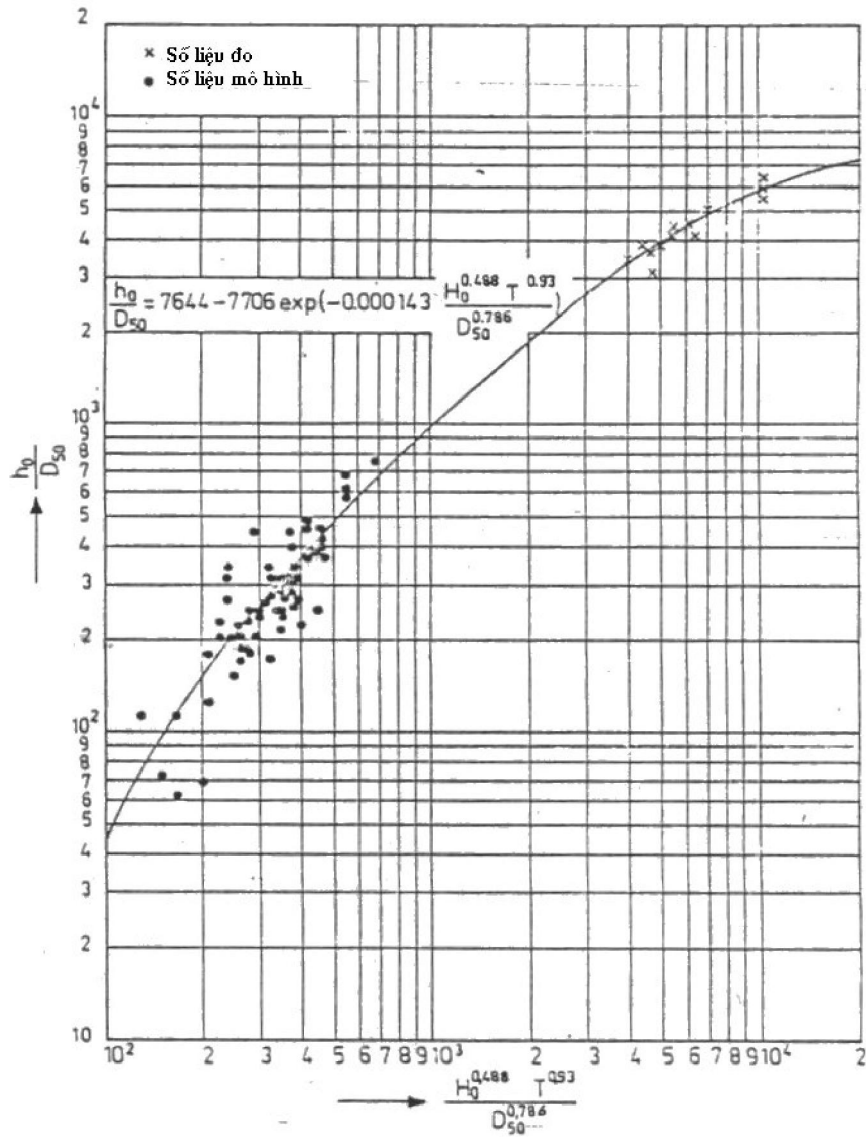
$$\frac{H_0^{0,132}}{D_{50}^{0,447}} \left(\frac{\lambda_0}{H_0} \right)^{0,717} = \frac{2^{0,132}}{(225 \times 10^{-6})^{0,447}} \left(\frac{56,2}{2} \right)^{0,717} = 512 \quad (21.17)$$

ta thu được

$$m_r \frac{H_0}{\lambda_0} = 6,49 \times 10^{-4} \quad (21.18)$$



Hình 21.3 Mặt cắt bãi



Hình 21.4 Giới hạn trên của trắc ngang D , các thứ nguyên độ dài m và chu kỳ s

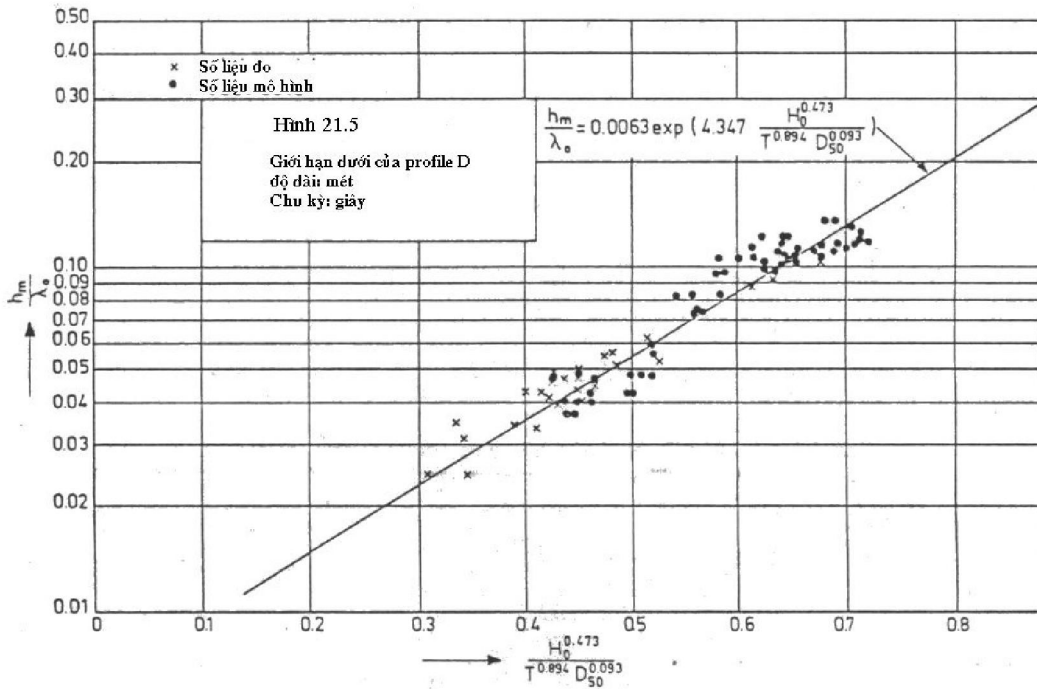
và từ đó:

$$W_r = \frac{\delta H_0}{2\lambda_0 6,49 \times 10^{-4}} = \frac{(5,97)(2)}{(2)(56,2)(6,49 \times 10^{-4})} = 163,71 \quad (21.19)$$

là khoảng cách cân bằng đối với ngắn nước.

Tỷ số $\frac{W}{W_r}$ có thể được xác định thông qua hình 21.7. Ở đây:

$$\Delta r = \frac{h_m - \delta_2}{\delta} = \frac{5,04 - 4,04}{5,57} = 0,168 \quad (21.20)$$



Hình 21.5 Giới hạn dưới của trắc ngang D , độ dài tính theo m và chu kỳ s

Cũng theo hình đó với

$$D_{50} \Delta r^{0,68 \times 10^4 D_{50}} = 225 \times 10^{-6} (0,168)^{(0,68 \times 10^4)} (225 \times 10^{-6}) = 1,47 \times 10^{-7} \quad (21.21)$$

(Đó là zero (0) thực sự)

ta thu được:

$$\frac{W}{W_r} - 0,7 \Delta r = 1,0 \quad (21.22)$$

và đến lượt quay trở lại, ta có:

$$W = [1 + (0,7)(0,168)] 167,71 = 184,35 \text{ m} \quad (21.23)$$

May mắn là giá trị này của W lớn hơn $L_2 - L_1$ chỉ ra rằng vận chuyển cát xa bờ có thể kỳ vọng- chỉ với một điều kiện mà phương pháp Swart đã được kiểm tra.

Bây giờ chúng ta đã biết các giá trị của $L_2 - L_1$ và W cho phép thế vào phương trình (21.06), chỉ còn lại một vấn đề đó là xác định giá trị của s_y tại một vị trí mong

muốn trên trắc ngang. Đáng tiếc là giá trị này cũng cần được xác định theo một cách lòng vòng nào đó.

Sử dụng hình 21.6 với

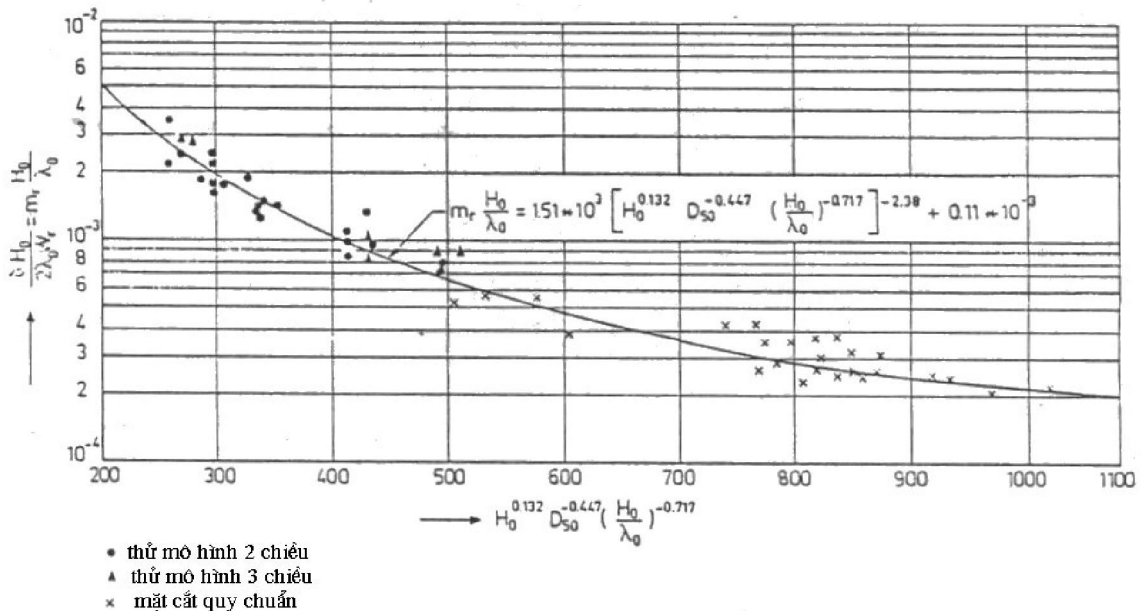
$$\begin{aligned}
 x &= H_0^{1,68} \left(\frac{H_0}{\lambda_0}\right)^{-0,9} D_{50}^{-1,29} \left(\frac{H_0}{h_m}\right)^{2,66} \\
 &= 2^{1,68} \left(\frac{2}{56,2}\right)^{-0,9} (225 \times 10^{-6})^{-1,29} \left(\frac{2}{5,04}\right)^{2,66} \\
 &= 280 \times 10^5
 \end{aligned}
 \tag{21.24}$$

ta thu được

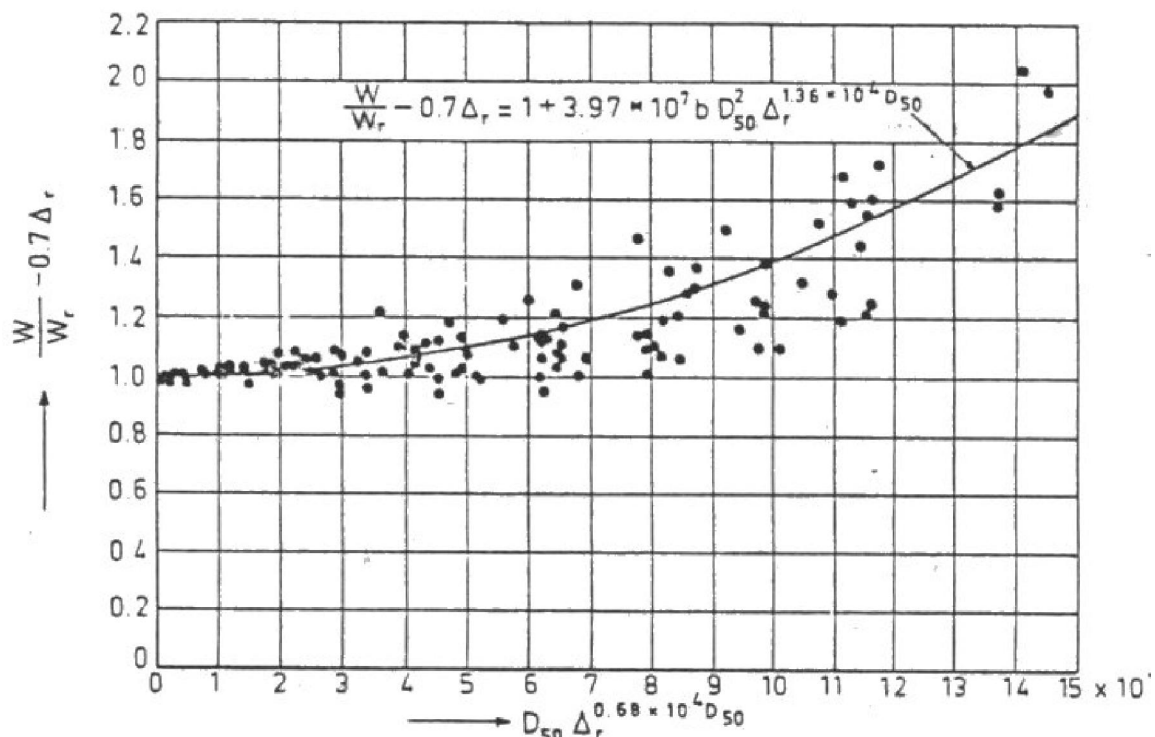
$$\frac{s_{ym} T}{D_{50}} = 0,972
 \tag{21.25}$$

trong đó s_{ym} là giá trị lớn nhất của s_y tìm thấy trên trắc ngang. Phương trình (21.25) bây giờ có dạng:

$$s_{ym} = (0,972) \frac{(225 \times 10^{-6})}{6} = 3,64 \times 10^{-5} \text{ m/s}
 \tag{21.26}$$



Hình 21.6 Kích thước tỷ lệ của trắc ngang cân bằng (độ dài m)



Hình 21.7 Tương quan chung giữa W và W_s (trường hợp hai chiều) D_{50} thứ nguyên m , $b=1$ đối với $\Delta r > 0$ và $b = 0$ với $\Delta r < 0$

Vị trí trên trục ngang mà tại đó vận chuyển xa bờ cực đại diễn ra có thể được tìm thấy sử dụng hình 21.9. Cho giá trị:

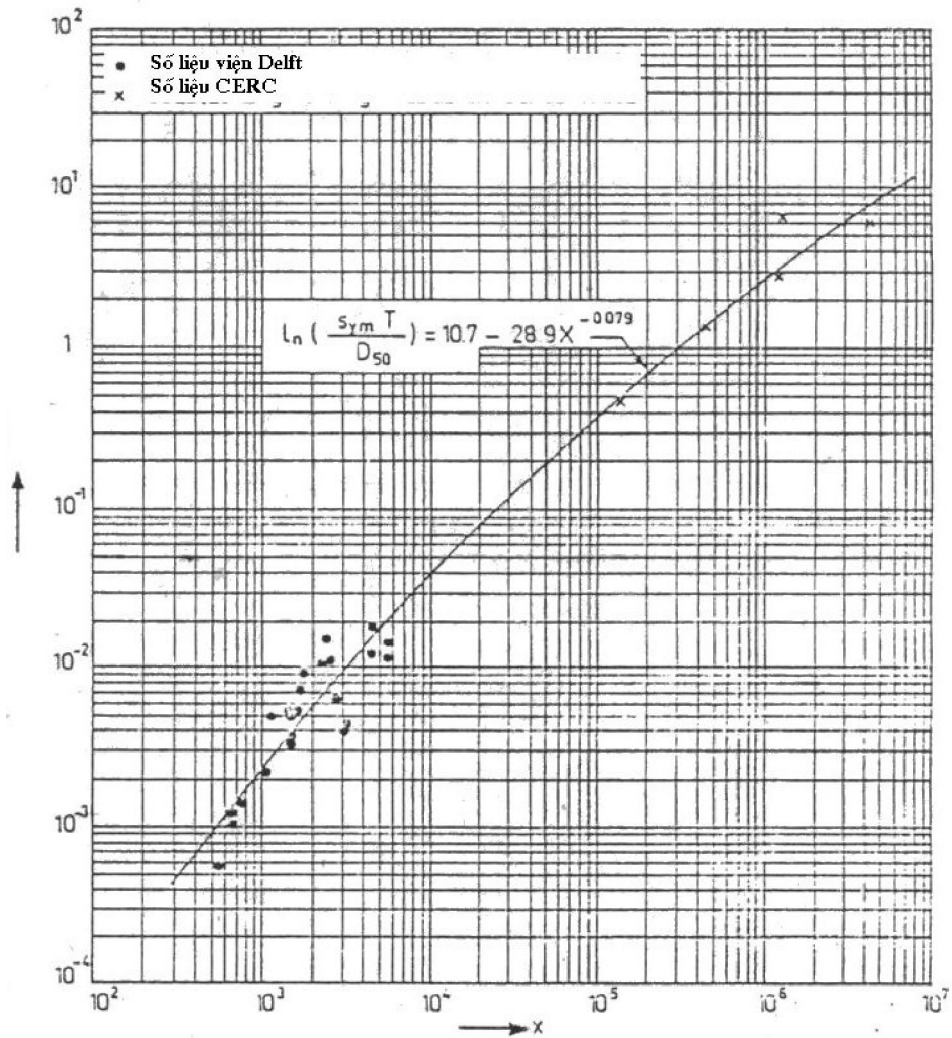
$$H_0^{-0,55} \left(\frac{H_0}{h_m}\right)^{2,69} = (2)^{-0,55} \left(\frac{2}{5,04}\right)^{2,69} = 0,0568 \quad (21.27)$$

ta thu được

$$\frac{\delta_{2m}}{\delta} = 0,737 \quad (21.28)$$

Trong đó δ_{2m} là giá trị δ_2 tại điểm mà ở đó s_{ym} xuất hiện. Giá trị này của δ_{2m} bằng

$$\delta_{2m} = (0,737)(5,97) = 4,40 \text{ m} \quad (21.29)$$

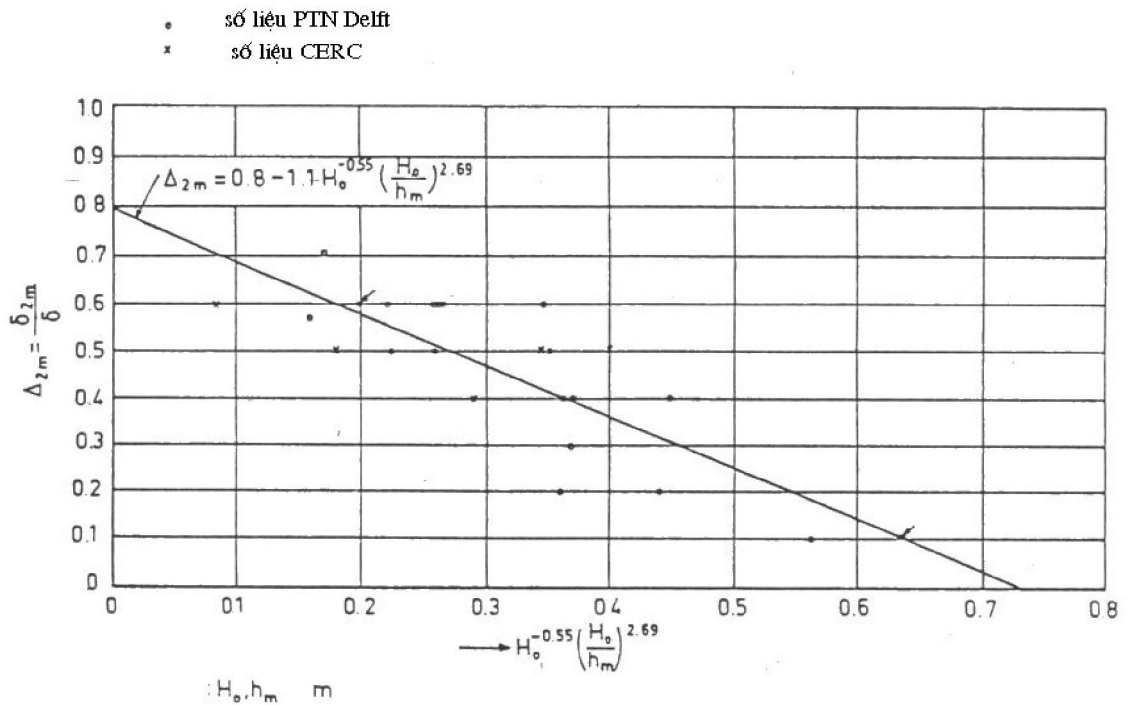


Hình 21.8 Biên độ của S_{ym}

Như vậy điểm này nằm thấp hơn mực nước tĩnh nhưng lại cao hơn mặt cắt mà ở đó chúng ta muốn biết vận chuyển cát dọc theo trục ngang. ($|\delta_2 - \delta_{2m}| = |4.40 - 4.04| = 0.36$ m trên mực nước biển trung bình, hình 21.3)

Hình 21.10 cho ta s_y - là giá trị mong muốn- phụ thuộc vào giá trị s_{ym} . Cho giá trị:

$$\frac{|\delta_2 - \delta_{2m}|}{\delta} \left(\frac{H_0}{h_m} \right)^2 \left(\frac{H_0}{\lambda_0} \right)^{-1} = \frac{4,04 - 4,40}{5,97} \left(\frac{2}{5,04} \right)^2 \left(\frac{2}{56,2} \right)^{-1} = 0,267 \quad (21.30)$$



Hình 21.9 Vị trí của S_{ym}

và sử dụng hình 21.10b (chúng ta ở phía ngoài điểm cực đại) sẽ thu được:

$$\frac{s_y}{s_{ym}} = 0,935 \quad (21.31)$$

hoặc

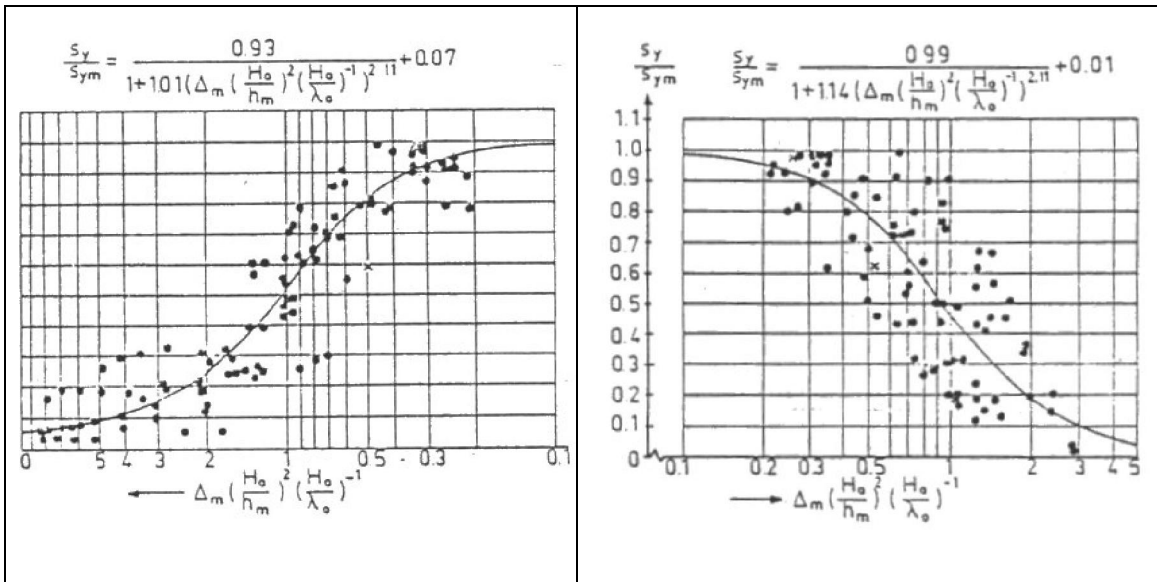
$$s_y = (0,935)(3,64 \times 10^{-5}) = 3,40 \times 10^{-5} \text{ m/s} \quad (21.32)$$

Bây giờ chúng ta có thể thế các giá trị vào phương trình (21.06). Sử dụng các kết quả (21.16) (21.23) và (21.32):

$$S_y = (3,40 \times 10^{-5})(184,35 - 175,13) = 3,14 \times 10^{-4} \text{ m}^2 / \text{s} \quad (21.33)$$

hoặc tính theo cơ sở giờ

$$S_y = 1.13 \text{ m}^2/\text{h} \quad (21.34)$$



Hình 21.10 Phân bố của tỷ số S_y/S_{ym}

Như vậy dòng trầm tích vò cỡ hơn 1 mét khối trong 1 giờ được vận chuyển ra phía biển từ một mét đường bờ. Tuy nhiên điều này không thể xảy ra mãi được. Dòng trầm tích vận chuyển dọc trục ngang sẽ làm thay đổi trục ngang và từ đó thay đổi các tham số tham gia vào công thức tính toán, đặc biệt giá trị (L_2-L_1) .

21.4 VẬN CHUYỂN BA CHIỀU

Khi đưa chiều thứ 3 - dọc đường bờ - vào cuộc thảo luận chúng ta sẽ phải đối mặt ngay với nhiều dòng chảy bổ sung làm phức tạp thêm việc mô tả vận chuyển cát theo chiều ngang. Như đã được chỉ ra trên đây, các dòng chảy ven bờ, không phân biệt nguyên nhân - xem chương 12 đến chương 16 - sẽ gây ảnh hưởng tới vận chuyển ngang. Các thành phần dòng chảy bổ sung chẳng hạn như dòng gián đoạn (rip) chảy theo trục ngang bãi vuông góc với bờ sẽ gây ảnh hưởng trực tiếp và rõ ràng nhất.

Trường hợp đặc biệt của dòng chảy vuông góc với bờ xuất hiện khi mở hàn làm gián đoạn vận chuyển dọc bờ. Nước chảy song song với bờ về phía mở hàn bị lệch hướng ra phía biển dọc theo mở hàn. Tính liên tục của dòng chảy ven bờ được thiết lập lại sau mở hàn sẽ dẫn tới dòng chảy về phía bờ tại phía sau mở hàn. Nếu như trường dòng dọc bờ này thông thường kéo dài thêm về phía biển sau công trình, tương tự dòng triều tác động lên một vùng rộng lớn dọc theo bờ thì dòng nước xung quanh mũi của công trình sẽ tập trung nhiều hơn so với trường hợp các dòng dọc bờ không tồn tại trên vùng xa bờ.

Điều đáng tiếc là những hiểu biết sâu hơn về cơ chế bên trong và các tham số đặc trưng cho các kiểu dòng chảy riêng biệt này vẫn bị thiếu hụt nghiêm trọng.

Bowen (1969) đã chú ý nhiều đến vấn đề này. Sự hợp nhất các dòng này nhằm xác định vận chuyển trầm tích ngang đang đòi hỏi nhiều nỗ lực hơn nữa.

22 BIẾN ĐỔI BỜ THEO CÁC LÝ THUYẾT ĐA ĐƯỜNG

E.W. Bijker

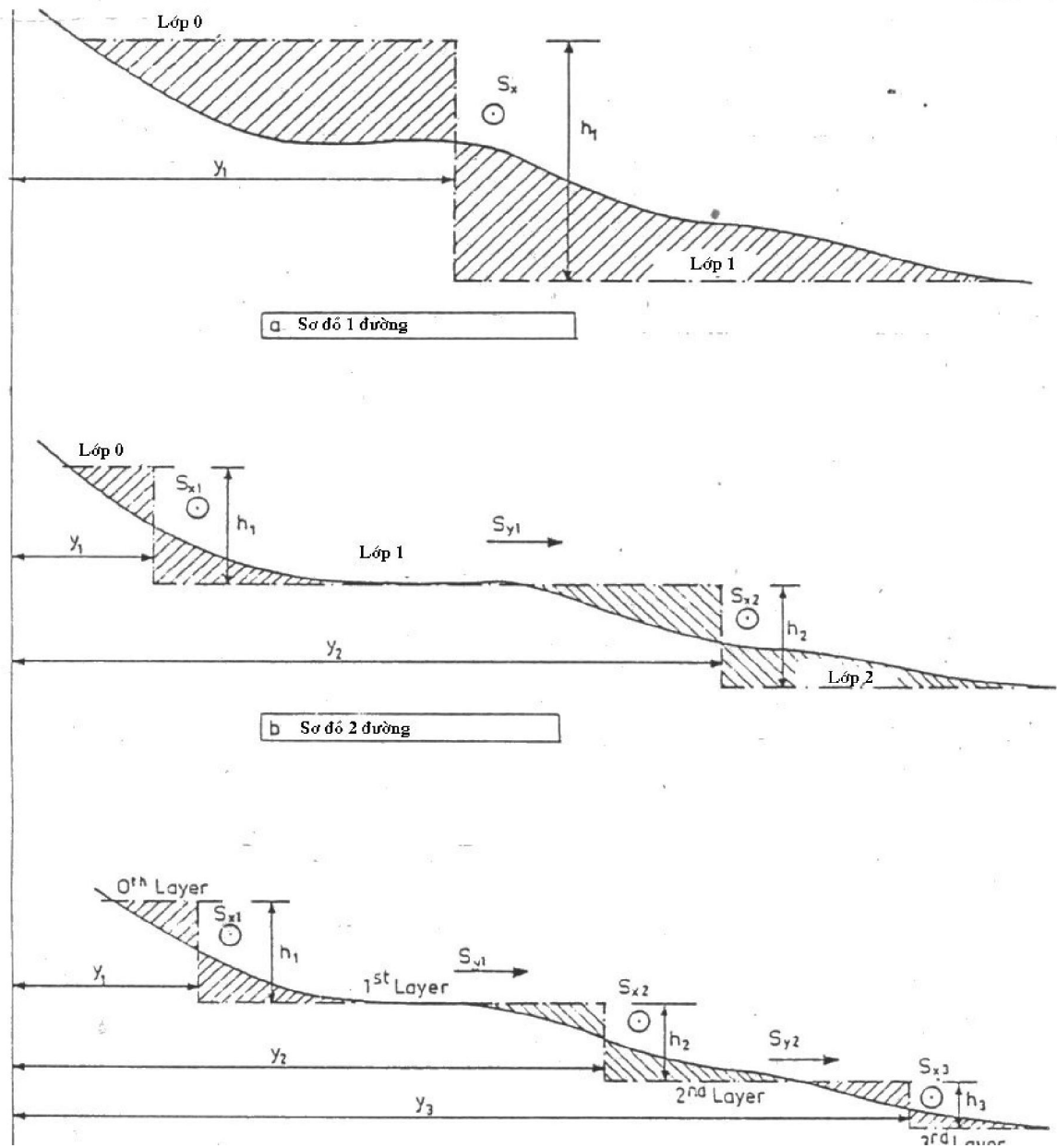
22.1 MỞ ĐẦU

Những hạn chế các phương trình tiến triển đường bờ đơn là đáng kể, chung quy lại chúng xuất hiện do sử dụng các phép sơ đồ hoá quá mạnh so với hiện thực. Điều đó có thể đúng đối với các điều kiện biên và các điều kiện ban đầu cũng như các đặc trưng và sóng. Trong trường hợp riêng, Bakker (1968) đã quan tâm đến loại bờ mà trên đó vận chuyển cát dọc bờ chỉ bị chắn một phần do các mỏ hàn có độ dài ngắn hơn bề rộng đối sóng đổ.

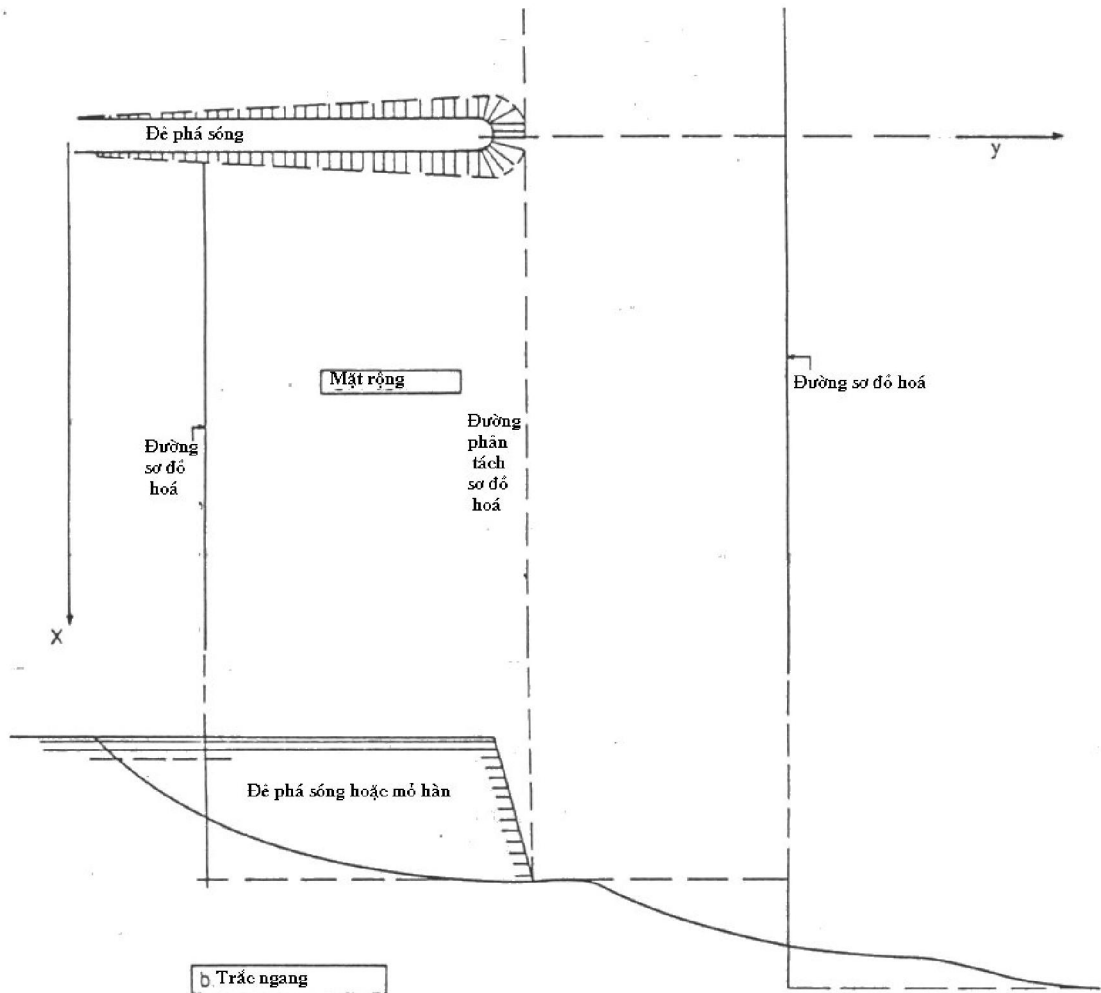
Bakker đã đề xuất lý thuyết hai đường để giải bài toán đó; đó là một trường hợp riêng của lý thuyết đa đường. Thay cho việc khái quát hoá đường bờ bằng một đường cong, nhiều đường cong đã được sử dụng đến như sẽ được giải thích trong các phần tiếp theo.

22.2 SƠ ĐỒ HOÁ

Hình 22.1 chỉ ra trắc ngang bãi với các sơ đồ 1, 2, 3 đường. Việc lựa chọn trục quy chiếu cho khoảng cách y là tùy ý. Diện tích của mỗi cặp “tam giác” được đánh dấu là như nhau. Mỗi dòng vận chuyển dọc bờ S_{xi} được hướng song song với bờ đi ra ngoài mặt phẳng của tờ giấy và mô tả lượng vận chuyển cát đáy trong đối đó. Các mặt phẳng ngang thường được chọn ở các độ cao tương ứng nhiều hay ít với các phần phẳng của trắc ngang tổng. Nếu các cấu trúc đặc biệt chẳng hạn như các mỏ hàn, được đưa vào sơ đồ hoá, thì những mặt ngang sơ đồ thường được chọn sao cho giới hạn của các điều kiện biên tương ứng với giới hạn đối vận chuyển. Điều này được minh hoạ trong phác thảo ở hình 22.2.



Hình 22.1 Trắc ngang bãi và các sơ đồ (từng cặp đánh dấu có diện tích như nhau)



Hình 22.2 Sơ đồ bờ và trắc ngang (sơ đồ hai đường)

22.3 CÁC PHƯƠNG TRÌNH LIÊN TỤC VÀ CHUYỂN ĐỘNG

Cũng giống với phương pháp xấp xỉ đường đơn đã được trình bày ở chương 20, cần phải phát triển mối tương quan liên tục và các phương trình chuyển động cho mỗi đối của sơ đồ đó.

Phương trình liên tục có phần phức tạp hơn một ít so với phương trình cho lý thuyết đường đơn vì bây giờ có sự cung ứng và mất mát theo 2 hướng. Hình 22.3 chỉ ra một phần tử trong mặt phẳng có thể so sánh được với hình 20.2 a. Một lần nữa, vận chuyển thực tế của vật liệu đi vào phần tử bằng thể tích chứa được cho mỗi một trong số N phần tử – mỗi phần tử cho một đường sơ đồ.

Như vậy, cho $i = 1$ tới N

$$S_{xi} dt \square (S_{xi} + dS_{xi}) dt + S_{yi-1} dx dt \square S_{yi} dx dt = dx dy h_i \quad (22.01)$$

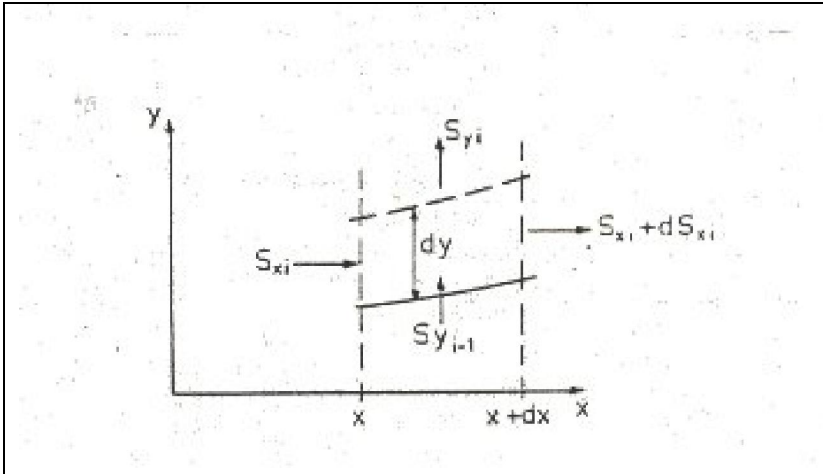
Do không có cát chuyển ngang ngoại trừ giữa các đới sao do đó:

$$\begin{aligned} S_{y0} &= 0 \\ S_{yN} &= 0 \end{aligned} \quad (22.02)$$

Việc sử dụng các công 20.02 và 20.03 vẫn còn đúng trong (22.01), ta thu được:

$$\frac{\partial S_{xi}}{\partial x} - S_{y(i-1)} + S_{yi} + h_i \frac{\partial y}{\partial t} = 0 \quad (22.03)$$

có thể so sánh được với phương trình (22.04). Cần phải nhắc lại rằng trong các phương trình trên S_{xi} là vận chuyển cát dọc bờ trên toàn bộ bề rộng đới, trong khi S_{yi} là vận chuyển ngang trên một đơn vị độ dài bãi. Cho $N = 1$ phương trình (22.03) chuyển thành phương trình liên tục tổng quát.



Hình 22.3 Các tương quan phương trình liên tục

Các hạng thức $S_{y(i-1)}$ và S_{yi} trong phương trình (22.03) có thể được đánh giá theo phương trình dạng (21.06) và các phương pháp của chương trước. Phương pháp Swart đã trình bày ở đó, thực sự cho phép dẫn đến phương trình chuyển động dọc theo trục ngang.

Tốc độ biến đổi vận chuyển cát dọc theo đường bờ $\frac{\partial S_{xi}}{\partial x}$ có thể thu được nhờ kết hợp các phương pháp trình bày trong mục 20.3. Như vậy, việc sử dụng và mở rộng các kết quả dẫn đến:

$$\frac{\partial S_{xi}}{\partial x} = \frac{\partial S_{yi}}{\partial \phi_i} \frac{\partial \phi_i}{\partial x} = 0 \quad (22.04)$$

và

$$\frac{\partial \phi_i}{\partial x} = -\frac{\partial^2 y_i}{\partial x^2} \quad (22.05)$$

trong đó ϕ_i giờ đây là góc tới tức thời của sóng tại chân của mỗi đới so với đường sơ đồ của đới đó. Như vậy góc tới của sóng sẽ là:

$$\phi_i = \phi'_i - \frac{\partial y_i}{\partial x} \quad (22.06)$$

trong đó ϕ'_i là góc tới của sóng tại chân của đối thứ i tính tương đối so với trục x . Độ sâu tại chân thứ i này sẽ rút ra từ hình 22.1:

$$\sum_{n=1}^i h_n \quad (22.07)$$

Rõ ràng rằng, các điều kiện sóng cần được tính tại cùng độ sâu này. Nói chung, hiệu ứng khúc xạ, nước nông, và sóng đồ đều cần phải xét đến.

Trong thực tế, các giá trị S_{xi} có thể tính được thông qua việc xác định phân bố vận chuyển cát dọc bờ đi qua bãi, ví dụ phương pháp Bijker đã được trình bày ở chương 19. Lấy tích phân của đường cong vận chuyển cát qua mỗi đối sơ đồ ta thu được một cách độc lập tập hợp các giá trị cho S_{xi} .

Đạo hàm $\frac{\partial S_{xi}}{\partial \phi'_i}$ có thể đánh giá gần đúng thông qua tập hợp các giá trị S_{xi} như đã trình bày trên đây đối với các giá trị tương đối khác nhau của ϕ'_i .

Đạo hàm đang xét đến được đánh giá gần đúng:

$$\frac{\partial S_{xi}}{\partial \phi'_i} \approx \frac{\Delta S_{xi}}{\Delta \phi'_i} \quad (22.08)$$

22.4 CÁC ĐIỀU KIỆN BAN ĐẦU VÀ ĐIỀU KIỆN BIÊN

Giống như cách tiếp cận một đường, các điều kiện biên và điều kiện ban đầu tương ứng cần được thiết lập một cách nhất quán với bài toán cần giải. Mỗi đường của lời giải theo cách tiếp cận N đường sẽ cần có một điều kiện ban đầu và hai điều kiện biên. Hơn nữa các điều kiện biên cho vận chuyển trầm tích ngang cũng cần phải thiết lập. Chẳng hạn, một điều kiện biên chung cho sự chuyển dịch ngang đó là không có dòng cát đi vào hoặc thoát ra theo hướng ngang trên bãi sơ đồ; điều này sẽ dẫn tới phương trình (22.02). Vì các điều kiện biên và điều kiện ban đầu khác theo hướng dọc bờ tương ứng với mỗi đường gần giống với những gì đã nêu trong chương 20, chúng sẽ không được giải thích thêm sau này nữa.

Một lợi thế bổ sung của các nghiệm số trị là các điều kiện ban đầu có thể mềm dẻo hơn nhiều. Chẳng hạn điều kiện ban đầu ngụ ý rằng bờ thẳng và có độ dốc không thay đổi sẽ không cần đòi hỏi nữa. Giờ đây điều kiện ban đầu $y_i(x)|_{t=0}$ có thể mô tả độ sâu thực tế. Tất nhiên, điều này tạo khả năng giải bài toán một cách hiện thực hơn.

22.5 CÁCH GIẢI CÁC PHƯƠNG TRÌNH

Các nhà toán học đã bảo đảm cho chúng ta rằng với các điều kiện thích hợp chẳng hạn như các giá trị không đổi cho S_{xi} , S_{yi} , ϕ'_i và W_i cùng các điều kiện ban đầu đơn giản $y_i(x) = \text{hằng số}$ tại $t = 0$, nghiệm giải tích sẽ tồn tại đối với các phương trình chuyển động thể hiện bằng (22.04) kết hợp với tương quan liên tục (22.03). Tuy nhiên rất ít khi tìm được và sử dụng các nghiệm giải tích này, điều đó chứng

tổ tính rất phổ biến và thực tế của sự phát triển các sơ đồ tích phân số nhằm giải tổ hợp các phương trình (22.04) và (22.05) một cách trực tiếp thông qua các kỹ thuật xấp xỉ sai phân theo bước thời gian. Việc phát triển các chương trình số cho công việc này là hoạt động nghiên cứu chính của nhóm kỹ thuật bờ tại trường Đại học công nghệ Delft.

22.6 NHỮNG PHÁT TRIỂN TIẾP THEO

Tiến thêm một bước nữa trong việc tính toán xấp xỉ số của chúng ta có thể chia nhỏ ra mỗi đường sơ đồ thành các khối dọc theo bãi; sau đó chúng ta áp dụng lưới lên mặt bãi - mặt phẳng x, y . Thông thường, các khối phần tử này sẽ tương đối dài (theo hướng x) so với bề rộng của nó. Bây giờ chúng ta tính các điều kiện sóng, dòng chảy và vận chuyển cát cho mỗi khối này tại điểm khởi đầu nghiên cứu và tính những sự biến đổi bờ xảy ra trong một khoảng thời gian nào đó. Sau khoảng thời gian đó, các thay đổi hoặc về hình học bờ hoặc các điều kiện dòng và sóng xa bờ sẽ là cần thiết đối với các tham số tính toán cho mỗi phần tử cần được tính toán lại. Theo cách này, sự phát triển của đường bờ và toàn bãi phụ thuộc vào các điều kiện bão cho trước có thể được mô phỏng. Thực vậy ngay cả ảnh hưởng thủy triều và những lực tác động khác đã được mô tả trước trong mục 16.6 cũng có thể phải đưa vào.

Trong khi tất cả những điều này có vẻ rất tốt đẹp về mặt nguyên lý, hãy còn một vài giới hạn trong thực tế. Tính liên tục của nước cũng như cát cần phải được cung cấp và các tình thế chuyển tiếp chẳng hạn như sự phát triển của dòng ven bờ về phía khuất gió của mỏ hàn cũng phải tính đến. Tuy nhiên, có lẽ điều quan trọng nhất còn lại là câu hỏi kinh tế liên quan đến chi phí tính toán “Độ chính xác tăng lên của lời giải có biện hộ được cho chi phí và cố gắng tính toán bổ sung hay không?”

23 CÁC BỜ CÁT

E.W. Bijker, J. v.d. Graaff

23.1 MỞ ĐẦU

Các cồn cát thường xuất hiện một cách tự nhiên ở nhiều vùng trên thế giới. Trong trạng thái không khống chế được chúng thường kết hợp với cát khô được vận chuyển do gió. Ở trạng thái này, các cồn cát có thể dịch chuyển do gió, thường trở nên khá cao và thỉnh thoảng xâm lấn và phá vỡ các công trình của con người. Chúng có thể được nhắc đến, chẳng hạn khi đường cao tốc và đường sắt bị phủ lấp cũng như đất đai sản xuất nông nghiệp bị phá huỷ.

Tuy các cồn cát xuất hiện khắp nơi trên thế giới, song chúng thường hay tập trung dọc theo bờ biển. Bờ biển Hà Lan là một ví dụ tuyệt vời về các cồn cát dọc bờ. Chúng cũng có thể được tìm thấy ở nhiều vùng khác: một phần bờ biển Ghana, một phần bờ Oregon ở Hoa Kỳ. Các cồn cát biệt lập tồn tại dọc theo bờ đất bùn của Suriname, (Allersma, 1968). Do được đặc trưng bởi độ cao và thể tích cát lưu giữ, các cồn cát ven bờ có thể được sử dụng trong các sơ đồ bảo vệ bờ vì lợi ích con người. Phần còn lại của chương này sẽ dành cho việc tìm hiểu động lực học của bờ có cồn cát bảo vệ tương tự như trường hợp bờ biển Hà Lan.

23.2 THÀNH TẠO CÁC CỒN CÁT

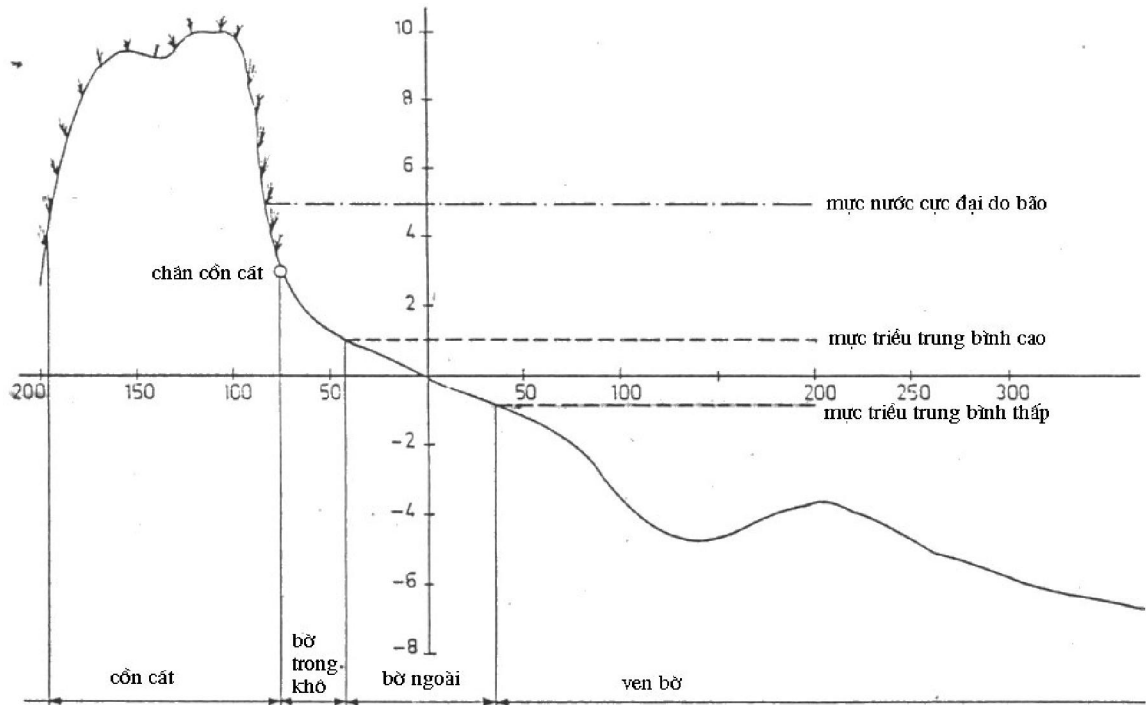
Có hai thành phần cơ bản cần thiết để tạo nên các cồn cát dọc bờ: sự cung ứng cát chậm, liên tục vừa phải và gió thổi ở một chừng mực nào đó về phía bờ.

Cát thường được biển cung ứng do sóng bằng một trong hai cách: hoặc thông qua vận chuyển ngang từ nước sâu hoặc do bồi lấp bãi gây nên bởi sự suy giảm dòng cát vận chuyển dọc bờ. Cách cung ứng trầm tích đầu tiên được gây nên bởi dòng vận chuyển gần đáy không lớn về phía bờ do sóng ở ngoài đới sóng đổ. (Điều này là trái với những tranh luận về khối lượng vận chuyển ngang bên trong đới sóng đổ đã được trình bày ở phần 11.5). Longuet Higgins (1953), Bijker, et al (1975) và Battjes (1976) đã thảo luận chi tiết hơn về dòng vận chuyển trầm tích này. Đây là một trong những nguồn cung ứng cát chủ yếu cho bờ biển Hà Lan. Những cồn cát này nói chung phát triển chậm chạp nhưng ít khi ổn định.

Cách cung ứng thứ hai, do suy giảm dòng cát vận chuyển dọc bờ là nguồn cơ bản hình thành nên các cồn cát. Sự cung ứng như vậy nuôi dưỡng các cồn cát gần

cuối Mũi Cod ở Hoa Kỳ. Các cồn cát có thể lớn nhanh hơn do sự cung ứng cát nhiều hơn.

Với nguồn cung ứng khác, cát trở nên khô và gió có thể dễ dàng hơn tách cát khỏi lớp mặt dẫn đến vận chuyển. (Cát ướt chưa bão hoà có độ dính bổ sung do ứng suất mặt của nước giữa các hạt tinh thể. Sức căng bề mặt này chỉ bị vượt qua khi gió tương đối mạnh). Tác động thuỷ triều có thể đủ cho phép lớp trên cùng của cát gần với mép thuỷ triều cao bị khô và vận chuyển theo gió. Nếu như nước biển cực kỳ mặn, muối đọng lại do nước bốc hơi có thể đủ để gắn chặt các hạt cát với nhau nhằm giữ chúng không bị phát tán theo gió. Lớp cát được gắn kết như vậy thường được gọi là trầm tích vôi hoá, nhưng thường ít thấy trên các bờ các đại dương.



Hình 23.1. Trắc ngang bờ có đụn cát

Hình 23.1 chỉ ra mặt cắt ngang biểu trưng của bờ cát bảo vệ thường gặp ở Hà Lan. Điều này có thể so sánh được với những gì trình bày trong tập I hình 25.1. Phần bờ biển khô phía sau có xu thế tạo cho các cồn cát có vẻ rất độc lập với phần còn lại của bờ, mặc dù trong thực tế không phải vậy. Ngoại trừ thời kỳ bão, các thay đổi của các cồn cát thường xảy ra chậm chạp hầu như không thể cảm nhận được nếu người quan sát không có trình độ chuyên môn cao.

Trong mục này sẽ có những mô tả sự hình thành và nuôi dưỡng các cồn cát. Mục tiếp trong chương sau sẽ mô tả sự hình thành và biến đổi của cồn cát vì lợi ích của con người. Tuy nhiên, quá trình thành tạo bờ thềm thoải bị gián đoạn do xói mòn. Có thể xảy ra khả năng bờ cát ít nhiều bị xói mòn mặc dù cát luôn được cung

ứng một cách tự nhiên từ ngoài khơi. Điều kiện cần để việc này xảy ra, đó là mức xói gây ra do tăng vận chuyển dọc bờ nhiều hơn mức cung ứng cát theo hướng ngang bờ. Hai phần tiếp theo sau đây sẽ mô tả những thay đổi bờ biển có cồn cát trong các chu kỳ dựa chủ yếu dựa vào kinh nghiệm ở Hà Lan.

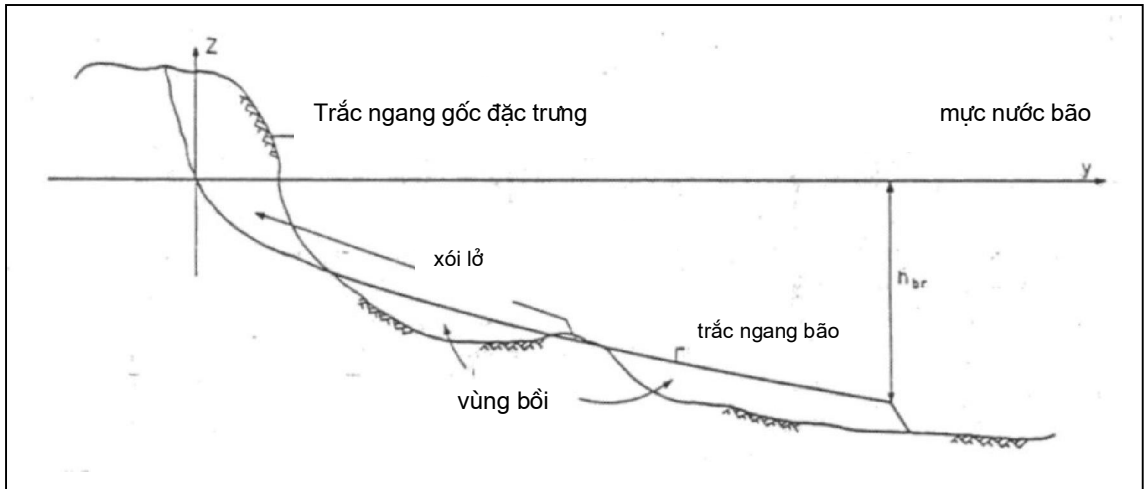
23.3 ĐỘNG LỰC NGẮN HẠN CÁC Đụn CÁT

Trong những thời kỳ có bão tố dữ dội mực nước sẽ cao hơn đáng kể so với các điều kiện bình thường. Dưới những điều kiện bão cực mạnh, như được chỉ ra ở hình 23.1, các cồn cát trở thành đối tượng tấn công trực tiếp của biển. Cát bị xói từ các cồn cát và vận chuyển trước hết theo hướng ngang bờ đi ra biển dọc theo trục ngang bãi. Trong khi đó có thể xảy ra đồng thời dòng vận chuyển dọc bờ đáng kể, tuy nhiên điều này không cần phải quan tâm đến nhiều, đặc biệt nếu các điều kiện dọc bờ không thay đổi lớn từ nơi này đến nơi khác và độ kéo dài của bão tương đối ngắn. Dù có đúng như thế thì những biến đổi của trục ngang bãi có thể rất lớn trong một khoảng thời gian ngắn hoạt động của bão.

Ngay cả trong thời kỳ cơn bão và lũ lụt lịch sử trong các tháng giêng và hai năm 1953 ở Hà Lan, sự phá huỷ các cồn cát cũng không xảy ra nghiêm trọng. Trong cơn bão này với tần suất xuất hiện trung bình vào khoảng 1 lần trên 250 năm, xói mòn cồn cát lớn nhất tính được vào khoảng 100 m³ cát trên 1 mét chiều dài bãi. Điều này tương ứng với việc hình thành chỗ lõm ở chân cồn cát trên khoảng cách cỡ từ 20 đến 30 m.

Các điều kiện nghiêm trọng hơn có thể xảy ra đối với bờ biển Hà Lan. Tuy khả năng xảy ra điều này thường rất hiếm. Hiện tượng xói lở cồn cát cũng sẽ trở nên nghiêm trọng hơn nhiều. Thực vậy, hầu hết các cồn cát - bảo vệ của bờ biển Hà Lan có thể chịu được xói lở cỡ lớn hơn 500 m³ cát trên 1 mét đường bờ và có khả năng ngăn lụt vùng ở sâu phía sau bờ biển. Rất tiếc là ở một ít khu vực đường bờ không có được lượng dự trữ cát nhiều như vậy của các cồn cát.

Một câu hỏi cực kỳ quan trọng đặt ra, đó là “ Với từng dạng bờ có cồn cát nhất định, khả năng chịu đựng và không bị phá huỷ đối với bão đến cấp nào? “ Nhiều công trình nghiên cứu về vấn đề này đã được tiến hành ở Hà Lan và vẫn đang được tiếp tục. Một số kết luận dựa vào cả mô hình và những nghiên cứu theo nguyên mẫu được dẫn ra trong phần kết thúc này.



Hình 23.2. Trắc ngang trong trường hợp bão

Vì dòng vận chuyển trầm tích ngang quyết định đối với vận chuyển trầm tích bờ trong giai đoạn xói cồn cát, nguyên lý liên tục dẫn đến việc lượng cát xói mòn từ cồn cát cần phải lưu lại ở một nơi nào đó dọc theo trắc ngang bãi. Những đo đạc tiến hành dọc bờ biển Hà Lan ngay trước và sau cơn bão vào năm 1953 đã chỉ ra rằng phần lớn bờ đã hình thành dạng trắc ngang bão được phát triển tiếp từ mức nước lũ kéo dài đến độ sâu ít nhiều tương ứng độ sâu biên ngoài đới sóng đổ. Trắc ngang này có dạng phù hợp với tương quan bán kinh nghiệm:

$$z = -0,415\sqrt{y + 4,5} + 0,88 \quad (23.01)$$

trong đó y và z được xác định theo cách thông thường và được chỉ ra dọc theo trắc ngang trên hình 23.2. Chú ý rằng phương trình 23.01 không thể không có thứ nguyên – hệ đơn vị mét được sử dụng trong đó. Phương trình này được công bố trong một báo cáo vô danh của Bộ các công trình công cộng (1972) và chỉ có hiệu lực đối với trắc ngang thấp hơn mức nước tĩnh. Hình 23.2 chỉ ra một trắc ngang như vậy. Tính liên tục của cát dẫn đến diện tích vùng xói lở bằng diện tích vùng bồi đắp và được thể hiện trên hình vẽ.

Đáng tiếc là không có ai đủ can đảm tiến hành đo đạc trong cơn bão năm 1953 trên bờ biển; do đó chúng ta không biết mặt cắt bão trên hình 23.2 được phát triển theo thời gian ra sao. Nếu mức nước lũ do bão được giả thiết đạt ngay lập tức và được duy trì một khoảng thời gian nào đó đồng thời với quá trình xói lở diễn ra, thì chúng ta có thể kết luận từ hình 23.2 rằng đới sóng đổ trở nên rộng hơn nhiều trong quá trình xói. Hơn nữa vì trắc ngang bãi trong bão liên quan với mức nước lũ tĩnh trong cơn bão đó, nên lượng tổng cộng các vật liệu của cồn cát bị xói phụ thuộc mạnh vào mức nước lũ do bão này. Độ kéo dài về thời gian của bão dường như không quan trọng lắm; mỗi khi trắc ngang dạng 23.2 hình thành, sự biến đổi tiếp theo sẽ xảy ra chậm hơn ngoại trừ khi mức nước hay sóng tiếp tục tăng lên. Các tương quan thực nghiệm đã được thiết lập nhằm mục đích dự báo xói lở cồn cát trên cơ sở mức nước lũ do bão. Đáng tiếc là do có một số lượng lớn các giả thiết hạn chế

đã được sử dụng trong phương pháp, nên các tương quan thu được mang định tính nhiều hơn là định lượng trong thực tế. Từ khi công bố công trình nêu trên, những nghiên cứu mô hình tiếp theo được tiến hành trong Phòng thí nghiệm Thủy lực Delft đã chỉ ra rằng các tính toán có thể quá thận trọng, lượng vật liệu bị xói lở thường ít hơn lượng dự báo.

Thực vậy, trước khi những nghiên cứu tiếp theo được hoàn thành, chúng ta đưa ra ở đây một số khá ít các kết quả định tính hơn là một tập hợp đầy đủ các mối tương quan thực nghiệm.

Như đã phát triển ở trên, mực nước lũ do bão hiện hữu là rất quan trọng để xác định mức độ xói lở cuối cùng của cồn cát. Một mức tăng nhỏ của mực nước có thể dẫn tới sự gia tăng đáng kể xói lở.

Những cồn cát tương đối cao cung cấp nhiều lượng cát hơn đối với mỗi mét đường bờ bị xói. Hiện tượng bồi lấp đường bờ sẽ giảm đi nhưng thể tích tổng cộng thực tế của cát bị xói lở càng nhiều hơn đối với cồn cát cao hơn. Điều này có thể hình dung được khi ta dịch chuyển trục ngang bão một ít về bên phải trên hình 23.2; thể tích bồi lấp sẽ tăng nhanh. Các cồn cát cao sẽ giảm đến mức tối thiểu sự bồi lấp, các cồn cát thấp sẽ giảm thiểu thể tích cát bị xói lở. Mối quan hệ này có thể hữu ích khi tiến hành biện pháp nhân tạo kích thích hình thành cồn cát nhằm đạt được một dạng tối ưu của chúng.

Những cơn bão xuất hiện tiếp sau cơn bão ban đầu với cùng một cường lực sẽ gây ra phá huỷ cồn cát ít hơn cơn bão trước. Lượng cát vận chuyển ngang bờ chỉ vào khoảng 20 đến 30% so với những gì xảy ra trong cơn bão đầu tiên và điều này đã được thử nghiệm tại Hà Lan.

Các cơn bão tương đối mạnh, chẳng hạn như ở Hà Lan năm 1953, không thể dịch chuyển cát đi rất xa, hầu hết cát được lưu lại trong đới sóng đổ.

Các cồn cát trước đây đã ổn định sẽ được hình thành lại trong những năm tiếp theo. Quá trình này xảy ra tương đối chậm so với quá trình xói lở trong bão, nhưng việc khôi phục này diễn ra nhiều nhất chỉ trong một vài năm.

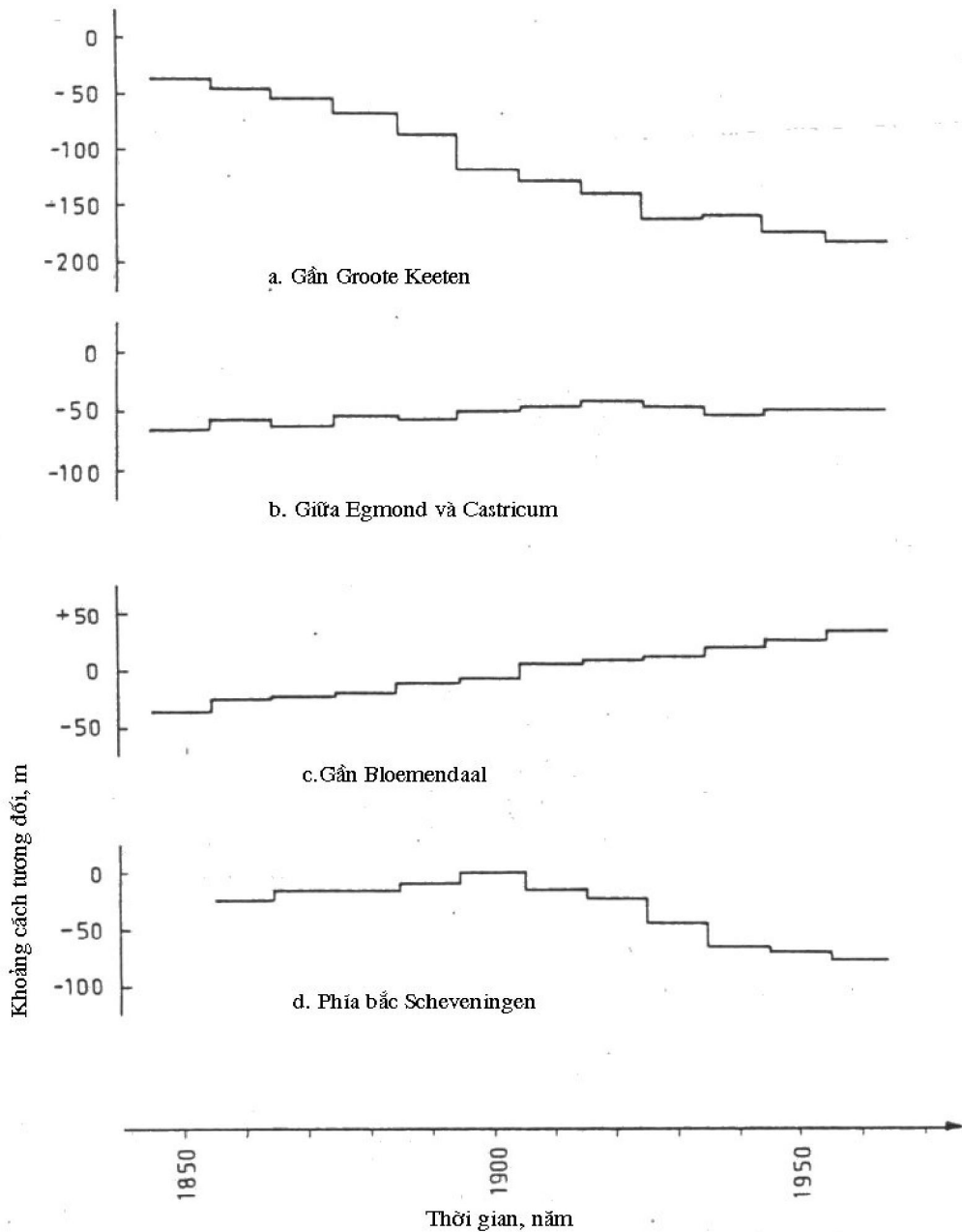
Thông thường, phần cao nhất của trận lũ do bão chỉ xảy ra trong một khoảng thời gian tương đối hạn chế. Tuy nhiên, phần lớn xói lở cồn cát lại chỉ diễn ra trong một vài giờ.

23.4 ĐỘNG LỰC HỌC DÀI HẠN CÁC CỒN CÁT

Một dãy các cồn cát bảo vệ bờ cần giữ ổn định trong một thời kỳ nhiều năm hoặc nhiều thập niên, thêm vào đó là khả năng tồn tại của chúng qua các cơn bão mạnh. Tuy không thấy rõ các diễn biến chậm nhưng cần thiết phải xác định các xu thế biến đổi bờ từ từ này, đặc biệt đối với xói lở.

Vì các cồn cát có ý nghĩa quan trọng như vậy để bảo vệ bờ biển Hà Lan, những biến đổi chậm của vị trí các cồn cát được theo dõi cẩn thận trong nhiều thập niên. Hình 23.3 chỉ ra mức độ dịch chuyển trung bình 10 năm của chân các cồn cát tại 4

địa điểm dọc bờ biển Hà Lan trong khoảng thời gian hơn một thế kỷ một. Chỉ có những thay đổi tương đối được chỉ ra trong hình đó; điểm zero của thang tỷ lệ được lấy hoàn toàn tùy tiện.

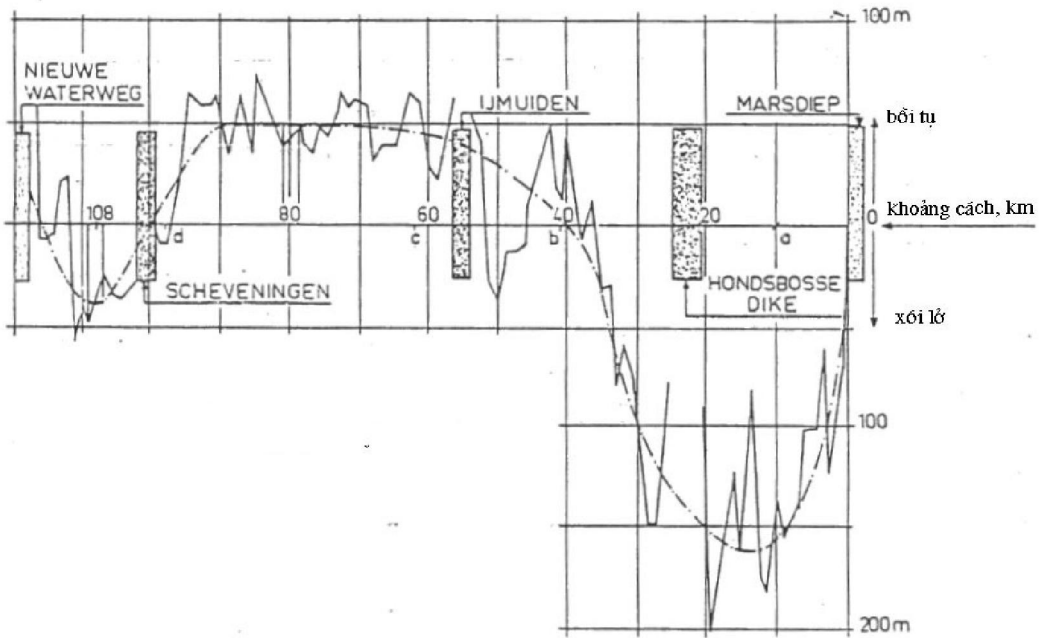


Hình 23.3 Biến đổi cồn cát tại 4 địa điểm bờ biển Hà Lan

Hình 23.3a, trên khoảng 10 km về phía nam Den Helder, chỉ ra hiện tượng xói lở liên tục vào khoảng 1.3 m/năm, trong khi tại 31 km tiếp theo về phía nam hình

23.3b - các cồn cát được giữ rất ổn định. Gần Bloemendaal, cách Den Helder 62 km về phía nam, các cồn cát được bồi đắp vào khoảng 0.6 m/mỗi năm - hình 23.3c.

Ngay tại phía bắc Scheveningen - hình 23.3d – hiện tượng bồi đắp chậm ban đầu chuyển sang bị xói khoảng 1.4 m/năm sau năm 1900. Điều này là thú vị khi xét đến sự kiện rằng các công trình bảo vệ bờ - tường chắn biển và mỏ hàn đã được xây dựng tại Scheveningen vào đầu thế kỷ. Điểm đo đạc được chỉ ra trong hình nằm cách mép công trình trên khoảng 2 km về phía bắc.



Hình 23.4 Dịch chuyển chân cồn cát dọc bờ biển Hà Lan trong thế kỷ qua

Hình 23.4 chỉ ra sự chuyển đổi toàn vùng bờ trong một thế kỷ. Các chữ từ *a* đến *d* trên trục ngang chỉ ra các vị trí các đô thị trong hình 23.3.

Khác với nguyên nhân xói lở cồn cát trong thời kỳ bão, những sự biến đổi bờ vừa mới mô tả trên đây được gây ra chủ yếu do vận chuyển trầm tích dọc bờ. Những sự biến đổi bờ này xảy ra liên quan đến gradient của khả năng vận chuyển dọc bờ. Hiện tượng bồi lấp thường do suy giảm khả năng vận chuyển và xói lở do gia tăng khả năng vận chuyển dọc bờ. Những biến đổi vừa được mô tả trên hình 23.3 và 23.4 đối với chân cồn cát cũng là đặc trưng cho cả toàn bộ trắc ngang bãi. Nếu giả thiết rằng trắc ngang tổng thể bao gồm các cồn cát cao khoảng 20 m thì sự biến đổi bãi và cồn cát 1 m trong 1 năm dẫn đến gradient khả năng vận chuyển dọc bờ vào khoảng 20000 m³ trong 1 năm trên 1 km. Khi mở rộng đáng kể khoảng cách này thì thể tích cát di chuyển sẽ rất lớn. Ví dụ, trên 40 km, tốc độ xói lở 1 m/1 năm dẫn tới tăng khả năng vận chuyển trầm tích cỡ 800000 m³/năm.

Đặc biệt hiện tượng xói lở có tầm quan trọng lớn đối với sự an toàn lâu dài cho vùng bờ được bảo vệ bằng cồn cát. Trong khi chúng ta không thể thường xuyên lý giải được nguyên nhân biến đổi bờ chậm hay dự báo mức độ chính xác của nó, cần phải cố gắng xác định các xu thế hiện tại, ngoại suy chúng, và cố gắng đưa ra những hậu quả có thể xảy ra. Thông thường, hiện tượng xói lở thường được dự đoán trước, sự phát triển đường bờ có thể được quy hoạch với các biến đổi bờ có khả năng xảy ra. Các vấn đề trở nên khó khăn hơn và thường nhạy cảm hơn khi để quá muộn việc quy hoạch cho những biến đổi bờ tự nhiên. Khi đó, các công trình bảo vệ bờ nhân tạo là giải pháp đáng xem xét nhất. Tuy nhiên có một lựa chọn khác đó là từ bỏ khu vực này. Sự lựa chọn thứ hai này có thể kinh tế hơn trong một thời kỳ dài đối với một số tình thế nhất định.

Các công trình bảo vệ bờ sẽ được thảo luận sâu hơn trong chương sau. Tuy nhiên, trước hết chúng ta sẽ kết thúc chương này với việc thảo luận về khả năng dự báo những biến đổi bờ được bảo vệ bằng các cồn cát.

23.5 PHƯƠNG PHÁP PHÂN TÍCH

Những thảo luận trong các phần trước của chương này chỉ giới hạn vào tập tính của cồn cát trên trục ngang đơn. Bây giờ, chúng ta sẽ sử dụng một phát triển phương pháp đa đường của chương trước nhằm chỉ ra cách phân tích toàn bộ bờ có cồn cát bảo vệ.

Vì phương pháp đa đường liên quan đến cả vận chuyển trầm tích ngang bờ và dọc bờ, nên nó có thể được sử dụng một cách có kết quả để phân tích hạn ngắn và hạn dài. Tuy nhiên nó có thể trở nên công kềnh cho việc phân tích hạn ngắn nếu như địa mạo bờ bị chi phối bởi vận chuyển ngang.

Phương pháp mô hình đa đường cải tiến liên quan đến việc cho phép tính đến lượng cát đi vào bãi từ các cồn cát. (Chúng ta có thể nhớ lại từ chương 22 rằng phương trình 22.02 không đưa dòng cát đi vào và ra đối xứng đồ theo hướng ngang bờ). Bây giờ chúng ta có thể cho cát đưa vào đối vận chuyển dọc bờ gần nhất với các cồn cát thông qua việc bỏ đi hạn chế S_{y_0} luôn luôn bằng không. Tuy nhiên, điều kiện biên này cần phải thay thế bởi một cách mô tả khả thi nào đó quá trình biến đổi cồn cát. Điều này có thể được tiến hành dựa vào độ dốc tương tự như đối với tất cả vận chuyển ngang khác.

Tuy nhiên, ở đây, tồn tại hai sự khác biệt quan trọng.

Trước hết, các cồn cát có xu hướng “đổ sập” (cave in) trong khi xói lở một lượng khá lớn cát lắng đọng lập tức ở phần bãi trên. Mô hình của chúng ta cũng cần làm được như thế. Điều này có thể thu được theo từng bước, chẳng hạn một lượng cát cho trước sẽ lắng đọng phía trên cùng của bãi khi độ dốc của cồn cát trở nên quá lớn. Khối lượng cát này có thể phụ thuộc vào các tính chất của cát và độ cao cồn cát thông qua xấp xỉ phân tích vòng tròn trượt (slip circle analysis) rất quen thuộc đối

với các kỹ sư nền móng. Điều đó tạo ra một sự gián đoạn trong cung ứng cát trái với quan niệm Swart.

Vấn đề thứ hai đó là vận chuyển cát từ bãi tới các cồn cát do một hiện tượng hoàn toàn khác (và độc lập) là gió. Trong khi có thể chấp thuận một dạng hàm vận chuyển liên tục, ta hiện có quá ít hiểu biết về sự bồi đắp cồn cát để có thể xác định các tham số cần thiết đối với vận chuyển cát về phía các cồn cát.

Do đó khi nghiên cứu bờ bị xói lở với cung ứng cát theo dạng vòng tròn trượt sẽ dẫn đến một mô tả toán học đối với S_{y0} trong dạng đặc biệt. Ngoại suy phương trình 21.06 với các kí hiệu trong chương 21:

$$\text{Nếu } (W_0 - (L_1 - L_0)) < 0 \quad \text{thì} \quad S_{y0} = 0 \quad (23.02)$$

và

$$\text{nếu } (W_0 - (L_1 - L_0)) > 0 \quad \text{thì} \quad S_{y0} = S_{cc} \quad (23.03)$$

trong đó W_0 là khoảng cách tương ứng với độ dốc cồn cát “vừa mới ổn định”,
 L_0 là khoảng cách đặc trưng cho cồn cát, và

S_{cc} là lượng cát lắng đọng ở phần trên cùng bãi trong một khoảng thời gian thông qua hiện tượng “đổ sập”.

Do S_{cc} thông thường lớn, một phần trên của bãi “sẽ mở ra phía trước” do được cung ứng từ các cồn cát. Điều đó sẽ tự động khôi phục tình trạng 23.02 và khởi đầu quá trình tăng vận chuyển ngang tới các đới nước sâu hơn. Trong thời kỳ thời tiết êm ả cát được cung cấp từ bãi biển sẽ tái tạo lại các cồn cát, dạng hàm vận chuyển cát liên tục hơn - càng gần với phương trình 21.06 hơn - sẽ thay thế cho 23.02 và 23.03.

24 CÁC CÔNG TÁC BẢO VỆ BỜ

E.W. Bijker, J. v.d. Graaff, W.W. Massie

24.1 MỞ ĐẦU

Chương này trước hết đề cập đến các phương thức khác nhau theo đó con người có thể gây ảnh hưởng tới các quá trình tự nhiên xảy ra dọc bãi biển. Ở đây có một sự chú ý tới những hậu quả hình thái của những biến đổi khác nhau do con người tạo ra lên các chi tiết cấu tạo của chính các công trình đó. Khía cạnh sau cùng này nói chung thuộc lĩnh vực các công trình thủy lực hơn là kỹ thuật bờ.

Những nguyên lý của các hậu quả hình thái học của những biến đổi khác nhau do con người tạo ra được thảo luận trong các phần sau. Cũng có gì đó không đáng ngạc nhiên khi phần lớn các công trình gắn liền đến các bãi đang bị xói. Các bờ đang được bồi đắp ít khi có vấn đề đặt ra.

24.2 CUNG ỨNG CÁT

Chắc có lẽ giải pháp đơn giản nhất và đáng tin cậy nhất duy trì bãi bị xói lở là cung ứng cát từ những nguồn khác nhau; tuy nhiên còn có một số phương pháp khác để giải quyết vấn đề này.

Phương pháp đường như trực tiếp nhất đó là chuyển cát vào vị trí hướng bờ của đường sóng đổ thông qua các hoạt động nạo vét. Vì cát được đổ vào vùng nước nông hoặc vào bãi khô, chỉ có một số loại máy hút thủy lực mới có khả năng đổ cát qua đường ống dẫn - xem tập 1 chương 16. Thỉnh thoảng cát cung ứng có thể được lấy từ dự án nạo vét cục bộ được tiến hành vì một mục đích khác; nạo vét để mở rộng cảng là một ví dụ tốt nhất về công việc này. Trong trường hợp đó chi phí nuôi dưỡng có lẽ sẽ là tối thiểu, ở đây chỉ đòi hỏi kinh phí phụ nhằm kéo dài đường ống dẫn.

Một nguồn cung ứng khác đó là sử dụng cát nạo vét từ các bãi bồi gần đó. (Thông thường, xói lở ở một bãi này đều kèm theo bồi lắng ở một bãi khác gần đó). Hiện tượng xói lở và bồi đắp lên hai phía của cửa vào cảng là một ví dụ thuộc loại này. Trong quá khứ, các công trình cố định vĩnh cửu kèm theo trang bị nạo vét trên đó được xây dựng tại các bãi bồi trong đới sóng đổ để thu cát vận chuyển dọc bãi và bơm nó vào vùng bờ bị xói một cách tương đối liên tục. Ít nhất có một công trình chuyển rẽ cát như vậy đã được mô tả trong tập 1 của Cẩm nang bảo vệ bờ. Đáng tiếc những công trình như thế thường ít có được thành công mỹ mãn. Chúng có thể do đã không được định vị chính xác để thu nhận sự cung ứng đầy đủ cát trong khi

đó bão mạnh có thể làm cho chúng bị chìm sâu vào cát và không thể hoạt động được nữa. Ống dẫn đổ cát từ công trình này thường được lắp đặt vĩnh cửu qua cửa vào cảng, kết quả ống dẫn hoàn toàn nằm chìm sâu – một dạng ống hình chữ U - có thể bị tắc do cát trong trường hợp hỏng bơm đột ngột vì đường ống dẫn chứa đầy hỗn hợp nước và cát. Việc lắp đặt cố định như vậy cũng gây tổn động khá nhiều vốn đầu tư cho một mục đích duy nhất.

Như vậy, sẽ kinh tế và hiệu quả hơn khi chuyển cát bằng các thiết bị nạo vét thông thường. Những thiết bị này có thể sử dụng để chuyển cát lúc có yêu cầu và những lúc không cần có thể sử dụng cho mục đích khác. Không nhất thiết phải lấy cát từ bên trong vùng sóng đổ bình thường (thời tiết êm ả). Nếu một tàu nạo vét nổi tạo một hố sâu hoặc một rãnh song song với đường bờ sát biên ngoài đới sóng đổ khi thời tiết yên tĩnh thì cát sẽ chuyển vào hố này do sự vận chuyển dọc theo trục ngang của bãi. Lý thuyết vận chuyển đa đường có thể được sử dụng để nghiên cứu bài toán vận chuyển như vậy. Nếu như hố sâu được nạo vét ít nhiều liên tục, điều kiện biên của lời giải là địa hình bờ tại hố đào sẽ không thay đổi – bất kỳ lượng cát nào đi vào vùng hố đào sẽ biến mất một cách đơn giản. Cũng như vậy, mô hình đa đường có thể được dùng để mô phỏng các tập tính của cát cung ứng cho bãi bị xói lở. Nếu các hệ số cần thiết có thể xác định được, thông qua quá trình từ mô phỏng như trên đến các thí nghiệm bằng hình thức mô mả đối với các điểm lấy cát và xả cát khác nhau để chọn ra được những vị trí thích hợp nhất.

Khi không có sẵn cát trên bãi hoặc ở khu vực có các hoạt động nạo vét khác thì thỉnh thoảng cũng cần phải lấy cát từ vùng xa bờ. Vị trí lựa chọn cần đủ xa bờ (thường vài hải lý) để những quá trình bãi không làm ảnh hưởng được. Thông thường cát được nạo vét trên vùng tương đối lớn đảm bảo hạn chế ảnh hưởng lên địa hình vùng xa bờ. Mặt khác việc nạo vét trải rộng như vậy có thể tăng ảnh hưởng lên công nghiệp đánh bắt hải sản của các địa phương.

Điều bất lợi của mọi phương pháp cung ứng cát nêu trên đó là đặc trưng dài hạn của chúng. Cát cần phải được cung ứng lâu dài theo các khoảng đều đặn. Trong khi đó việc đầu tư tiền vốn ban đầu có thể rất thấp, nhưng chi phí toàn bộ sẽ lớn hơn trong thời gian vận hành lâu dài.

Cát cũng có thể được cung ứng từ đất liền. Trong khi vận chuyển cát qua đất liền có thể trở nên rất đắt đỏ, trên cơ sở cung ứng liên tục cho bãi biển bị xói lở chậm, vẫn có khả năng tiết kiệm hơn khi củng cố bờ bảo vệ bằng các cồn cát. Ví dụ, chuyển cát xung quanh các cồn cát có thể sẽ làm thấp xuống và mở rộng mặt nghiêng của chúng làm cho chúng trở nên lâu bền hơn và giảm thiểu khả năng mất cát trong tương lai. Mặt khác, việc tăng độ cao đỉnh cồn cát nhờ chuyển cát lên phía trước có thể cần thiết, nếu như quá trình lùi lại của toàn thể đường bờ cần được giảm thiểu (xem chương 23). Rõ ràng rằng, những biện pháp này chỉ nhằm mục đích cải thiện bãi trong một thời kỳ ngắn, nó thường quá đắt đỏ cho một hạn dài.

Nếu các cồn cát dọc bờ đang được phát triển lên từ từ nhờ nguồn cát do gió mang tới, thì việc xây dựng đê chắn gió hoặc trồng các bãi cỏ khác nhau có thể

thành công trong việc kích thích các cồn cát hình thành và duy trì hình dạng mong muốn. Tập I *Cẩm nang bảo vệ bờ* đã mô tả một số loại cồn cát bảo vệ và tăng cường. Phương pháp bảo vệ như thế có thể trở nên cần thiết đối với các bờ bồi lắng nhằm ngăn chặn vận chuyển cát do gió vào phía đất liền, vì quá trình này có thể gây nên các hậu quả không mong muốn đối với các hoạt động của con người thông qua đất đai canh tác hay đường giao thông.

Tính tiện ích dễ nhận thấy và rất thực tế của tất cả các sơ đồ nuôi dưỡng bãi ở trên chính là bản thân của sự nuôi dưỡng bãi đó; các công việc cũng giống như trong tự nhiên và những hậu quả của các công việc đó đối với các phần bờ lân cận có khả năng tốt nhất trong số tất cả các phương pháp bảo vệ có thể. Ý nghĩa của nhận xét cuối cùng này sẽ trở nên rõ ràng hơn trong chương này.

24.3 MỎ HÀN

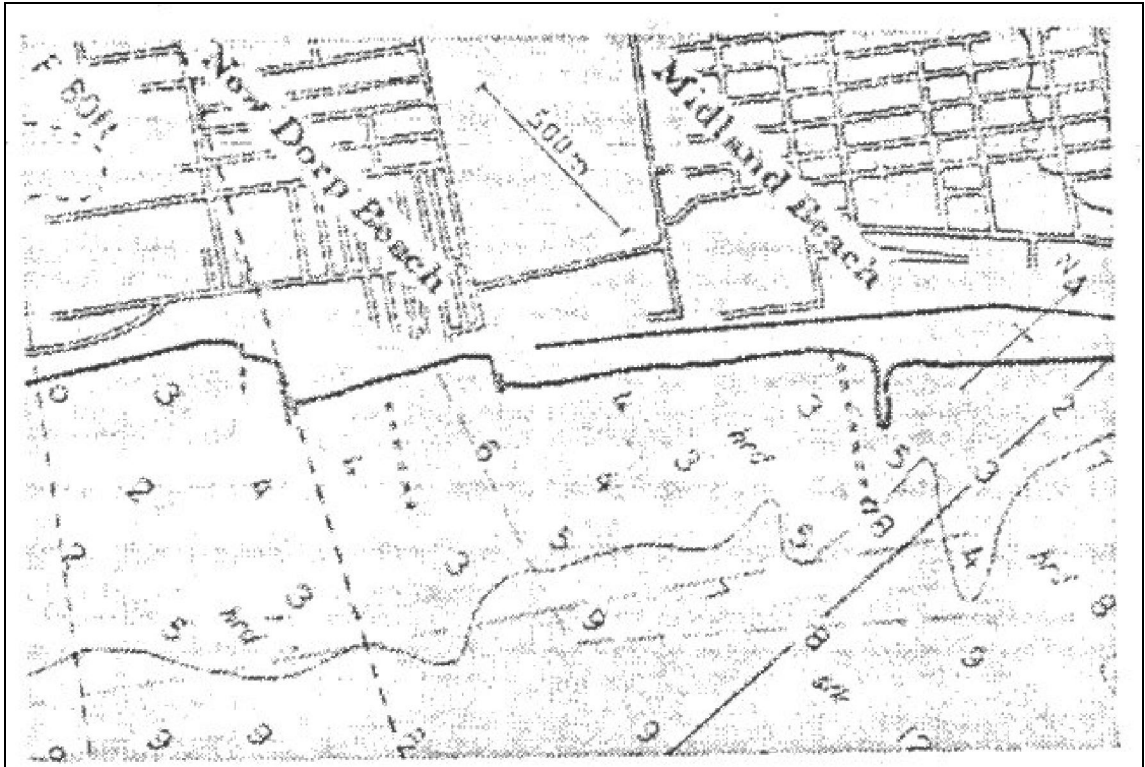
Mỏ hàn chứng tỏ rất hiệu quả ổn định bờ đang bị xói lở do có gradient dương của vận chuyển cát dọc bờ. Để có hiệu quả hoàn toàn, các mỏ hàn cần phải kéo dài trên toàn đới sóng đổ với cao độ hơn mực nước tĩnh, tuy nhiên, thông thường chỉ cần làm gián đoạn một phần của vận chuyển trầm tích dọc bờ là đủ để đạt được tính ổn định bãi, các mỏ hàn thấp hơn, ngắn hơn vẫn có thể được chấp nhận. Các mỏ hàn tại Scheveningen, Hà Lan thuộc dạng sau cùng này. Trong thời kỳ bão mạnh ở đây vào năm 1976 - các mỏ hàn đã hoàn toàn nằm sâu dưới nước.

Khoảng cách giữa các mỏ hàn cùng với độ cao, độ dài của chúng và hướng tới của sóng cũng quan trọng đối với hiệu quả của chúng. Vì đường bờ giữa các mỏ hàn sẽ tự định hướng ít nhiều song song với đỉnh sóng tới, các bãi bắt buộc phải chịu các đỉnh sóng tới hầu như song song và có thể được bảo vệ một cách thoả đáng nhờ các mỏ hàn cách nhau không quá xa. Hình 24.1 chỉ ra một dạng bờ như vậy với các mỏ hàn đặt cách nhau 900 m. Khoảng cách này là cực kỳ rộng. Cần chú ý tới việc bãi nằm giữa các mỏ hàn gần như thẳng nhưng không song song với đường bờ; góc tới của sóng (tất cả sóng đều xuất phát từ một hướng này) là rõ ràng.

Đối với trường hợp tới hạn khác, các mỏ hàn thỉnh thoảng được đặt theo các khoảng dọc bờ tương đương độ dài của chúng. Do chi phí cao cho việc xây dựng các mỏ hàn, điều quan trọng nhất chúng phải được thiết kế chính xác và đặt trên một khoảng cách chính xác. Không có một nguyên lý chung đơn giản nào có thể được đưa ra để xác định khoảng cách giữa các mỏ hàn. Tuy nhiên, chúng ta có thể nghiên cứu các hậu quả hình thái học của các sơ đồ lấp đặt mỏ hàn khác nhau sử dụng mô hình đa đường nhằm xác định kích thước tối ưu cho tập hợp các mỏ hàn. Nếu chúng ta muốn có kết quả chính xác hơn trong mô phỏng, cần có được các mô hình đầy đủ hơn, những ảnh hưởng của mỏ hàn lên thành phần sóng tới cũng cần phải được đưa vào trong tính toán - xem chương 16 và 19.

Các chi tiết xây dựng của tập hợp rất nhiều các cấu trúc mỏ hàn đã được dẫn ra trong tập I của *Cẩm nang bảo vệ bờ*.

Vậy hệ quả của dãy các mỏ hàn đối với việc duy trì đường bờ ra sao? Cát tiếp cận dãy các mỏ hàn từ phía đầu dòng dọc theo bờ sẽ bị dừng tại mỏ hàn đầu tiên; sự bồi lắng có thể xảy ra ở đây. Khi sự bồi lắng này đã tới được mép ngoài của mỏ hàn thứ nhất, cát sẽ đi qua vào khoảng không gian giữa mỏ hàn thứ nhất và mỏ hàn thứ hai, v.v....Nếu như bờ được bảo vệ rất dài, chúng ta tốt hơn hết không tính vật liệu được đi dọc con đường này qua toàn bộ mỏ hàn bảo vệ trong một thời gian rất dài.



Hình 24.1 Mỏ hàn bảo vệ bờ, New Jersey, Hoa Kỳ

Điều gì sẽ xảy ra tiếp theo đối với phần cuối dòng khi đi qua mỏ hàn cuối cùng? Ở đây sẽ có vận chuyển cát được đánh giá đối với đối sóng đổ (nhắc lại rằng do vận chuyển cát tăng dọc bờ dẫn tới xói lở bãi như chúng ta đã dẫn ra trước khi xây dựng các mỏ hàn) nhưng không có cát chuyển qua vị trí mỏ hàn cuối cùng. Kết quả dẫn đến xói lở mạnh, tất cả cát trước đây được lấy đi dọc theo bờ hiện nay đang được bảo vệ bây giờ sẽ gây xói lở trên một phần tương đối nhỏ của bờ nằm tại phần cuối dòng sau mỏ hàn cuối cùng. Việc xói lở này đến lượt mình có thể lại được bảo vệ bằng những mỏ hàn bổ sung, tuy nhiên càng có nhiều mỏ hàn chúng ta đã xây dựng nên, sẽ bắt gặp thêm các vấn đề tương tự ở một nơi nào khác. Các mỏ hàn lại đã làm nảy sinh ra những vấn đề khác.

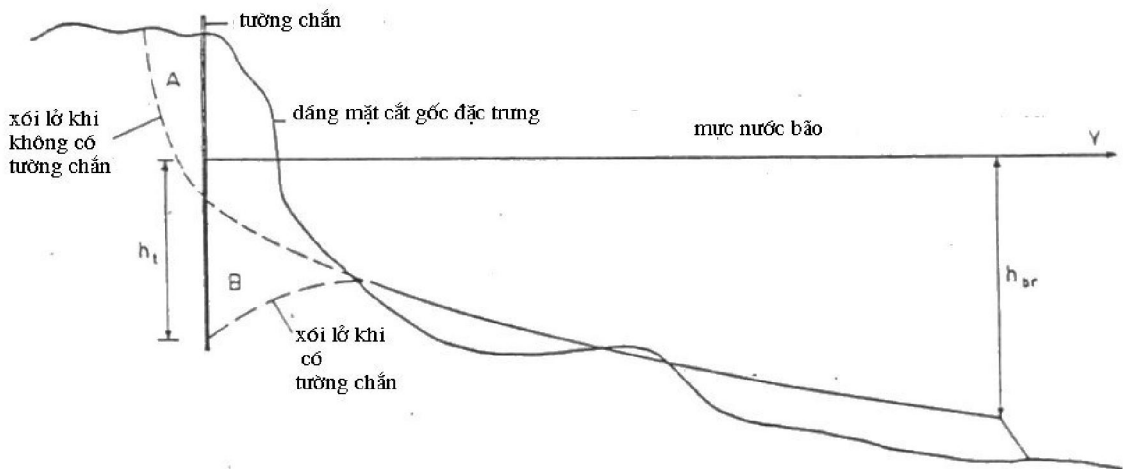
Mặc dù vậy, việc xây dựng các mỏ hàn vẫn rất hữu ích. Bằng việc làm ổn định một phần của bãi, vấn đề xói lở được tập trung vào một đoạn bờ bé hơn. Rất có thể sự xói lở của đoạn bờ riêng này không thể xác định được. Mặt khác, chúng ta có thể

chọn một vị trí gần với nguồn cung ứng cát từ bên ngoài thuận tiện hơn cho việc nuôi dưỡng bờ bãi.

Điều rất quan trọng cần nhắc lại rằng các mỏ hàn có tác dụng không lớn trong việc ngăn cản vận chuyển ngang trầm tích đi vào hay đi ra xa bờ. Thực vậy, vận chuyển cát ngang đã gây ra sự xói lở mạnh trên một phần của bờ biển Hà Lan trong những cơn bão mạnh ngay cả khi các mỏ hàn đã được xây dựng theo các khoảng đều dọc bờ. Những công trình làm hạn chế sự vận chuyển ngang này sẽ được thảo luận trong phần sau.

24.4 TƯỜNG CHẮN

Tường chắn là một cấu trúc lớn được xây dựng song song với đường bờ nhằm cản trở vận chuyển vật liệu từ bờ ra phía biển.



Hình 24.2. Cồn cát được tăng cường bởi tường chắn

Các công trình này thường là các khối nguyên như đã được xây dựng dọc bờ Hà Lan tại Scheveningen. Các cấu trúc mềm bảo vệ dốc cũng được thiết kế; công trình bảo vệ bờ trên phần đảo ở Jersey là một thí dụ. Trong trường hợp cụ thể, tường chắn được xây dựng giữa dãy các cồn cát nhằm giảm thiểu xói lở các cồn cát đó.

Vấn đề quan trọng nhất trong thiết kế các tường chắn là đánh giá độ sâu cực đại xói lở tại khu vực chân công trình. Thông tin này đảm bảo sự sống còn đối với việc phân tích địa kỹ thuật của tường và xây dựng nó. Vậy làm thế nào để giải quyết vấn đề này?

Đương nhiên không phải đối với bất cứ loại tường chắn nào chúng ta đều không có được sự đảm bảo cần thiết. Tường mềm – một dạng phủ cố định- được xây dựng trên đảo Jersey là trường hợp như vậy. Tại đây không có vấn đề xói lở vì công trình được xây dựng trên nền đá cứng. Chỉ có cát từ các khu vực xung quanh được sử dụng để lấp phía sau bức tường này! Tuy nhiên cũng không thể đảm bảo chắc chắn

về khả năng vận chuyển cát do sóng, do vật liệu đáy ở đây không thể dịch chuyển được nên không có vấn đề nào nảy sinh thêm.

24.5 CÁC KHỐI CHẮN SÓNG RỜI

Các tường chắn mô tả trong phần trên được xây dựng ngay trên bãi hoặc sau bãi. Đôi khi, người ta muốn xây dựng một dãy các khối chắn sóng rời ngoài khơi song song với bờ. Từ rời sử dụng ở đây theo nghĩa không liên kết với bờ hơn là khả năng chia thành từng mảng. Hình 28.7 trong tập I cho ta thấy một loạt các bộ phận phá sóng được xây dựng ở Hoa Kỳ trong những thập niên gần đây. Các khu vực bờ của Israel cũng được bảo vệ theo cách tương tự. Vậy điều gì xảy ra do các khối chắn sóng gây nên đối với các quá trình bờ?

Nhóm các khối chắn sóng không ngăn chặn dòng vận chuyển trầm tích dọc bờ theo cách mà các mỏ hàn gây nên. Thay vào đó, chúng làm biến đổi các thành phần sóng giữa chúng và bờ; gây các ảnh hưởng lên cả thành phần dòng chảy lẫn dòng trầm tích dọc và ngang bờ. Do độ cao sóng bị suy giảm phía ngoài đê chắn sóng thông qua tán xạ và tiếp theo có thể do khúc xạ, khả năng cung ứng cát phía ngoài đê chắn sóng cũng bị giảm dẫn đến hiện tượng lắng đọng từ dòng “ngược” về phía khuất của đê chắn sóng. Tiếp đến, các thành phần nhiễu và khúc xạ phía sau đê chắn sóng cũng biến đổi góc tới của sóng so với đoạn đường bờ. Như vậy, sóng tới theo một góc nào đó đồng thời với khúc xạ phía cuối đê tạo nên các vùng bóng.

Chuyển động ngang của cát cũng bị hạn chế trong một số trường hợp. Điều này có thể xảy ra, ví dụ, trên miền đê chắn sóng tại vùng bờ Israel gần Tel Aviv.

Về nguyên lí, có thể tính toán được những biến đổi bờ trong trường hợp đó bằng cách sử dụng lí thuyết đa đường. Tuy nhiên việc làm này không dễ dàng chút nào. Những biến đổi nhanh của của điều kiện sóng sẽ yêu cầu những cân bằng lực chặt chẽ phục vụ tính toán vận tốc dòng dọc bờ – xem mục 16.6. Mặt khác, sẽ rất khó làm biến đổi lực ma sát đáy trong các công thức vận chuyển trầm tích khi chỉ tính đến các thành phần sóng. Cuối cùng, biến đổi bãi sẽ gây tác động lên các thành phần khuyếch tán dẫn đến yêu cầu tính toán lặp lại của các điều kiện sóng.

Một cách tiếp cận khác đó là sử dụng mô hình vật lí. Vấn đề này cũng gặp nhiều khó khăn. Nhằm mục đích tái hiện các hiện tượng liên quan một cách đúng đắn nhất, cần phải sử dụng một mô hình nguyên mẫu. Ngoại trừ khi các mô hình này quá lớn, nhìn chung các hiệu ứng tỷ lệ luôn gây nên các vấn đề cần giải quyết.

Trong một số điều kiện nhất định thường có khả năng gây khó khăn cho việc dự báo, ngoại trừ các nghiên cứu chuyên sâu, cát sẽ lắng đọng phía ngoài khối chắn sóng cho đến khi đạt tới khối này và tạo ra tombolo. “Một số điều kiện nhất định” bao gồm các điều kiện sóng cũng như độ dài các khối chắn sóng, kích thước và khoảng cách đến bờ gốc. Nếu hiện tượng bồi lắng đạt đến khối chắn sóng, tất cả dòng chảy dọc bờ ngoài đê chắn sóng bị chặn lại. Điều này dẫn đến tích tụ các vật thể nổi và kéo theo suy thoái các giá trị tái sinh của bãi. Mặt khác, khi bờ được tích

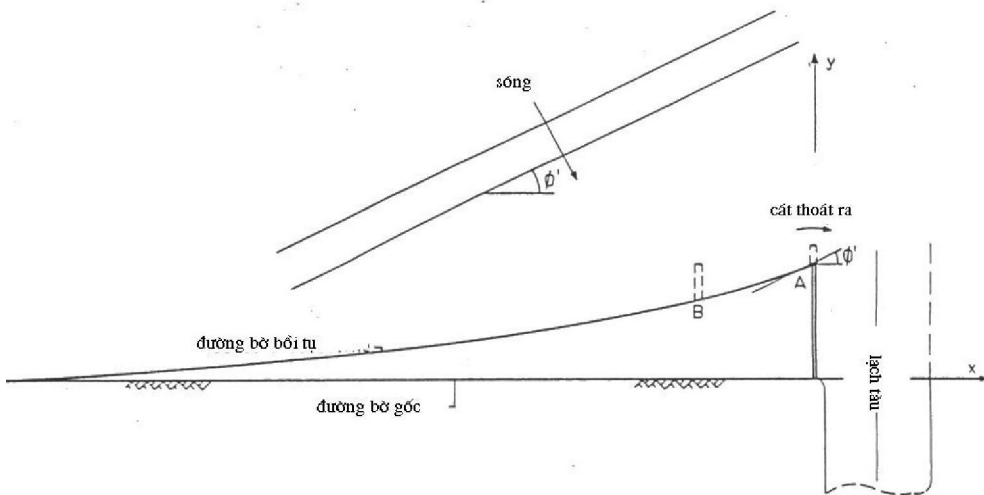
tụ gần đê chắn sóng – nhưng chưa đạt đến đê- cường độ dòng chảy dọc bờ tổng cộng có thể dẫn đến các bãi nhiều bậc rất nguy hiểm cho người tắm.

Trong một số trường hợp, các tombolo không phát triển cả về phía nước lẫn về phía các đê chắn sóng. Vùng nước nông được phát triển rộng ra cùng với tính bất đồng nhất của đường bờ trên đoạn bờ thẳng trước đây là kết quả của khối đá ngầm nằm ngoài bờ như tại High Pine Ledge, Plymouth.

24.6 KIỂM SOÁT BÔI LẮNG

Các mục trên đây của chương này chủ yếu liên quan đến các bờ bị xói lở và các biện pháp ổn định chúng. Tuy nhiên không phải lúc nào cũng chỉ có những vấn đề liên quan đến xói lở. Đôi khi quá trình bồi lắng lại cần được kiểm soát nhằm mục đích không cho chúng vượt qua những khu vực đã bị bồi. Một ví dụ khá nổi tiếng về doi cát vượt đó là chuyển dịch cát đi qua mép của các đê chắn sóng được xây dựng nhằm bảo vệ cửa ra vào cảng nào vết. Các phương pháp dự báo định lượng cát đi qua công trình chắn sóng theo lí thuyết đơn đường được dẫn ra trong chương 20. Tuy nhiên đây có phải là phương pháp tốt nhất ngăn chặn các dòng vận chuyển cát không mong muốn hay không?

Vấn đề tương tự đã được minh hoạ một phần thông qua hình 24.3. Trên đó, hiện tượng bồi lắng đã bị điều khiển do quá trình đổi dòng cuối đê chắn sóng tại điểm A. Điều này khá dễ hiểu vì góc của bãi bồi nhỏ hơn ϕ' tại điểm đó – xem chương 20.



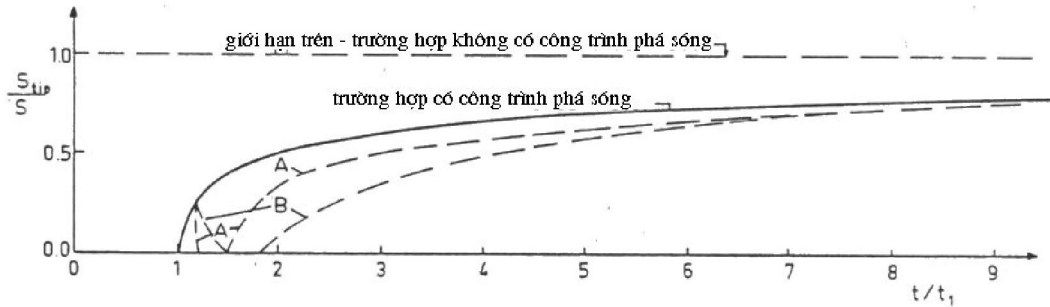
Hình 24.3 Cát thoát khỏi vùng bồi lắng với các biện pháp chống trả

Một khả năng khác ngăn chặn chuyển hướng cát bằng cách kéo dài đê chắn sóng về phía biển tại điểm A như đã chỉ ra bằng đường đậm trên hình 24.3.

Việc xây dựng thêm có thể cần được đặt ra khi đê phá sóng gốc được xây dựng nhưng đã bị loại bỏ vì nguyên nhân giá cả của công trình liên quan đến độ sâu lớn. Tất nhiên, việc phát triển tại điểm A có thể dẫn đến chuyển dòng ngay tức thời và

đảm bảo ổn định cho đến khi diện tích lắng đọng phát triển đến mép của đê chắn sóng mới.

Hình 24.4 cho ta thấy sự phát triển của vận chuyển cát vượt qua đầu đê chắn sóng dựa trên cơ sở phương trình 20.49 kết hợp với bảng 20.2. Nếu cho rằng việc phát triển đê chắn sóng tại điểm A đủ dài để ngăn vận chuyển cát qua cuối đê chắn sóng cho đến thời điểm bằng 1,5 lần thời gian gốc t_1 , từ đó đường cong mới kí hiệu A trên hình 24.4 có thể tính theo giá trị của thang thời gian mới tương tự như khi tính đường cong đầu tiên.



Hình 24.4 Phát triển của vận chuyển qua đỉnh đê chắn sóng

Giải pháp kỹ hơn đối với vấn đề này có thể xây dựng trong dạng các mỏ hàn tại một địa điểm thượng nguồn tính từ đê chắn sóng tại bờ bồi tụ - điểm B trên hình 24.3. Việc xây dựng những mỏ hàn như vậy sẽ ngăn chặn lập tức dòng vận chuyển cát qua điểm B nhưng không vượt qua được A, như đã dẫn ra phần đầu nghiêng của đường cong B trên hình 24.4. Như vậy lượng cát đi qua điểm A sẽ gây xói lở từ phần bờ giữa B và A đến khi góc sóng tới tại A trở lại bằng ϕ . Tuy nhiên, cuối cùng cát sẽ đi qua đầu mỏ hàn tại B nhưng không phải tất cả cát sẽ vượt qua điểm A; một phần trong số đó sẽ được giữ lại giữa A và B và phát triển đoạn bờ đó. Như vậy, phần phát triển của đường B trên hình 24.4 nằm dưới đường A. Khác với những đường cong khác, đường B chỉ được đưa ra một cách hình thức trên hình 24.4; dạng chính xác của đường cong đó phụ thuộc vào khoảng thời gian trong đó mỏ hàn phụ được xây dựng ($t/t_1=1,20$ được dẫn ra), độ dài của mỏ hàn, và khoảng cách A-B. Tuy nhiên, phương pháp mô phỏng đa đường vừa trình bày có thể được sử dụng trong dự báo tập tính của mỏ hàn.

25 LẮNG ĐỘNG TRẦM TÍCH CÁC LẠCH TÀU

E.W. Bijker, W.W. Massie

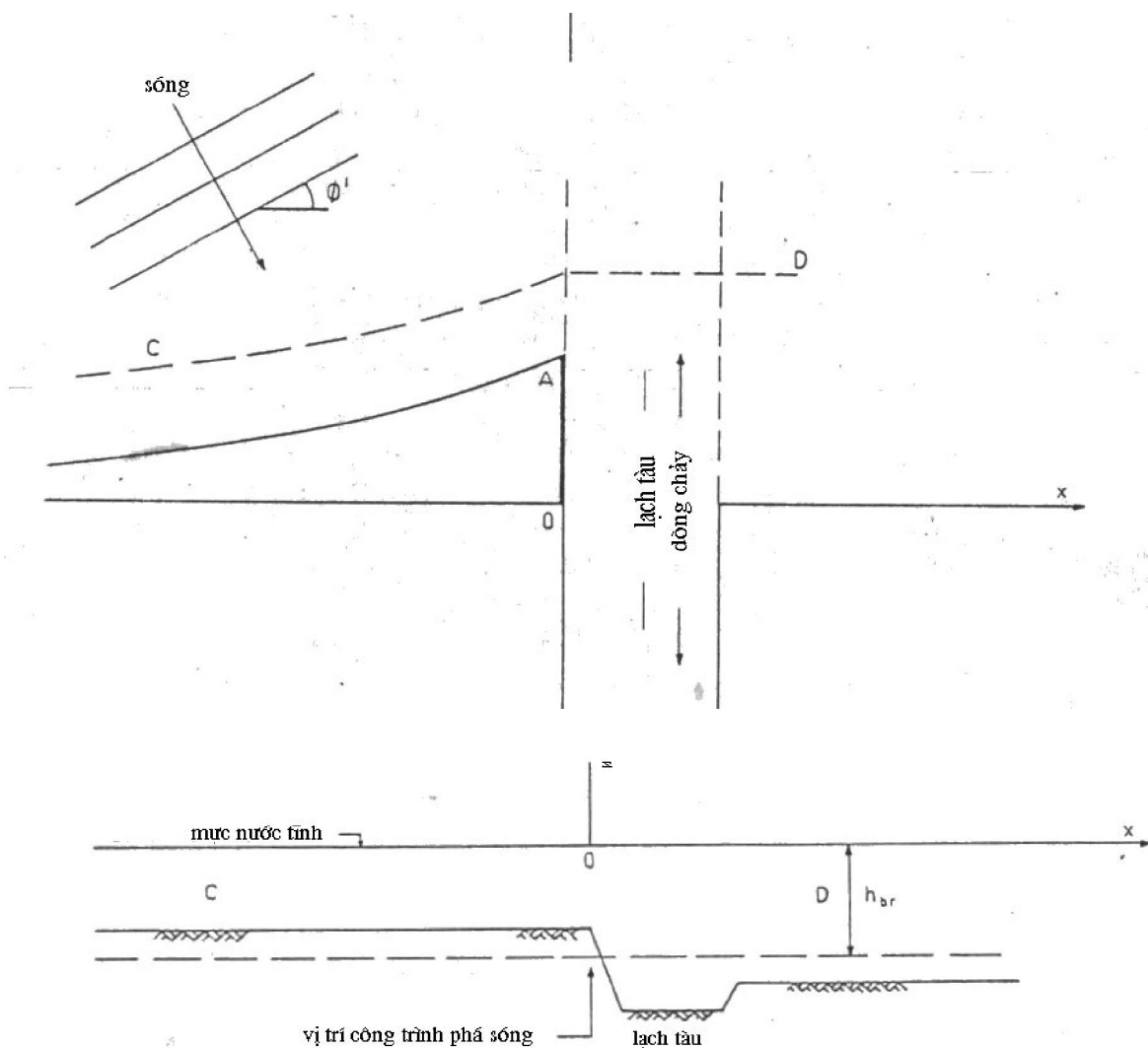
25.1 MỞ ĐẦU

Tất cả những vấn đề hình thái đã được trình bày đều sử dụng các tham số biến đổi chậm; các gradient của độ cao sóng hoặc dòng cát vận chuyển khi khoảng cách không lớn. Ngoại trừ các tham số biến đổi chậm đó, vấn đề của chúng ta gắn liền với sự gián đoạn của điều kiện biên như dòng vận chuyển cát bị chặn hoàn toàn bởi đê chắn sóng. Bây giờ chúng ta cần làm cách gì để giải quyết các vấn đề trầm tích lạch tàu?

Để tập trung những tranh luận của chúng ta như một vấn đề riêng, cần xem xét ví dụ cát vận chuyển quanh đầu đê chắn sóng, A, trên hình 24.3 của chương trước. Lí thuyết được trình bày trong các chương trước cũng đã tập trung giải quyết câu hỏi về những gì xảy ra đối với bờ bồi lắng và có bao nhiêu cát thoát ra. Như vậy người đọc bây giờ có thể tự trả lời được câu hỏi này. Tuy nhiên, vấn đề đặt ra hiện nay là: Điều gì xảy ra với lượng cát đi qua đầu mỏ hàn, A, trên hình 24.3? Có bao nhiêu cát sẽ lắng xuống lạch tàu? Bao nhiêu cát vượt qua được lạch tàu và sẽ tiếp tục vận chuyển đi? Những câu trả lời đối với vấn đề này sẽ được trình bày trong chương này.

25.2 CÁC BIẾN ĐỔI THỰC TẾ

Các biến đổi những tham số vật lí ảnh hưởng đến vận chuyển cát sau khi vượt qua đầu đê chắn sóng trên hình 24.3 bây giờ sẽ nhiều hơn so với trường hợp biến đổi của góc tương đối của sóng tới với đường bờ. Sự biến đổi bổ sung lớn nhất sẽ xuất hiện khi độ sâu tăng nhanh và điều kiện sóng khi vượt qua lạch; thành phần dòng chảy bổ sung cũng xuất hiện. Thông thường lạch tàu có độ sâu quá lớn để cho phép sóng đổ xuất hiện. Hình 25.1 thể hiện rõ sự biến đổi của tham số đó. Vị trí của trắc diện vẽ dọc theo bãi trong đối sóng đổ và ngang qua lạch được thể hiện bằng đường đậm CD trên hình 25.1a. Bản thân trắc diện đó được thể hiện trên hình 25.1b; nó phản ánh ảnh hưởng của sự bồi lắng cát về phía trái của đê chắn sóng. Độ sâu tương ứng biên ngoài đối sóng đổ, h_{br} , cũng được dẫn ra trên trắc diện dọc bờ. Hình 25.1b cho ta thấy sự biến đổi đột ngột của độ sâu trên bờ của các lạch. Ngoài ra, sóng bị đổ trên vùng bên phải của đê chắn sóng. Những biến đổi này gây ra nhiều hệ quả đối với quá trình vận chuyển cát dọc và ngang lạch.



Hình 25.1. Sơ đồ bờ và trắc diện dọc bờ Trên: sơ đồ theo hình 24.3, Dưới: trắc diện CD

Biến đổi vật lý rõ ràng nhất xảy ra đối với các thành phần dòng chảy trong và ngoài lạch. Ngay khi đới sóng đổ kết thúc, gần cuối đê chắn sóng, lực chủ yếu gây nên dòng dọc bờ – ít nhất cũng là phần gradient ứng suất trượt trong ứng suất xạ – sẽ bị triệt tiêu – xem chương 12. Biến đổi nhanh trong dâng rút mực nước do sóng cũng sẽ xuất hiện giữa bãi bồi và lạch. Điều này dẫn đến thành phần lực theo trắc diện dọc bờ với hướng phụ thuộc vào hướng của độ dốc tổng cộng của mặt nước – xem mục 16.6.

Tiếp theo, các biến đổi độ cao sóng sẽ xuất hiện dọc theo trắc diện C-D về bên phải đê chắn sóng. Những biến đổi này, cả về hướng tới lẫn độ cao. đều do các biến đổi do hiệu ứng phản xạ và nước nông gây nên từ sự khác biệt địa hình. Như vậy, bằng cách này, tất cả các thành phần ứng suất ngang sẽ biến đổi nhanh hơn khi gần lạch.

Hệ quả vật lí của những điều này dẫn đến việc thành phần lực tác động ngang lạch sẽ khác hẳn so với phương trình 12.15 đã được xây dựng trên cơ sở gradient ứng suất ngang. Một hệ cân bằng lực mới sẽ phải được thiết lập nhằm mục đích tính toán dòng chảy.

Mặt dầu sóng sẽ không đổ dọc theo lạch, chúng vẫn còn gây tác động lên ma sát đáy do vẫn tạo ra các thành phần vận tốc trên đáy ngoại trừ đối với trường hợp nước rất sâu – xem chương 5, tập I. Phương trình 15.28 có thể vẫn được sử dụng để đánh giá lực ma sát vì cách dẫn dắt tương quan ma sát trong chương 15 vẫn còn giá trị. Tuy nhiên, vận tốc hiệu chỉnh, V , cần được đưa vào phương trình này. Không chỉ lực ma sát và các gradient ngang quyết định cho vận tốc này; các gradient lực dọc cũng rất quan trọng thậm chí còn tạo ra vận tốc gần như song song với trục lạch. Lực tác động dọc lạch chủ yếu dẫn đến các tác động tổng hợp của triều và có thể do nguồn nước ngọt. Cân bằng lực cần thiết để dự báo phân bố vận tốc cũng rất phức tạp để có thể lí giải ở đây.

Các phân tích vật lí bổ sung cần thiết đối với dòng chảy được rút ra từ thực tế các điều kiện biến đổi rất nhanh trong những khoảng rất ngắn. Điều này có nghĩa các dòng chảy sẽ tăng hoặc giảm tại khu vực cuối đê chắn sóng; các ảnh hưởng quán tính cũng cần được đưa vào cân bằng lực. Điều này đã tránh được hoàn toàn cho đến nay do các biến đổi đó chỉ xuất hiện chậm nên các tác động quán tính có thể được bỏ qua.

Vậy tất cả các điều đó gây ảnh hưởng đến vận chuyển trầm tích như thế nào? Các ảnh hưởng lên hai thành phần của vận chuyển trầm tích, di đáy và lơ lửng, sẽ được dẫn ra trong mục sau.

25.3 DÒNG VẬN CHUYỂN DI ĐÁY

Dòng vận chuyển di đáy có phản ứng rất nhanh đối với các biến đổi của điều kiện vật lí. Dòng di đáy được xác định hầu như theo các đặc trưng cục bộ của vận tốc và ứng suất trượt. Việc khuấy tách và lắng đọng trở lại của các hạt cát gần đáy trong một chu kỳ sóng chứng minh rõ điều đó – xem chương 18.

Việc bỏ qua quán tính của dòng di đáy cho thấy rằng tốc độ dòng di đáy có thể được tính tương đối dễ tại bất cứ vị trí nào mỗi khi các điều kiện dòng chảy và sóng được xác định. Cách tiếp cận của Bijker phản ánh trong phương trình 19.34 vẫn có thể sử dụng được ở đây. Các tương quan này là độc lập với sóng đổ, do đó có thể sử dụng mọi nơi khi có yêu cầu.

Mỗi khi tốc độ dòng vận chuyển di đáy được biết như một hàm của vị trí, chúng ta có thể tính toán lượng xói lở và lắng đọng do dòng di đáy gây nên. Trong khi điều này có thể dễ dàng, nó chỉ có thể đưa ra các giá trị thực tế khi dòng lơ lửng được giữ nguyên hoặc không đáng kể. Đây là chủ đề của mục tiếp theo.

25.4 DÒNG VẬN CHUYỂN LƠ LỬNG

Các dòng lơ lửng đặt ra nhiều vấn đề hơn so với dòng di đáy. Tất nhiên dòng lơ lửng được phân bố trên tất cả độ sâu và tại mọi điểm. Do các vật liệu lơ lửng lắng đọng chậm hơn vận tốc lắng đọng (nó chỉ đạt đến vận tốc này khi biển lặng) mọi quá trình khuấy lên và lắng xuống sẽ xuất hiện theo cấp. Nồng độ trầm tích lơ lửng tại một điểm cho trước sẽ phụ thuộc trực tiếp vào điều kiện địa phương của rổ, dòng di đáy cũng như quá khứ của các quá trình đó; dòng lơ lửng mang tính chất quán tính.

Kể từ khi Einstein phát triển ra công thức của mình – phương trình 19.17 - cho điều kiện dừng, đến nay mối tương quan đối với vận chuyển lơ lửng phát triển trong chương 19 không còn chính xác nữa trong điều kiện bài toán không dừng. Nói chung sự biến đổi của dòng vận chuyển lơ lửng xuất hiện muộn hơn so với các phương trình dạng 19.17 và yêu cầu người sử dụng quan tâm tới điều này.

Về nguyên lí cần tìm kiếm khả năng tách được nồng độ trạng thái chuyển tiếp và các mối tương quan của vật chất lơ lửng, song những cố gắng theo hướng này có thể khó đáp ứng; một cách tiếp cận rất đơn giản và xấp xỉ thô hơn sẽ được trình bày dưới đây, các nguyên lí của phương pháp này có thể tìm thấy trong mục 25.6.

25.5 MỘT GIẢI PHÁP GẦN ĐÚNG

Nhằm đạt được một kết quả khả thi cho vấn đề bồi lắng lạch, phương pháp thô sau đây thường được áp dụng. Thay vào việc tính giá trị gần đúng của lượng trầm tích lắng đọng, chúng ta sẽ xác định các giới hạn mà theo đó những biến đổi của hình thái lạch có thể xảy ra. Điều này dựa trên cơ sở phương trình vận chuyển trầm tích đã được phát triển đối với các điều kiện dừng.

Bước đầu tiên của quá trình này là đánh giá các điều kiện vật lí tại những vị trí tới hạn. Việc chọn một số điểm nằm ngoài lạch và một ít điểm nằm dọc theo trục lạch cũng đủ để dự báo những biến đổi hình thái của lạch gần mép đê chắn sóng.

Bước tiếp theo là đánh giá dòng di đáy và dòng lơ lửng riêng rẽ tại các điểm vừa chọn. Các kết quả thu được đó theo các giả thiết không thật chính xác về điều kiện biến đổi chậm.

Lắng đọng trầm tích hay xói lở tại một điểm nào đó do dòng di đáy có thể thu được bằng cách xem xét các biến đổi của tốc độ vận chuyển giữa những điểm trên khu vực đã lựa chọn trong bước một. Do dòng di đáy có ít quán tính, các kết quả này có thể chấp nhận được.

Nếu lắng đọng trầm tích lơ lửng xảy ra (lượng vận chuyển trầm tích lơ lửng giảm) thì cực đại lắng đọng của vật liệu có thể tìm được bằng cách so sánh hai giá trị tốc độ vận chuyển trầm tích lơ lửng trong trạng thái dừng. Tương tự, cực đại xói lở các vật liệu lơ lửng cũng có thể tìm được bằng cách so sánh tốc độ vận chuyển dừng trong đó xói lở do vận chuyển lơ lửng xảy ra. Các giá trị tốc độ lắng đọng và xói lở này là những cực đại có thể của tác động quán tính vận chuyển trầm tích lơ

lửng; những biến đổi dòng vận chuyển lơ lửng không thể vượt qua giá trị đó được. Như vậy, biến đổi do dòng vận chuyển đi đáy cùng với biến đổi cực đại do dòng lơ lửng sẽ cho ta giới hạn trên của bồi lắng hay xói lở.

Trong các trường hợp cực trị khác và đặc biệt đối với lắng đọng, biến đổi thực tế của dòng vận chuyển lơ lửng có thể xem không đáng kể cho đến phía ngoài của giới hạn lạch. Điều này sẽ đúng hơn khi kích thước phân tử của trầm tích lơ lửng hay bề rộng lạch giảm. Như vậy, giới hạn dưới của xói lở hay bồi lắng có thể tính được chỉ căn cứ duy nhất vào các biến đổi của dòng đi đáy.

Cơ sở của cách tiếp cận chi tiết hơn sẽ được trình bày trong mục sau.

25.6 XÁC ĐỊNH CHÍNH XÁC HIỆN TƯỢNG TRẦM TÍCH

Việc mô tả về lý thuyết hiện tượng lắng đọng trong các điều kiện độ sâu biến đổi đòi hỏi sử dụng nhiều biến hơn so với trường hợp vừa trình bày trong mục trước. Nhằm mục đích chứng tỏ khả năng tiếp cận lý thuyết, cho rằng không có sự gián đoạn xuất hiện trên các bờ dốc lạch – các đường dòng gần đáy vẫn liên tục khi qua bờ; điều này vẫn bảo đảm, ngoại trừ khi bờ lạch rất dốc với độ dốc thông thường trên 1:7 .

Giả thiết chung tiếp theo cho rằng các đường dòng vẫn theo hướng ngang và vận tốc rối được đặc trưng bởi hệ số khuếch tán, ϵ_z , thường thích ứng ngay đối với các trạng thái mới. Giả thiết về dòng chỉ theo hướng ngang đảm bảo dòng vận chuyển trầm tích chỉ theo hướng dòng chảy và do đó không gây ra lắng đọng trực tiếp.

Như vừa chỉ ra trên đây, vận chuyển trầm tích đi đáy dễ thích ứng ngay với sự biến đổi của điều kiện dòng chảy và do đó các biến đổi của vận chuyển đi đáy có thể tính được theo các công thức hiện có. Khó khăn chính đối với vấn đề này liên quan đến việc xử lý các biến đổi của dòng lơ lửng.

Xem xét toàn bộ khối nước nằm phía trên khu vực cần dự báo. Khối nước này có bề rộng (theo hướng vuông góc với dòng chảy) đơn vị, độ cao dz và độ dài (theo hướng dòng chảy) dx . Tính liên tục của trầm tích thu được:

$$\frac{d}{dx}S(x,z)dx dz + \frac{d}{dz}S(x,z)dx dz = 0 \quad (25.01)$$

trong đó:

$S(x,z)$ là vận chuyển ngang của vật liệu lơ lửng,

$S_v(x,z)$ là vận chuyển theo phương thẳng đứng (dương về dưới) của vật liệu lơ lửng,

x, z là tọa độ của điểm cần tiến hành xem xét cân bằng.

Nếu chúng ta xem xét phương trình 25.01 đối với trường hợp riêng trong đó z là độ cao đáy, thì $S_v(x, \text{đáy})$ là tốc độ lắng đọng của trầm tích lơ lửng.

Phương trình 19.12 là phương trình chuyển động đối với vận chuyển thẳng đứng chỉ yêu cầu thêm một số biến đổi nhỏ:

$$S_V(x, z) = Wc(x, z) + \varepsilon_z \frac{d}{dz} c(x, z) \quad (25.02)$$

trong đó :

W là vận tốc lắng của phân tử, và

$c(x, z)$ là nồng độ trầm tích.

Trong trạng thái dừng – chương 19 - $S_V = 0$; được rút ra từ phương trình 19.12.

Cho rằng hướng ngang của $S(x, z)$ được xác định theo véc tơ vận tốc tổng cộng $V(x, z)$ và nồng độ $c(x, z)$:

$$S(x, z) = V(x, z).c(x, z) \quad (25.03)$$

Lúc này vận tốc nước biến đổi như một hàm của khoảng cách, x , do độ sâu của dòng biến đổi. Các biến đổi vận tốc đó cần thoả mãn tương quan liên tục đối với nước.

Các điều kiện biên xấp xỉ của lời giải đối với tập hợp các phương trình nêu trên được thể hiện trong dạng sau:

a. $S_v(x, z) = 0$ trên mặt nước tự do – không có trầm tích đi vào và mất đi.

b. $S_v(x, z) = 0$ phía trước mép lạch – nơi điều kiện dừng không thoả mãn.

Hệ thống các phương trình này chủ yếu được giải bằng phương pháp số sử dụng các máy tính hiện đại.

Bijker (1980) thu được lời giải đơn giản hơn có thể triển khai trên các máy tính nhỏ thậm chí bằng máy tính cầm tay. Cách đơn giản hoá này được trình bày sau đây:

a. Phương trình 25.01 được tích phân theo độ sâu và thu được:

$$\frac{d}{dx} S_S(x) + S_{Vb}(x) = 0 \quad (25.04)$$

trong đó: $S_S(x)$ tổng vận chuyển trầm tích lơ lửng tại điểm, x , và

$S_{Vb}(x)$ là vận chuyển trầm tích theo phương thẳng đứng tại đáy- chủ yếu là lắng đọng trầm tích tại điểm, x .

b. Bijker cũng cho rằng ε_z không biến đổi theo độ sâu thay cho việc sử dụng công thức 19.13.

Bijker sử dụng công thức của Coleman (1970):

$$\varepsilon_z = 0,16 \frac{Vh}{C} \sqrt{g} \quad (25.05)$$

trong đó: g là gia tốc trọng trường,

h độ sâu nước,

C hệ số Chezy, và

V là vận tốc trung bình toàn lớp nước.

(Nếu sóng trở nên đáng kể, có thể biến đổi 25.05 theo lý thuyết trình bày trong mục 19.4).

c. Một cách đơn giản hoá bổ sung đó là

$$S_S = Vch \quad (25.06)$$

sẽ được thay cho biểu thức chính xác hơn 19.11.

d. Cuối cùng Bijker đã sơ đồ hoá lạch với bờ nghiêng thành bờ thẳng đứng đi qua điểm giữa của bờ dốc.

Bốn phép xấp xỉ bổ sung này cho phép bỏ qua những phép tích phân số phức tạp của phương pháp K. van Rijn (1977). Đã có hai kết quả so sánh các phương pháp đó được trình bày trong bài báo của Bijker (1980). Chúng ta có thể rút ra kết luận rằng phương pháp đơn giản hơn có thể chấp nhận được đối với việc dự báo lắng đọng trầm tích, nhưng không thể sử dụng để tính toán vận chuyển trầm tích thực tế đi qua lạch.

Cuối cùng, có thể sẽ thú vị nếu xem xét lắng đọng vật liệu lơ lửng như một hàm của khoảng cách được thể hiện qua ví dụ từ bài viết của Bijker (1980). Cát với đường kính 0,2 mm chịu tác động của dòng chảy với vận tốc 1 m/s trên khu vực có độ sâu 5 m. Độ sâu biến đổi nhanh đến đến 10 m tại lạch. Khoảng một phần năm của khả năng lắng đọng trầm tích lơ lửng xuất hiện phía trong 25 m của mép lạch; khoảng một nửa xuất hiện phía trong 100 m và khoảng ba phần tư lắng đọng trong vòng 175 m. Hình vẽ này chỉ bao gồm phần biến đổi vận chuyển vật liệu lơ lửng và đã chỉ ra giới hạn trên của lắng đọng trầm tích trong mục 25.5 là hiếm khi gặp được, đặc biệt khi độ sâu nước lớn hơn so với độ sâu trong ví dụ này.

26 CÁC KÝ HIỆU

W.W. Massie

Các kí hiệu sử dụng trong tập bài giảng này được thể hiện trong bảng. Các chuẩn quốc tế của các kí hiệu được sử dụng rộng rãi ngoại trừ trường hợp việc sử dụng trái với ý nghĩa các kết quả. Một số kí hiệu có thể có nhiều nghĩa, tuy nhiên chúng chỉ cho phép trong ngữ cảnh việc sử dụng đảm bảo nghĩa một cách rõ ràng. Ví dụ, T được sử dụng cho cả chu kỳ lẫn nhiệt độ

Các hàm được kí hiệu theo thuật ngữ Anh và Mỹ. Phần lớn các khác biệt đối với kí hiệu châu Âu lục địa xuất hiện trong các hàm lượng giác ngược. Như vậy, một góc với giá trị sin bằng y sẽ được viết như :

$\sin^{-1}y$ thay cho cách viết arc siny.

Những nhầm lẫn có thể tránh trong các kí hiệu đó bằng cách viết nghịch đảo của sin là cosecant, csc, hay $1/\sin$. Theo quy tắc tương tự ta cũng áp dụng cho các hàm lượng giác và hyperbolic khác.

Trong bảng các kí hiệu bằng chữ in hoa cho ta biết chuẩn quốc tế. Hai cột cuối bảng cho ta thứ nguyên và đơn vị cụ thể.

CÁC KÍ TỰ LA MÃ

Kí hiệu	Định nghĩa	Phương trình	Thứ nguyên	Đơn vị
<i>A</i>	Mật độ năng lượng	h. 3.5	L^2T^{-1}	m^2/s
	Hệ số	17.01	$M^{-1}L^2T^2$	
	độ nhám không thứ nguyên	19.18	--	--
<i>a</i>	Biên độ dịch chuyển quỹ đạo	15.16	L	m
	Giới hạn tích phân	19.10	L	m
	Hệ số	20.11	L^2T^{-1}	m^2/s
<i>B</i>	độ ngang tàu (beam)	3.04	L	m
	Khoảng cách từ đường lái	5.01	L	m
	Hệ số	19.01	--	--
<i>b</i>	Khoảng cách giữa các tia sóng	12.02	L	m
<i>C</i>	Hệ số ma sát Chezy	13.01	$L^{1/2} T^{-1}$	$m^{1/2} / s$
C_{\square}	Hệ số ma sát Chezy		$L^{1/2} T^{-1}$	$m^{1/2} / s$
<i>c</i>	Vận tốc sóng	3.02	LT^{-1}	m/s
	Nồng độ	9.01	--	--
<i>D</i>	Độ mớn nước tàu	3.04	L	m
	kích thước hạt phần tử	19.01	L	μm
D_{50}	kích thước hạt phần tử	19.46	L	μm
DWT	Trọng tải tổng cộng	chg. 3	M	kg
<i>E</i>	Mức ngẫu nhiên	4.13	--	--
<i>E</i>	Năng lượng sóng trên một đơn vị diện tích	10.02	MT^{-2}	N/m
<i>e</i>	Cơ số logarit tự nhiên	4.07	--	--
F_{tr}	Lực triều trên một đơn vị diện tích	13.02	$ML^{-1}T^{-2}$	N/m^2
<i>f</i>	Tham số ma sát	15.15	--	--
<i>g</i>	Gia tốc trọng trường	10.02	LT^{-2}	m/s^2

H	độ cao sóng	4.23	L	m
h	độ sâu nước	4.01	L	m
	độ cao lớp sơ đồ hoá	19.18	--	--
h'	Nước dâng do sóng	11.01	L	m
l	độ sâu lạch cho phép ngoài	4.01	L	m
	Giá trị tích phân Einstein	19.18	--	--
i	Tỷ số	4.26	--	--
K	Số sóng của triều	13.04	L^{-1}	m^{-1}
K_r	Hệ số khúc xạ	17.07	--	--
k	Số sóng	10.01	L^{-1}	m^{-1}
L	độ dài tàu	3.04	L	m
	Mực biển	4.01	L	m
	độ dài phá sóng hiệu quả	20.22	L	m
	Khoảng cách đến bãi sơ đồ hoá	21.02	L	m
L_c	độ dài lạch	4.09	L	m
l	Quãng đường xáo trộn	14.02	L	m
M	Hệ số	20.30	L	m
M_{\square}	số lượng tàu cực đại	4.14	--	--
m	chỉ số đếm	4.17	--	--
m	độ dốc bãi	12.15	--	--
m'	độ dốc bãi bồi	20.26	--	--
N	Số sóng đếm được	4.12	--	--
	Số các giá trị cực trị	5.03	--	--
n	Tỷ số vận tốc sóng	10.03	--	--
n	Số lần trả tiền	4.26	--	--
pwf	Nhân tố rủi ro (present worth factor)	4.26	--	--
Q	Giá trị tích phân	19.20		

q	Tỷ lệ biến đổi vận chuyển cát trên một đơn vị rộng	21.06	LT^{-1}	m/s
	Biến ẩn	4.07		
R	Hàm trao đổi phản hồi	Hình 3.5		
S	Thành phần ứng suất ngang	10.01	MT^{-2}	N/m
	Vận chuyển trầm tích	17.08	L^3T^{-1}	$m^3/năm$
	Vận chuyển trầm tích trên một đơn vị rộng	9.01	L^2T^{-1}	$m^2/năm$
s	vị trí tức thời của tàu	4.02	L	m
s	Tốc độ biến đổi vận chuyển trầm tích	20.05	L^3T^{-1}	$m^3/năm$
T	Chu kì sóng	4.27	T	s
T'	Chu kì triều	13.03	T	s
Te	Chu kì tính	3.03	T	s
t	Thời gian	4.02	T	s
U'	Thành phần năng lượng sóng	17.01	MLT^{-3}	N/s
u	Thành phần vận tốc theo hướng x	14.01	LT^{-1}	m/s
	Tham số ẩn	20.18	--	--
u'	Nhiều động vận tốc theo hướng x	14.01	LT^{-1}	m/s
V	Vận tốc	13.01	LT^{-1}	m/s
Vr	Vận tốc tổng cộng	15.22	LT^{-1}	m/s
V^*	Vận tốc động lực	15.04	LT^{-1}	m/s
v	Thành phần vận tốc theo hướng y			
	Thể tích cát tích tụ	20.41	L^3	m^3
$v\Box$	Nhiều động vận tốc theo hướng y	14.01	LT^{-1}	m/s
v_s	Vận tốc tàu	3.02	LT^{-1}	m/s
W	Bề rộng cân bằng của bãi sơ đồ hoá	21.06	L	m
	Vận tốc lắng (rơi) của hạt trầm tích	19.12	LT^{-1}	m/s
X	Toạ độ theo hướng truyền sóng	10.01	L	m

x	Toạ độ dọc theo lạch	4.02	L	m
	Toạ độ theo hướng vận chuyển cát	9.01	L	m
	Toạ độ dọc theo bờ	13.01	L	m
x	Biển ản	4.07	--	--
Y	Toạ độ dọc theo đỉnh sóng	10.04	L	m
y	Toạ độ vuông góc bờ	14.01	L	m
Z	Toạ độ thẳng đứng		L	m
	Mực triều	13.03	L	m
	Hạ mũi và thân tàu	4.01	L	m
z	Toạ độ thẳng đứng	9.01	L	m
z'	Toạ độ thẳng đứng	15.02	L	m
z_0	độ cao vận tốc zero	15.04	L	m
z'_t	độ cao tiếp tuyến phân bố vận tốc	15.09	L	m
z^*	độ sâu không thú nguyên	19.15	--	--

KÍ TỰ HY LẠP

Kí hiệu	Định nghĩa	Phương trình	Thứ nguyên	Đơn vị
α	Góc tới của sóng so với tàu	3.02	--	--
β	Góc lẳng đọng tại đầu đê sóng đổ	20.39		
γ	Chỉ số sóng đổ	11.04		
Δ	Mật độ tương đối của trầm tích	19.01		
δ	Tham số	21.09	L	m
ε	Tham số độ rộng phổ	Ch 5		
	Hệ số nhớt	14.01	L^2T^{-1}	m^2/s
	Hệ số khuếch tán rối	19.12		
η	Mực mặt nước	9.01		
θ	Góc tương đối so với mặt cơ bản	10.06		
	Giá trị tích phân	20.19		
κ	Hệ số Karman	15.04		
λ	độ dài sóng	10.01	L	m
μ	Tham số sóng đáy	19.45		
ξ	Tham số	15.29		
π	Hằng số	3.03		
ρ	Mật độ nước (biển)	3.04	ML^{-3}	kg/m^3
σ	Phương sai	4.03		
τ	ứng suất ma sát	14.01	$ML^{-1}T^{-2}$	N/m^2
ϕ	Góc sóng tới so với hướng bờ tức thời	12.01		
ϕ	Góc sóng tới so với hướng bờ gốc	20.08		
Ω	Tần số sóng triều	13.03	T^{-1}	1/s
ω	Tần số sóng mặt	3.02	T^{-1}	1/s
ω_e	Tần số sóng đo được	3.02	T^{-1}	1/s

CÁC CHỈ SỐ

Chỉ số	Định nghĩa
b	đáy
bc	đáy, dòng chảy
br	đường sóng đổ
c	độ thoáng đáy tàu
cr	Tối hạn
cw	Dòng chảy và sóng
i	chỉ số đếm
L	mức nước tĩnh
m	Cực đại
min	Cực tiểu
o	Nước sâu (ngoại trừ ch. 21)
p	Phần tử
r	Nhám
r	Kết quả
r	khúc xạ
rms	Trung bình căn bình phương
s	Tàu
sig	đặc trưng
t	Tại điểm tiếp tuyến
tip	đầu đê chắn sóng
w	sóng
x	Thành phần x
xx	Thành phần x của ứng suất pháp tuyến
xy	Thành phần y của ứng suất tiếp tuyến

γ	Thành phần γ
γ_x	Thành phần γ của ứng suất tiếp tuyến
γ_y	Thành phần γ của ứng suất pháp tuyến
η	Sóng, mặt nước

TÀI LIỆU THAM KHẢO

Ackers, P.; White, W.R. (1973): Sediment Transport: New Approach and Analysis: *Journal of the Hydraulics Division: American Society of Civil Engineers*; volume 99, number HY 11: pp 2041-2060.

Allersma, E. (1968): *Mud on the Oceanic Shelf off Guiana*: Symposium on Investigations and Resources of the Caribbean Sea and Adjacent Regions: Willemstad, Curaco, 18-26 November: pp 193-203, FAO, UNESCO.

Allersma, E. , Massie, W.W. (1973): *Statistical Description of Ocean Wave*: Coastal Engineering Group, Department of Civil Engineering, Delft University of Technology, Delft, The Netherlands.

Baker, Elijah, (1952): *Introduction to Steel Shipbuilding*: 2nd edition, Mc Graw-Hill Book Company, New York, U.S.A

Bakker, W.T. (1968): *The Dynamics of A Coast with Groyne System*: Proceeding 11th Coastal Conference: Volume I, Chapter 31, London

Bakker, W.T. (1971) *The Influence of the Longshore Variation on the Wave Height on the Littoral Current*: Study report WWK 71-19: Ministry of Public Works (Rijkswaterstaat), The Hague, The Netherlands

Battjes, J.A. (1974): *Computation of Set-up, Longshore Currents, Run-up and Overtopping due to Wind-Generated Waves*: Delft University of Technology Communications on Hydraulics, number 74-2, Department of Civil Engineering,

Battjes, J.A. (1975): *Modeling of Turbulence in Surf Zone*: Proceedings of Symposium on Modelling Techniques: San Francisco: American Society of Civil Engineers: pp 1050-1061.

Battjes, J.A. (1976): *Radiation Stress: Lecture notes for course on short waves*, Coastal Engineering Group, Department of Civil Engineering, Delft University of Technology, Delft, Netherlands.

Battjes, J.A. ; Roas, A. (1975): *Characteristics of Flow in Run-Up of Periodic Waves*: Proceeding of 15th Coastal Engineering Conference: Honolulu, July.

Bijker, E.W. (1967): *Some Considerations about Scales for Coastal Models with Movable Bed*; Doctorate Dissertation, Delft University of Technology.

Bijker, E.W. (1968): *Littoral Drift as a Function of Waves and Current*: Delft Hydraulics Laboratory publication number 58, 1969.

Bijker, E.W., Kalkwijk, J.; Pieters, T. (1975): *Masse Transport in Gravity Waves on a Sloping Bottom*: report 75-1, Department of Civil Engineering, Delft University of Technology, Delft, Netherlands.

Bowen, A.J. (1969): The Generation of Longshore Currents on a Plane Beach; *Journal of Marine Research*; volume 27, number 2, pp 206-215.

Bowen, A.J. : Rip Current : *Journal of Geophysical Research*, Volume 73, N 23, pp 5467-5490

Chow, Ven Te (1959): *Open Channel Hydraulics*: Mc Graw-Hill Book Company, New York, USA

Comstock, John P- editor (1957): *Principles of Naval Architecture*: The Society of Naval Architects and Marine Engineers, New York, USA

Dorrestein, R. (1961): On the Deviation of the Average Pressure at a fixed point in a moving fluid from its Hydrostatic Value: *Applied Scientific Research*, volume 10, section A, pp 384-392

Bijker E.W. *Sedimentation in Channels and Estuaries*, Proceeding of the 17th Conference on Coastal Engineering, Sydney, Australia, 23-28 Mars 1980, New York 1981, 11 pages.

Eden, Edwin W. Jr. (1971): Vessel Controllability in Restricted Waters; *Journal of Waterways, Harbors, and Coastal Engineering Division*; volume 97, number WW3, pp 475-490, August: American Society of Civil Engineers, New York, U.S.A.

Einstein, H.A. (1950): *The Bed-Load Function for Sediment Transportation in Open Channel Flows*: United States Department of Agriculture, Soil Conservation Service, Technical Bulletin number 1026.

Englund, F.; Hansen, F. (1967): *A monograph on Sediment Transport in Alluvial Channels*: Teknisk Forlag, Copenhagen, Denmark.

Frijlink, H.C. (1952): *Discussion of the Sediment Transport Formulas of Kalinske, Einstein, and Heyer-Piter and Mueller in relation to recent Sediment Transport Measurements in Dutch Rivers*: 2me Journal Hydraulique: Soc. Hydraulique de France, Grenoble, pp 98-103

Van Hijum, E. (1972): *Slow Coastal Accretion Near A Breakwater*, unpublished research manuscript, Coastal Engineering Group, Delft University of Technology.

Jonsson, I.G. (1975): *The Wave Friction Factore Relatted: Progress Report* number 37, pp 3-8, Institute for Hydrodynamics and Hydraulic Engineering, Technical University of Denmark, Lingby.

Kalinske, A.A. (1947): *Movement of Sediment as Bed Load in Rivers*: Transactions of the American Geophysical Union, volume 28, number 4, pp 615-620.

von Karman, Theodore (1930): *Mechanical Similarity and Turbulence*: Proceedings of 3th International Congress of Applied Mechanics: volume I, pp 85-92; Stockholm, Sweden.

Kennedy, J.F.; Locher, F.A. (1971): *Sediment Suspension by Water Waves: Waves on Beaches and Resulting Sediment Transport*: Proceeding of an Advanced

Seminas, Mathematics Research Center Publication number 28, pp 249-295; University of Wisconsin, Madison, Wisconsin, U.S.A.

Komar, P.D. (1976) Evaluation of Wave-Generated Longshore Current Velocities and Sand Transport Rates on Beaches: article in: *Beach and nearshore Sedimentation* (R.A. Davis, Jr and R.L. Ethington, editors): Special Publication number 24: Society of Economic Paleontologists and Mineralogists.

Kray, Casimir, J. (1973): Design of Ship Channels and Maneuvering Areas: *Journal of Waterways, Harbors, and Coastal Engineering Division*; volume 99, number WW3, pp 475-490, February: American Society of Civil Engineers, New York, U.S.A.

Kroese, G.M.; Nieuwenhuys, P. (1974): *Possibility to Use Tugboats to Assist Large Ships in Exposed Channels*: Student Thesis, Coastal Engineering Group, Department of Civil Engineering, Delft University of Technology, Delft, The Netherlands.

Longuet-Higgins, M.S. (1953): *Mass Transport in Water Waves*: Phil. Transactions Royal Society, London: A., volume 245, number 903, pp 535-581.

Longuet-Higgins, M.S.; Stewart, R.W. (1962): Radiation Stress and Mass Transport in Gravity Waves, with Application to Surf Beats: *Journal of Fluid Mechanics*; volume 13, pp 481-504

Longuet-Higgins, M.S.; Stewart, R.W. (1963): A Note on Wave Set-Up; *Journal of Marine Research*; volume 21, pp 4-10.

Longuet-Higgins, M.S.; Stewart, R.W. (1964): Radiation Stresses in Water Waves: A Physical Discussion with Applications: *Deep Sea Research*, volume 11 pp 529-562.

Longuet-Higgins, M.S.; Stewart, R.W. ; (1971): *Recent Progress in the Study of Longshore Currents: Waves on Beaches and Resulting Sediment Transport*: Proceedings of an Advanced Seminar, Mathematics Research Center Publication number 28, pp 203-248; University of Wisconsin, Madison, Wisconsin, U.S.A.

Moore, G.M.; Cole A.Y. (1960): *Coastal Processes, Vicinity of Cape Thompson, Alaska*; Geologic Investigations of Cape Thompson, N.W. Alaska-Preliminary Report; Trace Element Investigation Report 753, U.S. Geological Survey, Washington D.C., U.S.A.

Oldenkamp, I. (1973): *Statistical Analysis of Ship's Maneuvres*; Preprints, Symposium on Ship Handling, Netherlands Ship Model Basin, Waneningen, The Netherlands.

Pelnaud-Consideré (1954): *Essay on the Theory of the Evolution of the Form of Beaches and Bars*: Quatrième journées de l'Hydraulique, Paris, Question 3, Les Énergies de la Mer.

Prandtl, Ludwig (1926): On Fully Developed Turbulence: *Proceedings of the 2nd International Congress of Applied Mechanics*, Suricht, pp 62-74

Svasek, J.N.; Bijker, E.W. (1969): *Two Methods for Determination of Morphological Changes Induced by Coastal Structures*; Proceedings of the 22nd International Navigation Congress, Paris; subject 11-4, pp 181-202; Permanent International Association of Navigation Congress, Brussels, Belgium.

Swart, D.H. (1974): *Offshore Sediment Transport and Equilibrium Beach Profiles*; Doctorate Dissertation, Department of Civil Engineering, Delft University of Technology.

Thornton, E.B. (1970): *Variation of Longshore Current Across the Surf Zone*; Proceedings of the 12nd Coastal Engineering Conference volume I, Chapter 18, pp 291-308.

Vô danh (1972): *Method for Computing Dune Erosion Resulting from a Severe Storm*; Technical Advisory Commission for Flood Prevention, Ministry of Public Works (Rijkswaterstaat), The Hague, The Netherlands.

Vô danh (1973) *Shore Protection Manual*; U.S. Army Coastal Engineering Research Center; published by U.S. Government Printing office, Washington D.C., U.S.A.

Vô danh (1974): Problems of Large Vessels in shallow Water; *The Motor Ship*; number 648, pp 573-575, July.

Vô danh (1976): *Computation of Longshore transport*; Delft Hydraulics Laboratory report R968 part 1, September, Delft.

Wanhill, Stephen R.C. (1974): Further Analysis of Optimum Size Seaport; *Journal of the Waterways, Harbors and Coastal Engineering Division*; volume 100, number WWW4, pp 377-383; American Society of Civil Engineers, New York, U.S.A.

Wiegel, Robert L. (1964): *Oceanographical Engineering*; Prentice-Hall, Inc., London.

TÀI LIỆU THAM KHẢO BỔ SUNG

Hinze, J.O. (1962): Momentum and Mechanical Energy Balance Equations for A Flowing Homogeneous Suspension with Slip between the Phases; *Applied Scientific Research*, volume 33, number A 11.

Kerssens, P.J.M.; van Rijn, L.V. (1977): *Model for Non-Steady Suspended Sediment Transport*; Delft Hydraulics Laboratory Publication 191.

Swart, D.H. (1976): *Coastal Sediment Transport; Computation of Longshore Transport*; Delft Hydraulics Laboratory, Report of Investigation R968, part I.

MỤC LỤC

1	Mở đầu	4
2	Những vấn đề được trình bày	6
2.1	Mục tiêu	6
2.2	Những vấn đề chi tiết.....	6
3	Chuyển động của tàu, thuyền.....	8
3.1	Mở đầu.....	8
3.2	Các chuyển động thẳng đứng.....	8
3.3	Các chuyển động ngang	10
3.4	Tần số vượt sóng.....	11
3.5	Xác định chuyển động tàu thuyền trong sóng	11
3.6	Một số định nghĩa và các phép xấp xỉ.....	13
3.7	Ví dụ	14
4	Độ sâu lạch tàu.....	16
4.1	Mở đầu.....	16
4.2	Tiếp cận vấn đề.....	17
4.3	Các chuyển động của tàu	18
4.4	Mực nước và sự biến đổi của nó.....	20
4.5	Độ gồ ghề đáy	21
4.6	Những biến đổi của độ thoáng đáy tàu.....	22
4.7	Các tính chất của phân bố chuẩn và phân bố Rayleigh.....	25
4.8	Khả năng va chạm đáy lạch.....	25
4.9	Mật độ lưu thông tàu.....	27
4.10	Biến động điều kiện bão	28
4.11	Các bước đánh giá tiếp theo.....	30
4.12	Tóm lược	32
5	Bề rộng lạch tàu.....	34
5.1	Mở đầu.....	34
5.2	Vấn đề lý tưởng hoá.....	34
5.3	Vấn đề thực tế.....	35

5.4	Các phương pháp thiết kế	37
5.5	Các nhân tố bổ sung	38
6	Các mô hình điều khiển tàu	40
6.1	Các mô hình vật lý	40
6.2	Tiếp cận mô phỏng	41
6.3	Mô tả bộ mô phỏng tàu	41
6.4	Sử dụng bộ mô phỏng tàu	41
6.5	Một số điều cần lưu ý	41
7	Tăng cường khả năng vận hành tàu	43
7.1	Đặt vấn đề	43
7.2	Hỗ trợ tàu kéo (tugboat)	43
7.3	Thiết bị hích tàu (Bow Thrusters)	45
8	Tối ưu hoá tổng thể lạch tàu	46
8.1	Mở đầu	46
8.2	Định nghĩa tối ưu hoá tổng thể	46
8.3	Chi phí xây dựng	46
8.4	Tổn thất	47
8.5	Chi phí duy tu	47
9	Vận chuyển cát ven bờ	50
9.1	Mở đầu	50
9.2	Cơ sở các công thức	51
9.3	Đơn giản hoá quá trình	50
10	Ứng suất xạ và các thành phần của nó	53
10.1	Mở đầu	53
10.2	Các ứng suất xạ cơ bản	53
10.3	Biến đổi của ứng suất xạ	54
10.4	Các thành phần ứng suất xạ	56
10.5	Các ứng dụng trong các bài toán kỹ thuật bờ	59
11	Nước dâng do sóng	60
11.1	Mô tả hiện tượng	60
11.2	Các lời giải phương trình vi phân	61
11.3	Lời giải cho trường hợp sóng tràn (splilling)	61
11.4	Lời giải cho trường hợp sóng lao (plunging)	62
11.5	Lưu ý	63
11.6	Ví dụ	65

12	Gradient ứng suất rối ngang.....	66
12.1	Mở đầu.....	66
12.2	Biến đổi ngoài đới sóng đổ.....	66
12.3	Biến đổi trong đới sóng đổ.....	70
13	Lực triều dọc bờ.....	69
13.1	Hệ tọa độ sử dụng.....	69
13.2	Thành phần lực triều một chiều.....	69
14	Các lực rối.....	72
14.1	Mở đầu.....	72
14.2	Mô tả toán học.....	72
15	Các lực ma sát đáy.....	74
15.1	Mở đầu.....	74
15.2	Ma sát khi dòng chảy ổn định.....	74
15.3	Ma sát khi có sóng.....	80
15.4	Ma sát tổng hợp sóng và dòng chảy.....	80
15.5	Một số lưu ý bổ sung.....	83
16	Tính toán dòng chảy dọc bờ.....	84
16.1	Mở đầu.....	84
16.2	Cân bằng lực cơ sở.....	84
16.3	Tác động của rối.....	90
16.4	Tác động của sóng không đều (irregular).....	86
16.5	Ví dụ.....	87
16.6	Các lực tác động bổ sung.....	91
17	Các công thức cũ vận chuyển ven bờ.....	93
17.1	Mở đầu.....	93
17.2	Công thức CERC.....	93
17.3	Các xác minh mới đối với công thức CERC.....	95
17.4	Biến đổi dòng trầm tích theo góc sóng tiến vào bờ.....	100
17.5	Các hệ số trong công thức CERC.....	96
17.6	Ví dụ triển khai công thức CERC.....	97
17.7	Các hạn chế của công thức CERC.....	98
18	Cơ chế vận chuyển cát.....	100
18.1	Mở đầu.....	100
18.2	Các luận điểm cơ sở.....	100
18.3	Độ gồ ghề đáy.....	101

18.4	Các nhận xét chung	103
19	Các công thức hiện đại vận chuyển cát ven bờ	105
19.1	Mở đầu.....	105
19.2	Công thức vận chuyển trong trường hợp chỉ có dòng chảy	105
19.3	Ảnh hưởng của sóng lên vận chuyển trầm tích đáy	117
19.4	Biến đổi của ứng suất đáy.....	117
19.5	Dòng di đáy do sóng và dòng chảy.....	119
19.6	ảnh hưởng của sóng lên dòng vận chuyển lơ lửng.....	120
19.7	Vận chuyển trầm tích tổng cộng.....	122
19.8	Một số nhận xét về công thức Bijker.....	124
19.9	Ví dụ đối với công thức Bijker.....	125
19.10	Độ nhạy của công thức Bijker.....	132
19.11	So sánh với công thức CERC	133
20	Biến đổi bờ theo lý thuyết đường đơn.....	135
20.1	Mở đầu.....	135
20.2	Phương trình liên tục.....	136
20.3	Phương trình chuyển động	137
20.4	Cách giải, các điều kiện biên và điều kiện ban đầu.....	138
20.5	Ứng dụng cho hiện tượng lắng đọng do công trình chắn sóng	139
20.6	Lắng đọng không song song.....	142
20.7	Vận chuyển qua công trình chắn sóng.....	144
20.8	Đánh giá	149
20.9	Ví dụ	149
21	Vận chuyển cát dọc theo trục ngang bãi biển.....	154
21.1	Mở đầu.....	154
21.2	Vận chuyển hai chiều.....	155
21.3	Ví dụ	157
21.4	Vận chuyển ba chiều	167
22	Biến đổi bờ theo các lý thuyết đa đường	169
22.1	Mở đầu.....	169
22.2	Sơ đồ hoá.....	169
22.3	Các phương trình liên tục và chuyển động	171
22.4	Các điều kiện ban đầu và điều kiện biên.....	173
22.5	Cách giải các phương trình	173
22.6	Những phát triển tiếp theo.....	174

23	Các bờ cát.....	175
23.1	Mở đầu.....	175
23.2	Thành tạo các cồn cát	175
23.3	Động lực ngắn hạn các đụn cát.....	177
23.4	Động lực học dài hạn các cồn cát	179
23.5	Phương pháp phân tích	182
24	Các công tác bảo vệ bờ	184
24.1	Mở đầu.....	184
24.2	Cung ứng cát.....	184
24.3	Mỏ hàn.....	186
24.4	Tường chắn.....	188
24.5	Các khối chắn sóng rời	189
24.6	Kiểm soát bồi lắng	190
25	Lắng đọng Trầm tích các lạch tàu	192
25.1	Mở đầu.....	192
25.2	Các biến đổi thực tế	192
25.3	Dòng vận chuyển di đáy	194
25.4	Dòng vận chuyển lơ lửng	195
25.5	Một giải pháp gần đúng.....	195
25.6	Xác định chính xác hiện tượng trầm tích	196
26	Các ký hiệu.....	199
	Các kí tự La mã.....	200
	Kí tự Hy Lạp.....	204
	Các chỉ số.....	205
	Tài liệu tham khảo	207
	Tài liệu tham khảo bổ sung.....	211
	Mục lục.....	211

KỸ THUẬT BIỂN

**BỘ CÁC BÀI GIẢNG VỀ KỸ THUẬT BỜ BIỂN DÀNH CHO LỚP
ĐÀO TẠO CÁC CÁN BỘ VIỆN KHOA HỌC THỦY LỢI, HÀ NỘI**

Biên tập tiếng Anh: E. van Meerendonk

Delft Hydraulics

TẬP I

NHẬP MÔN VỀ CÔNG TRÌNH BỜ

Người dịch: Đinh Văn Ưu

Hà Nội – 2003

LỜI GỚI THIỆU

Để phục vụ chương trình đào tạo mới của các chuyên ngành Hải dương học, chúng tôi đã lựa chọn các sách giáo khoa và chuyên khảo liên quan tới các chuyên ngành mới như Kỹ thuật biển, Quản lý tài nguyên và môi trường biển đã được xuất bản ở nước ngoài và dịch ra tiếng Việt.

Bộ các bài giảng về kỹ thuật bờ biển sử dụng cho lớp đào tạo cán bộ Viện Khoa học Thủy lợi Hà Nội được E. van Meerendonk biên soạn theo các bài giảng từ Viện Delft Hydraulics, Hà Lan là một tài liệu tương đối hoàn chỉnh về lĩnh vực này. Trong giáo trình này có nhiều phần liên quan tới thủy động lực biển và các công trình bảo vệ bờ đã được trình bày kỹ trong các giáo trình hiện hành bằng tiếng Việt. Chúng tôi chỉ chọn tập I và II của bộ sách này để dịch vì trong đó đã trình bày tương đối đầy đủ tổng quan về Kỹ thuật biển nhằm làm tài liệu giảng dạy cho sinh viên năm thứ 3 trước khi đi vào các chuyên ngành. Do tập III trình bày rất sâu về những khía cạnh kỹ thuật của công trình bờ thuộc lĩnh vực thiết kế, xây dựng công trình và tập IV chỉ tập chung cho một vấn đề chuyên sâu của thủy động lực bờ là sóng thần vì vậy chúng tôi không dịch cả hai tập này. Trên cơ sở đó chúng tôi lấy tên cho bản dịch này là Kỹ thuật biển

Để đảm bảo tính khoa học của vấn đề chúng tôi biên dịch toàn bộ phần mở đầu cho Bộ sách, tuy nhiên do không biên dịch các tập, III và IV nên sẽ có những bổ sung nhất định để sinh viên có thể nắm được đầy đủ yêu cầu nội dung của môn học này.

LỜI NÓI ĐẦU

Bộ bài giảng về kỹ thuật bờ được biên soạn phục vụ Viện nghiên cứu khoa học thuỷ lợi của Cộng hoà Xã hội Chủ nghĩa Việt Nam. Trong thời gian 7 tuần từ tháng 10 đến tháng 11 năm 1989 tập bài giảng này được E. van Meerendonk từ Viện Delft Hydraulics sử dụng cho khoá đào tạo các cán bộ của Viện khoa học thuỷ lợi. Những bài giảng này là một phần của dự án hỗ trợ cho Viện nghiên cứu Khoa học thuỷ lợi do Delft Hydraulics triển khai với sự tài trợ của UNDP tại Nữu Ước. Bộ bài giảng về kỹ thuật bờ bao gồm các nội dung sau đây:

Tập I: Mở đầu

Tập II: Những vấn đề cảng, vịnh và bãi biển

Tập III: Thiết kế các công trình ngăn sóng

Tập IV: Tsunami

Những bài giảng này cung cấp các kiến thức chung về nguyên lý, các vấn đề và phương pháp giải quyết. Ngoài ra một loạt các bài tập khác nhau cũng được triển khai trong quá trình đào tạo.

1 MỞ ĐẦU

1.1 MỤC ĐÍCH, YÊU CẦU

Tập bài giảng này được xây dựng ban đầu như phân bổ sung cho các bài giảng của giáo sư Bijker tại Delft đồng thời cho Đại học công nghệ cũng như lớp chuyên đề quốc tế về Thủy công trình. Thời gian giảng dạy dành cho việc giới thiệu, trao đổi, bàn luận và trả lời các câu hỏi liên quan.

Một số học viên có thể không cần lên lớp mà vẫn có thể nghiên cứu thông qua các tài liệu này. Trong khi trình bày, các câu hỏi được lồng vào trong bài giảng, thông qua đó có thể gây chú ý và kiểm tra mức độ hiểu biết của người đọc.

1.2 CÁC CHUYÊN MỤC

Tất cả các tài liệu liên quan tới kỹ thuật bờ do giáo sư Beijker chuẩn bị tại Đại học Công nghệ Delft được chia thành ba chuyên mục chính hay ba môn học:

- Nhập môn kỹ thuật bờ – cơ sở của toàn bộ các chuyên mục khác
- Những vấn đề cảng, vũng vịnh – nghiên cứu chi tiết các chuyên đề liên quan tới bờ, cảng và các lạch tàu vào cảng
- Thiết kế công trình chắn sóng – nghiên cứu hai dạng công trình chắn sóng bằng khối liên kết mềm và bằng nguyên khối.

Việc phân chia các chuyên mục này được chú trọng trong khi xây dựng tập bài giảng này và các nội dung được tập hợp theo từng tập riêng rẽ.

Có thể tồn tại cách phân chia khác trong kỹ thuật bờ, trong đó các loại vấn đề được tập hợp lại với nhau. Theo cách đó có ba loại vấn đề sau: Cảng, Địa mạo và Biển khơi, chúng sẽ được đề cập tới trong chương 2. Việc phân chia này được chú trọng trong hai tập đầu của bộ sách này. Trong từng tập các vấn đề được tập hợp theo nguyên lý vừa nêu. Tuy nhiên nguyên lý phân chia trên không được chú trọng trong tập III bởi vì các công trình chắn sóng chỉ là vấn đề riêng của lĩnh vực cảng.

Dạng thông tin thứ 4 liên quan tới những kiến thức cơ sở đã được trình bày trong các giáo trình khác, chúng có thể được nhắc lại ngắn gọn, hoặc là các nhận xét bổ sung hay lưu ý. Tuy nhiên những kiến thức đó lại không thể thiếu được khi

đi vào nghiên cứu các vấn đề thực sự của kỹ thuật bờ và đó là cơ sở của môn học này.

1.3 CÁC TÀI LIỆU XUẤT BẢN ĐỊNH KỲ

Danh mục các tài liệu tham khảo được dẫn ra trong phần cuối của mỗi tập. Đó là những tài liệu cơ bản nhất cung cấp nền tảng nhưng không cho ta cập nhật những kết quả mới phát triển. Các xuất bản định kỳ nhằm đáp ứng mục đích này. Loại tài liệu này cho thể phân ra thành 5 nhóm được mô tả sau đây:

1.4 TÀI LIỆU CHUNG

Những tài liệu về kỹ thuật loại này thường có tính bao quát cao, trong đó thỉnh thoảng có thể tìm được một số vấn đề liên quan trực tiếp tới kỹ thuật bờ, song nhìn chung không có các chi tiết cụ thể. Ví dụ về các loại tạp chí định kỳ này có thể là:

- Engineering New Record, xuất bản hàng tuần do NXB McGraw Hill, N.Y. Hoa Kỳ
- De Ingenieur, xuất bản hàng tuần do Hội hoàng gia các kỹ sư, La Hay, Hà Lan
- Civil Engineering, xuất bản hàng tháng do Hội kỹ sư xây dựng Mỹ, N.Y. Hoa Kỳ.

1.5 TẠP CHÍ CHUYÊN NGÀNH CHUNG

Nhóm các tạp chí loại này cung cấp các thông tin chung về từng lĩnh vực chuyên ngành. Thông thường có các thông tin quan tâm trực tiếp song thường vẫn thiếu các chi tiết kỹ thuật chuyên ngành. Ví dụ về các tạp chí loại này như sau:

- Ocean Industry, xuất bản hàng tháng do công ty Gulf Publishing, Houston, Texas, Hoa Kỳ
- The Dock and Harbor Authority, xuất bản hàng tháng do NXB Foxlow, London

1.6 TẠP CHÍ KỸ THUẬT CHUYÊN NGÀNH

Loại tạp chí này cung cấp các chi tiết kỹ thuật chuyên ngành liên quan tới các vấn đề và cách giải quyết, có thể tìm được trong phần tài liệu tham khảo của các bài đăng trong các tạp chí thuộc hai loại trên. Ví dụ về loại tạp chí này như sau:

- Journal of Waterways, harbors, and Coastal Engineering Division, xuất bản hàng quý do Hội kỹ sư xây dựng Mỹ, N.Y., Hoa Kỳ

- Shore and Beach, xuất bản nửa năm do Hiệp hội bảo vệ bờ biển và bãi tắm Mỹ, Miami, Florida, Hoa Kỳ
- Coastal Engineering in Japan, xuất bản hàng năm do Hội kỹ sư xây dựng Nhật bản, Tokyo, Nhật Bản

Tạp chí kỹ thuật chuyên đề

Loại tạp chí này cung cấp các thông tin như loại tạp chí kỹ thuật chuyên ngành song dành riêng cho một nhóm lĩnh vực hoàn toàn khác. Đối với các nhà chuyên môn, muốn tìm được các thông tin cần thiết này, phải tìm kiếm hết sức công phu trong số các tài liệu dạng tổng quan tóm tắt được trình bày sau đây. Có thể đưa ra làm ví dụ một số thông tin có thể tìm thấy trong loại tạp chí này:

Vấn đề áp lực sóng trong Journal of the Engineering Mechanics Division, xuất bản bởi Hội kỹ sư xây dựng Mỹ, N.Y. Hoa Kỳ

Vấn đề tác động của sóng lên cảng trong Journal of the Acoustical Society of America, N.Y. Hoa Kỳ

1.7 TỔNG QUAN TÓM LƯỢC

Các tổng quan tóm lược phục vụ mục đích tìm kiếm nhanh các tài liệu cần thiết trong số nhiều lĩnh vực khác nhau. Tuy nhiên chúng không cung cấp các thông tin mới mà chỉ trình bày cô đọng các nội dung trình bày trong bài. Trong số các tạp chí tổng quan tóm lược tốt nhất hiện nay có thể kể đến:

- Documentation Data, do Phòng thí nghiệm thủy lực Delft, Hà Lan xuất bản
- Engineering Index, do Thư viện các hội kỹ thuật, N.Y., Hoa Kỳ xuất bản
- BHRA Fluid Engineering, dịch vụ tổng quan của Hiệp hội nghiên cứu thủy lực Anh, Bedford.

Hiện nay các phương tiện máy tính đã và đang phát triển hệ thống tìm kiếm các tổng quan thông qua mạng. Nhiều hệ tìm kiếm các tổng quan tóm lược có thể truy nhập với một phí không đáng kể giúp nhanh chóng đạt được kết quả mong muốn.

1.8 CÁC SÁCH THAM KHẢO

Sau đây chúng tôi dẫn ra một số sách tham khảo về kỹ thuật bờ, các tài liệu này có thể đề cập tới một vấn đề quan tâm chứ không phải tất cả các chủ đề rộng lớn của bộ môn này.

- Per Bruun (1973): Port Engineering: Gulf Publishing Company, Houston, Texas, U.S.A.

- Arthur T. Ippen (1966): Estuary and Coastline Hydrodynamics: McGraw-Hill, N.Y.
- H Lamb (1963): Hydrodynamics (6th edition) : Cambridge Univ. Press.
- Muir Wood, A.M. (1968): Coastal Hydraulics: Macmillan and Co. Ltd., London, England.
- Robert L. Wiegel (1964): Oceanographical Engineering : Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs N.J., U.S.A.

1.9 NHỮNG ĐỒNG TÁC GIẢ

Quyển sách này được tập thể nhóm kỹ thuật bờ Đại học công nghệ Delft chuẩn bị. Những tác giả ban đầu được liệt kê trong phần mở đầu mỗi chương, mục. Nhiều người khác tham gia vào việc đọc và sửa chữa bổ sung, phần hiệu đính cuối cùng và tập hợp thành sách do W.W. Massie chịu trách nhiệm. Trong bảng sau đây đưa ra danh sách những đồng tác giả theo thứ tự vần chữ cái.

Bảng 1.1. Những đồng tác giả của tập sách này

GS TS E.W. Bijker	Giáo sư kỹ thuật bờ, Đại học công nghệ Delft, Delft
KS C.J.P. van Boven	Giám đốc điều hành, Dịch vụ quốc tế về biển Smit, Rotterdam
KS J.J. van Dijk	Nghiên cứu viên chính, Nhóm kỹ thuật bờ, Đại học công nghệ Delft, Delft
KS J. van de Graaff	Nghiên cứu viên chính, Nhóm kỹ thuật bờ, Đại học công nghệ Delft, Delft
KS L.E. van Loo	Nghiên cứu viên chính, Nhóm kỹ thuật bờ, Đại học công nghệ Delft, Delft
W.W. Massie, P.E.	Nghiên cứu viên chính, Nhóm kỹ thuật bờ, Đại học công nghệ Delft, Delft
KS J. de Nikker	Kỹ sư trưởng về cảng, Bộ môn công trình công cộng, Rotterdam
KS A. Paape	Giám đốc chi nhánh Delft, Phòng thí nghiệm thủy lực Delft, Delft

1.10 SO SÁNH VỚI LẦN XUẤT BẢN 1976

Trong lần xuất bản này có hai thay đổi lớn và một số thay đổi và hiệu chỉnh nhỏ. Thay đổi lớn thứ nhất liên quan tới chương 10 và 11. Mục 10.3 đã được sửa lại và bổ sung đáng kể; chương 11 được viết lại và đưa thêm vào các kiến thức hiện đại về các đặc trưng thống kê sóng.

Thay đổi lớn thứ hai liên quan tới mô tả quá trình vận chuyển cát trên các bãi biển. Các chương 25 và 26 được viết lại hoàn toàn.

Nhiều sửa đổi nhỏ được tiến hành trong chương 8 – các dạng công trình phá sóng, 12 – phát triển sóng, 16 – nạo vét ngoài khơi, 20 – ổn định kích thước lạch tàu, 22- lắng đọng trầm tích, 30- sửa cho phù hợp với các chương mới 25 và 26, và chương 32 được bổ sung.

1.11 MỘT SỐ ĐIỂM LƯU Ý

Tiếng Anh sử dụng trong sách này chủ yếu theo phong cách Mỹ.

Để đọc giả dễ hiểu các ký hiệu phức tạp, chúng được giải nghĩa khi lần đầu tiên được đưa vào trong mỗi chương và cuối mỗi tập có dẫn ra một bảng các ký hiệu sử dụng trong sách.

Tài liệu tham khảo dẫn theo tên tác giả và thời gian. Bảng mục lục tài liệu tham khảo đầy đủ dẫn ra cuối mỗi quyển sách.

Các hình vẽ nhìn chung được thể hiện theo tỷ lệ cho phép. Nhiều hình vẽ trong sách này được trình bày theo tỷ lệ bằng 80% kích thước hình vẽ gốc. Kích thước gốc có thể được thiết lập theo tỷ lệ 1 : 1250.

Nhiều thuật ngữ sử dụng trong sách được liệt kê trong bảng từ vựng kèm theo.

Vì các đơn vị đo theo hệ Anh vẫn được sử dụng rộng rãi trong thực tiễn công nghiệp biển vì vậy một số bảng chuyển đổi đơn vị cũng được dẫn ra.

Những công việc liên quan tới các sửa đổi vặt vãi này đều do bà G.M. van Koppen và R.E.A.M. Boeters thành viên của nhóm kỹ thuật bờ, Đại học công nghệ Delft, Delft đảm nhiệm.

2 TỔNG QUAN VỀ KỸ THUẬT BỜ

E.W. Bijker

2.1 ĐỊNH NGHĨA

Kỹ thuật bờ là một thuật ngữ chung phản ánh cô đọng các hoạt động kỹ thuật liên quan tới các công việc tiến hành dọc bờ biển. Trong những năm gần đây, những kỹ sư chuyên ngành kỹ thuật bờ thường phải tham gia vào các công trình xây dựng trên cả các vùng biển khơi. Vì vậy nhiệm vụ đầu tiên của họ là ứng dụng các kiến thức kỹ thuật phục vụ xây dựng các công trình dọc bờ và trên biển. Thông thường công tác thiết kế yêu cầu những mô hình có sẵn, như vậy đòi hỏi những kiến thức cơ bản về các hiện tượng liên quan. Nhìn chung, các kỹ sư có thể mở rộng kiến thức theo các yêu cầu kỹ thuật.

Một vấn đề phức tạp đối với kỹ thuật bờ là ở chỗ các biến liên quan đều mang tính ngẫu nhiên. Những phép tính toán thống kê tạo nên cơ sở cho kỹ thuật tối ưu hoá được ứng dụng rộng rãi cho nhiều vấn đề kỹ thuật bờ.

2.2 CÁC NGHIÊN CỨU CƠ SỞ

Trong số những vấn đề cơ bản mà kỹ thuật bờ thường gặp phải có sự chuyển động của nước dọc bờ, tương tác giữa nước chuyển động và vật liệu bờ và đáy và các lực thủy động do sóng và dòng chảy tác động lên các công trình. Đó chỉ là một số ví dụ cụ thể về các hiện tượng cơ bản; những hiện tượng khác sẽ được đề cập sau. Việc nghiên cứu những hiện tượng này chính là cơ sở của nghiên cứu kỹ thuật bờ.

2.3 CÁC CHUYÊN NGÀNH

Việc phân chia kỹ thuật bờ được chia thành những chuyên ngành cơ bản đã được trình bày trong phần mở đầu. Chúng ta lần lượt trình bày các khía cạnh kỹ thuật của các chuyên ngành đó trong các mục tiếp sau.

2.4 CÁC VŨNG VỊNH VÀ CẢNG

Các cảng biển được phát triển theo yêu cầu sử dụng tàu thuyền để vận chuyển hàng hoá của con người. Điều quan trọng ở đây là cần phải đáp ứng một lúc cả yêu cầu về tiện lợi lẫn yêu cầu kinh tế. Nhiều khi người ta cần tìm một giải pháp dung hoà giữa hai yêu cầu trên. Những khía cạnh cụ thể của vấn đề này được đề cập một

cách cơ bản trong tập II. Sự hợp tác giữa các nhà thiết kế hàng hải lẫn các nhà hàng hải thường có hiệu quả nếu như vấn đề tối ưu hoá được coi trọng.

Do nhiều cảng biển nằm ngay trên các cửa sông, vì vậy vấn đề hình thành các bãi và lạch triều thường được xem xét đến trong kỹ thuật bờ. Thông thường vấn đề này được nghiên cứu kỹ trong kỹ thuật sông. Vấn đề đặc biệt được quan tâm ở đây liên quan tới ảnh hưởng của dòng chảy mật độ và sự biến động của độ muối lên các đặc trưng của bùn trong cảng. Trong giáo trình này sẽ có các tiếp cận khác nhau về dòng chảy mật độ căn cứ vào các yêu cầu thực tiễn; cơ sở lý thuyết của vấn đề này được trình bày kỹ trong các sách và giáo trình chuyên đề. Các đặc trưng của bùn trong cảng và sông có thể trở nên hết sức quan trọng vì chúng gắn kết với yêu cầu nạo vét trong cảng và có lúc còn mang tính quyết định đối với địa mạo bờ trên một khoảng cách khá xa cảng. Những vấn đề thiết kế cảng thường gắn kết chặt chẽ với các vấn đề địa mạo bờ, và cũng rất khó tách rời các vấn đề này. Trong số các vấn đề địa mạo có ý nghĩa quan trọng đối với cảng đó là các lạch tàu vào cảng và ảnh hưởng của các công trình phá sóng lên các quá trình bờ.

2.5 ĐỊA MẠO BỜ

Địa mạo bờ là một khoa học nghiên cứu tương tác giữa sóng, dòng chảy và bờ. Phần lớn bờ biển được hình thành từ các vật liệu cát vì vậy chúng chịu sự biến động do sóng và dòng chảy. Các bờ đá thường biến đổi rất chậm đối với các quá trình sóng và dòng chảy vì vậy chúng liên quan với các nhà địa chất nhiều hơn là đối với các kỹ sư kỹ thuật bờ. Vì sao các vùng bờ nhiều bùn lại chịu biến động ít hơn khi có sóng và dòng chảy tác động? Chúng ta sẽ trả lời câu hỏi này trong chương 27.

Điều may mắn ở chỗ phần lớn vật liệu bờ đều là cát. Vì cát có thể dễ dàng nạo vét và sự biến đổi của các bờ cát cũng có thể dự báo một cách tương đối chính xác bằng các mô hình toán học. Những mô hình này sẽ được trình bày tóm tắt trong tập này, những thông tin chi tiết hơn có thể tìm thấy trong tập II.

Cũng dễ hiểu rằng trước hết cần hiểu rõ chuyển động của nước (tác động của sóng và các loại dòng chảy) dọc bờ trước khi dự báo biến đổi địa mạo. Từ đó yêu cầu hiểu biết nhiều nguyên lý thủy động lực học; một số nguyên lý này sẽ được ôn lại trong các chương tiếp sau đây.

Tác động của sóng và dòng chảy lên bãi biển cho đến nay vẫn còn nhiều điểm chưa rõ. Vận chuyển cát theo hướng dọc bờ và vuông góc bờ là những chủ đề quan trọng trong nghiên cứu kỹ thuật bờ. Các kết quả nghiên cứu theo hướng này sẽ được tiếp tục sử dụng để kiểm chứng các mô hình toán học dự báo biến đổi đường bờ.

Vì không phải tất cả sự biến đổi của bờ đều theo ý muốn vì vậy công tác bảo vệ bờ cũng hết sức cần thiết. Công tác bảo vệ cho phép làm chậm các quá trình tự nhiên hoặc trong một số trường hợp làm vô hiệu hoá các tác động không mong muốn. Ví dụ, các mỏ hàn xây dựng vuông góc hoặc song song với bờ làm cho quá

trình xói lở bị hạn chế. Có một sự lựa chọn khác bằng cách chuyển nhân tạo cát từ vùng bồi tụ đến vùng bị xói. Các vấn đề bảo vệ bờ biển sẽ được đề cập muộn hơn trong tập này.

Không chỉ có các công trình phá sóng và các lạch vào cảng mới làm cho địa mạo bị biến đổi; các sông tự nhiên và các cửa sông cũng có thể làm điều đó. Điều này sẽ được bàn chi tiết trong phần cuối của tập này.

2.6 KỸ THUẬT BIỂN KHƠI

Cho đến thời gian gần đây, các cảng và địa mạo bờ là các chủ đề chính của kỹ thuật bờ truyền thống. Hiện nay ý muốn của con người làm việc trên biển đã ngày càng tăng lên. Một lĩnh vực biển khơi cũng đã phát triển nhanh và các nhà kỹ thuật bờ làm việc dọc theo các bờ nước nông đã được yêu cầu giải quyết các vấn đề mới mẻ cho vùng biển sâu. Từ đó một lĩnh vực tiếp theo của hải dương học đã được đưa vào do những yêu cầu hiểu biết các quá trình trong vùng biển sâu. Một trong những thúc đẩy đầu tiên phát triển kỹ thuật biển khơi xuất phát từ các công ty dầu khí.

Thuật ngữ kỹ thuật biển khơi ở đây có thể hiểu như kỹ thuật liên quan tới các công việc không có liên kết trực tiếp với đất liền. Một số người còn gọi là kỹ thuật đại dương, tuy nhiên đây là một lĩnh vực mới nên khó có thể bàn đến một thuật ngữ thống nhất. Sự thống nhất thuật ngữ có thể bắt đầu từ các kết quả, ví dụ, một số kỹ sư hàng hải thiết kế các công trình ngoài khơi, trong khi một số khác lại thiết kế các trạm phát điện cho tàu.

Ta đều biết các con tàu chuyển động không có liên kết trực tiếp với đất liền nhưng chúng không thuộc lĩnh vực kỹ thuật biển khơi mà thuộc lĩnh vực các kỹ sư đóng tàu. Mặt khác các tác động của tàu lên các công trình lại rất quan trọng đối với chúng ta.

Những người làm việc trong lĩnh vực kỹ thuật biển khơi cần phải có những kiến thức về một số lĩnh vực riêng. Những nhà thiết kế tàu, các kỹ sư cơ khí có thể có đóng góp đáng kể cùng các kỹ sư xây dựng trong lĩnh vực kỹ thuật biển khơi. Hiện tại ở Delft, những chuyên ngành này đang có sự hợp tác chặt chẽ trong chương trình liên ngành kỹ thuật biển khơi.

3 HẢI DƯƠNG HỌC

W.W. Massie

3.1 MỞ ĐẦU

Hải dương học là một khoa học nghiên cứu đại dương. Con người đã tiến hành nghiên cứu đại dương trong nhiều thế kỷ qua. Công tước L.F. Marsigli đã viết ra một trong những quyển sách đầu tiên về đề tài này, được xuất bản năm 1725. Bản dịch sang tiếng Hà Lan được xuất bản năm 1786 và một bản sao vẫn còn lưu giữ tại thư viện Đại học Leiden.

M.F. Maury, một sỹ quan của hải quân Hoa Kỳ, đã viết quyển sách đầu tiên về hải dương học hiện đại vào năm 1885 khi ông ta làm việc ở Cơ quan thủy văn hải quân. Nhiều kết quả của ông rút ra từ các quan trắc trên tàu có giá trị rất lớn; tất cả đều được giải thích một cách rất hay, mặc dầu ông không có những kiến thức về địa vật lý.

Công trình nghiên cứu đầu tiên và có hệ thống về đại dương được H.M.S Challenger tiến hành. Con tàu này xuất phát từ Portsmouth, nước Anh vào ngày 21 tháng 12 năm 1872 và trong vòng 33 năm đã có một hành trình 100 000 kilômét với 50 tập báo cáo. Đây cũng là lần đầu đã chia hải dương học ra 4 lĩnh vực hiện đại: sinh học, hoá học, địa chất và vật lý.

Vậy vai trò quan trọng của hải dương học đối với kỹ thuật bờ là gì? Chúng ta sẽ lần lượt xem xét trong các mô tả chi tiết sau đây về các lĩnh vực nêu trên.

Sinh học hải dương

Sinh học hải dương gắn liền với các vật chất sống trong biển. Các kỹ sư thuộc lĩnh vực kỹ thuật biển thường ít khi đối mặt trực tiếp với các vấn đề này, song các nhân tố sinh học đóng một vai trò gián tiếp quan trọng. Việc các sinh vật bám vào công trình cũng như các tác động môi trường là những ví dụ cụ thể.

Hoá học hải dương

Hoá học nước biển là một vấn đề quan trọng đối với các nhà sinh học biển, song nó còn trở nên quan trọng hơn đối với các kỹ sư làm việc với các công trình trong biển. Các vật liệu sử dụng trong xây dựng công trình biển cần đáp ứng yêu cầu trợ trong nước biển và chịu đựng áp suất cao ở độ sâu. Các nhà nghiên cứu cần tìm ra các vật liệu đối với các vùng nước sâu hàng trăm mét. Những vấn đề ăn mòn kim loại cũng sẽ trở nên trầm trọng hơn khi độ sâu tăng.

Địa chất hải dương

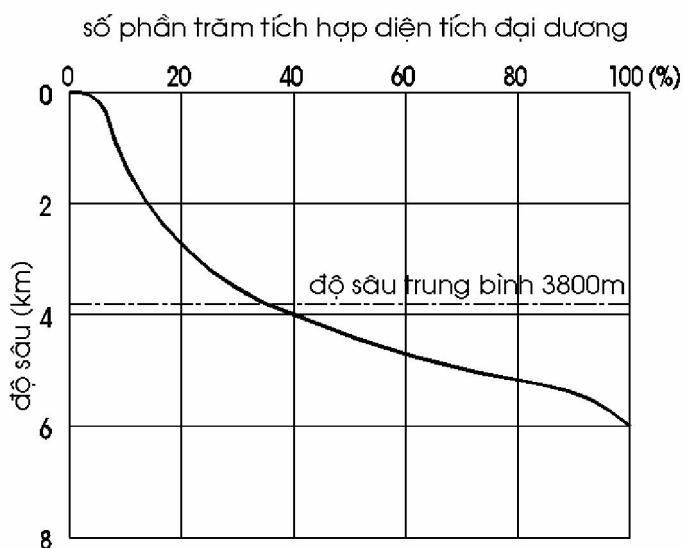
Những nhà địa chất tìm kiếm các khoáng chất có giá trị thương mại trên đáy biển và dưới biển luôn tạo ra công ăn việc làm cho các nhà kỹ thuật bờ. Khi các nhà kỹ thuật bờ không thông thạo lĩnh vực địa chất biển, họ nhất thiết phải yêu cầu các nhà địa chất biển cung cấp các thông tin liên quan tới nền móng công trình.

Vật lý hải dương

Các nhà vật lý hải dương có lẽ thuộc loại gần giống nhất đối với các nhà kỹ thuật bờ. Cả hai loại người này đều quan tâm tới sóng, triều và các vấn đề chung thủy động lực học. Quan tâm đối với sóng có lẽ quan trọng nhất đối với họ. Các nhà hải dương học cho rằng sóng là một vấn đề hóc búa, còn các nhà kỹ thuật bờ lại rút ra từ đây những vấn đề hết sức thách thức đối với họ. Cùng với việc xây dựng các công trình trên biển sâu, các nhà kỹ thuật bờ lại phải chú ý tới những vấn đề trước đây chỉ có các nhà hải dương học vật lý quan tâm đó là dòng chảy biển.

3.2 MÔ TẢ CÁC ĐẠI DƯƠNG

Một số mô tả tổng quát các đặc điểm tự nhiên của các đại dương sẽ giúp hiểu biết dễ hơn các quá trình động lực xuất hiện trong biển.



Hình 3.1. Đường phân bố tích lũy diện tích đại dương theo độ sâu theo Sverdrup

Hình 3.1 cho ta thấy phân bố diện tích đại dương (%) theo độ sâu. Độ sâu trung bình vào khoảng 3800 m và thể tích các đại dương vào khoảng $1370 \times 10^{15} \text{ m}^3$. Trong khi đó Biển Bắc có độ sâu trung bình 94 m và thể tích nước $0.054 \times 10^{15} \text{ m}^3$. Phần nông nhất của đại dương (7,6% diện tích tổng cộng) được gọi là thêm lục địa. Hiện nay các nhà kỹ thuật bờ đã được hỏi đến những vấn đề nằm trong miền từ thêm lục địa đến bờ dốc lục địa vì vậy họ cần hiểu sâu thêm về hải dương học. Giới hạn của thêm lục địa của phần lớn bờ lục địa có thể đạt tới bề rộng khoảng 1200

km. Nơi có thêm lục địa rộng nhất thuộc Bắc bán cầu, phía bắc Xibia, thêm lục địa phức tạp nhất có lẽ thuộc bờ tây Mỹ (bờ đông Thái Bình Dương).

Đại dương được phân chia thành các biển (bồn) liên kết với nhau trong đó các quá trình vật lý hải dương quan trọng được thể hiện rõ nhất. Những bồn này có độ sâu từ 3 đến 5 km với một số vùng sâu hơn hoặc nông hơn. Phần lớn những biến động của đại dương xảy ra trong lớp nước trên cùng có độ dày 1 đến 2 km. Sâu hơn có thể xem đồng nhất đối với độ muối (35‰ - xem mục 3.6) và nhiệt độ (3°C - 4°C). Mặt khác dòng chảy trong lớp nước này cũng rất yếu và có thể cho bằng 0. Trong mục tiếp theo chúng ta sẽ đề cập tới dòng chảy biển, còn về các tính chất vật lý của nước biển sẽ được đề cập riêng trong mục 3.6.

3.3 DÒNG CHẢY GIÓ ĐẠI DƯƠNG

Lực cơ bản gây nên dòng chảy chính là gió tác động lên mặt biển. Các dòng tín phong và dòng gió tây đã tạo nên các dòng chảy hướng về phía tây tại các vùng vĩ độ thấp và đi về phía đông trên vĩ độ cao. Có thể mô tả điều này đối với các thành phần dòng chảy trên khu vực bắc Đại tây dương:

Dòng chảy bắc xích đạo chảy về hướng tây từ quần đảo Cap Verde về phía biển Caribe. Một phần dòng chảy đi vào biển đó và một phần khác chảy theo hướng tây-bắc ở phía đông quần đảo Caribe (dòng chảy Antilles) sau đó gặp dòng Florida. Nước thoát khỏi biển Caribe giữa Florida và Cuba đi vào dòng chảy Florida. Dòng chảy Florida (thường được gọi là Gulf Stream) tiếp tục chảy về hướng bắc dọc bờ bắc Mỹ đến khoảng vĩ độ 45°N thì quay về hướng đông và hình thành nên dòng chảy bắc Đại tây dương. Một nhánh của dòng này quay về hướng nam, dọc bờ Bồ đào nha, tạo nên dòng chảy Canary và kết thúc dòng chảy khép kín.

Hệ dòng chảy tương tự có thể thấy đối với nam Đại tây dương cũng như các đại dương khác. Những dòng chảy đông-tây như trên tương ứng với các vĩ tuyến có gió thống trị. Các dòng chảy hướng bắc và nam đảm bảo sự cân bằng khối lượng nước.

Làm thế nào mà gió có thể gây nên dòng chảy đông – tây? Câu hỏi này sẽ được giải đáp trong phần cuối của chương này, nhưng trước hết cần xem xét cân bằng của các dòng chảy trong đại dương.

3.4 ĐỘNG LỰC DÒNG CHẢY ĐẠI DƯƠNG

Sự cân bằng quen thuộc giữa lực trọng trường và lực ma sát mô tả bằng phương trình Chezy đã được sử dụng rộng rãi trong mô phỏng dòng chảy trong sông không thể sử dụng được cho đại dương. Bởi vì đại dương thường rất sâu và vận tốc dòng chảy lại rất bé (nhỏ hơn 1 m/s), lực ma sát trở nên không quan trọng. Mặt khác, các dòng chảy đại dương lan truyền trên một khoảng cách dài trên bề mặt của quả đất quay, nên một lực khác- lực Coriolis trở nên quan trọng.

Cho rằng dòng chảy chuyển động với vận tốc không đổi dọc theo đường thẳng (đường thẳng ở đây có nghĩa là dọc theo vòng tròn chính tâm). Gia tốc Coriolis tác động lên một đơn vị khối lượng nước sẽ là:

$$a_c = 2 \Omega \sin \phi V \quad (3.01)$$

trong đó:

a_c - gia tốc Coriolis

Ω - vận tốc quay của quả đất = $0,729 \cdot 10^{-4}$ 1/s

V - vận tốc dòng chảy, và

ϕ - vĩ độ địa lý.

Gia tốc này (hoặc lực tác động lên một đơn vị khối lượng) theo hướng về phía phải do với hướng chuyển động ở bắc bán cầu (theo hướng ngược lại đối với nam bán cầu).

Nếu như dòng chảy theo hướng đường tròn chính tâm thì gia tốc tổng cộng vuông góc với dòng sẽ bằng zero. Gia tốc Coriolis sẽ bị cân bằng bởi gradient của áp suất. Gradient ngang của áp suất cũng có hướng vuông góc với dòng chảy và tác động ngược hướng với gia tốc Coriolis. Sự cân bằng của hai thành phần ấy sẽ là:

$$\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial n} = 2\Omega \sin \phi V \quad (3.02)$$

trong đó:

ρ mật độ của nước, và

$\frac{\partial p}{\partial n}$ gradient ngang áp suất vuông

góc với dòng chảy.

Sự khác nhau về mật độ không đủ để gây nên gradient áp suất đó, chính độ nghiêng của mặt biển đã tạo ra sự cân bằng đó. Như vậy có sự chênh lệch về mực nước giữa các vùng khác nhau của đại dương. Có thể chứng minh điều này bằng cách tính sự chênh lệch mực nước giữa hai bờ eo Florida (theo hướng vuông góc với dòng Florida). Vĩ tuyến của khu vực là 26°N , dòng chảy có vận tốc trung bình 1.0 m/s, và bề rộng eo biển khoảng 80 km.

$$\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial n} = (2)(0,729 \cdot 10^{-4})(\sin 26^\circ)(1,0) = 6,4 \cdot 10^{-5} \frac{m}{s^2}$$

Trên khoảng cách 80 km sự chênh lệch mực nước sẽ là:

$$\Delta z = \frac{6,4 \cdot 10^{-5}}{9,81} \times 80 \cdot 10^3 = 52 \cdot 10^{-2} \quad m$$

Giá trị này tương ứng số liệu đo đạc thực tế khoảng 45 cm.

Dòng chảy theo cách tính toán như trên thường được gọi là dòng địa chuyển.

Một kết quả khá thú vị, (nhưng không thật quan trọng đối với hải dương học) có thể thu được nếu cho dòng chảy quay với giả thiết rằng gradient ngang của áp suất bằng 0. Trong trường hợp đó, gia tốc Coriolis sẽ cân bằng với gia tốc ly tâm

$$\frac{V^2}{r} = 2\Omega \sin \phi V \quad (3.03a)$$

$$\frac{V}{r} = 2\Omega \sin \phi \quad (3.03b)$$

trong đó r là bán kính cong.

Các dòng chảy dạng này chỉ có khả năng làm lệch một số quan trắc hải dương, nhưng trong một số trường hợp có thể gây nhiễu động. Những dòng chảy này đã gây nên một số vấn đề khá trầm trọng đối với sự thích ứng của mô hình thủy lực tại một phòng thí nghiệm của Hoa Kỳ mấy năm về trước. Một bồn trụ có đường kính 4 m được cho nước đầy vào buổi tối và để qua đêm. Sáng sớm các nhà nghiên cứu nhận thấy nước trong bồn chuyển động. Vì phòng thí nghiệm nằm trên vĩ tuyến 45°N , vận tốc đo được vào khoảng 0,2 mm/s.

Dòng chảy này, đúng như mô tả, không phụ thuộc vào độ sâu, bởi vì ma sát đã không được kể đến. Điều này không có ý nghĩa quan trọng đối với biển và đại dương, tuy trước đây cũng có đề cập tới loại dòng chảy này trong lớp nước trên 1-2 km, đặc biệt khi chúng ta tiếp tục xem xét các dòng địa chuyển và gió tác động lên mặt biển.

3.5 DÒNG CHẢY TRÔI EKMAN

Nansen (1902) đã mô tả các quan trắc của mình về hiện tượng băng trôi trên Bắc Băng dương. Ông ta nhận thấy rằng băng trên mặt biển không chuyển động theo hướng gió, mà bị lệch một góc từ 20° đến 40° . Nansen giải thích hiện tượng này bằng hiệu ứng Coriolis, và cho rằng dòng chảy tại các lớp sâu hơn do tác động của ứng suất phân lớp sẽ có hướng lệch hơn dần về bên phải. Theo yêu cầu của Nansen, Ekman đã nghiên cứu hiện tượng này bằng phương pháp toán học. Các kết quả của Ekman công bố năm 1902 sẽ không được trình bày dưới đây. Chúng tôi chỉ dẫn ra các quan điểm xuất phát và các kết quả chính. Công trình nghiên cứu đối với biển sâu vô hạn, gió thổi ổn định về hướng và vận tốc đồng nhất trên mặt biển. Mặt biển được xem như mặt phẳng ngang và chỉ có lực tác động duy nhất là ứng suất gió. Trong trường hợp trạng thái dừng (không có gia tốc) có thể viết:

$$\frac{\varepsilon_z}{\rho} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = +2\Omega \sin \phi v \quad (3.05)$$

$$\frac{\varepsilon_z}{\rho} \frac{\partial^2 v}{\partial z^2} = -2\Omega \sin \phi u \quad (3.06)$$

trong đó:

u thành phần vận tốc ngang theo trục x

v thành phần vận tốc ngang theo hướng y

z trục tọa độ theo phương thẳng đứng tính từ mặt biển (+ đi lên), và

ε_z hệ số nhớt rối theo phương thẳng đứng.

Các triển khai toán học đã được Neuman và Pierson (1966) tiến hành sau này. Họ giả thiết rằng gió chỉ thổi theo hướng trục y , ứng suất trên mặt biển sẽ là:

$$\tau_S = \rho \varepsilon_z \left. \frac{dV}{dz} \right|_{z=0} \quad (3.07)$$

tác động theo trục y .

Kết quả cho lời giải như sau

$$u = V_S e^{\frac{\pi}{D}z} \cos\left(45^\circ + \frac{\pi}{D}z\right) \quad (3.08)$$

$$v = V_S e^{\frac{\pi}{D}z} \sin\left(45^\circ + \frac{\pi}{D}z\right) \quad (3.09)$$

cho ta các thành phần của vận tốc ngang tại các độ sâu z khác nhau khi biết vận tốc trên mặt và D .

$$D = \pi \sqrt{\frac{\varepsilon_z}{\rho \Omega \sin \phi}} \quad (3.10)$$

$$V_S = \frac{\pi}{\sqrt{2D\rho\Omega \sin \phi}} \quad (3.11)$$

Ekman đã gọi D là độ sâu ảnh hưởng của ma sát; độ sâu mà trên đó độ nhớt rối có vai trò quan trọng. Tại độ sâu này vận tốc dòng chảy vào khoảng 1/23 giá trị trên mặt biển và hướng theo chiều ngược lại. Điều này phù hợp với giả thiết của Hansen đã nêu trước đây. Thông thường D vào khoảng 50 mét, song tăng rất nhanh đến vô cùng tại xích đạo.

Thay giá trị $z = 0$ vào các công thức (3.08) và (3.09) chúng ta thu được hướng của vận tốc trên mặt tạo một góc 45° về bên phải so với hướng gió (trên phía bắc bán cầu).

Để dễ dàng hình dung phân bố không gian của vận tốc chúng ta có thể sử dụng tọa độ cực

$$V = V_S e^{\frac{\pi}{D}z} \quad (3.12)$$

$$\theta = 45^\circ + \frac{\pi}{D}z \quad (3.13)$$

Theo đó vận tốc V giảm theo hàm mũ tự nhiên với độ sâu và góc giữa hướng gió và dòng tăng tuyến tính theo độ sâu theo hướng kim đồng hồ. Giá trị và hướng

của lưu lượng nước tổng cộng thu được bằng cách tích phân 3.08 và 3.09 từ $z = -\infty$ đến $z = 0$.

$$q_x = \frac{V_s D}{\pi \sqrt{2}} \quad (3.14)$$

$$q_y = 0 \quad (3.15)$$

trong đó q_x và q_y là thể tích nước đi qua một đơn vị bề rộng. Dòng tổng cộng có hướng vuông góc với hướng gió trên mặt biển.

Những điều nêu trên có vẻ không có lợi ích gì đối với các nhà kỹ thuật bờ. Tuy nhiên đại dương luôn có bờ, có độ nghiêng của đáy, có độ sâu hữu hạn vì vậy có thể điều này sẽ giúp bước đầu giải quyết bài toán nước dâng. Dự báo nước dâng là một vấn đề hết sức quan trọng đặc biệt dưới góc độ tàn phá của hiện tượng này.

Eckman (1905) đã xem xét trường hợp biển có độ sâu hữu hạn. Kết quả quan trọng thu được là:

$$\beta = A \frac{\tau_s}{\rho g h} \quad (3.16)$$

trong đó:

độ nghiêng của mặt biển

h độ sâu, và

A hệ số.

Giá trị của hệ số này biến đổi từ 1 đối với độ sâu rất lớn ($h \gg \sqrt{\frac{\varepsilon_z}{\rho \Omega \sin \phi}}$) và 1,5 đối với vùng nước nông khi ảnh hưởng của lực Coriolis không đáng kể. Theo Neumann và Pierson (1966) lực Coriolis có thể bỏ qua đối với các vấn đề nước dâng do gió khi hướng của gradient mặt cực đại không lệch quá 10° đối với hướng gió.

Tuy nhiên, nếu như độ sâu của nước biến đổi (điều này hoàn toàn tự nhiên) và ảnh hưởng của nước dâng do bão lên độ sâu đã được kể đến thì chúng ta cần tính lực tổng cộng theo:

$$\frac{dz'}{dx} = \frac{\varepsilon_z \tau}{\rho g z'} \quad (3.17)$$

trong đó z' độ sâu tính từ mặt biển thực tại.

Việc giải bài toán này vượt quá yêu cầu của bài giảng này, Hansen (1956) và Harris (1963) đã đưa ra một tiếp cận vấn đề này.

3.6 CÁC TÍNH CHẤT VẬT LÝ CỦA NƯỚC ĐẠI DƯƠNG

Tính chất vật lý quan trọng nhất của nước biển, theo quan điểm kỹ thuật bờ, là mật độ. Mật độ của nước là một hàm của 3 biến: độ muối, nhiệt độ và áp suất. Trong đó ảnh hưởng của áp suất có thể xem là không đáng kể, ngoại trừ các điều kiện độ sâu lớn, ví dụ trên 500 m.

Khác với nước tinh khiết, phần lớn nước biển có mật độ tăng lên khi nhiệt độ giảm đến nhiệt độ đóng băng. Đại bộ phận nước biển có độ muối biến đổi từ 34 đến 36‰ (phần ngàn theo trọng lượng). Đối với biển Baltic độ muối có thể có lúc dưới 7‰. Biển Hồng hải ngược lại có độ muối tới 41‰.

Vấn đề phức tạp ở chỗ mối phụ thuộc của mật độ vào nhiệt độ và độ muối không hề đơn giản. Fisher, Williams and Dial (1970) đã công bố một phương trình thực nghiệm đối với thể tích riêng, v . Phương trình đó là:

$$v = v_{\infty} - K_1 S + \frac{K_3}{K_4 + K_2 S + p} \quad (3.18)$$

trong đó:

K_1 là hệ số phụ thuộc vào nhiệt độ có thứ nguyên $\text{cm}^3/(\text{g} \cdot \text{‰})$,

K_2 là hệ số phụ thuộc vào nhiệt độ với thứ nguyên $\text{bar}/\text{‰}$ (1 bar bằng 10^6 dyn/cm² tương ứng áp suất 10^5 Pa = 10^5 N/m² hay vào khoảng 0,987 atmospher)

K_3 hệ số phụ thuộc vào nhiệt độ có thứ nguyên $\text{bar cm}^3/\text{g}$,

K_4 hệ số phụ thuộc vào nhiệt độ có thứ nguyên bar,

p' là áp suất tuyệt đối (bar),

S độ muối (‰),

v thể tích riêng (cm^3/g), và

v_{∞} là hệ số phụ thuộc vào nhiệt độ có thứ nguyên cm^3/g .

Cả 5 hệ số K_1, K_2, K_3, K_4 và v_{∞} đều phụ thuộc vào nhiệt độ, T (°C), theo phương trình đa thức trong dạng:

$$\sum_{j=0}^N a_j T^j \quad (3.19)$$

Các hệ số a_j đối với phương trình đa thức được dẫn ra trong bảng 3.1.

Phương trình 3.18 được sử dụng cho các khoảng giới hạn sau đây:

$-2^\circ < T < 100^\circ$; $0 < p' < 1000$ bar; $0 < S < 50\text{‰}$.

Những đặc điểm này đã làm cho phương trình 3.18 trở nên thông dụng hiện nay. Trong bảng 3.2 dẫn ra giá trị của các hệ số đối với phương trình 3.18 được đánh giá cho thang nhiệt độ khác nhau sử dụng bảng 3.1 và phương trình 3.19.

Mật độ của nước (kg/m^3) có thể xác định từ thể tích riêng tính theo 3.18 như sau:

$$\rho = (1/v) \cdot 10^3 \quad (3.20)$$

trong đó ρ là mật độ với thứ nguyên kg/m^3 .

Bảng 3.1. Các hệ số đa thức ai cho K_1, K_2, K_3 và K_4

K_1	K_2	K_3	K_4	V_∞
cm ³ /g.‰	bar/‰	bar.cm ³ /g	bar	cm ³ /g
$2,679 \cdot 10^{-4}$	10,874	1788,316	5918,499	0,6980547
$2,02 \cdot 10^{-4}$	$-4,1384 \cdot 10^{-2}$	21,55053	58,05267	$-7,435626 \cdot 10^{-4}$
$-6,0 \cdot 10^{-9}$		-0,4695911	-1,1253317	$3,704258 \cdot 10^{-5}$
		$3,096363 \cdot 10^{-3}$	$6,6123869 \cdot 10^{-3}$	$6,315724 \cdot 10^{-7}$
		$-7,341182 \cdot 10^{-6}$	$-1,4661625 \cdot 10^{-5}$	$9,829576 \cdot 10^{-9}$
				$-1,197269 \cdot 10^{-10}$
				$1,005461 \cdot 10^{-12}$
				$5,437898 \cdot 10^{-15}$
				$1,69946 \cdot 10^{-17}$
				$-2,295063 \cdot 10^{-20}$

Vì mật độ nước biển thường lớn hơn 1000 kg/m³ nên các nhà hải dương học thường giảm đi 1000 và ký hiệu chúng bằng sigma. Nếu giá trị tính cho áp suất khí quyển nó được thêm chỉ số t. Như vậy:

$$\sigma_t = \rho - 1000 \quad (3.21)$$

trong đó ρ được tính đối với áp suất khí quyển.

Giá trị của σ_t như một hàm của độ muối và nhiệt độ được dẫn ra trong bảng 3.3. Bảng này được thiết lập dựa vào phương trình (3.18) với $p' = 10133$ bar tương ứng 1 atmotpher.

Vì các phương trình và các bảng thường khó sử dụng nên Phòng thủy lực Delft đã đề xuất một tương quan đơn giản. Theo các ký hiệu đã sử dụng trên đây

$$\sigma_t = 0,75 S \quad (3.22)$$

Phương trình 3.22 không tính đến ảnh hưởng của nhiệt độ và áp suất nên có giới hạn sử dụng hẹp hơn so với phương trình 3.18. Thông thường các nhà kỹ thuật bỏ cho rằng phương trình 3.22 đã đủ tốt đối với họ khi cần biết sự khác nhau về mật độ do độ muối với điều kiện nhiệt độ thông thường.

Bảng 3.2. Các hệ số của phương trình 3.18 với nhiệt độ khác nhau

T	K ₁	K ₂	K ₃	K ₄	V _∞
°C	cm ³ /g‰	bar/‰	bar.cm ³ /g	bar	cm ³ /g
0	2,6790	10,8740	1788,316	5918,499	0,6980947
2	2,7192	10,79123	1829,563	6030,156	0,6967108
4	2,7588	10,70846	1867,201	6133,124	0,6956351
6	2,7930	10,62570	1901,373	6227,712	0,6948023
8	2,8368	19,54293	1932,222	6314,226	0,6941902
10	2,8750	10,46016	1959,885	6392,958	0,6937790
12	2,9128	10,37739	1984,500	6464,205	0,6935516
14	2,9500	10,29462	2006,198	6528,253	0,6934924
16	2,9868	10,21186	2025,111	6585,380	0,6935878
18	3,0232	10,12909	2041,365	6635,864	0,6938257
20	3,0590	10,04632	2055,086	6679,793	0,6941953
22	3,0944	9,96355	2066,396	6717,971	0,6946869
24	3,1292	9,88078	2075,413	6750,117	0,6952918
26	3,1636	9,79802	2082,253	6776,663	0,6960021
28	3,1976	9,71525	2087,000	6797,857	0,6068106
30	3,2310	9,63248	2089,855	6813,939	0,6977110
32	3,2640	9,54971	2090,836	6825,146	0,6986973
34	3,2964	9,46694	2090,076	6831,707	0,6997638
36	3,3284	9,38418	2087,679	6833,847	0,7009056
38	3,3600	9,30141	2083,744	6831,785	0,7021179
40	3,3910	9,21864	2078,365	6825,734	0,7033972

Cùng với mật độ, chúng ta quay trở lại một số mô tả đối với đại dương. Thông thường nhiệt độ giảm khi độ sâu tăng. Quá trình bốc hơi có thể làm cho nước mặt mặn hơn, trong trường hợp đó, nhiệt độ cao trên mặt có thể đảm bảo cho nước ở đây vẫn nhẹ hơn ở độ sâu lớn.

Bảng 3.3. σ_t là hàm của nhiệt độ T và độ muối S

$S\%_0 \backslash T\text{ }^\circ\text{C}$	20	22	24	26	28	30	32	34	36
20	13,48	12,98	12,45	11,88	11,27	10,64	9,97	9,27	8,54
25	17,29	16,77	16,22	15,64	15,03	14,38	13,70	12,99	12,25
30	21,09	20,56	20,00	19,41	18,78	18,12	17,43	16,72	15,97
35	24,89	24,35	23,78	23,17	22,53	21,86	21,17	20,44	19,68

Sự biến đổi của mật độ do sự khác biệt về nhiệt độ và độ muối có thể sử dụng để tạo ra một ống phun muối theo cách sau đây:

Ta lấy một ống dài khoảng 1 km và đặt thẳng đứng từ mặt biển. Gắn một máy bơm vào phía trên và bơm cho nước từ từ đi theo ống lên trên. Bơm cho nước chảy chậm đến mức sao cho nước biển bao quanh đủ làm cho nước trong ống nóng lên. Khi nước đạt đến trên mặt biển, nếu ta tắt và gỡ bơm ra thì dòng nước muối từ sâu đi lên vẫn tiếp tục chảy. Vì sao lại hình thành nên hiện tượng đó và có thể chảy mãi không? Dòng đi lên sẽ ngừng ngay sau khi lớp nước có độ dày 1 km trên mặt bị xáo trộn hoàn toàn.

Dòng chảy do chênh lệch mật độ sẽ được xét đến trong mục sau và một lần nữa sẽ được phân tích kỹ hơn trong chương 22.

3.7 CÁC DÒNG CHẢY MẬT ĐỘ

Gradient ngang của mật độ có thể dẫn đến sự mất cân bằng của lực áp suất và làm xuất hiện dòng chảy. Cơ chế của dòng chảy loại này hoàn toàn tương tự đối với các trường hợp trong cảng, trong sông có triều và trong đại dương. Trong chương 22 của tập sách này sẽ đưa ra các công thức toán học chi tiết, ở đây chỉ giới thiệu một thí dụ mà chúng ta có thể tìm thấy trong đại dương.

Biển Địa trung hải có độ muối cao hơn và vì vậy có mật độ nước cao hơn nước Đại tây dương. Có dòng chảy thường kỳ cỡ 1 m/s chảy ra khỏi biển tại phần sâu của eo biển Gibraltar. Trên mặt biển có dòng chảy rất mạnh đi vào biển. Sự khác biệt về mật độ chủ yếu do quá trình bốc hơi mạnh trong Địa Trung Hải

4 THANG GIÓ BEAUFORT

E. W. Bijker

Vào năm 1806 Đô đốc của hải quân hoàng gia Anh Beaufort đã phân chia thang vận tốc gió rất tiện lợi đối với các thủy thủ trên các tàu buồm lớn và đặc biệt đối với thủy thủ tàu chiến. Trong thang này 0 được chỉ trạng thái không có gió và 12 là cấp cao nhất, chi tiết hơn có thể giải thích như trong bảng 4.1.

Bảng 4.1 Bảng thang gió Beaufort

Cấp gió	Vận tốc gió				Áp lực gió N/m ²	Mô tả của thủy thủ	Mô tả theo Cục KT Mỹ
	nút	hải lý/h Mỹ	m/s	km/h			
0	0 – 1		0-0.5	0-2			lặng gió
1	1-3	1-3	0,5-1,5	2-6	0,14-1,4	buồn	gió thoảng
2	4-6	4-7	2,1-3,1	7-11	2,4-5,7	khá vui	gió nhẹ
3	7-10	8-12	3,6-5,1	13-19	7,7-16	vui	gió yếu
4	11-16	13-18	5,7-8	20-30	19-41	vui lắm	gió vừa
5	17-21	19-24	9-11	32-39	46-67	khoái	gió lớn
6	22-27	25-31	11-14	41-50	77-115	khoái và lo	gió mạnh
7	28-33	32-38	14-17	52-61	125-172	lo và sợ	bão vừa
8	34-40	39-46	18-21	63-74	182-250	sợ và khiếp	bão
9	41-47	47-54	21-24	76-87	270-350	khiếp lắm	bão mạnh
10	48-55	55-63	25-28	89-102	360-480	hoảng loạn	bão phát triển
11	56-63	64-75	29-33	104-120	500-630	muốn gặp mẹ	bão
12	trên 63	trên 75	trên 33	trên 120	trên 630	Jones đây!	Hurricane

Các thuyền trưởng của các chiến hạm thường gặp phải khó khăn khi lựa chọn: nếu họ giữ lại ít buồm thì có thể bảo vệ được tàu nhưng lại gặp khó khăn khi đuổi theo tàu địch và đôi khi còn dễ bị bắt hơn. Ngược lại nếu họ mang theo nhiều buồm họ có nhiều khả năng trong chiến trận nhưng lại dễ bị bẻ gãy cột buồm và có khi làm hỏng cả tàu. Thông thường các sỹ quan hải quân muốn tránh các điều kiện nguy hiểm trên. Một số mô tả của các thủy thủ về chỉ huy của họ được phản ánh trong bảng 4.1.

Thang gió Beaufort đã trở nên rất thông dụng, cho dù có một số khác biệt về giới hạn vận tốc gió có thể xảy ra.

Một số số liệu bổ sung liên quan tới thang sức gió này và trạng thái mặt biển sẽ được cung cấp trong chương 12. Lý thuyết chung về sóng sẽ được tổng quan trong các chương tiếp.

5 LÝ THUYẾT SÓNG NGẮN

W.W. Massie

5.1 MỞ ĐẦU

Một số kiến thức về cơ chế của các sóng ngắn là hết sức cần thiết cho việc hiểu tốt hơn về kỹ thuật bờ. Vì lý thuyết sóng ngắn không phải là nội dung bắt buộc của giáo trình này, chúng tôi chỉ dẫn ra trong mục này một số tương quan chính của sóng. Sẽ không có sự dẫn giải về các công thức này, chúng có thể được tìm thấy trong các giáo trình về lý thuyết sóng ngắn hoặc trong các tài liệu tham khảo. Kinsman (1965) đã có một tổng quan về lý thuyết sóng ngắn hết sức dễ đọc.

Tất cả các kết quả trình bày trong mục này đều được rút ra bằng lý thuyết sóng tuyến tính hình sin của Airy. Những người đã có ít nhiều kinh nghiệm quan sát biển sẽ phản đối rằng “sóng biển không phải hình sin”. Điều này hoàn toàn đúng, nhưng rất nhiều tính chất của sóng thực lại được rút ra từ các nghiên cứu sóng đơn hình sin chưa bị đổ. Những sóng này được xem là sóng hai chiều: nó sẽ chuyển động trên mặt ngang theo hướng x còn theo hướng z sẽ là mặt biển so với mực nước yên tĩnh.

5.2 CÁC MỐI LIÊN HỆ CƠ BẢN

Quan sát một vật nổi trên mặt biển có sóng ta thấy rằng vị trí của phao sẽ dao động theo cả hướng ngang lẫn hướng thẳng đứng xung quanh vị trí cố định. Điều này có thể kỳ lạ vì profil sóng lại chuyển động về phía trước vượt phao với một vận tốc nhất định. Thông thường vận tốc của vật nổi (vận tốc phần tử nước) và vận tốc chuyển động của đỉnh sóng (vận tốc pha) có các giá trị khác nhau. Chúng ta hãy bắt đầu bằng việc xem xét chuyển động của vật nổi.

5.3 VẬT TỐC HẠT NƯỚC

Các thành phần ngang và thẳng đứng của vận tốc hạt nước có thể viết :

$$u = \frac{\omega H \cosh k(z+h)}{2 \sinh kh} \cos(kx - \omega t) \quad (5.01)$$

$$w = \frac{\omega H \sinh k(z+h)}{2 \sinh kh} \sin(kx - \omega t) \quad (5.02)$$

trong đó: H là độ cao sóng,

h độ sâu nước

k số sóng $= 2\pi/\lambda$

λ độ dài (bước) sóng,

t thời gian

u vận tốc ngang tức thời của hạt nước,

w vận tốc thẳng đứng tức thời của hạt nước,

x toạ độ ngang,

z toạ độ thẳng đứng, tính từ mặt yên tĩnh hướng về phía trên,

tần số sóng $= 2\pi/T$,

T chu kỳ của sóng.

Thay $z = 0$ vào các phương trình 5.01 và 5.02 ta thu được các thành phần của vận tốc tức thời của vật nổi.

5.4 SỰ DỊCH CHUYỂN CỦA HẠT NƯỚC

Biên độ của dịch chuyển phao có thể được xác định bằng cách lấy tích phân vận tốc theo thời gian. Ta có:

$$\tilde{\xi} = \frac{H \cosh k(z+h)}{2 \sinh kh} \quad (5.03)$$

$$\tilde{\zeta} = \frac{H \sinh k(z+h)}{2 \sinh kh} \quad (5.04)$$

trong đó: $\tilde{\xi}$ là biên độ dịch chuyển ngang,

$\tilde{\zeta}$ là biên độ dịch chuyển theo phương thẳng đứng.

Hai đại lượng này cho ta giá trị hai bán trục elip. Các phần tử nước chuyển động theo các elip, kích thước cực đại của elip khi phần tử nước trên mặt biển và giảm dần khi độ sâu tăng.

5.5 VẬN TỐC SÓNG

Vận tốc chuyển động của đỉnh sóng về phía trước được xác định theo công thức:

$$c = \frac{\lambda}{T} = \frac{\omega}{k} = \sqrt{\frac{g}{k} \tanh kh} \quad (5.05)$$

trong đó: g là gia tốc trọng trường,

c vận tốc sóng, hay vận tốc pha của sóng.

Phương trình 5.05 thường khó để áp dụng cho thực tế. Bởi vì cả λ và k đều phụ thuộc vào c vì vậy rất khó thay thế chúng một cách đơn giản trong công thức đó. Trong mục 6 chúng ta sẽ trở lại với lời giải này bằng cách sử dụng một số mẹo khác nhau.

Còn bây giờ ta xem xét một nhóm các sóng truyền trên mặt biển, cho rằng sóng bắt đầu từ mép của nhóm và truyền qua nhóm theo vận tốc c , và sóng sẽ triệt tiêu ở gần front của nhóm. Như vậy nhóm sóng cũng chuyển động về phía trước nhưng với vận tốc nhỏ hơn. Vận tốc chuyển động của nhóm sóng sẽ là:

$$c_g = \frac{c}{2} \left(1 + \frac{2kh}{\sinh 2kh} \right) \quad (5.06)$$

hay

$$\frac{c_g}{c} = \frac{1}{2} \left(1 + \frac{2kh}{\sinh 2kh} \right) = n \quad (5.07)$$

Như trên công thức 5.07 tỷ lệ giữa vận tốc nhóm và vận tốc pha thường được ký hiệu bằng n .

Năng lượng sóng

Năng lượng sóng đối với một đơn vị bề rộng (độ dài đỉnh) sẽ là:

$$E_T = \frac{1}{8} \rho g H^2 \lambda \quad (5.08)$$

trong đó ρ là mật độ của nước.

Thông thường, một cách tiện lợi hơn để tính năng lượng sóng bằng năng lượng trên một đơn vị diện tích bề mặt.

$$E = \frac{1}{8} \rho g H^2 \quad (5.09)$$

Năng lượng này lan truyền với vận tốc nhóm sóng, c_g .

5.6 CÔNG SUẤT SÓNG

Vì công suất là năng lượng trên một đơn vị thời gian, ta có thể tính công suất sóng bằng cách chia 5.08 cho chu kỳ sóng. Tuy nhiên cách tính này không đúng vì năng lượng sóng được truyền đi theo vận tốc nhóm. Cho nên mối tương quan chính xác sẽ là:

$$U = E c_g = E n c \quad (5.10)$$

trong đó U là công suất trên một đơn vị độ dài đỉnh sóng.

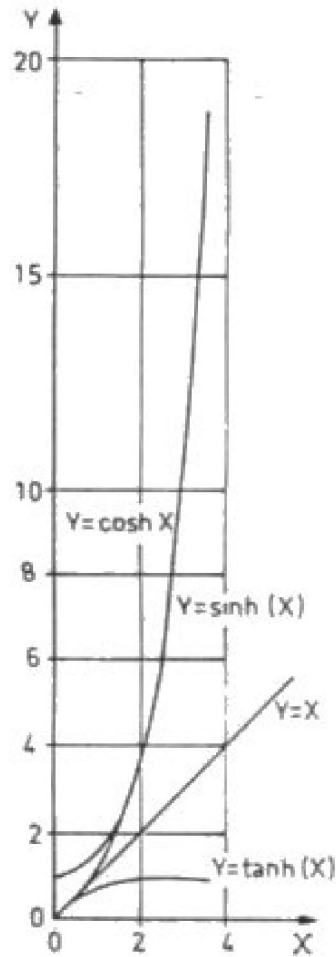
Áp suất sóng

Sự hiện diện của sóng sẽ làm biến đổi áp suất trong lòng nước. Áp suất trong điều kiện có sóng sẽ là:

$$p = -\rho g z + \frac{\rho g H \cosh k(z+h)}{2 \cosh kh} \cos(kx - \omega t) \quad (5.11)$$

trong đó p là áp suất tức thời.

Hình 5.1. Các đặc trưng của hàm hyperbolic



Thành phần đầu của công thức 5.11 là áp suất đối với nước yên tĩnh. Thành phần thứ hai cho ta sự biến đổi của áp suất do sóng gây ra. Thành phần biến đổi này rất quan trọng khi thiết kế các công trình lắp đặt trên biển.

5.7 CÁC PHÉP ĐƠN GIẢN HOÁ

Các phương trình 5.01 đến 5.11 có thể đơn giản hoá trong một số điều kiện nhất định. Điều này có thể thử thông qua các hàm hyperbolic. Đặc trưng của các hàm hyperbolic được thể hiện trên hình 5.1.

5.8 CÁC PHÉP XẤP XẪY ĐỐI VỚI NƯỚC SÂU

Đối với điều kiện nước tương đối sâu ($h > (\lambda/2)$); và từ đó $X > \pi$ trên hình 5.1):

$$\sinh X \approx \cosh X \gg X \quad (5.12)$$

$$\tanh X = 1,0 \quad (5.13)$$

Bây giờ thay thế các giá trị của chúng và tiến hành một số biến đổi cần thiết các công thức từ 5.01 đến 5.11 ta thu được:

$$u_0 = \frac{\omega H_0}{2} e^{k_0 z} \cos(k_0 x - \omega t) \quad (5.01a)$$

$$w_0 = \frac{\omega H_0}{2} e^{k_0 z} \sin(k_0 x - \omega t) \quad (5.02a)$$

$$\tilde{\xi}_0 = \frac{H_0}{2} e^{k_0 z} \quad (5.03a)$$

$$\tilde{\zeta}_0 = \frac{H_0}{2} e^{k_0 z} \quad (5.04a)$$

$$c_0 = \frac{\lambda_0}{2} = \frac{\omega}{k_0} = \frac{g}{2\pi} T \quad (5.05a)$$

$$c_{g_0} = \frac{c_0}{2} \quad (5.06a)$$

$$n_0 = \frac{1}{2} \quad (5.07a)$$

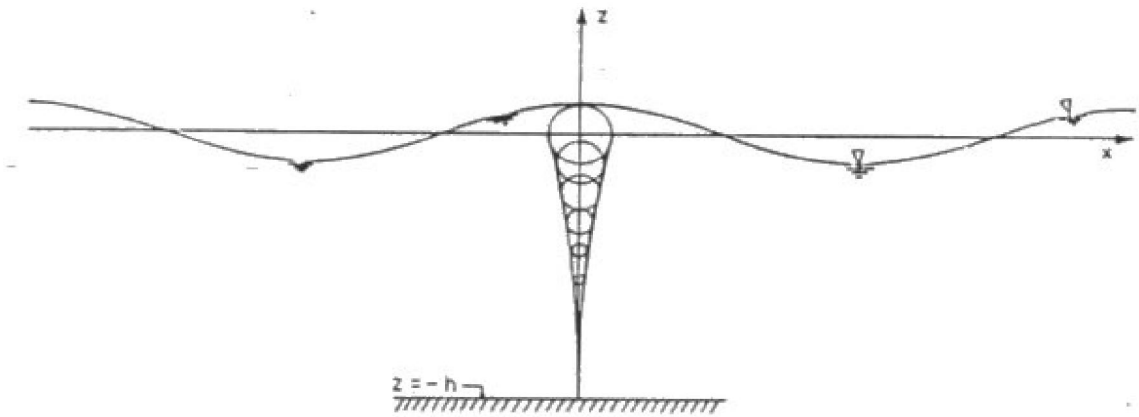
$$E_{T_0} = \frac{1}{8} \rho g H_0^2 \lambda_0 \quad (5.08a)$$

$$E_0 = \frac{1}{8} \rho g H_0^2 \quad (5.09a)$$

$$U_0 = E_0 n_0 c_0 \quad (5.10a)$$

$$p_0 = -\rho g z + \frac{\rho g H_0}{2} e^{k_0 z} \cos(k_0 x - \omega t) \quad (5.11a)$$

Chỉ số 0 được đưa vào để chỉ điều kiện nước sâu; điều này nói chung được dùng rất phổ biến trong các tài liệu. Sẽ không sử dụng đối với T hoặc ω vì các tham số này có giá trị không biến đổi.



Hình 5.2. Chuyển động theo quỹ đạo của sóng nước sâu

Thay thế các giá trị thực của g và π vào phương trình 5.05a, ta có:

$$\begin{aligned} c_0 &= 1,56 T && \text{trong thứ nguyên m.kg.s, và} \\ c_0 &= 5,12 T && \text{trong thứ nguyên ft.lb.s} \end{aligned} \quad (5.14)$$

Cũng từ phương trình đó, ta có:

$$\begin{aligned} \lambda_0 &= 1,56 T_2 && \text{trong thứ nguyên m.kg.s,} \\ \lambda_0 &= 5,12 T_2 && \text{trong thứ nguyên ft.lb.s.} \end{aligned} \quad (5.15)$$

Như vậy, trong vùng nước sâu, chúng ta không cần đau đầu khi dùng công thức 5.05 để tính vận tốc sóng.

Cần lưu ý rằng từ các phương trình 5.03a và 5.04a quỹ đạo elip đã chuyển thành quỹ đạo tròn với kích thước giảm dần theo độ sâu theo hàm số mũ tự nhiên. Hình 5.2 cho ta chuyển động quỹ đạo đối với sóng nước sâu. Trên hình đó cũng thấy rằng khi độ sâu đúng bằng một nửa độ dài sóng, tỷ lệ dịch chuyển trên mặt và độ sâu này sẽ bằng $e - \pi = 0,043$.

5.9 CÁC PHÉP XẤP XỈ ĐỐI VỚI NƯỚC NÔNG

Một loạt xấp xỉ khác có thể xuất hiện khi độ sâu nước trở nên tương đối nhỏ (nước nông $h < (\lambda/25)$; $X < 0.25$ trên hình 5.1):

$$\sinh kh \sim \tanh kh \sim kh \quad (5.16)$$

$$\cosh kh \sim 1 \quad (5.17)$$

Sử dụng các giá trị gần đúng đó đối với các phương trình từ 5.01 đến 5.05 ta có:

$$u = \frac{\omega H}{2kh} \cos(kx - \omega t) \quad (5.01b)$$

$$w = \frac{\omega H}{2} \left(1 + \frac{z}{h}\right) \sin(kx - \omega t) \quad (5.02b)$$

$$\tilde{\xi} = \frac{H}{2kh} \quad (5.03b)$$

$$\tilde{\zeta} = \frac{H}{2} \left(1 + \frac{z}{h}\right) \quad (5.04b)$$

$$c_0 = \frac{\lambda}{2} = \frac{\omega}{k} = \sqrt{gh} \quad (5.05b)$$

$$c_g = \frac{c}{2}(1+1) = c \quad (5.06b)$$

$$n = 1 \quad (5.07b)$$

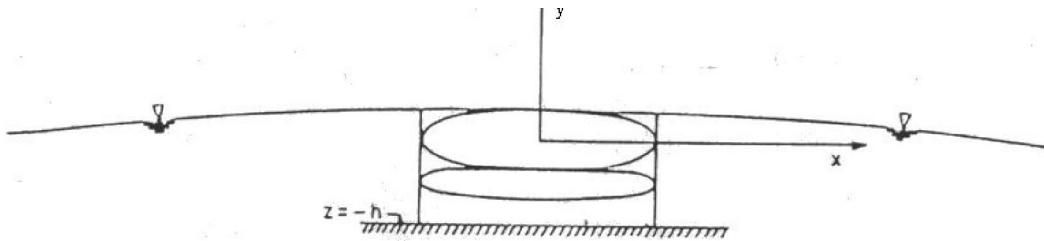
$$E_T = \frac{1}{8} \rho g H^2 \lambda \quad (5.08b)$$

$$E = \frac{1}{8} \rho g H^2 \quad (5.09b)$$

$$U = Ec \quad (5.10b)$$

$$p = -\rho g z + \frac{\rho g H}{2} \cos(kx - \omega t) \quad (5.11b)$$

Vận tốc pha thu được bây giờ không còn phụ thuộc vào chu kỳ sóng; nó chỉ còn phụ thuộc duy nhất vào độ sâu. Mặt khác vận tốc nhóm cũng bằng vận tốc pha, và vận tốc ngang của phần tử, u , không phụ thuộc vào độ sâu, z . Như vậy các phương trình bây giờ hoàn toàn giống như đối với trường hợp sóng dài.



Hình 5.3. Chuyển động quỹ đạo trong sóng nước nông

Độ dài sóng có thể tính được dễ dàng bằng phương trình 5.05b:

$$\lambda = T\sqrt{gh} \quad (5.18)$$

Như vậy dạng đơn giản của phương trình 5.05b đã loại trừ những phức tạp khi sử dụng 5.05.

Hình 5.3 cho ta chuyển động quỹ đạo trong điều kiện sóng nước nông. Trên hình 5.3 người ta cho rằng $h = \lambda/25$.

5.10 VÙNG NƯỚC CHUYỂN TIẾP

Đối với các vùng nước có độ sâu trong giới hạn chuyển tiếp ($\lambda/25 < h < \lambda/2$) chúng ta cần sử dụng các phương trình đầy đủ từ 5.01 đến 5.11. Các phần tử nước chuyển động theo quỹ đạo elip gần với hình tròn hơn khi ở gần mặt và bị biến đổi cả về bề ngang lẫn theo hướng thẳng đứng để cuối cùng trở thành các đường ngang ngắn khi đến gần đáy.

Vì việc sử dụng các phương trình 5.01 đến 5.11 không thể được nếu như chỉ biết mỗi độ sâu, h , chu kỳ sóng, T , và độ cao sóng, H , chúng ta sẽ xem xét vấn đề này kỹ hơn trong chương 6.

5.11 MỘT SỐ ĐIỂM LƯU Ý

Vẫn còn tồn tại một số câu hỏi thực tiễn. Trước hết “độ dài sóng nào được sử dụng trong tỷ số h/λ đối với lý thuyết nước nông, nước chuyển tiếp hay nước sâu”. Điều này cũng không khó khăn mấy vì độ dài sóng trong vùng nước sâu và nước nông có thể tính dễ dàng theo các công thức tương ứng 5.15 hoặc 5.18. Tuy nhiên nếu như vậy các cách sử dụng khác nhau có thể dẫn tới kết quả hoàn toàn khác, nhìn chung người ta sử dụng độ dài sóng nước sâu tính theo công thức 5.15.

Một câu hỏi khác đó là: “Làm thế nào khi sử dụng điều kiện h/λ ?”.

Đây quả là một vấn đề có nhiều bất đồng ý kiến nhất. Kinsman (1965) trong các trang 129-133 cho rằng tồn tại hai chỉ tiêu cơ bản để xác định độ chính xác chấp nhận được cho phép xấp xỉ: toán học và kỹ thuật. Các nhà toán học do quan tâm tới độ chính xác tính toán, chấp nhận sai số cỡ 0,5%. Đối với các nhà kỹ thuật thì không cần tới giới hạn đó, họ chỉ cần sai số cỡ 5% là tốt lắm rồi. Bây giờ chúng ta thử làm một phép so sánh về vấn đề này.

Bảng 5.1 đưa ra các giới hạn đối với nước nông và nước sâu theo hai quan điểm nêu trên.

Như vậy đối với nước sâu các chỉ tiêu tính theo mục 5.4 gần như không biến đổi mấy $h > \lambda/4$ có lẽ đã đáp ứng. Đối với nước nông, các chỉ tiêu tính theo mục 5.5 gần như không giống nhau chút nào. Nếu căn cứ theo Kinsman thì $h < \lambda_0/20$ có thể xem là giới hạn hợp lý. Chấp thuận các giới hạn này, chúng ta sẽ giảm được miền độ sâu cần áp dụng các phương trình đầy đủ 5.01 đến 5.11 với yêu cầu chung đáp ứng sai số nhỏ hơn 5%.

Bảng 5.1. So sánh h/λ_0 và h/λ đối với quan điểm khác nhau

	h/λ_0	h/λ
<i>Đối với nước sâu</i>		
Mục 5.4:	1/2,01	1/2
Toán học	1/2	1/1,99
Kỹ thuật	1/4	1/3,73
<i>Đối với nước nông</i>		
Mục 5.5	1/102	1/25
	1/25	1/12
Toán học	1/200	1/35
Kỹ thuật	1/20	1/11.

5.12 CÁC VÍ DỤ

Trước hết chúng ta hãy xem xét một số sóng đặc trưng, sau đó một số ví dụ tới hạn nhằm quan sát vai trò quan trọng của độ sâu tương đối h/λ_0 so với độ sâu tuyệt đối h .

①. Biển Bắc, $H = 0,8$ m, $T = 8$ giây, $h = 10$ m (đây là sóng rất phổ biến tại biển Bắc). Từ phương trình 5.15,

$$\lambda_0 = (1,56) (82) = 100 \text{ m}; h / \lambda_0 = 10/100 = 1/10;$$

đây là độ sâu vùng chuyển tiếp, chúng ta sẽ quay lại sau khi kết thúc chương 6. Chú ý rằng, độ cao sóng, H , ở đây chưa được sử dụng đến.

②. Eo Gibrantar, $H = 25$ m, $T = 15$ giây, và $h = 1000$ m (đây là điều kiện sóng bão trên khu vực biển này). Từ công thức 5.15,

$$\lambda_0 = (1,56) (152) = 351 \text{ m}; h / \lambda_0 = 1000/351 > 1/4;$$

đây chắc chắn là điều kiện nước sâu. Chúng ta có thể xác định biên độ của vận tốc ngang của phần tử nước ở độ sâu 100 m theo công thức 5.01a:

$$\tilde{u}_o = (2\pi/15) (25/2) e^{-(2\pi/351)(100)}.$$

Hàm cos sẽ không sử dụng đến khi xác định biên độ. Chúng ta thu được:

$$\tilde{u}_o = 5,24 e^{-1,79} = 0,87 \text{ m/s.}$$

Vận tốc của sóng này (theo 5.04) sẽ là:

$$c_o = (1,56) (15) = 23,4 \text{ m/s} = 84 \text{ km/h} = 45 \text{ hải lý/h.}$$

③. Biển Bắc (Bờ Hà Lan), $H = 1,5 \text{ m}$, $T = 8 \text{ giây}$, $h = 4 \text{ m}$.

$\lambda_o = (1,56) (82) = 100 \text{ m}$; $H/\lambda_o = 4/100 = 1/25$, đây là điều kiện nước nông. Như vậy từ 5.05b, $c = 6,3 \text{ m/s}$. Độ dài sóng $c T = 96,3) (8) = 50 \text{ m}$. Năng lượng trên một đơn vị độ dài đỉnh sóng (5.08b) :

$$\varepsilon T = 0,142 \cdot 10^6 \text{ (N.m)/m}$$

④. Trong mô hình người ta tạo sóng với chu kỳ 0,6 giây với độ sâu nước 30 cm.

$\lambda_o = (1,56) (0,62) = 0,56 \text{ m}$; $h/\lambda_o = 30/56 > 1/2$; đây là điều kiện nước sâu. vận tốc sóng $c_o = (1,56) (0,6) = 0,94 \text{ m/s}$.

6 TÍNH TOÁN VẬN TỐC VÀ BƯỚC SÓNG

W.W. Massie

6.1 MỞ ĐẦU

Đối với vùng nước có độ sâu chuyển tiếp ($\lambda_0/20 < h < \lambda_0/4$) không dễ dàng gì có thể xác định trực tiếp độ dài sóng hoặc các tham số sóng liên quan khi chỉ biết chu kỳ sóng. Có hai phương pháp được đưa ra sau đây, chúng đều được rút ra phương trình phi tuyến đối với vận tốc, phương trình 5.05.

6.2 PHƯƠNG PHÁP LẶP

Nhắc lại phương trình 5.05,

$$c = \frac{\lambda}{T} = \frac{\omega}{k} = \sqrt{\frac{g}{k} \tanh kh} \quad (5.05)-(6.01)$$

trong đó: c là vận tốc pha của sóng

g gia tốc trọng trường,

k số sóng = $2\pi/\lambda$,

h độ sâu nước,

λ độ dài sóng,

T là chu kỳ sóng.

Thay các định nghĩa từ chương 5 vào phương trình 6.01 thu được:

$$\lambda = \lambda_0 \tanh \frac{2\pi h}{\lambda} \quad (6.02)$$

Vì λ chưa biết nên không thể có lời giải trực tiếp được. Sơ đồ giải lặp xấp xỉ là hoàn toàn cho phép. Bằng phương pháp lặp xấp xỉ cho phép hiệu chỉnh lời giải vì phương trình chỉ có một nghiệm đối với hai giá trị cho trước λ_0 và h .

Đối với một lần lặp sử dụng phương trình 6.02 (bắt đầu từ $\lambda = \lambda_0$) thay vào giá trị bên phải, ta có:

$$\lambda_{i+1} = \lambda_0 \tanh \frac{2\pi h}{\lambda_i} \quad (6.03)$$

trong đó $i = 0, 1, 2, \dots$

Bảng 6.1. Phương pháp lặp tính độ dài sóng

$T = 19$ giây, $h = 50$ mét

	Phương trình 6.03	Phương trình 6.04
i	λ_i (m)	λ_{2i+2} (m)
0	563,8	378,1
1	285,2	382,0
2	451,6	381,6
3	339,2	381,6
4	410,9	
5	362,9	
6	394,2	
7	373,4	
8	387,0	
9	378,0	
10	384,0	
11	380,1	
12	382,6	
13	380,9	
14	382,0	
15	381,3	
16	381,8	
17	381,5	

Nếu lặp nhiều lần ta có:

$$\lambda_{2i+2} = \frac{2\lambda_{2i+1} + \lambda_{2i}}{3} \quad (6.04)$$

$i = 0, 1, 2, \dots$

$$\lambda_{2i+1} = \lambda_0 \tanh \frac{2\pi h}{\lambda_{2i}}$$

Khi sử dụng sơ đồ phức tạp hơn thì số lần lặp sẽ được giảm đi đáng kể (thông thường chỉ cần không quá 4 lần lặp) và có thể tiến hành trên các máy tính tay.

Một kỹ thuật trực tiếp của Eckert (không công bố) có thể cho lời giải với sai số nhỏ hơn 5%:

$$\lambda = \lambda_0 \sqrt{\tanh \frac{2\pi h}{\lambda_0}} \quad (6.05)$$

Bảng 6.1 cho ta thấy kết quả theo sơ đồ đó.

Tính ưu việt của sơ đồ lặp 2 được thể hiện rất rõ. Để so sánh có thể thấy phương trình 6.05 cho $\lambda = 401,0$ m tương đương sai số 5,1 %.

Mỗi khi độ dài sóng đã được xác định thì các đặc trưng khác của sóng cũng được tính toán dễ dàng.

Bảng 6.2 Các hàm của sóng hình sin (trích)

$\frac{h}{\lambda_0}$	$\tanh kh$	$\frac{h}{\lambda}$	kh	$\sin kh$	$\cos kh$	$\frac{H}{H_0}$
0,075	0,632	0,119	0,745	0,816	1,29	0,962
0,080	0,649	0,123	0,774	0,854	1,31	0,955
0,085	0,665	0,129	0,803	0,892	1,34	0,948
0,090	0,681	0,132	0,831	0,929	1,37	0,942

6.3 PHƯƠNG PHÁP SỬ DỤNG CÁC BẢNG

Việc tính toán tiến hành theo cách nêu trên thường dẫn tới việc tính toán bằng tay. Một phương án đối sánh đó là sử dụng các bảng. Bằng cách chia hai vế (6.02) cho h và tiến hành một số phép biến đổi:

$$\frac{h}{\lambda_0} = \frac{h}{\lambda} \tanh \frac{2\pi h}{\lambda} \quad (6.06)$$

trong đó h/λ_0 được thể hiện thông qua số hạng h/λ . Như vậy có thể lựa chọn các giá trị khác nhau của h/λ có thể thu được các giá trị tương ứng h/λ_0 phục vụ xây dựng bảng. Bằng cách nội suy về h/λ_0 hoặc về h/λ ta có thể xác định được độ dài sóng.

Wiegel (1964) đã xây dựng nên loại bảng như vậy. Bảng này được công bố trong sách *Kỹ thuật hải dương* (1964) của tác giả và trong *Cẩm nang bảo vệ bờ* (1973). Một phần tóm tắt của bảng này được thể hiện trong bảng 6.2.

Một ví dụ sử dụng phép lặp trên đây có thể được kiểm tra thông qua bảng. $T = 19$ giây, và $h = 50$ m cho ta $\lambda_0 = 563,80$ m và $h/\lambda_0 = 0,0887$. Nội suy theo Wiegel (1964) cho ta $h/\lambda = 0,1310$ và $\lambda = 381,6$ m hoàn toàn phù hợp với kết quả tính toán trước đó.

7 CÁC TÁC ĐỘNG CỦA NƯỚC NÔNG VEN BỜ

W. W. Massie

7.1 MỞ ĐẦU

Thông thường sóng bị đổ khi truyền từ vùng nước sâu vào nước nông đi qua vùng chuyển tiếp. Hiện tượng sóng đổ sẽ được xét đến trong chương này và sẽ quay lại trong chương 8. Tuy nhiên, có lẽ nên bắt đầu từ khi sóng chưa đổ và lan truyền trên miền nước nông thoải. Để giữ cho vấn đề không trở nên quá phức tạp, chúng ta chỉ xét mỗi trường hợp hai chiều. Theo ý nghĩa thực hành điều này có nghĩa là đường đẳng sâu song song với đường đỉnh sóng. Sự hạn chế này sẽ còn được đảm bảo cho đến chương 9.

7.2 BIẾN ĐỔI ĐỘ CAO SÓNG

Vì có rất nhiều mối tương quan trong chương 5 phụ thuộc vào độ cao sóng, H , vì vậy sẽ logic nếu như chúng ta nghiên cứu sự biến đổi của H cả khi sóng đi vào vùng nước nông lẫn khi quay trở lại vùng nước sâu. Tương quan giữa H và độ sâu h được rút ra theo quy luật bảo toàn năng lượng. Năng lượng lan truyền qua mặt thẳng đứng song song với đỉnh sóng chính là công suất sóng trên một đơn vị độ dài đỉnh sóng. Người ta có khi gọi đó là dòng năng lượng. Từ phương trình 5.10:

$$U = E c_g = E n c \quad (7.01)$$

Cho rằng dòng năng lượng này không biến đổi khi sóng lan truyền trong nước có độ sâu biến đổi, lúc đó:

$$U_2 = U_1 \quad (7.02)$$

Hay

$$E_2 n_2 c_2 = E_1 n_1 c_1 \quad (7.03)$$

trong đó: c là vận tốc sóng,

E là năng lượng sóng trên một đơn vị diện tích bề mặt,

n là tỷ số c_g/c ,

c_g vận tốc nhóm sóng,

U công suất hay dòng năng lượng, và

1,2 là các chỉ số vị trí mà tại đó các tham số được đánh giá.

Sử dụng phương trình 5.09 đối với E , và chọn vị trí 2 thuộc vùng nước sâu, để dễ dàng tính các đặc trưng sóng, ta có:

$$\frac{1}{8}\rho g H_1^2 n_1 c_1 = \frac{1}{8}\rho g H_0^2 n_0 c_0 \quad (7.04)$$

Bỏ qua một số thứ không cần thiết và đánh giá n_0 từ 5.07a:

Trong dạng khác, ta có:

$$H_1^2 n_1 c_1 = H_0^2 n_0 c_0 \quad (7.05)$$

$$\frac{H_1}{H_0} = \sqrt{\frac{c_0}{c_1} \frac{1}{2n_1}} = K_{sh} \quad (7.06)$$

trong đó K_{sh} là hệ số nước nông, và

$$\frac{c_g}{c} = \frac{1}{2} \left(1 + \frac{2kh}{\sinh 2kh} \right) = n \quad (5.07)$$

Có thể biến đổi thêm nếu thay các giá trị c_0 , và tiến hành một số biến đổi, kết quả cuối cùng sẽ là:

$$K_{sh} = \sqrt{\frac{1}{\tanh kh \left(1 + \frac{2kh}{\sinh 2kh} \right)}} \quad (7.07)$$

Đồng thời, vì $k = 2\pi/\lambda$, K_{sh} là một hàm của h/λ và vì vậy có thể đưa vào bảng 6.2 cột cuối cùng các giá trị H_1/H_0 .

Để có hiểu biết đầy đủ hơn có thể đưa ra một số giá trị tới hạn của K_{sh} tại vùng nước sâu và nước nông. Trên vùng nước sâu:

$$K_{sh0} = 1 \quad (7.07a)$$

Kết quả số khẳng định ý nghĩa vật lý của hiện tượng.

Tại vùng nước nông, ta có thể bắt đầu từ phương trình 7.06. Sử dụng giá trị nước nông c_1 và n_1 :

$$K_{sh} = \sqrt{\frac{c_0}{gh} \frac{1}{2}} \quad (7.08)$$

Sau khi biến đổi sẽ có:

$$K_{sh} = \sqrt{\frac{1}{4\pi} \frac{\lambda}{h}} = 0,2821 \left(\frac{\lambda}{h} \right)^{1/2} \quad (7.07b)$$

sẽ tiến đến ∞ khi h tiến đến 0.

Có thể biểu thị công thức này trong dạng khác cũng đối với nước nông:

$$K_{sh} = \sqrt{\frac{1}{8\pi} \frac{\lambda_0}{h}} = 0,4466 \left(\frac{\lambda_0}{h} \right)^{1/4} \quad (7.07b)$$

K_{sh} thu được hoàn toàn là hàm của h đối với các điều kiện sóng cho trước.

7.3 VÍ DỤ

Chúng ta đã có đủ các thông tin để tính tác động của biến đổi độ sâu lên sóng hai chiều trong trường hợp sóng chưa đổ. Một thí dụ về tác động nước nông lên các đặc trưng sóng được thể hiện trong bảng sau đây.

Trong bảng 7.1 đưa ra quá trình truyền của một loại sóng rất phổ biến ở biển Bắc từ nước sâu vào nước nông. Tại vùng nước sâu, các phương trình từ 5.01a đến 5.07a và 7.07a đã được sử dụng. Tại vùng nước nông các phương trình từ 5.01b đến 5.07b và 7.07b được sử dụng. Các phương trình đầy đủ (hiện tại trong dạng bảng Wiegel (1964)) đã được sử dụng cho vùng nước chuyển tiếp. Sóng của chúng ta sẽ có các đặc trưng sau đây:

$$H_0 = 2.0 \text{ m và } T = 7.0 \text{ giây.}$$

Từ đó :

$$c_0 = 10,93 \text{ m/s và } \lambda_0 = 76,53 \text{ m.}$$

Tổng hợp các ví dụ

Nhiều kết luận bổ ích có thể rút ra từ bảng 7.1. Ví dụ, do tác động của độ sâu các phương trình sóng có thể so sánh theo các giá trị h/λ_0 . Điều này sẽ có lợi cho việc xác định các chỉ tiêu phục vụ các phép xấp xỉ khi cần đến. Với $h/\lambda_0 = 0,5$, biên độ của vận tốc ngang trên đáy biến đổi phụ thuộc vào hai khả năng xấp xỉ nêu trên. Điều này có thể quan trọng đối với một vấn đề song lại không quan trọng đối với một vấn đề khác của kỹ thuật bờ. Đối với các cấu trúc nổi, thì sai số tính vận tốc đáy không quan trọng lắm. Ngược lại, để dự báo xói lở chân trụ các công trình thì sai số tính vận tốc đáy lại hết sức quan trọng.

7.4 CHỈ TIÊU SÓNG ĐỔ

Từ phương trình 7.07b có thể thấy rằng lý thuyết hoàn toàn không đặt ra một giới hạn về tăng độ cao sóng khi đi vào bờ. Mặt khác, chúng ta đã không quan trắc thấy một cơn sóng cao vô hạn nào ven bờ cả. Thế điều gì đã dẫn tới việc độ cao sóng bị giới hạn? Có hai nguyên nhân, đó là độ dốc (nhọn) sóng và tỷ lệ giữa độ cao sóng và độ sâu nước.

Độ dốc sóng tới hạn

Sử dụng lý thuyết sóng đơn, các nhà nghiên cứu đã rút ra kết luận rằng độ dốc cực đại của sóng chưa đổ là $0,142 = 1/7$. Trong đó độ dốc được xác định như tỷ số giữa độ cao và độ dài sóng (H/λ). Chỉ tiêu này được sử dụng chủ yếu cho sóng trên khu vực nước sâu, Kinsman (1965) đã nhận xét rằng có nhiều sóng bão không bị đổ bởi vì chúng rất dài.

Các giá trị của độ dốc sóng đã được đưa vào trong bảng 7.1. Chỉ tiêu này cho thấy rằng sóng có thể đổ trong khoảng độ sâu từ 0,77 đến 1,00 mét.

Độ cao sóng: giới hạn độ sâu

Chỉ tiêu thứ hai đối với sóng đổ được xác định theo tỷ số giữa độ cao sóng và độ sâu (H/h), thông thường được gọi là chỉ tiêu sóng đổ. Giới hạn lý thuyết của chỉ tiêu này (cũng đối với sóng đơn) là 0,78. Chỉ tiêu tới hạn này thường được ký hiệu bằng γ . Giá trị thực tế của γ vào khoảng 0,6. Thỉnh thoảng vẫn có thể quan trắc được sóng có tỷ lệ giữa độ cao sóng và độ sâu sóng đổ (H_{br}/h_{br}) lớn hơn 1,2. Như vậy giới hạn này chưa phải là cố định. Thông thường chỉ tiêu này phục vụ việc xác định sóng đổ vào bờ. Đã có rất nhiều công trình nghiên cứu chỉ tiêu này dựa trên các tham số vật lý của bờ và của sóng. Về vấn đề này có thể tham khảo thêm các kết quả của Swart (1974).

Các giá trị H/h cũng được đưa vào trong ví dụ của chúng ta tại bảng 7.1. Theo các chỉ tiêu này thì sóng bị đổ trong khoảng độ sâu từ 2 đến 3 mét. Nhìn chung sóng bị thường đổ do chỉ tiêu H/h hơn là do độ dốc sóng. Bây giờ sau khi đã xem xét tác động của nước nông và sóng đổ chúng ta có thể chú ý tới câu hỏi: “Độ cao của sóng xem xét trong ví dụ của chúng ta sẽ bằng bao nhiêu, sau khi đi qua vùng nước nông có độ sâu tối thiểu là 5 m và lại tiếp tục đi vào khu vực nước có độ sâu 100 m? Và câu trả lời sẽ như thế nào nếu độ sâu cực tiểu sẽ là 2 m?”

Trong trường hợp đầu, độ sâu 5 m chưa đủ làm cho sóng bị đổ, như vậy độ cao sóng trên miền nước sâu lại sẽ là 2 m.

Trong trường hợp thứ hai, sóng đi qua vùng nước nông sẽ có độ cao khoảng $0,6 \times 2 = 1,2$ m. Vì sóng sẽ đi vào vùng nước sâu nên độ cao sóng sẽ giảm theo tỷ lệ $2/2,22$ (xem bảng 7.1). Như vậy kết quả cuối cùng đối với độ cao sóng trên vùng nước sâu sẽ là $1,2 \times 2/2,22 = 1,08$ m.

Bảng 7.1. Biến đổi sóng trên vùng nước nông

Độ sâu (m)	$\frac{h}{\lambda_o}$	Lý thuyết	$\frac{h}{\lambda}$	Độ dài (m)	n	c/c ₀	Vận tốc pha (m/s)	$K_{SH} = \frac{H}{H_o}$	Độ cao sóng (m)	Độ dốc sóng $\frac{H}{\lambda}$	$\frac{H}{h}$	Vận tốc mặt \bar{u}_s (m/s)	Vận tốc đáy \bar{u}_b (m/s)	Độ sâu nước (m)
100	1,37	Sâu	1,007	76,53	0,500	1	10,93	1	2,0	0,026	0,020	0,90	0,00	100
75	0,980	Sâu	0,980	76,53	0,500	1	10,93	1	2,0	0,026	0,026	0,90	0,00	75
50	0,653	Sâu	0,653	76,53	0,500	1	10,93	1	2,0	0,026	0,042	0,90	0,01	50
38,26	0,500	Sâu	0,500	76,53	0,500	1	10,93	1	2,0	0,026	0,052	0,90	0,04	38,26
		Vừa	0,502	76,25	0,511	0,990	10,89	0,990	1,98	0,025	0,061	0,89	0,08	
28	0,366	Sâu	0,366	76,53	0,500	1	10,93	1	2,0	0,026	0,071	0,90	0,09	28
		Vừa	0,373	75,10	0,543	0,968	10,73	0,968	1,94	0,025	0,069	0,89	0,17	
19,13	0,250	Sâu	0,250	76,53	0,500	1	10,93	1	2,0	0,026	0,104	0,90	0,19	19,13
		Vừa	0,268	71,41	0,616	0,932	10,20	0,932	1,86	0,027	0,092	0,89	0,32	
15	0,196	Vừa	0,222	67,63	0,672	0,917	9,66	0,917	1,83	0,030	0,122	0,93	0,43	15
10	0,131	Vừa	0,167	59,74	0,760	0,916	8,55	0,916	1,83	0,042	0,183	1,05	0,65	10
5	0,065	Vừa	0,109	46,70	0,871	0,981	6,52	0,980	1,96	0,050	0,392	1,48	1,18	5
3,82	0,050	Vừa	0,094	40,57	0,899	1,023	5,80	1,023	2,05	0,044	0,537	1,73	1,47	3,82
		Nông	0,088	42,86	1	0,945	6,12	0,945	1,89	0,058	0,494	1,51	1,51	
3,00	0,039	Vừa	0,082	36,41	0,921	1,068	5,20	1,068	2,14	0,062	0,710	2,02	1,77	3,00
		Nông	0,079	37,98	1	1,004	5,40	1,004	2,01	0,076	0,638	1,82	1,82	
2,00	0,026	Vừa	0,066	30,17	0,946	1,158	4,34	1,158	2,32	0,071	1,160	2,64	2,43	2,00
		Nông	0,064	31,01	1	1,111	4,40	1,111	2,22	0,125	1,140	2,47	2,47	
1,00	0,013	Vừa	0,046	21,60	0,973	1,348	3,99	1,348	2,70	0,138	2,70	4,28	4,11	1,00
		Nông	0,045	21,03	1	1,321	3,13	1,321	2,64	0,132	2,64	4,15	4,15	
0,77	0,010	Vừa	0,040	19,11	0,979	1,435	3,42	1,435	2,87	0,131	3,22	5,20	5,03	0,77
		Nông	0,040	19,24	1	1,410	3,76	1,410	2,82	0,146	3,46	5,04	5,04	

8 CÁC LOẠI SÓNG ĐỔ

W.W. Massie

8.1 MỞ ĐẦU

Trong chương 7 đã đưa ra chỉ tiêu sóng đổ. Bây giờ chúng ta đi sâu nghiên cứu hiện tượng sóng đổ. Thông thường khi sóng đổ thì độ cao sóng cũng giảm và một phần năng lượng của sóng chuyển thành năng lượng rối và ma sát đáy; một phần trong đó được phản xạ lại về phía nước sâu, một phần gây ra âm thanh, tạo ra các loại sóng khác và dòng chảy. Trong số đó dòng chảy xuất hiện trong đới sóng đổ đóng một vai trò hết sức quan trọng trong biến đổi địa mạo xuất hiện dọc bờ biển. Về sự xuất hiện của dòng chảy được tổng quan trong chương 26 và nghiên cứu kỹ trong tập II.

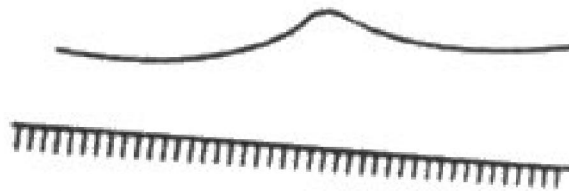
Patrick và Wiegel (1955) đã đưa ra 3 loại sóng đổ khác nhau. Chúng sẽ được mô tả trong phần sau.

8.2 CÁC LOẠI SÓNG ĐỔ

Sóng (đổ) trườn

Sóng đổ trườn thường gặp trên các vùng bờ rất thoải. Sóng bắt đầu đổ tại khoảng cách tương đối xa bờ và càng gần bờ càng tăng cường. Các dải bọt phát triển trên đỉnh sóng và tạo nên một lớp bọt mỏng trên một khoảng cách khá xa. Kinsman (1965) đã đưa ra một bức ảnh rất ấn tượng tại trang 50 trong quyển sách của mình. Trên hình 8.1 đưa ra một ví dụ về dạng sóng đổ này.

Hình 8.1 Sóng (đổ) trườn trên bờ dốc thoải có thể gây nên xói lở



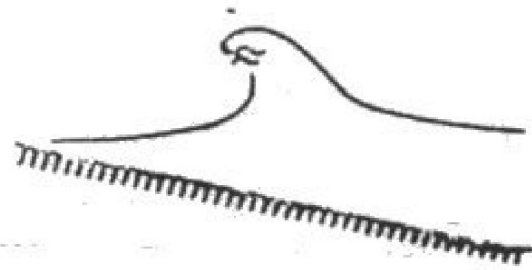
Độ cao sóng đổ cũng giảm không đồng đều khi vào bờ. Có rất ít phản xạ động lượng từ sóng về phía biển.

Sóng (đổ) lao

Loại sóng đổ này thường quan trắc thấy trên các quảng cáo du lịch về các đảo Thái Bình Dương. Đỉnh sóng cuốn xoáy là nét đặc trưng cho các loại sóng này.

Khi sóng đổ phần lớn năng lượng được tán mát thành rối; rất ít sóng phản xạ ra biển cũng như ít có sóng mới hình thành trên vùng nước nông. Đặc điểm cuối này là khác biệt lớn so với loại sóng trườn. Trên hình 8.2 cho ta thí dụ về loại sóng đổ này.

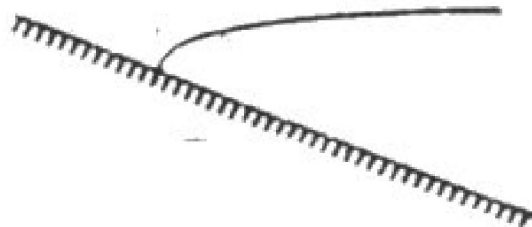
Hình 8.2. Sóng (đổ) lao trên bờ dốc bãi



Sóng (đổ) cồn

Sóng cồn xuất hiện tại các vùng bờ có độ dốc lớn được hình thành chủ yếu từ các bờ đá. Đối sóng đổ thường rất hẹp và phần lớn (thường hơn 50%) năng lượng sóng được phản xạ ra biển. Trên hình 8.3 đưa ra loại sóng đổ này. Loại sóng đổ này cũng gần giống loại sóng đổ lao, nhưng sóng dồn lên bãi trước khi đỉnh sóng cuốn lại và đổ.

Hình 8.3. Sóng (đổ) cồn trên bờ dốc lớn



8.3 CÁC CÁCH PHÂN LOẠI ĐỊNH LƯỢNG

Battjes (1974) đã tổng quan các số liệu và các tham số liên quan tới việc phân loại sóng đổ thành 3 loại như trên. Phần lớn các tham số bao gồm hai đặc trưng sóng là độ cao, H , và độ dài, λ , và các đặc trưng bãi như độ dốc, m , và độ sâu tại biên đối sóng đổ, h_{br} .

Battjes kết luận rằng phần lớn các kết quả trước đây có thể tập hợp vào một tham số chứa 3 trong 4 biến nêu trên:

$$\xi_0 = \frac{m}{\sqrt{H_0/\lambda_0}} \quad (8.01)$$

trong đó:

H_0 độ cao sóng nước sâu,

m là độ dốc bãi,

λ_0 là độ dài sóng nước sâu, và

ξ_0 là tham số sóng đổ.

Tham số nêu trên được xác định trên cơ sở điều kiện sóng nước sâu và độ dốc bãi; điều này đúng với các sóng phân loại nếu như không có điều gì lạ xảy ra đối với sóng giữa vùng nước sâu và ven bờ. Ví dụ, nếu sóng đổ trên các vùng nông xa bờ, thì giá trị ξ_0 thu được theo số liệu sóng trên bãi, sau khi đi qua vùng nông ngoài khơi có thể trở nên bất bình thường.

Biến thứ tư trong quá trình sóng đổ là độ sâu trên biên đối sóng đổ có thể thấy trong chỉ số sóng đổ:

$$\gamma = \frac{H_{br}}{h_{br}} \quad (8.02)$$

trong đó :

H_{br} là độ cao sóng tại vị trí bắt đầu sóng đổ, và

h_{br} là độ sâu nước tại vị trí đó.

Battjes tìm thấy khả năng tương quan yếu giữa $\log(\gamma)$ và $\log(\xi_0)$. Bằng việc phân tích số liệu có thể thu được phương trình sau:

$$\gamma \sim \xi_0^{0,17} + 0,08 \quad (8.03)$$

với giới hạn số liệu thử nghiệm trong khoảng:

$$\gamma < \xi_0 < 2$$

Mặt khác, có sự phân tán lớn của giá trị γ đối với mọi giá trị ξ_0 ; sự phân tán khoảng $\pm 0,1$ đối với γ chưa cho phép bao quát hết các điểm số liệu. Điều này có thể giải thích bởi khó khăn thực sự trong việc xác định γ thông qua thí nghiệm.

Một cách tiếp cận khác đã được Swart (1974) đề xuất. Ông xác định tham số p vào khoảng 0.0 đối với sóng trườn và 1,0 đối với sóng lao. (Điều kiện này cũng chỉ đúng đối với hai loại sóng đổ nêu trên. Ông ta cho rằng p có thể được xác định với độ chính xác cao, nhưng không đưa ra phương pháp xác định ngoại trừ quan trắc bằng mắt.

Swart cũng đã thiết lập tương quan giữa chỉ số sóng đổ γ và tham số p :

$$\gamma = 0,33p + 0,46 \quad (8.04)$$

Battjes (1974) đã liên kết các đặc trưng bổ sung của đối sóng đổ với tham số, ξ_0 , tất cả các mối liên hệ được trình bày trong bảng 8.1. Liên quan tới giá trị γ đã nêu trên, các giá trị đưa ra trong bảng 8.1 có ý nghĩa định hướng hơn là giá trị tuyệt đối của nó. Hệ số phản xạ đưa ra trong bảng được xác định như tỷ lệ giữa độ cao sóng phản xạ và độ cao sóng tới. Số lượng các sóng đổ là số các sóng có khả năng tìm được trong đối sóng đổ vào bất cứ thời gian nào.

Bảng 8.1. Các tính chất của đới sóng đổ

Đặc trưng	Các giá trị và ghi chú						
ξ_0	0,1	0,5	1,0	2,0	3,0	4,0	5,0
loại sóng đổ	trườn		lao		cồn	không	đổ
p	0,0		1,0		(không xác định)		
γ	0,5-0,8	0,7-1	0,8 - 1,1		1,2		
số lượng sóng đổ	6 - 7	2-3	1 - 2, 0 - 1		0-1		
hệ số phản xạ	10-3	0,01	0,1		0,4	0,8	
	hấp thụ (sóng tiến)			phản xạ (sóng đứng)			

9 PHẢN XẠ VÀ KHÚC XẠ SÓNG

L.E. van Loo

9.1 MỞ ĐẦU

Cho đến bây giờ, các bàn luận về sóng chủ yếu tập trung trong khuôn khổ hai chiều, chỉ có chuyển động trên mặt phẳng thẳng đứng $x-z$ là được chú ý tới. Khi sóng đi vào vùng biển nông hơn chúng có xu thế tạo nên các đường đỉnh sóng song song với các đường đẳng sâu. Mặt khác vẫn còn chưa tính đến một trở ngại nào có khả năng ngắt đường truyền sóng. Điều này bắt đầu từ đây trở đi sẽ bị loại bỏ. Hãy xem xét điều gì xảy ra khi sóng đi vào nước nông dưới một góc đối với đường đẳng sâu.

9.2 KHÚC XẠ SÓNG

Khi sóng đi vào vùng nước nông dưới một góc đối với đường đẳng sâu, đường đỉnh sóng bị uốn cong theo xu thế giảm góc đến của sóng. Điều này rút ra từ việc vận tốc sóng bị giảm khi độ sâu giảm - xem các phương trình 5.05 và 5.05b. Trên vùng nước sâu không có hiện tượng khúc xạ sóng, bởi vì vận tốc sóng không phụ thuộc vào độ sâu.

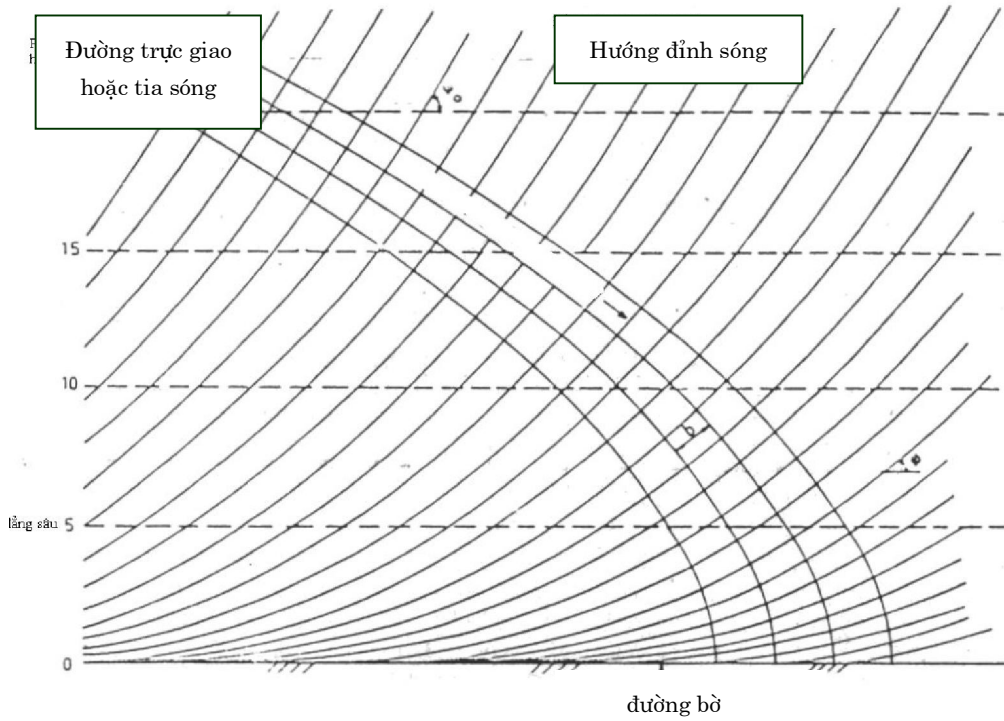
Hiện tượng này tương tự trong quang hình, khi định luật Snell mô tả sự lan truyền tia ánh sáng từ một môi trường này sang một môi trường khác với vận tốc lan truyền khác nhau. Trong trường hợp này, vận tốc sóng biến đổi dần dần thay cho biến đổi đột ngột trong quang hình. Sự biến đổi từ từ này dẫn tới hình thành đường cong đỉnh sóng được dẫn ra trên hình 9.1.

Trên hình 9.1 chúng ta có các đường vuông góc đỉnh sóng, những đường này còn được gọi là các tia sóng. Theo hình học thì khoảng cách giữa các tia sẽ tăng lên khi nước trở nên nông hơn.

Hiệu ứng của khúc xạ sóng lên biến đổi độ cao có thể tính bằng cách cho rằng công suất lan truyền giữa hai tia sóng được bảo toàn. Bằng phương trình, ta có:

$$U_1 b_1 = U_2 b_2 \quad (9.01)$$

trong đó U là công suất trên một đơn vị độ dài đỉnh sóng và b là khoảng cách giữa các tia sóng tại các điểm 1 và 2 tương ứng.



Hình 9.1. Sơ đồ khúc xạ (đường đẳng sâu song song đường bờ)

Có thể so sánh với phương trình 5.10 và từ đó ta có:

$$E_1 n_1 c_1 b_1 = E_2 n_2 c_2 b_2 \quad (9.02)$$

trong đó: E là năng lượng sóng,

n tỷ số giữa vận tốc nhóm và vận tốc sóng, và

c là vận tốc sóng.

Thay E bằng công thức 5.09 và chọn một trong hai điểm nằm trên vùng nước sâu, ta có:

$$\frac{H_1}{H_2} = \sqrt{\frac{1 - c_0 b_0}{2n_1 c_1 b_1}} = K_{sh} K_r \quad (9.03)$$

trong đó: H là độ cao sóng,

K_{sh} là hệ số nước nông, và

K_r hệ số khúc xạ.

$$K_r = \sqrt{\frac{b_0}{b_1}}$$

Bảng 9.1 Tính toán khúc xạ

$T=7,0$ s; $H_0 = 2,0$ m; tương ứng $c_0 = 10,93$ m/s; $\lambda_0 = 76,53$ m.

(1): lấy trực tiếp từ bảng 7.1; (2): có hiệu ứng nước nông và phản xạ nhưng chưa đổi; (3): chỉ có hiệu ứng nước nông

Độ sâu h	Bước sóng λ	%o	K_{sh}	ϕ	n	K_r	H/ H_0	H	H'	B_1/b_0
m	m			độ				m	m	
(1)	(1)	(1)	(1)		(1)	(1)	(2)	(2)	(1)	(3)
100	76,53	1	1	60,00	0,500	1,0000	1,0000	2,00	2,00	1,00
19,13	76,53	1,0000	1,0000	60,00	0,500	1,0000	1,0000	2,00	2,00	1,00
15	67,53	0,8839	0,9172	49,9	0,6724	0,8815	0,8085	1,62	1,83	1,29
10	59,74	0,7824	0,9166	42,7	0,7606	0,8245	0,7558	1,51	1,83	1,47
5	45,70	0,5965	0,9808	31,1	0,8713	0,7642	0,7495	1,50	1,96	1,71
3,82	42,86	0,5599	0,9450	29,0	1,000	0,7561	0,7145	1,43	1,89	1,75
3,0	37,98	0,4968	1,004	25,5	1,000	0,7442	0,7472	1,49	2,01	1,81
2,0	31,01	0,4053	1,111	20,5	1,000	0,7307	0,8118	1,62	2,22	1,87
1,0	21,93	0,2864	1,321	14,4	1,000	0,7184	0,9490	1,90	2,64	1,94
0,77	19,24	0,2516	1,410	12,6	1,000	0,7258	1,009	2,02	2,82	1,95

Điều này dẫn tới việc xác định tỷ số b_0/b_1 . Ta có thể sử dụng kiến thức hình học định luật Snell. Trong dạng phương trình ta có:

$$\frac{\sin \phi_0}{\sin \phi} = \frac{c_0}{c} \tag{9.04}$$

hay

$$\sin \phi = \frac{c}{c_0} \sin \phi_0 \tag{9.05}$$

trong đó ϕ là góc giữa đường đỉnh sóng và đường đẳng sâu.

Từ phân tích hình học ta thấy rằng khoảng cách giữa các tia sóng đo theo hướng song song các đường đẳng sâu sẽ có giá trị không đổi:

$$\frac{b_0}{b_1} = \frac{\cos \phi_0}{\cos \phi_1} \tag{9.06}$$

Mối tương quan này cho phép chúng ta tính toán đầy đủ cho trường riêng. Bảng 9.1 cho ta thấy ảnh hưởng của khúc xạ lên sóng có đặc trưng như sóng được chọn trong bảng 7.1. ($T = 7$ giây, $H_0 = 2$ m). Các giá trị này được sử dụng để vẽ hình 9.1.

Từ bảng 9.1 có thể thấy rằng độ cao sóng giảm khi biển nông dần. Vậy điều gì sẽ xảy ra đối với góc giữa đỉnh sóng và đường đẳng sâu nếu như độ sâu trở thành 0? Mặt khác, điều gì sẽ xảy ra khi sóng đi qua đới nước nông và quay trở lại nước sâu? Hiện tượng khúc xạ là hiện tượng thuận nghịch?

Các thủ tục tính toán kể trên rất dễ thực hiện đối với bãi biển khi địa hình đơn giản. Đối với các điều kiện thủy văn phức tạp, việc tính toán sẽ trở nên rất vất vả. Để đơn giản hoá người ta đã phát triển và sử dụng phương pháp đồ thị. Việc xây dựng các toán đồ cần thiết và phương pháp sử dụng chúng đã được mô tả chi tiết trong *Cẩm nang bảo vệ bờ*, tập I, chương 2.

Một phương pháp lựa chọn hiện tại bên cạnh tính tay và sử dụng đồ thị đó là công cụ máy tính. Các mô hình đang trong giai đoạn phát triển vì vậy hiện tại có thể bắt gặp các phần mềm khác nhau cùng góp phần giải quyết vấn đề này.

9.3 NHIỄU XẠ SÓNG

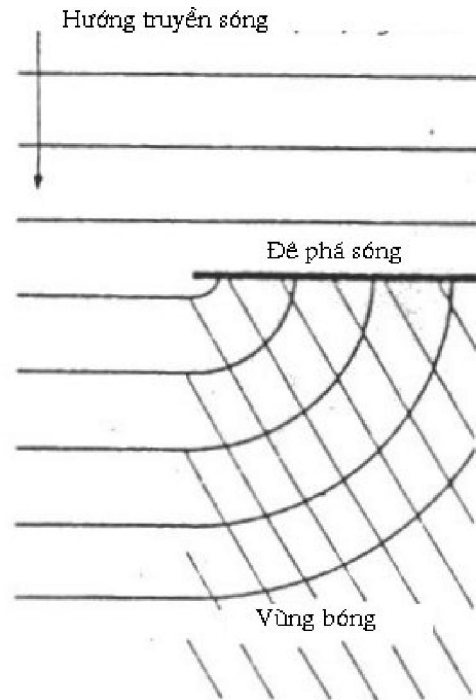
Nhiều xạ là một hiệu ứng 3 chiều nhận thấy được qua kết quả giao thoa do một vật cản gây nên. Như vậy nhiễu xạ là một hiện tượng liên quan tới lan truyền sóng vào đới giao thoa.

Khi nhiễu xạ bắt đầu xuất hiện, năng lượng sóng dường như được truyền theo đường đỉnh sóng (vượt qua các tia sóng), điều này khác hẳn hiện tượng đã mô tả trong phần trước của chương này.

Vậy nhiễu xạ xuất hiện thế nào? Những giải thích sau đây tuy chứa đựng một số khó khăn nhất định song cũng đủ để hiểu các quá trình liên quan với hiện tượng này.

Như được trình bày trên hình 9.2. khi sóng đi qua phần cuối của đê phá sóng, có thể cho rằng điểm này là nguồn phát sinh ra một đợt sóng nữa trong đới giao thoa. Độ cao sóng giảm dần theo vòng cung đỉnh sóng. Nhiễu xạ tính toán trên cơ sở mô hình này tuy đơn giản nhưng lại rất có ích. Sóng phản xạ về phía biển từ mặt ngoài của đê cũng có một phần đi vào đới giao thoa. Mặt khác sóng nhiễu xạ khi gặp bờ trong của đê cũng sẽ bị phản xạ trở lại.

Hình 9.2. Sơ đồ nhiễu xạ sóng



Cùng với các quá trình đó, cộng thêm giới hạn của cửa mở, có thể sử dụng phương pháp số hoặc đồ thị để xác định độ cao sóng tại một điểm nhất định trong vùng. Vì lý thuyết khá phức tạp nên chúng tôi không trình bày ở đây, chúng có thể tìm thấy trong các giáo trình và tài liệu tham khảo về lý thuyết sóng ngắn. Một trong những phương pháp toán đồ tổng hợp dựa trên cơ sở các toán đồ đường xoắn Cornu, cho thấy độ cao sóng là một hàm của vị trí điểm, đã được trình bày trong *Cẩm nang bảo vệ bờ*, tập I, phần 2. Từ các toán đồ này có thể thấy rằng phân bố độ cao sóng dọc bờ trong cảng thường rất phức tạp.

10 CÁC QUAN HỆ THỐNG KÊ CỦA SÓNG

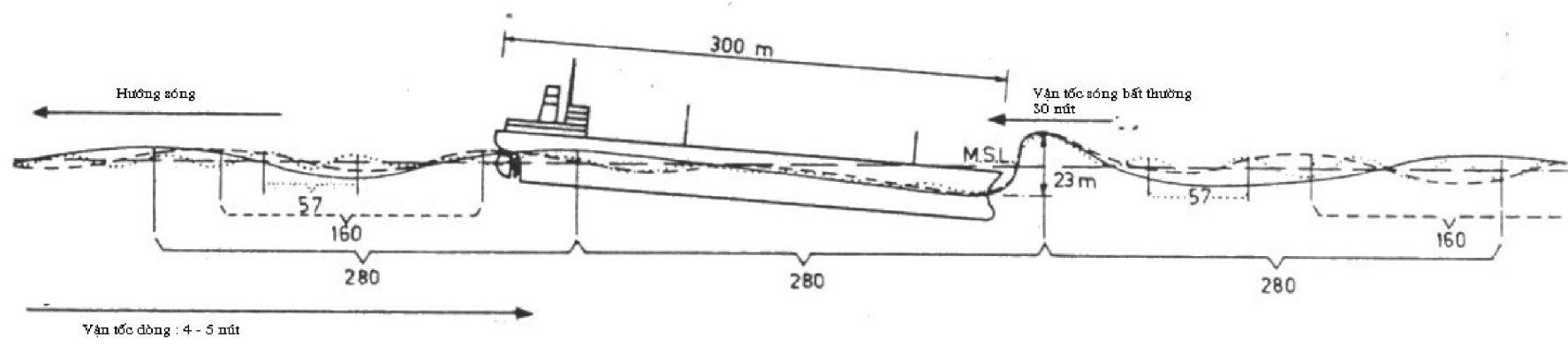
E. Allersma, E.W. Bijker, W.W. Massie

10.1 MỞ ĐẦU

Cho đến bây giờ các sóng được xem xét đều có dạng hình sin với chu kỳ không đổi. Như đã nhận xét trước đây, loại sóng này không có thực trong tự nhiên. Thực tế cho thấy các sóng xuất hiện trên mặt biển thường rất phức tạp. Hình 10.1 cho ta thấy một thí dụ tạo nên sóng hết sức nguy hiểm.

Trong chương này và hai chương tiếp theo chúng tôi sẽ cố gắng mô phỏng kỹ hơn về trạng thái mặt biển thực tế phức tạp.

Các tài liệu tham khảo về chuyên mục này đã được Kinsman (1964) và Neuman và Pierson (1966) giới thiệu kỹ. Chương này chủ yếu dựa vào tổng quan của Allersma và Massie (1973), trong đó có thể tìm thấy các tài liệu tham khảo liên quan.



Hình 10.1 Sơ đồ profil sóng với các đường hình sin bao gồm 3 sóng có bước sóng tương ứng 280, 160 và 57 mét tạo nên sóng có độ cao bất thường 23 mét

10.2 HIỆN TƯỢNG VÀ CÁC ĐẶC TRƯNG SÓNG

Chuyển động của mặt biển là hoàn toàn phức tạp. Mực biển được xem như một biến ngẫu nhiên. Thông thường mực biển được đo tại một điểm cố định. Kết quả thu được là một chuỗi mực nước ngẫu nhiên như một hàm của thời gian. Các kết quả quan trắc này có thể được thể hiện bằng đồ thị theo thời gian hàng năm hoặc hàng chục ngày. Đáng tiếc là các đồ thị này khó có thể sử dụng ngay được, các phương pháp thống kê cho phép cô đọng các số liệu này thành các dạng dễ sử dụng không làm mất đi các chi tiết của chúng. Như vậy vấn đề cần xem xét bao gồm;

- a) Xác định các tham số thống kê cần thiết đặc trưng cho một khoảng số liệu quan trắc đại diện cho một giai đoạn ổn định của điều kiện biển (thông thường một ít giờ).
- b) Xác định tần số mà những đặc trưng thống kê của trạng thái biển nêu trên có thể xuất hiện.

Khi mà hai điểm nêu trên đã biết, có thể sử dụng các lý thuyết từ các chương trước (từ 5 đến 9) và mô hình thống kê để đáp ứng các yêu cầu của dự án thiết kế.

Vậy những tham số thống kê nào là cần thiết nhất? Các kỹ sư xây dựng thường cần biết độ cao sóng. Như vậy yêu cầu đầu tiên là phân bố thống kê của độ cao sóng. Những tham số thống kê thông thường có thể sử dụng để mô tả phân bố thống kê này, đại lượng trung bình là tham số đơn giản nhất. Trong thực tiễn kỹ thuật bờ, các sóng nhỏ thường được bỏ qua và trung bình của 1/3 giá trị cao nhất của các sóng được lựa chọn. Trung bình này được gọi là độ cao sóng đặc trưng (có nghĩa) và ký hiệu bằng H_{sig} . Bằng phép so sánh các giá trị độ cao sóng đặc trưng xác định theo băng ghi sóng và đánh giá bằng mắt thường đồng thời, có thể thấy rằng giữa chúng có sự trùng hợp khá tốt; một quan trắc viên có kinh nghiệm thường đánh giá chính xác H_{sig} .

Một tham số khác đặc trưng cho độ cao sóng được sử dụng trong các tương quan năng lượng đó là độ cao sóng trung bình căn bình phương (rms). Đối với một nhóm gồm N sóng, ta có:

$$H_{rms} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^N H_i^2}{N}} \quad (10.01)$$

Tương tự có thể xác định chu kỳ sóng thống kê, thông thường lấy trung bình của các chu kỳ sóng cao nhất trong nhóm.

Giá trị H_{sig} xác định từ các băng ghi sóng có thể bị ảnh hưởng của độ dài băng ghi. Có thể xét trường hợp sau đây: Một biển nhỏ chịu tác động liên tục của gió nhẹ, như vậy sẽ có khả năng đạt tới một độ cao sóng ổn định. Thêm vào đó, trong khoảng 1/2 giờ có một đợt gió mạnh tràn qua khu vực. Trong khoảng thời gian ngắn đó sóng gió bão xuất hiện và tắt luôn sau cơn bão. Nếu độ cao sóng xác định theo chuỗi số liệu cả ngày thì ảnh hưởng của bão gần như bị loại bỏ, tuy nhiên nếu

lấy chuỗi 1 giờ chứa khoảng thời gian có bão thì độ cao sóng thu được sẽ tăng lên đáng kể.

Độ dài chuỗi sử dụng để xác định H_{sig} cần đủ dài để có thể đảm bảo lấy trung bình (tối thiểu khoảng 20 phút), nhưng cũng không quá dài sao cho sóng không bị biến đổi quá lớn trong thời gian đó. Thông thường độ cao sóng đặc trưng được xác định qua mỗi 3, 6, hoặc 12 giờ, trong đó 6 giờ là khoảng giữa các quan trắc khí tượng thông dụng.

Hạn chế của việc sử dụng một tham số sóng dạng H_{sig} ở chỗ nó chỉ cho ta một mô tả chung về độ cao sóng theo chuỗi quan trắc. Mô tả sẽ chính xác nếu như phân bố của độ cao sóng là hoàn toàn ngẫu nhiên. Một điều may mắn đối với chúng ta là rất nhiều quá trình ngẫu nhiên có thể mô tả bằng các phân bố lý thuyết với những đặc trưng nhất định. Ví dụ, nếu các biến có phân bố Gauss thì tất cả các thông tin thống kê có thể tập trung qua hai tham số: trung bình và chuẩn sai.

Với độ chuẩn xác hợp lý có thể chọn phân bố sóng tự nhiên bằng mô hình phân bố lý thuyết theo Rayleigh. Phân bố này hoàn toàn được xác định thông qua một tham số duy nhất. Độ cao sóng đặc trưng, H_{sig} , (hoặc một giá trị trung bình nào khác dạng H_{rms}) có thể đặc trưng hoàn toàn cho phân bố độ cao sóng. Chọn H_{sig} là tham số đặc trưng, phân bố Rayleigh có thể mô tả bằng

$$p(H) = e^{-2\left(\frac{H}{H_{sig}}\right)^2} \quad (10.02)$$

trong đó:

$P(H)$ là xác suất độ cao sóng vượt qua H ,

H_{sig} là độ cao sóng đặc trưng từ chuỗi quan trắc,

e cơ số hàm logarit tự nhiên.

Các giá trị $P(H)$ phụ thuộc vào H/H_{sig} theo biểu thức 10.02 được thể hiện trong bảng 10.1. Một toán đồ đặc biệt thể hiện quan hệ 10.02 trong dạng đường thẳng được thể hiện trên hình 10.2. Như vậy sử dụng bảng, toán đồ hay công thức 10.02 có thể tính được xác suất vượt qua bất cứ độ cao sóng theo yêu cầu thiết kế xuất hiện trong khoảng đặc trưng bởi độ cao sóng H_{sig} cho trước. Ví dụ, theo phân bố Rayleigh có 13,5% số sóng cao hơn H_{sig} .

Một số quan hệ dựa trên cơ sở phân bố Rayleigh có thể viết trong dạng sau:

$$H_{sig} = 1,414H_{rms} \quad (10.03)$$

$$\bar{H} = 0,886H_{rms} \quad (10.04)$$

trong đó \bar{H} là giá trị trung bình của tất cả các sóng, và σ_H là chuẩn sai của độ cao sóng.

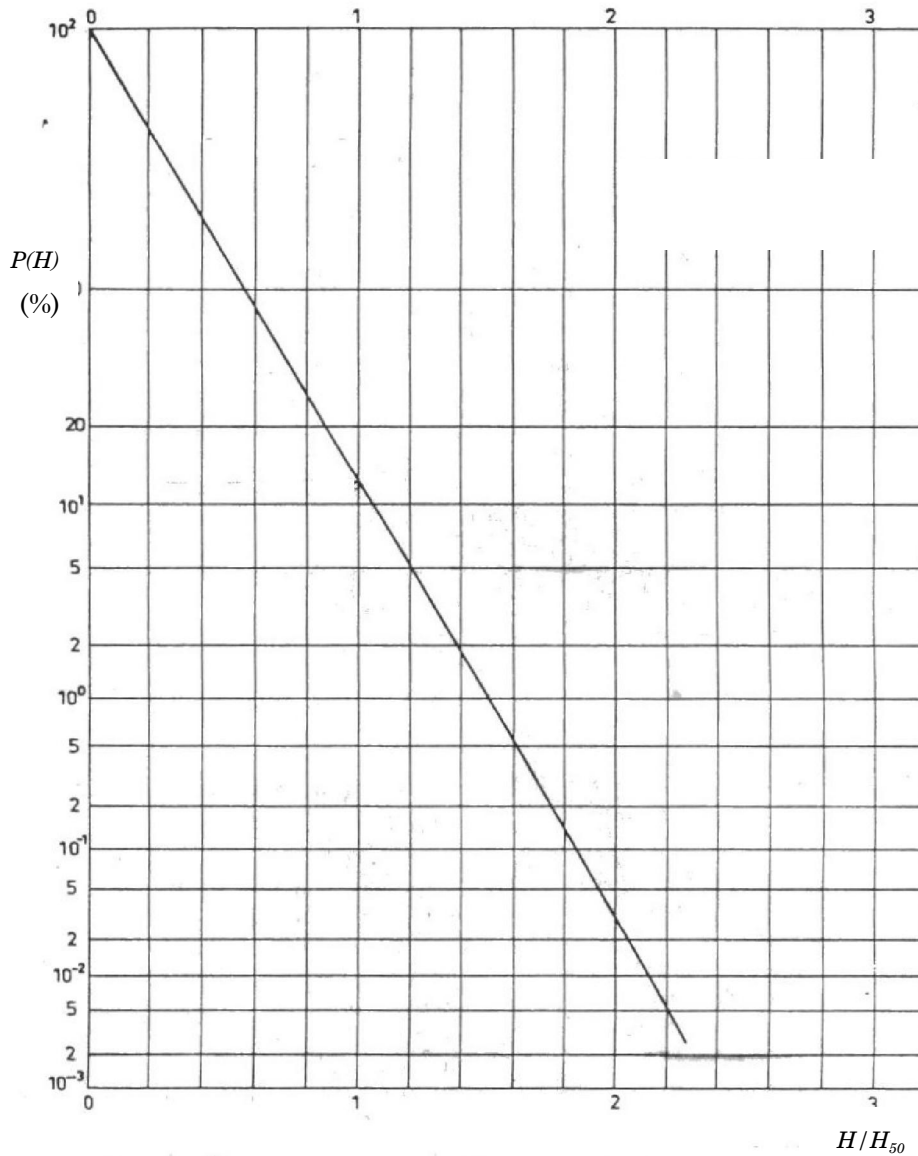
$$\sigma_H = 0,463H_{rms} \quad (10.05)$$

$$H_{sig} = 1,596\overline{H} \quad (10.06)$$

Bây giờ chúng ta đã có thể trả lời một số câu hỏi đặt ra trong phần đầu của mục này, trong đó chúng ta đã có các tham số thống kê cần thiết cho việc mô tả một khoảng trong toàn bộ chuỗi quan trắc sóng của chúng ta.

Bảng 10.1. Các giá trị của $\frac{H}{H_{sig}}$ đối với các giá trị khác nhau của $P(H)$

Xác suất vượt quá $P(H)$	$\frac{H}{H_{sig}}$
10^{-5}	2,40
2.10^{-5}	2,33
5.10^{-5}	2,22
10^{-4}	2,15
2.10^{-4}	2,06
5.10^{-4}	1,95
10^{-3}	1,86
2.10^{-3}	1,77
5.10^{-3}	1,63
0,01	1,51
0,02	1,40
0,05	1,22
0,10	1,07
0,125	1,02
0,135	1,00
0,20	0,898
0,50	0,587
1,00	0,00



Hình 10.2 Phân bố Rayleigh

10.3 XÁC ĐỊNH TẦN SUẤT XUẤT HIỆN

Mỗi khi các đặc trưng thống kê một khoảng của cả chuỗi quan trắc dài đã được xác định, quá trình này có thể lặp lại tương tự đối với các khoảng khác trong cả chu kỳ ghi có thể kéo dài hàng năm hoặc chục ngày. Mỗi khoảng được đặc trưng bởi một giá trị H_{sig} và tập hợp các giá trị này cũng có thể được nghiên cứu bằng phương pháp thống kê.

Isaacson và Mackenzie (1981) đã giới thiệu tổng quan các mô hình thống kê khác nhau. Một trong những mô hình mang tính phổ biến đó là phân bố Weibull được thể hiện bằng (đối với trường hợp của chúng ta):

$$P(H_s) = e^{-\left(\frac{H_s - c}{a}\right)^b} \quad (10.07)$$

trong đó:

$P(H_s)$ là khả năng H_s có thể vượt qua, và a , b , và c là các hằng số.

Trong số đó c có thể được xem như giới hạn nhỏ nhất của sự biến đổi H - độ cao sóng tối thiểu trong ứng dụng thông thường. (Tại đây cũng có cả giới hạn trên của phân bố Weibull nhưng nó không có ý nghĩa đặc biệt đối với việc ứng dụng). Đối với các ứng dụng thông thường cho sóng, c được cho bằng 0. Với $c = 0$, (10.07) có thể biến đổi thành đường thẳng và sử dụng để xác định các hằng số a và b . Điều này đòi hỏi khá nhiều công sức, và thường cho b cũng như a gần bằng 1.0. Điều này sẽ làm đơn giản công việc tìm kiếm trong tương lai, vì (10.07) bây giờ sẽ có dạng đơn giản:

$$\ln(P(H_s)) = -\frac{1}{a}H_s \quad (10.08)$$

là một đường thẳng nếu như $\log(P(H))$ được biểu diễn theo H .

Việc lựa chọn đơn giản này cho kết quả khá tốt đối với nhiều vấn đề thực tiễn khi giá trị $P(H_s)$ nhỏ hơn từ 10 đến 20% - là khoảng biến đổi đáng quan tâm nhất.

Trên hình 10.3 đưa ra một thí dụ về dạng phân bố đó được rút ra từ cơ sở số liệu trên Biển Bắc. Hình này được tính cho “bão” - khoảng mà trong đó chỉ có giá trị H_{sig} được xác định kéo dài trong 6 giờ. Điều này không quan trọng đối với các quan trắc theo 6 giờ đúng theo quan trắc khí tượng, hoặc đối với các quan trắc theo cách ngẫu nhiên thực. Trong cả hai trường hợp điều quan trọng nhất cần biết là khoảng thời gian mà dựa vào đó H_{sig} đã được xác định theo phương pháp trình bày trong mục trước.

Nếu H_{sig} được xác định chỉ theo các khoảng không đều thì chúng cần phải lựa chọn một cách ngẫu nhiên. Quan điểm cho rằng: ‘Hôm nay ngày đẹp, ta hãy đi đo sóng!’ sẽ làm hỏng những kết quả thu được.

Một số người sử dụng yêu cầu xác định khả năng xuất hiện độ cao sóng (đặc trưng) trong thứ nguyên không phải theo xác suất thuần túy (giá trị biến đổi từ 0 đến 1). Một dạng phổ biến được sử dụng bao gồm khoảng kéo dài của bão và khả năng thể hiện qua tần suất, f , thông thường thể hiện bằng số cơn bão trong năm:

$$f = M P(H) \quad (10.09)$$

với:

$$M = 365 \times 24 / (\text{thời gian bão kéo dài: giờ}) \quad (10.10)$$

M là số khoảng bão trong một năm. Giá trị f có thể lớn hơn 1, chúng không được các nhà nghiên cứu thống kê chấp thuận.

Có thể tiến thêm một bước nữa có thể gây nên nhiều nhầm lẫn hơn khi nói đến khoảng xuất hiện, R , thỉnh thoảng vẫn được tính:

$$R = \frac{1}{f} \quad (10.11)$$

R thường có thứ nguyên là năm và một số người còn nói tới sự xuất hiện của bão “mỗi 15 năm” hay “với khoảng cách 15 năm”. Điều này không có nghĩa như một số độc giả mơ hồ cho rằng cơn bão như vậy sẽ xuất hiện trong khoảng đều đặn 15 năm. Trong khi, có 3 cơn bão khác nhau, mỗi cơn có tần suất xuất hiện hơn 10 năm, đều phát triển trong cùng một mùa đông trên biển Bắc gần đây.

10.4 CÁC CHU KỲ SÓNG

Vì độ cao sóng được đặc trưng bởi các tham số thống kê, chu kỳ sóng cũng có thể được xem như các biến thống kê. Lý thuyết chính thống của vấn đề này rất khó trình bày tóm tắt ở đây. Allersma và Massie (1973) đã xử lý vấn đề này một cách kỹ lưỡng.

Mặt khác, có nhiều tương quan thực nghiệm đã được rút ra liên quan tới chu kỳ sóng phụ thuộc vào các tham số để xác định. Nhiều mối quan hệ đó đã được rút ra cho một khu vực địa lý nhất định, vì thế khó có khả năng áp dụng chung. Ví dụ của các mối tương quan đó có thể là:

Đối với bắc Đại tây dương:

$$T = 2,5 H \quad (10.12)$$

Đối với Địa trung hải:

$$T = 4 + 2H^{0,7} \quad (10.13)$$

Đối với biển Bắc:

$$\bar{T} = 3,94 H_{sig}^{0,376} \quad (10.14)$$

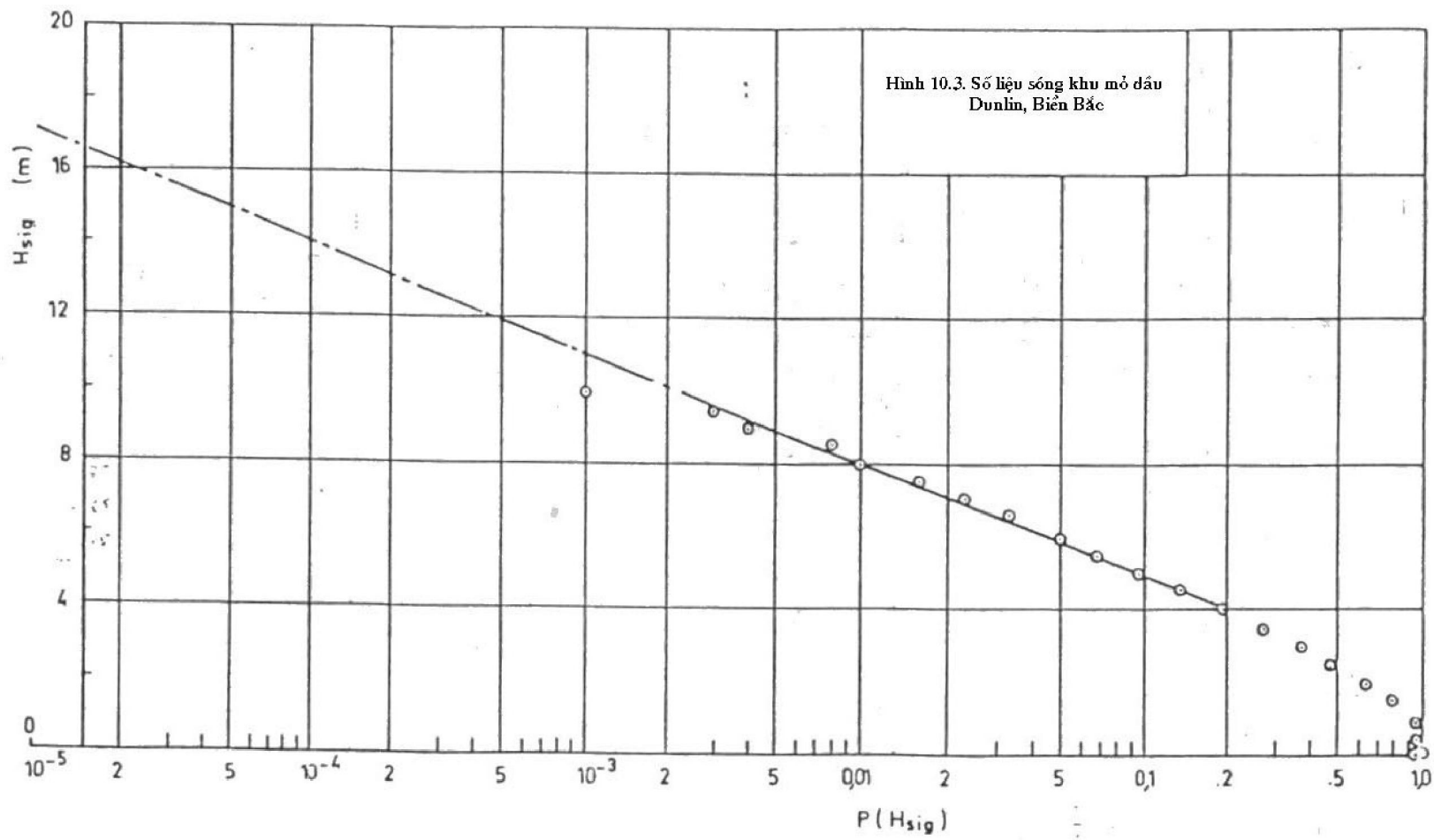
trong đó \bar{T} là chu kỳ trung bình của tất cả các sóng.

Các mối tương quan trên đây không ở trong dạng phi thứ nguyên: các hệ số đúng với chu kỳ sóng, T , bằng giây và độ cao sóng, h , bằng mét.

Weigel (1964), bằng một cách khác, đã đưa ra mối tương quan lý thuyết:

$$T_e = 1,23 \bar{T} \quad (10.15)$$

trong đó T_e là chu kỳ sóng của cả đợt sóng đều có cùng năng lượng như đợt sóng không đều với chu kỳ trung bình là \bar{T} .



11 ÁP DỤNG CÁC ĐẶC TRƯNG THỐNG KÊ CỦA SÓNG

E.W. Bijker, W.W. Massie

11.1 MỞ ĐẦU

Các thông tin cung cấp trong chương trước đủ đáp ứng cho những người chỉ quan tâm tới các số liệu cô đọng về sóng. Đối với chúng ta, những kỹ sư, điều cần thiết là ở phần ứng dụng các thông tin đó cho việc thiết kế.

Trong chương này sẽ đưa ra hai sự khác biệt giữa hai loại tình huống tương tự với các cách tiếp cận khác nhau trên quan điểm thống kê.

Trong loại thứ nhất, độ bền vững của một công trình có thể được đánh giá thông qua một đặc trưng thống kê nào đó của sóng, ví dụ H_{sig} , độ cao sóng đặc trưng. Như vậy nếu có yêu cầu triển khai mô hình vật lý hay mô hình toán chỉ cần sử dụng phân bố Rayleigh đầy đủ căn cứ vào tham số đã chọn.

Một ví dụ dạng này có thể gắn liền với cấu trúc phá sóng mềm. Khi cấu trúc được thử nghiệm trên mô hình vật lý, cần tái tạo toàn bộ phân bố Rayleigh đối với độ cao sóng. Mặt khác, nếu sử dụng mô hình toán, các đặc trưng sóng đã được kể đến trong các công thức của mô hình. Ví dụ có thể đưa ra công thức đối với từng loại đê phá sóng.

Loại vấn đề này thường dễ thiết lập. Xác suất xuất hiện của tham số thiết kế thu được trực tiếp từ phân bố dài hạn độ cao sóng. Do loại vấn đề này sẽ được xem xét kỹ trong các phần về thiết kế các công trình phá sóng chúng ta sẽ không xem xét tiếp ở đây.

Trong loại vấn đề thứ hai, cấu trúc được thiết kế dựa trên cơ sở sóng đơn. Mục đích của chương này là xác định xác suất vượt qua của độ cao sóng thiết kế cho trước. Làm thế nào để thu được kết quả, nếu ta không muốn thiết kế cấu trúc đáp ứng đối với sóng cao nhất. Điều này không thể được, vì căn cứ vào các phân bố độ cao sóng trước đây thì đối với độ cao bất kỳ nào của sóng lựa chọn, đều có một phần trăm nhất định sẽ bị vượt qua. Một số rủi ro nào đó cần phải chấp nhận. Vấn đề ở đây là xác định giới hạn cho phép của rủi ro đó, đó là mục đích của chương 13. Nhiệm vụ của chúng ta bây giờ là xác định khả năng một độ cao sóng cho trước sẽ bị vượt qua trong một khoảng thời gian cho trước. Đối với nhiều bài toán như độ cao mặt bằng của một công trình ngoài khơi, thì số lần sóng ngập không quan trọng, chỉ cần một lần đỉnh sóng đi qua thì công trình đã bị hỏng.

Đối với một loạt các bài toán khác, thì vấn đề kéo dài của sóng ngập lại quan trọng. Ví dụ các đặc trưng thống kê của chuyển động tàu theo phương thẳng đứng rất quan trọng cho việc xác định độ sâu lạch tàu. Thông thường người ta quan tâm nhiều tới vấn đề nếu có hàng chục tàu bị gặp khó khăn khi đi trong kênh hơn là chỉ xảy ra đối với một tàu duy nhất.

Bài toán về độ cao mặt bằng của công trình không phức tạp bằng đối với độ sâu lạch tàu. Bài toán thứ nhất sẽ được đề cập tới trong phần tiếp của chương này, còn bài toán lạch tàu sẽ được xem xét kỹ trong tập II.

11.2 ĐẶT VẤN ĐỀ VÀ CÁCH TIẾP CẬN

Tiêu đề của bài toán đó là: “với khả năng bao nhiêu khi độ cao sóng thiết kế đã chọn, H_d , sẽ bị vượt một hoặc nhiều lần trong thời gian tồn tại, l , của cấu trúc?” Khả năng này sẽ bằng tổng các khả năng rằng H_d sẽ bị vượt n lần với $n > 1$. Tổng này thường rất khó được xác định. Sử dụng tính chất của xác suất: *khả năng xảy ra + khả năng không xảy ra = 1*, cho rằng chúng ta muốn xác định khả năng xảy ra thì từ tính chất vừa nêu ta có thể đánh giá thông qua khả năng không bao giờ xảy ra; điều này sẽ được đề cập thường xuyên trong các phần tiếp theo.

Mỗi cơn bão xuất hiện có thể được đặc trưng bởi giá trị cho trước của H_{sig} , độ cao sóng đặc trưng. Độ cao sóng này đặc trưng cho một chuỗi N sóng tác động lên công trình khi có bão. Số N sóng này được phân bố theo phân bố Rayleigh. Phân bố được đặc trưng bởi một tham số duy nhất là H_{sig} .

Có thể cho rằng độ cao sóng đặc trưng tuân theo phân bố tần số dài hạn tương tự thể hiện trên hình vẽ 10.3 trong chương trước.

11.3 PHÉP XỬ LÝ SỐ

Trước hết cho phép bàn luận về cách xác định N liên quan tới giá trị riêng của H_{sig} . Đôi khi, giá trị của N được đánh giá từ các băng ghi sóng trong quá trình phân tích để xác định H_{sig} , v.v... Một cách lựa chọn khác là chia khoảng bão bằng chính chu kỳ sóng đặc trưng rút ra trong khi giảm độ dài chuỗi số liệu. Trong mọi trường hợp, N được biết tương ứng với mỗi giá trị H_{sig} .

Trước hết, cho rằng một cơn bão chứa N sóng được đặc trưng bởi H_{sig} . Chúng ta chọn một giá trị độ cao sóng thiết kế bất kỳ H_d . Khả năng mà độ cao H_d vượt quá bất kỳ sóng nào sẽ là:

$$p(H_d) = e^{-2 \left(\frac{H_d}{H_{sig}} \right)^2} \quad (11.01)$$

Khả năng sóng này không bị vượt qua sẽ là:

$$1 - p(H_d) \quad (11.02)$$

Khả năng sóng này không vượt qua một loạt N sóng sẽ:

$$[1 - p(H_d)]^N \quad (11.03)$$

Cuối cùng, khả năng rằng độ cao sóng này, H_d , vượt qua cơn bão chứa N sóng sẽ:

$$E_1 = 1 - [1 - p(H_d)]^N \quad (11.04)$$

Như một khả năng lựa chọn khác, một số người muốn sử dụng xấp xỉ Poisson để xác định E_1 . Khi mà $P(H_d)$ còn nhỏ (thông thường đối với vấn đề của chúng ta) thì sự khác nhau ở đây không đáng kể. Trong trường hợp đó:

$$E_1 = 1 - e^{-NP(H_d)} \quad (11.05)$$

Bước tiếp theo là kết hợp khả năng này, E_1 , với khả năng rằng giá trị H_{sig} đã sử dụng trên đây cũng xuất hiện. Khả năng H_{sig} xuất hiện có thể lấy từ phân bố dài hạn của độ cao sóng đặc trưng. Các giá trị đưa ra trên đồ thị hình 10.3 cho ta thông tin về khả năng một giá trị cho trước của độ cao H_{sig} bị vượt qua. Chúng ta cần xác định gần đúng khả năng H_{sig} xuất hiện. Giá trị này, $p(H_{sig})$, có thể xem như khả năng độ cao sóng, $H_{sig} - \Delta H_{sig}$, bị vượt qua trừ đi khả năng độ cao $H_{sig} + \Delta H_{sig}$ bị vượt qua:

$$p(H_{sig}) = P(H_{sig} - \Delta H_{sig}) - P(H_{sig} + \Delta H_{sig}) \quad (11.06)$$

$p(H_{sig})$ là khả năng H_{sig} nằm trong khoảng :

$$(H_{sig} + \Delta H_{sig}) > H_{sig} > (H_{sig} - \Delta H_{sig}) \quad (11.07)$$

Khoảng này có độ rộng bằng $2\Delta H_{sig}$ được đặc trưng bởi giá trị nằm giữa chúng. Thông thường, giá trị $p(H_{sig})$ phụ thuộc vào giá trị đã chọn cho ΔH_{sig} . Mối phụ thuộc này sẽ không còn đáng kể và đạt giá trị rất nhỏ như được trình bày trong phần cuối mục này. Như một hướng đơn giản, có thể chọn ΔH_{sig} sao cho giá trị E_1 tính theo (11.05) không biến đổi nhiều nếu $H_{sig} \pm \Delta H_{sig}$ được sử dụng. Giá trị ΔH_{sig} vào khoảng 0,5 m.

Như vậy khả năng giá trị đã chọn H_{sig} sử dụng trong tính toán E_1 trên đây đã được xác định, chúng ta có thể xác định khả năng H_d xuất hiện trong một chu kỳ bão bất kỳ.

$$E_2 = p(H_{sig}) E_1 \quad (11.08)$$

Tuy nhiên, đây chỉ mới là bước mở đầu của việc giải bài toán. Rất có khả năng rằng H_d sẽ xuất hiện trong một trường sóng khác được đặc trưng bởi giá trị H_{sig} khác hoàn toàn nằm ngoài khoảng mô tả trong (11.7) mà chúng ta đã sử dụng cho đến bây giờ. Bởi vì giá trị mới của H_{sig} sẽ được sử dụng để thể hiện cho điều kiện bão khác, một giá trị E_1 khác cũng cần được tính mới. Để mang tính liên tục, chúng ta đưa thêm một chỉ số khác, i , đặc trưng cho giá trị đã chọn H_{sig} đối với cả E_1 lẫn E_2 . Phương trình 10.8 bây giờ có dạng:

$$E_{2i} = p(H_{sig} i) E_{1i} \quad (11.09)$$

trong lý thuyết chúng ta có thể chọn các giá trị H_{sig} đủ bao quát toàn bộ khoảng độ cao sóng bão – từ 0 cho đến độ cao sóng tối đa. Số lượng các khoảng đó, N , sẽ phụ thuộc vào giá trị của ΔH_{sig} đã chọn trước đây. Khi ΔH_{sig} tăng N sẽ

giảm về giá trị một vài E_{2i} . Trong thực tế, như sẽ được trình bày trong mục 11.4 không phải lúc nào cũng cần chọn các giá trị H_{sigi} trên toàn khoảng biến đổi độ cao sóng. Đối với giá trị H_d cho trước- nó sẽ trở nên hằng số cho toàn bộ bài toán- sẽ thấy rằng E_1 tăng lên cả trong khi $p(H_{sigi})$ giảm lẫn trong khi H_{sigi} tăng. Kết quả cho E_{2i} nhỏ cả trong khi H_{sigi} đạt tới hạn, cũng như khi giá trị E_{2i} trở nên rất nhỏ, vì thế không cần thiết phải tính toán đối với các giá trị H_{sig} rất lớn và rất bé. Kết quả này sẽ được trao đổi tiếp cùng với ví dụ trong mục 11.4.

Vì mỗi một cơn bão chỉ được đặc trưng bởi một giá trị H_{sigi} , hai cơn bão khác nhau không thể cùng xuất hiện đồng thời; các giá trị H_{sigi} có thể như nhau, nhưng sẽ tương ứng với các giá trị $p(H_{sigi})$ khác nhau. Tổng của tất cả giá trị có thể của $p(H_{sigi})$ cần phải bằng 1.

Khả năng độ cao sóng thiết kế, H_d , bị vượt quá ít nhất một lần trong một chu kỳ bão sẽ là:

$$E_3 = \sum_{i=1}^{N'} E_{2i} \quad (11.10)$$

Dựa vào các phân tích trên đây, khả năng sóng thiết kế không bị vượt sẽ là:

$$1 - E_3 \quad (11.11)$$

Hơn nữa, chúng ta biết (chương 10) rằng mỗi năm có thể có M cơn bão, và công trình của chúng ta có tuổi thọ l năm, thì cấu trúc chịu M_l cơn bão tác động đến. Khả năng rằng H_d không bị vượt qua trong suốt l năm sẽ là:

$$(1 - E_3)^{M_l} \quad (11.12)$$

và cuối cùng khả năng rằng độ cao sóng thiết kế H_d bị vượt qua tối thiểu một lần trong suốt quãng tồn tại của cấu trúc sẽ là:

$$p(H_d) = 1 - (1 - E_3)^{M_l} \quad (11.13)$$

Đây là mục tiêu hiện nay của chúng ta. Tất nhiên nếu chúng ta tìm thấy giá trị $p(H_d)$ không mong muốn – lớn quá hoặc nhỏ quá- thì công việc duy nhất đó là chọn (đoán) một giá trị khác của H_d và lặp lại toàn bộ quy trình – xem mục 11.6. Quy trình này có thể tiến hành thông qua dạng bảng được tiến hành đối với một giá trị H_d trong mục tiếp theo.

11.4 VÍ DỤ

Xác định khả năng độ cao sóng thiết kế H_d , có giá trị 30 mét, xuất hiện ít nhất một lần trong khoảng tồn tại, l , bằng 25 năm, đối với công trình trên Biển Bắc gần Dunlin. Các giá trị độ cao sóng và thời gian tồn tại được lấy theo giá trị phổ biến cho Biển Bắc.

Chúng ta chọn ΔH_{sig} bằng 0,5 mét và chọn các giá trị H_{sig} giá trị nguyên như trên cột 1 bảng 11.1. Cần thấy rằng các khoảng giới hạn (cột 2) đúng tại điểm nửa mét ngoại trừ phần cuối của bảng.

Các giá trị $p(H_{sig})$ trong cột 3 được lấy ra từ đồ thị hình 10.3 và $p(H_{sig})$ – cột 4 – là hiệu giữa các giá trị kê nhau trong cột 3.

Các giá trị chu kỳ sóng trung bình, \bar{T} , đưa ra trong cột 5 được xác định dựa vào phương trình 10.13 và giá trị cho trước đối với H_{sig} trong cột 1. Nếu như bất kỳ giá trị chu kỳ nào trong cột 5 quá nhỏ sẽ dẫn tới kết thúc vì $P(H_{sig})$ hơi lớn. Người đọc có thể kiểm tra điều này. Giá trị của N dựa vào công thức:

$$N = \frac{6 \times 3600}{T} \quad (11.14)$$

và được thể hiện trên cột 6.

Khi các giá trị H_{sig} (cột 1), $H_d = 30$ m, và N (cột 6) đã biết, $P(H_d)$ và tiếp đến E_i có thể tính theo 11.01 và 11.04 tương ứng. Các giá trị được thể hiện trên các cột 7 và 8. E_{2i} tính theo 11.09 được thể hiện trên cột 9. Tổng cột này cho ta

$$E_3 = 81,59 \times 10^{-6} \quad (11.15)$$

Bảng 11.1. Tính toán xác suất độ cao sóng thiết kế (trích)

Khu vực bắc Biển Bắc, $H_d = 30$ m, $l = 25$ năm

H_{sig}	khoảng giới hạn	$p(H_{sig})$	$p(H_{sig})$	\bar{T}	N	$p(H_d)$	E_i	E_{2i}
m	m	-	-	s	-	-	-	-
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)
	0	1,000						
1			0,21	3,94	5480	0,00	0,00	0,00
2	1.5	0,79	0,32	5,11	4230	0,00	0,00	0,00
3	2.5	0,47	0,20	5,96	3620	$1,30 \cdot 10^{-87}$	0,00	0,00
4	3,5	0,27	0,137	6,64	3250	$1,39 \cdot 10^{-49}$	0,00	0,00
--	--	--	--	--	--	--	--	--
20	19,5	10^{-6}	$1,6 \cdot 10^{-6}$	12,15	1780	$11,1 \cdot 10^{-3}$	1,000	$1,6 \cdot 10^{-6}$
		0,00	-----					
		$\Sigma = 1,000$				$E_3 = \Sigma E_{2i}$	$= 81,59 \cdot 10^{-6}$	

Với $M = 1460$ (bão kéo dài 6 giờ như trên hình 10.3) và $l = 25$ năm, có thể tính theo 11.13 với kết quả

$$p(H_d) = 0,949 \quad (11.16)$$

hay ta có khoảng 95% khả năng trong suốt 25 năm tối thiểu một lần sóng vượt qua 30 mét trên Biển Bắc. Điều này cho thấy khả năng quá cao đối với điều kiện sóng thiết kế. Một phần nguyên nhân đóng góp cho giá trị cao đó là chu kỳ sóng nhỏ dẫn đến các giá trị lớn của N và từ đó E_1 . Cơ sở lý luận cho việc xác định các giá trị có thể chấp nhận được đối với điều kiện thiết kế sẽ được trình bày trong chương 13.

Có thể thấy từ bảng 11.1 rằng, trong trường hợp đó, các tính toán đối với sóng $H_{sig} \leq 8$ m không đóng góp gì vào giá trị E_{2i} . Như vậy việc tính toán này có thể bỏ qua. Phần cuối khác của bảng cho thấy các tính toán dừng lại trong khoảng từ 19,5 m đến ∞ , được đặc trưng bởi $H_{sig} = 20$ m. Trong trường hợp đó, vì $E_1 = 1,000$ và giữ nguyên cho các giá trị H_{sig} cao hơn, các giá trị E_{2i} giống hoàn toàn $p(H_{sig})$. Nếu như có nhiều khoảng trên $H_{sig} = 20$ m được sử dụng cho tính tổng các giá trị $p(H_{sig})$ và E_{2i} sẽ giữ nguyên.

Các tính toán theo bảng thường cho kết quả khá tốt; đôi khi cũng có yêu cầu các máy tính số (dạng máy tính bỏ túi là đủ). Sau này, nếu muốn giảm các sai số do phép làm tròn số, nên tiến hành tính toán các cột 7, 8 và 9 cũng như tổng E_3 thông qua các biểu đồ có sẵn trên máy tính. Điều đó đã được dẫn ra trong bảng khi không làm tròn số trong quá trình tính.

11.5 PHƯƠNG HƯỚNG PHÁT TRIỂN

Những luận điểm cơ bản trong các phần trên có thể được củng cố và phát triển. Một số thí dụ đã cho thấy khả năng đó. Chẳng hạn việc phân tích khả năng biến đổi của độ thoáng đáy tàu trong lạch. Những phát triển mới nhất của luận điểm này thể hiện qua sự kết hợp thông tin về môi trường và các đặc trưng thống kê khác với những thông tin thống kê về vật liệu xây dựng và chất lượng của công nhân dẫn đến khả năng công trình bị hỏng. Chủ đề tổng thể này sẽ được đề cập đến trong các giáo trình về thiết kế thống kê và không được trình bày ở đây.

Trước khi kết thúc loại vấn đề này, cũng cần nhắc lại rằng phương pháp đã sử dụng chứa đựng rất nhiều phép đơn giản hoá. Trong một số vấn đề, ví dụ lực tác động sóng thiết kế hoặc vận chuyển cát trên bãi biển, các điều kiện tổng hợp phụ thuộc chủ yếu vào chu kỳ sóng và hướng sóng cũng như độ cao sóng. Điều này có thể trở nên quan trọng khi xét thời gian hiện diện của sóng độ cao một mét trong cả chuỗi sóng lừng kéo dài hay một đoạn ngắn sóng lặn. Phụ thêm các kiến thức trình bày trong mục 11.3 là các số liệu về hướng và chu kỳ chi tiết của sóng, nhưng trong khuôn khổ quyển sách này chúng ta sẽ không xem xét đến.

11.6 VẤN ĐỀ TIẾP CẬN NGHỊCH ĐẢO

Phương pháp trình bày trong mục 11.3 cho phép xác định khả năng rằng độ cao sóng thiết kế cho trước, H_d , bị vượt qua trong khoảng tồn tại, l , của công trình. Vấn đề ngược lại có thể là: Độ cao sóng, H_d , nào sẽ xuất hiện với khả năng cho trước, $p(H_d)$, sẽ bị vượt trong khoảng tồn tại, l , của công trình? Vấn đề nghịch đảo này không thể giải trực tiếp được. Quay trở về mục 11.3, ta có thể dễ dàng giải phương trình 11.3 đối với E_3 , nhưng phương trình 11.10 không thể giải được.

Không một giá trị nào của E_{2i} có thể biết được, vì vậy cách giải ngược này không thể có.

Trong thực tế, người ta có thể tiến hành tính toán cho toàn bộ chuỗi của các giá trị H_d như trình bày trong mục 11.3. Kết quả cho phép thiết lập tương quan giữa $p(H_d)$ và H_d . Tương quan này có thể xây dựng thành đồ thị cho phép nội ngoại suy dễ dàng.

11.7 VẤN ĐỀ THỨ HAI

Một loại vấn đề hoàn toàn khác có thể xuất hiện trong thực tế. Theo các quy trình thiết kế người ta có thể chỉ ra rằng công trình được thiết kế đối với sóng tối đa xuất hiện trong bão với khả năng vượt qua cho trước. Có thể viết điều đó như sau: “Thiết kế cho sóng cực đại trong bão 100 năm”.

Trên cơ sở các hiểu biết của chúng ta có thể nói rằng không thể bàn luận được về sóng cực đại, nó chỉ có nghĩa gây rắc rối đối với các kỹ sư và vụ lợi đối với các luật gia.

Là kỹ sư, chúng ta có hai cách tiếp cận. Thứ nhất, chúng ta có thể, không qua con đường trực tiếp, xác định độ cao sóng, H_d , có một khả năng vượt qua, E_b , trong một cơn bão cụ thể nào đó với khả năng vượt qua cho trước. Chúng ta có thể tìm được H_d tương ứng khả năng vượt qua, ví dụ, 1/1000 trong “bão 100 năm” tại Biển Bắc. Khái niệm “bão 100 năm” sẽ được phân tích trên cơ sở mục 10.3. Với R bằng 100 năm thì f sẽ bằng 1/100 với 1460 bão có khả năng xuất hiện trong một năm:

$$p(H_{sig}) = \frac{1}{(1460)(100)} = 6,849 \times 10^{-6} \quad (11.17)$$

Sử dụng kết quả đồ thị hình 10.3, ta có:

$$H_{sig} = 17,6 \text{ m} \quad (11.18)$$

và, sử dụng (10.14):

$$T = 11,58 \text{ s} \quad (11.19)$$

sẽ thu được thông qua (11.14)

$$N = 1860 \quad (11.20)$$

Biết rằng E_1 ở đây bằng 1/100, ta có thể xác định $p(H_d)$ bằng cách giải phương trình 11.04:

$$p(H_d) = 1 - (1 - E_1)^{1/N} \quad (11.21)$$

hay khi thay thế các giá trị

$$p(H_d) = 1 - \left(1 - \frac{1}{1000}\right)^{1/1860} = 0,538 \times 10^{-6} \quad (11.22)$$

Phương trình 10.01 có thể giải đối với H_d :

$$H_d = H_{sig} \sqrt{-\frac{1}{2} \ln P(H_d)} \quad (11.23)$$

Cuối cùng thu được:

$$H_d = 47,3 \text{ mét.}$$

Cách tiếp cận thứ hai dựa vào tính toán cực đại độ cao sóng có thể có trong cơn “bão thiết kế” đã chọn. Điều tốt nhất và cũng là khó nhất là cần sử dụng các chuỗi đo sóng dài ngày với bước cho trước (ví dụ 6 giờ), đối với mỗi chuỗi được đặc trưng bởi giá trị lựa chọn H_{sig} . Mỗi chuỗi sẽ bao gồm một số sóng nhất định, chẳng hạn N . Nếu ta có các chuỗi như vậy thì chỉ cần lấy các giá trị sóng cực đại của các chuỗi và tiến hành phân tích thống kê. Độ cao sóng cực đại có khả năng nhất có thể lấy theo mật độ xác suất cao nhất của mẫu phân tích. Nếu như các chuỗi số liệu sóng đều tuân thủ phân bố Rayleigh thì vấn đề có thể giải quyết bằng phương pháp lý thuyết. Kết quả sẽ là:

$$H_d = \frac{1}{\sqrt{2}} H_{sig} \sqrt{\ln N} \quad (11.24)$$

Sử dụng phương trình này và các số liệu đã có trên đây, ta thu được:

$$H_d = \frac{1}{\sqrt{2}} 17,6 \sqrt{\ln(1840)} = 34,15 \text{ m} \quad (11.25)$$

Bằng cách này, cũng thu được kết quả tương tự nếu như thay $P(H_d) = 1/N$ vào phương trình 11.01.

12 SỐ LIỆU SÓNG

W.W. Massie

12.1 MỞ ĐẦU

Trong các chương 10 và 11 chúng ta đã sử dụng số liệu độ cao sóng mà không đề cập nhiều đến phương pháp thu thập các số liệu đó. Trong chương này chúng ta trình bày một cách ngắn gọn bằng cách nào để có được các thông tin cần thiết này.

12.2 CÁC SỐ LIỆU HIỆN CÓ

Các cơ quan nhà nước tại nhiều nước đã tập hợp được số liệu sóng và dòng chảy tại một số khu vực thuộc chủ quyền của mình. Một số trong đó đã được công bố, một phần lớn được cung cấp theo yêu cầu, và cũng có một số được giữ bí mật. Tập tài liệu của Dorrestein (1967) là một trong những công bố tốt nhất. Các thông tin được cung cấp trong dạng bảng số.

Nhìn chung loại thông tin cần thiết trên được lưu trữ tại các cơ quan quản lý thời tiết và thủy văn quy mô quốc gia. Trên quy mô địa phương các quan trắc thường phục vụ cho công tác thiết kế vì vậy chúng được lưu trữ tại các cơ quan như các công ty hoặc sở.

Một số cơ quan thủy văn lớn có các số liệu gió, sóng và dòng chảy trên phạm vi lớn, toàn cầu. Có lẽ nơi có khả năng cung cấp số liệu lớn nhất quy mô toàn cầu thuộc Hải quân Liên Hiệp Vương quốc Anh. Cơ quan thủy văn Hải quân Hoa kỳ cũng có một tập hợp số liệu đáng kể.

12.3 CHƯƠNG TRÌNH ĐO ĐẠC

Tuy nhiên vẫn có những vùng biển hầu như không có số liệu. Vậy chúng ta cần làm gì? Tất nhiên trong điều kiện có tiền và thời gian thì cần tiến hành chương trình đo đạc. Độ kéo dài của chương trình đo đạc cũng khác nhau. Trong một số trường hợp chu kỳ quan trắc có thể kéo dài phụ thuộc vào mối tương quan đồng thời giữa số liệu đo tại khu vực với chuỗi số liệu dài ngày tại một vị trí gần đó. Chuỗi số liệu không nên chỉ giới hạn đo đạc sóng, mà trong trường hợp có thể nên tìm mối tương quan với số liệu gió.

Có nhiều loại dụng cụ, máy móc đo độ cao sóng. Một số dựa vào đo trực tiếp mực nước biển, số khác đo gia tốc mặt nước theo phương thẳng đứng. Loại thứ ba đo đạc chênh lệch áp suất tại một điểm nào đó trong nước. Chúng ta sẽ không đi sâu vào các thiết bị đo đạc đó.

12.4 SỬ DỤNG CÁC SỐ LIỆU THAY THẾ

Nhiều khi có thể tính toán số liệu sóng theo thông tin khi tượng. Những dạng số liệu này có thể lấy từ các tàu thuyền và được công bố trong dạng các tập bản đồ chuyên về gió hay áp suất. Các số liệu gió có thể sử dụng trong các công nghệ dự báo sóng.

Có phải lúc nào cũng có mối tương quan giữa sóng và gió? Không hoàn toàn như vậy, vì vẫn có lúc sóng tồn tại không có gió (sóng lừng) và gió không tạo ra sóng (khi gió thổi từ bờ ra không tạo ra sóng lớn).

Làm thế nào để có số liệu sóng từ số liệu áp? Gió thường được dự báo theo gradient áp suất. Sự cân bằng giữa lực gradient áp suất, lực Coriolis và lực ly tâm sẽ cho ta vận tốc gió. Việc tính toán này cũng đơn giản như khi ta tính dòng chảy đại dương được trình bày trong chương 3 của tập này. Mỗi khi đã có gió ta có thể sử dụng các công nghệ dự báo sóng.

Ưu thế của dự báo so với đo đạc hiện trường được thể hiện thông qua mức độ cung ứng nhanh lại được tiến hành trong văn phòng. Tuy nhiên những dự báo này đòi hỏi nhiều công việc liên quan kể cả mối phụ thuộc vào số liệu quan trắc.

12.5 PHƯƠNG PHÁP DỰ BÁO SMB

Bretschneider (1952) đã hiệu chỉnh tương quan dự báo bán thực nghiệm của Sverdrup và Munk (1947) và thu được công nghệ được gọi là phương pháp Sverdrup-Munk-Brescheneider (SMB).

Trong cơ sở của phương pháp này có 3 phương trình không thứ nguyên:

$$\frac{gH_{sig}}{U_w^2} = 0,283 \tanh(0,0125\phi^{0,42}) \quad (12.01)$$

$$\frac{gH_{sig}}{U_w} = 7,540 \tanh(0,077\phi^{0,25}) \quad (12.02)$$

$$\frac{gd}{U_w} = 6,5882 \exp\{0,0161(\ln \phi)^2 - 0,3692 \ln \phi + 2,2024\} + 0,8798 \ln \phi \quad (12.03)$$

và

$$\phi = \frac{gF}{U_w^2} \quad (12.04)$$

trong đó:

F là độ dài đà sóng,

g là gia tốc trọng trường,

H_{sig} là độ cao sóng đặc trưng,

d là thời gian tác động của gió,

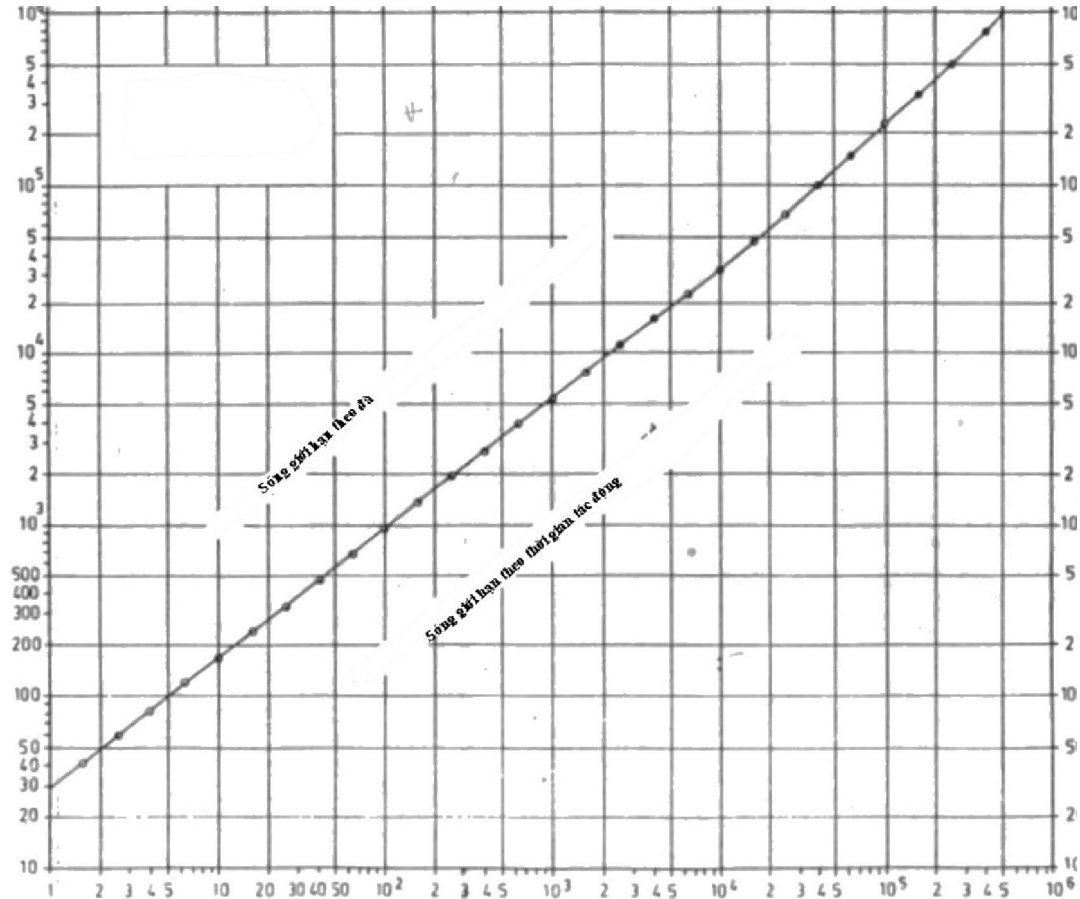
T_{sig} là chu kỳ của sóng đặc trưng,

U_w là vận tốc gió, và

ϕ là tham số xác định theo (12.04)

Do phương trình 12.03 thường rất phức tạp cho sử dụng vì đòi hỏi xác định tham số ϕ tương ứng giá trị (gd/U_w) , phương trình này được thể hiện trên hình 12.1.

Những phương trình này chỉ đúng cho điều kiện nước sâu. Việc sử dụng chúng trong thực tiễn theo các bước sau:



Hình 12.1. Tương quan các đặc trưng sóng với đà sóng và thời gian tác động

(trục tung: tham số thời gian (gd/U_w) , trục hoành: tham số đà sóng ϕ)

Các đặc trưng như khoảng cách đà, F , vận tốc gió, U_w , và độ kéo dài của gió, d , được xác định từ các nguồn số liệu sẵn có.

ϕ được xác định từ 12.04

Bảng 12.1 Số liệu về sự phát triển của sóng

Cấp Baufort	Giới hạn vận tốc gió	Đà sóng cực tiểu	Thời gian tác động tối thiểu	Giới hạn độ cao đặc trưng sóng	Giới hạn chu kỳ sóng	Chu kỳ trung bình	Mô tả trạng thái biển
-	m/s	km	h	m	s	s	-
0	đến 0,5	-	-	-	-	-	Mặt gương
1	0,5-1,5	đến 9	đến 0,3	đến 0,2	đến 0,7	0,5	Sóng lăn tăn
2	2,1-3,1	10-15	0,3-0,7	0,03-0,09	0,4 – 2,8	1,4	Sóng vừa, chưa đổ
3	3,6-5,2	18-19	1,0-2,4	0,3-0,4	0,8-6,0	2,5	Sóng có đỉnh bắt đầu đổ
4	5,7- 8,3	30 - 75	3,8 – 6,6	0,7 – 1,4	1,0 – 8,8	4,0	Sóng có đầu bạc
5	8,7- 10,8	100-140	8,3-10	1,9-2,4	2,5-11	5,4	Sóng đa dạng, bạc đầu nhiều
6	11,3- 14,0	180-330	12-17	3,0-4,6	3,4-15	6,8	Sóng lớn, nhiều bọt và tia nước
7	14,4-17	420-630	20-27	5,5-7,9	4,5-18	8,5	Bọt trắng phát triển mạnh
8	17-21	780-1300	30-42	9,1-13,7	5,5-22	10,5	Bọt trắng bao phủ, tia nước làm giảm tầm nhìn
9	21-24	1500- 2100	47-57	15-20	7,0-25	12,5	Bọt trắng bao phủ tầm nhìn hạn chế
10	24-28	2300- 3300	63-81	22-29	7,5-30	14,7	Bọt trắng phủ toàn biển
11	29 - 33	3900- 4600	88 -101	31 - 38	8,5 - 32	16,7	Bọt bị cuốn bay theo gió
12	Hơn 33						Khí quyển đầy bọt Tầm nhìn tối thiểu

Tính tham số (gd/U_w) theo cùng thứ nguyên như khi xác định ϕ .

Sử dụng hình 12.1 trên cơ sở hai tham số vừa được xác định ở các bước trên.

Nếu các tham số nằm phía trên đường cong trong hình thì độ cao sóng được xác định theo đà sóng căn cứ vào tham số ϕ đã xác định ở bước b. Ngược lại, khi điểm các tham số nằm dưới đường cong thì độ cao sóng xác định theo độ kéo dài d , tính toán theo giá trị nhỏ nhất của ϕ xác định theo tham số độ kéo dài và giới hạn đường cong.

Sử dụng giá trị đã kiểm tra của ϕ , các tham số sóng H_{sig} và T_{sig} có thể được xác định thông qua phương trình 12.01 và 12.02

f. Các độ cao sóng với những xác suất xuất hiện có thể xác định dễ dàng theo các phương pháp trình bày trong chương 11.

Những phương pháp giải khác dựa vào toán đồ được trình bày trong tập I quyển *Cảm nang bảo vệ bờ* (1973).

Bảng 12.1 được lấy theo Saunders (1965) dẫn ra một số số liệu đặc trưng cho điều kiện sóng phát triển hoàn toàn. Các điều kiện sóng được dẫn ra cho vận tốc gió lớn hơn cấp 8 Beaufort, điều mà chúng ta ít gặp trong tự nhiên. Tuy nhiên vẫn có thể xảy ra sóng với độ cao đặc trưng tới 15 mét với gió cấp 11 trong một khoảng thời gian ngắn.

Một hạn chế đã được sử dụng trong các tính toán trên là việc cho hướng và vận tốc gió không đổi trong toàn bộ khoảng thời gian phát triển sóng trên cả khoảng cách đà sóng. Hạn chế này đang được giảm bớt dần khi sử dụng các phương pháp dự báo sóng sau này

13 . THIẾT KẾ TỐI ƯU

E.W. Bijker, A.Paape

13.1 MỞ ĐẦU

Một vấn đề đã được đề cập đến trong chương 11 liên quan tới một số rủi ro có thể chấp nhận trong thiết kế các công trình kỹ thuật. Câu hỏi đầu tiên đặt ra là “sự rủi ro cơ bản nào cần được xử lý?”

Trong chương này chúng ta chỉ tiến hành trao đổi những nét chung. Các ứng dụng kỹ thuật chuyên sâu về kỹ thuật bờ sẽ được xem xét muộn hơn trong tập sau của giáo trình này. Kỹ thuật thiết kế tối ưu có thể sử dụng trong nhiều vấn đề của các dự án.

13.2 CHỈ TIÊU DỰ ÁN

Dự án bền vững đối với kỹ thuật thiết kế tối ưu cần thoả mãn các chỉ tiêu sau đây:

1. Cần phải có các giải pháp lựa chọn cho thiết kế. Chỉ cần có các công trình tương tự với một số chi tiết khác chẳng hạn như kích thước hoặc độ bền.
2. Có thể đánh giá giá cả xây dựng của các thiết kế lựa chọn.
3. Có thể xác định khả năng hư hỏng của các thiết kế lựa chọn.
4. Tổn thất kinh tế tổng cộng do hư hại của công trình có khả năng xác định được.

Chúng ta đã thấy trong chương 11 rằng chỉ tiêu thứ 3 có thể đánh giá đối với một số loại công trình ngoài khơi. Điều khó khăn nhất ở đây chính là việc đánh giá chỉ tiêu 4. Hậu quả kỹ thuật do “hư hại” công trình có thể dễ dàng xác định; nhưng các hậu quả xã hội, môi trường và tâm lý rất khó đánh giá bằng các chỉ số kinh tế. Tuy nhiên chúng ta sẽ trình bày cách đánh giá thông qua các chỉ số kinh tế.

13.3 CÁC THỦ TỤC TỐI ƯU HOÁ

Quá trình tối ưu hoá được tiến hành như sau:

- a. Một thiết kế cần được lựa chọn trong số các thiết kế nêu ở chỉ tiêu 1.
- b. Đối với thiết kế này, tổng vốn đầu tư xây dựng cần được đánh giá thông qua các đơn vị chuyển đổi ví dụ qua giá trị đồng tiền lưu hành.
- c. Bằng cách nhân khả năng hư hỏng được xác định trong chỉ tiêu 3 với hậu quả kinh tế của sự hư hỏng đó chúng ta thu được giá trị tiền tệ của tổn thất chung có thể xảy ra trong thời gian tồn tại của thiết kế.
- d. Chúng ta có thể tiến hành các bước từ 1 đến 3 đối với các thiết kế lựa chọn khác.

Mỗi khi các bước nêu trên đã được tiến hành, chúng ta có thể lựa chọn thiết kế với giá tổng cộng (tổng của giá xây dựng và tổn thất do hư hại) nhỏ nhất. Đó chính là phương án tối ưu của chúng ta.

Một cách lựa chọn khác có thể ứng dụng được trình bày theo các bước sau đây:

- a. Một thiết kế cần được lựa chọn trong số các thiết kế nêu ở chỉ tiêu 1.
- b. Đối với thiết kế này cần xác định giá tổn thất hàng năm và giá xây dựng. Thể hiện hai loại giá này trong đơn vị kinh tế tương ứng.
- c. Chọn tiếp thiết kế thứ hai và cũng tiến hành xác định các giá cả tương tự như trên.
- d. Đánh giá thiết kế thứ hai với việc so sánh với thiết kế thứ nhất theo sự biến đổi của giá xây dựng và giá tổn thất.
- e. Thông thường, chỉ khi giá xây dựng tăng ít hơn giá tiết kiệm được do giảm tổn thất thì mới chọn thiết kế thứ hai, biết rằng giá xây dựng công trình theo thiết kế thứ hai cao hơn. Lặp lại các bước như trên cũng sẽ dẫn tới một kết quả tối ưu giống như kết quả theo thủ tục tối ưu trước.

Các ví dụ về kỹ thuật thiết kế tối ưu được dẫn ra trong các tập II, III, và IV của giáo trình này.

13.4 CÁC TIẾP CẬN ẨN

Có thể hiểu rằng các giá cả tổn thất bao gồm các giá trực tiếp và gián tiếp. Không phải lúc nào tổn thất cũng chỉ do sửa chữa hoặc thay thế, mà còn có các mất mát do phải ngừng sản xuất hoặc tổn thất về người.

Mặt khác, cách tiếp cận trên đây cho rằng tiền có thể quyết định cho việc tối ưu hoá. Có thể xảy ra trường hợp khi chỉ có một khối lượng đầu tư hạn chế trong thời điểm hiện nay, người ta lựa chọn thiết kế với giá xây dựng thấp hơn nhưng lại có giá tổn thất lớn. Cách tiếp cận tương tự có thể kéo theo nhiều nguyên tắc kinh tế, tài chính như lượng tiền mặt chẳng hạn, chúng ta sẽ không đi sâu trình bày vấn đề này nữa.

Một điều kiện liên quan cần chú ý trong tối ưu hoá là sự hiện diện các quy tắc, quy phạm thiết kế. Thông thường các thiết kế cần đáp ứng tất cả các quy phạm thiết kế được luật pháp quy định. Có thể nhận thấy rằng những quy phạm này có khả năng làm cho các bản thiết kế trở nên cứng nhắc, bảo thủ liên kết với các chỉ tiêu tối ưu hoá của chúng ta.

14 LỊCH SỬ PHÁT TRIỂN CẢNG

E.W. Bijker

14.1 MỞ ĐẦU

Sau khi các thông tin cơ bản đã được trình bày trong 13 chương đầu, chúng ta chuẩn bị ứng dụng chúng cho một số vấn đề đặc trưng của công trình bờ. Chúng ta bắt đầu các nghiên cứu ứng dụng từ việc xem xét vấn đề cũ nhất trong 3 vấn đề đã được nhắc đến trong chương 1 đó là đảm bảo cảng an toàn cho tàu thuyền. Các chi tiết khác nhau của vấn đề cảng sẽ hình thành nên nội dung của 10 chương tiếp theo của tập này. Một số chi tiết khác cũng sẽ được đề cập trong tập II; các công trình phá sóng được trình bày riêng.

Những khía cạnh lịch sử được lấy từ công trình của Bijker (1974).

14.2 GIAI ĐOẠN ĐẦU

Ban đầu, các cảng được xây dựng tại những khu vực thoả mãn cả hai điều kiện liên kết tốt với phần trong đất liền và được bảo vệ khỏi các tác động xấu của biển. Những tác động xấu của biển bao gồm tác động tự nhiên (sóng và dòng chảy) và con người (cướp biển). Do xung quanh các cảng cần có các công trình vì vậy chúng được lựa chọn tại vùng sâu trong đất liền. Thông thường các cảng được xây dựng dọc các sông và cửa sông. Ví dụ cảng New Orleans nằm trên bờ sông Mississippi cách cửa biển hơn 100 km.

Do hàng trăm năm trước đây các tàu thuyền thường nhỏ, có độ mớn nước bé nên có thể đi lại dễ dàng qua nhiều vùng nước nông thường gặp trên các đường thuỷ. Điều này cũng yêu cầu các hiểu biết đầy đủ về điều kiện tự nhiên của đường thuỷ. Vậy sẽ có những lợi thế và nhược điểm nào đối với việc cập cảng của các con tàu? Có thể nói rằng nếu có sự bất lợi trong thương mại thì trong bão vệ khỏi cướp biển sẽ có lợi thế hơn.

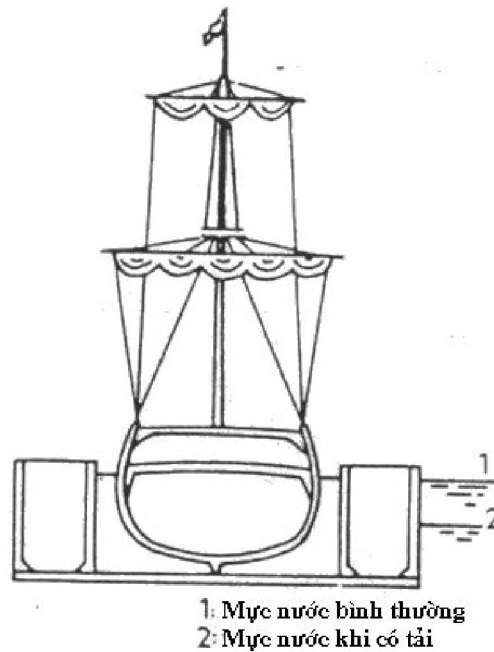
Thời gian qua đi, các con tàu càng ngày càng trở nên to hơn và vấn đề nước nông các trở nên cấp bách. Khả năng lái tàu càng trở nên tốt hơn, khi những người lái hiểu rõ hơn các lạch sâu. Các nhà phát minh cũng tìm cách làm giảm độ sâu mớn nước cho các con tàu. Một cách thành công sử dụng các “ship camel” - “thuyền lạc đà” đã được ứng dụng để đưa các con tàu vượt qua doi cát gần đảo Pampus trước khi đi vào cảng Amsterdam. Sơ đồ của thuyền lạc đà được thể hiện trên hình 14.1; đây thực tế là tiên thân của các âu tàu nổi hiện đại.

14.3 TÁC ĐỘNG CỦA NẠO VẾT

Hơn một trăm năm trước đây những nhà phát minh cũng đã đưa ra ý đồ làm sâu các vùng nước nông bằng các máy xúc – nạo vét. Nhiều khi người ta đã tạo ra

một lạch tàu hoàn toàn mới. Cả hai cảng lớn của Hà lan là Amsterdam và Rotterdam đều được đảm bảo bằng kỹ thuật nạo vét. Tại cả hai cảng đó đều do nạo vét mà có được các lạch tàu nhân tạo nối liền cảng với biển. Điều thú vị là hai cảng này đã lựa chọn các lạch tàu nhân tạo rộng và sâu thay cho các lạch tàu tự nhiên. Cảng Amsterdam đã không sử dụng kênh Bắc Hà lan nối liền Den Helder mà thay bằng kênh Biển Bắc tạo nên đường nối ngắn nhất với Ijmuiden. Đường thuỷ Rotterdam cũng là công trình do con người tạo ra.

Hình 14.1. Âu thuyền “lạc đà”



14.4 CÁC HƯỚNG PHÁT TRIỂN HIỆN ĐẠI

Các con tàu càng lớn thì vấn đề nạo vét để mở và duy trì các lạch trên một khoản cách dài đã trở thành một vấn đề kinh tế. Mặt khác việc các tàu chở dầu hiện đại đi qua các lạch tàu như vậy cũng là một vấn đề đối với giao thông. Vì những lạch tàu thường đi qua các khu tập trung dân cư, vấn đề tổn thất đối với xã hội do các sự cố luôn được đặt ra. Hơn nữa đối với các tàu chở các hàng hoá giá trị cao như các container thì thời gian khi đi dọc các lạch tàu dài cũng làm tăng tổn thất kinh tế. Nhìn chung có thể nói rằng hàng hoá đi trên đất liền nhanh hơn đi trên biển.

Những nguyên nhân trên, đồng thời với sự giảm nguy cơ cướp biển đã dẫn đến sự phát triển các cảng gần đường bờ hơn. Các cảng Maasvlakte và Europoort ở Rotterdam là những thí dụ về giải pháp trên. Nhiều cảng khác như London, Amsterdam, và Hamburg cũng đã có các kế hoạch phát triển tương tự. Rất nhiều cảng mới được phát triển trên các vùng đất được lấp mới. Sự đất đỏ của các vùng đất đô thị cổ cũng góp phần đưa các cảng đi ra phía biển.

Xu thế dịch chuyển nêu trên còn chưa đến hồi kết. Một số trang bị cơ sở biển khơi cũng được phát triển rất nhanh. Chúng ta cần nghĩ tới xây dựng một đảo

cảng trên biển hoặc phát triển và ứng dụng các phao neo đơn có thể thay thế các cảng truyền thống đối với một số chủng loại tàu vận tải.

Trong 10 chương tiếp theo chúng ta sẽ xem xét chi tiết một số vấn đề chuyên về cảng.

15 CÁC LẠCH TÀU

W.W. Massie

15.1 MỞ ĐẦU

Chúng ta có thể đưa ra kết luận từ chương trước rằng tất cả các công việc nạo vét nhằm mục đích tạo điều kiện thuận lợi cho các tàu to có thể đi lại trong các cảng và cửa sông. Một phần lớn các công việc nạo vét hiện nay liên quan ít nhiều tới vùng biển hở nhằm tạo ra các lối vào an toàn cho các tàu lớn. Ví dụ lạch tàu cảng Rotterdam đi xa về phía biển tới hơn 35 km, và đây chưa phải là ví dụ tới hạn. Vậy hậu quả gì có thể gây nên trên biển đối với các lạch nêu trên? Sau đây là phần trả lời câu hỏi đó.

15.2 CÁC VẤN ĐỀ LIÊN QUAN

Khi các lạch sông được nạo vét sâu nhằm cho phép các tàu lớn đi lại, chúng ta cần chú ý tới dòng chảy và vận chuyển trầm tích chủ yếu dọc theo các lạch đó. Mỗi khi có hiện tượng trầm tích thì thông thường khi đạt tới lạch tàu chúng sẽ bị dòng chảy đưa đến phần cuối của lạch. Các con tàu có thể gặp thuận lợi hay khó khăn khi đi trong điều kiện dòng chảy mạnh theo hướng thuận hay ngược dòng.

Vậy trạng thái trên có bị thay đổi khi ra tới biển không? Câu trả lời là có. Thông thường dòng chảy và vận chuyển trầm tích đều tạo một góc với hướng trục lạch tàu. Dòng trầm tích theo hướng vuông góc với lạch tàu thường rất cao khi lạch tàu đi qua vùng nông nhất của dải ven bờ. Nguyên nhân chủ yếu do dòng trầm tích do sóng đổ dọc các bờ biển kề cận. Các sóng đổ này cũng hình thành nên dòng cắt ngang kênh tại khu vực gần cửa, điều này rất nguy hiểm đặc biệt khi tàu chuyển động chậm. Đây là một lý do xây dựng các đê phá sóng từ bờ ra tại các cảng hay cửa sông với mục đích cắt ngang hoặc tối thiểu cũng giảm được hay làm phân tán dòng chảy và vận chuyển trầm tích dọc bờ. Về các công trình phá sóng sẽ được đề cập riêng trong chương 18 của giáo trình này. Nguyên nhân và tác động của dòng dọc bờ và vận chuyển trầm tích sẽ được giới thiệu tổng quát trong chương 26 và được trình bày chi tiết trong tập II.

Xa hơn về phía biển, ngoài khu vực sóng đổ, các vấn đề liên quan trở nên đơn giản hơn. Tại đây chỉ còn có dòng chảy và vận chuyển trầm tích do triều nhưng chúng không tạo nên vấn đề gì đặc biệt như đối với khu vực ven bờ đã được trình bày trên đây.

Tuy nhiên lại có thể xuất hiện những vấn đề nghiêm trọng ở ngoài khơi. Do vị trí và hệ thống điều khiển trở nên kém chính xác hơn; bề rộng của lạch cần đủ rộng để tàu không bị vấp vào cạn. Sóng ở đây cũng trở nên dữ dội hơn. Như vậy

vấn đề đảm bảo lạch tàu an toàn cũng trở nên khó khăn hơn và việc nạo vét lạch tàu cũng gặp phải những khó khăn tương tự.

15.3 VẤN ĐỀ TỐI ƯU HOÁ

Như vậy trong khi lựa chọn các thiết kế cần quan tâm tới các lạch dẫn tàu. Giải pháp lựa chọn ở đây là các kích thước rộng và độ sâu khác nhau. Và để có lời giải tốt chúng ta cần sử dụng phương pháp tối ưu hoá. Quy trình tối ưu hoá sẽ được đề cập tới trong tập II. Vấn đề xây dựng và nạo vét được trình bày trong các chương tiếp theo.

16 CÁC THIẾT BỊ NẠO VẾT

L.E. van Loo

16.1 MỞ ĐẦU

Vấn đề nạo vét luôn được xem là cần thiết đối với các cảng sông và biển hiện đại. Vỡ loại thiết bị nào được xem là tốt nhất? Sau khi giải thích nguyên lý chung của các thiết bị nạo vét chúng ta sẽ liệt kê và mô tả các loại thiết bị nạo vét hiện hành. Tuy nhiên những trình bày dưới đây chưa thể xem là đầy đủ được, vì vậy cần tham khảo thêm các giáo trình chuyên đề.

16.2 CÁC NGUYÊN LÝ CƠ BẢN

Phần lớn các máy nạo vét đều dựa trên nguyên lý máy hút thủy lực. Những máy này được trang bị hệ thống bơm ly tâm cho phép hút hỗn hợp nước và bùn cát. Bùn cát chuyển động tương tự như các chất lơ lửng trong dòng nước.

Tỷ lệ giữa bùn cát và nước trong hỗn hợp đó là hết sức quan trọng tạo nên hiệu quả của công việc. Tỷ lệ này phụ thuộc vào bản thân máy cũng như vật liệu đáy. Lượng hỗn hợp biến đổi từ 1 đến 2 đối với bùn và từ 3 đến 5 đối với cát trung bình ($d \approx 250 \mu\text{m}$). Đối với sỏi và đá thì tỷ lệ này thường cao hơn vào khoảng từ 10 đến 12.

Do các loại bơm và công suất của chúng được cố định nên lượng hỗn hợp hút được hay sản lượng hút phụ thuộc mạnh vào các tỷ lệ nêu trên.

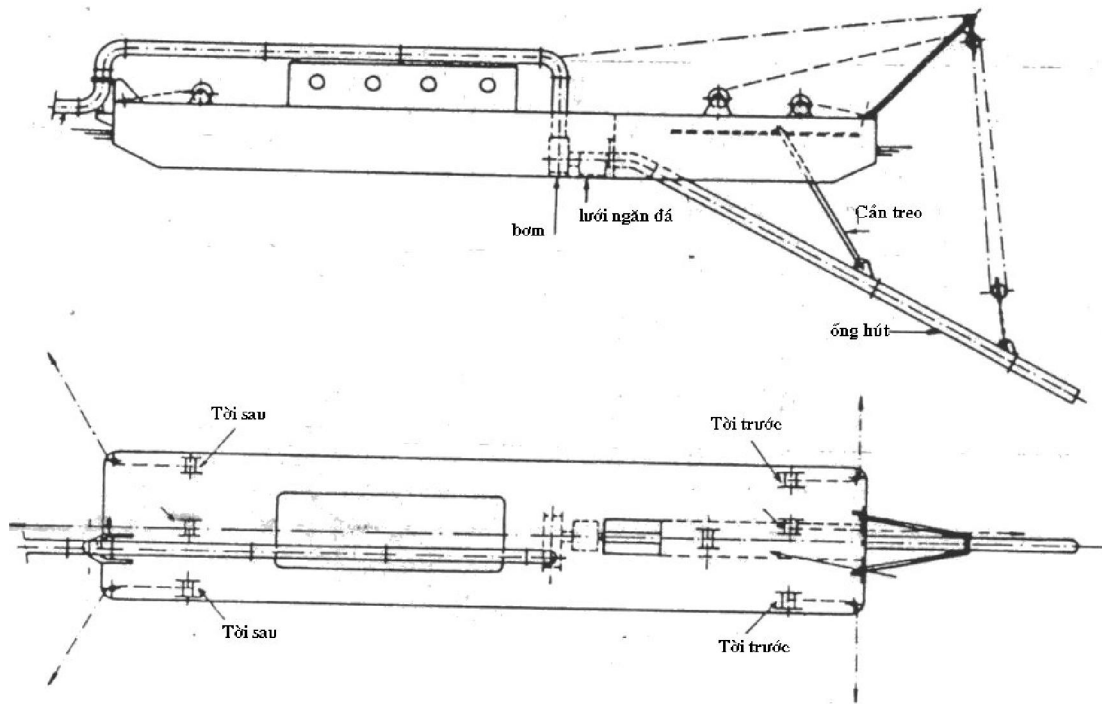
Đầu ra của các ống dẫn thường tăng lên khi kích thước hạt tăng. Còn độ dài cực đại của ống dẫn lại giảm khi kích thước hạt tăng bởi vì áp suất của đầu bơm gần như không đổi. Một số công thức thực nghiệm cho phép tính toán kích thước ống dẫn với độ chính xác chưa thật cao đã được xây dựng, có thể xem thí dụ trong Furboter (1961).

Về lý thuyết, có thể giảm tổn thất cột nước bằng cách giảm vận tốc. Tuy nhiên điều này có những giới hạn nhất định, bởi vì vận tốc chỉ có thể giảm đến mức khi các vật liệu trong hỗn hợp vẫn giữ được trong trạng thái lơ lửng.

Vận tốc tối hạn này sẽ tăng lên khi kích thước và tỷ trọng hạt tăng cùng với đường kính ống dẫn.

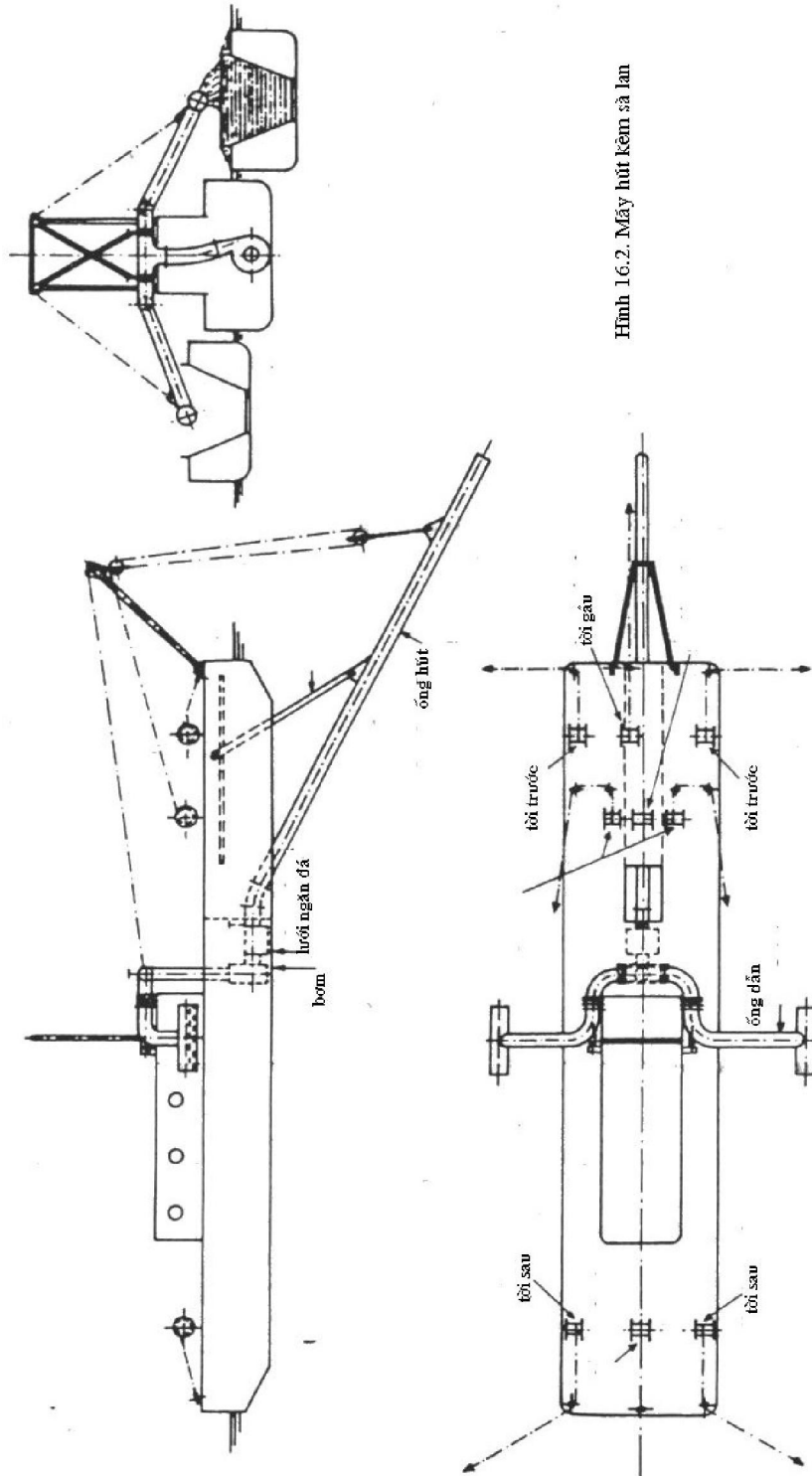
16.3 MÁY HÚT PHẪNG

Đây là một trong những loại máy hút phổ biến ở Hà lan. Trên hình 16.1 cho ta sơ đồ của chúng cho phép đổ qua các ống dẫn nổi. Trên hình 16.2 cho thấy một dạng khác được thiết kế kèm theo các ca- nô cặp mạn.



Hình 16.1. Máy hút dạng phẳng

Những máy hút loại này thường phát huy hiệu quả đối với các vật liệu cát. Nếu như phần đầu của ống hút có lắp đặt vòi phun nước mạnh thì có thể đạt tới các lớp cát sâu.



Hình 16.2. Máy hút kèm sả lan

Các máy hút này được giữ bởi 6 neo và chuyển động từ từ theo neo trước. Loại máy hút này làm việc tốt trong điều kiện địa hình đáy ghồ ghề vì vậy có thể sử dụng cho các yêu cầu san lấp.

Giá cả vận chuyển một đơn vị bùn cát bằng loại máy này thường không cao.

Năng suất của các máy hút này phụ thuộc vào nhiều yếu tố trong đó có kích thước hạt, độ xốp cũng như hình dáng hố đào.

Nhằm mục đích tăng độ sâu hút người ta cố gắng đặt bơm sâu dưới nước. Thông thường bơm được đặt trên ống hút khác với vị trí được thể hiện trên hình vẽ. Trong một số trường hợp người ta sử dụng đồng thời 2 bơm: 1 trên tàu và 1 trên ống hút. Mối tương quan giữa các yếu tố ảnh hưởng lên mức độ hoàn thiện của tàu hút được mô tả thông qua “phương trình máy hút”. Phương trình này được rút ra từ việc xem xét sự biến đổi áp suất dọc bên trong ống hút từ đầu vào đến bơm. Có thể thấy điều đó trên hình 16.3.

$$(p^* + Z_s)\gamma_w = \left(Z_s - Z_p + f \frac{V_s^2}{2g} \right) \gamma_m \quad (16.01)$$

trong đó:

f hệ số tổn thất thủy lực từ đầu vào ống hút đến bơm,

g gia tốc trọng trường,

V_s vận tốc dòng trong ống hút,

p^* áp suất chân không tại đầu vào của bơm thể hiện qua độ cao cột nước,

Z_p độ sâu đặt bơm,

Z_s độ sâu đầu vào ống hút,

γ_m trọng lượng riêng của hỗn hợp, và

γ_w trọng lượng riêng của nước.

Giá trị phổ biến của f nằm giữa 2,5 và 3,5.

Nếu như nồng độ của hỗn hợp được thể hiện trong thứ nguyên thể tích, c_v , thì ta có:

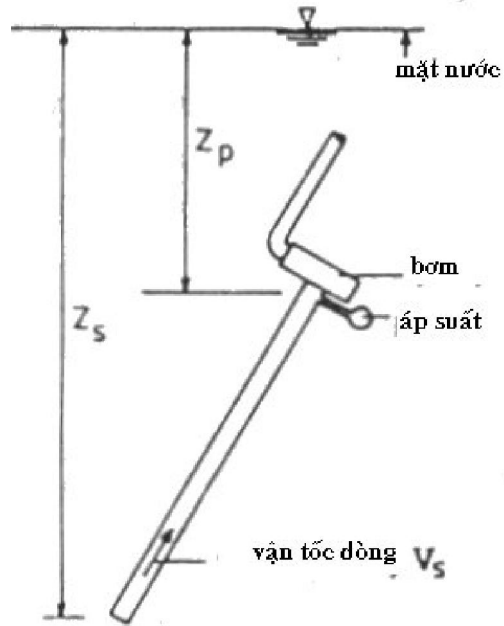
$$\gamma_m = c_v \gamma_g + (1 - c_v) \gamma_w \quad (16.02)$$

trong đó γ_g là trọng lượng riêng của cát khô.

Tách c_v ta thu được:

$$c_v = \frac{\gamma_m - \gamma_w}{\gamma_g - \gamma_w} \quad (16.03)$$

Hình 16.3. Cơ sở xác lập phương trình máy hút



Kết hợp hai phương trình 16.01 và 16.03 ta có:

$$c_V = \frac{\gamma_W}{\gamma_g - \gamma_W} \left[\frac{p^* + \left(Z_p - f \frac{V_S^2}{2g} \right)}{Z_S - \left(Z_p - f \frac{V_S^2}{2g} \right)} \right] \quad (16.04)$$

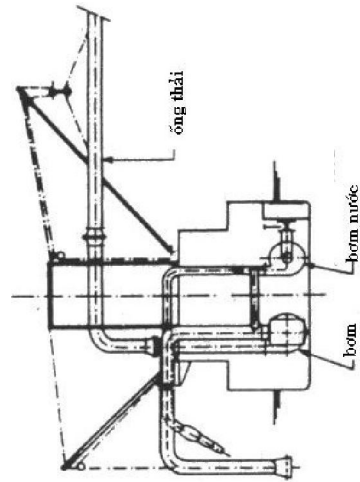
Công suất của tàu hút sẽ tăng nếu như áp suất chân không, p^* , và độ sâu đặt bơm, Z_p , tăng lên. Việc tăng độ sâu đầu hút, Z_S , và hệ số trở kháng, f , sẽ làm cho công suất giảm.

Với các bơm đặt ngầm dưới nước, các tàu hút loại này có thể làm việc với độ sâu rất lớn (có thể đạt tới 70 mét nếu cần).

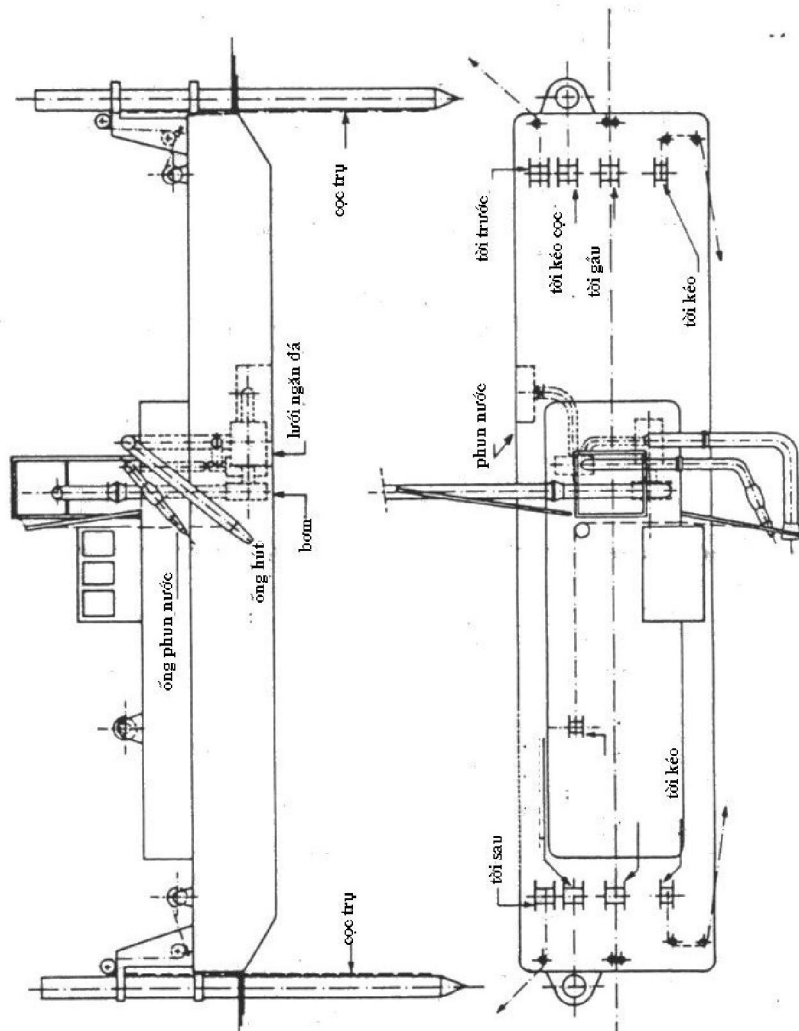
Với một số thay đổi không cơ bản loại tàu hút chuẩn ta có được một loại canô hút được thể hiện trên hình 16.4. Nguyên lý hoạt động của chúng hoàn toàn không có gì thay đổi so với loại tàu hút nêu trên, chúng cũng được sử dụng rộng rãi ở Hà Lan.

16.4 MÁY HÚT CẮT

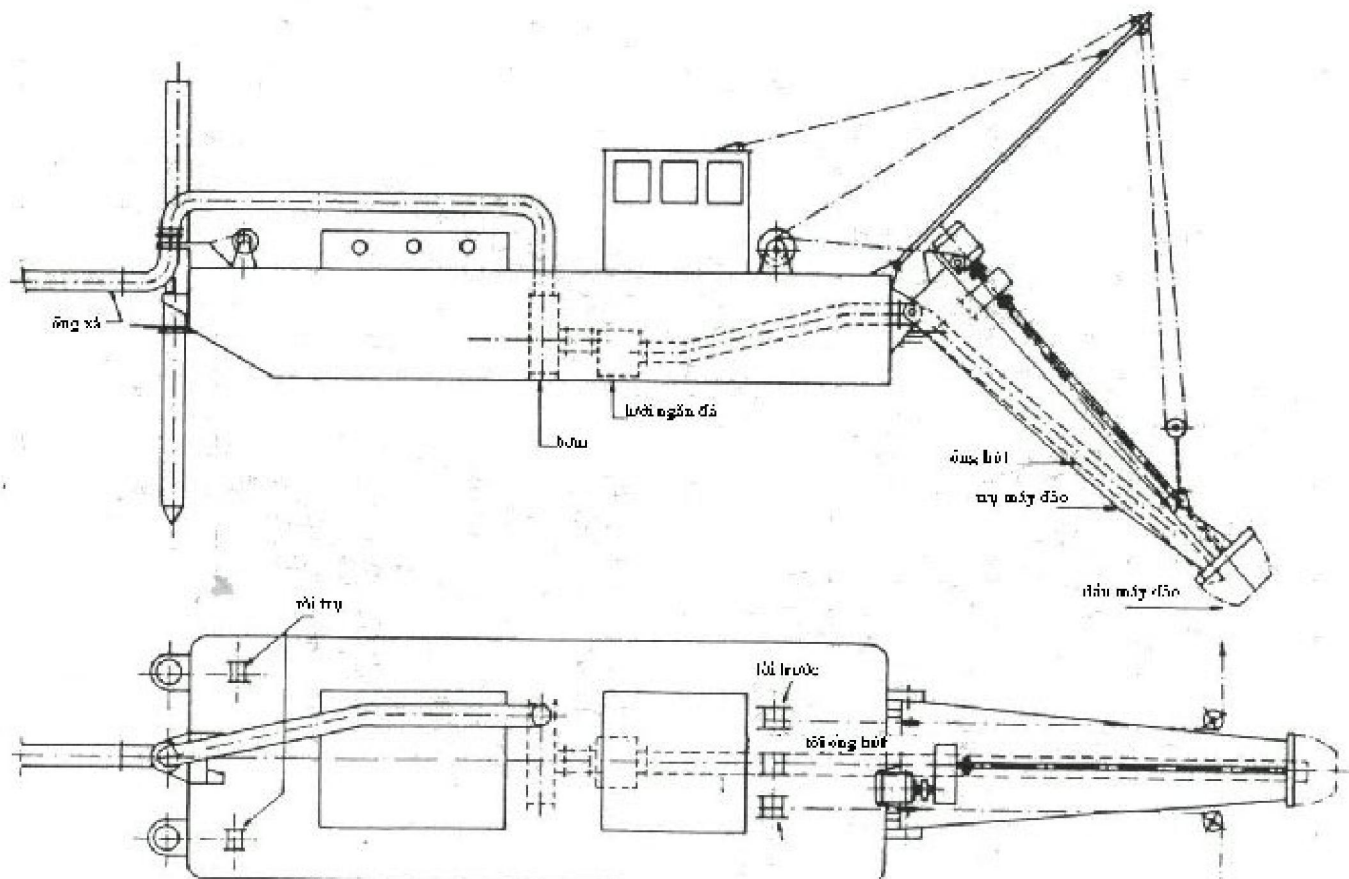
Máy hút cắt là một trong những loại máy hút đa năng sơ đồ của nó được thể hiện trên hình 16.5. Nó có khả năng làm việc với các vật liệu từ bùn đến đá mềm.



Hình 16.4. Máy hút không kèm sà lan



Đất đá trước đầu vào máy hút được cày lên. Máy hút chuyển động nhờ các tời neo. Máy chuyển động nhờ một tời và hút nhờ một tời khác.



Hình 16.5 Sơ đồ máy hút cát

Các phương trình từ 16.01 đến 16.04 cũng áp dụng tốt cho các loại máy hút cát. Tuy nhiên cần bổ sung và thay đổi một yếu tố nhất định. Trong số đó có khả năng cày, cắt và cường lực cũng như tốc độ chuyển động của các tời.

Do máy hút chỉ lấy vật liệu từ một phạm vi hạn chế, điều này cho phép kiểm tra một cách chính xác. Có thể đạt được độ chính xác về độ sâu trong khoảng $\pm 0,25$ m và độ dốc của bờ lạch có thể kiểm tra.

Những dao cắt nhỏ thường được sử dụng cho đáy cát và sét mềm với độ liên kết nhỏ hơn 3×10^4 N/m². Các dao cắt lớn với công suất cao được sử dụng đối với sét cứng hoặc đá mềm. Các loại đá với độ bền nén khoảng 5×10^7 N/m² đều có thể nạo vét bằng các máy hút cát. Các đá rắn hơn chỉ có thể nạo vét khi sử dụng chất nổ.

Độ sâu cực đại sử dụng các máy hút bùn cát giới hạn khoảng 25 mét. Giới hạn này chủ yếu phụ thuộc vào giới hạn của tời và cáp.

Khả năng của các máy hút cát cỡ lớn được trình bày trong bảng 16.1.

Để kết thúc bảng công suất các máy hút có thể đưa ra các chỉ số hoạt động của bơm sâu như sau:

độ sâu nạo vét : 20 m

đường kính ống dẫn: 0,8 m

công suất: 5600 kW (7500 mã lực)

Bảng 16.1. Sản lượng đặc trưng của các máy hút

Vật liệu (xem trong bài)	Sản lượng (m ³ /h in situ)	Khoảng cách tối đa (km)
cát	1500	từ 3 đến 6
sét mềm	1750	6
sét cứng	750	3
đá mềm	400	1,5

16.5 MÁY HÚT THÙNG

Loại máy hút này được thể hiện trên hình 16.6, đó là một con tàu với các ống hút rắn. Các tàu này sẽ hút khi chuyển động chậm về phía trước khoảng một vài hải lý trong một giờ. Với khả năng đó các máy hút này được sử dụng cho các lạch tàu có mật độ tàu thuyền đi lại cao. Không giống như các máy hút cố định, loại máy hút này chỉ hoạt động tốt khi nước lớn. Vì thế loại phương tiện này được sử dụng cho các lạch dẫn và trên biển. Máy chỉ hút chủ yếu vật liệu bùn và cát.

Thông thường cần từ 1 đến 3 giờ để có thể hút đầy thùng tàu đối với cát. Tuy nhiên cũng còn phụ thuộc vào độ sâu, kích thước hạt và độ xốp của lớp cát. Chỉ cần từ nửa giờ đến 1 giờ để hút đầy thùng tàu đối với bùn.

Sau khi hút đầy thùng, tàu sẽ đi về khu vực đổ với vận tốc vào khoảng 11 hải lý trong 1 giờ (khoảng 22 km/h). Năng suất của loại máy hút này phụ thuộc vào

khả năng bơm và dung tích thùng chứa, khoảng cách đến bãi đổ, và thời gian cần thiết để đổ. Dung tích thùng chứa lớn nhất đến năm 1975 khoảng 10000 m³.

Những máy hút loại này có thể làm việc với độ chính xác theo độ sâu vào khoảng $\pm 0,5$ m với độ sâu cực đại là 35 m.

16.6 MÁY HÚT GẦU

Không giống như các máy hút đã trình bày trên đây, đây là một phương tiện cơ khí hoàn toàn. Công việc đào và vận chuyển bùn cát đều do hệ thống dây chuyền các gầu nối nhau liên tục. Có thể thấy mô tả loại máy hút này trên hình 16.7. Từ đỉnh dây chuyền các gầu đổ trực tiếp xuống các ca nô đậu dọc hai bên.

Máy hút gầu thường được cố định bởi 6 neo khác nhau. Nó dịch chuyển theo hình cánh cung với tâm là neo chính. Độ chính xác của lớp đáy được nạo vét vào khoảng $\pm 0,2$ m.

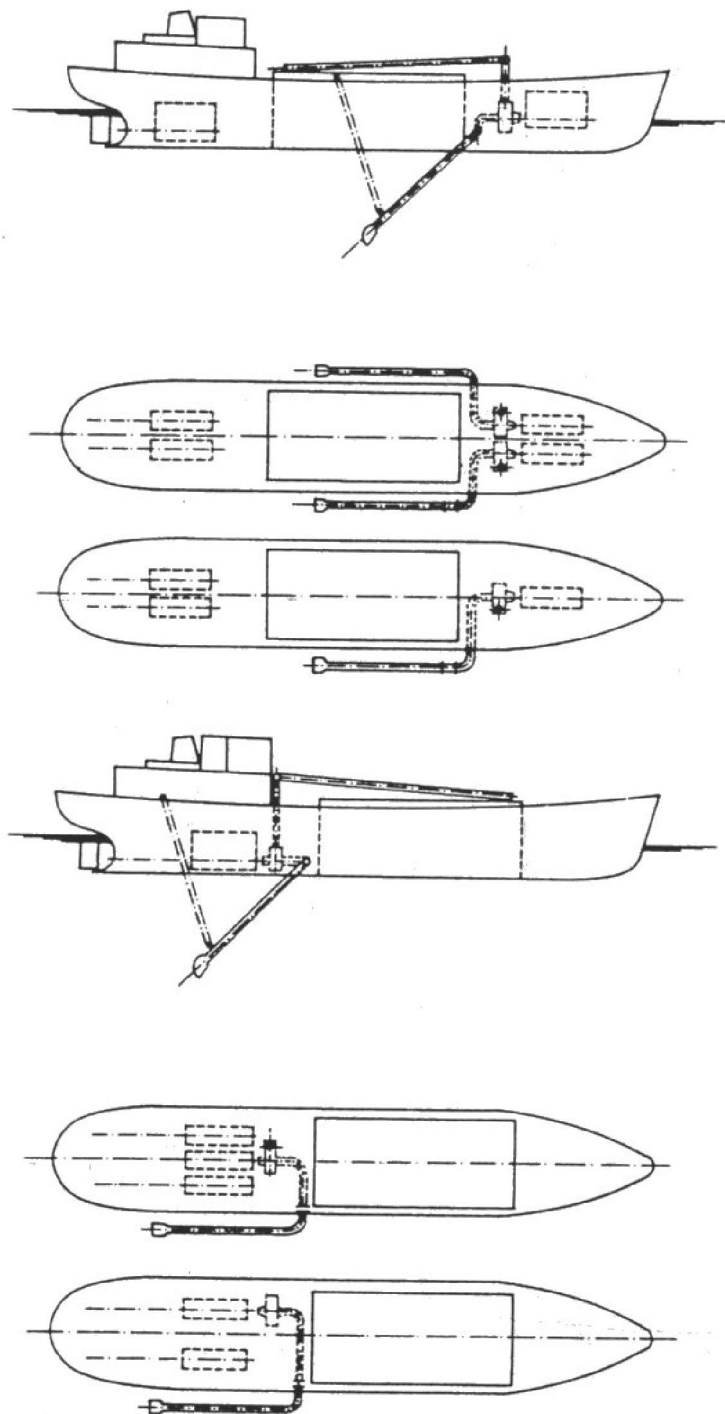
Rất nhiều loại vật liệu chất đáy có thể thích ứng đối với loại máy hút này. Nó có thể sử dụng để làm sạch các bãi đá sau khi sử dụng chất nổ để phá. Sở dĩ có thể làm được việc đó vì chúng có thể nâng được những tảng lớn hơn bất kỳ các kích thước lớn nhất khi sử dụng các máy khác. Đối với loại máy hút này kích thước tảng lớn nhất vào khoảng 1 mét, đối với các máy khác kích thước cực đại chỉ vào khoảng 0,4 mét.

Độ sâu hoạt động cực đại của loại máy hút này khoảng 40 m. Các gầu múc có dung tích khoảng 1 m³ và tốc độ dây chuyền gầu vào khoảng 30 gầu trong một phút. Sản lượng đặc trưng cho phương tiện hút này được đưa ra trong bảng 16.2 với các điều kiện tương ứng sau đây:

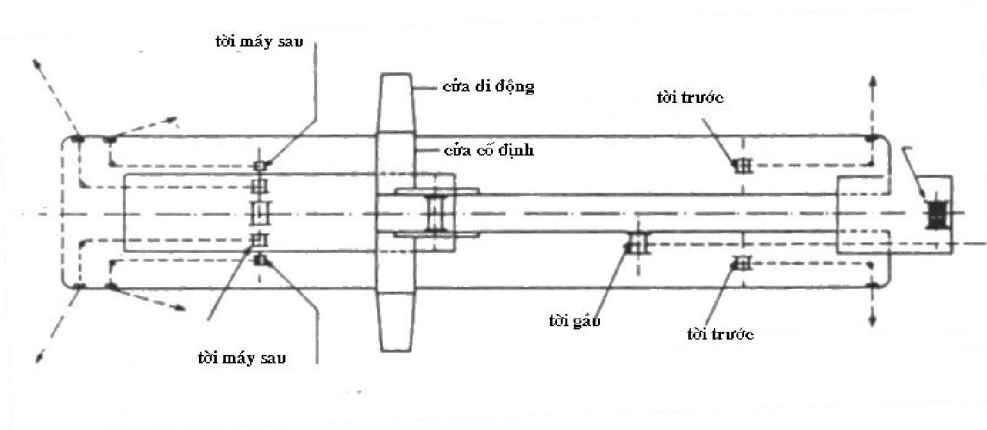
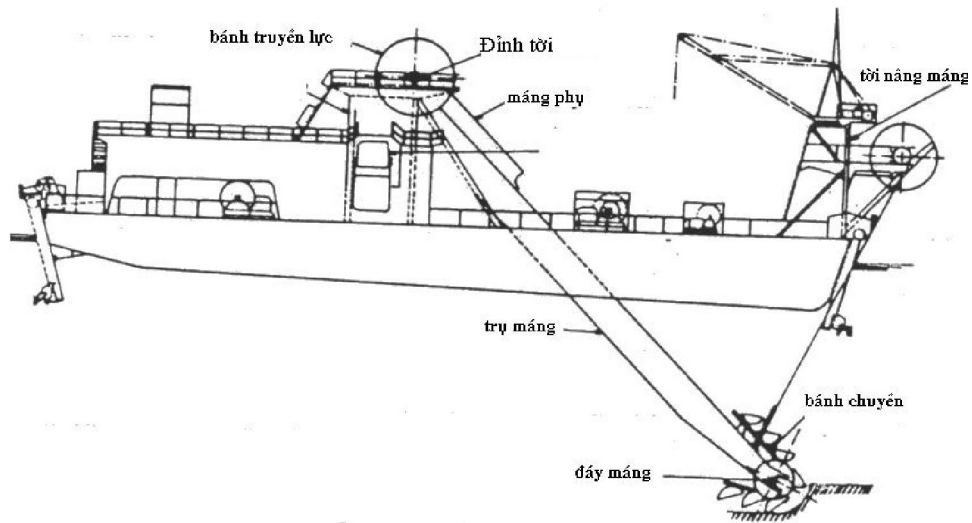
thể tích gầu : 0,75 m³

độ sâu nạo vét: 15 m

công suất: 375 kW (500 mã lực)



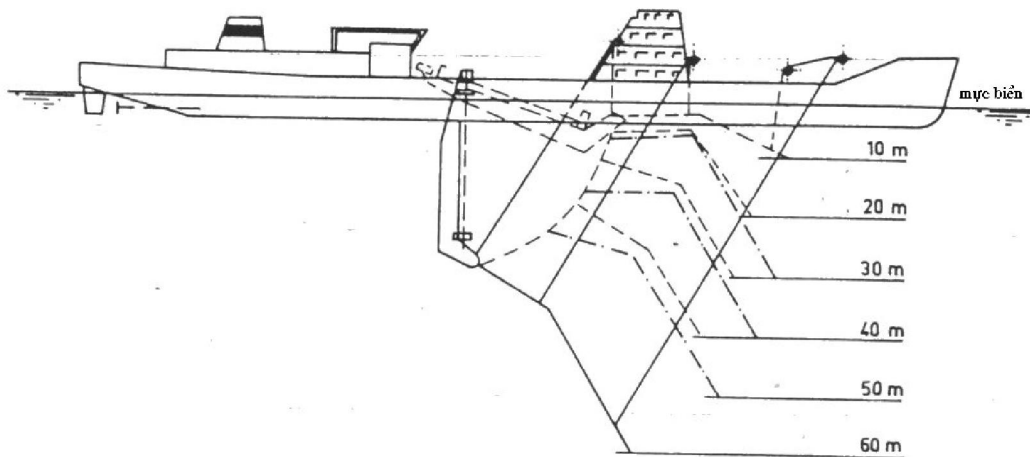
Hình 16.6. Máy hút thùng



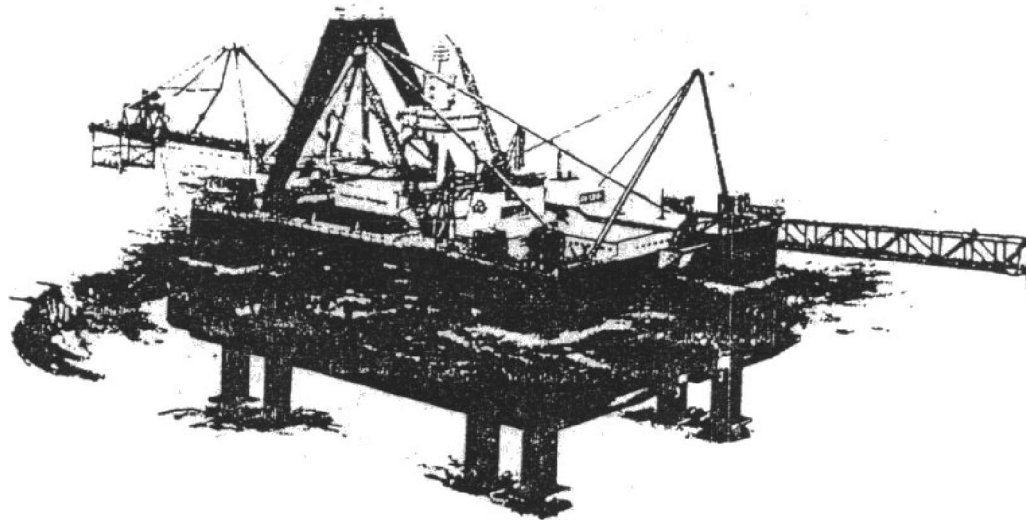
Hình 16.7. Máy hút gầu

Bảng 16.2. Sản lượng đặc trưng cho loại máy hút gầu

Vật liệu	Sản lượng m ³ /h in situ
bùn	1000
sét	500
cát	350
đá vụn	75
đá mềm	50



Hình 16.8 Máy hút biển



Hình 16.9 Máy hút bùn khung

16.7 CÁC HƯỚNG PHÁT TRIỂN MỚI

Trên đây chỉ giới thiệu các phương tiện hút bùn thông dụng. Một số phương tiện chuyên dùng được sử dụng trong các điều kiện đặc biệt không được giới thiệu ở đây. Sự phát triển của công việc nạo vét và yêu cầu kinh tế là điều kiện phát sinh các phương tiện nạo vét mới. Các phương tiện mới thường có kích thước lớn được trang bị các bộ phận chống lại sóng và có thể làm việc trong các điều kiện thời tiết phức tạp. Trên hình 16.8 cho ta thấy loại máy hút có bộ phận điều chỉnh đối với sóng lừng.

Hướng phát triển thứ hai được trình bày trên hình 16.9 là sự kết hợp giữa máy hút cước với dàn khung vẫn thường được sử dụng cho các công trình ngoài khơi. Theo các nhà thiết kế thì các phương tiện này có thể làm việc trong các điều

kiện phức tạp với sóng khoảng từ 3 đến 4 mét. Có lẽ các ống dẫn bùn cát tới bãi đổ là điểm yếu của loại máy này.

Hiện nay các vấn đề môi trường do nạo vét và đổ đất cát càng trở nên cấp bách, đặc biệt ở Mỹ. Vấn đề đổ bùn cát sẽ được trình bày trong chương sau.

Độc giả có thể tìm thấy các kết quả mới về vấn đề nạo vét trong các tuyển tập Hội thảo quốc tế về nạo vét (WODCON).

17 VẤN ĐỀ THU ĐỔ BÙN CÁT

J. de Nekker

17.1 MỞ ĐẦU

Trong chương vừa qua đã giới thiệu các vật liệu thu được trong quá trình nạo vét. Mỗi khi các vật liệu thu được phục vụ cho mục đích khai khẩn hoặc khai thác vật liệu sỏi cát thì thường không có vấn đề gì đối với việc đổ bùn cát. Cressard (1975) đã mô tả một số hậu quả môi trường gián tiếp của công việc nạo vét. Công việc nạo vét thường căn cứ theo chất lượng vật chất đáy hơn là các yêu cầu giao thông.

Khi các yêu cầu giao thông dẫn tới yêu cầu nạo vét thì vấn đề đổ bùn cát trở nên đáng quan tâm hơn. Chúng ta thường gặp phải các vật liệu đáy khó có thể sử dụng vì chất lượng kém. Những vật liệu này thông thường được đổ lên đất liền hoặc ra các vùng nước khác.

17.2 THU ĐỔ BÙN CÁT RA BIỂN

Thông thường các vật liệu lạ được đổ ra biển sẽ gây nên các hậu quả đáng kể đối với sinh vật biển. Nhiều hậu quả xấu có thể tránh được nếu như ta đổ các vật liệu nạo vét ra các vùng biển sâu. Tuy nhiên do chi phí vận chuyển đắt đỏ nên người ta chỉ áp dụng cho các trường hợp có chất thải nguy hiểm có chứa các chất độc hại như các chất phóng xạ.

Hiện nay chỉ mới bắt đầu có các công trình nghiên cứu tác động của chất thải nạo vét lên dải ven bờ. Các công việc này nhận được sự quan tâm trước hết của các nhà sinh học biển.

17.3 THU ĐỔ BÙN CÁT LÊN BỜ

Trong một số trường hợp có thể kinh tế hơn nếu đổ các vật liệu nạo vét bùn, sét, cát từ các cảng lên những vùng đất gần đó. Trong trường hợp đó, các vật liệu bùn cát cùng đi theo nước trong ống dẫn đổ trực tiếp lên bờ. Những xử lý tiếp theo còn phụ thuộc vào loại vật liệu đáy nạo vét.

Nếu vật liệu cát có đường kính lớn hơn 100 μm có thể đổ ngay xuống bãi thải và để cho nó tự làm khô. Kỹ thuật này thường tốt cho đến khi độ dày lớp đổ chưa vượt quá 0,75 m. Các lớp cát có độ nén tốt có thể cho phép các phương tiện xây dựng hoạt động và kéo dài thêm đường ống dẫn.

Đối với các vật liệu cát mịn kết hợp bùn thì độ nén chậm đáp ứng yêu cầu cho phép nối thêm ống dẫn, cho nên có thể phải ngừng hút một thời gian để nối thêm ống.

Khi các vật liệu mịn như bùn và sét thì thường người ta đổ chúng vào các khu vực đã được đào sâu so với xung quanh. Sau khi phần lớn các vật liệu rắn chìm xuống thì lớp nước trên có thể cho chảy ra ngoài. Sau khi cho nước mặt chảy hết lớp trầm tích còn lại nên giữ ở độ dày khoảng 1,3 m. Có thể đào các kênh thoát nước qua khu vực đổ bùn cát để cho nước rút nhanh. Sau khoảng 1 năm thì lớp trầm tích này còn lại độ dày khoảng từ 0,9 đến 1 m. Lúc này có thể xây dựng các đê chắn để tiếp tục đổ các bùn cát mới hút, hay có thể san lấp để cải tạo cho các mục đích sử dụng như nông nghiệp hay khai khẩn.

18 CÁC CÔNG TRÌNH BẢO VỆ

J.J. van Dijk

18.1 MỞ ĐẦU

Như chúng ta đã thấy trong 3 chương vừa rồi khi các tàu trở nên lớn hơn thì vấn đề nạo vét cảng cũng trở nên lớn hơn. Thông thường việc nạo vét có thể phải mở rộng ra các vùng biển khơi. Do tác động của sóng tại các khu vực biển hở có thể làm phức tạp quá trình nạo vét nên có thể kinh tế hơn nếu triển khai các biện pháp bảo vệ lạch vào cảng. Việc bảo vệ có thể nâng cao hiệu quả nạo vét và cũng có thể làm giảm yêu cầu nạo vét. Tất nhiên các công trình bảo vệ này đôi khi cũng có thể sử dụng như một cầu cảng.

Các chi tiết của công trình bảo vệ sẽ là chủ đề của một tập sách riêng. Trong phần này chúng ta chỉ giới hạn xem xét các vấn đề liên quan tới địa mạo.

18.2 VAI TRÒ ĐỊA MẠO CỦA CÁC CÔNG TRÌNH BẢO VỆ

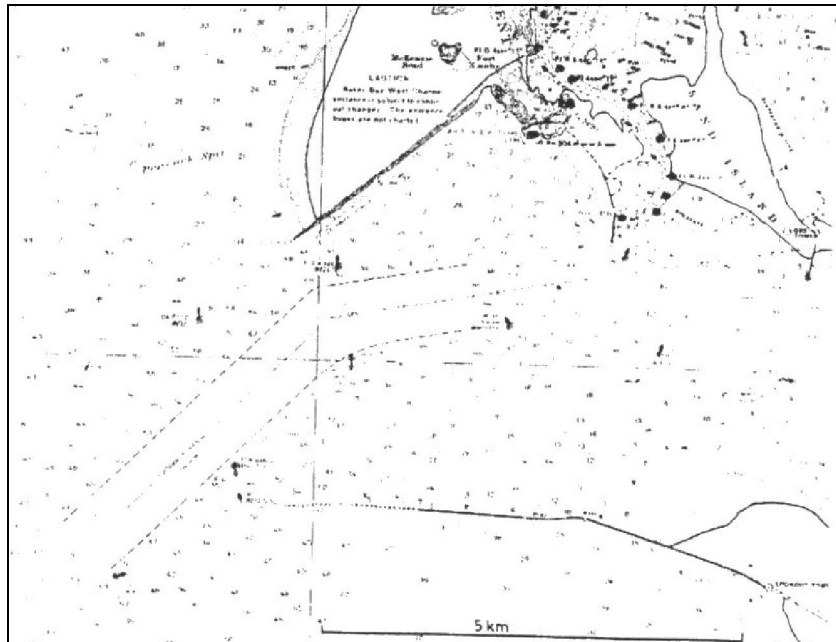
Làm thế nào để các công trình bảo vệ hỗ trợ giải quyết các vấn đề nạo vét lạch tàu? Có thể nêu ra một số hướng sau đây:

- a. Chúng có thể làm suy giảm tác động của sóng tại lạch dẫn tàu cho phép các phương tiện nạo vét hoạt động tốt hơn. Nhiều loại phương tiện nạo vét yêu cầu giữ ổn định trong sóng nhằm hoạt động hiệu quả. Giảm tác động của sóng cho phép lựa chọn và sử dụng hữu hiệu các phương tiện nạo vét.
- b. Do xây qua đối sóng đổ, các công trình bảo vệ có thể làm gián đoạn dòng bùn cát vận chuyển dọc bờ mà trước đó có thể gây lắng đọng tại các lạch tàu. Bằng cách ngăn chặn dòng vật liệu do sóng, lượng bùn cát cần nạo vét được giảm đi đáng kể. Thông thường chúng ta cần xem xét kỹ việc ngăn chặn các dòng trầm tích đó. Dòng vận chuyển dọc bờ trước khi xây dựng kênh bây giờ bị công trình bảo vệ chắn lại, hiện tượng xói lở bờ có thể xảy ra ở phía bờ kia của kênh dẫn.
- c. Khi có một lượng trầm tích đáng kể được cung cấp từ các sông đi qua cảng, vùng nước nông có thể mở rộng ra khơi từ phía cửa sông. Vùng nông này sẽ hình thành nên các cản trở đối với tàu thuyền, đặc biệt trong các cơn bão khi sóng có thể đổ tại các vùng nông này. Rất nhiều tàu đã bị tai nạn khi vượt qua các doi cát này trong điều kiện bão. Các công trình bảo vệ xây dựng đảm bảo cửa vào cảng được giữ nguyên độ sâu nhỏ cho đến khi độ sâu lớn làm tăng dòng chảy; kết quả dẫn đến tăng khả năng vận chuyển trầm tích và giữ ổn định cửa vào. Vậy các vật liệu sẽ đi đâu? Một phần trong đó sẽ lắng đọng tại vùng biển sâu

ngoài khơi, một số có thể được mang lên phía sông. Thực tế cho thấy rằng sông sẽ được kéo dài khi ta xây công trình bảo vệ, độ dốc sông sẽ giảm nhẹ và vấn đề bồi tụ sẽ hướng về phía thượng lưu. Mặt khác các vật liệu này cũng có thể được nạo vét trong điều kiện tốt: không có sóng và số tàu đi lại ít. Một ví dụ về xây dựng công trình bảo vệ cửa vào cảng được thể hiện trên hình 18.1. Kênh nạo vét được thể hiện bằng các đường chấm chấm. Đây là trường hợp sông Columbia đổ ra Thái Bình Dương trên bờ tây Hoa Kỳ.

18.3 NHỮNG VẤN ĐỀ KHÁC

Một vấn đề đáng chú ý khác đó là: “Thế nào là độ sâu tối ưu đối với lạch dẫn?” Đó là một chủ đề sẽ được đề cập trong tập II. Bằng cách làm giảm tác động sóng trong lạch, dao động của tàu sẽ giảm cho phép tàu đi vào kênh nông hơn so với các điều kiện khác.



Hình 18.1. Cửa vào sông Columbia bờ tây Hoa Kỳ

Tuy nhiên các công trình bảo vệ sẽ làm biến dạng các cảng. Sự thay đổi này cũng sẽ làm biến đổi chu kỳ cộng hưởng tự nhiên của sóng đứng trong cảng. Nếu như chu kỳ cộng hưởng mới của cảng tương ứng chu kỳ sóng triều hay sóng lừng thì sẽ xuất hiện một số vấn đề phức tạp mới cho cảng. Về hiện tượng cộng hưởng, hay seiche, sẽ được đề cập tới trong chương sau.

19 SÓNG SEICHE

L.E. van Loo

19.1 ĐỊNH NGHĨA

Nói một cách chính xác thì seiche là dao động sóng đứng tự do trong một thủy vực kín. Nước dâng thường xảy ra trong hồ Geneva là một thí dụ cho định nghĩa đó. Loại hiện tượng này có thể do nguyên nhân biến đổi áp suất khí quyển, hay do có một lượng nước lớn rút nhanh hay đổ nhanh vào hồ.

Danh từ seiche cũng được sử dụng để mô tả các tác động sóng đứng quan trắc thấy trong cảng. Loại sóng này có chu kỳ tương đối dài và biên độ thấp so với các sóng mô tả trong chương 5. Tại các cảng không hoàn toàn khép kín, các lực tác động khác có thể gây nên hiện tượng này. Các tác động của triều và các sóng lừng chu kỳ dài trên các vùng biển kề cận có thể gây nên seiche trong cảng.

Một từ khác “range action” cũng được sử dụng để chỉ các sóng seiche. Từ này cũng được sử dụng để phản ánh chuyển động của tàu neo do seiche gây nên.

19.2 CÁC TRƯỜNG HỢP ĐƠN GIẢN

Sóng seiche đơn giản thực tế (trong các thủy vực kín) là sóng đứng với điểm nút nằm giữa bể và các phản nút tại hai đầu. Độ dài bể bằng 1/2 độ dài sóng như được thể hiện trên hình 19.1. Đối với sóng dài đó:

$$c = \sqrt{gh} \quad (19.01)$$

trong đó: c là vận tốc sóng

g là gia tốc trọng trường, và

h là độ sâu trung bình của nước.

Áp dụng công thức trên cho bồn nước thể hiện trên hình vẽ, chu kỳ sóng, T , có thể tính như sau:

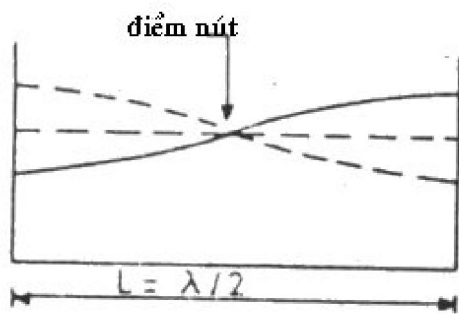
$$T = \frac{2L}{\sqrt{gh}} \quad (19.02)$$

Xem hồ Geneva làm ví dụ, ta có thể tìm được, với

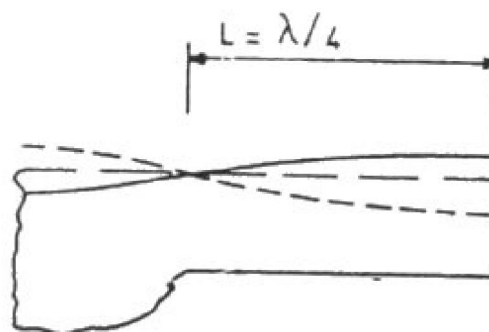
$L = 90$ km và $h = 200$ m có chu kỳ, T , khoảng 1 giờ 8 phút.

Khi cảng nối liền với biển, điểm nút có thể nằm tại cửa vào và phản nút sẽ là cuối của cảng. Trong trường hợp này, độ dài sóng bằng 4 lần độ dài bồn cảng và được thể hiện trên hình 19.2. Trong trường hợp đó:

$$T = \frac{4L}{\sqrt{gh}} \quad (19.03)$$



Hình 19.1. Sóng đứng trong bể kín

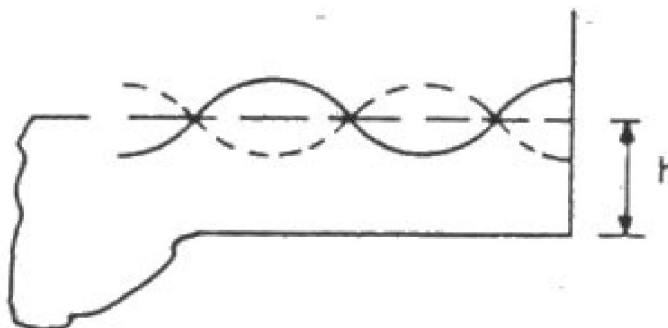


Hình 19.2. Sóng seiche trong cảng

Tuy nhiên vẫn có thể tồn tại các khả năng khác. Thông thường:

$$T_i = \frac{4L}{(i) \sqrt{gh}} \quad (19.04)$$

trong đó i là số nguyên lẻ: 1,3,5,...; lưu ý rằng khi i tăng thì chu kỳ của thành phần sóng điều hoà thứ i sẽ giảm. Phương trình 19.03 cũng chính là phương trình 19.04 với $i = 1$; từ đây thu được thành phần sóng điều hoà thứ 1 hay là sóng sơ cấp. Một ví dụ với $i = 5$ được thể hiện trên hình 19.3. Như vậy sóng seiche với một số chu kỳ nhất định sẽ tồn tại cho từng cảng. Trong thực tế, i trong phương trình 19.04 thường nhỏ và chủ yếu $i = 1$.



Hình 19.3. Sóng seiche có năm sóng thành phần

19.3 TÁC ĐỘNG CỦA SEICHE

Thông thường biên độ của seiche ngay cả trên các phản nút đều có giá trị nhỏ. Tuy nhiên ở tại điểm nút sự dịch chuyển điều hoà của nước có thể trở nên đáng kể. Vì các tàu neo bị giới hạn chuyển dịch ngang, nên có thể xảy ra sự cố nếu neo gần điểm nút. Một ảnh hưởng khác đối với các tàu lớn có thể do độ nghiêng của mặt nước gây nên

19.4 CẢNH BÁO SEICHE

Sóng seiche có chu kỳ dài và biên độ nhỏ. Sóng này không bị đổ gập bờ và có nhiều năng lượng nên có rất ít khả năng can thiệp làm suy yếu nó. Mặt khác các tác động gây nên seiche cũng rất khó hạn chế vì đó thường là các thành phần sóng triều hay các sóng lừng. Tuy nhiên chúng ta đang xem xét hiện tượng liên quan tới cộng hưởng nên có thể làm giảm hiệu ứng này. Từ phương trình 19.04 ta thấy chu kỳ của seiche phụ thuộc vào 2 yếu tố là độ sâu và khoảng cách ngang. Như vậy nếu làm biến đổi hai tham số này thì mức độ cộng hưởng sẽ giảm theo. Người ta có thể giải quyết vấn đề bằng cách thay đổi hình dạng của bồn cảng với hy vọng làm giảm sóng phản xạ.

20 CÁC SÔNG CÓ TRIỀU

E.W. Bijker, L.E. van Loo

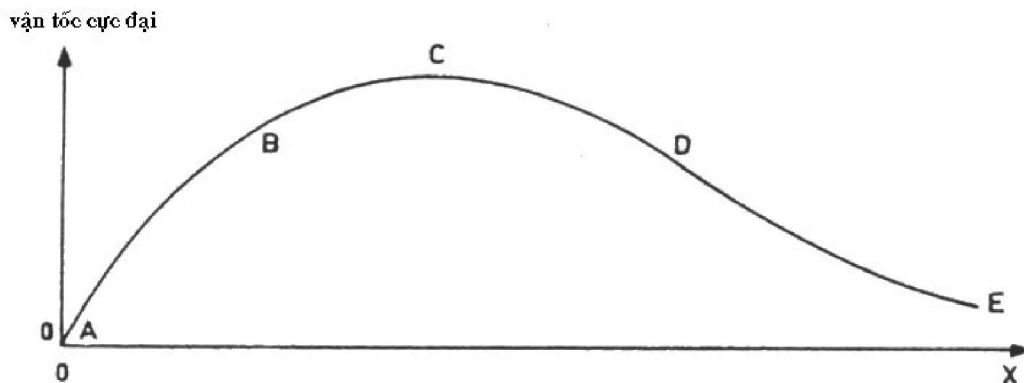
20.1 MỞ ĐẦU

Như đã nhắc đến trong chương 14, phần lớn các cảng đều được xây dựng dọc theo bờ sông, nhiều khi nằm sâu trong đất liền. Luân đôn, Anh, Portland, Oregon, Hoa kỳ, Antwerp, Bỉ, Rotterdam, Hà Lan, và Hamburg, Đức là những thí dụ về các loại cảng này. Trong một số trường hợp, khoảng cách lớn từ cảng đến biển đã gây khó khăn cho tàu vào ra cũng như sự phát triển chung của cảng. Cảng Deventer của Hà Lan là một ví dụ như vậy.

Trong chương này, chúng ta sẽ xem xét các tác động của triều tại hạ lưu sông và những hậu quả gây nên đối với lưu thông và nạn vét cảng.

20.2 CÁC CỬA SÔNG

Các cửa sông trên vùng bờ phẳng chịu tác động không những của các dòng nước ngọt từ thủy vực sông đổ về và còn bị các dòng triều từ cửa sông đi lên. Escoffier (1940) đã nghiên cứu độ ổn định của các cửa triều.



Hình 20.a Tương quan vận tốc trong kênh

Những nghiên cứu định lượng chủ yếu của Escoffier cũng đã dẫn đến các biểu thức đối với vận tốc cực đại tại cửa, V_m , cho các loại cửa sông cụ thể như là một hàm của bán kính thủy lực, R , tiết diện ngang, A , và biên độ triều, Δh . Do công thức đưa ra cho mỗi cửa sông nhất định nên các biến số khác như độ gồ gề đáy sông, độ dài sông, diện tích bề mặt và biên độ triều trên biển được cho là không đổi.

Escofier đã tổng hợp các biến đó đối với từng cửa sông thông qua một tham số duy nhất, x , cho rằng kích thước ngang x được đặc trưng cho mặt cắt ngang cửa. Một cách định lượng, ông đã dẫn ra rằng V_m biến đổi như một hàm của x được dẫn ra trên hình 20.a.

Trong khoảng từ A đến C trên đường cong, tiết diện cửa còn nhỏ nên không có sự khác biệt do dòng triều, chênh lệch triều trong đó không lớn so với trên biển. Trên đoạn từ C sang E, điều vừa nêu đã không còn đúng nữa và vận tốc cực đại sẽ giảm khi tiết diện tăng lên.

Bước tiếp theo của Escofier là đưa ra quan điểm về vận tốc tới hạn, V_{cr} , nếu vận tốc nhỏ hơn giá trị này sẽ không gây ra xói mòn. Giá trị vận tốc tới hạn này ít nhiều không phụ thuộc vào kích thước của sông và được vẽ bằng đường thẳng trên hình 20.a (B-D).

Sự biến đổi của cửa sông có thể được dự báo thông qua đường cong ACE tương quan với vận tốc tới hạn V_{cr} . Trong trường hợp nếu V_m thường xuyên nhỏ hơn V_{cr} đối với mọi giá trị x , thì trầm tích lắng đọng trên cửa sẽ được giữ lại và cửa sông sẽ chịu nguy cơ bị đóng lại. Trong trường hợp ngược lại, nếu ta có hiện tượng cắt nhau của đường cong $V_m(x)$ với đường V_{cr} ví dụ tại hai điểm B và D trên hình vẽ, sẽ có một số hậu quả khác nhau có thể xảy ra. Nếu như kích thước lạch tương ứng trong đoạn A-B của đường cong 20.a, tương ứng trường hợp lạch quá nhỏ để tồn tại, nên sẽ bị bồi lấp do các quá trình tự nhiên. Nếu như kích thước lạch tương ứng trong đoạn D-E, vận tốc cực đại cũng nhỏ nhưng quá trình lắng đọng vẫn tiếp tục cho đến tận điểm D. Cuối cùng, nếu kích thước tương ứng đoạn B-D thì hiện tượng xói mòn sẽ xảy ra cho đến tận điểm D, như vậy tại điểm D ta có trạng thái cân bằng ổn định.

Với những căn cứ như vậy, chúng ta có thể gây các tác động lên sự biến đổi tại các cửa sông. Do điểm D cho ta trạng thái ổn định tự nhiên, ta có thể thấy rằng đại bộ phận các cửa sông đều có xu thế đạt đến điểm này. Một trận bão lớn có thể lấp đầy cửa sông và đột ngột dẫn về trạng thái tương ứng đoạn A-B, trong trường hợp đó cần tiến hành nạo vét để không dẫn đến hiện tượng bị lấp hoàn toàn. Chúng ta không nhất thiết phải tái tạo lại trạng thái cũ mà chỉ cần đưa về trạng thái tương ứng đoạn B-C-D và tự nhiên sẽ tự tiếp tục phần việc của mình trong một khoảng thời gian tương đối dài.

Yêu cầu lưu thông tàu có thể dẫn đến yêu cầu mở rộng cửa vào cảng. Nếu như quá trình mở rộng dẫn đến việc chuyển về đoạn D-E, thì công việc nạo vét sẽ thu được lợi nhuận lâu dài. Trong trường hợp này việc nạo vét và mở rộng phải tính toán thông qua các giải pháp công trình sao cho tiết diện ngang của cửa được giữ ổn định. Trên cơ sở đường cong hình 20.a, công việc phải tiến hành theo hướng tăng giá trị V_m đối với cùng một giá trị x . Trong trường hợp đó, điểm cân bằng D sẽ chuyển dịch về bên phải theo trục x .

Một trong những câu hỏi quan trọng nhất cần trả lời khi sử dụng mối tương quan của Escofier, đó là: ‘điều kiện ổn định của một cửa sông được xác định ra sao?’ hay nói cách khác: ‘khi nào thì đạt được điểm D trên hình 20.a?’ Các nhà nghiên cứu như O’Brien (1969), Jarrett (1976) và Shigemura (1980) đã chú ý nhiều đến việc xác định tiến diện ổn định cho một cửa sông. Các kết quả đối với các bờ cát không có sự khác biệt nhiều so với kết quả của O’Brien (1969). Ông đã

xác định rằng tiết diện ngang tối ưu của cửa , A , phụ thuộc tuyến tính vào thể tích triều. Biểu thức được viết trong dạng sau:

$$A = 6.56.10^{-5} P$$

trong đó A là tiết diện ngang tối thiểu ổn định của cửa (tính bằng m^2) và P là thể tích triều (tính bằng m^3).

Trong biểu thức trên, thể tích triều P là chênh lệch lượng nước mà cửa sông chứa được đối với hai mực nước cao và thấp triều. Nó thường được xác định theo tích của diện tích mặt nước của cửa sông và biên độ triều trong cửa. Do lưu lượng sông cũng đóng vai trò hình thành nên thể tích triều, vì vậy thể tích này không nhất thiết phải bằng tích phân của dòng vào và dòng ra tương ứng triều cao và triều thấp. Hệ số trong biểu thức 20.01 có thứ nguyên $1/L$, trong hệ thứ nguyên $lb.s$ hệ số này bằng 2.10^{-5} , với A tính bằng ft^2 và P tính bằng ft^3 .

Thể tích triều được O'Brien đánh giá từ $1,4.10^7 m^3$ ($5.10^8 ft^3$) đến khoảng $3.10^9 m^3$ ($1,1.10^{11} ft^3$). Có thể thấy rằng phương trình 20.01 cho giá trị hơi lớn đi qua tiết diện ngang đối với thể tích triều nhỏ.

O'Brien đã tìm thấy có sự ảnh hưởng không lớn lắm của kích thước trầm tích đáy đối với công thức 20.01. Công thức này có thể áp dụng đồng thời cho các cửa sông rộng cũng như các vũng, vịnh và đầm phá có triều. Một hạn chế đối với công thức này là chỉ áp dụng đối với khu vực bán nhật triều áp đảo. Những thông tin trong thời gian sau này liên quan tới tính toán cho trường hợp nhật triều với thời gian biến đổi của thể tích triều là 12h 25m, dẫn đến giá trị vận tốc dòng không đổi, nhưng không rút ra được sự khác biệt so với kết luận hơn 30 năm trước.

Hình dạng của cửa có thể ảnh hưởng đến quá trình nêu trên thông qua nhiều yếu tố khác nhau. Chúng ta tạm thời chuyển phần tranh luận này tới chương 29.

20.3 CÁC LÒNG SÔNG

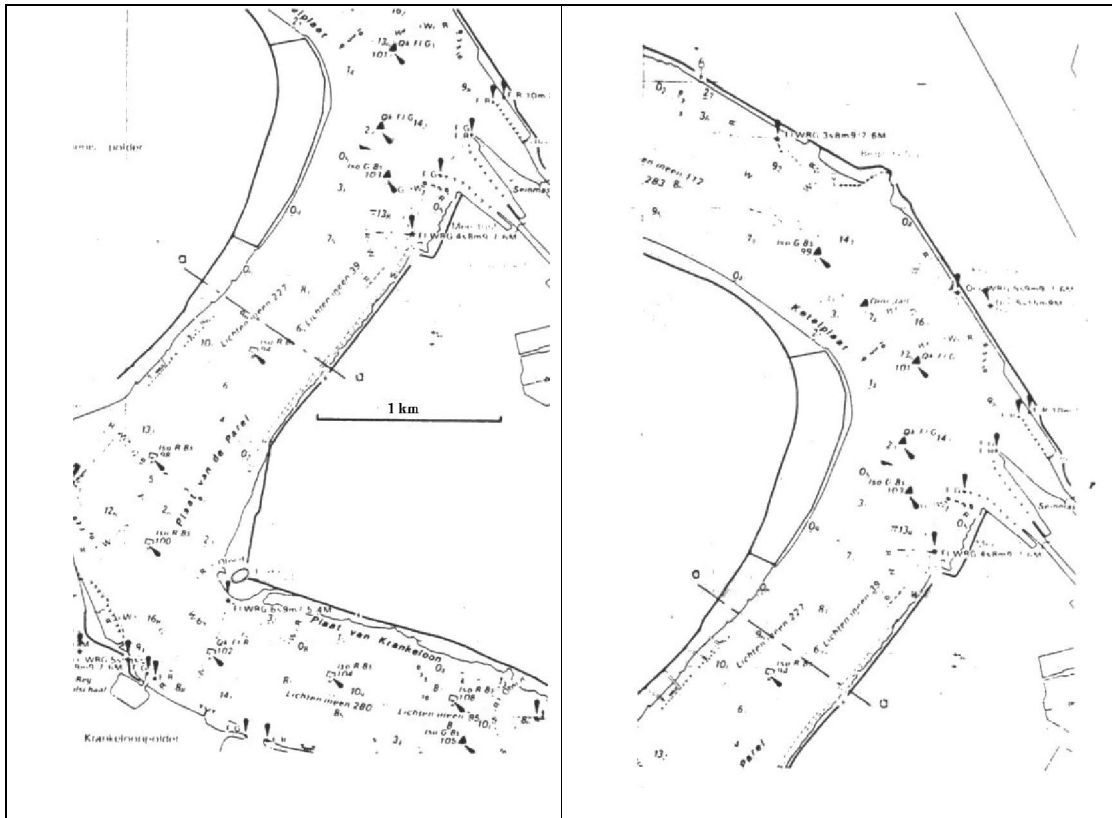
Về hình thái tự nhiên và độ nông sâu của sông được trình bày trong các giáo trình về thủy văn công trình. Câu hỏi đặt ra ở đây liên quan đến vai trò của triều lên sự hình thành và biến đổi của độ sâu do uốn khúc của lòng sông và bờ.

Khi dòng chảy thuận nghịch chảy trên kênh nông thì tác động làm tăng cường độ sâu đáy thường xảy ra tại những nơi mà lòng sông uốn khúc trùng với bờ. Tại trí này có sự thoả hiệp giữa dòng chảy khi triều cao và khi triều kiệt. Thí dụ về sự phát triển này có thể tìm thấy trên hình 20.1 được thể hiện cho một đoạn sông Schelde tại vùng Antwerp, Bỉ.

Trên các khu vực nơi có bề rộng không cố định, thì sự phát triển đáy có thể xảy ra hoàn toàn khác nhau. Loại sông có triều này thường có hai hệ lạch độc lập với nhau. Dòng triều lên thường đi vào theo một nhánh và khi triều rút lại đi theo nhánh khác. Những nhóm các lạch này xuất hiện gần các khu vực có uốn khúc. Hình 20.2 cho ta thấy rõ hơn các dạng lạch tại một đoạn khác của sông Schelde khoảng 50 km cách Antwerp về phía hạ lưu.

Các lạch triều lên thường phân biệt theo các nét đặc trưng sau đây:

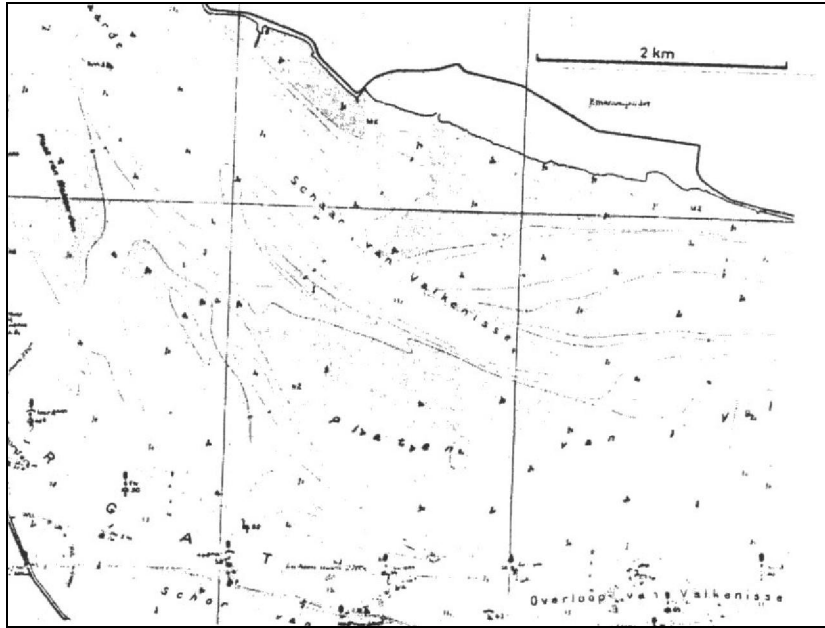
a. Chúng thường nông hơn so với các lạch triều rút



Hình 20.1. Sơ đồ sông Schelde tại Antwerp

b. Chúng có thể bị cạn: có xu thế cạn dần và cuối cùng tạo nên các bãi cạn

Đối với các lạch triều rút, chúng có xu thế sâu dần. Nguyên nhân của sự khác biệt này sẽ được trình bày và giải thích trong phần tiếp theo.



Hình 20.2. Sông Schelde phía đông Hansweert

20.4 DÒNG TRIỀU

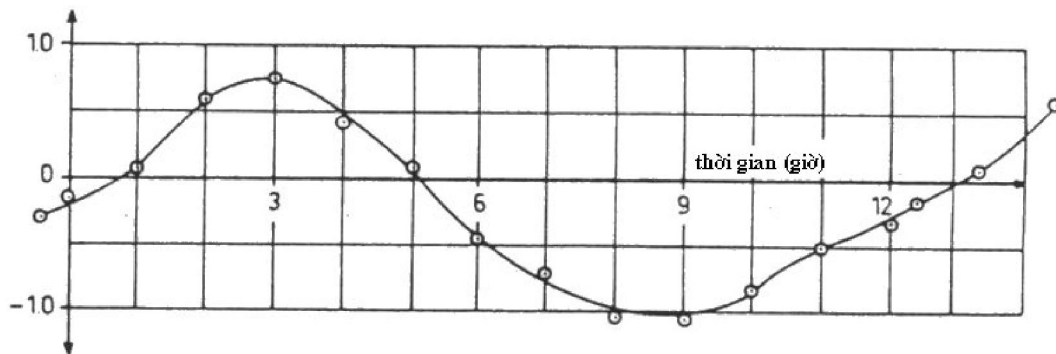
Một trong số các yếu tố cho phép xác định sự khác nhau chủ yếu giữa lạch triều lên và lạch triều rút đó là lưu lượng nước khi triều rút thường lớn hơn so với lưu lượng nước vào kỳ triều lên. Điều này được giải thích bởi tổng lượng nước sông và nước biển đi vào khi triều lên sẽ tham gia vào chu kỳ triều rút. Điều này cũng dẫn tới việc dòng triều rút mạnh hơn dòng triều lên và từ đó dẫn tới lạch triều trở nên sâu hơn. Một thí dụ về vấn đề này được thể hiện trên bảng 20.1 và hình 20.3 cho ta số liệu dòng chảy tại Rotterdam.

Nếu như toán đồ được xây dựng cho dòng chảy trên một khoảng cách xa về thượng lưu, thì dòng chảy trở nên mạnh hơn nhiều. Tại một số điểm dòng chảy có thể thường xuyên theo hướng đi xuống với giá trị vận tốc biến đổi theo triều. Vậy khoảng cách tối đa mà triều còn gây ảnh hưởng lên dòng chảy là bao nhiêu? Về lý thuyết thì hầu như rất lớn, ngoại trừ những nơi có dòng chảy quá mạnh.

Một hiện tượng khác đối với các sông có triều đó là sự biến đổi theo triều của mực nước.

Bảng 20.1. Số liệu triều và dòng tại Rotterdam

Thời gian (h)	Dòng trung bình (m/s)	Mức cao triều (m)
0	-0,15	-0,69
1	+0,08	-0,50
2	0,60	-0,03
3	0,75	+0,52
4	0,44	0,91
5	0,07	1,04
6	-0,44	0,91
7	-0,73	0,61
8	-1,03	0,25
9	-1,05	-0,15
10	-0,85	-0,47
11	-0,52	-0,58
12	-0,30	-0,62



Hình 20.3 Dòng chảy tại Rotterdam

Dòng chảy và mực nước được liên hệ với nhau thông qua phương trình mô tả sóng dài. Trong trường hợp đó, quy luật bảo tồn động lượng sẽ cho ta:

$$V \frac{\partial V}{\partial x} + \frac{\partial V}{\partial t} = -g \frac{\partial z}{\partial x} - g \frac{VV}{C^2 h} \quad (20.02)$$

trong đó:

C là hệ số ma sát Chezy

g là gia tốc trọng trường

h là độ sâu

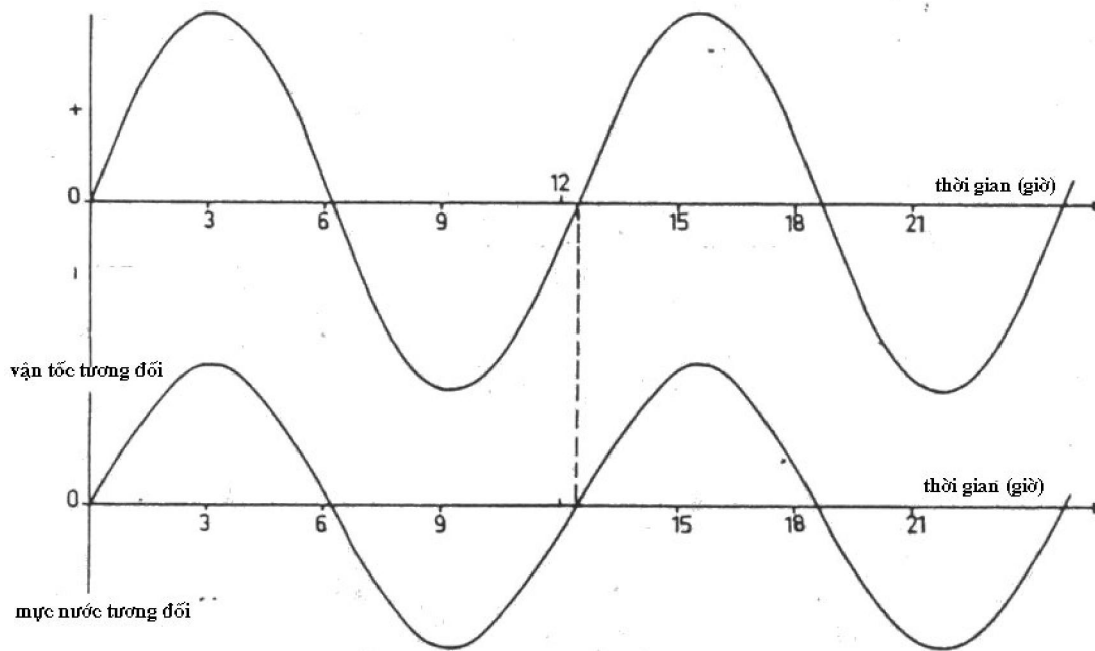
t là thời gian

V là vận tốc dòng

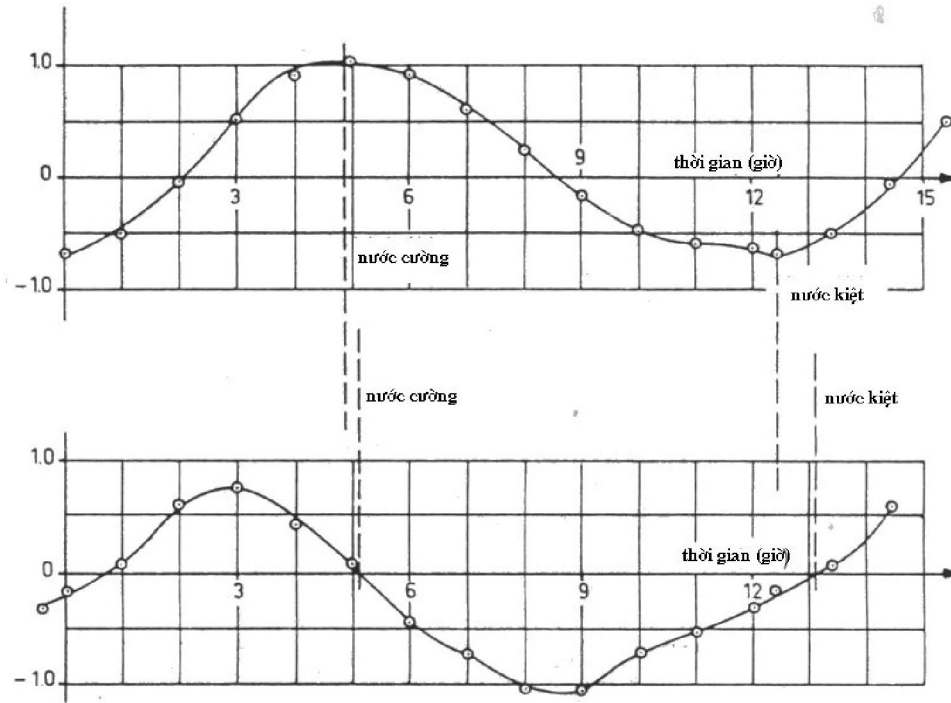
x là toạ độ theo dọc sông

z là mực mặt nước tuyệt đối

Trong phương trình đó, đã giả thiết rằng độ dốc của sông là nhỏ và dòng chảy sông không đáng kể. Nếu như ma sát – thành phần cuối của phương trình cũng bị bỏ qua (tương ứng trường hợp sóng ngắn trên mặt hoặc triều trên đại dương sâu), thì triều theo hướng thẳng đứng (mực nước) và theo hướng ngang (dòng chảy) có cùng pha và được thể hiện trên hình 20.4.



Hình 20.4 Tương quan lý tưởng vận tốc – mực nước



Hình 20.5 Triều ngang và dọc tại Rotterdam

Trong thực tế, thành phần ma sát trong phương trình 20.02 có thể trở nên đáng kể nếu so sánh với các thành phần quán tính. Do một phần động lượng bị mất để chống lại ma sát nên vận tốc bị suy giảm. Hình 20.05 cho ta kết quả so sánh giữa triều theo phương thẳng đứng và theo phương ngang tại Rotterdam. Đường dòng chảy hoàn toàn tương tự như trên hình 20.3. Phần bên phải của hình đã cho thêm vào một chu kỳ triều (12 h 25 m) so với số liệu trong bảng 20.1. Thời gian triều cao và triều thấp được đánh dấu cùng với thời gian nước đứng (dòng chảy bằng zero).

Cần nói thêm rằng sự lệch pha giữa giờ dòng triều và mực nước đối với triều thấp thường lớn hơn so với triều cao.

Điều này một phần do nước sông chảy vào lấp đầy các phần trên của thể tích triều trong giai đoạn triều lên. Sự chuyển đổi trong chênh lệch mực nước sẽ làm cho sóng triều bị trễ, trong khi đối với nước thấp quá trình xảy ra ngược lại, dòng sông có xu thế kéo dài dòng chảy.

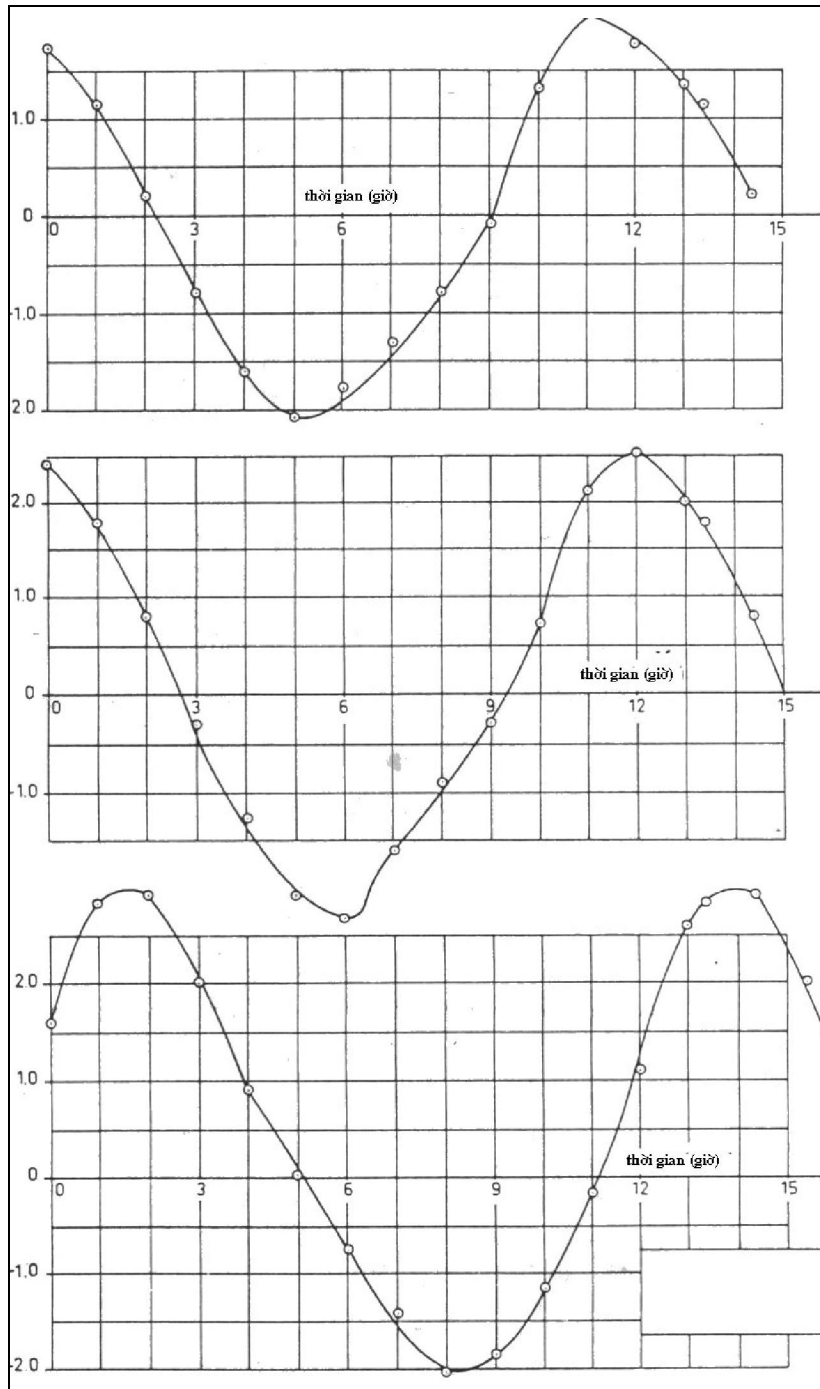
Nguyên nhân thứ hai vì sao lạch triều rút sâu hơn và liên tục hơn được dẫn ra trên hình 20.5. Dễ dàng nhận thấy rằng dòng chảy triều rút đạt cực đại khi mực nước triều có giá trị thấp hơn so với mực nước lúc dòng chảy triều lên đạt cực đại. Tổng hợp hiệu ứng của vận tốc lớn của triều thấp và độ kéo dài của dòng chảy đó đã làm tăng vận tốc và tăng quá trình xói mòn đối với lạch triều rút.

Bảng 20.2 Số liệu triều trạm Tây Schelde

Thời gian (h)	Vlissingen		Hanswert		Mức nước tại Schelde (m)
	Mức (m)	Dòng (m/s)	Mức (m)	Dòng (m/s)	
0	1,72	-0,14	2,43	+0,50	1,60
1	1,14	-0,66	1,76	-0,95	2,83
2	+0,20	-0,94	+0,80	-1,07	2,92
3	-0,80	-0,87	-0,30	-1,07	2,00
4	-1,63	-0,71	-1,29	-0,99	0,90
5	-2,07	-0,44	-2,08	-0,72	+0,03
6	-1,78	+0,04	-2,32	-0,28	-0,75
7	-1,33	0,32	-1,60	0,60	1,44
8	-0,81	0,45	-0,90	0,66	-2,04
9	-0,10	0,63	-0,28	0,84	-1,85
10	+1,30	1,24	+0,73	1,14	-0,65
11	2,10	0,88	2,11	1,74	-0,17
12	1,77	+0,09	2,52	+0,80	+0,10
13	1,35	-0,53	2,00	-0,70	2,60

Những phân tích trên đây chỉ mới tiến hành đối với các quan trắc trên một mặt cắt qua sông. Sóng triều còn lan truyền theo hướng dọc sông. Thí dụ về hiện tượng này cho thấy triều cao đạt tới Antwerp sau 1 h 45 m so với Vlissingen. Số liệu triều đối với phần tây của Schelde đoạn giữa Vlissingen và Schelde, Bỉ, được trình bày trong bảng 20.2 và hình 20.6. Cửa sông này có lưu lượng sông không lớn, khác với điều kiện của sông tại Rotterdam. Hình 20.6 cho thấy rõ ràng sự lan truyền của sóng triều dọc theo cửa sông. Hiện tượng này cũng được các tàu sử dụng như sẽ được trình bày ở phần tiếp theo.

Vì sao dòng triều lên cực đại trong bảng 20.2 lại lớn hơn cực đại của dòng triều rút? Điều này do sự biến dạng của đường mức nước gây nên, khi nước lên, tốc độ tăng của mức nước xảy ra trong một khoảng thời gian ngắn hơn vì vậy vận tốc dòng sẽ lớn hơn.



Hình 20.6 Mực nước triều tại Tây Schelde

20.5 GIAO THÔNG ĐƯỜNG SÔNG

Các nguyên nhân bố trí các cảng trên sông đã được đề cập đến trong chương 14. Vấn đề nạo vét cũng đã được phân tích. Vậy liệu triều có khả năng giảm bớt lượng nạo vét cũng như hỗ trợ giao thông trên sông hay không? Như đã phân

tích, chúng ta nhận thấy rằng không phải lúc nào cũng cần thiết tiến hành nạo vét những khúc cạn trên sông đảm bảo cho mọi loại tàu qua lại được. Có thể nên để các tàu lớn chờ đợi tại cửa sông cho đến thời điểm nước lên cao cho phép vượt sông dễ dàng hơn. Tuy nhiên các loại tàu này không thể đạt được vận tốc tương ứng như vận tốc sóng triều. Do vậy chúng có thể đi vào sông khi triều cao, nhưng không kịp hành trình lên sông theo nước lên được và việc dừng tàu là cần thiết. Để xác định lịch trình tốt nhất cho tàu, yêu cầu cơ bản là dự báo độ sâu tại các khu vực cạn trên sông vào thời điểm tàu đến. Để làm được việc này nhất thiết phải tính được vận tốc lan truyền của sóng triều. Do ma sát làm giảm vận tốc truyền sóng triều, phương trình 5.05 b đã trở nên kém chính xác. Cần sử dụng công thức sau:

$$c = \sqrt{gh(1 - \tan^2 \theta)} \quad (20.3)$$

trong đó:

\bar{h} là độ sâu trung bình

θ là tham số ma sát được tính theo công thức sau:

$$\theta = \frac{1}{2} \arctan \left(\frac{T^2 8gV_{max}}{6\pi^2 C^2 \bar{h}} \right) \quad (20.4)$$

trong đó:

C là số Chezy

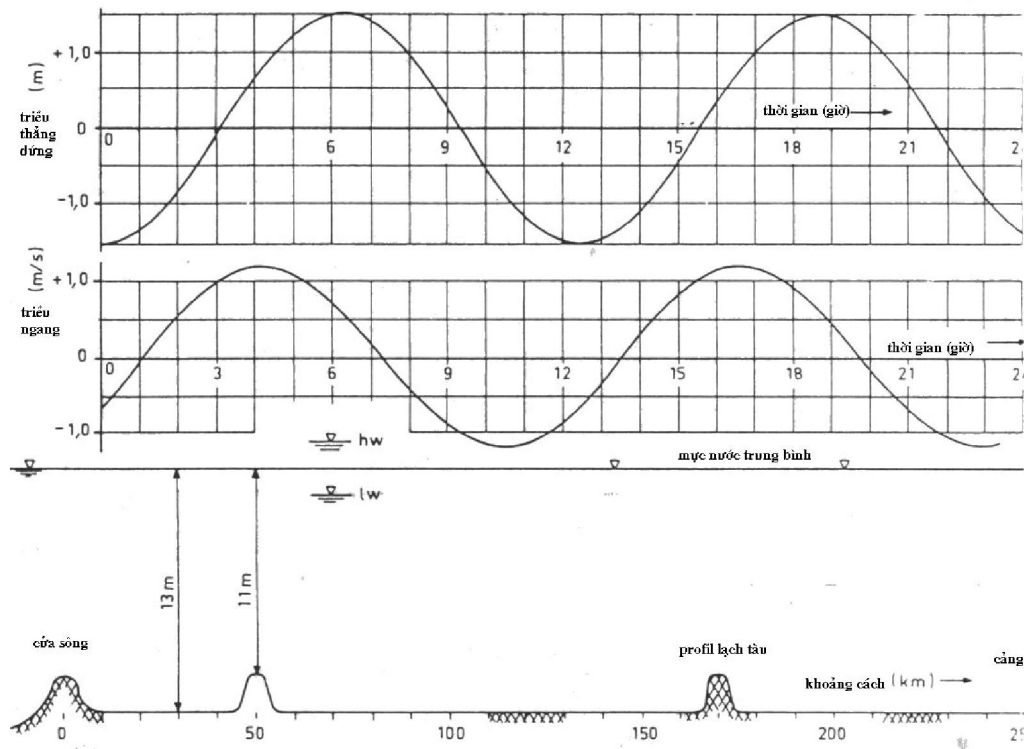
T là chu kỳ triều

V_{max} là cực đại dòng triều lên

Các thủ tục tính toán sẽ được minh họa thông qua ví dụ đơn giản .

20.6 VÍ DỤ

Một thủy thủ cần đưa con tàu yêu cầu độ sâu lạch cực đại 11,5 mét đi lên 250 km để cập cảng. Các bãi cạn trên đường đi được thể hiện qua hình 20.7. Độ sâu của các bãi cạn này chỉ bằng 11 mét so với mực nước trung bình, những khu vực còn lại có độ sâu 13 mét. Hệ số Chezy đối với đoạn sông này lấy bằng $10 \text{ m}^{1/2}/\text{s}$.



Hình 20.7 Số liệu cho ví dụ

Triều ở đây là bán nhật (chu kỳ 12 h 25 m) và được thể hiện qua đường hình sin. Độ lớn triều là 3 mét và dòng chảy cực đại là 1,2 m/s. Các thông tin về triều được thể hiện trên hình 20.7.

Một điều kiện phụ là tàu có vận tốc cực tiểu 5 hải lý/ giờ (9,26 km/h) và cực đại là 8 hải lý/giờ (14,82 km/h).

Lời giải được bắt đầu bằng việc xác định vận tốc của sóng triều lên, sử dụng công thức 20.04:

$$\theta = \frac{1}{2} \arctan \left\{ \frac{(12,42)(3600)(8)(9,81) 1,20}{6\pi^2 60^2 13} \right\} \quad (20.05)$$

$$\theta = \frac{1}{2} \arctan \{1,52\} \quad (20.06)$$

$$\theta = 28,33^\circ \quad (20.07)$$

Như vậy, từ (20.03) ta có :

$$c = \sqrt{(9.81)(130(1 - \tan^2 28.33^0))} \quad (20.08)$$

$$c = 9,51m/s = 34,2km/h \quad (20.09)$$

Để xác định vị trí của tàu tại mọi thời điểm cần lấy tích phân vận tốc tàu theo thời gian. Điều này có thể dễ dàng tiến hành bằng phương pháp số như được trình bày trên bảng 20.3. Trong bảng này đã đưa ra số liệu tính cho hai loại tàu: một chuyển động theo vận tốc nhỏ nhất, một chuyển động với vận tốc lớn nhất.

Bảng 20.3 Bảng số tích phân vị trí tàu

Thời gian	Vị trí nước lớn	Tàu chuyển động 9,3 km/h					Tàu chuyển động 14,8 km/h						
		Giờ triều	Cao triều	Độ sâu	Vận tốc	Tàu Δx	Tàu x	Giờ triều	Cao triều	Độ sâu	Vận tốc	Tàu Δx	Tàu x
0	-82,4	3,8	+0,5	11,5	+1,2		0,0	3,8	+0,5	11,5	+1,2		0,0
1	-48,2	4,4	+0,9	13,9	+1,2	13,6	13,6	4,2	+0,8	13,8	+1,2	19,1	19,1
2	-14,0	5,0	+1,2	14,2	+1,1	13,3	27,2	4,7	+1,1	14,1	+1,2	19,1	38,2
3	20,2	5,6	+1,4	14,4	+0,9	12,5	40,5	5,1	+1,3	12,3	+1,1	18,8	57,4
4	54,4	6,2	+1,5	12,5	+0,7	11,8	53,0	5,6	+1,4	14,4	+0,9	18,0	76,1
5	88,6	6,9	+1,4	14,4	+0,3	10,4	64,9	6,0	+1,5	14,5	+0,8	17,7	94,2
6	122,8	7,6	+1,2	14,2	-0,2	8,6	75,2	6,5	+1,5	14,5	+0,5	16,6	111,8
7	157,0	8,3	+0,8	13,8	-0,6	7,1	83,8	7,0	+1,4	14,4	+0,2	15,5	128,4
8	191,2	9,1	+0,2	13,2	-0,9	6,1	91,0	7,6	+1,2	14,2	-0,2	14,1	144,0
9	225,4	10,0	-0,5	12,5	-1,1	5,3	97,0	8,2	+0,8	13,8	-0,5	13,0	158,0
10	259,6	10,8	-1,0	12,0	-1,2	5,0	102,4	8,8	+0,4	11,4			171,0
11	293,8	11,7	-1,4	11,6	-1,0	5,7	107,3						
12	328,0	12,5	-1,5	11,5	-0,6	7,1	113,0						
13	362,2	13,3	-1,4	11,6	-0,2	8,6	120,2						
14	396,4	14,0	-1,1	11,9	+0,3	10,4	128,8						
15	430,6	14,7	-0,6	12,4	+0,7	11,8	139,1						
16	464,8	15,4	-0,1	12,9	+1,0	12,9	151,0						
17	499,0	16,0	+0,3	14,3	+1,1		163,9						

Trong bảng 20.3, vận tốc tàu được tích phân theo thời gian cho bước 1 giờ. Để xác định vận tốc tuyệt đối của tàu, cần biết được vận tốc dòng triều tại vị trí tàu cuối mỗi giờ. Vì các đặc trưng triều chỉ cho tại cửa, ta cho rằng triều lan truyền dọc theo lạch với vận tốc không đổi c . Hình 20.6 cho thấy rằng điều này trong thực

tế không phải lúc nào cũng thoả mãn. Độ sâu và dòng chảy có thể thu được từ đường cong triều trên hình 20.7 bằng cách đưa tàu và đỉnh sóng triều về một đơn vị thời gian tương đương. Như vậy thời gian trong cột trái của bảng là thời gian tuyệt đối, trong khi thời gian triều, cột đầu tiên cho mỗi tàu, được xác định theo khoảng giữa tàu và đỉnh triều. Bởi vì tất cả thời gian triều đều liên quan tới đỉnh triều cao, nên có thể có giá trị lớn hơn một chu kỳ triều. Thông thường việc thêm hoặc bớt đi một số lần nhất định chu kỳ triều không ảnh hưởng gì lên kết quả tính toán.

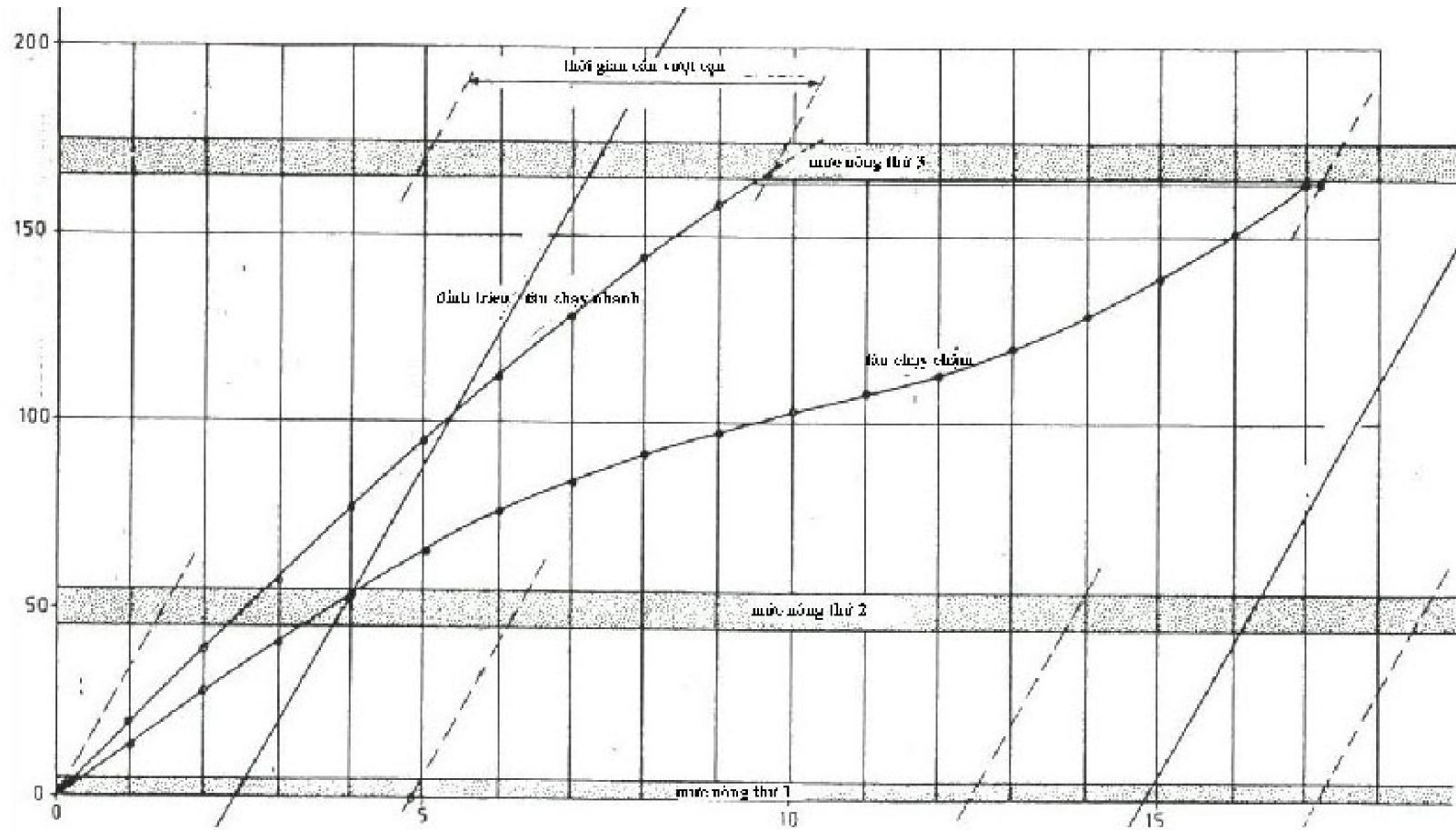
Dòng đầu tiên trong bảng 20.3 được tính toán như sau:

- Thời gian bắt đầu được chọn một cách bất kỳ và cho bằng zero. Vì độ sâu nước trên bãi cạn đầu tiên phải lớn hơn 11,5 mét, tương ứng mực triều bằng +0,5 mét. Từ hình 20.7 mực triều này tương ứng thời gian triều là 3,8 giờ. Cũng từ hình 20.7, tại thời điểm đó, vận tốc triều là +1,2 m/s. Khoảng giữa thời gian triều cao và thời gian triều vừa tính là: $6,21 - 3,8 = 2,41$ giờ. Với vận tốc truyền triều 34,2 km/h, đỉnh triều sẽ nằm tại khoảng cách $-82,4$ km tính từ thời gian tàu vượt qua bãi cạn đầu tiên.
- Mỗi giờ tiếp theo triều sẽ lan truyền được 34,2 km.
- Việc xác định đối với khoảng 16-17 giờ được tiến hành như sau:
 - Tại $t = 16$ giờ, tàu sẽ đến vị trí 151,0 km và đỉnh triều tại 464,8 km. Pha của triều trên hình 20.7:
 - $\frac{464,8 - 151,0}{34,2} + 6,21 = 15,4h$
 - Căn cứ thời gian 15,4 giờ trong hình 20.7 ta có mực triều là -0,1 mét và vận tốc triều là +1,0 m/s. Mực triều này cho độ sâu là 12,9 m. Mỗi giờ tàu chạy được :
 - $1,0 \text{ m/s} \times 3600\text{s} + 9,3 = 12,9 \text{ km}$
 - cho ta khoảng cách tàu chạy được sau 17 giờ là 163,9 km.

Các kết quả tính toán trên bảng 20.3 có thể nhận thấy dễ dàng trên đồ thị vị trí tàu so với thời gian. Trên hình 20.8, các vị trí của tàu và của đỉnh triều được thể hiện, cùng với vị trí ba bãi cạn. Ngoài ra còn đưa ra khoảng thời gian cần để tàu đi qua các bãi cạn đó.

Một số kết luận quan trọng có thể rút ra từ hình 20.8:

- a. Cả hai tàu đều cần chờ sóng triều thứ hai để vượt qua bãi cạn thứ ba. Tốc độ tàu nhanh hơn trong ví dụ này không đưa đến sự khác biệt về thời gian để hai con tàu cần vượt qua 170 km đầu của cửa sông.
- b. Con tàu chậm hơn có thể tránh được việc dừng chờ dọc đường nếu xuất phát chậm hơn một ít. Điều này có thể tiến hành bằng cách dịch chuyển đường cong cho tàu về bên phải một ít trên hình 20.8. Bãi cạn thứ hai sẽ ngập sâu trong đợt triều thứ nhất và tàu sẽ đến muộn đủ để bãi cạn thứ ba cho phép tàu đi qua được.



Hình 20.8 Đường cong tương quan khoảng cách- thời gian đối với triều và tàu thuyền

- c. Việc nạo vét bãi cạn thứ 3 cũng tương đương việc nạo cả hai bãi cạn đầu và thứ hai đảm bảo cho tàu đi lại thuận lợi.
- d. Việc nạo vét dải ngầm ngoài cửa có thể cho phép tàu nhanh vượt qua cả bãi cạn thứ hai và thứ ba trong con triều đầu.
- e. Việc nạo vét bãi cạn thứ hai không làm biến đổi đặc biệt tới hành trình tàu trên cửa sông.

Vấn đề lựa chọn các phương án nạo vét cũng như độ sâu cần thiết đối với các lạch tàu liên quan tới các vấn đề kinh tế-kỹ thuật đã được đề cập tới trong chương 13. Việc xác định độ sâu tối ưu cho lạch tàu sẽ được xem xét kỹ lưỡng trong chương 5 của tập II.

20.7 CÁC TÁC ĐỘNG KHÁC CỦA TRIỀU

Khi nước ngọt từ sông đổ ra gặp nước mặn, sự khác nhau của mật độ sẽ dẫn tới xuất hiện dòng chảy bổ sung. Sự biến đổi của độ muối cũng gây ảnh hưởng các tính chất hoá lý của trầm tích. Những vấn đề này sẽ được xem xét chung trong các chương 22 và 23.

21 ĐO ĐẠC TRIỀU TRÊN SÔNG

E.W. Bijker

21.1 MỞ ĐẦU

Một trong những yêu cầu quan trọng nhất về số liệu điều tra, khảo sát các sông có triều là mực nước. Việc quan trắc triều, độ sâu lạch và địa hình đáy đều liên quan tới vấn đề này.

Những số liệu này có thể thu được dễ dàng từ các trạm tự ghi mực nước, qua đó có thể xác định được mực nước biển trung bình. Về nguyên tắc những số liệu tương tự có thể tiến hành đối với các vùng trong đất liền dọc theo các cửa sông thông qua các kỹ thuật khác nhau, tuy nhiên công việc này thường gặp rất nhiều khó khăn đặc biệt đối với các vùng biển nhiệt đới, tại đó hầu như không có được các chuỗi quan trắc đảm bảo.

Một cách khác để xác định các số liệu mực nước tại những khu vực nêu trên sẽ được diễn giải trong phần tiếp theo. Cách này chủ yếu căn cứ vào chính đặc điểm của sông.

Một trong những giả thiết quan trọng được sử dụng trong toàn chương này là việc cho rằng dòng nước ngọt từ sông đổ ra là không đáng kể.

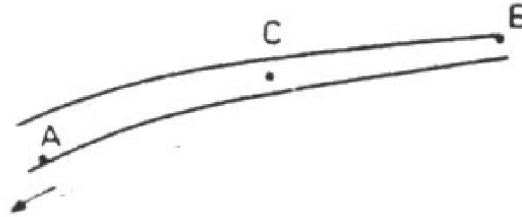
21.2 CÁCH ĐẶT VẤN ĐỀ CỤ THỂ

Vấn đề đơn giản nếu chúng ta cần xác định mực biển trung bình tại cửa sông theo số liệu trạm đo mực nước. Chúng ta cũng dễ dàng tiến hành đo mực nước tại một điểm bất kỳ về phía thượng lưu (điểm A trên hình 21.1). Vấn đề đặt ra bây giờ là xác định số liệu mực nước trên cho điểm thứ hai nằm trên điểm B. Cho rằng quy mô thời gian đo tại hai điểm nêu trên là đồng bộ.

Bài toán bây giờ có thể dẫn đến việc xác định thời điểm mà tại đó mực nước trên hai trạm A-B như nhau không tạo nên độ nghiêng mặt nước. Như vậy giá trị tuyệt đối của mực nước tại hai trạm hoàn toàn như nhau.

Vận tốc triều trên điểm C nằm giữa A và B cũng cần được xác định. Tất cả các loại số liệu nêu trên được dẫn ra trong bảng 21.1 và hình 21.1 đối với cửa sông nêu trên.

Hình 21.1 Sơ đồ sông



21.3 VÍ DỤ VỀ PHƯƠNG PHÁP GIẢI ĐƠN GIẢN

Chuyển động triều trên sông có thể mô tả bằng phương trình sau:

$$V \frac{\partial V}{\partial x} + \frac{\partial V}{\partial t} = -g \frac{\partial z}{\partial x} - \frac{gV|V|}{C^2 h} \quad (21.01)$$

trong đó:

- C là hệ số ma sát Chezy
- g là gia tốc trọng trường
- h là độ sâu
- t thời gian
- V là vận tốc dòng
- x tọa độ dọc sông
- z mực nước tuyệt đối.

Phương trình này hoàn toàn như phương trình 20.02 ở chương trước.

Nếu như các số hạng quán tính trong vế trái phương trình 21.01 có thể bỏ qua, thì độ dốc mặt biển sẽ đạt được tại thời kỳ nước đứng.

Rất tiếc vì điều này quá đơn giản. Do vai trò quán tính khá quan trọng nên nước tiếp tục chảy cho tới khi độ dốc theo hướng ngược lại được hình thành. Điều đó có nghĩa rằng độ dốc sẽ bằng zero tại thời điểm trước khi nước đứng một khoảng Δt . Trong phần này ta cho rằng ảnh hưởng của quán tính khi triều cao cũng tương tự như khi triều thấp và do đó:

$$\Delta t_f = \Delta t_e \quad (21.02)$$

Nói cách khác tại thời điểm trước khi nước đứng lên Δt_f và trước khi nước đứng rút Δt_e , giá trị mực nước tuyệt đối trên hai đường cong triều là như nhau.

Giả thiết 21.02 sẽ đảm bảo nếu như không có dòng nước ngọt từ sông đổ ra. Trong trường hợp lưu lượng nước sông lớn, sai số của phép xấp xỉ này sẽ trở nên đáng kể. Trong trường hợp đó, phương pháp chúng tôi trình bày trong phần sau

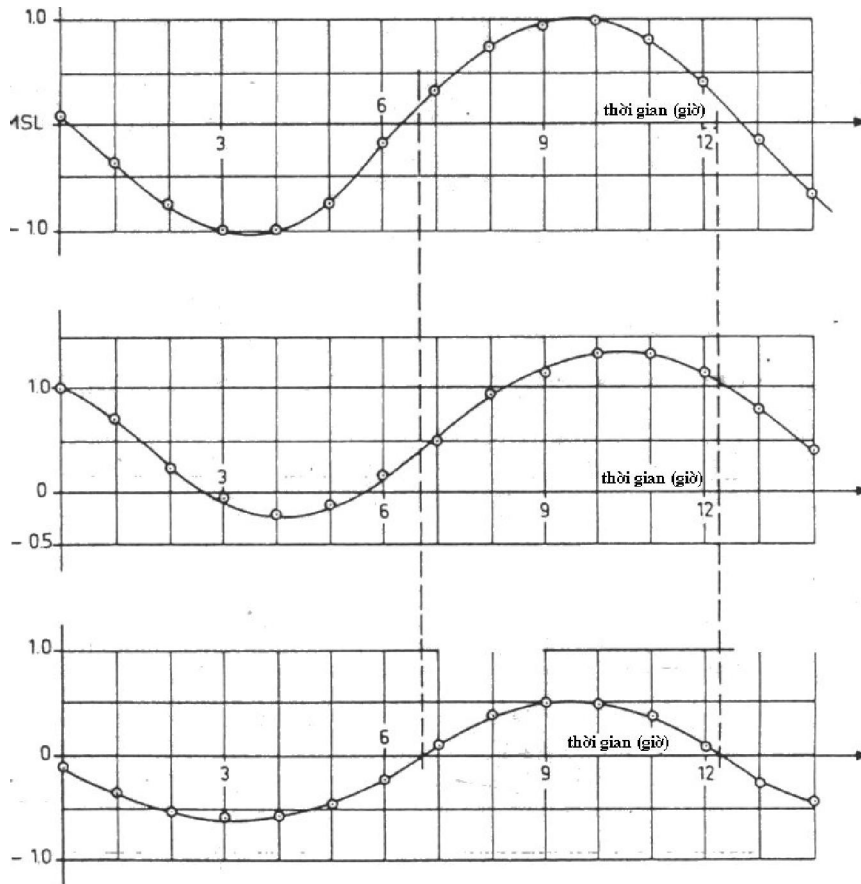
sẽ đưa ra kết quả tốt hơn. Tuy nhiên những trường hợp lưu lượng lớn cũng làm biến đổi đáng kể các kết quả tính toán.

Vấn đề được giải bằng toán đồ bằng cách dịch chuyển đường cong triều tại điểm B theo hướng thẳng đứng qua đường cong A. Khi vị trí được trùng với giá trị Δt , mực nước tại A và B như nhau tương ứng với tỷ lệ trực thăng đối với A cũng như đối với B. Hai đường cong triều trong vị trí mô tả trên đây được thể hiện trên hình 21.3.

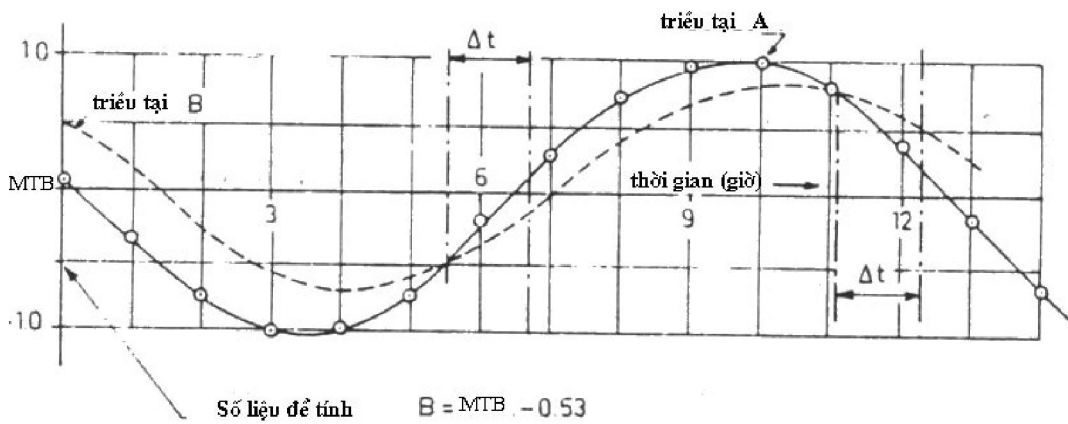
Trên hình này đường cong triều A được thể hiện bằng đường đậm liền, đường cong của điểm được thể hiện bằng đường ngắt và thời điểm nước đứng cũng như trên hình 21.2. Giá trị thu được của Δt không có ý nghĩa đặc biệt nào. Chúng ta thực sự quan tâm đến giá trị zero được sử dụng trong chuỗi mực nước tại B vì nó tương đương với $-0,53$ m so với mực nước trung bình. Như vậy chuỗi mực nước tại B có thể so sánh với mực nước trung bình bằng cách lấy giá trị trong bảng 21.1 trừ đi $0,53$ mét.

Bảng 21.1 Số liệu mực nước và dòng chảy

Thời gian (h)	Mực triều tại A (m)	Mực triều tương đối tại B (m)	Dòng chảy tại C (m/s)
0	+0,15	+0,99	-0,10
1	-0,35	+0,69	-0,35
2	-0,75	+0,22	-0,52
3	-1,00	-0,06	-0,60
4	-1,00	-0,21	-0,57
5	-0,75	-0,13	-0,45
6	-0,20	+0,15	-0,24
7	+0,30	+0,49	+0,10
8	+0,72	+0,91	+0,38
9	+0,95	+1,14	+0,50
10	+0,98	+1,32	+0,50
11	+0,80	+1,31	+0,37
12	+0,37	+1,11	+0,07
13	-0,18	+0,77	-0,25
14	-0,68	+0,39	-0,44



Hình 21.2. Mực nước triều tại A (trên), B (giữa) và dòng chảy tại C (dưới)



Hình 21.3. Hiệu chỉnh các đường cong triều

21.4 LỜI GIẢI CHÍNH XÁC HƠN

Giả thiết cơ bản được sử dụng trong phần trước đó là các khoảng thời gian Δt_r và Δt_e như nhau (phương trình 21.02). Giả thiết này thường không được đảm bảo,

đặc biệt trong trường hợp khi đường cong vận tốc tại điểm C trên hình 21.1 không đối xứng.

Cơ sở lý thuyết vẫn dựa vào phương trình 21.01 mà chúng tôi một lần nữa nhắc lại đây để tiện trình bày:

$$V \frac{\partial V}{\partial x} + \frac{\partial V}{\partial t} = -g \frac{\partial z}{\partial x} - \frac{gVV}{C^2 h} \quad (21.01)$$

Đối với các bài toán triều:

$$V \frac{\partial V}{\partial x} \ll \frac{\partial V}{\partial t} \quad (21.03)$$

Điều này càng chính xác khi vận tốc trở nên bé gần điểm nước đứng. Mặt khác tại thời điểm quan tâm:

$$\frac{\partial z}{\partial x} = 0 \quad (21.04)$$

Như vậy, khi thay 21.04 và bỏ qua các thành phần nhỏ không đáng kể trong phương trình 21.01, sẽ có:

$$\frac{\partial V}{\partial t} = -\frac{gVV}{C^2 h} \quad (21.05)$$

có thể được thay bằng đạo hàm toàn phần trong 21.05:

$$\frac{dV}{dt} = -\frac{gVV}{C^2 h} \quad (21.06)$$

Các biến có thể tách:

$$\frac{dV}{VV} = -\frac{gdt}{C^2 h} \quad (21.07)$$

Tích phân biểu thức này cho ta:

$$Vt = \frac{C^2 h}{g} \quad (21.08)$$

Phương trình 21.08 cho ta mối tương quan giữa V và t gần thời điểm nước đứng, khi $\frac{\partial z}{\partial x} = 0$. Một cách tương tự như trên ta có thể cho ta tương quan đối với

$$\frac{\partial V}{\partial t}$$

Do độ sâu nước, h , tại cả hai điểm A và B có thể đo được vào thời điểm nước đứng cục bộ, chúng ta chỉ cần đánh giá hệ số ma sát Chezy để sử dụng phương trình 21.08. Sau khi thu được các giá trị cần thiết có thể xây dựng toán đồ đối với

$$Vt = \text{const} = \frac{C^2 h}{g}$$

Các đường cong này có thể kết hợp với đường đo vận tốc tại C với điểm gốc tọa độ trùng nhau. Đường $V-t$ từ phương trình 21.08 chuyển dịch dọc trục thời gian nhằm tìm ra các điểm trên đó nó là tiếp tuyến của các đường cong mực nước. Thời

điểm trên trục thời gian liên quan tới các điểm cắt đó chính là thời điểm tương ứng $\frac{\partial z}{\partial x} = 0$ và như vậy các đường cong triều A và B sẽ cắt nhau.

Các thủ tục tiến hành vừa trình bày sẽ được chi tiết hoá trong ví dụ giả định sau.

21.5 VÍ DỤ

Ví dụ này áp dụng cho cùng đối tượng sông như đã trình bày trên hình 21.1. Lần này số liệu được dẫn ra trong bảng 21.2 và hình 21.4. Hệ số Chezy được chọn bằng $60 \text{ m}^{1/2}/\text{s}$.

Bảng 21.2. Số liệu triều và dòng chảy

Thời gian (h)	Mức nước tại A (m)	Mức nước tương đối tại B (m)	Dòng chảy tại C (m/s)
0	+0,45	0,75	+0,21
1	0.00	+0,33	+0,07
2	-0.33	-0,04	-0,08
3	-0,67	-0,35	-0,21
4	-0,90	-0,55	-0,37
5	-0,98	-0,62	-0,50
6	-0,79	-0,47	-0,60
7	-0,30	-0,15	-0,62
8	+0,40	+0,35	-0,20
9	+0,83	+0,75	+0,40
10	+1,00	+0,98	+0,50
11	+0,87	+1,05	+0,42
12	+0,60	+0,87	+0,32
13	+0,25	+0,55	+0,14
14	-0,15	+0,15	-0,05

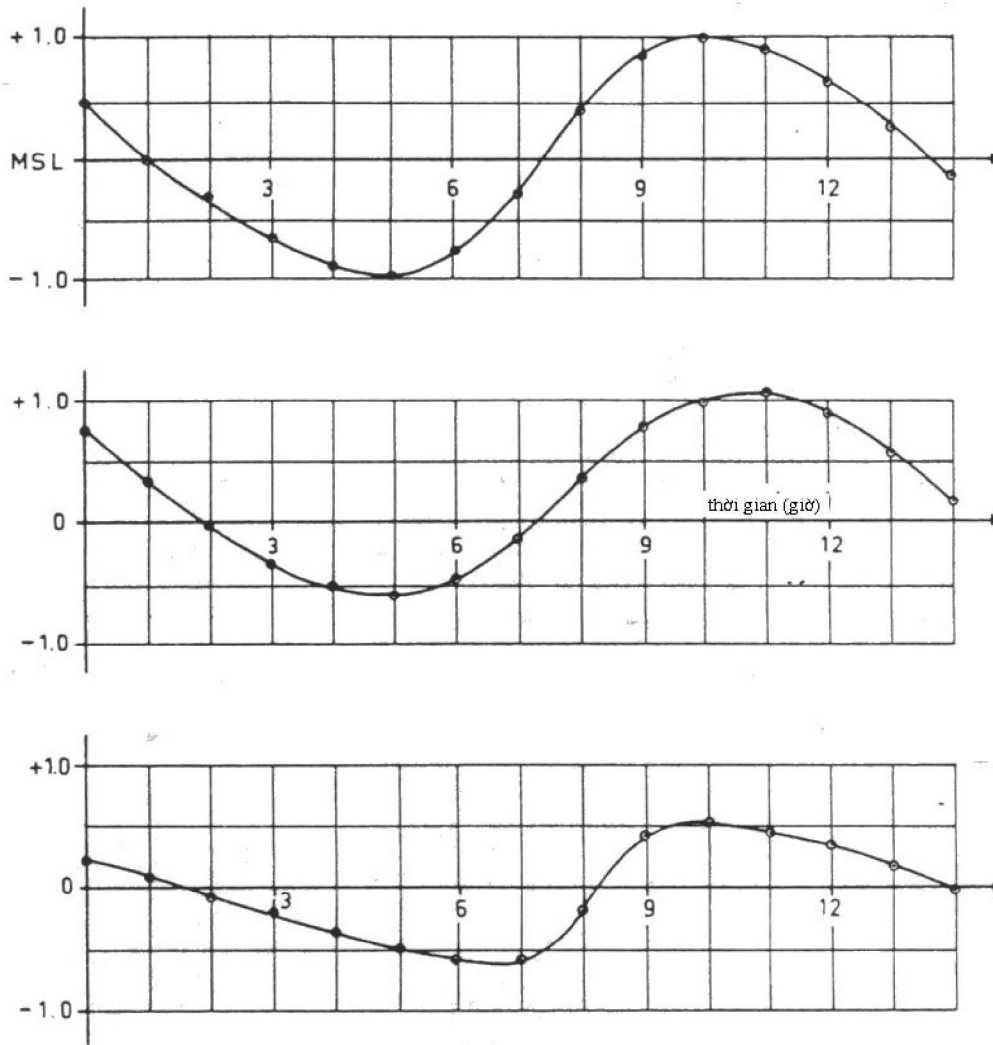
Độ sâu, h , tại điểm B trong khi nước đứng cao là 8 mét và tại B khi nước đứng thấp là 7 mét. Như vậy, đối với điểm A:

$$\frac{C^2 h}{g} = \frac{(60)^2 (7)}{9,81} = 2568 \text{ m} \quad (21.09)$$

và điểm B:

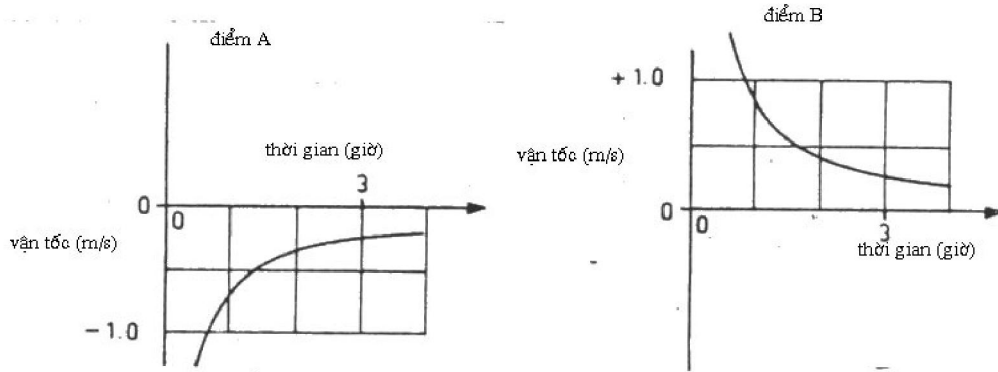
$$\frac{C^2 h}{g} = \frac{(60)^2 (8)}{9,81} = 2935 \quad (21.10)$$

Các đường cong hình 21.08 sử dụng các hằng số xác định từ hai phương trình trên được dẫn ra trên hình 21.05.

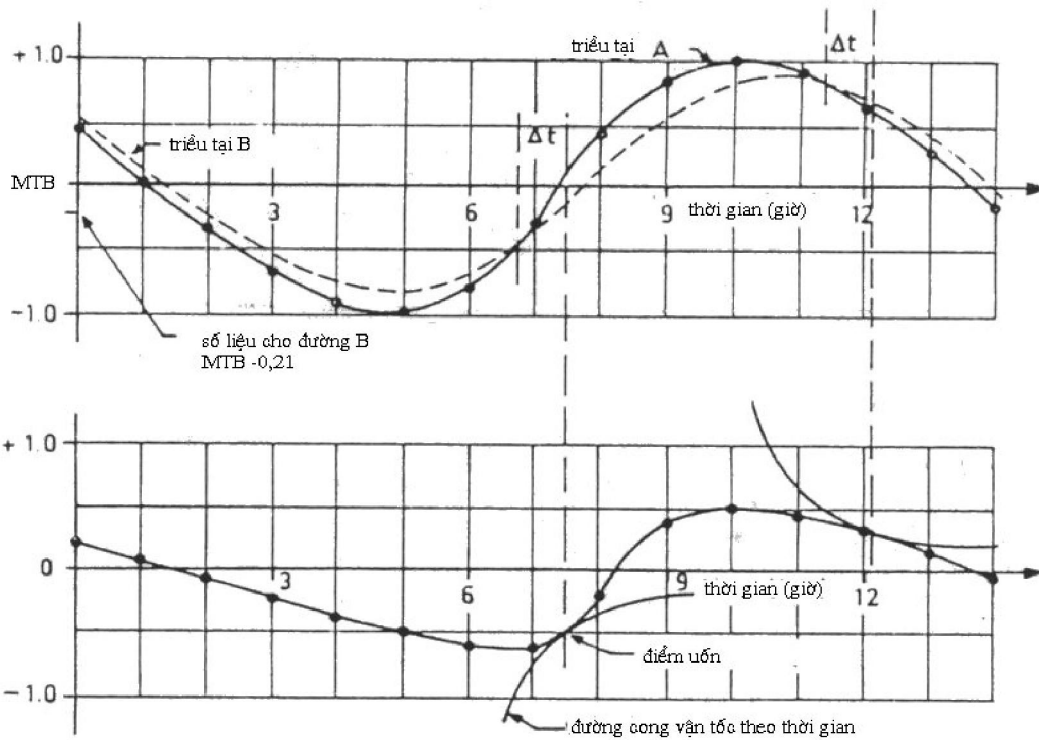


Hình 21.4 Số liệu triều và dòng chảy

Mỗi đường cong trên hình 21.5 được trích riêng từ hình 21.4. đường V-t được dịch chuyển ngang dọc theo trục toạ độ của đường vận tốc cho đến khi hai đường này tiếp tuyến với nhau. Điểm này được chiếu lên đường cong triều A. Tương tự có thể tiến hành đối với đường V-t thứ hai đối với đường cong triều A.



Hình 21.5 Các đường cong vận tốc



Hình 21.6 Phương án giải bằng toán đồ

Nếu như tất cả các giả thiết đưa ra là chính xác, thì đường cong triều B có thể đặt lên đường cong triều A và từ đó xác định các điểm cắt nhau như vừa tiến hành. Thông thường điều này khó có thể thành hiện thực, chúng ta có thể thu được kết quả cuối cùng bằng cách dịch chuyển đường cong triều B theo hướng thẳng đứng cho đến khi khoảng thời gian giữa các điểm cắt nhau theo lý thuyết và thực tế như nhau.

Hình 21.6 cho ta đường cong vận tốc được đặt với các đường V-t. Các điểm cắt nhau được chiếu lên các đường cong triều. Hai khoảng thời gian bằng nhau cũng được đưa ra. Các số liệu của đường cong B được giảm đi 0,21 mét so với mực nước trung bình.

21.6 PHÂN TÍCH ĐÁNH GIÁ

Cũng cần nhắc lại rằng phương pháp vừa trình bày tuy thuộc loại tốt nhất, nhưng cũng chỉ đưa ra các kết quả gần đúng. Những kết quả này cũng chỉ mới đảm bảo cho các khảo sát ban đầu.

Khoảng cách dọc theo sông giữa các điểm A và B có thể biến đổi từ vài kilômét đến hàng trăm kilômét. Điều quan trọng là việc đo đạc dòng chảy cần tiến hành tại điểm giữa A và B.

Khi độ sâu trở nên nhỏ, số hạng ma sát trong phương trình 21.01 tăng lên đến các giá trị tương đương số hạng quán tính. Đối với độ sâu đủ nhỏ, số hạng quán tính có thể bỏ qua và mặt nước có thể trở nên ngang đúng như vào thời điểm nước đứng. Trong trường hợp này các đường cong triều ngang và thẳng đứng lệch pha $1/4$ chu kỳ.

Các ảnh hưởng của sự khác biệt mật độ trên các cửa sông sẽ được trình bày trong chương tiếp theo.

22 DÒNG CHẢY MẬT ĐỘ TRONG SÔNG

E.W. Bijker, L.E. van Loo, J. de Nekker

22.1 MỞ ĐẦU

Trong hai chương trước chúng ta đã xem xét triều ảnh hưởng đến sông nhưng không để ý đến một thực tế rằng nước sông nhạt và nước biển mặn. Vai trò của chênh lệch độ muối đó lên các quá trình cửa sông sẽ được xem xét trong chương này. Chương 23 sẽ được xem như một chương bổ sung về ảnh hưởng của các cảng nằm dọc sông.

Cách tiếp cận sử dụng trong chương này xuất phát hoàn toàn từ yêu cầu thực tiễn. Các phương pháp dẫn dắt tới những phương trình sử dụng trong chương này có thể tìm được từ các tài liệu tham khảo cũng như các sách chuyên đề về các loại dòng chảy mật độ.

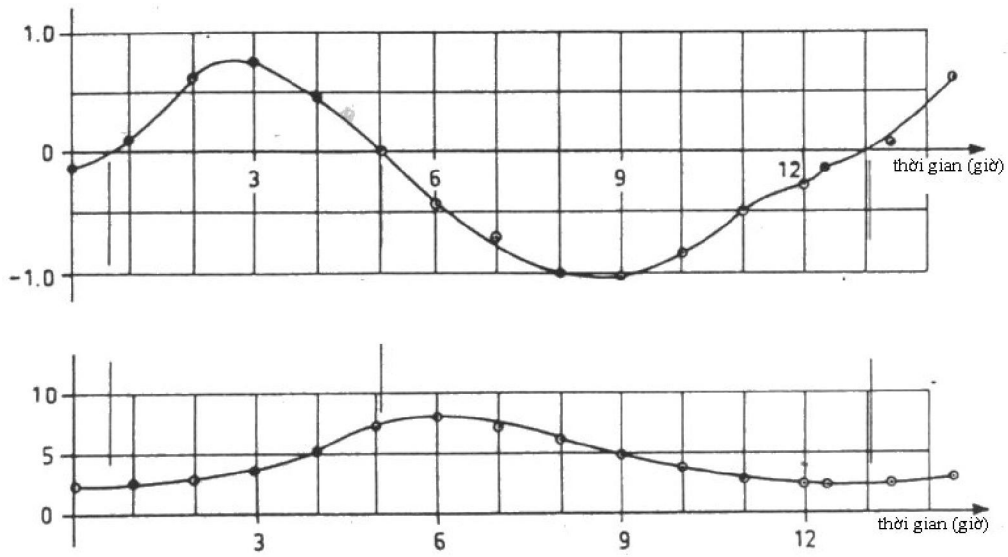
22.2 BIẾN ĐỔI ĐỘ MẶN THEO TRIỀU

Nước biển sẽ đi vào các cửa sông khi triều lên ngoại trừ trường hợp nước sông đổ ra quá nhiều và chiếm lĩnh toàn bộ thể tích triều trong pha triều lên. Có rất ít sông thường xuyên đảm bảo lưu lượng nước để không cho phép nước biển xâm nhập ít ra là trong một thời kỳ ngắn.

Độ muối tại nhiều điểm trên sông biến đổi tuần theo chu kỳ triều. Cũng do nước từ biển xâm nhập vào sông nên độ muối trong sông đạt cực đại vào kỳ nước đứng cao. Điều này được minh họa bằng bảng 22.1 và hình 22.1 đối với Rotterdam. Số liệu dòng chảy hoàn toàn giống như trong bảng 20.1. Cũng như lần trước, dòng chảy khi triều lên được xem là dương.

Trong ví dụ này, độ muối cực đại đạt được ngay sau khi nước đứng cao. Việc giải thích hiện tượng này sẽ được trình bày trong phần 6 của chương này.

Từ chương 3 chúng ta đã biết rằng độ muối nước biển vào khoảng 35‰, như vậy nước biển thực không bao giờ đạt tới Rotterdam. Các quá trình xáo trộn đã khuếch tán nước biển vào nước sông và hình thành nên nước lợ. Nếu điểm quan trắc được tiến hành tại khu vực gần biển hơn thì có thể thu được độ muối cực đại cao hơn. Càng đi sâu vào trong sông thì giá trị cực đại này sẽ trở nên thấp hơn.



Hình 22.1 Dòng chảy và độ muối tại Rotterdam

Bảng 22.1 Số liệu triều tại Rotterdam

Thời gian (h)	Dòng chảy (m/s)	Độ muối sông (‰)
0	-0,15	2,48
1	+0,08	2,47
2	+0,60	2,83
3	+0,75	3,64
4	+0,44	5,08
5	+0,07	7,25
6	-0,44	8,06
7	-0,73	7,16
8	-1,03	6,08
9	-1,05	4,90
10	-0,85	3,64
11	-0,52	2,65
12	-0,30	2,48

Mức độ xáo trộn nước trên khu vực cửa sông có thể đánh giá gần đúng thông qua tỷ số giữa thể tích triều và lưu lượng sông. Trong bảng 22.2, tham số xáo trộn, M , được xác định theo biểu thức:

$$M = \frac{Q_r T'}{P} \quad (22.01)$$

trong đó:

M là tham số xáo trộn,

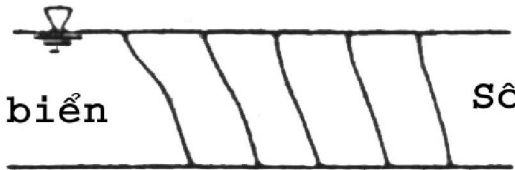

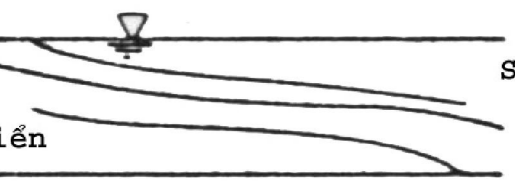
P là thể tích triều,

Q_r là lưu lượng nước ngọt từ sông,

T' là chu kỳ triều, tính bằng giây (s).

Trên các sơ đồ mặt cắt dọc sông, ta xem biển nằm về bên trái, các đường đẳng độ muối được dẫn ra.

Bảng 22.2. Các đặc trưng xáo trộn sông

M	Mô tả	Sơ đồ
0	Xáo trộn	
0,1	Phân tầng một phần	
1,0	Phân tầng mạnh	

Ghi chú: Các sơ đồ không trình bày theo tỷ lệ,

Trên mỗi sơ đồ độ muối tăng về phía trái.

Một hướng nghiên cứu cơ bản hơn để giải quyết vấn đề này đã được Ippen và Harleman (1961) áp dụng đối với các quá trình xáo trộn thông qua tham số phân tầng không thứ nguyên. Tham số này được xác định theo tỷ số sau:

22.3 NĂNG LƯỢNG TẢN MÁT / PHẦN DƯ CỦA THỂ NĂNG

được tính cho một đơn vị khối lượng chất lỏng. Năng lượng tản mát thực tế là phần suy giảm năng lượng triều trong cửa sông, còn phần dư của thể năng là phần thể năng thu được khi nước tăng mật độ (độ muối) trong quá trình chảy xuôi dòng.

Harleman và Abraham (1966) đã cho rằng tham số phân tầng chỉ phụ thuộc duy nhất vào tham số không thứ nguyên của cửa sông, được định nghĩa theo hệ thức sau:

$$E = \frac{PF^2}{Q_r T'} = \frac{F^2}{M} \quad (22.02)$$

trong đó: F là số Froude tính theo vận tốc triều lên cực đại tại cửa sông.

Do có thể xác định dễ dàng hơn nên tham số của cửa sông tiện lợi hơn trong sử dụng so với tham số phân tầng. Ngược với tham số xáo trộn, quá trình xáo trộn của sông tăng lên cùng với sự gia tăng của tham số của cửa sông. Cửa sông sẽ được xem là xáo trộn mạnh nếu như tham số của cửa sông lớn hơn 0,15.

Một vấn đề khác liên quan tới cửa sông là việc xác định phân bố độ muối trong cửa sông. Harleman và Abraham (1966) đã thử giải quyết vấn đề này bằng cách sử dụng mô hình lý thuyết 1 chiều đối với phân bố độ muối trong cửa sông. Trong mô hình trục tọa độ x được lấy theo hướng ngược dòng tính từ cửa vào theo trục lạch. Với mô hình 1 chiều, độ muối chỉ được xem biến đổi theo một hàm của thời gian và vị trí dọc theo trục lạch. Hơn nữa họ cho rằng phân bố độ muối được xác định bởi sự cân bằng giữa khuếch tán đi vào và bình lưu đi ra đối với dòng nước ngọt từ sông.

Do các trạng thái tới hạn của phân bố độ muối (xâm nhập cực đại và cực tiểu) xuất hiện vào các thời điểm nước đứng (tương ứng nước đứng cao và nước đứng thấp) chúng ta có thể nghiên cứu các trạng thái này sử dụng phương trình đạo hàm thường đơn giản:

$$V_r S_s = D \frac{dS_s}{dx} \quad (22.03)$$

trong đó:

S_s là độ muối vào thời điểm nước đứng,

V_r là vận tốc dòng nước ngọt (có giá trị âm),

x là trục tọa độ (dương theo chiều ngược dòng),

D là hệ số khuếch tán thực bao gồm tất cả các quá trình xáo trộn.

Để giải được phương trình này, hệ số D cần được xem như một hàm của x . Biểu thức sau đây đã được sử dụng:

$$D = \frac{D_0 B}{x + B} \quad (22.06)$$

trong đó:

B là khoảng cách tính từ cửa sông đến địa điểm độ muối bằng độ muối đại dương, và

D_0 là hệ số khuếch tán tại $x = 0$.

Tại $x = -B$ và $D = \infty$ quá trình xáo trộn dẫn tới độ muối không đổi. (Các công thức 22.04 và 22.05 đã được lược bỏ trong lần hiệu đính này).

Thay 20.06 vào 20.05 và lấy tích phân ta có:

$$\ln S_S + \text{constant} = \frac{V_r (x + B)^2}{2D_0 B} \quad (22.07)$$

Hằng số tích phân được xác định theo định nghĩa B :

$$S_S \Big|_{x=-B} = S_0 = \text{độ muối đại dương} \quad (22.08)$$

Theo đó công thức 22.07 trở thành:

$$\frac{S_S}{S_0} = \exp \left[\frac{V_r}{2D_0 B} (x + B)^2 \right] \quad (22.09)$$

S_S sẽ giảm khi x tăng, do V_S có giá trị âm.

Đối với từng cửa sông, hai ẩn số trong 22.09 là B và D_0 , có thể xác định được nếu như S_S được xác định – từ số liệu quan trắc tại hai điểm khác nhau. Đôi khi có thể biến đổi 22.09 bằng cách sử dụng mối tương quan giữa D_0 và B đối với V_r . Điều này có thể thu được như ví dụ sau đây đối với sông Chao Phya, Thái lan. Phương trình thu được đối với nước đứng thấp có dạng:

$$S_S = S_0 \exp \left[- (18)(10 - 6) Q_r x^2 - 0,045 Q_r^{1/2} \right] \quad (22.10)$$

Trong phương trình 22.10, Q_r có thứ nguyên m^3/s và có giá trị dương, x thứ nguyên km.

22.4 TƯƠNG QUAN ĐỘ MẶN – MẬT ĐỘ

Biến đổi của độ muối sẽ dẫn tới sự biến đổi của mật độ, điều này cũng giống như trường hợp khi nhiệt độ biến đổi. Tương quan giữa mật độ với nhiệt độ và độ muối đã được đề cập tới trong chương 3. Trong khoảng biến đổi thực tế của hai yếu tố này, vai trò của độ muối đối với biến đổi mật độ lớn hơn nhiều so với nhiệt độ.

Sự chênh lệch của mật độ trong thủy vực sẽ được xem như một biến độc lập trong những phân trao đổi tiếp sau đây. Các chênh lệch này có thể do nhiệt độ hoặc độ muối gây nên. Tuy nguyên nhân của sự biến đổi mật độ có thể sẽ quan trọng đối với các bài toán nhiệt động học hoặc ô nhiễm nhưng không quan trọng nếu xét từ góc độ hình thành dòng chảy. Vì lý do đó trong các phần sau chúng ta sẽ ít chú ý tới nguyên nhân của biến đổi mật độ, ngoại trừ một số trường hợp riêng.

22.5 ĐẶC TRƯNG TÍNH CỦA CÁC KHỐI NƯỚC PHÂN TẦNG

Có hai trường hợp tới hạn cân bằng tĩnh giữa hai khối nước có mật độ khác nhau căn cứ vào vị trí của các mặt phân cách.

Trường hợp đơn giản nhất khi mặt phân cách này là một mặt phẳng nằm ngang. Nếu như khối nước trên có mật độ nhỏ hơn thì phân tầng sẽ ổn định. Trong thực tế mặt phân cách này có thể giữ ổn định kể cả trường hợp có chuyển

động của nước. Sự phân tầng này do chênh lệch nhiệt độ và độ muối có thể tồn tại trong các đại dương và trong các hồ.

Trong trường hợp thứ hai, tồn tại một mặt phân cách thẳng đứng không ổn định. Những mặt phân cách như vậy có thể quan trắc thấy tại cửa ra vào các âu chuyển tàu. Trên hình 22.2 cho ta thấy sự phân bố của áp suất trên cửa âu tàu. Lực tổng cộng tác động lên cửa sẽ bằng zero, vì vậy:

$$\frac{1}{2}\rho_1 g h_1^2 = \frac{1}{2}\rho_2 g h_2^2 \quad (22.11)$$

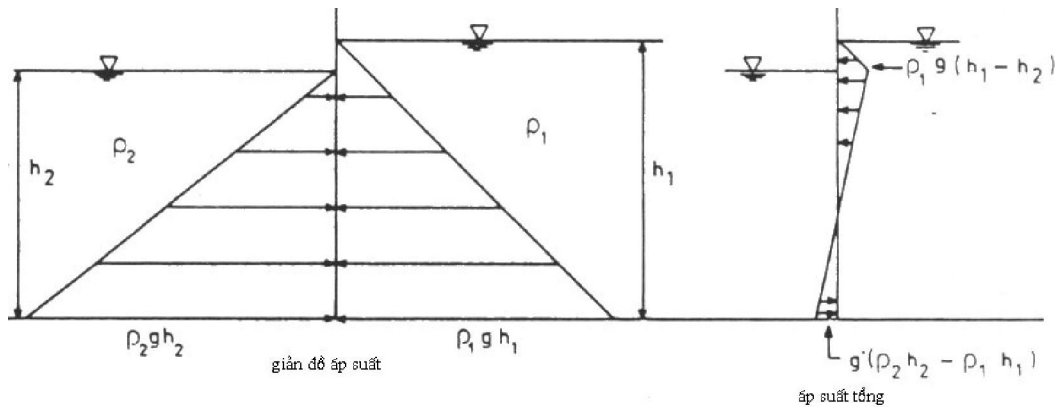
trong đó:

g là gia tốc trọng trường,

h là độ sâu,

ρ là mật độ nước,

các chỉ số 1 và 2 trong 22.11 tương ứng các khối nước khác nhau.



Hình 22.2 Áp suất lên mặt phân cách thẳng đứng

Khi $\rho_2 > \rho_1$ thì 22.11 có dạng:

$$\frac{h_1}{h_2} = \sqrt{\frac{\rho_2}{\rho_1}} \quad (22.12)$$

Khi lực tổng cộng tác động bằng zero, hình 22.2 chỉ ta thấy momen tổng cộng cũng bằng zero.

Dạng phân tầng mật độ như trên có thể xem như một dạng lý tưởng hoá một hiện tượng tự nhiên có thực khi trên cửa sông vào cảng có sự biến đổi đột ngột trong chu kỳ triều. Hiện tượng này, bao gồm lý thuyết về nó và các hệ quả sẽ được xem xét trong chương 23.

22.6 SÓNG NỘI

Khi có sự tồn tại của mặt phân tầng ngang trong chất lỏng sẽ xuất hiện sóng trên bề mặt đó ngay trong lớp nước nằm trên. Trong khi đó, lớp nước trên lại có

mặt phân cách giữa nước và không khí. Tuy nhiên đối với sóng nội trên mặt phân cách giữa hai lớp nước thì mật độ lớp nước trên không khác nhiều so với mật độ lớp nước dưới. Sự khác biệt không lớn về mật độ này có thể gây ảnh hưởng đáng kể đến các hiện tượng liên quan, nếu như chúng ta đem so sánh với sóng gió trên mặt biển.

Sóng nội có thể xuất hiện từ nhiều động do tàu chạy, động đất hay lở đất. Chúng cũng có thể xuất hiện khi hai lớp nước này chuyển động tương đối với nhau.

Vận tốc của sóng trên mặt phân cách này có thể thu được từ biểu thức:

$$c = \sqrt{\frac{(\rho_2 - \rho_1)g\theta_1\theta_2}{\rho_2\theta_1 + \rho_1\theta_2}} \quad (22.13)$$

trong đó:

c là vận tốc sóng,

θ là độ dày của các lớp với các chỉ số 1, 2 tương ứng.

Trên hình 22.3 các mũi tên chỉ hướng chuyển động của nước. Phương trình 22.13 sẽ chuyển về dạng 5.05b khi $\rho_1 = 0$.

Do ρ_1 gần như bằng ρ_2 trong phương trình 22.13, nên có thể lấy gần đúng trong dạng sau đây:

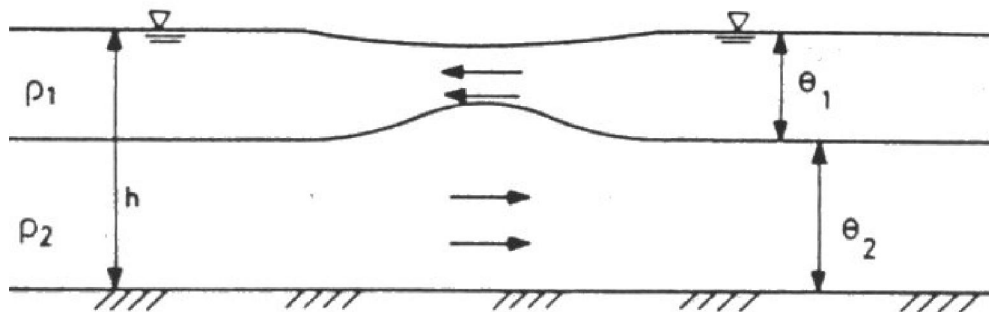
$$c = \sqrt{\frac{(\rho_2 - \rho_1)g\theta_1\theta_2}{\rho_1 h}} \quad (22.14)$$

$$c = \sqrt{\frac{\Delta g\theta_1\theta_2}{h}} \quad (22.15)$$

trong đó:

$\Delta = \frac{\rho_2 - \rho_1}{\rho_1}$ là mật độ tương đối của các khối nước và h là độ sâu tổng cộng:

$$h = \theta_1 + \theta_2.$$



Hình 22.3 Sóng nội

Các loại sóng này có thể có biên độ rất cao, do ảnh hưởng của gia tốc trọng trường không lớn. Chúng thường kèm theo các dao động sóng ngược dấu không lớn trên mặt biển như được thể hiện trên hình 22.3. Nhìn chung đối với phép xấp xỉ bậc nhất tỷ số giữa độ cao sóng mặt và sóng nội có thể xem bằng Δ .

Các loại sóng này có khả năng hấp thụ đại bộ phận năng lượng của “nước chết” do tàu tạo ra. Điều này có thể lý giải thông qua ví dụ.

Một con tàu có mớn nước 4 m chuyển động trên cảng có phân tầng với lớp nước trên dày 3 m (độ muối 5‰, nhiệt độ 2°C) và lớp dưới dày 7 m (độ muối 36‰, nhiệt độ 4°C). Vậy con tàu có thể đạt tới vận tốc cực đại bằng bao nhiêu?

Từ bảng 3.3, chương 3 ta có:

$$\begin{aligned} \sigma_{11} &= 4,00; & \rho_1 &= 1004,00 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \\ \sigma_{12} &= 28,70; & \rho_2 &= 1028,70 \frac{\text{kg}}{\text{m}^3} \end{aligned} \quad (22.16)$$

Với $\theta_1 = 3$ m, $\theta_2 = 7$ m, sử dụng 22.13 ta có:

$$c = \sqrt{\frac{(1028,7 - 1004)(9,81)(3)(7)}{(1004)(7) + (1028,7)(3)}} = 0,709 \text{ m/s} \quad (22.17)$$

Chỉ có một cách để tàu có thể chạy nhanh hơn sóng là phải cắt qua hoạt trượt trên đó.

Hiện tượng nước chết đóng một vai trò hết sức quan trọng trong trận thủy chiến gần Copenhagen cách đây mấy thế kỷ. Tại khu vực này nước nhạt biển Ban tích chảy ra trên lớp nước mặn từ Skagerrak vào.

22.7 NÊM MẶN “TĨNH”

Nêm mặn xuất hiện khi nước ngọt từ sông đổ ra biển gặp nước mặn. Nước biển xâm nhập vào đáy sông nằm ngay dưới lớp nước ngọt đó. Độ dài của nêm nước mặn xâm nhập được xác định dựa vào sự cân bằng giữa ma sát τ_1 trên mặt phân cách và gradien áp suất tổng cộng do độ nghiêng của bề mặt. Khi sự cân bằng này được đảm bảo thì nêm mặn được giữ vị trí ổn định và nước ngọt chảy từ sông ra sẽ lan truyền trong dạng một lớp mỏng trên mặt biển. Vai trò của nêm mặn sẽ được xem xét kỹ trong các phần tiếp theo.

Schijf và Schonfeld (1953) đã rút ra một biểu thức đối với độ dài nêm mặn cho trường hợp lý tưởng đối với kênh hình chữ nhật, nước đổ vào biển không giới hạn và không có triều. Trong trường hợp không có xáo trộn qua mặt phân cách, biểu thức có dạng:

$$L_w = \frac{2h}{f_1} \left[\frac{1}{5F^2} - 2 + 3F^{2/3} - \frac{6}{5}F^{4/3} \right] \quad (22.18)$$

$$f_1 = \frac{8\tau_1}{\rho(V_1 - V_2)V_1 - V_2} \quad (22.19)$$

$$F = \frac{V_r}{\sqrt{ggh}} \quad (22.20)$$

trong đó:

L_w là độ dài của nêm mặn,

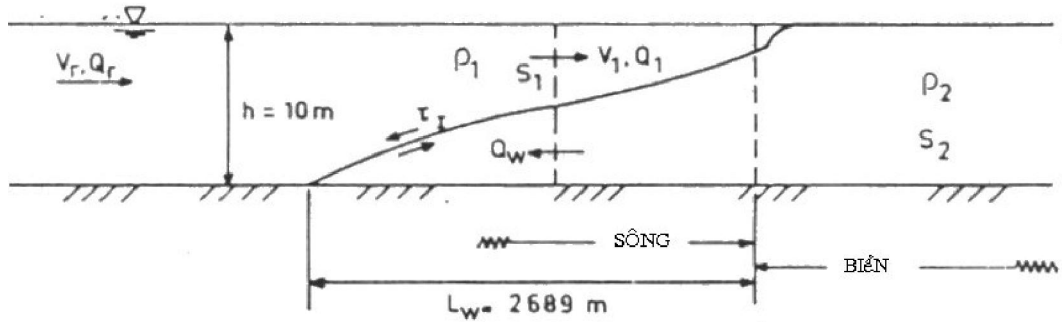
V_r là vận tốc dòng sông đoạn trên nêm mặn,

V_1 là vận tốc nước ngọt lớp trên nêm mặn,

V_2 là vận tốc trong nêm mặn,

τ_I là ứng suất ma sát dọc mặt phân cách.

Tất cả những ký hiệu này được trình bày trên hình 22.4.



Hình 22.4 Nêm mặn “tĩnh” trên cửa sông

Biểu thức này cho ta thấy vai trò của độ sâu h , lưu lượng nước ngọt, V_r , và chênh lệch mật độ khi mặn xâm nhập. Giá trị tương đối chấp nhận được của f_1 vào khoảng 0,1. Cách giải bằng đồ thị của biểu thức trên được Partheniades và các cộng tác viên xem xét vào năm 1980.

Tất nhiên trong điều kiện cân bằng lý tưởng thì $V_2 = 0$. Trường hợp này tương ứng không có ma sát trên đáy như được trình bày trên hình 22.4. Các số liệu sử dụng để vẽ hình 22.4 gồm: $f_1 = 0,08$; $h = 10$ m; $V_r = 0,2$ m/s; $\Delta = 0,0246$, trong trường hợp đó $L_w = 2689$ m. Hình vẽ được trình bày với sự khác nhau về tỷ lệ đứng và ngang là 1:100.

Từ tĩnh được đặt trong dấu ngoặc kép bởi vì trong thực tế thường tồn tại các trạng thái cân bằng động. Quá trình xáo trộn sẽ diễn ra trên mặt phân cách các khối nước. Muối và nước biển sẽ vận chuyển vào và nước sông chảy ra biển. Trên hình 22.4 đường đậm cho ta thấy mặt phân cách giữa hai khối nước. Vì tổng lượng nước đi ra và đi vào cửa sông phải cân bằng nhau nên ta có:

$$Q_I = Q_r + Q_w \quad (22.21)$$

trong đó:

Q_w là lưu lượng đi vào,

Q_r là lưu lượng nước ngọt từ sông đổ ra,

Q_I là lưu lượng thực đi qua mặt cắt.

Do cân bằng lưu lượng muối cũng phải được bảo đảm. Cho nên:

$$Q_I S_I = Q_w S_2 \quad (22.22)$$

trong đó S_1 và S_2 là độ muối tương ứng của hai khối nước.

Nếu thay các giá trị khác nhau của V_r vào phương trình 22.18 (thông qua 22.20) có thể nhận thấy rằng L_w giảm khi V_r tăng, với $F = 1$ ta có $L_w = 0$. Cần nhắc lại rằng khi V_r tăng cũng dẫn tới Q_r tăng điều này có thể khác với quy luật rút ra từ 22.01 và bảng 22.2. Theo bảng này thì sự tăng của Q_r có thể dẫn tới sự gia tăng độ phân tầng của sông và nêm mặn sẽ dài hơn thay vì ngắn hơn. Nghịch lý này được giải thích bởi việc bỏ qua các tác động triều khi đưa ra công thức 22.18, như vậy việc so sánh trên đây là không có giá trị.

Tại các cửa sông, quá trình xâm nhập nêm mặn xảy ra một cách hết sức phức tạp. Lưu lượng sông, Q , luôn biến đổi, trong thực tế luôn tồn tại các ảnh hưởng của triều và cửa sông không có dạng nêm.

Nhìn chung, ảnh hưởng của triều là quan trọng nhất – nó dẫn tới dao động liên tục của toàn bộ hệ thống hai lớp nước. Quá trình dao động sẽ dẫn tới sự gia tăng của xáo trộn qua mặt phân cách. Khi ảnh hưởng của triều mạnh và lưu lượng nước sông không lớn, sự phân tầng sẽ bị phá huỷ và dẫn đến cửa sông xáo trộn hoàn toàn. Cửa sông Tây Schelde là một trong những thí dụ như vậy. Vào một thời điểm nhất định, và từng nơi vẫn có gradient của độ muối theo phương thẳng đứng. Tại các cửa sông như vậy, dòng muối trung bình vận chuyển ra biển do dòng sông được cân bằng bởi dòng muối khuếch tán từ ngoài vào.

Ảnh hưởng của khuếch tán kết hợp động lượng dòng đi vào có thể làm lệch thời gian độ muối trung bình cực đại so với thời điểm nước đứng cao như ví dụ Rotterdam được thể hiện trên hình 22.1.

Như đã trình bày trên, triều làm cho vị trí nêm mặn dịch chuyển theo hướng sông-biển trên cơ sở chế độ triều. Các hệ quả của quá trình này lên sông và các thủy vực kề cận sẽ được bàn đến trong mục tiếp theo.

22.8 CÁC VẤN ĐỀ LẮNG ĐỘNG

Hệ quả trực tiếp của nêm mặn lên sông là tác động của nó lên quá trình lắng đọng trong cửa sông. Từ hình 22.4 có thể thấy dòng chảy dọc đáy sẽ bị biến đổi do tồn tại của nêm mặn. Với hướng đi lên từ đầu nêm mặn, dòng đáy thường lại hướng ra biển, còn phía bên trong lưỡi mặn thì vận tốc dòng đi vào thường không lớn. Do vận tốc tại đầu nêm mặn có thể bị triệt tiêu, nên dẫn tới sự lắng đọng của trầm tích trên đáy. Tại các cửa sông với ảnh hưởng triều không lớn, và vị trí nêm mặn được giữ tương đối cố định có thể hình thành nên các bãi cạn ngầm. Trong khi nguyên nhân hình thành nêm mặn là do độ muối, hiện tượng này còn có thể quan trắc thấy tại các cửa sông khi chênh lệch mật độ lại do các nguyên nhân khác gây nên trong đó có gradien nhiệt độ. Hiện tượng này còn có thể quan trắc được khi có nguồn nước lạnh đổ ra từ các nhà máy phát điện tại cả những khu vực toàn nước ngọt như các hồ.

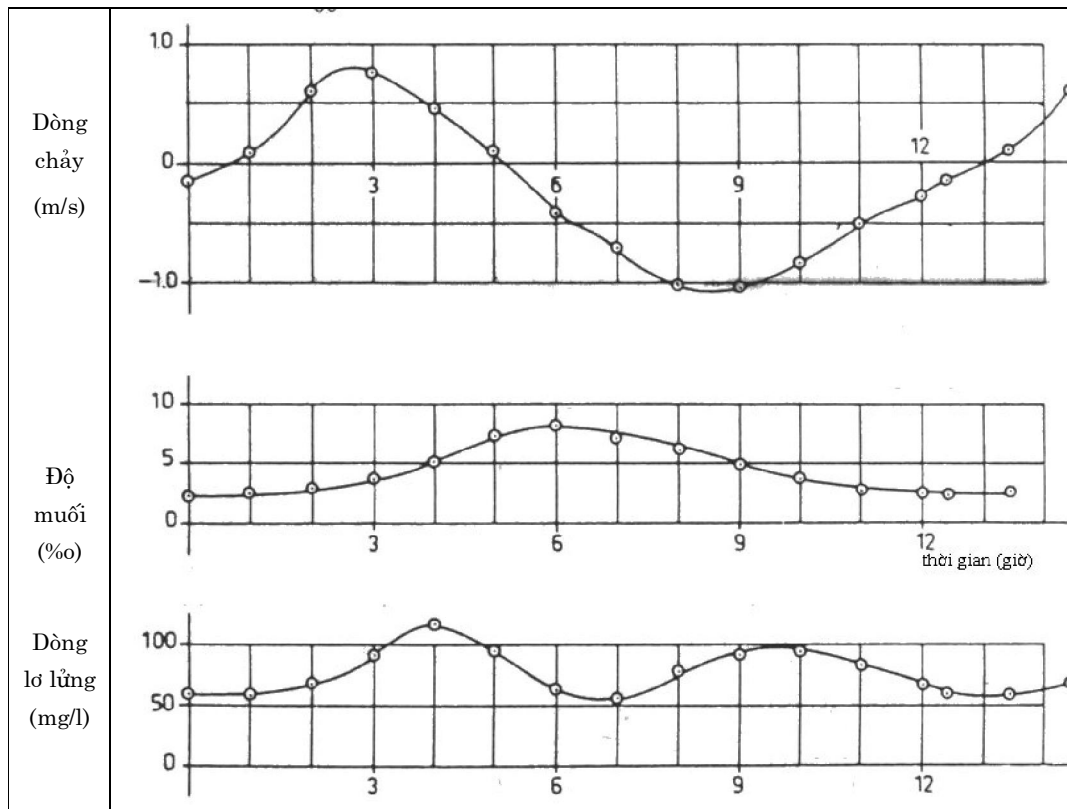
Khi các trầm tích lơ lửng trong sông chỉ bao gồm bùn và lợ mặn do gradient độ muối gây nên thì các quá trình lý, hoá có thể ảnh hưởng mạnh đến hiện tượng lắng đọng tại các cửa sông.

Bùn sét trong nước ngọt bao gồm các phân tử nhỏ với kích thước cực đại không vượt quá vài micrômét. Do đặc điểm hình thái, với diện tích bề mặt lớn, và cấu trúc tinh thể của các khoáng sét, các phân tử này có điện tích âm trên mặt. Do các phân tử nhỏ nên lực tĩnh điện trong chùng mực nào đó cùng với lực trọng trường kiểm soát các phân tử bùn sét và giữ chúng tách rời trong dạng lơ lửng.

Khi độ muối tăng lên, các ion dương (Na^+ , Mg^{++} , Ca^{++} , v.v..) có khả năng cân bằng với lực tĩnh điện và tạo điều kiện cho các phân tử kết dính với nhau, khi các khối này được đưa vào nước ngọt thì chúng lại được tách ra thành các phân tử lơ lửng. Quá trình này sẽ có ảnh hưởng làm biến động các kết quả quan trắc trầm tích lơ lửng tại các khu vực có độ muối thấp và biến đổi.

Để hình dung mức độ ảnh hưởng của nhân tố này lên quá trình lắng đọng trầm tích có thể so sánh vận tốc lắng đọng của các phần tử sét rời rạc trong nước ngọt và của các khối phần tử liên kết trong nước mặn ($S > 5\%$). Allersma, Hoekstra và Bijker (1967) đã thu được tỷ số giữa hai vận tốc lắng đọng đó lớn hơn 1 : 50.

Lượng các vật liệu đáy sông tại các khu vực đó không đồng nhất với cấu trúc sét. Trầm tích hình thành thường do kết quả liên kết của các phần tử với một lượng nước đáng kể. Thể tích của trầm tích (các phần tử rắn và nước) có thể lớn hơn thể tích các phần tử từ 5 đến 10 lần. (Trong thuật ngữ cơ học đất, độ xốp ở đây cao hơn 10). Thông thường với lượng nước lớn như vậy, mật độ trầm tích thường nhỏ, chỉ vào khoảng từ 1100 đến 1250 kg/m³. Vật liệu này giống như một chất lỏng nhớt với độ nhớt lớn hơn nước từ 100 đến 1000 lần; có thể so sánh nó với sữa chua (chỉ khác nhau về màu).



Hình 22.5 Các dòng lơ lửng tại Rotterdam

Vật liệu này thường được gọi là bùn, nó rất khó xác định được khi dùng thiết bị hồi âm, nó thường tạo nên các đám mờ trên băng ghi của máy. Loại trầm tích này mềm đến mức các tàu thuyền có thể vượt qua được.

Quá trình cô đặc của loại trầm tích này thường xảy ra rất chậm. Các lớp có độ dày trên 2,5 m có thể giữa nước trong vòng vài tuần lễ – đối với cả trường hợp trong điều kiện ống nghiệm.

Các đáy bùn này có thể trở về dạng lơ lửng nếu như vận tốc trên đó vượt quá vận tốc tới hạn vào cỡ từ 0,2 đến 1,0 m/s.

Về đặc điểm của lớp bùn đáy chúng ta sẽ xem xét kỹ trong chương 27 khi đề cập đến địa mạo các bờ bùn.

Ảnh hưởng của độ muối lên mật độ của bùn lơ lửng tại Rotterdam được trình bày trên hình 22.5. Các số liệu để vẽ các đồ thị này được dẫn ra trong các bảng 22.1 và 22.3.

Trong khoảng thời gian từ 5 đến 7 giờ độ muối có giá trị tương đối cao đã làm cho nồng độ các chất lơ lửng bị suy giảm, mặc dầu dòng chảy trở nên rất lớn. Từ 8 giờ rưỡi đến 10 giờ tồn tại quy luật nghịch đảo: độ muối giảm làm tăng nồng độ lơ lửng mặc dù vận tốc trở nên yếu hơn. Mặt khác vào khoảng 0,6 giờ và một lần nữa vào lúc 13 giờ, nồng độ trầm tích có giá trị cực tiểu do vận tốc dòng yếu.

Bảng 22.3 Dòng lơ lửng tại Rotterdam

Thời gian (h)	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Vật liệu lơ lửng (mg/l)	60	58	68	90	116	95	61	54	77	90	93	81	66

Thậm chí trong điều kiện không có sự kết dính trầm tích tại chỗ, vẫn có thể quan trắc thấy lớp bùn đáy. Những lớp như vậy có thể thấy tại khu vực Rotterdam Europoort, mặc dù độ muối ở đây luôn lớn hơn 5 ‰. Về các lớp này, nguyên nhân hình thành và vận chuyển chúng sẽ được xem xét trong mục 27.6.

22.9 CỬA RA VÀO CẢNG ROTTERDAM

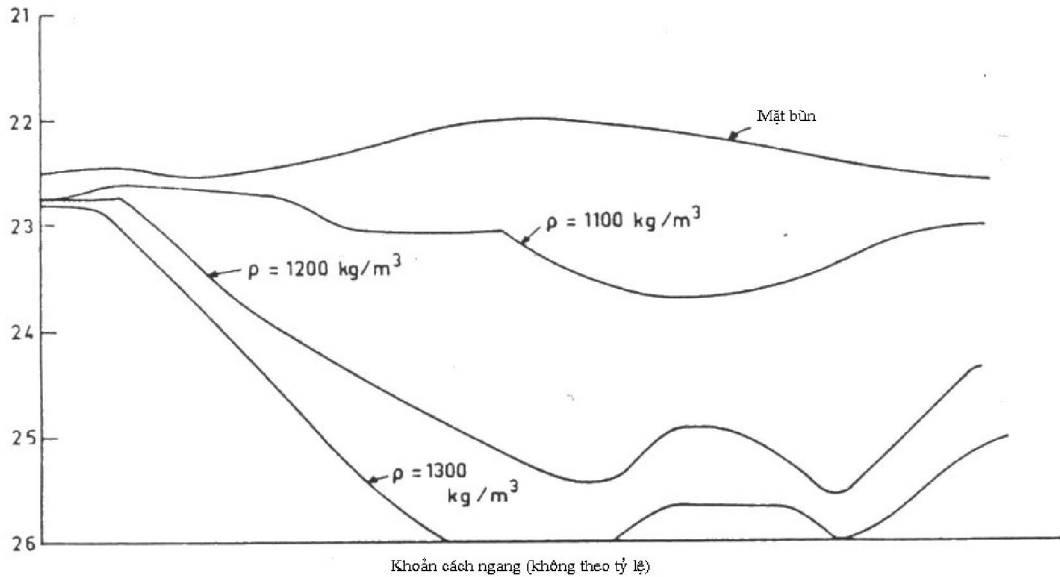
Các lớp bùn mềm có thể tìm thấy trên khu vực cửa ra vào Europoort và đường thủy Rotterdam. Bằng các thiết bị hồi âm hiện đại có thể đánh giá mật độ của lớp bùn đáy này. Trên hình 22.6 cho ta một ví dụ về các kết quả đo trên cửa vào cảng Rotterdam.

Tại lớp bùn trên mặt mật độ bùn vào khoảng 1030 kg/m³. Vật liệu này mềm đến mức các tàu có thể vượt quan dễ dàng. Độ sâu của lạch thường được lấy theo đường đẳng mật độ $\rho = 1200 \text{ kg/m}^3$.

Phần trên của lớp bùn có mật độ rất thấp nên khi dùng các thiết bị hút bùn thì năng suất đạt được tính bằng lượng chất rắn trong một giờ thường rất nhỏ. Điều này cho phép hút tại các vùng sâu để các dòng bùn chuyển đến các vùng này và lắng đọng dần. Bùn có mật độ cao có thể nạo vét từ đáy các khu vực sâu đó. Vấn đề đặt ra ở đây là làm sao để bùn vận chuyển về các khu vực sâu hơn. Tồn tại hai khả năng sau đây:

Nếu như mặt đáy có một độ dốc vừa đủ để lực trọng trường làm cho bùn bị trôi về nơi sâu hơn. Cách thứ hai dựa vào ứng suất đáy do các dòng chảy trên đáy có thể do nguyên nhân triều. Điều nguy hiểm có thể xảy ra khi ứng suất đáy trở nên quá lớn, lớp biên giữa bùn và đáy trong chế độ rối và bùn trở về trạng thái lơ lửng. Dòng trầm tích lơ lửng có thể bị vận chuyển vượt qua các khu vực sâu.

Các thử nghiệm trong phòng thí nghiệm đối với bùn trên khu vực cảng Rotterdam do den Hartog (1979) tiến hành cho thấy rằng bùn ở đây có thể xem như chất lỏng nhớt. Như vậy có thể sử dụng công nghệ nạo vét từ các bẫy sâu tại một số vị trí nhất định được giữ ổn định bằng các thiết bị nạo vét.



Hình 22.6 Địa hình đáy lạch tàu

Việc tích đọng quá mức (mật độ bùn quá cao) trên đáy các bẫy sâu có thể gây nên bất lợi, vì đòi hỏi sự tăng cường công suất của máy hút và dẫn tới hiệu quả thấp.

22.10 NHỮNG VẤN ĐỀ Ô NHIỄM

Bên cạnh sự ảnh hưởng của các dòng mật độ lên lắng đọng trầm tích tại các cửa sông, một số khía cạnh môi trường liên quan cũng được chú ý tới.

Một trong những vấn đề quan trọng là hiện tượng thẩm thấu nước muối vào nước ngầm dọc theo bờ sông. Về tác hại của độ mặn nước lên sự phát triển của cây cối đã được các nhà nghiên cứu nông học phân tích. Vấn đề dự báo mức độ ô nhiễm mặn của nước ngầm đã được các chuyên gia nghiên cứu nước ngầm quan tâm tới.

Một vấn đề khác liên quan tới các dòng địa nhiệt cũng gây ra tác động tới môi trường. Một số loài sinh vật biển rất nhạy cảm với sự thay đổi nhanh của nhiệt độ nước do lười nước nóng dịch chuyển trong một chu kỳ triều. Một số công trình nghiên cứu tại Mỹ và Hà lan chú trọng đến các mô hình đánh giá mức độ tác động của các lười nước ấm từ các nhà máy điện nằm dọc sông. Việc đánh giá tác động của các dòng nước thải nóng lạnh đã được đưa vào trong số các yêu cầu xây dựng công trình.

Những biện pháp kỹ thuật nhằm đối phó với các tác động của dòng chảy mật độ sẽ được xét đến trong phần tiếp theo.

22.11 CÁC PHƯƠNG PHÁP KHẮC PHỤC DÒNG CHẢY MẬT ĐỘ

Hiện nay có rất ít công nghệ có ý nghĩa kinh tế nhằm chống lại sự xâm nhập của lưới mặn đi vào sông. Rất nhiều công nghệ chỉ áp dụng cho một khu vực cụ thể ví dụ cảng hay lạch tàu; những công nghệ này sẽ được xem xét trong chương tiếp sau.

Như đã chỉ ra trong các phương trình 22.18 , 22.19 và 22.20, độ dài của lưới mặn có thể giảm được thông qua việc giảm độ sâu nước hoặc tăng lưu lượng nước ngọt. Tại Hà Lan, người ta tăng lượng nước ngọt qua hệ thống New Waterway thông qua dự án Delta (đê và cống tại Volkerak, và âu thông tàu tại Haringvliet). Ngoài ra sự phát triển của Cảng Europoort đã giảm thiểu yêu cầu đưa các tàu lớn đi theo New Waterway qua cửa Europoort. Trong thời gian gần đây, một phần của New Waterway ở Rotterdam đã được lấp nhằm giảm độ sâu và kéo lưới mặn ra phía biển.

Các dòng chảy mật độ do nhiệt có thể được hạn chế bằng cách tăng quá trình xáo trộn giữa hai lớp nhằm tăng trao đổi giữa nước và không khí.

Mặc dầu không thật sự phổ biến, song quá trình xáo trộn có thể thông qua sự gia tăng quá trình rối bằng biện pháp tạo ra các lớp phân tầng không ổn định. Việc tăng thêm vận tốc dòng chảy và xây dựng hệ thống các vòi phun từ hệ thống thoát nước của các nhà máy điện có thể làm tăng xáo trộn do rối.

Sự phân tầng không ổn định thông thường được tạo ra bằng các nguồn ấm với độ muối thấp trong lớp gần đáy. Hệ thống thải nước dạng này tạo nên các dòng thăng và tăng xáo trộn rối cho phép tăng khả năng khuếch tán các nguồn nước.

Một phương pháp khác làm giảm ô nhiễm nhiệt là việc làm lạnh các nguồn thải trước khi đổ ra biển. Điều này có thể thực hiện bằng cách đổ vào các hồ nông hoặc cho chảy qua các bộ phận làm lạnh. Đôi khi hệ thống kênh thoát dài cũng có thể xem như một phương pháp chống lại ô nhiễm nhiệt. Tất cả các biện pháp trên đều nhằm mục đích đưa nhiệt thoát vào khí quyển.

23 DÒNG CHẢY MẬT ĐỘ TRONG CẢNG

E.W. Bijker, J. de Nekker

23.1 DÒNG TRIỀU TRONG CẢNG

Trong chương này sẽ xem xét đến các ảnh hưởng của dòng triều và dòng mật độ lên các cảng được xây dựng dọc theo sông. Những thông tin trình bày ở đây vẫn có thể sử dụng cho cả các cảng nằm dọc bờ biển xa các cửa sông cũng như các cảng không có các lưu lượng nước ngọt đổ vào.

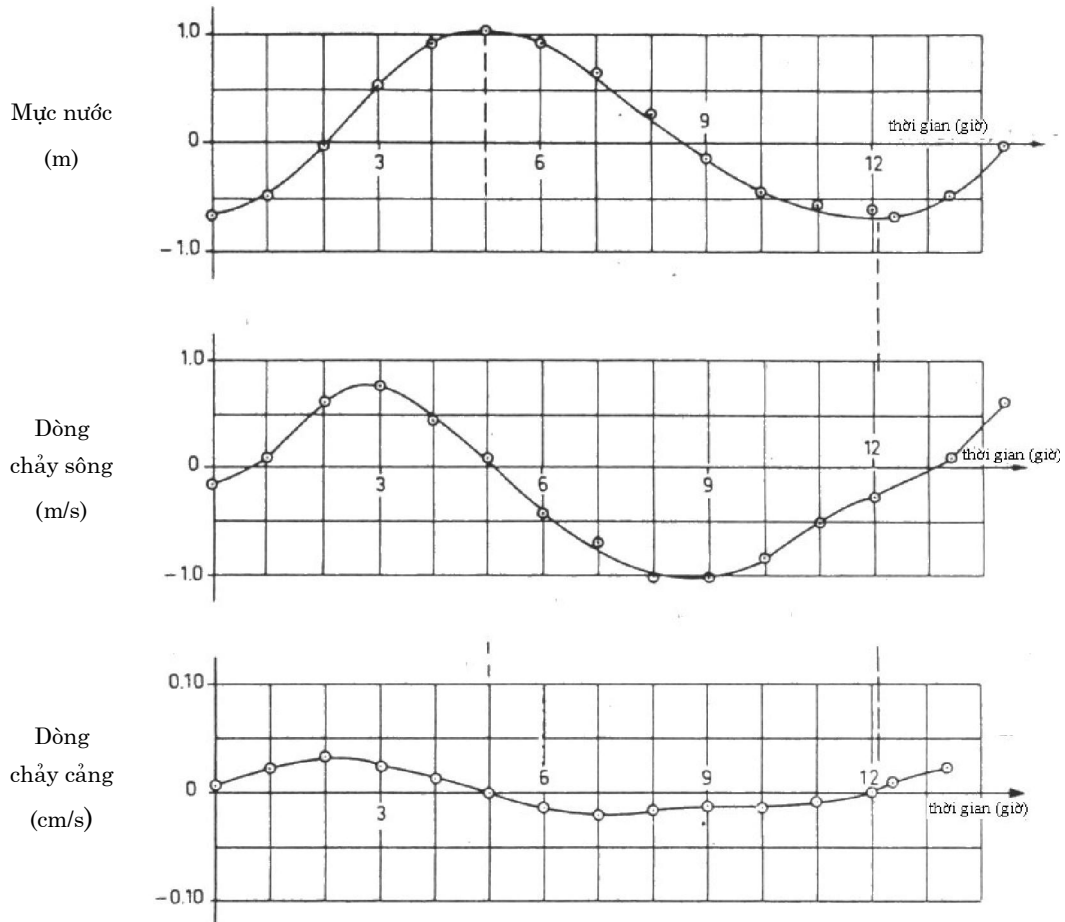
Bảng 23.1 Triều trong cảng Rotterdam (Petroleumhaven II)

Thời gian (giờ)	Mực triều (m)	Dòng chảy sông (m/s)	Dòng chảy trong cảng (cm/s)
0	-0,69	-0,15	0,9
1	-0,50	+0,08	2,2
2	-0,03	0,60	3,2
3	+0,52	0,75	2,1
4	+0,91	0,44	1,1
5	1,04	+0,07	0
6	0,91	-0,44	-1,5
7	0,61	-0,73	-2,1
8	+0,25	-1,03	-1,6
9	-0,15	-1,05	-1,1
10	-0,47	-0,85	-1,5
11	-0,58	-0,52	-0,8
12	-0,62	-0,30	0

Việc xây dựng các cảng dọc theo cửa sông thông thường làm tăng thể tích triều của cửa sông. Chỉ có một số trường hợp ngoại lệ khi có các công trình xây dựng lớn, ảnh hưởng bổ sung của sự gia tăng diện tích lên thể tích triều không đủ lớn để làm thay đổi đáng kể đến cửa sông.

Chúng ta đã xem xét kỹ trong chương 20 (hình 20.5) vai trò của quán tính đối với việc kéo dài thời gian tồn tại dòng lên sau khi nước cường. Đối với cảng, các

thành phần quán tính không đủ lớn nên dòng chảy trong cảng sẽ dừng vào thời điểm nước cường và nước kiệt. Điều này sẽ đúng nếu như dòng mật độ không có đóng góp ảnh hưởng của mình. Bảng 23.1 cho ta các số liệu được sử dụng để thể hiện hình 23.1 cho ta thấy hiện tượng này đối với cảng Petroleumhaven II tại Rotterdam. (Các ảnh hưởng của dòng mật độ đã được loại trừ từ số liệu trên bảng 23.1). Do các dòng chảy có giá trị rất nhỏ, chúng được dẫn ra bằng cm/s.

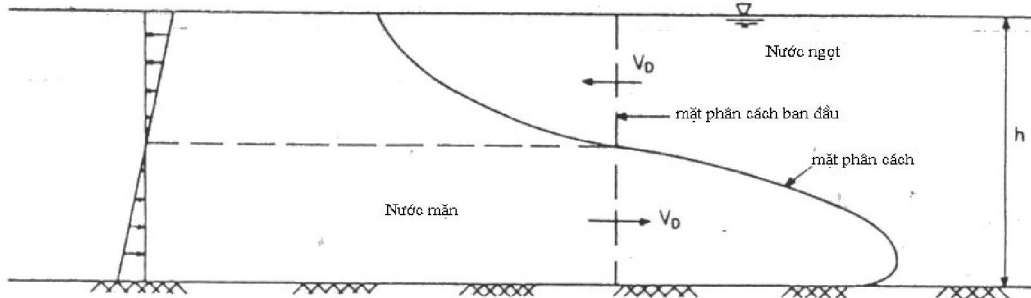


Hình 23.1 Mức nước và dòng chảy trong cảng Petroleumhaven II, Rotterdam

23.2 DÒNG CHẢY MẬT ĐỘ TRONG CẢNG

Phân tầng mật độ tại các cửa ra vào của thủy vực cảng dựa vào trường độ muối được sơ đồ hoá trên hình 22.2 như đã trình bày trong chương trước. Như đã phân tích, tại đây sự phân tầng không ổn định dẫn tới các thành phần dòng chảy như được trình bày trên hình 23.2. Dòng chảy của lớp mật độ cao có bậc đại lượng ngang với dòng chảy từ thủy vực sông. Đường cong của mật phân cách này thỉnh thoảng được gọi là đường đáy khô. Đường cong này bị uốn do ảnh hưởng của ma sát lên đáy.

Do khối lượng nước trong cảng được giữ không đổi- bỏ qua phần tăng và rút- nên dòng vào cảng phải cân bằng với dòng đi ra do chênh lệch mật độ. Với giả thiết thông thường dòng chảy theo mỗi hướng chiếm lĩnh một nửa độ sâu và hai dòng này bằng nhau đối với kênh chữ nhật.



Hình 23.2 Các lực tác động của dòng chảy mật độ và chuyển động của nó

Theo lý thuyết ta có:

$$V_D = 0,45 \sqrt{\Delta g h} \quad (23.01)$$

trong đó:

Δ là mật độ tương đối (chương 22)

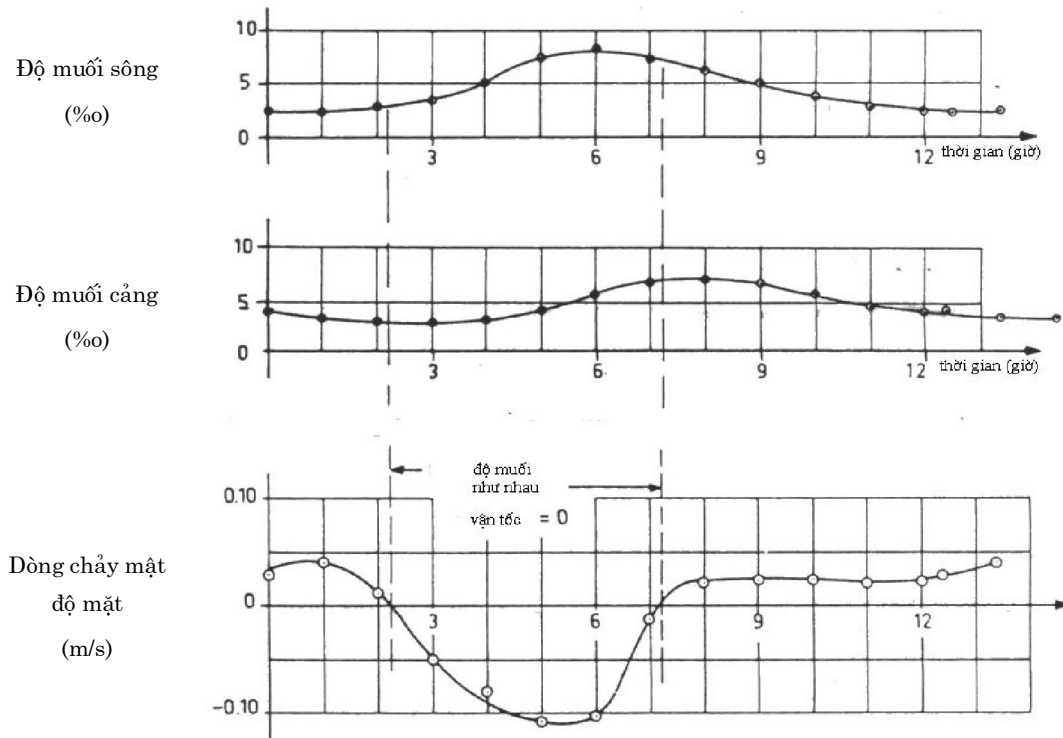
g là gia tốc trọng trường,

h là độ sâu,

V_D là vận tốc trên đường đáy khô.

Trong thực tế, hệ số 0,45 được xem là quá lớn, thông thường các giá trị trong khoảng từ 0,3 đến 0,4 cho ta kết quả tốt hơn. Phương trình 23.1 có thể so sánh được, tuy không chính xác, với phương trình 22.13 khi $u_1 = u_2 = h/2$.

Bảng 23.2 cho ta các giá trị độ muối của sông và cảng Rotterdam cùng với giá trị đo được của dòng chảy mật độ. Giá trị Δ trong bảng được tính theo số liệu độ muối cho rằng nhiệt độ trong sông và trong cảng đồng nhất và bằng 16°C. Các vận tốc dòng chảy mật độ được dẫn ra cho lớp mặt với hướng dương chỉ dòng chảy đi vào cảng. Bằng phép đối xứng, như đã giải thích trên đây, dòng chảy trong lớp dưới đi theo hướng ngược lại cũng với giá trị như lớp trên. Một phần số liệu trong bảng được dẫn ra trên hình vẽ 23.3.



Hình 23.3. Độ muối và dòng chảy mật độ trong cảng (Petroleumhaven II, Rotterdam)

Chúng ta nhận thấy từ bảng 23.2 rằng biên độ của vận tốc dòng mật độ ít nhiều phụ thuộc vào Δ . Nếu như lý thuyết và thực tế thống nhất với nhau thì ta có thể tìm kiếm mối tương quan giữa $|V_D|$ và $\sqrt{\Delta}$ (từ phương trình 23.01). Tuy nhiên, hệ số tương quan giữa $|V_D|$ và $\sqrt{\Delta}$ đối với số liệu trên bảng 23.2 chỉ bằng 0,58. Điều này không có nghĩa là lý thuyết đã đảm bảo đúng, những so sánh sẽ được tiến hành lại trong phần 23.4.

23.3 TỔNG HỢP CÁC THÀNH PHẦN DÒNG CHẢY

Trong điều kiện tự nhiên của cảng có thủy triều, dòng chảy trong cảng sẽ là tổng của các dòng đi vào và dòng chảy mật độ đi ra.

Trên hình 23.4 cho ta các phân bố lý tưởng của dòng chảy và tổng hợp đối với các thời gian khác nhau theo bảng 23.1 và 23.2.

Khi $|V_D| \leq V_f$ thì sự hiện diện của dòng chảy mật độ không ảnh hưởng tới thể tích nước tổng cộng đi vào cảng. Điều này được thể hiện trên hình 23.4 qua đường phân bố vận tốc cho các khoảng thời gian cách nhau 2 giờ. Quan trắc đồng thời cho thấy các phân bố vận tốc có thể cộng với nhau theo lớp trong khi vận chuyển trầm tích không thể làm tương tự, ngoại trừ khi mật độ trầm tích không đổi trong toàn lớp nước. Điều này sẽ được trở lại trong phần tiếp theo của chương này.

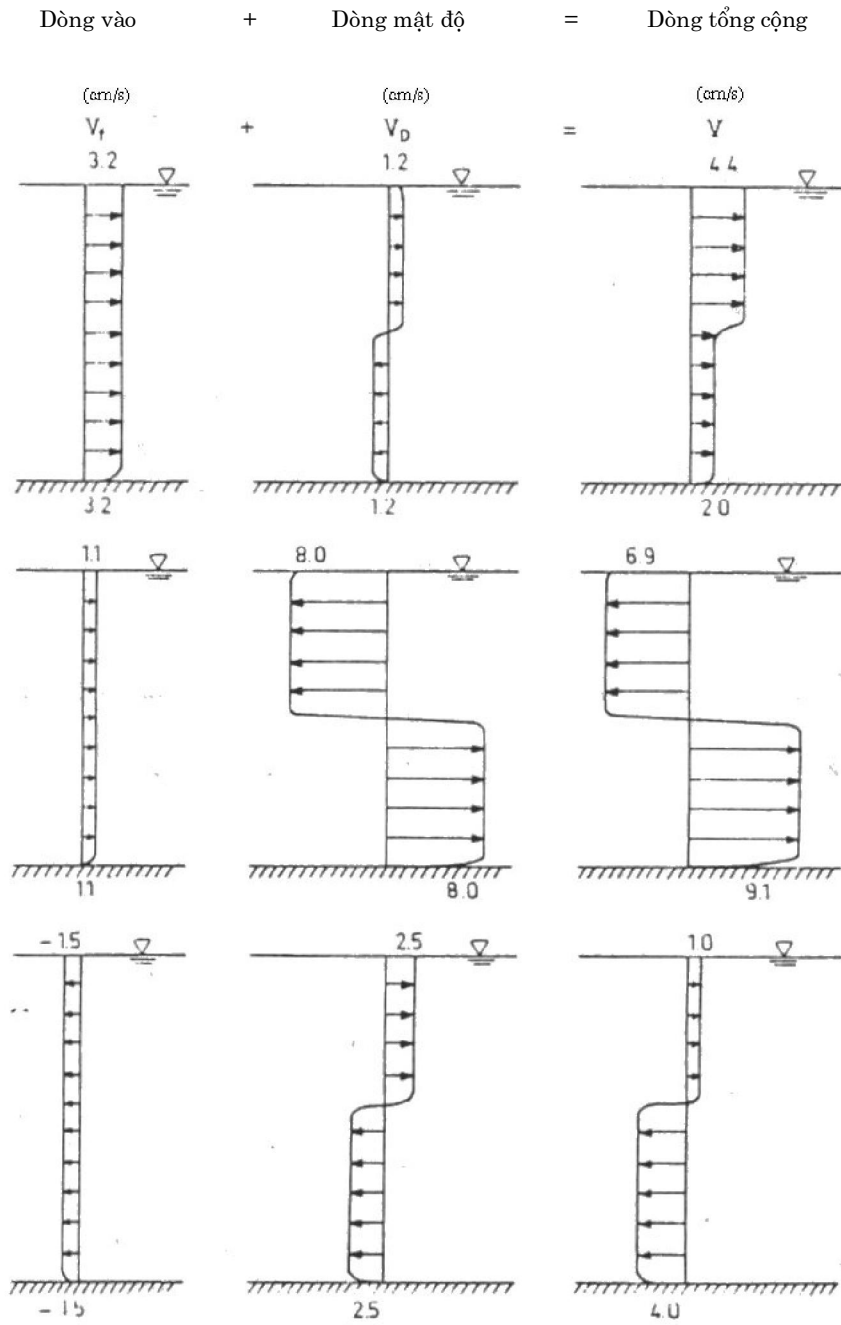
Bảng 23.2 Độ muối và dòng chảy tại Rotterdam

Thời gian	Độ muối sông	Độ muối cảng	Δ	V_D trên mặt
-----------	--------------	--------------	----------	----------------

(h)	(‰)	(‰)		(cm/s)
0	2,48	3,96	$1,149 \cdot 10^{-3}$	3,0
1	2,47	3,30	$5,952 \cdot 10^{-4}$	4,0
2	2,83	3,04	$1,619 \cdot 10^{-4}$	1,2
3	3,64	2,63	$7,830 \cdot 10^{-4}$	-5,0
4	5,08	3,01	$1,600 \cdot 10^{-3}$	-8,0
5	7,25	3,91	$2,567 \cdot 10^{-3}$	-10,7
6	8,06	5,23	$2,180 \cdot 10^{-3}$	-10,3
7	7,16	6,56	$4,616 \cdot 10^{-4}$	-1,4
8	6,08	6,69	$4,679 \cdot 10^{-4}$	+2,1
9	4,90	6,37	$1,128 \cdot 10^{-3}$	2,5
10	3,64	5,43	$1,379 \cdot 10^{-3}$	2,5
11	2,65	4,36	$1,325 \cdot 10^{-3}$	2,1
12	2,48	3,82	$1,039 \cdot 10^{-3}$	2,1

Cho đến bây giờ chúng ta vẫn giả định rằng cảng có chiều dài vô hạn. Trong phần tiếp chúng ta sẽ xem xét các điều kiện bổ sung đối với cảng có độ dài nhất định.

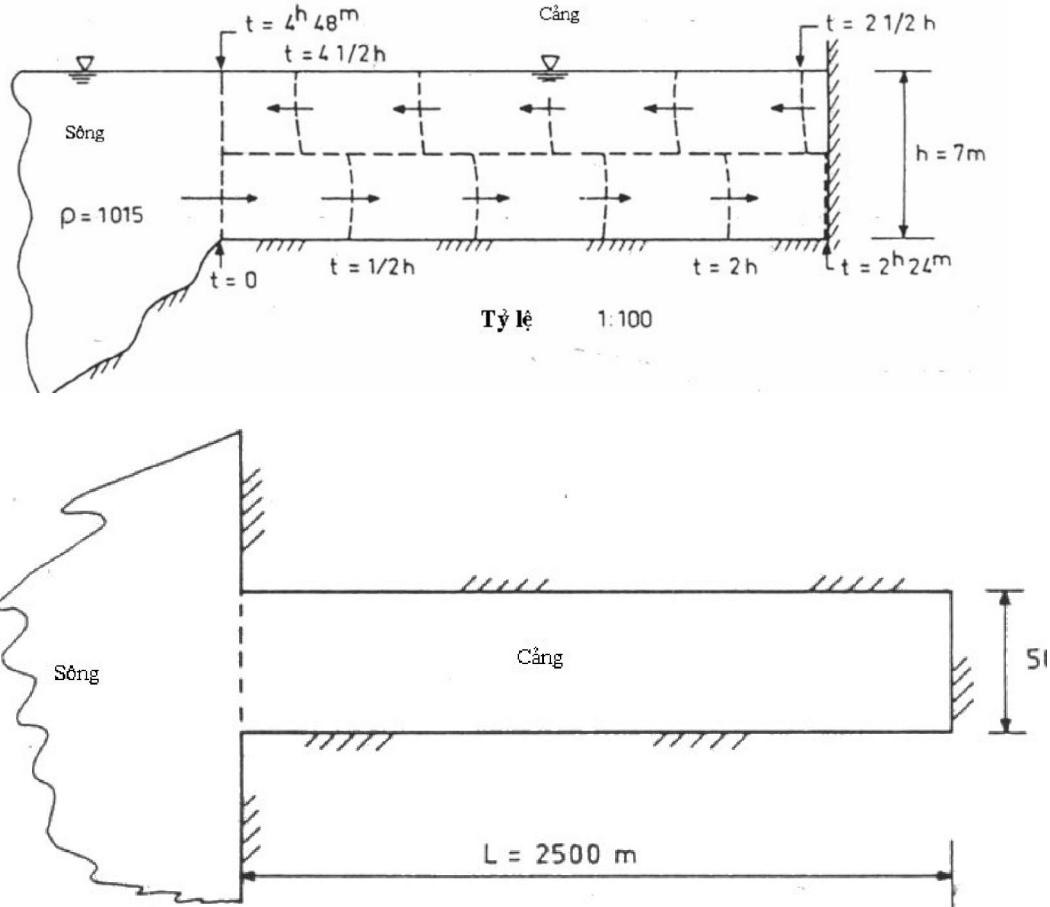
Thời
gian
(h)



Hình 23.4. Phân bố dòng chảy tổng hợp với các thời gian khác nhau

23.4 DÒNG CHẢY TRONG CÁC CẢNG BỊ GIỚI HẠN

Đường cong đáy khô của lưới mật độ đi vào cảng được thể hiện trên hình 23.2. Phương trình 23.01 mô tả vận tốc dịch chuyển đó. Vậy khoảng cách tối đa mà lưới mật độ có thể đạt được là bao nhiêu?



Hình 23.5. Sự biến đổi của dòng chảy mật độ trong cảng

Có hai điều kiện cần đáp ứng đối với lưới mật độ đang tiếp tục đi vào thủy vực cảng:

- Cần có khu vực để tiếp tục xâm nhập,
- Lực tác động (chênh lệch mật độ) còn tồn tại.

Trong đó điều kiện thứ nhất chỉ phụ thuộc vào hình thái của thủy vực, còn điều kiện thứ hai lại phụ thuộc trực tiếp vào môi trường nước. Để có thể tách hai điều kiện trên nhằm trao đổi chi tiết, chúng ta cho rằng ban đầu tất cả nước trong cảng và các vùng kề cận đều có mật độ bằng 1005 kg/m^3 . Trong một khoảng nào đó mật độ nước trong sông tăng lên đến 1015 kg/m^3 , và giữ nguyên không đổi, như vậy lực tác động (mục b vừa nêu) sẽ được giữ ổn định. Vùng biển được xem

xét không có triều. Cảng sẽ có dạng hình chữ nhật với độ sâu $h = 7$ m và dài $L = 2500$ m. (xem hình 23.5).

Sử dụng điều kiện 23.01 với các hệ số đã xác định, ta có thể tìm được vận tốc dòng chảy mật độ:

$$V_D = 0,35 \sqrt{\frac{1015 - 1005}{1005}} (9,81)(7) \quad (23.02)$$

$$= 0,289 \text{ m/s} \quad (23.03)$$

$$= 1042 \text{ m/h} \quad (23.04)$$

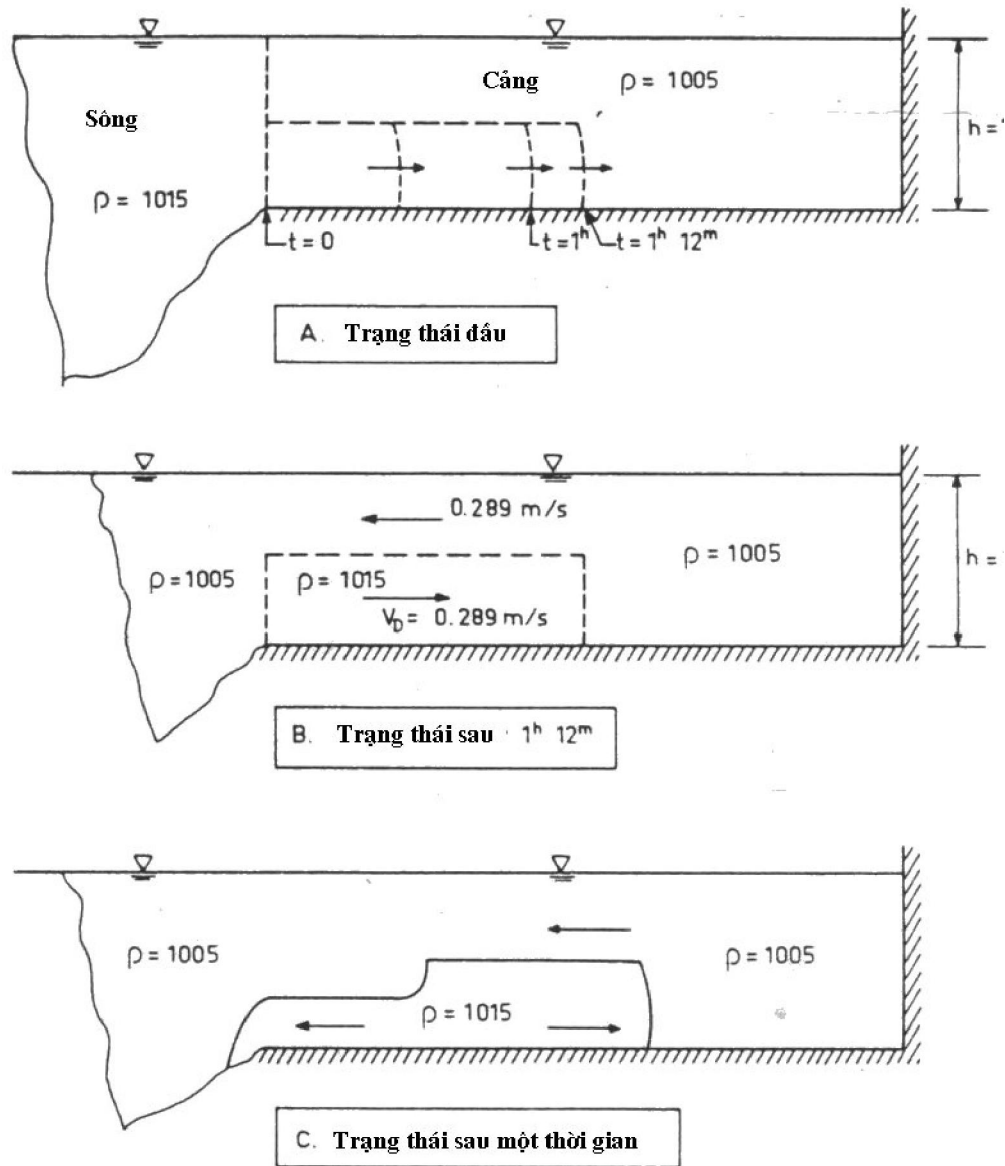
Với vận tốc như trên, lưới mật độ sẽ dịch chuyển hết toàn bộ chiều dài cảng 2500 m hết 2 giờ 24 phút. Sóng này sẽ phản xạ lại khi đạt đến bờ phía trong của cảng tương tự như các sóng dài khác nó đi hết một khoảng thời gian đúng như vậy để quay lại đến cửa ra vào cảng sau 4 giờ 48 phút kể từ thời điểm sóng xuất phát. Quá trình dịch chuyển của lưới mật độ sau từng nửa giờ được thể hiện bằng các đường cong ngắt trên hình 23.5.

Sau 4 giờ 48 phút lưới mật độ sẽ quay trở lại cửa ra vào cảng. Toàn bộ cảng bây giờ đã bị nước sông mặn hơn chiếm giữ, lúc này mật độ nước ở đây bằng mật độ nước sông vì vậy quá trình sẽ ngừng vì không còn lực tác động do chênh lệch mật độ nữa.

Vậy điều gì đã xảy ra đối với toàn bộ nước nhạt trước đây chứa trong cảng? Khối nước này đã lan truyền đến toàn khu vực rộng lớn của sông trong dạng một lớp mỏng, nếu có sóng tác động lớp này bị xáo trộn với các lớp nước sâu hơn.

Ví dụ này cũng có thể dẫn đến một số kết luận căn cứ vào số liệu trên bảng 23.2 và hình 23.3. Độ muối trung bình (nếu chênh lệch mật độ do độ muối gây nên) trong cảng tăng tuyến tính theo thời gian trong khoảng 4 giờ 48 phút như trên thí dụ vừa nêu, song do dòng chảy mật độ giữ không đổi trong khoảng thời gian đó, nó chỉ phụ thuộc vào chênh lệch mật độ tại cửa cảng. Như vậy mối tương quan trực tiếp giữa $\sqrt{\Delta}$ và $|V_D|$ trong thực tế không chính xác khi Δ được xác định theo độ muối trung bình.

Chính khoảng thời gian cần thiết để dòng mật độ đi vào cảng và trao đổi đã giả thích cho sự lệch pha giữa cực đại độ muối trên sông và các vùng kề cận như dẫn ra trên hình 23.3. Vậy có thể diễn ra sự trao đổi nước hoàn toàn hay không? Khả năng là hoàn toàn có, nó xảy ra khi cực đại độ muối trong cảng nhỏ hơn cực đại trong sông. Theo thời gian, do trao đổi, độ muối cực đại của nước sông sẽ không còn giữ như trước nữa. Một điều hiển nhiên rằng quá trình trao đổi toàn bộ được diễn ra do thay đổi đột biến dòng mật độ giữa 6.1/2 và 7 giờ như trên hình 23.3. Do không có sự thay đổi đột biến của độ muối, sự suy giảm vận tốc có thể bị gây nên bởi sự suy giảm của lực tác động thực.



Hình 23.6 Dòng chảy mật độ trong cảng.

Loại vấn đề thứ hai liên quan tới việc thời gian không đủ để quá trình trao đổi toàn bộ có thể xảy ra, điều này nhìn chung khá phức tạp. Có thể xem xét vấn đề này thông qua một ví dụ sau đây.

Ví dụ này cũng giống như ví dụ vừa xét cho rằng cảng ban đầu chứa nước có mật độ 1005 kg/m^3 và sông có sự biến đổi mật độ đột ngột từ 1005 lên 1015 kg/m^3 . Tuy nhiên bây giờ lại cho rằng nước có độ mặn cao trong sông chỉ giữ trong khoảng 1 giờ 12 phút, sau đó nước sông lại quay về mật độ 1005 kg/m^3 . Như vậy mọi vấn đề xảy ra hoàn toàn tương tự như thí dụ trên trong khoảng 1 giờ 12 phút đầu. Điều này có thể thấy trên hình 23.6A. Sau 1 giờ 12 phút lời giải được dẫn ra trên hình 23.6B. Lực tác động cũng sẽ không tồn tại lâu hơn. Động lượng sẽ giữ cho khối nước mặn tồn tại song nó sẽ bị biến dạng do độ không ổn định. Đường

cong đáy khô sẽ phát triển tại phần cuối của mép khối nước và tại đây có sự lan truyền theo đáy cảng của một lớp mỏng hơn. Có khả năng lớp mỏng này sẽ bị mất trong tầng sâu của sông. Việc đánh giá định lượng những yếu tố này vượt ra ngoài khuôn khổ của giáo trình và không thật sự quan trọng đối với mục đích của chúng ta là xác định lượng bùn đi vào cảng cùng với dòng nước mặn. Một dạng kết quả về mặt phân cách giữa hai khối nước sau một thời gian được thể hiện trên hình 23.6C.

23.5 VẤN ĐỀ THỰC TIỄN

Vấn đề vừa bàn luận trên đây chỉ đúng khi các giả thiết đưa ra được thoả mãn. Nhìn trên hình 23.3 ta có thể nhận thấy rằng giả thiết về sự biến đổi đột ngột của mật độ nước sông trong thực tế không thể có được. Mặt khác, rất nhiều cảng không có dạng hình chữ nhật. Mối phụ thuộc giữa tính toán lý thuyết trao đổi nước trong cảng với điều kiện cụ thể của sông đòi hỏi rất nhiều thời gian. Vì lý do đó, các mô hình vật lý được sử dụng để mô phỏng hiện tượng; Phòng thí nghiệm Thủy lực Delft đã có đóng góp đáng kể trong mô hình hoá dòng chảy mật độ do muối.

Cách tiếp cận thứ hai đối với bài toán này là phát triển các phương trình bán thực nghiệm đối với trao đổi nước đưa về bài toán xác định các hệ số thực nghiệm trên căn cứ thí nghiệm đối với các cảng cụ thể. Những phương trình như vậy có thể ứng dụng để xác định trao đổi nước đối với các cảng có điều kiện tương tự. Do thể tích, V , có thể được thể hiện thông qua vận tốc nhân với tiết diện và thời gian, ta sẽ chọn căn bậc hai của mật độ tương đối nhân với độ sâu và kết hợp vận tốc và tiết diện cửa vào, A_E trong phương trình đó. Hằng số triều cũng như các hệ số khác có thể tổng hợp thông qua một hệ số chung. Cách tiếp cận này được áp dụng cho cảng Rotterdam. Sử dụng kết quả đo đạc tại một số cảng lớn tại đây (Botek, Petroleumhaven I và II) đã đưa tới công thức sau:

$$V_D = GA_E \sqrt{\Delta' h} \quad (23.05)$$

trong đó:

A_E là tiết diện cửa vào cảng tính theo m^2 ,

G là hệ số thực nghiệm phụ thuộc vào cảng,

\bar{h} độ sâu trung bình của cảng, tính bằng m ,

Δ' là mật độ tương đối được xác định theo công thức sau:

$$\Delta' = \frac{\rho_{\max} - \rho_{\min}}{\rho} \quad (23.06)$$

với

ρ_{\min} là mật độ cực tiểu trong sông

ρ_{\max} là mật độ cực đại trong sông

ρ là mật độ trung bình cho một chu kỳ triều, và

V_D là thể tích nước tổng cộng trao đổi do dòng chảy mật độ trong cả chu kỳ triều.

Phương pháp vừa trình bày phụ thuộc vào các cảng có triều nằm dọc sông. Cần nói rằng kích thước và hình dáng các cảng đang thiết kế không có sự tương thích với các cảng đã tồn tại. Trong trường hợp đó sơ đồ vừa đưa ra khó có thể hỗ trợ được gì nhiều, do hệ số G hoàn toàn không xác định.

Dòng mật độ có thể có vai trò quan trọng nhất đối với hiện tượng lắng đọng cảng dẫn đến yêu cầu cao đối với nạo vét. Do đó việc đánh giá được dòng chảy mật độ có tính sinh tử đối với các nghiên cứu khả thi. Trong trường hợp đó thì ngay cả những đánh giá thô nhất cũng có thể có ích. Cách tiếp cận sau đây được đưa ra trong tài liệu vô danh của Phòng thí nghiệm Thủy lực Delft (1960). Độ chính xác tương đối của phương pháp có thể vào khoảng $\pm 50\%$.

Các tác giả vô danh- thực tế là Gersie và Bijker- đã tiếp cận vấn đề thông qua xác định hệ số α thể hiện tỷ số giữa tổng thể tích nước trao đổi và thể tích cảng. Căn cứ vào hai nguyên nhân của hiện tượng, người ta đã tách hệ số này thành hai thành phần:

$$\alpha = \alpha_f + \alpha_D \quad (23.07)$$

trong đó:

α là tỷ số giữa thể tích nước đi vào cảng trong một chu kỳ triều và thể tích cảng,

α_f là thành phần do tốc độ dâng đầy, và

α_D là thành phần do dòng mật độ.

α_f có thể được đánh giá bằng cách so sánh thể tích triều của cảng với thể tích tổng cộng của cảng.

$$\alpha_f = \frac{p}{V_H} = \frac{\Delta h}{\bar{h}} \quad (23.08)$$

trong đó:

\bar{h} là độ sâu trung bình của cảng,

V_H là thể tích tổng cộng của cảng dựa trên độ sâu trung bình \bar{h} ,

P là thể tích triều của thủy vực.

α_D không phải không phụ thuộc vào quá trình lấp đầy - xem mục 23.3 - nhưng phụ thuộc vào tốc độ đầy.

$$\alpha_D = \frac{(V_D - V_f) T_D}{2L} \quad (23.09)$$

trong đó:

V_D là vận tốc dòng chảy mật độ,

V_f là tốc độ lấp đầy,

L là độ dài cảng, và

T_D là khoảng thời gian tồn tại sự chênh lệch về mật độ.

Bây giờ một số vấn đề khác lại xuất hiện, đó là Làm thế nào để sử dụng tỷ số mật độ, Δ , phục vụ tính toán V_D ? Xác định T_D như thế nào? Hiểu và xác định thế nào giá trị L đối với một cảng phức tạp?

Chúng ta bắt đầu từ câu hỏi cuối cùng bằng việc xem xét một cảng có hình chữ nhật với tiết diện ngang như nhau và tiết diện cửa vào. Độ dài theo sơ đồ chính bằng khoảng cách dài nhất từ cửa cảng đến đầu cuối cảng. Có rất nhiều kinh nghiệm để tiến hành phép sơ đồ hoá trên đây.

T_D là khoảng thời gian tồn tại dòng mật độ. Nó chỉ liên quan duy nhất đến yếu tố mật độ qua đường cong mật độ-thời gian và không nhất thiết liên quan trực tiếp đến mực nước triều. Mặt khác T_D có thể khác nhau đối với thời kỳ tăng mật độ trong cảng và thời kỳ giảm mật độ.

Vấn đề khó nhất là làm sao xác định được giá trị V_D . Cách tiếp cận sau đây yêu cầu:

- Tính V_D dựa trên Δ tương ứng các cực trị của mật độ trên sông được sơ đồ hoá bằng phương trình 23.01.
- Sử dụng giá trị V_D vừa thu được để tính α_D và α .
- Nếu như $\alpha < 1$ thì giá trị mật độ cực đại trong cảng sẽ nhỏ hơn cực đại trong sông và giả thiết chúng ta đề ra bị phá vỡ. Trong trường hợp đó lặp lại các bước a và b sử dụng các giá trị mới của Δ lớn hơn gấp rưỡi so với giá trị ban đầu.

Trong phương trình 23.09 giá trị tuyệt đối của tốc độ lấp đầy của dòng chảy thường kỳ được lấy trung bình theo thời gian T_D . Cần nhắc lại rằng giá trị tuyệt đối đã được lấy trước khi tiến hành phép trung bình. Giá trị của V_f trong thí dụ này cần xác định theo dao động triều trong sông.

$$V_f = \frac{A_H}{A_E} \frac{dh}{dt} \quad (23.10)$$

trong đó:

A_H là diện tích mặt cảng,

A_E là tiết diện cửa vào.

Đến đây phương trình 23.09 không cho ta những kết quả đầy đủ. Bất đẳng thức sau đây cũng cần được thoả mãn:

$$0 \leq \alpha_D \leq 1 \quad (23.11)$$

Như vậy ảnh hưởng của dòng mật độ không thể là âm được nhưng nó có thể bằng zero. Giới hạn trên của nó được xác định bởi đường cong sơ đồ mật độ – thời gian.

Giá trị của tỷ số này có thể hiệu chỉnh theo các tỷ lệ giữa diện tích mặt cảng thực so với diện tích đã được sơ đồ hoá.

Thể tích nước đi vào cảng trong một chu kỳ triều đầy đủ có thể xác định bằng tổng các thành phần.

Tốc độ dâng đầy cảng đóng góp đối với thể tích nước thông qua tích α_f với thể tích cảng. Nó chính bằng thể tích nước đi ra khi triều xuống. Trong thời gian khi mật độ nước sông cao thì một lượng nước bằng α_D lần thể tích cảng được chảy vào cảng. Khi mật độ nước sông thấp sẽ có một lượng nước bằng α_D lần thể tích cảng bị chảy ra khỏi cảng.

Cả hai kỹ thuật tính toán vừa nêu trong phần này sẽ được minh họa trong mục 23.7.

23.6 NHỮNG ẢNH HƯỞNG KHÁC CỦA DÒNG CHẢY

Thành phần dòng chảy tại cửa cảng có thể phức tạp hơn so với những gì vừa mô tả trên đây. Sự phức tạp này tồn tại trong dạng xoáy rối xung quanh một trục đứng tại cửa cảng. Lượng nước trao đổi giữa cảng và xoáy cũng như giữa sông và xoáy sẽ làm tăng lượng muối cũng như lượng trầm tích lơ lửng đi vào cảng.

Trong trường hợp cảng nhỏ, dòng mật độ thường có thể mang toàn bộ lượng nước trao đổi một cách nhanh chóng và sau đó làm ngừng vận chuyển trầm tích đi vào cảng. Mặt khác xoáy sẽ tiếp tục quá trình trao đổi trầm tích với nước sông dẫn tới việc làm sạch cảng. Nguyên nhân này có thể rất quan trọng trong số ba nguyên nhân vận chuyển trầm tích vào cảng.

Các xoáy hình thành tại cửa các cảng lớn là một điều hiển nhiên. Tuy nhiên chúng có xu thế suy yếu bởi các thành phần dòng chảy khác tại cửa cảng hơn là do dòng chảy sông. Như vậy chúng ít gây ảnh hưởng đến dòng trầm tích đi vào cảng.

Một thử nghiệm được trình bày trong các phần tới nhằm xác định lượng bùn cát mang vào cảng. Trước khi làm việc đó, chúng ta xem xét các ảnh hưởng của sự tồn tại cảng lên giao thông trên sông.

Không khó khăn lắm có thể nhận thấy rằng tại khu vực gần cửa cảng, nơi các xoáy, các dòng mật độ, dòng chảy sông và dòng đáy cảng luôn tác động với nhau làm cho bức tranh dòng chảy trở nên phức tạp. Chỉ có các thuyền và tàu nhỏ chỉ chịu tác động của dòng chảy trên mặt. Các tàu lớn do xâm nhập đến lớp nước sâu sẽ chịu tác động của các lực khác nhau. Bên cạnh đó hiện tượng nước chết đã được mô tả ở các phần trước cũng có thể xuất hiện làm cho các thủy thủ phải để ý đến khi đi qua khu vực này. Do sự đa dạng về tác động lên các tàu thuyền khác nhau nên khó có thể trình bày đầy đủ về chúng trong giáo trình này. Chúng ta chỉ cần xác định các vấn đề có thể xuất hiện đối với khả năng chuyển động của tàu để các thủy thủ biết và xử lý khi có những biến đổi của cảng.

23.7 LẮNG ĐỘNG TRONG CẢNG

Các quá trình lắng đọng bùn tương tự đã được mô tả đối với cửa sông có triều trong chương trước cũng tồn tại đối với các cảng lân cận. Sự biến đổi của độ muối gây nên kết tủa và dẫn đến sự lắng đọng nhanh của các vật liệu mịn trong cảng cũng như trong sông. Hơn nữa quá trình lắng đọng trong cảng xảy ra mạnh hơn do sự yên tĩnh tương đối của nước tại khu vực cảng. Tóm lại mọi quá trình gây nên trao đổi nước giữa cảng và sông đều dẫn đến việc cung cấp trầm tích cho cảng.

Sự lắng đọng bùn trong cảng có thể tính toán bằng cách nhân thể tích của nước trao đổi trong một chu kỳ triều tại cảng với hiệu số mật độ trầm tích của nước đi vào và đi ra. Về vai trò của các loại dòng chảy khác nhau sẽ được xem xét trong ví dụ tiếp theo.

Mật độ trầm tích lơ lửng trung bình trong cảng nằm dọc sông là 77 mg/lít (tương ứng số liệu trong bảng 22.3). Cảng có chiều dài 2000 mét và có mặt cắt ngang dạng nêm với độ dốc là 1:4. Độ lớn triều là 1,7 mét và độ sâu của cảng khi nước kiệt là 13,5 mét. Trên hình 23.7 thể hiện cho ta thấy sơ đồ cảng đó với bề ngang đáy là 400 mét. Một lần nữa sử dụng số liệu tại Rotterdam, sông có độ mặn cực đại là 8,06 ‰ và độ mặn cực tiểu là 2,47 ‰. (bảng 22.1). Nhiệt độ nước là 16°C và từ bảng 3.3 ta có mật độ cực đại trên sông là 105,18 kg/m³ và mật độ cực tiểu là 1000,85 kg/m³. Như vậy ta có:

$$\Delta' = \frac{1005,18 - 1000,85}{1003,02} = 4,32 \times 10^{-3} \quad (23.12)$$

Độ sâu trung bình của nước trong cảng là:

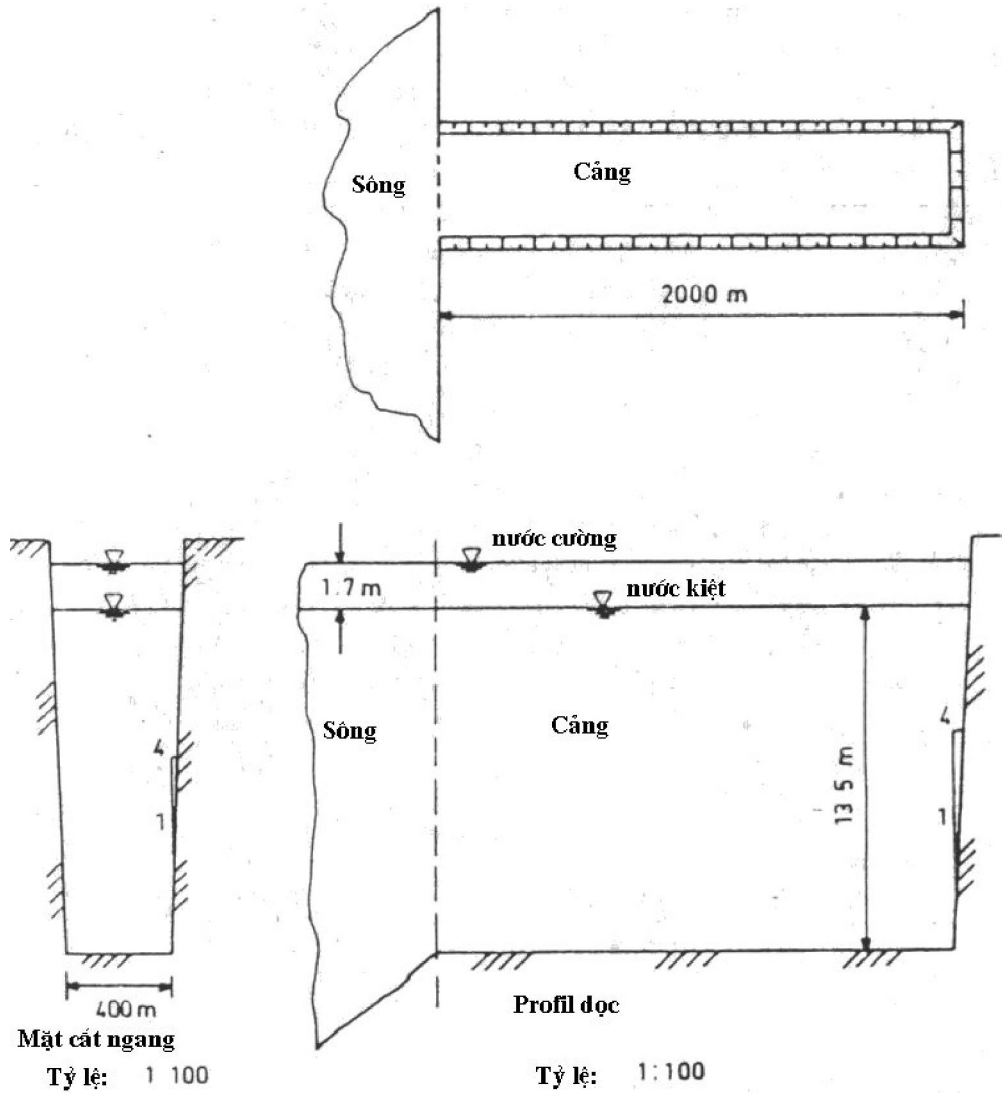
$$\bar{h} = 13,5 + \left(\frac{1}{2}\right)(1,7) = 14,35 \text{ m} \quad (23.13)$$

Từ đây ta thu được bề rộng trên là:

$$400 + (14,35)(8) = 515 \text{ m} \quad (23.14)$$

Tiết diện trung bình tại cửa cảng sẽ là:

$$A_E = (1/2)(400 + 515) (14,35) = 6565 \text{ m}^2 \quad (23.15)$$



Hình 23.7 Sơ đồ cảng trong thí dụ

Thể tích triều, P , của cảng là thể tích nước cung cấp trong một chu kỳ triều bằng dòng dâng đầy:

$$P = (515)(2000)(1,7) = 1,75 \times 10^6 \text{ m}^3 \quad (23.16)$$

Cứ mỗi lít nước mang vào có 77 gam trầm tích khô đi vào cảng. Có khả năng không phải tất cả lượng trầm tích đó sẽ lắng xuống vì thời gian không đủ lớn. Mật độ nước đi ra cũng được xác định bằng thực nghiệm tương tự như trong cảng. Trong ví dụ này cho rằng nước đi ra có nồng độ trung bình là 10 mg/lít bùn khô. Như vậy sẽ có 67 mg/lít còn được giữ lại trong cảng.

Lượng trầm tích được vận chuyển vào cảng bởi dòng dâng, do thành phần dòng mật độ chiếm ưu thế, dòng này chiếm lĩnh lớp dưới của cảng, sẽ là

$$S_f = (1,75 \times 10^6) (67)(10^{-3}) = 1,17 \times 10^5 \text{ kg/ (1 chu kỳ triều)} \quad (23.17)$$

Ảnh hưởng của dòng mật độ được tính toán thông qua sử dụng công thức 23.05. Thể tích tổng cộng của nước trao đổi do dòng chảy mật độ trong một chu kỳ triều sẽ là:

$$V_D = (800)(6565) \sqrt{(4,32 \times 10^{-3})(14,35)} \quad (23.18)$$

$$V_D = 1,31 \times 10^5 \text{ kg}/(1 \text{ chu kỳ triều}) \quad (23.19)$$

Ta đã sử dụng hệ số $G = 8000 \text{ m}^{1/2}/(1 \text{ chu kỳ triều})$.

Một nửa trong số lượng nước đó, $6,53 \times 10^6 \text{ m}^3/(1 \text{ chu kỳ triều})$, sẽ đi vào cảng trong lớp sát đáy trong dạng lưới mặn và mang theo lượng trầm tích:

$$S_{D1} = (6,53 \times 10^6)(67)(10^{-3}) = 4,38 \times 10^5 \text{ kg}/(1 \text{ chu kỳ triều}) \quad (23.20)$$

Một nửa khác của trao đổi nước do dòng đi vào trên lớp mặt cũng như lưới mặn lùi ra. Thông thường nước trên mặt có nồng độ trầm tích nhỏ hơn các lớp dưới, chúng mang vào cảng một lượng trầm tích không lớn lắm. Đối với Rotterdam, có thể cho rằng dòng chảy mặt chỉ mang khoảng 20% so với lượng trầm tích do các dòng chảy khác mang tới. Mặt khác lượng trầm tích này cũng mịn hơn các loại trầm tích khác đi vào cảng, chúng sẽ bị lắng đọng chậm hơn. Ta có thể cho rằng 10 mg/lít sẽ đi ra khỏi cảng. Từ các giả thiết đó ta có:

$$S_{D2} = (6,53 \times 10^6)[(0,2)(770 - 10)](10^{-3}) \quad (23.21)$$

$$S_{D2} = 3,53 \times 10^4 \text{ kg}/(1 \text{ chu kỳ triều}) \quad (23.22)$$

Hiện tượng lắng đọng trầm tích được so sánh trong bảng 23.3. Chúng ta thấy rằng hơn 80% lượng bùn lắng đọng là do dòng mật độ.

Bảng 23.3 Tổng hợp lắng đọng trầm tích trong cảng

Thành phần	Lượng trầm tích (kg/1 chu kỳ triều)	Phần trăm so với tổng
Dòng dâng	$1,17 \times 10^5$	19,8
Dòng muối vào	$4,18 \times 10^5$	74,2
Dòng muối ra	$3,53 \times 10^5$	6,0
Tổng dòng mật độ	$4,73 \times 10^5$	80,2
Tổng cộng	$5,90 \times 10^5$	100

Một vấn đề thực tiễn đặt ra liên quan tới chế độ khai thác cảng. Đó là: trong một năm cảng sẽ bị cạn đi bao nhiêu mét? Điều này có thể trả lời được nếu như ta biết được mật độ khô của trầm tích và mật độ trầm tích in situ. Trong thực tế có thể cho các đại lượng đó những giá trị tương ứng sau: 2650 kg/m³ và 1200 kg/m³. Như vậy, nếu ký hiệu V_V là khối lượng nước trong một mét khối trầm tích thì:

$$1200 = (2650)(1 - V_V) + (1000)(V_V) \quad (23.23)$$

từ đó ta có $V_V = 0,88$. Như vậy mỗi mét khối trầm tích chứa đựng

$$(1 - 0,88)(2650) = 318 \text{ kg} \quad (23.24)$$

trầm tích khô. Và $5,9 \cdot 10^5$ kg trầm tích khô chiếm một thể tích:

$$\frac{5,9 \times 10^5}{318} = 1855 \text{ m}^3 \quad (23.25)$$

Tổng thể tích trầm tích này được tích tụ trong một chu kỳ triều. Trong một năm ta có:

$$\frac{(365,25)(24)}{12,42} = 706 \quad (23.26)$$

chu kỳ triều. Như vậy lượng trầm tích tổng cộng tích tụ trong cảng sẽ là:

$$(1885)(706) = 1,31 \cdot 10^6 \text{ m}^3/\text{năm} \quad (23.27)$$

Lượng trầm tích này sẽ phân bố trên đáy cảng một lớp có độ dày:

$$\frac{1,31 \times 10^6}{(2000)(400)} = 1,64 \text{ m} \quad (23.28)$$

Điều này cho thấy rằng sẽ không kinh tế nếu chỉ nạo vét một lớp ít hơn 2,5 mét. Vì trong trường hợp đó ta cần tiến hành nạo vét theo chu kỳ 1,5 năm.

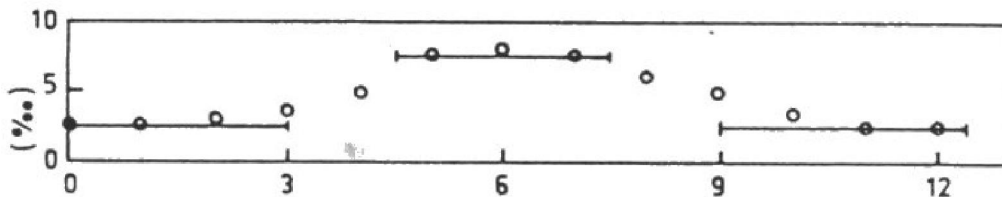
Hình cuối cùng này cho ta thấy vai trò đặc biệt của dòng chảy mật độ. Nếu như có thể loại trừ dòng chảy mật độ trong cảng, chu kỳ nạo vét bây giờ có thể kéo dài lên 5 lần (theo bảng 23.3) hay khoảng 7,5 năm. Hiển nhiên sẽ thu được hiệu quả kinh tế lớn lao.

Để kiểm tra, những tính toán vừa tiến hành có thể lặp lại theo hướng thứ 2 đã được trình bày trong mục 23.5.

Hệ số α_f có thể tính theo công thức 23.08:

$$\alpha_f = \frac{1,75 \times 10^6}{(6565)(2000)} = 0,133 \quad (23.29)$$

Để tính α_D ta cần sơ đồ hoá đường biến đổi độ muối trong sông. Chúng ta thử sử dụng sơ đồ trên hình 23.3 đối với độ muối sông cho $S = 2,5$ ‰ từ $t = 0$ đến $t = 3$ giờ và từ $t = 10$ đến $t = 12,4$ giờ. Từ $t = 4,5$ đến $t = 7,5$ giờ, S được lấy bằng 7,5 ‰. Theo đó ta có $T_D = 3$ giờ để làm tăng độ muối cảng và $T_D = 5,4$ giờ để làm giảm độ muối. (Chúng ta cho rằng không có điều gì khác xảy ra trong khoảng thời gian còn lại của chu kỳ triều). Sơ đồ diễn biến đó được thể hiện trên hình 23.8.



Hình 23.8 Sơ đồ biến trình độ muối

Vì chúng ta không yêu cầu độ chính xác cao cho tính toán, nên có thể tính V_D dựa trên cơ sở phương trình 3.22. Như vậy:

$$\delta = \frac{0,75(7,5 - 2,5)}{1000 + (0,75 \times 2,5)} = 3,74 \cdot 10^{-3} \quad (23.30)$$

Ta có thể rút ra giá trị V_D từ phương trình 23.01 với hệ số tương ứng:

$$V_D = 0,35 \sqrt{(3,74 \cdot 10^{-3})(9,81)(14,35)} \quad (23.31)$$

$$V_D = 0,254 \text{ m/s} \quad (23.32)$$

V_f có thể tính trên cơ sở sử dụng số liệu từ bảng 20.1.

Khoảng thời gian	Δh	Δt
(h)	(m)	(h)
0 – 3	1,21	3
10 – 12,4	0,22	2,4
4,5 – 7,5	0,55	3

Đồng thời, từ hình 23.7 diện tích của cảng sẽ là:

$$A_H = (2000)(515) = 10,3 \times 10^5 \text{ m}^2 \quad (23.33)$$

và

$$A_E = 6565 \text{ m}^2 \quad (23.34)$$

Như vậy, sử dụng 23.10 đối với mật độ tăng:

$$V_f = \frac{10,3 \times 10^5}{6565} \times \frac{1,43}{5,4} = 41,5 \text{ m/h} \quad (23.35)$$

$$V_f = 1,15 \times 10^{-2} \text{ m/s} \quad (23.36)$$

Cả hai giá trị của α_D bây giờ có thể tính theo công thức 23.09, trong đó lấy

$L = 2000 \text{ m}$. Đối với mật độ tăng:

$$\alpha_D = \frac{(0,254 - 8 \times 10^{-3})(3)(3600)}{(2)(2000)} = 0,664 \quad (23.37)$$

và đối với pha mật độ giảm:

$$\alpha_D = \frac{(0,254 - 1,15 \times 10^{-2})(3)(3600)}{(2)(2000)} = 1,179 \quad (23.38)$$

Vì một giá trị của α_D nhỏ hơn 1, giả thiết ban đầu của chúng ta cho rằng có sự trao đổi toàn bộ theo hai hướng (dẫn tới hiệu mật độ tới hạn nêu trên) là không thoả mãn. Theo yêu cầu đặt ra trong mục 23.5 chúng ta có thể tính lại V_D và α_D với giá trị delta giảm. Nếu giảm delta 50% ta sẽ thu được:

$$V_D = 0,35 \sqrt{(1,87 \times 10^{-3})(9,81)(14,35)} \quad (23.39)$$

$$V_D = 0,180 \text{ m/s} \quad (23.40)$$

Do giá trị V_f vẫn giữ nguyên, chúng ta có thể tiến hành tính trực tiếp thông qua α_D .

Đối với trường hợp độ muối tăng:

$$\alpha_D = \frac{(0,180 - 8 \times 10^{-3})(3)(3600)}{(2)(2000)} = 0,464 \quad (23.41)$$

và khi độ muối giảm:

$$\alpha_D = \frac{(0,180 - 1,15 \times 10^{-2})(5,4)(3600)}{(2)(2000)} = 0,819 \quad (23.42)$$

Điều này có vẻ hợp lý.

Tổng thể tích cảng, V_H , được tính như sau:

$$V_H = (6565)(2000) = 1,31 \cdot 10^7 \text{ m}^3 \quad (23.43)$$

Sử dụng các nồng độ bùn cát như ở phần trên, dòng bùn cát được mang vào cảng bởi dòng chảy dâng sẽ là:

$$S_f = (0,133)(1,31 \times 10^7)(67)(10^{-3}) = 1,17 \cdot 10^5 \text{ kg/(1 chu kỳ triều)} \quad (23.44)$$

Dòng chảy mật độ trong thời kỳ tăng độ muối sẽ là:

$$S_{D1} = (0,464)(1,31 \cdot 10^7)[(67)(10^{-3})] = 4,07 \cdot 10^5 \text{ kg/(1 chu kỳ triều)} \quad (23.45)$$

và đối với trường hợp độ muối giảm, sử dụng mật độ thấp giống như trong thí dụ trước:

$$S_{D2} = (0,819)(1,31 \times 10^7)[(0,2)(77) - 10](10^{-3}) \quad (23.46)$$

$$S_{D2} = 5,79 \cdot 10^4 \text{ kg/(1 chu kỳ triều)} \quad (2.47)$$

Các giá trị này được dẫn ra để so sánh trong bảng 23.4.

Vấn đề còn lại là xác định lượng lắng đọng, do quá trình tính toán hoàn toàn tương tự như phần trên nên chúng tôi không lặp lại nữa.

Sự thống nhất tương đối của các kết quả chỉ mang tính may mắn hơn là mức độ chính xác của phương pháp tính.

Bảng 23.4 Tổng hợp lắng đọng bùn trong cảng

Thành phần	Khối lượng (kg/(1 chu kỳ triều))	Tỷ lệ phần trăm
Dòng chảy dâng	$1,17 \cdot 10^5$	20,1
Dòng muối vào	$4,07 \cdot 10^5$	69,9
Dòng muối ra	$5,79 \cdot 10^4$	10,0
Tổng dòng mật độ	$4,65 \cdot 10^5$	79,9
Tổng chung	$5,82 \cdot 10^5$	100,0

Những phương pháp nhằm giảm hoặc loại trừ ảnh hưởng của dòng mật độ trong cảng sẽ được trình bày trong phần tiếp theo.

23.8 CÁC PHƯƠNG PHÁP KHẮC PHỤC DÒNG CHẢY MẬT ĐỘ TRONG CẢNG

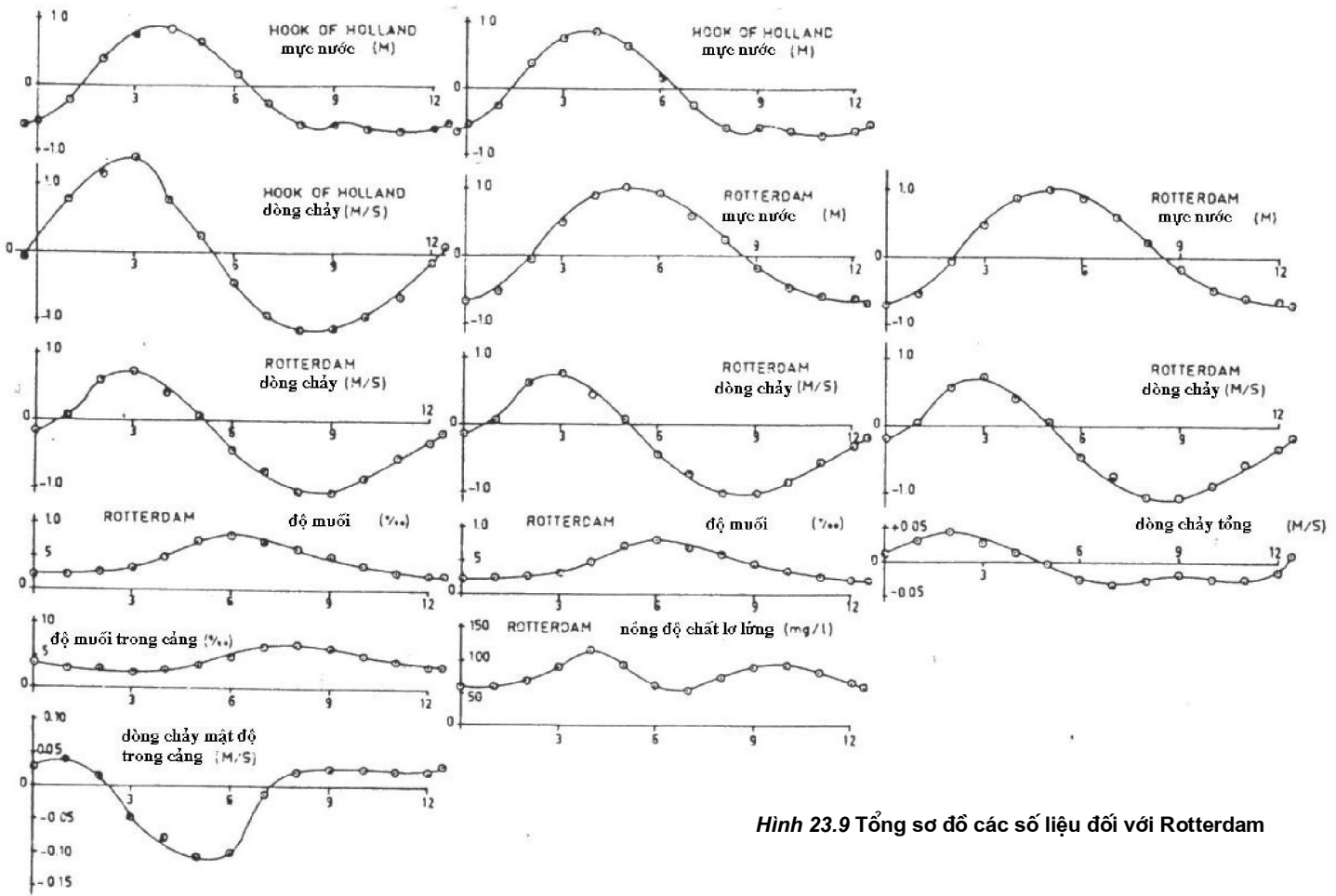
Vì không nhất thiết phải cho dòng chảy đi qua cửa cảng cho nên có nhiều giải pháp kỹ thuật được đưa ra nhằm giảm ảnh hưởng của dòng chảy mật độ.

Một trong những phương pháp đơn giản nhất để giảm sự trao đổi nước của dòng mật độ tại một cảng nhất định đó là việc làm nhỏ cửa ra vào cảng. Như được chỉ ra trong công thức 23.05, thể tích nước trao đổi tỷ lệ trực tiếp với tiết diện ra vào cảng, A_E . Như vậy làm giảm bề rộng cửa sẽ giảm trực tiếp thể tích nước trao đổi. Trong thực tế, cách làm như vậy không phải lúc nào cũng có hiệu quả. Dòng chảy mật độ đi vào cảng sẽ phân tán theo hai phía ngang trên toàn bề rộng cảng; nó sẽ có xu thế làm tăng lực tác động do tăng độ dốc của mặt phân cách giữa hai khối nước. Dòng mật độ sẽ chảy mạnh hơn so với giá trị mong muốn. Tuy nhiên ảnh hưởng này rất khó đánh giá.

Một kỹ thuật khác đó là dựng một loạt các cánh cửa trên vùng cửa ra vào cảng. Mực cảng sẽ được giữ nguyên vì dòng dâng đầy đã được loại trừ. Mực nước trong cảng được giữ nguyên sẽ có ảnh hưởng đến quá trình lưu thông hàng hoá trong cảng. Vậy trao đổi nước có dẫn tới dòng chảy mật độ không? Điều này hoàn toàn không. Nếu như các cửa chỉ mở một lần trong một chu kỳ triều và vào cùng một thời điểm khi các mực nước như nhau, như vậy mật độ trong cảng cũng giữ nguyên như mật độ sông và không còn vấn đề gì đáng lo cả. Tuy nhiên việc chỉ mở cửa một lần trong một chu kỳ triều hoàn toàn không chấp nhận được, vì phải bắt các tàu thuyền chờ đợi rất lâu để ra vào cảng.

Điều gì sẽ xảy ra nếu như mở cửa hai lần trong một chu kỳ triều, một lần khi nước lên và một lần khi nước xuống, với mực nước cân bằng? Trong trường hợp này sẽ không có dòng chảy dâng đầy, song không có gì đảm bảo là độ muối trên sông được giữ nguyên trong mọi lúc. Trong thực tế điều này không thể có cho nên dòng chảy mật độ vẫn xuất hiện trong thời kỳ mở cửa. Như vậy giải pháp này có ý nghĩa rất ít, ngoại trừ khi biến đổi mực triều rất cao có thể giúp tàu thuyền đi ra vào dễ dàng hơn.

Nếu như các bộ cửa được thay bằng âu chuyển tàu, trong trường hợp này tàu thuyền có thể ra vào bất cứ lúc nào không phụ thuộc vào dao động mực nước. Tuy nhiên khi sử dụng âu chuyển tàu cũng sẽ có trao đổi nước. Song do thể tích các âu tàu không lớn lắm nên quá trình xảy ra tương đối nhanh, ví dụ đối với âu tàu Ijmuinden thì mỗi lần chuyển tàu chỉ diễn ra trong vòng 27 phút. Tại âu tàu này người ta sử dụng một thiết bị nhằm giữ các nước muối xâm nhập lại và sau đó trả chúng về sông. Các thiết bị đặc biệt này bao gồm một hầm sâu dưới gầm âu nối liền với lạch sâu ra cửa. Khi nước muối đi vào qua cửa trong của âu chúng sẽ chảy xuống hầm. Sau đó vào thời kỳ triều thấp lượng nước này được thải ra theo lạch.



Hình 23.9 Tổng sơ đồ các số liệu đối với Rotterdam

Một kỹ thuật khác được áp dụng tại Ijmuinden nhằm giảm xâm nhập muối, đó là các chuỗi bọt khí. Đó là dòng bọt khí nổi lên từ các ống dẫn ngầm đặt ở phần cuối âu tàu nơi gần cửa. Dòng bọt khí làm tăng chuyển động rối và quá trình xáo trộn. Xáo trộn rối làm giảm các lực tác động do lưới mặn sinh ra và giảm xâm nhập mặn.

Kỹ thuật này có thể được sử dụng kết hợp với hệ thống các cửa như đã trình bày trên đây. Việc sử dụng cho trường hợp cảng mở thường xuyên không đưa lại hiệu quả kinh tế vì năng lượng mà hệ thống bơm khí tiêu thụ là đáng kể.

Nhiều kỹ thuật khác đã được đề xuất nhằm chống lại dòng mật độ đi vào các cảng. Ví dụ có loại rào chắn giống như một bàn chải lớn bằng cao su đặt dưới đáy cửa ra vào. Cấu trúc này cho phép tàu có thể qua lại được. Một số kỹ thuật khác cũng được đề xuất và sử dụng tại nơi này hay nơi khác trên thế giới.

23.9 TỔNG QUAN

Tồn tại các mối tương quan giữa các hiện tượng diễn ra trong sông và cảng đã được trình bày trong chương này và 3 chương trước. Những vấn đề đó có thể trình bày trên một toán đồ. Điều này có thể thấy trên hình 23.9.

Tất cả các số liệu ngoại trừ số liệu triều tại Hook of Holland, đã được đề cập đến trong các chương trên. Số liệu triều tại Hook of Holland được thể hiện trên bảng 23.5 nhằm hoàn chỉnh tập hợp các số liệu.

Bảng 23.5 Số liệu triều tại Hook of Holland

Thời gian	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Mực nước	-0,53	-0,21	0,40	0,80	0,88	0,67	0,19	-0,25	-0,58	-0,58	-0,63	-0,69	-0,62
Dòng trung bình	0,13	0,80	1,17	1,43	0,80	0,26	-0,44	-0,94	-1,16	-1,13	-0,93	-0,62	-0,08

24 Ô NHIỄM

J. de Nekker, W.W. Massie

24.1 ĐỊNH NGHĨA

A.F. Spilhaus đã định nghĩa ô nhiễm là “bất cứ điều gì động hay tĩnh mà nếu vượt quá đó sẽ làm cho chất lượng sống bị suy giảm”. Định nghĩa này chỉ mang tính đại cương; bởi vì theo đó sự tăng dân số quá mức cũng được xem như một vấn đề ô nhiễm. Từ quan trọng nhất trong định nghĩa này chính là vượt quá. Chúng ta thường hay quên rằng có rất nhiều chất ô nhiễm được xuất hiện và lan truyền thông các quá trình tự nhiên và cả con người.

Một định nghĩa cụ thể hơn được đưa ra trong báo cáo trình Chủ tịch Quốc Hội Hoa Kỳ do Ủy ban Quốc Gia về nước soạn thảo tháng 6 năm 1973: “Nước bị ô nhiễm nếu như không đảm bảo chất lượng cao cho đáp ứng yêu cầu sử dụng bền vững mà con người cần hiện tại cũng như tương lai”.

Định nghĩa này liên quan tới sử dụng trên quan điểm chất lượng nước được xem là tốt nếu nó đáp ứng các mục đích khác nhau.

Đó cũng là mục đích của chương này nhằm vạch ra một số vấn đề về ô nhiễm biển. Hy vọng sẽ tránh được một số bàn cãi ngoài phạm vi của vấn đề.

Mức độ của vấn đề có thể căn cứ vào ví dụ hai bài báo xuất hiện trên tạp chí: Civil Engineering của Gould (1973) và Thomas (1974). Có thể các ý kiến hiện nay hoặc từ các nguồn khác sẽ trái ngược nhau.

24.2 CÁC CHẤT Ô NHIỄM

Các chất làm cho biển ô nhiễm có thể được tập hợp theo một số nhóm. Đó là: chất thải dân dụng, dầu khí, các hydrocacbon halogen, các chất hữu cơ khác, kim loại nặng, nhiệt, và các chất phóng xạ. Những liệt kê chi tiết được trình bày sau đây. (Các vật liệu do nạo vét đã được trình bày riêng trong chương 7).

Các chất thải từ con người được quan tâm nhiều nhất bởi vì nó dẫn đến những hậu quả trực quan vì con người không thích được thấy hay được ngửi phải các mùi khó chịu. Mặt khác, loại chất thải này là các sản phẩm tự nhiên không chỉ từ con người mà còn từ các sinh vật trong biển. Sáu triệu tấn cá trồng tại bờ biển California (Hoa Kỳ) có thể đưa ra một lượng thải lớn hơn từ 90 triệu người (Bascom, 1974). Có hai vấn đề quan trọng liên quan tới loại chất thải này đó là các chất thải có thể tiêu thụ ô xy từ nước và chứa nhiều vi khuẩn. Yêu cầu ô xy có thể nhỏ hơn mức ô xy hoà tan cần thiết đối với các sinh vật biển. Trong khi các vi khuẩn bị chết ngay sau tiếp xúc với nước biển (trong vòng ít giờ), không thể hoàn toàn chắc rằng điều đó sẽ xảy ra đối với tất cả các loài vi khuẩn, điều đó cho thấy vẫn có nguy cơ lan truyền.

Các sản phẩm dầu và khí là những chất ô nhiễm có nhiều điểm tranh cãi. Các phản ứng của cộng đồng đối với các vết dầu loang thường rất gay gắt. Tàu thuyền đi lại không phải là nguyên nhân duy nhất tạo nên ô nhiễm dầu. Một lượng dầu khó xác định được đi vào đại dương theo con đường tự nhiên. Một báo cáo của Chính quyền bang Connecticut (Hoa Kỳ) cho rằng gần hai phần ba lượng dầu mà con người đưa ra đại dương lại từ các nhiên liệu ô tô và các động cơ máy móc khác. Lượng dầu này không gây ra vấn đề gì lớn vì tỷ lệ rất nhỏ nên dễ dàng phân tán và phân huỷ một cách tự nhiên.

Ô nhiễm dầu từ các vết dầu loang thường mang tính cục bộ và tạm thời. Các hậu quả sinh học và thẩm mỹ có thể rất lớn, song trạng thái ổn định có thể tự tái sinh không cần con người can thiệp sau một số năm nhất định. Điều này sẽ không đúng đối với các loại ô nhiễm sau đây.

Các hydrocacbon halogen là thành phần của các thuốc bảo vệ thực vật hữu cơ. Trong khi một số ít các hoá chất đó, ví dụ TEPP nhanh chóng mất các độc tính, thì các hoá chất khác như DDT dường như không bị phân huỷ trong tự nhiên. Quá trình tích tụ các độc chất trong một số loài sinh vật biển là điều đã được khẳng định. Do không bị phân huỷ, nên việc sử dụng các loại chất này cần được đặt dưới sự kiểm tra chặt chẽ.

Các hiệu ứng không mong đợi của việc đổ các chất hữu cơ vào một số thủy vực nhất định như các ao hồ đã được nhiều người nói đến. Tuy nhiên những tác động của các chất hữu cơ đối với biển lại có chiều ngược lại. Theo Isaacs thì đây là một điều kỳ lạ của đại dương được thể hiện thông qua các thực vật trong nước.

Với việc đổ các chất dinh dưỡng ra bờ biển, chúng được các sinh vật biển hấp thụ và trở thành thức ăn của cá. Việc bổ sung nhân tạo lượng dinh dưỡng này có thể so sánh như phản ứng của các vùng nước trời đã tạo nên sự phát triển của công nghiệp đánh bắt hải sản trên một số vùng của thế giới (ví dụ Nhật bản).

Do lượng ô xy sẽ bị giảm do quá trình phân huỷ sinh học của các chất dinh dưỡng nên việc đổ các chất dinh dưỡng cần được quản lý sao cho mức ô xy hoà tan không được thấp hơn mức chịu đựng của cá.

Các kim loại nặng như đồng, chì luôn tồn tại tự nhiên trong nước biển và trầm tích đáy. Nồng độ thấp của một số chất đó sẽ có lợi và có thể còn kích thích tốt đối với một số sinh vật. Ví dụ đồng là nguyên tố dinh dưỡng cơ bản của các loại cua.

Nồng độ các kim loại nặng trong trầm tích đáy có thể cao hơn so với trong nước (bảng 24.1). Các kim loại nặng thông qua ion hoá với các phân tử trầm tích đáy có xu thế hoà tan trong nước biển như những thành phần ion của nước và làm biến đổi thành phần lý hoá của các phân tử trầm tích – xem mục 7 của chương 22. Bảng 24.1 cho ta so sánh giữa nồng độ kim loại nặng trong trầm tích và trong nước. Các kim loại nặng có thể được đưa vào đại dương thông qua khí quyển. Ví dụ, khi cháy rừng, một lượng lớn ô xít kim loại được đưa vào khí quyển và sau đó bị mang đi và rơi xuống trên khắp thế giới.

Tương tự như sự tích lũy các độc tố từ thuốc bảo vệ thực vật, ảnh hưởng của kim loại nặng cũng có tính tích lũy. Do đó việc thải các kim loại nặng vào biển cần được tránh. Một ví dụ về sự tích lũy do tác động của con người được thể hiện

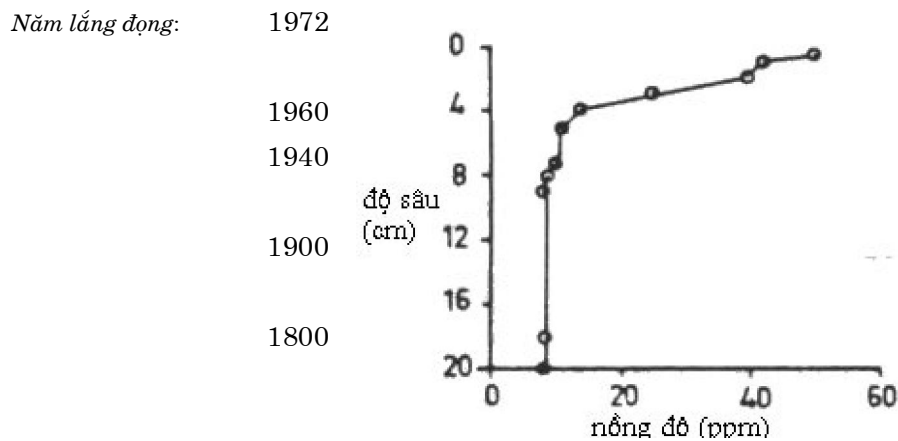
trong hình 24.1, trên đó cho ta nồng độ chì của lớp trầm tích trên của đáy đại dương gần Long Beach, California (Hoa Kỳ). Sự gia tăng nhanh của mật độ trong những năm gần đây là do nguyên nhân khí quyển xuất phát từ các chất thải ô tô.

Các nguồn thải nhiệt có thể ấm hơn (từ nước làm lạnh các nhà máy điện) hoặc lạnh hơn (chuyển khí hoá lỏng) so với nước xung quanh. Phần lớn sinh vật biển có thể thích ứng được với sự biến đổi nhiệt xung quanh các nguồn đó, nhưng thường vẫn có hiện tượng chết do cơ học hay do sự thay đổi đột ngột của nhiệt độ và áp suất. Các nguồn nhiệt đổ vào đại dương chỉ có ý nghĩa cục bộ đối với sinh vật biển. Chúng có thể kết hợp tốt cùng với thải các chất dinh dưỡng làm kích thích sinh vật tăng trưởng phục vụ đời sống con người.

Bảng 24.1 Nồng độ của các kim loại nặng trong nước biển và trầm tích

Nguyên tố	Nồng độ bằng phần triệu tại các địa điểm					
	Trung bình nước biển	California lớp 10 cm	Europort Bùn	Từ Botlek đến Eehaven Bùn	Waalhaven đến Rijnhaven Bùn	Sông Rhine Bùn
Cadmium	1×10^{-4}	0,3	2,7	19	36	45
Chromium	$3,5 \times 10^{-4}$	42	185	435	870	1240
Cobalt	4×10^{-4}	7				
Đồng	3×10^{-3}	16	55	250	450	600
Chì	3×10^{-5}	8	96	304	545	800
Mangan	$1,8 \times 10^{-3}$	290				
Thủy ngân	2×10^{-4}	0,04				
Niken	$6,6 \times 10^{-3}$	13				
Bạc	3×10^{-4}	1				
Kẽm	0,01	32	350	1300	2150	2900

Nguồn số liệu: Bascom (1974) và de Nekker & In't Veld (1975)



Hình 24.1. Nồng độ chì trong trầm tích theo Bascom (1974)

Các chất thải phóng xạ là loại ô nhiễm thứ 7. Bởi vì cấu tạo của nước có khả năng liên kết đối với các chất phóng xạ, cho nên các nguồn thải này rất dễ bị liên kết. Nguy hiểm trực tiếp đối với các sinh vật biển không lớn so với con người vì sinh vật biển có thể chịu đựng một lượng phóng xạ lớn trước khi bị tiêu diệt – van Staveren (1974). Như vậy có thể thấy rằng điều này trở nên nguy hiểm vì con người có thể bị một lượng phóng xạ độc hại gây chết người từ những con cá khoẻ mạnh.

24.3 CÁC BIỆN PHÁP KIỂM TRA

Các biện pháp chung nhất đó là các hình phạt hợp pháp đối với những người gây ô nhiễm. Starbird (1972) mô tả những khả năng thành công đối với sông. Khi sông chảy qua biên giới các nước, thì vấn đề làm sạch chỉ có thể tiến hành do hợp tác của tất cả các nước liên quan. Các biện pháp làm sạch nước sông Rhine là một ví dụ thành công, nước Anh cũng đạt được nhiều kết quả tốt đối với sông Thames.

Tuy nhiên các giới hạn pháp quy cũng cần sát thực tế. Các mức giảm ô nhiễm có thể đạt được và hiện thực nếu so sánh chúng với các tiêu chuẩn khác. Bascom (1974) đã phân tích một ví dụ về sự không thành công của các giới hạn không thực tế. Tại Los Angeles (Hoa Kỳ) mức “ô nhiễm” của thạch tín và đồng trong nước ăn thành phố cao hơn mức cho phép đổ vào biển. Đó là một thí dụ về giới hạn quá cao đến mức không tưởng.

Một ví dụ hài hước khác, đó là các cuộc đua thuyền tại câu lạc bộ yacht ở Hoa Kỳ vào đầu những năm 1970, khi các bộ luật chống ô nhiễm quá chặt đến mức các yêu cầu đối với tã lót cũng áp dụng đối với hải âu!

24.4 ĐỀ XUẤT HỆ THỐNG THU GÓP

Như vậy có thể hình dung rằng đại dương có thể trở thành bãi đổ lý tưởng cho một số loại rác thải. Trước hết đó là nhiệt và các chất dinh dưỡng có thể đổ vào đại dương làm tăng sản lượng thực phẩm thông qua nuôi hải sản.

Những chất thải nào đó cũng có thể đổ ra biển song bằng các cách khác. Một số người đề xuất đổ một số các chất thải xuống phần sâu của biển. Các hệ quả của các biện pháp này đã được nghiên cứu khá kỹ; như nghiên cứu của Jannasch và Wiersen, tạp chí Scientific American (1973) đã chỉ ra một số hệ quả không mong muốn. Các quá trình phân huỷ sinh hoá có thể bị chậm lại do áp suất cao. Như vậy các quá trình chuyển hoá tự nhiên gần như bị ngừng trệ tại các lớp nước sâu và do đó nơi đây không thể trở thành bãi đổ rác hữu cơ lý tưởng được.

Kết luận trên có ý ngược lại với đề xuất của Bostrom và Sherif cũng được đăng trong tạp chí Scientific American (1972). Họ đề xuất ép và thả tất cả các loại rác xuống đại dương tại các khu vực đang chìm. Tại các địa điểm này – thông thường là các rãnh trũng đại dương – các chất thải sẽ được đi vào lớp manti quả đất. Họ còn cho rằng tất cả rác thải do con người chỉ bằng 1/250 khối lượng vật chất đi vào lớp manti quả đất. Tất nhiên họ cũng cho rằng còn một số chi tiết cần nghiên cứu bổ sung trong tương lai.

Một trong những điều quan trọng hơn cả đó là một khối lượng lớn vật chất lắng chìm trên một diện rộng với tốc độ rất nhỏ – chỉ vài milimét trong một thập kỷ. Như vậy một phần các chất thải sẽ giữ lại rất lâu trên mặt và gây ra những vấn đề liên quan khác.

25 VẬN CHUYỂN TRẦM TÍCH RA – VÀO BỜ

J. van de Graaff

25.1 MỞ ĐẦU

Vận chuyển trầm tích đóng một vai trò hết sức quan trọng trong hầu như tất cả các vấn đề liên quan tới kỹ thuật bờ. Thông thường có sự thiếu hụt vật liệu tại một vị trí nào đó (có sự xói lở ngoài ý muốn); thì cũng có một vị trí khác mà ở đó có hiện tượng dư thừa vật liệu gây ra các vấn đề lo ngại khác (ví dụ có sự bồi lấp lạch tàu). Một mục đích quan trọng của nghiên cứu kỹ thuật biển đó là dự báo lượng trầm tích vận chuyển dọc bờ. So với việc tính toán tương tự trong sông, công việc đối với biển có bậc khó khăn hơn; các chuyển động biến đổi dưới tác động của sóng và hàng loạt các lực tác động do dòng chảy làm cho số biến tăng lên đáng kể. Trước khi đi vào xem xét các dạng bãi và vận chuyển ngang bờ của trầm tích, chúng ta chú ý trước hết đến các tương quan vận chuyển trầm tích cơ bản xảy ra dọc bờ.

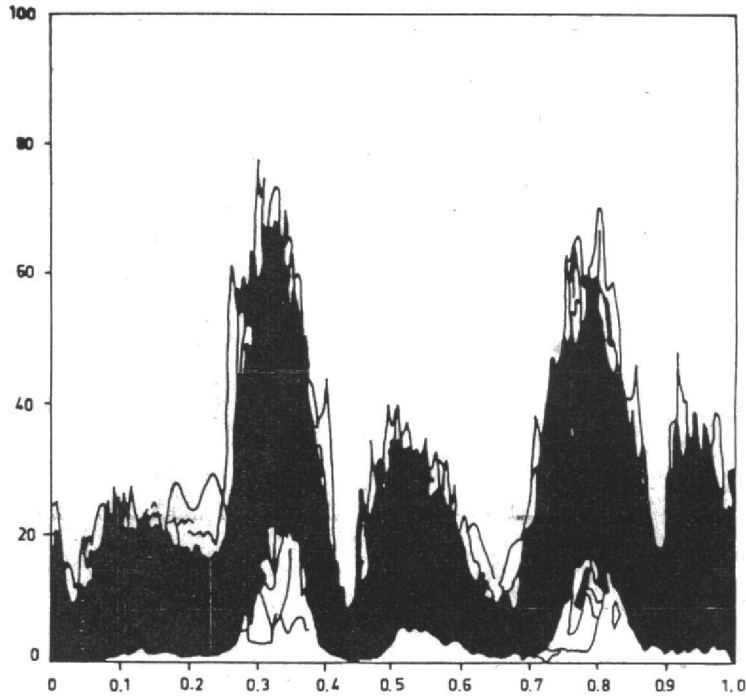
25.2 NHỮNG NGUYÊN LÝ CƠ BẢN CỦA VẬN CHUYỂN TRẦM TÍCH

Vận chuyển trầm tích trong dải ven bờ cũng được nghiên cứu tương tự như đối với sông. Điểm tương tự có thể rút ra trực tiếp từ lý thuyết đối với sông đó là lượng trầm tích vận chuyển được mô tả thông qua tích của vận tốc, V , và nồng độ trầm tích, c , được tích phân cho toàn cột nước. Trong sông, cả V và c thường biến đổi rất chậm theo thời gian, t , hay khoảng cách x . Chúng biến đổi như một hàm của mực nước, và chính sự biến đổi này dẫn đến yêu cầu sử dụng tích phân. Trong dải ven bờ, sóng đóng một vai trò hết sức quan trọng đối với chuyển động của nước. Vận tốc nước, V , và cả nồng độ, c , thường biến đổi rất lớn theo thời gian, nó có dạng phụ thuộc hàm tương tự như đối với chu kỳ sóng. Việc tính toán tốc độ vận chuyển trầm tích có thể dựa trên cơ sở công thức:

$$S(t) = \int_{-h}^0 c(z,t)V(z,t)dz \quad (25.01)$$

Đáng buồn là nồng độ $c(z,t)$ thường ít khi được đo đạc, trên hình 25.1 dẫn ra 100 lần đo khác nhau nhưng tất cả đều được tiến hành với mực nước không đổi và với điều kiện sóng đơn.

Rất khó hình dung rõ quy luật của $c(z,t)$ trong điều kiện sóng đồ phức tạp hay gặp dọc theo bờ biển.



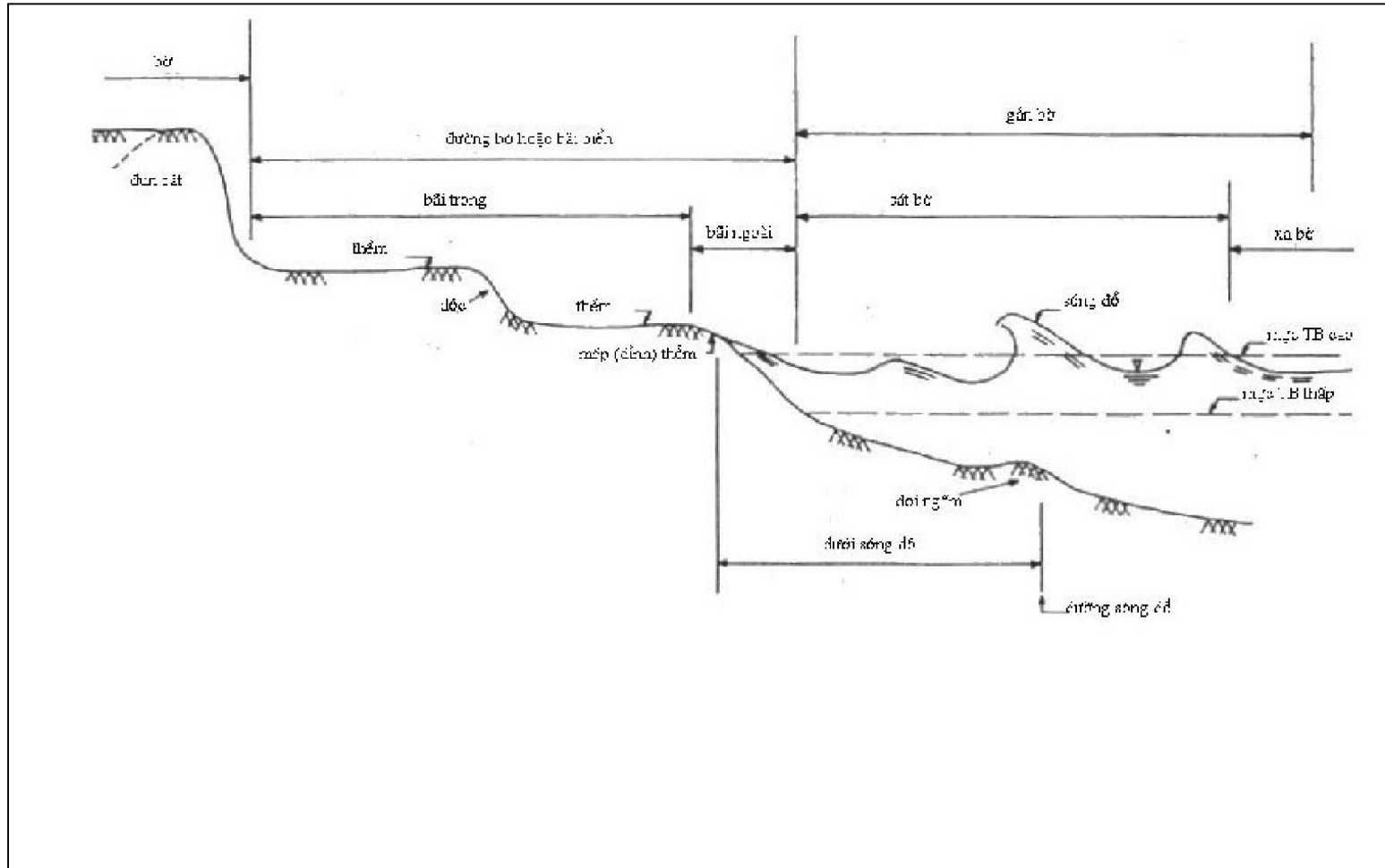
Hình 25.1. Nồng độ trầm tích như một hàm của thời gian

Các tính toán vận chuyển trầm tích theo hướng truyền sóng gần như không thể thực hiện được trên cơ sở công thức 25.01; chúng ta chỉ mới biết rất ít về $c(z,t)$ và giá trị trung bình $V(z,t)$, điều đó cho thấy khả năng tính toán với sai số nhỏ gần như không thể được. Vì hiện tượng khúc xạ làm cho góc tới của sóng gần bờ nhỏ, dòng trầm tích theo hướng vuông góc bờ khó có thể tính theo công thức 25.01. Các phương pháp thực nghiệm, hầu như độc lập với công thức 25.01, đã được sử dụng. Một trong số đó, công thức của Swart (1974 và 1976) sẽ được xem xét trong tập II; trong phần còn lại của chương này chỉ dành để mô tả định tính về dạng trắc ngang đường bờ.

25.3 TRẮC NGANG BÃI BIỂN

Dạng trắc ngang đặc trưng của bãi biển được mô tả trên hình 25.2, trên đó đưa ra các thuật ngữ thông dụng mô tả bãi.

Các sóng đi vào bờ với đường đỉnh sóng song song với bờ với các điều kiện biên (mức nước, độ cao sóng và chu kỳ sóng) không đổi sẽ dẫn đến một trắc ngang bãi ổn định. Trạng thái này có thể tái tạo dễ dàng trong các máng sóng, sau một thời gian thí nghiệm đủ lớn sẽ dẫn đến một trắc ngang không đổi. Các vật liệu sẽ ở trong dạng lơ lửng nhưng không có hiện tượng vận chuyển dọc theo trắc ngang trong điều kiện ổn định này.



Hình 25.2 Mô tả dạng trắc ngang bãi biển (không tuân thủ tỷ lệ)

Dạng của trắc ngang này phụ thuộc không những vào các điều kiện biên nêu trên mà còn phụ thuộc vào kích cỡ trầm tích. Cho các điều kiện thủy lực không đổi, các vật liệu thô tạo nên bờ dốc hơn; các bờ sỏi thường dốc hơn bờ cát.

Mặt khác, đối với một loại kích cỡ trầm tích, sóng cao thường tạo nên bãi ít dốc hơn. Thêm vào đó, do độ sâu tại mép ngoài của trắc ngang, đường sóng đổ trên hình 25.2 cũng sẽ lớn hơn khi sóng cao hơn, cả hai hiệu ứng này dẫn đến việc trắc ngang bãi sẽ kéo dài trong điều kiện sóng lớn, nguy hiểm.

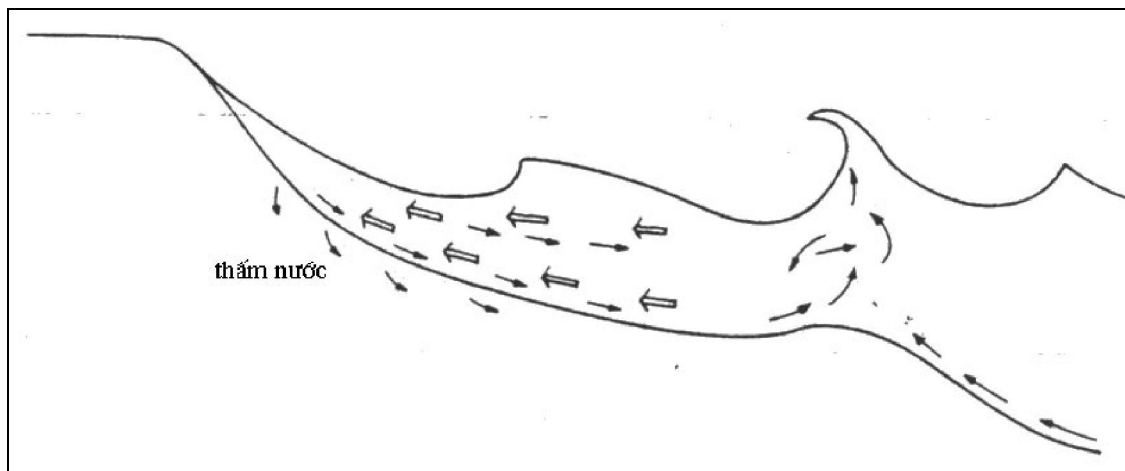
Thời gian cần thiết để hình thành nên một trắc ngang ổn định thường phụ thuộc vào điều kiện cụ thể. Các điều kiện sóng hay mực nước (triều) biến đổi quá nhanh không cho phép hình thành nên trắc ngang cân bằng. Như vậy luôn có các trắc ngang cân bằng biến đổi. Những biến đổi có thể dẫn đến dạng trắc ngang cho một chu kỳ triều, trắc ngang mùa đông, hay mùa hè mà những người thường xuyên đến các bãi biển có thể nhận thấy được.

Nếu như chu kỳ kéo dài với các điều kiện trung bình bao quát cho một vài năm, ta có thể thấy các điều kiện biên thủy lực trở nên ổn định và dẫn đến trắc ngang tương ứng; những biến đổi của dạng trắc ngang bãi lâu năm thường không đáng kể. Những biến đổi với chu kỳ nhỏ hơn (mùa hay sau một cơn bão) có thể xem như các nhiễu. Tuy nhiên đối với các trắc ngang trong điều kiện cân bằng thủy lực, các nhiễu đó có thể trở nên quan trọng, chúng ta sẽ trở lại vấn đề này ở phần tiếp theo và trong chương 30.

Mỗi khi có trạng thái cân bằng thủy lực, chuyển động trầm tích luôn xảy ra dọc theo đường trắc ngang; các vật liệu bị xói tại một điểm nào đó sẽ dẫn đến bồi cho một điểm nào khác. Sự xuất hiện và tốc độ xói, bồi cục bộ này hầu như không thể dự báo được.

Các đường trắc ngang mùa nêu trên (mùa đông hay mùa hè) thường được dẫn ra trong các tài liệu về địa mạo biển. Các đường trắc ngang mùa hè thường thuộc loại bồi tụ. Điều này chỉ đúng cho các bãi gần mép nước yên tĩnh; các trầm tích lắng đọng tại đây được lấy từ nguồn xói từ biển khơi nhằm đảm bảo cân bằng khối lượng. Các đường trắc diện mùa đông thường được xem thuộc loại xói lở. Sự khác biệt về các đường trắc ngang nêu trên thường xảy ra đối với những khu vực có thủy triều yếu với sự khác biệt rõ ràng của chế độ sóng trong năm. Dọc theo bờ biển Hà Lan, sự khác biệt về chế độ sóng như trên thường không rõ nét vì vậy sự khác nhau về dạng đường trắc ngang bãi không thể hiện rõ.

Sử dụng các kiến thức trình bày tại đây, ta có thể hiểu được những gì xảy ra đối với bãi biển thông qua kết quả quan trắc nhiều lần. Trên hình 25.3 cho ta thấy hướng vận chuyển cơ bản của nước và trầm tích trên bãi biển.



Hình 25.3 Chuyển động của cát và nước trong điều kiện thời tiết bình thường trong đới sóng đổ.

25.4 THÀNH TẠO CÁC Đụn CÁT

Các đụn cát thường tạo nên một vai trò quan trọng trong đường trắc ngang phức tạp của bãi. Trong các điều kiện bình thường, gió là nguyên nhân chủ yếu tạo nên vận chuyển vật liệu của các đụn cát. (Vai trò chủ yếu này của sóng và dòng chảy được khẳng định đối với các phần còn lại của trắc ngang). Các hạt cát khô và nhiều khi cả cát ẩm đều bị gió cuốn theo. Gió thổi vào bờ chuyển các hạt cát từ bãi vào các đụn, và các đụn này ở một số khu vực có thể đạt tới kích thước rất lớn với độ cao hàng chục mét.

Các đụn cát có thể đóng một vai trò quan trọng bảo vệ các vùng đất thấp phía trong đối với các tác động trực tiếp của biển. Trong các điều kiện như vậy- khá phổ biến đối với Hà Lan- các biện pháp quản lý các đụn cát trở nên cốt lõi. Các đụn cát có thể được ổn định thông qua việc trồng cây hoặc các công trình bảo vệ phổ biến khác.

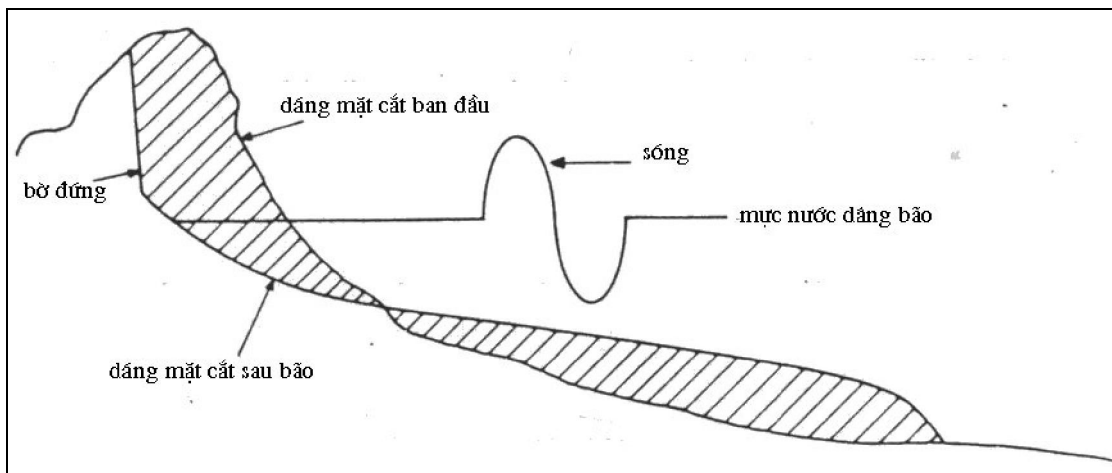
Hướng gió ngự trị so sánh tương đối với hướng đường bờ cũng có vai trò quan trọng đối với sự hình thành và ổn định của các đụn cát. Điều này có thể minh họa đối với bờ biển Hà Lan với hướng gió nam ngự trị. Các đụn cát phát triển tốt tại bờ tây Hà Lan do gió thổi gần như vuông góc bờ. Ngược lại, các đụn cát trên bờ các đảo Wadden phía bắc Hà Lan thường không nhiều. Tại các khu vực này gió thổi gần như song song đường bờ.

25.5 XÓI MÒN CÁC Đụn CÁT

Trong điều kiện thời tiết bình thường phần đụn cát trong tổng thể trắc diện ngang dọc xem tương đối độc lập so với các phần còn lại. Trong điều kiện bão - đặc biệt tại các khu vực như phía nam Biển Bắc nơi bão có thể làm tăng mực nước đáng kể - thì mức độ độc lập tương đối bị phá hủy. Mực nước trong bão cao hàng mét xuất hiện một cách thường xuyên dọc bờ biển Hà Lan. Mực nước dâng bão khoảng 3

mét so với mực nước trung bình đo được vào thời kỳ lũ lụt lịch sử 1953; 4 mét là mực nước thiết kế được áp dụng hiện nay tại Hà Lan.

Dưới các điều kiện như vậy, các đụn cát bị sóng tác động trực tiếp dẫn đến sạt lở - điều này được thể hiện trên hình 25.4. Vào thời điểm bắt đầu sạt lở, đường trắc diện bãi có thể dốc hơn so với đường cân bằng tương ứng với mực nước bão và sóng. Các vật liệu bị xói từ thân đụn sẽ bồi lắng phân ngoài theo hướng hình thành trắc diện cân bằng. Sạt lở mép ngoài của đụn cát hình thành nên bờ dốc đứng đặc trưng cho các đụn cát bị sạt lở. Thông thường do các cơn bão xảy ra nhanh nên nó không cho phép hình thành trắc diện cân bằng hoàn chỉnh. Nhiều trường hợp, trong điều kiện cực trị dọc bờ Hà Lan (mực nước bao gồm cả triều vào khoảng 5 mét trên mực trung bình và độ cao sóng đặc trưng khoảng 8 mét) hàng trăm mét khối cát có thể bị sạt lở trên 1 mét độ dài bờ chỉ trong vài ba giờ. Trường hợp đặc biệt, có thể xói đến 300 m³/m trong vòng 5 giờ, và trong 24 giờ lượng cát bị xói có thể đạt đến 400 m³/m.



Hình 25.4 Xói lở đụn cát

Quy định thiết kế đối với các đụn cát dọc bờ Hà Lan đã được đưa ra vào năm 1982. Với quy định này việc thiết kế các công trình bảo vệ bờ trên cơ sở các đụn cát đã trở thành một nhiệm vụ đầy thách thức.

Mỗi khi các phân tích cho thấy rằng sự hình thành các đụn cát có thể xem tương thích với các điều kiện thiết kế có thể sử dụng chúng như công trình nhân tạo bảo vệ bờ. Điều này sẽ được bàn luận thêm trong chương 30.

26 VẬN CHUYỂN TRẦM TÍCH DỌC BỜ

J. van de Graaff

26.1 MỞ ĐẦU

Việc tính toán dòng trầm tích vận chuyển theo hướng song song đường bờ về nguyên lý có thể sử dụng công thức 25.01. Bài toán có thể trở nên đơn giản, bởi vì vận tốc dòng chảy dọc bờ được xem như không đổi cộng thêm phần dòng chảy sóng tác động theo hướng gần như vuông góc với dòng vận chuyển trầm tích. Thêm nữa do ảnh hưởng tương đối nhỏ của sóng trung bình, vận tốc $V(z,t)$ có giá trị trung bình theo thời gian khác zero trong một chu kỳ sóng. Nồng độ trầm tích trong dòng chảy cũng được xem là khá ổn định và là kết quả của dòng chảy không ổn định. Điều này dẫn đến việc sử dụng phương trình 25.01 trong dạng:

$$S(t) = \int_{-h}^0 c(z,t)V(z,t)dz \quad (26.01)$$

Với sai số không lớn lắm có thể thay các giá trị trung bình theo thời gian (được ký hiệu bằng gạch ngang trên đầu):

$$\overline{S(t)} = S = \int_{-h}^0 \overline{c(z)}\overline{V(z)}dz \quad (26.02)$$

Việc xác định các số hạng trong 26.02 thường dễ dàng hơn so với các số hạng trong công thức 26.01. Dòng chảy trung bình dọc bờ có thể đo được bằng các cách đơn giản trong đó có phao trôi, nồng độ trung bình của trầm tích có thể xác định thông qua lấy các mẫu nước liên tục bằng các ống hút áp lực.

Dòng chảy dọc bờ cần trong công thức 26.02 có thể gây nên bởi nhiều nguyên nhân khác nhau, nhưng với điều kiện bãi biển thì dòng này chủ yếu được hình thành do sóng đổ khi đi vào bờ với một góc, ϕ_{br} , trên mép ngoài của đới sóng đổ. Dòng chảy dọc bờ này tập trung chủ yếu trong đới sóng đổ và chính nó gây nên vận chuyển trầm tích tại đây. Phương pháp tính toán dòng chảy này được trình bày kỹ trong tập II; tại đây chỉ cần phân tích rằng dòng chảy trong đới sóng đổ dẫn đến dòng vận chuyển trung bình đối với trầm tích dọc bờ.

Do chuyển động sóng trong đới sóng đổ gần như vuông góc với dòng chảy tổng cộng, ảnh hưởng chủ yếu của sóng dẫn đến mất mát vật liệu trên bãi và làm tăng thành phần nồng độ trầm tích trong công thức 26.02.

Chỉ với những kiến thức vừa trình bày, việc tính toán tốc độ vận chuyển trầm tích dọc bờ sử dụng công thức 26.02 là có tính khả thi. Do dòng dọc bờ có một ý

nghĩa quan trọng đối với quá trình xói lở hay bồi tụ quy mô dài hạn, vì vậy đã có rất nhiều công trình nghiên cứu được tiến hành nhằm đưa ra các công thức tính toán dòng trầm tích với khả năng sử dụng tiện lợi. Một trong những công thức đó do Trung tâm nghiên cứu kỹ thuật bờ (CERC), Hoa Kỳ đưa ra, chúng ta sẽ xem xét kỹ một số khía cạnh trong mục tiếp theo. Trình bày chi tiết hơn về công thức này cũng như các công thức khác sẽ có trong tập II.

26.2 CÔNG THỨC CERC

Một số điều kiện đặc biệt được yêu cầu thoả mãn, cho rằng dòng chảy dọc bờ trong công thức 26.02 được gây nên duy nhất do sóng, như vậy cả c lẫn V trong công thức này đều phụ thuộc vào các điều kiện của sóng tới. Theo cơ sở lý luận như trên, công thức tính toán dòng trầm tích vận chuyển dọc bờ được CERC dẫn ra trong dạng sau:

$$S = f(H^2, c, \phi) \quad (26.03)$$

trong đó:

c là vận tốc sóng,

H là độ cao sóng,

S là dòng trầm tích vận chuyển,

ϕ góc giữa sóng và đường đẳng độ sâu.

Một dạng cụ thể hơn của công thức này:

$$S = 0,040(H_{sig}^2)_{br} c_{br} \sin \phi_{br} \cos \phi_{br} \quad (26.04)$$

trong đó:

H_{sig} là độ cao sóng đặc trưng, và chỉ số $_{br}$ cho ta biết các đại lượng tương ứng biên ngoài của đới sóng đổ.

Nếu như các đường đẳng độ sâu trong vùng đều song song với nhau, thì phương trình 26.04 có thể biến đổi bằng cách sử dụng các kiến thức từ chương 9 và chương 5 dẫn về dạng:

$$S = 0,020(H_{sig}^2)_0 c_0 \sin \phi_{br} \cos \phi_0 \quad (26.05)$$

trong đó chỉ số 0 bây giờ tương ứng các điều kiện biển sâu.

Nhiều người sử dụng độ cao sóng trung bình bình phương trong công thức 26.04 và 26.05. Trong trường hợp đó hệ số phải tăng lên gấp đôi, như đã đề cập đến trong phương trình 10.03.

Giá trị hệ số sử dụng trong công thức CERC là một vấn đề cần tranh cãi thêm. Giá trị dẫn ra đây được xem là hợp lý hơn cả theo hiện trạng đến đầu năm 1982.

Mặc dầu rất khó khăn trong việc dẫn ra ý nghĩa vật lý của công thức CERC, công thức này rất có ích để hiểu và giải quyết nhiều vấn đề của thực tiễn. Tuy

nhien để có được công thức đơn giản trên ta phải trả giá. Trước hết đó là giả thiết bỏ qua các tác động khác gây nên dòng chảy dọc bờ, ngoại trừ sóng.

Giới hạn thứ hai đó là vận chuyển cát ở đây không phụ thuộc vào các tính chất của cát như kích thước và mật độ cát. Bên cạnh đó, độ dốc bãi, và các loại sóng đổ cũng đã bị bỏ qua. Điều này xảy ra bởi vì các quan trắc để dẫn ra công thức CERC đã được tiến hành trên bãi cát với các tính chất như nhau. Độ chính xác của số liệu đo không cho phép đưa các biến này vào trong mô hình tính toán.

Giới hạn lớn cuối cùng đó là chỉ có dòng trầm tích tổng cộng trong đới sóng đổ được tính toán. Thông thường rất khó hiểu được sự phân bố của dòng trầm tích vận chuyển trên toàn đới sóng đổ. Bijker và Svasek (1969) đã giải bài toán này bằng cách cho rằng phân vận chuyển dọc bờ trên mỗi phân rộng của đới sóng đổ tỷ lệ với tản mát năng lượng sóng, hay chuyển hoá năng lượng, trong phần đó. Giả thiết này cũng cho thấy một khiếm khuyết khác của công thức CERC (cũng như phần lớn các công thức dựa trên cơ sở năng lượng): chỉ có một phần nhỏ năng lượng đã được sử dụng trong vận chuyển trầm tích dọc bờ. Chỉ cần một thay đổi nhỏ trong tỷ lệ này sẽ dẫn đến một thay đổi lớn trong vận chuyển trầm tích, đó là điều chưa đảm bảo của công thức này.

Một cách tiếp cận hoàn toàn khác đã được phát triển nhằm loại trừ các khiếm khuyết trên. Cách tiếp cận này sẽ được đề cập sơ lược trong mục tiếp theo.

26.3 CÔNG THỨC BIJKER

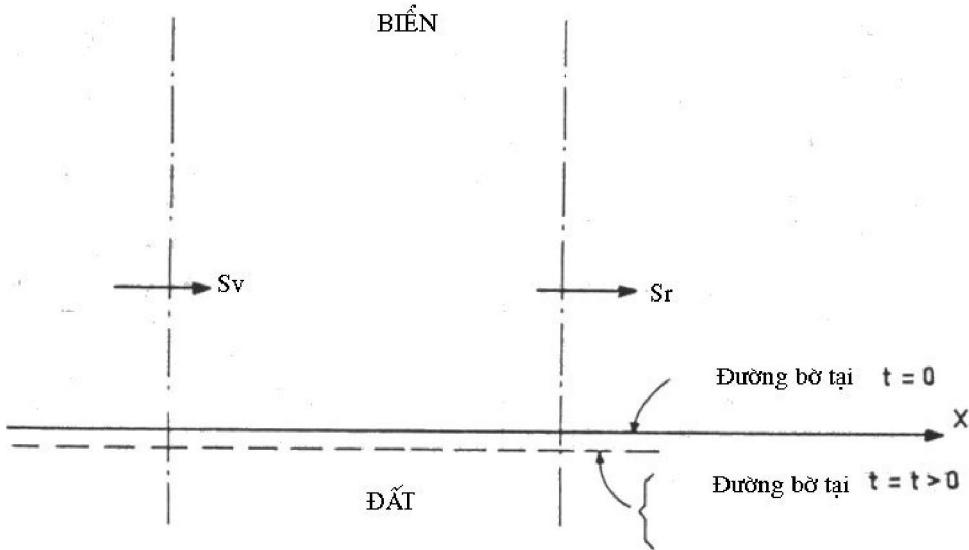
Bijker (1967) đã cho rằng tác động tổng hợp của tất cả các thành phần lực kể trong mục 26.1 cần được xác định và vận chuyển trầm tích nên được tính theo các tác động đó. Những phát triển mới nhất của ý tưởng này sẽ được giới thiệu sơ bộ trong phần này và sẽ được phân tích kỹ trong tập II.

Tác động của sóng lên dòng chảy dọc bờ được thể hiện thông qua gradient theo hướng dọc bờ của động lượng sóng. Điều này sẽ được giải thích kỹ trong tập II. Về nguyên lý, thành phần gradient theo hướng dọc bờ của động lượng sóng, kết hợp với các lực khác ví dụ thủy triều, sẽ là lực cơ bản tác động lên khối nước. Trong điều kiện dừng, các lực này được cân bằng bởi lực ma sát đáy tác động lên dòng chảy dọc bờ cũng như bị nhiễu do sóng. Sự phát triển của quá trình cân bằng này cũng sẽ được trình bày chi tiết trong tập II.

Kỹ thuật này cho phép đưa tất cả các thành phần lực tác động khác nhau vào trong quá trình xác định dòng chảy dọc bờ và sự phân bố của vận tốc trong đới sóng đổ. Với những chi tiết về dòng chảy, đây là cơ sở hợp lý nhằm liên kết với công thức tính toán vận chuyển trầm tích nhằm dự báo vận chuyển trong đới bờ. Cũng như vậy, sự phân bố của vận chuyển cát trong dải ven bờ cũng có thể được tính theo cách này.

26.4 CÁC ỨNG DỤNG

Tính toán vận chuyển trầm tích dọc bờ thường không chỉ là một vấn đề riêng của kỹ thuật bờ. Thông thường đây là một bước trong phân tích một vấn đề tổng quát hơn về địa mạo bờ. Phần lớn các vấn đề địa mạo này gắn liền với hiện tượng xói lở bờ do các quá trình vận chuyển dọc bờ gây nên. Vấn đề bồi tụ cũng có thể xuất hiện dẫn đến những hậu quả nhiều khi ngoài ý muốn của con người.



Hình 26.1 Tính liên tục của vận chuyển dọc bờ

Cần hiểu rằng bản thân sự tồn tại của các dòng vận chuyển dọc bờ, tự nó không dẫn đến bồi tụ hay xói lở. Ta cho rằng một phần bãi biển được xem là ổn định lâu dài, được thể hiện trên hình 26.1, tương ứng thời gian cân bằng giữa S_v và S_r .

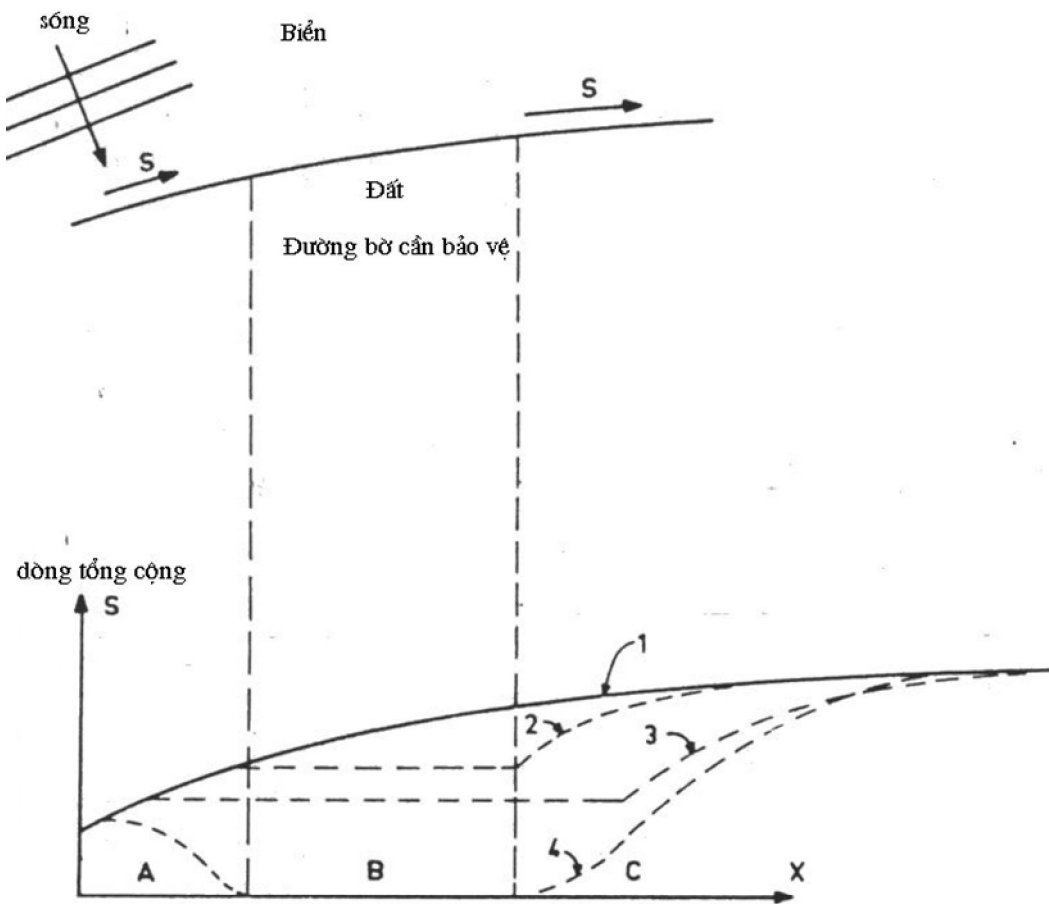
Ngược lại, nếu S_r lớn hơn S_v (S tăng lên khi đi theo hướng bờ; $\frac{\partial S}{\partial x} > 0$) các vật liệu

bãi sẽ bị xói dọc theo bãi nhằm đảm bảo cân bằng trong vận chuyển trầm tích. Bây giờ có thể thấy rằng, hiện tượng bồi tụ sẽ xảy ra do kết quả giảm vận chuyển theo hướng dọc bờ: $\frac{\partial S}{\partial x} < 0$.

Như vậy gradient của dòng trầm tích vận chuyển dọc bờ là nguyên nhân biến đổi địa mạo bờ. Ngược lại, vận chuyển trầm tích theo hướng vuông góc bờ như đã trình bày trong phần trước chỉ có tác dụng làm vật liệu chuyển dịch dọc theo trục diện đáy; như vậy nó không ảnh hưởng trực tiếp đến những biến đổi dài hạn của đường bờ tại một vị trí nhất định.

Các gradient của vận chuyển dọc bờ có thể gây nên bởi sự biến đổi một trong các nhân tố tham gia vào phương trình 26.04 trong suốt đoạn bờ, trong số đó hướng

sóng tới là dễ thay đổi nhất cũng như độ cao sóng nhiều khi thay đổi rất đáng kể. Các bờ lồi (nhìn từ biển vào) thường bị xói và các bờ lõm lại thường hay bị bồi. Nhìn chung đường bờ có xu thế thay đổi theo hướng song song với hướng đỉnh sóng tới.



Hình 26.2 Sơ đồ đường bờ và tốc độ vận chuyển trầm tích dọc bờ

Do các vấn đề xói lở thường cấp bách hơn các vấn đề bồi tụ, nên chúng ta chú trọng đến phần lồi của bờ như được thể hiện trên hình 26.2. Lượng cát vận chuyển tổng cộng được thể hiện như một hàm của khoảng cách dọc bờ, x , trên phần dưới hình 26.2. Như đã nêu, S sẽ tăng lên cùng với x (đường 1) và hiện tượng xói lở xảy ra trên toàn đoạn bờ – bao gồm cả đoạn bờ chúng ta quan tâm (đoạn bờ cần bảo vệ) được thể hiện trên hình vẽ.

Vấn đề phổ biến của địa mạo bờ được trình bày thông qua quá trình xói lở đoạn đường bờ cần bảo vệ – phần B trên hình 26.2. Có hai khả năng giải quyết vấn đề nêu trên: làm giảm thiểu tác động xói lở hoặc biến đổi đường cong vận chuyển trầm tích dọc bờ bằng các biện pháp nhân tạo được thể hiện trên hình 26.2.

Phương pháp thứ nhất được thực hiện bằng cách thường xuyên thay thế các vật liệu bị xói lở bằng các vật liệu từ các nơi khác tới. Các công nghệ nạo hút bùn hiện

đại cho phép về mặt kỹ thuật giải quyết vấn đề này trong nhiều trường hợp. Phương pháp này được xem như một giải pháp tốt thân thiện đối với môi trường. Nhược điểm của phương pháp này là không đảm bảo tính ổn định vì vật liệu có khi phải tìm kiếm từ các khu vực xa.

Phương pháp thứ hai đưa đến sự biến đổi đường cong phụ thuộc giữa S và x - đường 1 trên hình 26.2 – sao cho gradient dòng trầm tích trở nên bằng zero trong khu vực bờ cần quan tâm. Một cách nói khác là chúng ta mong muốn có được sự ổn định của dòng trầm tích vận chuyển dọc bờ trong đoạn B. Trên hình 26.2 điều này có nghĩa đoạn B của đường cong S cần theo hướng ngang; Các đường 2, 3, và 4 đều thoả mãn yêu cầu đó. Trong số đó đường cong 2 cho ta giải pháp cuối cùng, song các đường 3 và 4 cũng có được khả năng ổn định như nhau đối với đoạn bờ B. Vấn đề quan trọng nhất ở đây nằm ở chỗ khi các gradient khác nhau của $\frac{\partial S}{\partial x}$, các đường 2, 3 và 4 sẽ có các tác động khác nhau lên các đoạn bờ còn lại A và C.

Giải pháp theo đường 2 hầu như không gây tác động tới các đoạn bờ A. Hiện tượng xói lở ở đây không dẫn đến hậu quả nghiêm trọng nào. Độ cong của đường 2 tại C gần biên BC có thể gây nên hiện tượng xói lở cục bộ đáng kể đối với khu vực kề cận B.

Giải pháp theo đường 3 ổn định một phần dải A, toàn bộ dải B và cả đối với một phần của C. Hiện tượng xói lở sẽ xảy ra tại dải C cho đến khi đường cong vận chuyển trầm tích ban đầu được ổn định lại.

Điều gì sẽ xảy ra đối với đường cong 4? Bây giờ gradient âm của vận chuyển trầm tích dọc bờ có nghĩa là cát sẽ tích tụ lại trong dải bờ A gần dải B. Như vậy sẽ không có trầm tích vận chuyển dọc bờ trong dải B - đây không phải là yêu cầu nhất thiết cho sự cân bằng. Dải C bây giờ là đối tượng bị xói lở mạnh nhất so với tất cả các giải pháp khác, tốc độ xói lở sẽ lớn nhất khi gradient $\frac{\partial S}{\partial x}$ đạt giá trị cực đại.

Như vậy ta có thể kết luận rằng giải pháp theo đường cong 2 là giải pháp khả thi nhất. Nó hạn chế vùng xói lở trên một phạm vi nhất định, song cũng đòi hỏi phải xây dựng các công trình bảo vệ, chương 30 sẽ thực hiện yêu cầu nêu trên.

27 CÁC LOẠI BỜ BÙN

E.W. Bijker

27.1 MÔ TẢ VẬT LÝ HIỆN TƯỢNG

Các loại bờ bùn xuất hiện gần các cửa sông với lưu lượng nước chứa nhiều trầm tích mịn (bùn sét) đi ra biển. Lượng trầm tích mang ra này nhiều khi lớn hơn khả năng khuếch tán chúng về phía biển khơi.

Bờ bùn nguyên thủy thường rất thấp, nhiều khi chỉ cao hơn một ít so với mực nước cực đại. Như vậy độ dốc đáy cũng rất nhỏ – nhỏ hơn 1:1000 – một miền đáy phẳng rộng lớn nằm trước bờ. Các quá trình bồi lắng, nếu có, thường dẫn đến sự hình thành các bãi lầy, lưu thông nước yếu và các đồng bằng. Thông thường các thảm thực vật bao phủ bề mặt. Các đồng bằng ven bờ này thường có độ phì cao đối với nông nghiệp nếu như công tác tưới tiêu và bảo vệ khỏi lũ lụt được triển khai tốt.

Một số cát có thể xuất hiện dọc theo các bờ bùn này. Do cơ chế vận chuyển của hai loại trầm tích này khác nhau một cách cơ bản (xem mục 2 của chương này) nên hai loại vật liệu có xu thế tách rời nhau. Cát có thể tìm thấy tại các vùng riêng rẽ của bãi, có thể kèm theo các đụn cát như đã trình bày trong chương 25. Các dạng đụn cát như vậy thỉnh thoảng nằm cách biệt trên đồng bằng ven biển - đó là tàn tích của quá trình phát triển bờ.

27.2 CÁC TÍNH CHẤT VÀ QUÁ TRÌNH VẬN CHUYỂN

Các phân tử sét (nhỏ hơn 2 micro mét) thường được vận chuyển trong dạng lơ lửng. Sóng và dòng chảy mạnh có thể làm cho lớp sét đáy trở nên lơ lửng, trong khi chỉ cần có dòng chảy yếu cũng đảm bảo giữ chúng trong thể lơ lửng. Quá trình lắng đọng của trầm tích lơ lửng được thể hiện qua phương trình sau:

$$\text{lắng đọng trầm tích} = \left[Wc + \varepsilon \frac{dc}{dz} \right]_{z=0} \quad (27.01)$$

trong đó:

c là nồng độ trầm tích tại độ cao z tính từ đáy,

ε là hệ số nhớt,

W là vận tốc lắng của phân tử trong nước tĩnh.

Để xác định lượng trầm tích lắng đọng phương trình 27.01 được đánh giá trên đáy, $z = 0$ như là một trường hợp riêng. Một cách tổng quát hơn, phương trình 27.01 có thể sử dụng để mô tả đường phân bố nồng độ trầm tích, ví dụ cho điều kiện sông.

Bảng 27.1 Tính chất của bùn nhão

Nồng độ chất rắn	Mật độ	Lượng nước		Phân loại vật liệu
		Theo thể tích	Theo trọng lượng	
mg/l	kg/m ³	%	%	
0	1000,00	100,00	100,00	
100	1000,06			
200	1000,12			
500	1000,31			
1000	1000,62	99,96	99,90	
2000	1001,25			Bùn lơ lửng
5000	1003,11			
10000	1006,23	99,62	99,01	
20000	1012,45			
50000	1031,13			
100000	1062,26	96,23	90,59	
200000	1124,53	92,45	82,21	
300000	1186,79	88,68	74,72	
400000	1249,06	84,91	67,98	Bùn nhão
500000	1311,32	81,83	61,87	
600000	1373,58	77,36	56,32	
700000	1435,85	73,58	51,25	
800000	1498,11	69,81	46,60	
900000	1560,38	66,04	42,32	
1000000	1622,64	62,26	38,37	
2000000	2245,28	24,53	10,92	
2650000	2650,00	0,00	0,00	sét

Vận tốc lắng đọng, W , là một tham số hết sức quan trọng trong phương trình 27.01. Thông thường, W tăng với kích thước hạt. Tuy nhiên, nếu nồng độ trầm tích lớn, thì nồng độ cũng gây ảnh hưởng đến vận tốc lắng, do các phân tử xung quanh hấp dẫn lẫn nhau. Thông thường, đối với nồng độ nhỏ hơn 5000 phần triệu trọng lượng, vận tốc lắng sẽ tăng nếu nồng độ phân tử tăng. Trên ngưỡng 7000 phần

triệu, nồng độ trở nên đủ lớn, nên vận tốc lắng sẽ giảm dần khi nồng độ phân tử tăng. Nước mặn - nhớt hơn so với nước tinh khiết – làm giảm vận tốc lắng ít hơn khi nồng độ thấp so với trường hợp nước ngọt.

Hiện tượng liên kết nhũ tương hoá, một hiện tượng độc lập, có thể làm tăng quá trình lắng đọng (xem mục 22.7). Hiện tượng lắng đọng sét dạng nhũ tương hoá tạo nên vật liệu rất mềm được gọi là bùn nhão (sling). Sự phân loại dựa trên nồng độ được dẫn ra trong bảng 27.1. Để tiện so sánh, trên hình 27.1 cũng đưa ra một số kết quả.

Biểu thị nồng độ mg/l không phải không thứ nguyên. Nồng độ không thứ nguyên được thể hiện qua phần triệu (ppm). Đối với giá trị nhỏ của nồng độ sự khác nhau không đáng kể, vì vậy nồng độ có thể biến đổi theo thể tích hay khối lượng.

Đối với nồng độ lớn, ta thấy có sự khác biệt giữa việc sử dụng theo thể tích hay theo khối lượng. Thí dụ đối với nồng độ 300 000 ppm được dẫn ra sau đây trong các thứ nguyên khác nhau.

a. 300 000 ppm theo khối lượng $300\ 000/10^6 = 0,3$

Khối lượng chung 1000 kg

Bùn: $0,3 \times 1000 = 300$ kg

Thể tích bùn = $300/2650 = 0,113$ m³

Thể tích nước = 0,7 m³

Tổng = 0,813 m³, $\rho = 1230$ kg/m³

b. 300 000 ppm theo thể tích

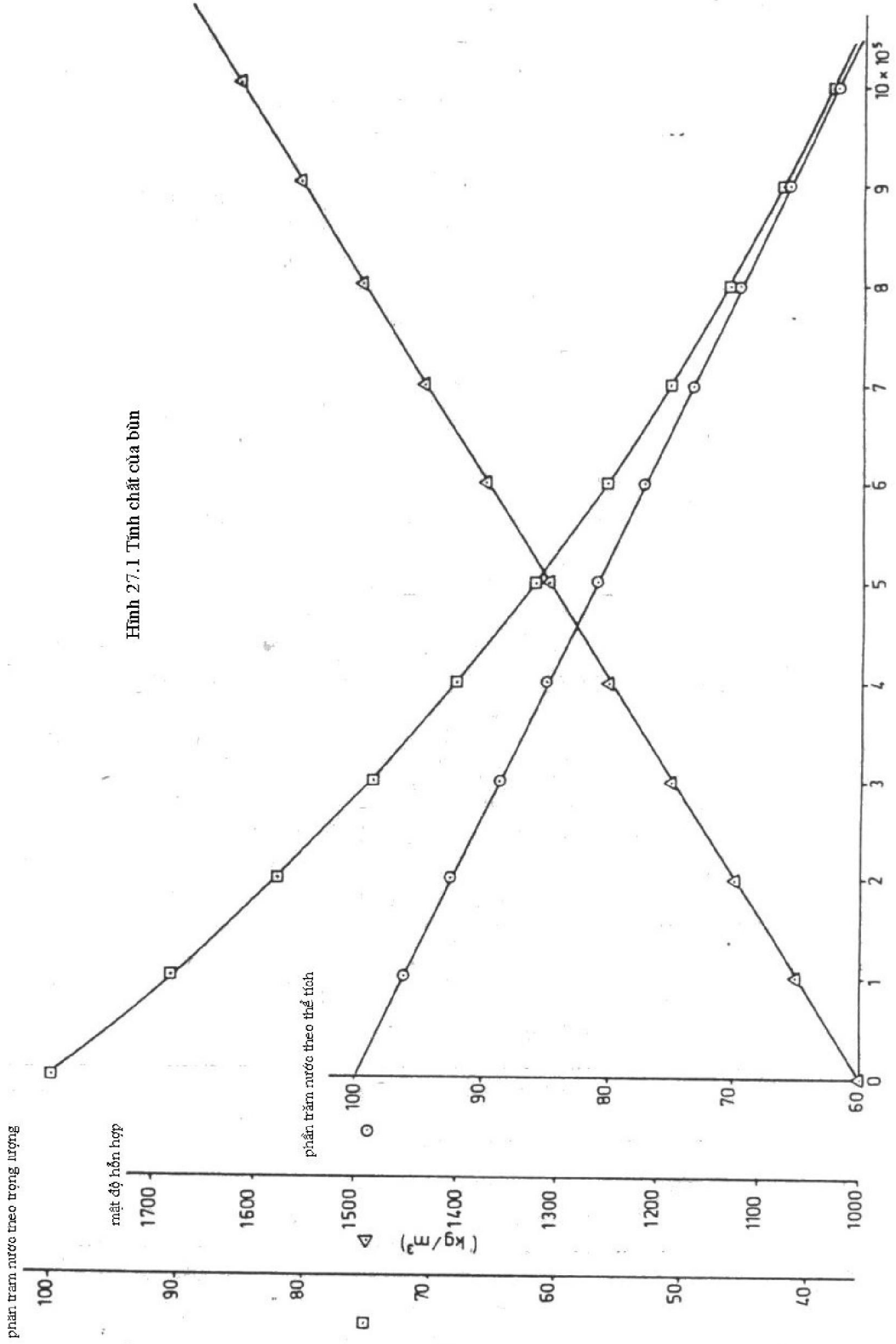
1 m³ vật liệu

$0,3 \times 1 = 0,3$ m³ bùn

Khối lượng bùn = $0,3 \times 2650 = 795$ kg

Khối lượng nước = 700 kg

Tổng = 1495 kg, $\rho = 1495$ kg/m³



c. 300 000 mg/l

Tương ứng 300 kg bùn trong mỗi mét khối thể tích

$$300/2650 = 0,113 \text{ m}^3 \text{ bùn}$$

$$\text{lượng nước còn lại} = 0,887 \text{ m}^3$$

$$\text{trọng lượng toàn bộ} = 887 + 300 = 1187 \text{ kg}, \rho = 1187 \text{ kg/m}^3.$$

Một vấn đề quan trọng khác đáng quan tâm: có bao nhiêu vật liệu khô chứa trong một mét khối vật liệu hút lên với mật độ ρ_s cho trước? Điều này có thể tìm thấy câu trả lời trong phần tổng kết mục 23.7.

Như đã dẫn ra trong chương 22, bùn nhão là một hỗn hợp nhớt giữa sét và nước, nó có thể tìm thấy nhiều dọc bờ cũng như trong các kênh lạch. Tàu thuyền với sự cẩn trọng nhất định có thể vượt qua các dải bùn. Nó có thể làm sạch phần dưới thân tàu! Độ nhớt của bùn có thể làm cho sóng chóng bị tắt; ngay cả sóng trên mặt cũng có thể bị hấp thụ. Với thời gian lượng bùn này sẽ liên kết dần và hình thành nền đất rất mềm.

Ngược lại, cát được vận chuyển chủ yếu do dòng di đáy chứ ít khi do dòng lơ lửng. Điều này giải thích vì sao nó được phân bố chủ yếu dọc theo bờ. Quá trình vận chuyển của phân cát hỗn hợp với bùn cũng tương tự như đã được mô tả trong hai chương trước. Nếu có sự hiện diện nhiều cát, nó có thể hình thành nên một lớp liên tục nằm trên đáy sét. Ví dụ về loại cấu tạo này có thể tìm thấy tại vịnh Venezuela.

27.3 TÁC ĐỘNG CỦA SÔNG

Các sông và cửa sông đổ ra vùng bờ bùn thường được đặc trưng bằng cửa triều sâu (khoảng 20 mét) chảy ra các doi ngầm tại cửa với độ sâu cực đại khoảng từ 3 đến 5 mét.

Cả doi ngầm lẫn cửa đều có vai trò quan trọng quyết định đối với vận chuyển trầm tích. Các dòng chảy triều, dòng nước ngọt từ sông đổ ra và sự biến đổi của chúng, đồng thời với dòng chảy mật độ đều là các nhân tố quan trọng. Thông thường, trầm tích được vận chuyển từ các doi vào hướng cửa trong thời kỳ mùa khô tương ứng lười mặn cũng đi lên phía thượng nguồn. Khi lưu lượng sông tăng lên, vào thời kỳ bắt đầu mùa mưa, các trầm tích này sẽ ra khỏi cửa sông cùng với các trầm tích được sông mang đến. Điều này có thể dẫn đến hiện tượng bồi tụ nhanh chóng khu vực doi kèm theo các hậu quả khác nhau đối với công việc nạo vét và lưu thông tàu thuyền.

27.4 CÁC VÍ DỤ

Các bờ bùn có thể tìm thấy tại nhiều khu vực trên thế giới, sau đây là một số ví dụ:

a. Bờ Languedoc, phía tây của sông Rhône tại miền nam nước Pháp.

- b. Bờ Louisiana, phía tây châu thổ sông Mississippi trên bờ Vịnh, Hoa Kỳ. Bản đồ của khu vực này được dẫn ra trong chương 29.
- c. Bờ phía bắc của vịnh Thái Lan, gần cửa sông Chao Praya.
- d. Bờ vịnh Martaban với trầm tích do các sông Irrawaddy, Sittang, và Salween, Myanma, đổ ra.
- e. Bờ bắc lục địa Nam Mỹ, phần giữa các cửa sông Amazon và Orinoco. Một số vấn đề liên quan đến bờ Suriname với độ dài khoảng 1600 km sẽ được đề cập đến trong mục tiếp theo.

27.5 BỜ BIỂN SURINAME

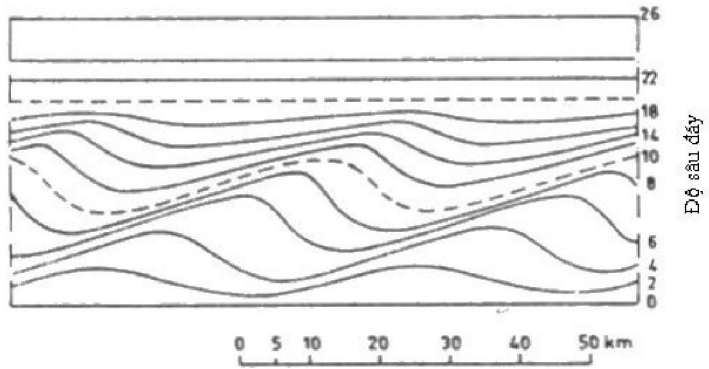
Bờ biển Suriname là một thí dụ về quá trình sông Amazon mang ra một khối lượng trầm tích khổng lồ được phân tán trong điều kiện biển khá yên tĩnh. Mô tả sau đây được lấy từ tổng quan của Allersma (1968).

Nước sông Amazon với lưu lượng khoảng 200 000 m³/s (so với sông Rhine – 2200 m³/s). Lượng trầm tích trong nước vào khoảng 7.10⁸ tấn trong một năm. Dọc theo bờ Suriname, 98% vật liệu đáy có đường kính nhỏ hơn 50 micromét, với đường kính trung bình khoảng 1 micro mét. Tổng lượng trầm tích vận chuyển về hướng tây của bờ là vào khoảng 100 triệu tấn trong vòng một năm. Bờ bùn còn kéo dài ra khơi đến độ sâu khoảng 20 mét và cách bờ khoảng 30 kilômét với độ dốc trung bình 1 : 1500.

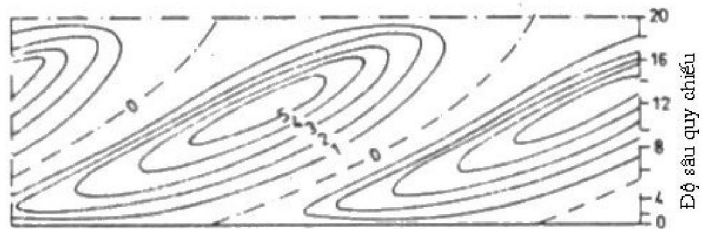
Bờ biển này có các bức tranh sóng rất đặc biệt – tương tự như các đường đẳng sâu. Bãi cạn Huge kéo dài từ bờ trên một các đoạn đều khoảng 45 kilômét - được thể hiện trên hình 27.2A. Độ dốc trong đoạn này biến đổi từ 1: 1500 đến 1 : 3000.

Các bãi cạn chuyển động dọc bờ về phía tây với tốc độ vào khoảng 1,5 kilômét /năm. Điều này xảy ra bằng việc xói lở bờ đông của bãi và bồi bờ phía tây. Khoảng 100 x 10⁶ m³ trầm tích chuyển động dọc theo bờ bằng phương thức này. Hiện tượng bồi xói nêu trên được thể hiện qua hình vẽ 27.2C. Tác động của sóng lên các quá trình này được rút ra bằng cách so sánh các hình 27.2C và 27.2D. Hiện tượng lắng đọng thường xảy ra tại các khu vực có độ cao sóng thấp- được thể hiện bằng bề rộng tương đối lớn giữa các hướng sóng (xem chương 9).

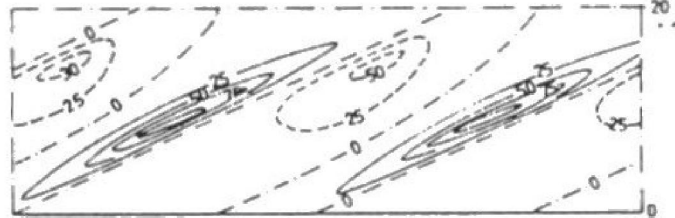
A
Đường đẳng sâu
mét so với mực nước trung
bình



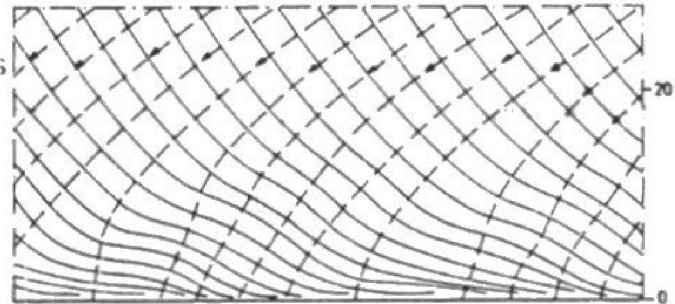
B
Độ dày của các doi
mét
thể tích $3 \times 10^9 \text{ m}^3$



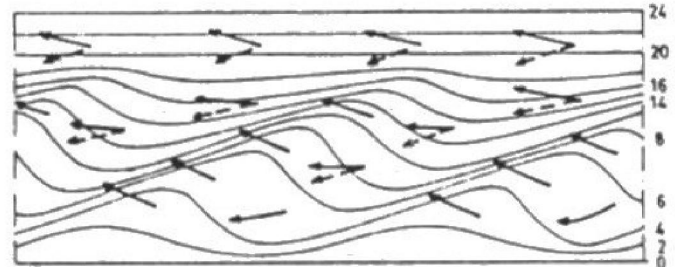
C
Bồi tụ (đường liền) và xói lở
(đường vạch nổi)
cm trong 1 năm
 $100 \times 10^6 \text{ m}^3/\text{năm}$



D
Khúc xạ sóng
Chu kỳ 8 giây
Hướng 60 độ



E
Các thành phần dòng chảy
Trên mặt đường liền
Dưới đáy đường đứt



Hình 27.2 Sơ đồ các đặc trưng của các bãi cạn bùn

28 QUÁ TRÌNH THÀNH TẠO BỜ

L.E. van Loo, W.W. Massie

28.1 MỞ ĐẦU

Mục đích của chương này và chương tiếp theo nhằm minh họa các dạng thành tạo bờ khác nhau trên thế giới và giải thích nguyên nhân hình thành chúng. Các tư tưởng đã được trình bày trong các chương trước mô tả các chuyển động của nước và trầm tích trên sông và dọc bờ biển sẽ được sử dụng trong chương này nhằm lý giải các vấn đề đặt ra.

Một số ảnh và mô tả về sự thành tạo bờ được minh họa trong chương này và chương tiếp theo đã được dẫn ra trong tài liệu Shore Protection Manual. Ngoài ra Shepard và Wanless (1971) cũng đã tập hợp nhiều bức ảnh đặc biệt kèm theo các mô tả các quá trình vật lý.

Mặt khác cũng cần chú ý đến các bản đồ hàng hải. Một số các phân trích từ những bản đồ trên cũng được dẫn ra trong quá trình giải thích và mô tả về sự thành tạo bờ.

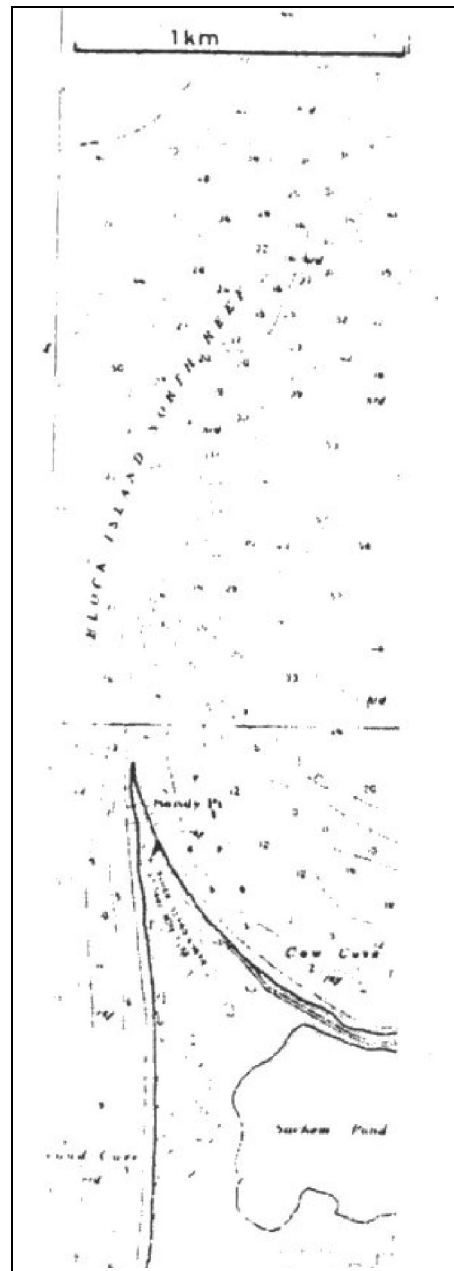
Ngoài ra còn đưa ra một số nguyên lý bổ sung nhằm mục đích phục vụ giải thích hiện tượng. Cho rằng bờ cát thẳng dài vô hạn với các đường đẳng sâu song song. Dạng bờ như thế đã được thể hiện bằng sơ đồ trong hình 9.1, chương 9. Nếu sóng tới có cùng một góc như nhau trên suốt đường bờ, ngoài ra không có lực tác động nào khác như thủy triều, như vậy sẽ có một dòng vận chuyển cát đồng nhất và không đổi dọc theo bờ. Trong trường hợp đó cũng sẽ không xảy ra xói lở hay bồi tụ vì các dòng trầm tích trên chảy liên tục dọc bờ. Vậy nguyên nhân gì sẽ gây nên xói lở hay bồi tụ? Đây có thể do sự biến đổi của dòng vận chuyển hay khả năng vận chuyển dọc theo bờ. Những biến đổi có thể xảy ra do sự biến đổi của một trong các nhân tố tác động lên vận chuyển cát, ví dụ độ cao sóng hay hướng sóng tới – có thể xem chương 26.

Trong thực tế các bãi liên tục không gây sự quan tâm đối với chúng ta trong chương này, chúng ta sẽ xem xét một số thành tạo khác nhau nhìn nhận từ góc độ bờ dài liên tục. Tuy nhiên các bãi vẫn có thể phát triển dọc theo các bờ đá.

28.2 CÁC LƯỚI CÁT

Lưới cát vươn dài ra biển. Hướng của các lưới cát thường kế tiếp đường bờ nơi bắt nguồn của trầm tích. Những lưới cát như vậy được thể hiện trên hình 28.1,

phần cuối của đảo Block trên bờ Đại tây dương, Hoa Kỳ. Các sóng chủ yếu đi từ hướng tây-nam dẫn đến việc cát vận chuyển về phía bắc dọc theo bờ tây của đảo. Khi độ sâu trở nên lớn hơn tại phía bắc đảo, sóng sẽ không bị đổ nữa, lượng cát vận chuyển bị giảm và lưỡi cát không phát triển nữa.



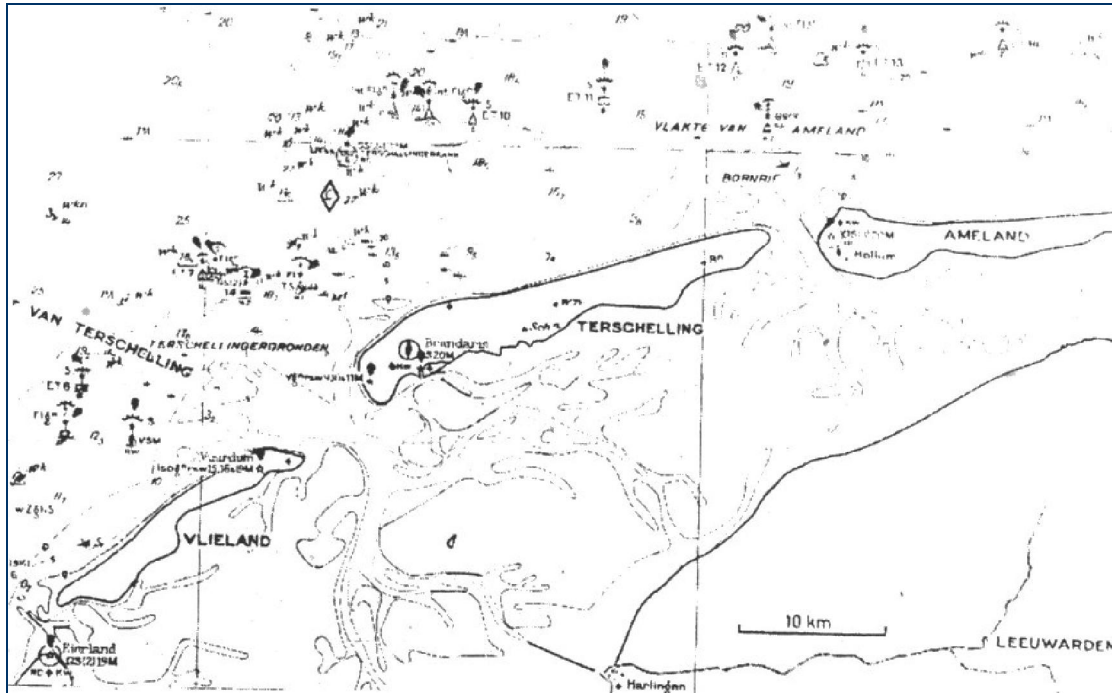
Hình 28.1. Lưỡi cát phía bắc đảo Block, Hoa Kỳ
(độ sâu tính bằng phít)

Sandy Hook, gần cửa vào cảng Nữ Ước (Hoa Kỳ) cũng là một lưỡi cát.

Các lưỡi cát cũng có thể hình thành tại những nơi mà cửa sông bị ngắt bởi bờ thẳng. Điều này sẽ được xem xét kỹ trong chương sau.

28.3 CÁC DOI CÁT NỔI

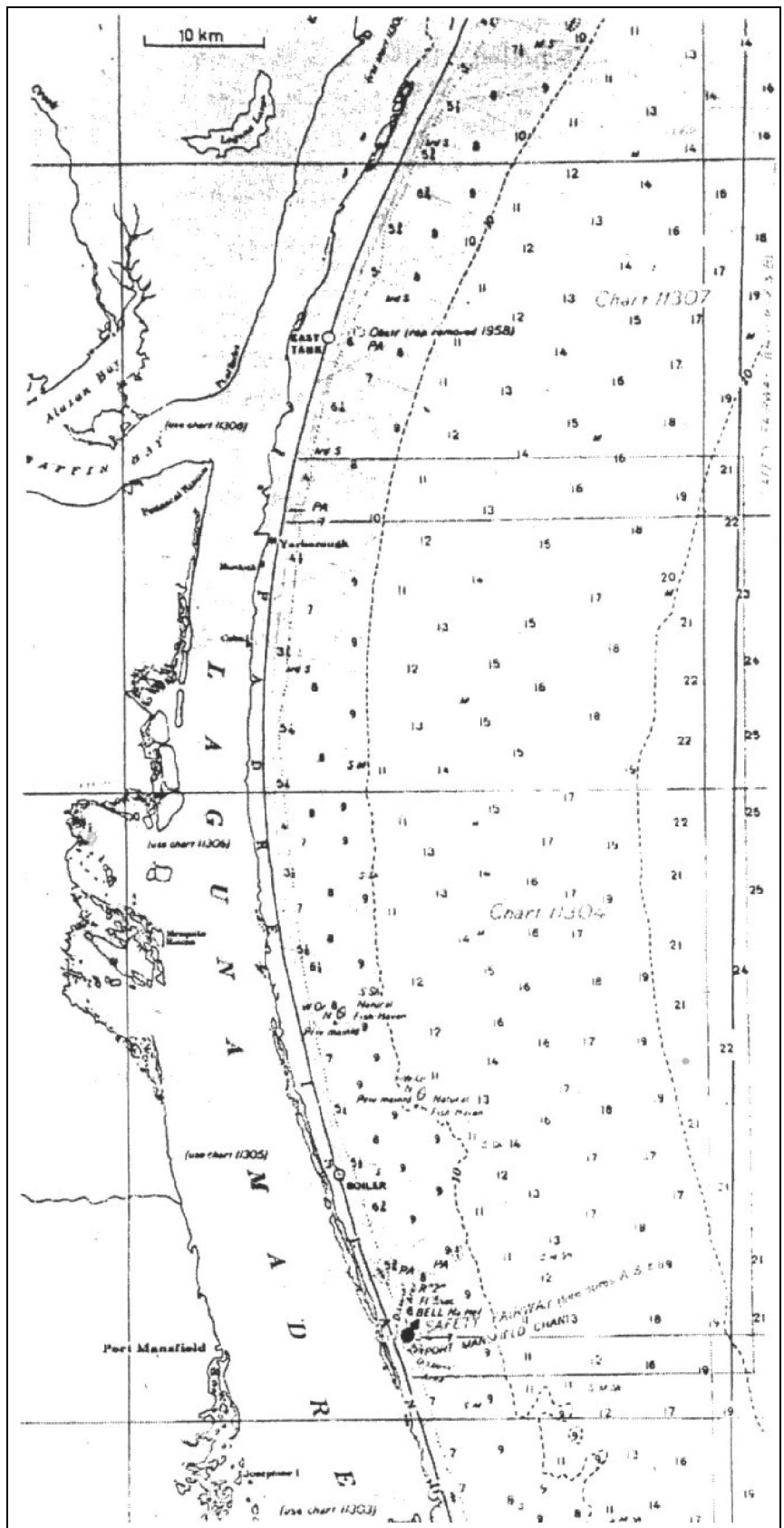
Khác với các lưỡi cát được tạo thành từ các vật liệu chuyển động dọc bờ, doi cát nổi được hình thành từ các vật liệu chuyển động vuông góc với bờ – tổng quan chương 25.



Hình 28.2. Một phần của biển Wadden và các đảo, Friesland, Hà Lan (đường đẳng sâu tính bằng mét)

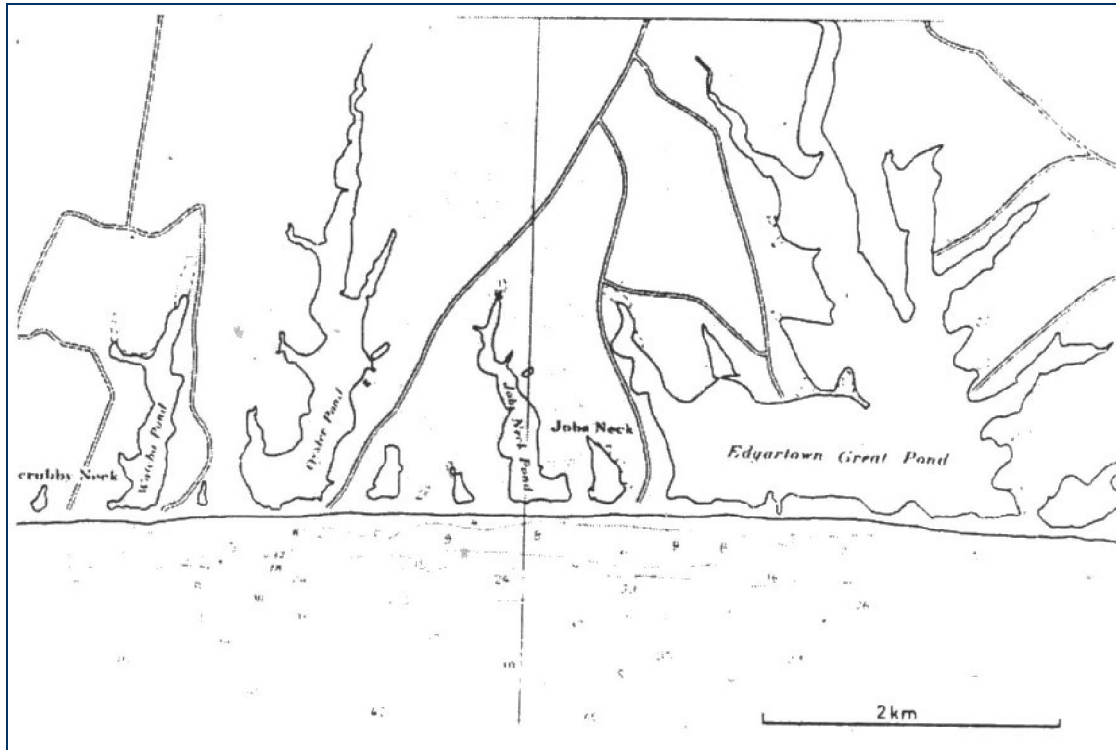
Các doi cát có thể hình thành khi có các nguồn trầm tích dư thừa có nguồn gốc biển khơi, và địa hình có dạng sao cho sóng bị đổ tại một khoảng cách nhất định tính từ bờ do có bãi cạn ngầm nằm ngoài. Doi cát sẽ được hình thành tại mép ngoài của bãi cạn nơi sóng bị đổ; nguồn cát cung cấp sẽ hình thành nên bãi tách biệt bờ và tạo nên doi cát. Sóng bão có thể phá vỡ các doi cát và vận chuyển cát vào miền nông phía trong. Các cơn bão lớn có thể phá vỡ từng đoạn trên doi cát. Nếu dao động triều có khả năng làm cho doi cát bị khô thì gió sẽ mang cát tạo nên các đụn trên doi cát.

Hình 28.3 Dải cát nổi
đọc bờ Texas, Hoa Kỳ



Một trong những ví dụ điển hình về doi cát nổi bị phá vỡ thuộc các đảo Wadden phía bắc Hà Lan (hình 28.2). Về các doi cát nổi kéo dài gần như liên tục có thể tìm thấy dọc bờ tây bắc vịnh Mexico- hình 28.3. Mũi Hattaras, bang Calorina Bắc, trên bờ Đại Tây Dương, Hoa kỳ cũng là một trong các ví dụ về doi cát nổi.

Khi các doi cát nổi bao gần kín các cửa sông, sẽ hình thành nên các hồ nước mặn hay nước lợ. Trên hình 25.4 cho ta thấy một dạng doi cát như vậy dọc bờ nam đảo Martha Vinyard trên bờ Đại Tây Dương, Hoa Kỳ.



Hình 28.4. Doi cát nổi vây kín hồ trên Martha Vinyard

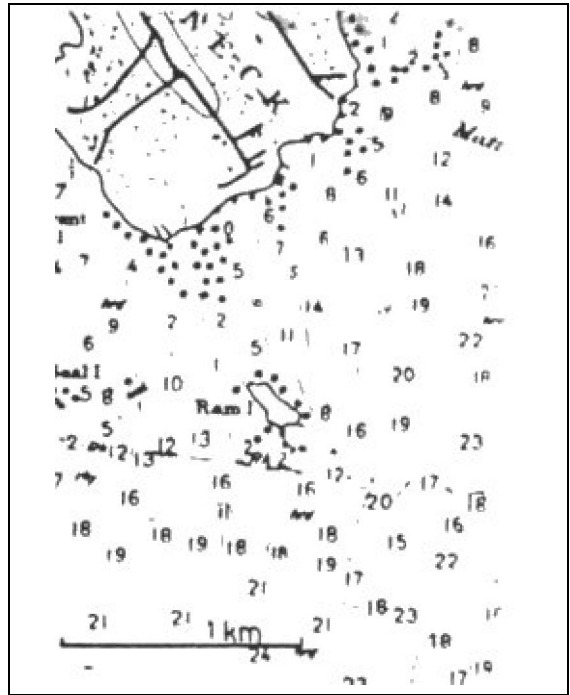
28.4 BỜ DẠNG TOMBOLO

Khi có một vật cản phía trước bờ kiểu các dải đá, một công trình phá sóng, hay một xác tàu đắm, hoạt động của sóng tại miền khuất giữa các vật cản và bờ sẽ bị suy giảm. Sự suy giảm của sóng tại các vùng khuất sẽ dẫn tới sự suy giảm của dòng trầm tích vận chuyển, vật liệu vận chuyển dọc bờ sẽ được lắng đọng tại các khu vực khuất bóng này. Bước đầu sẽ hình nên các miền nước nông. Tuy nhiên nơi đây có thể phát triển thành các điểm nối đường bờ xuất phát tới các vật cản. Cũng giống như các lưỡi cát, các tombolo sẽ phát triển phụ thuộc vào quá trình vận chuyển trầm tích dọc bờ.

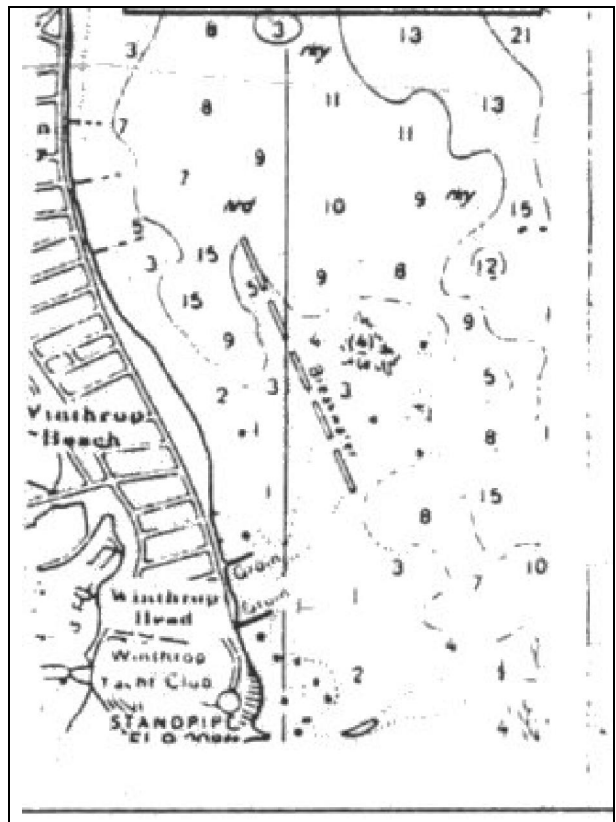
Một tombolo tự nhiên đã được phát triển phía sau đảo Ram trên vịnh Buzzards thuộc bờ bắc Đại Tây Dương, Hoa Kỳ. Khu vực này được bảo vệ khỏi tác động của sóng, ngoại trừ sóng hướng nam tới. Tombolo này được trình bày trên hình 28.5.

Hình 28.6 cho ta thấy xuất phát của sự hình thành tombolo phía sau một loạt các công trình phá sóng ngoài khơi. Những công trình này được xây dựng nhằm mục đích kích thích và bảo vệ sự hình thành bãi.

Hình 28.5 Tombolo giữa đảo Ram và Mattapoisset Neck, Vịnh Buzzards



Hình 28.6 Sơ đồ bãi Winthrop, Bang Massachusetts, Hoa Kỳ



29 CÁC CHÂU THỔ DELTA

L.E. van Loo, W.W. Massie

29.1 MỞ ĐẦU

Châu thổ delta được phát triển tại các khu vực mà ở đó có sự tập trung nước và trầm tích ra cửa sông. Do sông mang ra nhiều trầm tích nên các châu thổ delta thường phát triển gần các cửa sông hơn là tại các cửa biển khác.

Tồn tại một số nhân tố ảnh hưởng đến dạng các châu thổ delta. Trong số đó, có triều và nguồn nước ngọt đổ ra cửa, lượng trầm tích mang ra và tính chất của nó, sóng và dòng chảy ven bờ, vận chuyển trầm tích bờ và các tính chất của nó và biến đổi mực nước trên biển và cửa sông.

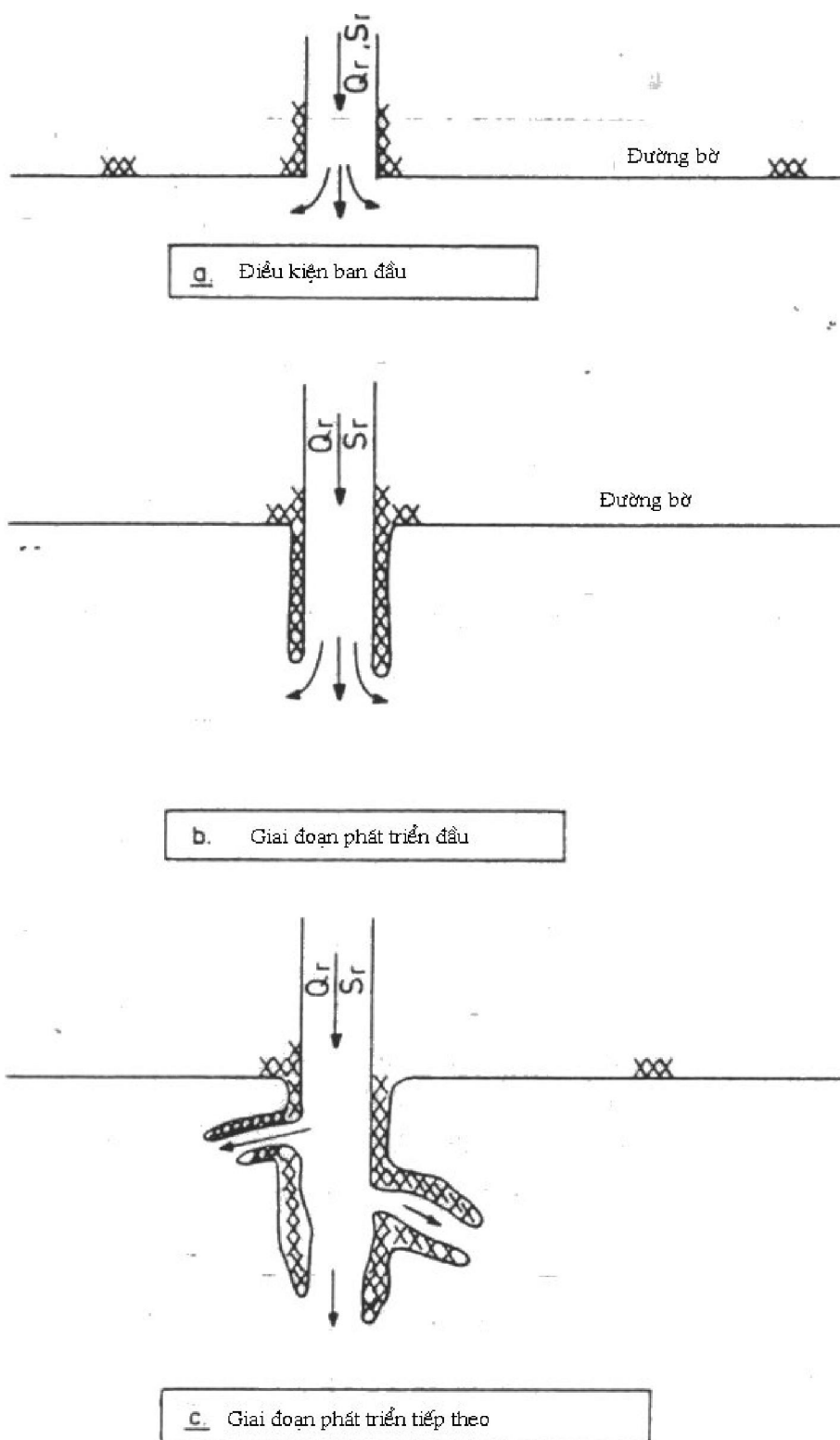
Phần lớn các nhân tố trên có thể tổng hợp định lượng trong một nhân tố: tỷ lệ giữa lượng trầm tích cung cấp từ sông và khả năng phân bố lại của các quá trình bờ. Có lẽ hợp lý hơn, nếu ta bắt đầu xem xét trường hợp nguồn nước và trầm tích đổ vào một thủy vực yên tĩnh, với khả năng phân bố lại của bờ là zero.

29.2 CHÂU THỔ VÙNG BỜ LẶNG

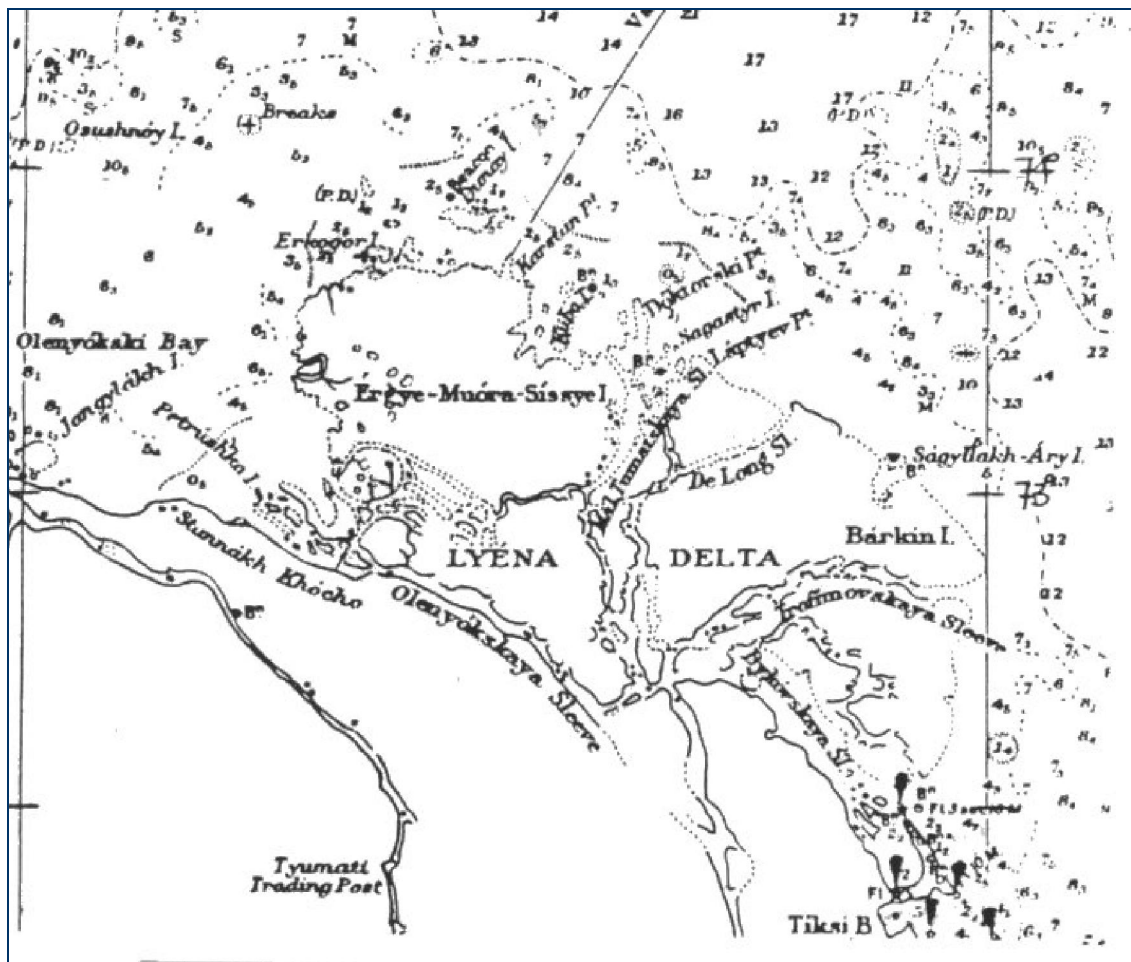
Cho rằng lưu lượng sông không đổi và bằng Qr , dòng trầm tích cũng không đổi và bằng Sr cùng đổ ra đoạn bờ thẳng ban đầu. Sẽ không có sóng mà chỉ tồn tại duy nhất dòng chảy sông. Điều kiện này được thể hiện qua hình 29.1a.

Do lưu lượng nước đi qua cửa sông, nên dòng sẽ lan truyền tiếp, dòng chảy thẳng và khả năng vận chuyển trầm tích cũng bị giảm theo. Các vật liệu sẽ lắng đọng tại điểm có dòng chảy yếu nhất, nằm về các bên biên của dòng chảy. Các dải cạn cũng như mực nước trên đây sẽ phát triển về hướng biển. Chúng cũng tương tự như lưỡi cát mô tả trong chương trước, chỉ khác nguồn gốc trầm tích bây giờ được sông mang ra. Sự phát triển này được thể hiện trên hình 29.1b.

Tuy nhiên sự phát triển này không thể tiếp tục mãi. Hậu quả của sự hình thành loại cấu trúc này sẽ là một chuyên đề của công trình sông ngòi. Hệ quả quan trọng nhất đối với châu thổ delta là ở chỗ mực nước tại khu vực ban đầu của cửa sông sẽ trở nên cao hơn. Điều này dẫn đến sự tăng của gradient thủy lực qua lưỡi cát và sông sẽ phá xuyên qua đây tạo nên cửa sông mới – xem hình 29.1c.



Hình 29.1 Sự phát triển của châu thổ delta trong điều kiện không có sóng



Hình 29.2 Châu thổ delta sông Lena, Siberi, Nga

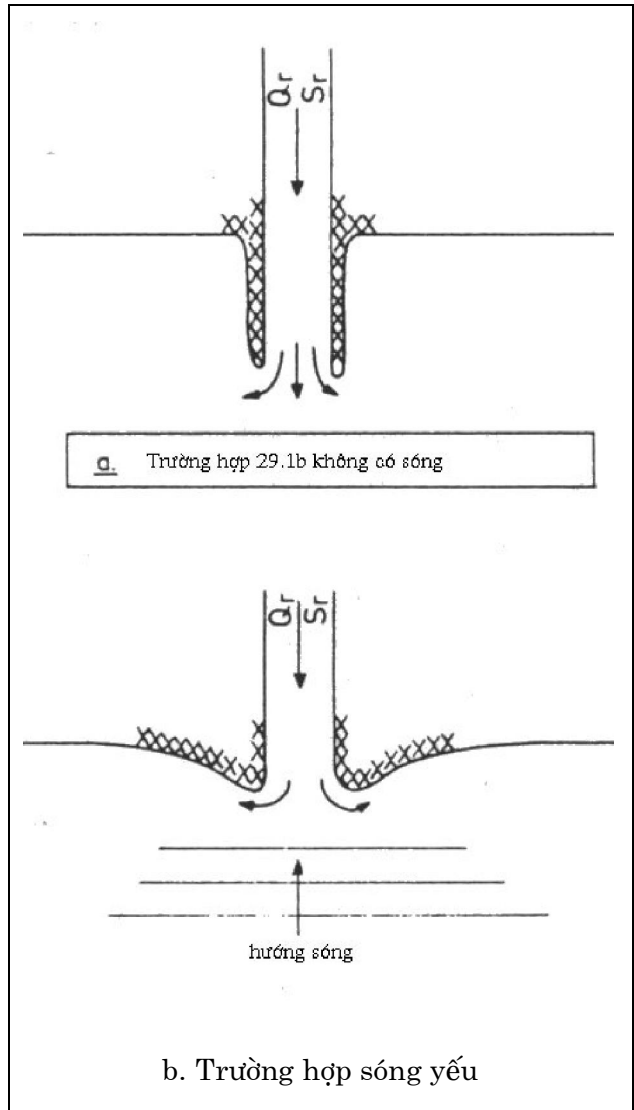
Tuy nhiên quá trình này sẽ được lặp lại. Trên hình 29.2 cho ta một ví dụ về dạng châu thổ delta như vậy trên sông Lena thuộc bờ bắc Siberi, Nga. Các đảo Ergye-Muora- Sissyel và Barkin đều là một phần của châu thổ này.

29.3 CHÂU THỔ DELTA VỚI TÁC ĐỘNG PHÂN BỐ QUY MÔ VỪA

Trong trường hợp sóng tác động lên những châu thổ như vừa nêu trên, thì điều gì sẽ xảy ra?

Để đơn giản hoá vấn đề, cho rằng hướng truyền sóng cơ bản vuông góc với bờ thẳng nguyên thủy, điều này có nghĩa không có dòng cát vận chuyển dọc bờ nguyên thủy. Vậy do đâu điều đó lại xảy ra? Xin hãy xem lại chương 26!

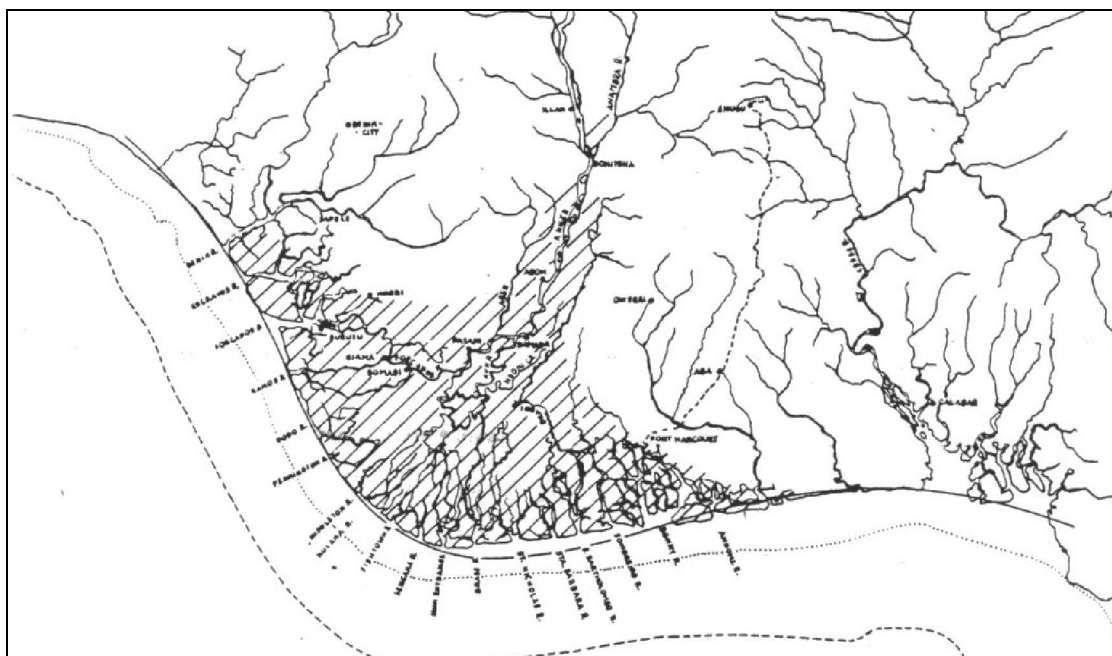
Tác động sóng sẽ tấn công vào mép của các bãi cạn được thể hiện trên hình 29.1b. Vật liệu từ bãi cạn sẽ được mang đi khỏi và dọc theo bờ. Hình 29.3 cho ta thấy sự phát triển khi có và không có sóng tác động.



Hình 29.3 Tác động của sóng

Dạng của châu thổ delta được lý giải bằng việc xác định lượng bùn cát vận chuyển tại mỗi điểm dọc bờ, không quên đưa các ảnh hưởng khúc xạ khi sóng không còn đi song song với đường bờ mới. Hình 29.4 cho ta một ví dụ hiện tại, một phần của cửa sông Rosetta của sông Nil trên bờ biển Địa Trung Hải, Ai cập. Trong ví dụ này, lượng trầm tích sông mang ra tương đối nhiều hơn so với trường hợp chỉ ra trên hình 29.3; kết quả này dẫn đến hình thành delta nhọn hơn. Trên hình này chỉ dẫn ra một phần nhỏ châu thổ delta, giống như châu thổ hình chân chim, có rất nhiều nhánh sông có thể phát triển mặc dầu số lượng có xu thế giảm so với trường hợp không có sóng.

Một trường hợp khác, ví dụ lý tưởng của delta đó là châu thổ sông Niger tại Nigeria. Tại đây, sóng đi vào theo hướng tây-nam với đỉnh sóng song song với đường bờ gần các cửa sông Sengana (hình 29.5).

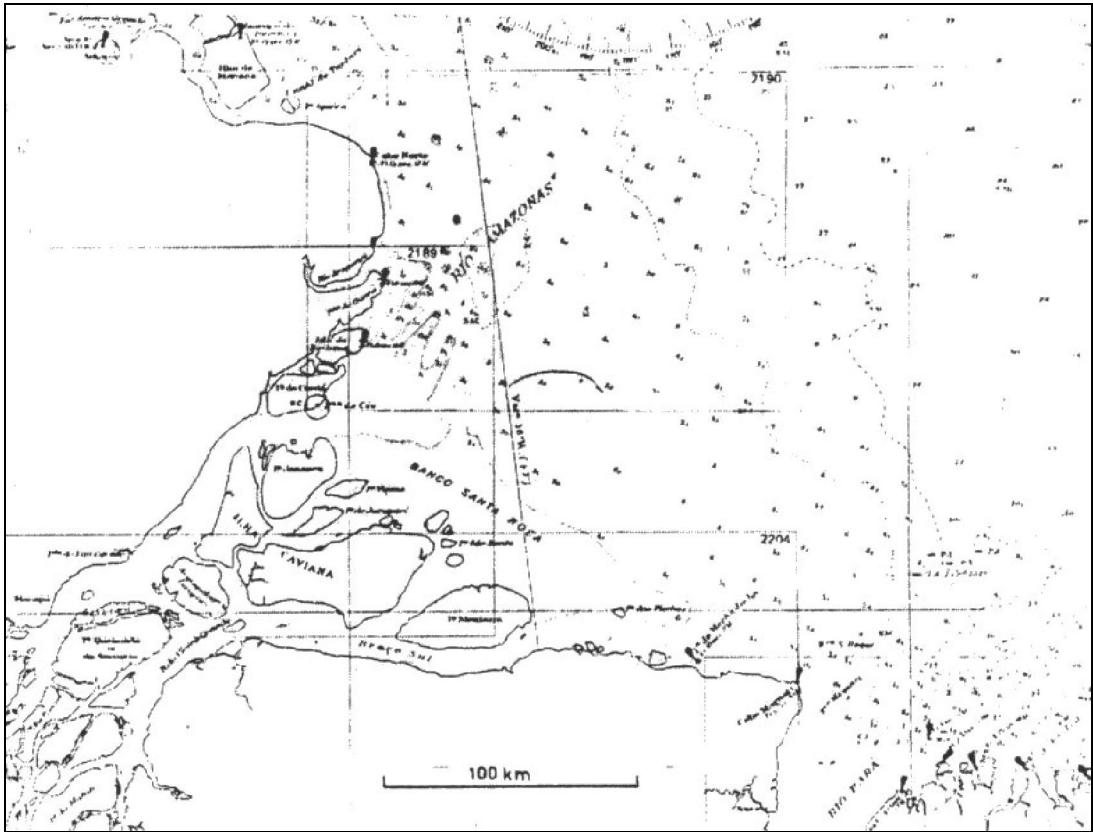


Hình 29.5 Delta sông Niger, Nigeria

29.4 CHÂU THỔ VÙNG CHỊU TÁC ĐỘNG BIẾN ĐỔI MẠNH

Mỗi khi vai trò phân bổ lại của các quá trình ven bờ trở nên quan trọng hơn, các delta càng ít tiến ra biển hơn. Các delta như vậy có thể hình thành trong trường hợp sông có khả năng vận chuyển trầm tích lớn nếu như khả năng phân bổ lại của các quá trình bờ cao kèm theo các vật liệu dễ bị xói lở.

Một ví dụ về dạng delta này được thể hiện trên hình 29.6 – trên sông Amazon ở Brazil. Mặc dù vận chuyển trầm tích ở đây rất lớn (chương 27) nhưng chúng được đưa đi luôn về hướng tây-bắc. Trong trường hợp đó dòng chảy dọc bờ thường lớn hơn 4 hải lý/giờ do dòng chảy Nam Xích đạo gây nên. Dòng chảy đi từ hướng đông-nam thẳng vào khu vực delta không mang theo trầm tích đáy do độ dốc lớn của khu vực biển. Phía bắc của sông, các bờ bùn được phát triển, như đã trình bày trong chương 27.



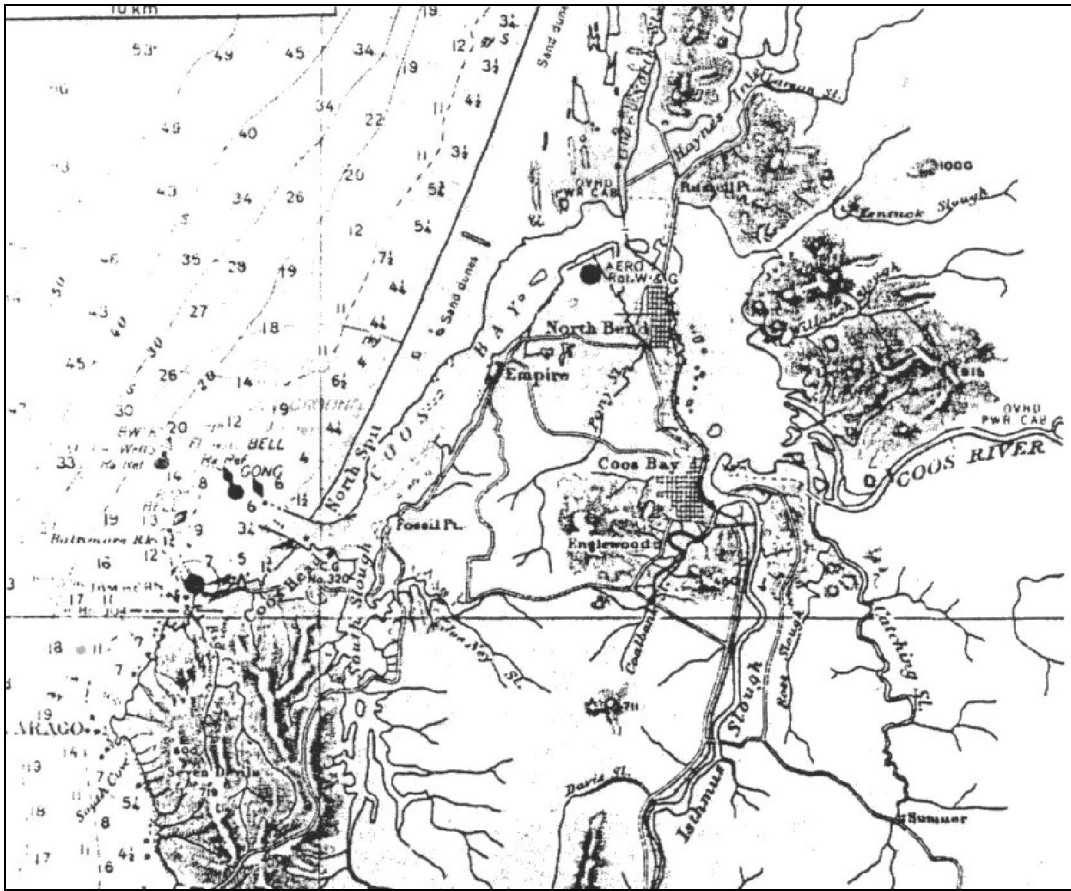
Hình 29.6 Delta sông Amazon, Brazil

29.5 TÁC ĐỘNG CỦA VẬN CHUYỂN DỌC BỜ

Mỗi khi có dòng trầm tích vận chuyển dọc bờ đáng kể, các dạng delta khác có thể được phát triển.

Các cửa sông thường có khả năng chặn các dòng trầm tích dọc bờ. Các vật liệu bờ sẽ lắng đọng trên bờ trước cửa vào làm cho cửa sông bị cạn dần. Kết hợp quá trình xói lở sẽ dẫn đến sự chuyển dịch chậm của tất cả cửa sông về hướng dòng trầm tích dọc bờ. Trên hình 29.7 cho ta thấy loại cửa sông nêu trên – sông Coos (vịnh Coos, trên bờ Thái Bình Dương của Hoa Kỳ). Sự ngưng trệ của dòng vận chuyển dọc bờ từ phía bắc đã làm cho cửa sông chuyển dịch về phía nam hàng kilômét cho đến khi gặp bờ đá cứng (Mũi Arago).

Vậy nguồn cát từ đâu cung cấp cho lưỡi cát Bắc trên hình vẽ? Tất cả đều do dòng trầm tích vận chuyển dọc bờ từ phía bắc. Một lượng trầm tích không quan trọng do sông mang ra được giữ lại trong cửa sông và dần dần cửa sông được kéo dài hoặc vận chuyển tiếp vượt qua mũi Arago.

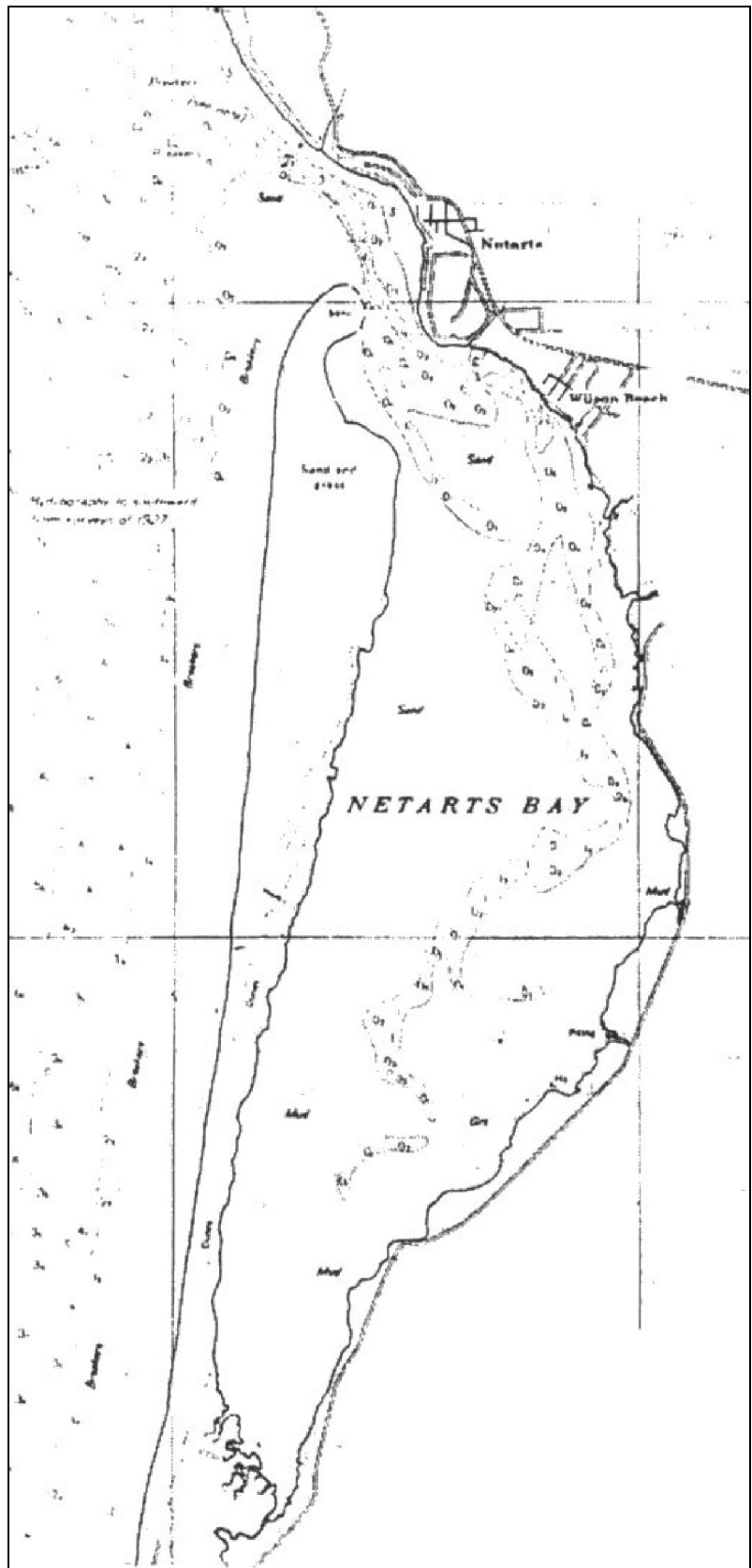


Hình 29.7 Vịnh Coos, Oregon, Hoa Kỳ

Các dòng sông không nhất thiết là nguyên nhân của việc hình thành các lưỡi cát như vậy. Tại vịnh Netarts, cũng trên bờ biển Oregon, Hoa Kỳ, dòng cát vận chuyển từ nam lên bắc. Thể tích triều tại vịnh này nhỏ hơn nhiều so với vịnh Coos; bãi cạn hình thành phía trước cửa vào và rất có ít khả năng khi bão lớn toàn bộ cửa sông sẽ bị lấp. Khu vực này được thể hiện trên hình 29.8.

Một nhận xét cuối cùng có thể đưa ra khi xem xét các hình vẽ trên: cả hai lưỡi cát đều bị phủ bởi các đụn cát do gió thổi. Các ảnh chụp khu vực này càng chứng tỏ điều đó.

Hình 29.8
Vịnh Netarts, Oregon,
Hoa Kỳ



30 BẢO VỆ BỜ

L.E. van Loo, W.W. Massie

30.1 MỞ ĐẦU

Chúng ta đã thấy trong hai chương vừa rồi quá trình phát triển bờ bao gồm xói lở và bồi tụ. Rất tiếc là những quá trình đó không phải lúc nào cũng theo ý muốn của con người. Nhiều công trình có giá trị bị kéo trôi do các bãi bị xói lở, hoặc cách lạch tàu có thể bị bồi lấp không cho phép tàu thuyền đi lại được bình thường.

Trong chương này sẽ tiếp tục giới thiệu tổng quát một số phương pháp bảo vệ bờ hiện hành. Các trình bày chi tiết về hoạt động và cấu tạo của các phương pháp này có thể tìm thấy trong Shore Protection Manual. Các thông tin cần thiết về xây dựng các công trình bảo vệ bờ được trình bày trong các sách chuyên khảo về công trình bờ. Một số nguyên lý được trình bày trong tập III của bộ sách này (thiết kế các công trình phá sóng) cũng có thể áp dụng cho các công việc bảo vệ bờ.

30.2 CÁC DẠNG BỜ XÓI VÀ BỒI

Các loại bờ xói và bồi khác nhau có những đặc điểm rất khác biệt. Những bờ lở thường được đặc trưng bởi độ dốc lớn. Những bờ bồi thì ngược lại có độ dốc rất thoải.

Đối với cả hai loại bờ, sự biến đổi dài hạn xảy ra do kết quả của vận chuyển trầm tích dọc bờ. Có thể cần ôn lại các kiến thức được trình bày trong các chương 25 và 26 trước khi đi vào nghiên cứu các công trình bảo vệ bờ trong các mục tiếp theo.

30.3 MỎ HÀN

Khi dòng trầm tích vận chuyển dọc bờ gây nên hiện tượng bồi cạn cửa vào cảng thì có thể xây dựng các mỏ hàn vuông góc bờ về phía bờ trên theo dòng trầm tích nhằm chặn đứng sự di chuyển của nó. Các mỏ hàn hay công trình phá sóng dạng này có thể kéo dài trên toàn bộ dải sóng đổ, ngay đối với trường hợp bão, sau khi bờ bị bồi. Các vật liệu sẽ tích tụ lại bên mép mỏ hàn trên phía trên theo hướng dòng chảy.

Phần lớn các công trình phá sóng liên kết với bờ có thể xem như các mỏ hàn.

30.4 HỆ THỐNG CÁC MỎ HÀN

Các mỏ hàn chỉ có tác dụng ngăn và tích tụ trầm tích tại một khu vực nhỏ và ngăn trầm tích bồi tụ tại một khu vực khác, nhưng ảnh hưởng của chúng chỉ mang tính chất địa phương.

Hệ thống các mỏ hàn, ngược lại, được bố trí cách nhau trên từng đoạn nhất định dọc bờ. Chúng có khả năng tạo ổn định cho cả một đoạn dài đường bờ, trên đó hệ thống các mỏ hàn giữ lại các trầm tích giữa các mỏ hàn kề nhau. Như vậy chúng có thể sử dụng để bảo vệ các bờ bị xói.

Có thể đưa ra một số ví dụ về các hệ mỏ hàn tại khu vực bờ New Jersey, Hoa Kỳ, ngăn không cho cát đi theo hướng nam. Kiểu thiết kế chung nhất là bố trí các mỏ hàn cách nhau một đoạn bằng khoảng vài lần độ dài mỏ hàn, đó là trường hợp dọc bờ Scheveningen, Hà Lan.

Mục đích của các mỏ hàn là giảm tốc độ vận chuyển trầm tích dọc bờ, nếu chúng được thiết kế chuẩn thì sẽ đạt được đường cong trầm tích 2 trên hình 26.2b, đó là trường hợp lý tưởng. Khi thiết kế cần chú ý đến các yêu cầu chọn lựa chính xác độ dài các mỏ hàn, khoảng cách giữa chúng, độ cao và cả độ thấm thấu của cát tạo nên công trình đó. Theo đường cong 2 trên hình 26.2b thì chỉ một phần nhỏ lượng cát vận chuyển bị ngăn lại, nên các mỏ hàn chỉ cần ngắn – thường nhỏ hơn bề rộng đối sóng đổ. Các mỏ hàn dài hơn bề rộng đối sóng đổ sẽ tạo nên đường cong trầm tích 4 trên hình 26.2b.

Một loại hệ các mỏ hàn khác gồm các hàng cột hình thành nên hàng rào cản thấm qua không ngăn hết toàn bộ lượng cát vận chuyển dọc bờ. Do cơ chế vật lý của hệ các mỏ hàn còn chưa được làm rõ, nên việc thiết kế thành công chúng gắn với nghệ thuật hơn là khoa học; tuy nhiên hệ thống này cần chứng tỏ sự hiệu quả của nó đối với tác động của vận chuyển trầm tích dọc bờ.

Có rất nhiều kiểu mỏ hàn đã được trình bày trong Shore Protection Manual.

30.5 CÁC DỰN CÁT

Trong thực tế, cả mỏ hàn lẫn hệ thống mỏ hàn đều không thể ngăn được dòng vật liệu vận chuyển theo hướng vuông góc bờ. Điều này đã được thể hiện trong thảm họa xảy ra cuối năm 1973 do bão lớn hướng tây bắc gây nên xói lở bờ nghiêm trọng gần Schevingen, Hà Lan. Đó là một ví dụ về quá trình đã được mô tả trước đây trên hình 25.5. Nếu như dòng vận chuyển ra khơi dẫn đến sạt lở (tạm thời) nghiêm trọng, thì các đụn cát có thể ngăn cản được. Cách đơn giản để làm việc đó là tăng khối lượng cát tại phần trên của bờ. Tuy nhiên, việc tạo nên dãy các đụn cát rộng, khác với trường hợp tăng cường độ cao, đòi hỏi một lượng cát ít hơn nếu muốn tạo ra khả năng đáp ứng một yêu cầu bảo vệ như nhau. Thậm chí việc chuyển dịch cát từ ngoài khơi lên các phần cao của bãi cũng có thể có hiệu quả. Việc tạo nên trắc ngang bãi có dạng gắn với cân bằng trong các điều kiện bão là nguyên nhân làm chậm quá trình xói lở phía ngoài bờ.

30.6 CÁC KHỐI CHẮN

Chúng ta đã thấy trường hợp các phân công trình phá sóng nằm song song bờ có thể kích thích tạo thành và phát triển của tombolo – hình 28.7. Như đã giải thích trong mục 28.4, những công trình phá sóng như vậy làm giảm khả năng vận chuyển trầm tích dọc bờ tại các vùng khuất, dẫn đến lắng đọng trầm tích và tạo thành tombolo. Thông thường, do những công trình như vậy ít khi không bị thấm thấu, nên dòng trầm tích ngang bờ cũng có phần bị giới hạn.

Điều này dẫn đến đề xuất xây dựng công trình chắn sóng liên tục trên mép ngoài của đới sóng đổ nhằm ngăn chặn dòng trầm tích vuông góc bờ. Nhưng đáng tiếc là những công trình như vậy cũng ngăn luôn dòng trầm tích đi vào bờ. Như vậy sẽ không có lượng cát nào bị mất ra ngoài có thể quay trở lại được nữa; hiệu quả cuối cùng có thể tồi tệ hơn là không làm gì cả! Cần bổ sung thêm rằng những đề như vậy luôn đòi hỏi một móng công trình vững chắc tương tự như khi xây các bức tường chắn ven biển. Điều này sẽ được đề cập đến trong mục tiếp theo.

30.7 CÁC TƯỜNG CHẮN VEN BIỂN

Do các công trình phá sóng ngoài sâu thường đòi hỏi rất nhiều tiền để xây dựng, đặc biệt tại khu vực gần biên ngoài đới sóng đổ, từ đó dẫn đến một cách lựa chọn khác là xây các bức tường không thấm trên bãi song song với bờ. Nguyên lý của cách giải pháp này là ngăn chặn xói lở thông qua việc cắt đứt nguồn vật liệu cung cấp tại chỗ.

Đáng tiếc là các bức tường cứng và đồ sộ này tạo nên phản xạ các sóng đến. Do việc tăng quá trình rối từ quá trình sóng đổ dẫn đến kích thích xói lở ở phần sâu phía trước bức tường. Sự hiện diện của xu thế này sẽ có tác động nguy hiểm đối với móng có thể dẫn đến việc công trình bị đổ. Điều này có thể ngăn chặn được bằng cách duy trì bãi phía trước bờ tường thông qua các biện pháp khác. Nhưng nếu tiến hành theo biện pháp này thì rất logic dẫn đến một câu hỏi: “Vậy xây dựng tường chắn để làm gì?” Có thể hiệu quả hơn chẳng nếu không cho con người sử dụng các bãi biển.

30.8 VẬN CHUYỂN CÁT

Các vấn đề nảy sinh mô tả trong mục trên thường có các đặc trưng riêng làm cho các công trình (ví dụ cửa ra vào cảng) sẽ làm xuất hiện hai vấn đề khác – xói lở và bồi tụ. Trong trường hợp đó, cả hai vấn đề có thể giải quyết bằng biện pháp chuyển cát từ khu vực bị bồi sang khu vực bị xói.

Nếu như khoảng cách giữa khu vực bồi và xói không lớn lắm thì biện pháp vận chuyển cát sẽ là kinh tế hơn. Cát tích tụ do các mỏ hàn hay các tombolo có thể chuyển tới các bãi bị lở sử dụng các phương tiện nạo hút. thỉnh thoảng người ta xây dựng các cố định các trạm hút cát trên khu vực bồi tụ. Trong bộ sách Shore Protectin Manual đã trình bày các dạng công trình này.

31 MƯỜI KHUYẾN NGHỊ VỀ ĐỊA MẠO BỜ

W.W. Massie

Chúng ta đã thấy trong chương trước rằng có rất nhiều các công trình bảo vệ bờ sẽ gây nên nhiều vấn đề cho các khu vực kề cận. Với các nhận thức đó cũng như suy luận của mình, Per Bruhn (1972) đã đề xuất 10 kiến nghị cần áp dụng trong địa mạo bờ. Các kiến nghị này được dẫn ra sau đây với một số sửa chữa biên tập không đáng kể trong dạng bản 31.1.

Những kiến nghị này sẽ kết thúc các thảo luận của chúng ta về địa mạo bờ. Địa mạo bờ cũng là chủ đề cơ bản của tập II bộ sách này. Phần còn lại của tập này sẽ tiếp tục trong chương tiếp theo với phần giới thiệu về các vấn đề liên quan tới kỹ thuật biển khơi.

Bảng 31.1 Mười kiến nghị bảo vệ bờ

1. Người hãy yêu quý bờ và bãi biển của người
2. Người hãy bảo vệ nó khỏi xói lở
3. Người hãy bảo vệ một cách khôn ngoan, chân thực và theo quy luật thiên nhiên
4. Người hãy tránh những gì mà thiên nhiên sẽ quay trở lại chống người
5. Người hãy suy tính kỹ càng đến lợi ích của người và lợi ích của những người xung quanh
6. Người hãy yêu quý bãi biển của những người hàng xóm cũng như đối với của người
7. Người không được lấy của cải của hàng xóm cũng như làm tổn hại đến của cải đó bằng việc bảo vệ của cải của bản thân
8. Người hãy hợp tác với những người hàng xóm và họ sẽ hợp tác với người cùng với những người hàng xóm khác, điều đó chỉ càng mạnh hơn.
9. Người hãy bảo quản những gì người đã dựng nên
10. Người hãy tha thứ cho tội lỗi của quá khứ và hãy chôn nó dưới cát. Trời sẽ phù hộ cho người.

32 KỸ THUẬT BIỂN KHƠI

C.J.P. van Boven, W.W. Massie

32.1 CÁC BỘ MÔN LIÊN QUAN

Kỹ thuật biển khơi đề cập đến công tác kỹ thuật liên quan tới các công trình nằm ngoài khơi – xem trong chương 2 và hình 25.1. Định nghĩa này bao gồm các công tác thuộc nhiều lĩnh vực khác nhau của công trình và xây dựng. Trong khi phần lớn các nội dung trình bày trong chương này lại chú ý đến các khía cạnh xây dựng các công trình ngoài khơi, tuy có đề cập đến một số vấn đề có tính đặc thù của kỹ thuật.

Do có nhiều công trình ngoài khơi được sử dụng cho công nghiệp dầu khí, vì vậy có mối liên quan trực tiếp đến lĩnh vực khai khoáng và cơ khí. Nhìn chung, các kỹ sư mỏ có trách nhiệm xác định các công việc cần làm và địa điểm cần tiến hành. Các kỹ sư cơ khí và điện lực lại xác định các loại thiết bị cơ khí và điện cần thiết cũng như vận chuyển chúng đến địa điểm cần thiết phục vụ triển khai.

Các nhà thiết kế tàu thủy lại đảm nhận các công trình nổi có thể là các con tàu thực sự hay các công trình cố định được xây dựng tại địa điểm cuối cùng. Ngoài ra họ còn chỉ ra các đặc trưng kỹ thuật cần thiết của các tàu thuyền yêu cầu phục vụ cho các công trình cố định.

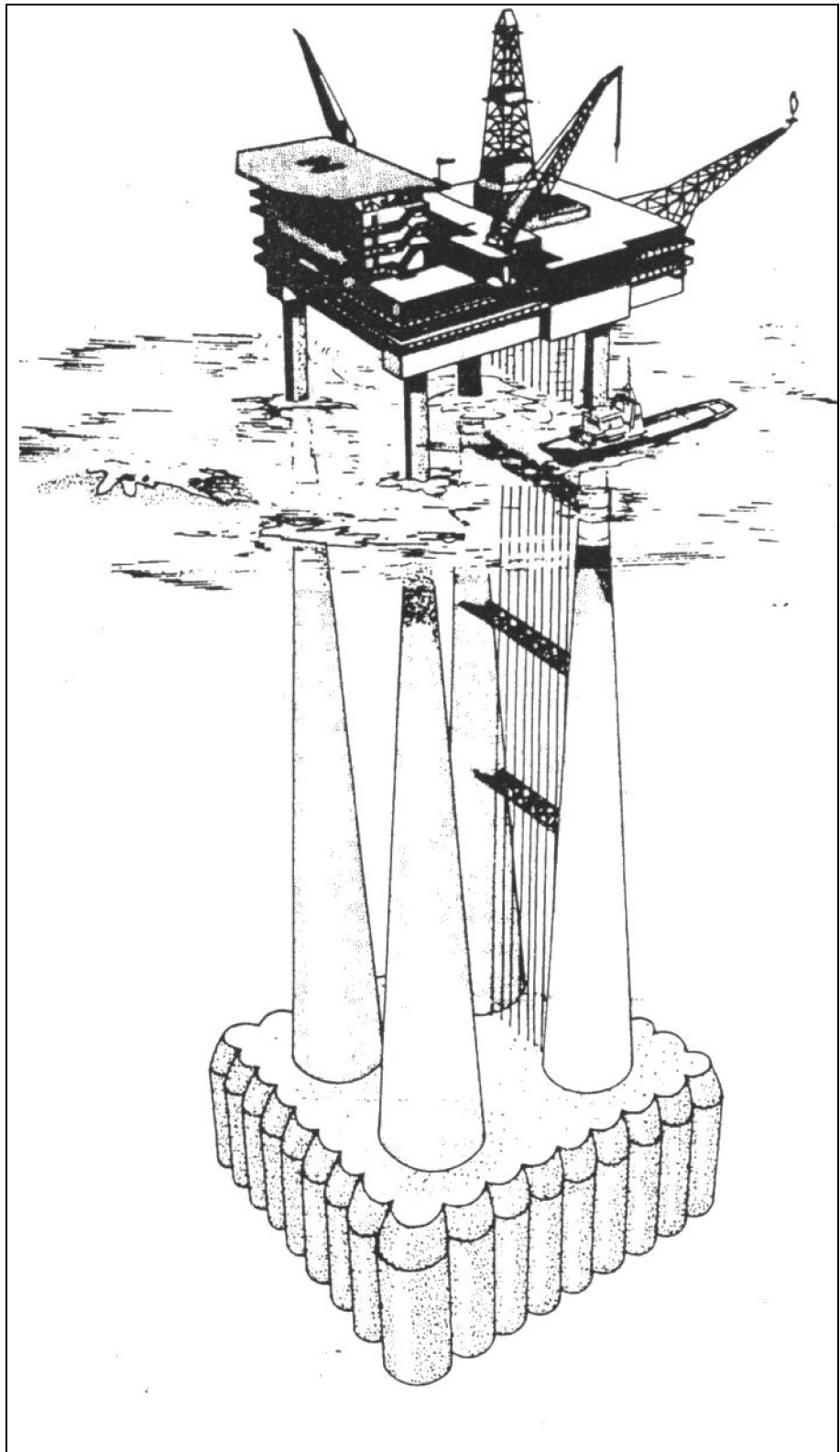
Các nhà hải dương học cung cấp các thông tin về sóng, dòng chảy biển, các điều kiện hoá học và sinh học – liên quan đến các đặc điểm của vật liệu và ô nhiễm biển. Tóm lại có rất nhiều lĩnh vực chuyên môn tham gia cùng các chuyên môn xây dựng, chúng sẽ được đề cập đến trong các phần sau của chương này. Trước hết chúng ta sẽ trao đổi về các dạng công trình ngoài khơi và chức năng của chúng.

32.2 CÁC DẠNG CẤU TRÚC CÔNG TRÌNH BIỂN

Các công trình ngoài khơi có thể được gộp lại trong ba loại sau: cố định, neo đậu và nổi tự do.

Các công trình cố định:

Các công trình cố định được xây dựng chủ yếu cho khu vực có độ sâu nhỏ hơn khoảng 200 mét và đối với chúng các bệ chắc chắn tương tự các đảo được sử dụng. Các công trình cố định lại có thể được chia thành 3 nhóm: trọng lực, jacket và jack-up.

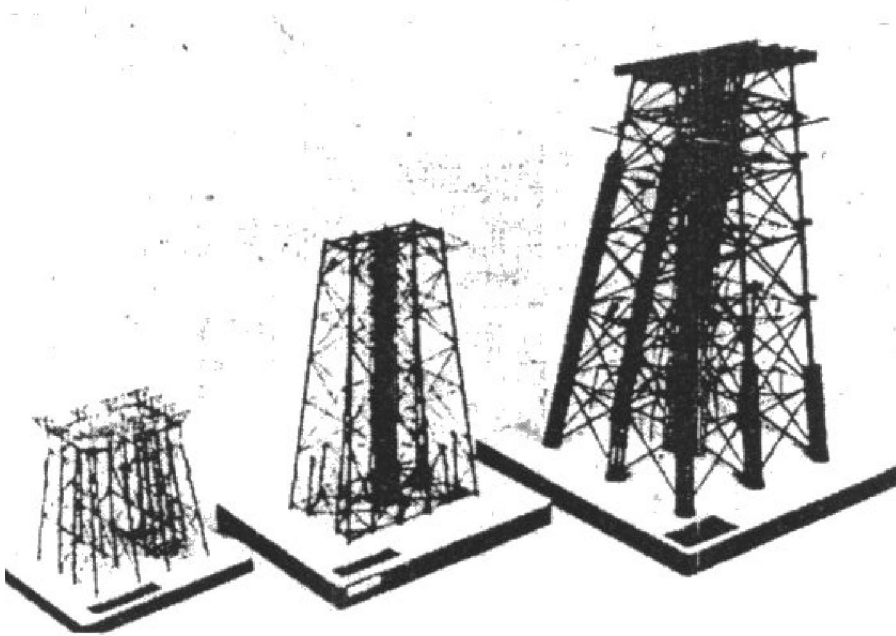


Hình 32.1

Sơ đồ công trình
trọng lực ANDOC

Các công trình trọng lực là những công trình nặng nhất trong số các công trình ngoài khơi và sự ổn định của chúng bao gồm cả trọng lượng chung của đế. (Từ trọng lực ở đây được sử dụng tương tự như đối với các loại đê đập). Các công trình trọng lực ngoài khơi có thể được xây dựng tại một vùng yên tĩnh nào đó và được vận chuyển trong dạng nổi đến địa điểm cần thiết và đánh chìm xuống đáy.

Hình 32.1 cho ta phác thảo về dàn nổi ANDOC (Anglo Dutch Offshore Concrete – Công trình ngoài khơi Anh – Hà Lan) được xây dựng gần Rotterdam vào các năm 1975-1976. Đáy của công trình này rộng khoảng 100 mét vuông và cao 30 mét; công trình được xây dựng trên khu vực bắc của biển Bắc tại độ sâu 150 mét.



Hình 32.2. Mô hình các công trình jacket

Các công trình loại jacket là các khung không gian được làm từ các kết cấu ống rỗng. Để hình dung quy mô các công trình này chúng ta có thể hình dung các ống sử dụng trong các jacket này ở phần bắc Biển Bắc có đường kính tới 10 mét với độ dày đến 100 mm. Công trình dạng này được xây dựng tại mỏ dầu Thisle nơi độ sâu đạt đến 160 mét, trọng lượng chết của toàn công trình là 30 000 tấn. Toàn bộ kinh phí để hoàn thành công trình khoảng 300 triệu guilder. Mô hình to nhất trong hình 32.2 tương ứng công trình xây dựng nêu trên. Công trình cũng được xây dựng trên đất liền và được vận chuyển đến vị trí cuối cùng bằng tàu kéo. Khác với các công trình trọng lực, độ ổn định của các công trình này phụ thuộc vào dàn đế.

Loại công trình cố định thứ ba, các dàn jack-up, bao gồm một thân tàu nổi trên mặt biển được gắn kết với đáy bằng các chân dài liên kết với đáy biển sau khi công trình được đưa đến vị trí cuối cùng. Do các dàn jack-up có thể dễ dàng dịch chuyển từ điểm này đến điểm khác, nên chúng thường phù hợp với các dự án tạm thời.

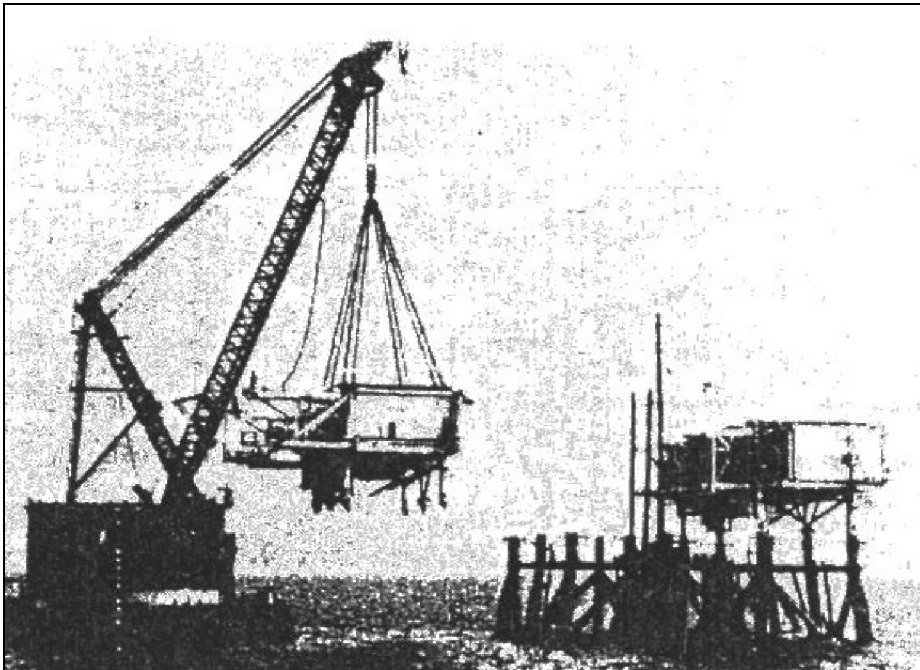
Tuy nhiên do vướng chân đế nên chúng cũng bị hạn chế khi sử dụng đặc biệt đối với các khu vực nước nông, chúng thường có khả năng khai thác tốt cho độ sâu trên 90 mét. Khả năng chịu đựng của nền đáy cũng có ý nghĩa quan trọng đối với yêu cầu khai thác tối ưu. Các công trình jack-up nổi này với chân nâng có thể sử dụng như các dàn sản xuất.

Các công trình neo đậu:

Các công trình neo đậu phụ thuộc vào lực nổi chống lại lực neo nhằm ổn định chúng và giữ chúng tại vị trí làm việc. Một số phân loại nhỏ hơn có thể như sau: tàu, nửa nổi, các dàn liên kết và phao.

Chúng ta thường quen với các loại tàu. trên hình 32.3 cho ta thấy một tàu cầu lớn đang làm việc tại Biển Bắc tham gia xây dựng công trình jacket. Các nhà thiết kế tàu thủy đảm nhận công việc phân tích các công trình này. Các nhà xây dựng được huy động vào việc neo đậu công trình ban đầu.

Các công trình nửa nổi là các dàn nổi công tác bao gồm các dàn nổi trên mặt sóng do có một nhóm các phao nổi dưới đó, ví dụ được dẫn ra trên hình 32.4.



Hình 32.3 Tàu cầu đang làm việc trên Biển Bắc

Dạng phổ biến này được chọn với mục đích giảm thiểu các lực thủy động và chuyển động trên sóng. Nhằm giảm chuyển động theo phương thẳng đứng của các công trình này, người ta đã liên kết chúng với neo chặt nặng bằng cáp thẳng đứng cường độ cao. Các công trình với chân như thế sẽ chuyển động không đáng kể theo hướng thẳng đứng, song các chuyển động lắc có thể gây các cảm giác ngược lại. Loại

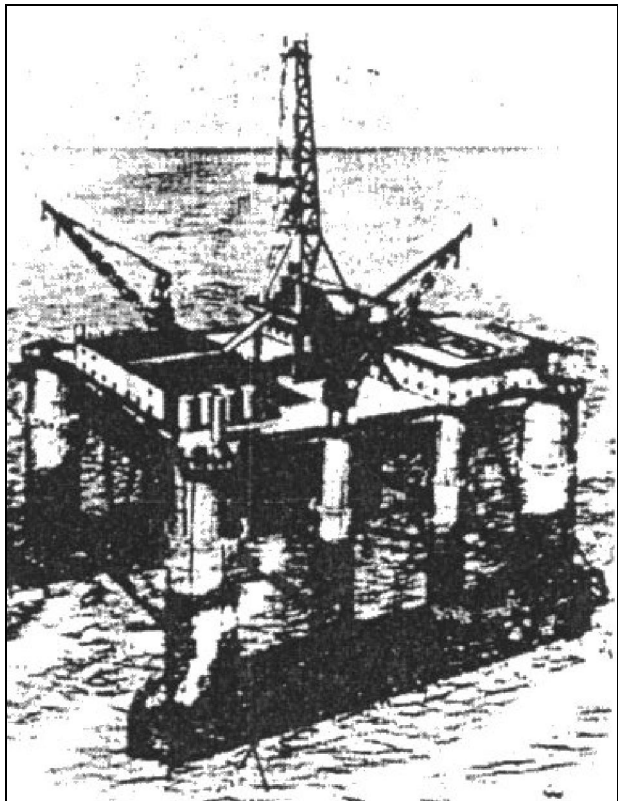
cấu trúc nổi neo đặc biệt này có thể sử dụng tốt cho các dàn khoan trên vùng biển có độ sâu hơn 200 mét – phía ngoài thềm lục địa.

Các dàn liên kết bao gồm một cấu trúc dạng phao nổi thẳng đứng kéo dài trên cả lớp nước sâu được nối phần dưới cùng với neo nặng. Các công trình này được sử dụng như những bãi neo đậu cố định ngoài khơi.

Các phao nổi được sử dụng từ lâu như các phương tiện cứu trợ hàng hải cũng như neo đậu. Thời gian gần đây, các bồn trữ dầu tại khu vực ngoài khơi được thiết kế theo kiểu phao nổi, có những công trình có sức chứa đến hàng trăm ngàn mét khối.

Các công trình nổi tự do:

Khác với tàu thuyền và các thiết bị nửa nổi nửa chìm luôn yêu cầu neo để giữ tại những vị trí nhất định. Các hệ thống đẩy đặc biệt được thiết kế sao cho các cấu trúc nổi có thể tự di chuyển theo các hướng khác nhau với một lực đủ lớn để thắng được lực cản của công trình cũng như tác động tổng hợp của gió và dòng chảy. Những hệ thống như vậy được gọi là tự hành có thể thích ứng đối với các vùng biển rất sâu nơi khả năng neo đậu đòi hỏi rất tốn kém. Các thiết bị nổi tự hành đã được sử dụng để di chuyển các dàn khoan tại khu vực sâu của Thái Bình Dương nơi có độ sâu trên 5000 mét, xem lại chương 3 để ôn lại vấn đề này.



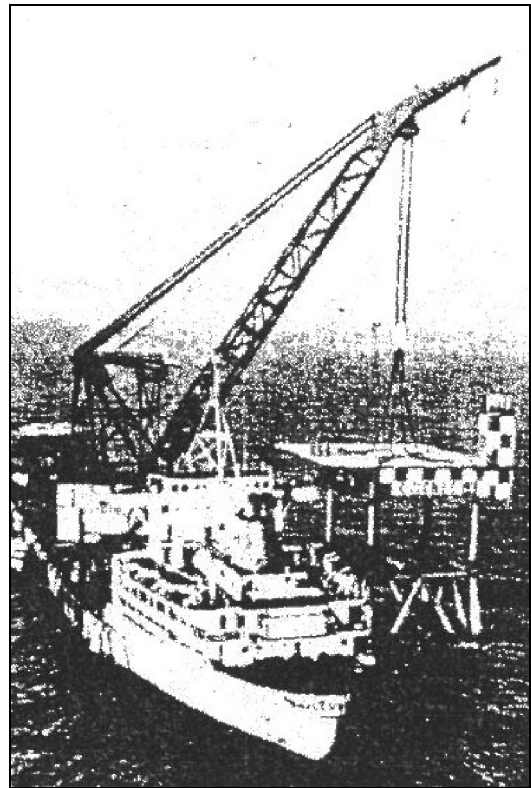
Hình 32.4 Phác thảo dàn nửa nổi

32.3 SỬ DỤNG CÁC CÔNG TRÌNH BIỂN

Các công trình có cấu trúc khác nhau vừa mô tả trên đây có thể sử dụng cho nhiều mục đích khác nhau. Một số công dụng đó sẽ được trình bày trong mục này kèm theo các yêu cầu công trình chuyên dụng liên quan.

Bảo đảm hàng hải

Các phao hàng hải và tàu - hải đăng là một trong những cấu trúc nổi đầu tiên. Do lý do kinh tế và yêu cầu về tính phụ thuộc rất nhiều tàu hải đăng đã được thay thế bằng các công trình cố định ngoài khơi. Trên hình 32.5 cho ta thấy một công trình dạng jacket thay thế tàu hải đăng Goeree tại vùng bờ Hà Lan trên Biển Bắc.



Hình 32.5 Tháp hải đăng Goeree

Do các lạch dẫn tàu ngày càng trở nên dài hơn (chương 15) và tàu thuyền càng lớn hơn, vì vậy cần có các công trình đảm bảo hàng hải ngày càng phức tạp hơn như các ra đa phân giải cao biển khơi. Đòi hỏi chủ yếu đối với bộ ra đa này là có độ nhạy quay cao cho phép trong mọi trường hợp vẫn giữ hướng chủ của ra đa không thay đổi.

Neo đậu

Hệ thống neo đậu biển khơi được phát triển phục vụ cho các khu vực mà ở đó việc xây dựng các cảng thông thường đảm bảo cho các tàu lớn không kinh tế. Đối với công nghiệp dầu khí, các công trình như vậy vừa phục vụ cho neo đậu cũng như liên kết với các ống dẫn dầu. Các công trình cố định thường ít khi được sử dụng –

chúng thường bị thiệt hại do va chạm với các tàu và không cho phép các tàu vào khi sóng tới. Các phao và công trình liên kết thường phù hợp cho mục đích này. Các tàu thuyền thậm chí có thể neo vào các tàu trữ dầu lớn.

Khai thác dầu khí

Ban đầu các công việc khai thác dầu khí được tiến hành từ mặt biển sử dụng các tàu. Sau này công việc khoan khai thác được tiến hành từ các tàu neo hoặc tự hành hoặc các công trình nửa chìm. Các dàn jack-up có thể sử dụng cho các khu vực tương đối nông. Việc lựa chọn các công trình phụ thuộc chủ yếu vào độ sâu biển. Do việc khoan khai thác không thể tồn tại lâu dài trên một vị trí (có thể chỉ trong mấy tháng) do đó khả năng di động là một yêu cầu quan trọng đối với công trình.

Sản xuất dầu khí

Mỗi khi các mỏ dầu hay khí đã được xác định, thì các dàn sản xuất cần được thiết kế và lắp đặt. Khác với các dàn khai thác, các dàn sản xuất có thể được sử dụng lâu hơn (có thể kéo dài hàng chục năm). Các dàn jacket hoặc trọng lực thường được sử dụng hơn xuất phát từ khía cạnh kinh tế.

Về khả năng của các dàn sản xuất này có thể hình dung được bằng thông tin về loại dàn jacket được mô tả ở mục trên có thể sản xuất được 30000 thùng dầu trong mỗi ngày từ 60 giếng.

Trữ dầu

Một trong những phương án đơn giản nhất phục vụ trữ dầu là sử dụng các tàu neo đậu gần như thường xuyên tại mỏ dầu. Các cấu trúc trọng lực và các cấu trúc thép cũng có khi được sử dụng. Ngoài ra có thể chuyển dầu vào các phao phục vụ mục đích này. Các công trình sản xuất dầu khí dạng trọng lực thường bao gồm cả bể chứa dầu như là một phần của cơ sở. Điều này hoàn toàn đúng đối với cấu trúc ANDOC được dẫn ra trên hình 32.1. Ngoài ra cũng tồn tại các công trình trọng lực chuyên phục vụ trữ dầu.

Các ống dẫn dầu

Trong khi nhìn từ bên ngoài ta có thể hình dung rằng các ống dẫn dầu ít quan trọng, song sự phụ thuộc của chúng lại thường có tính quyết định. Các ống dẫn ngầm không chỉ phục vụ cho công nghiệp dầu khí mà còn có thể sử dụng để đổ các chất thải. Một trong những vấn đề quan trọng nhất đối với các ống dẫn là làm thế nào để giữ chúng trên đáy biển. Lý tưởng nhất là đào sâu và đặt đường ống sao cho có thể bảo vệ khỏi các neo tàu. Nhưng do đáy biển thường không bằng phẳng, phần lớn bề mặt bao phủ bởi các đống cát tương tự các cồn cát, được gọi là megaripples. Các chuyên gia (địa mạo) có thể đưa ra đánh giá về độ ổn định của các dạng địa hình này. Trong những trường hợp đó có thể dẫn đến kết quả các ống dẫn bị treo lơ lửng giữa các đỉnh cồn. Các lực thủy động tác động lên các ống dẫn và gây nên các dao động. Nếu các dao động gây nên cộng hưởng thì thép sẽ bị phá hủy dẫn đến vỡ

đường ống. Điều này có thể đề cập tiếp sau này. Vấn đề này đã từng xảy ra đối với các ống dẫn dầu trên Biển Bắc làm cho dầu nổi lên mặt biển cuối năm 1975.

Các thiết bị xây dựng

Nhiều dạng thiết bị cố định và nổi cần trong xây dựng và bảo dưỡng các công trình ngoài khơi. Trên hình 32.3 cho ta một thí dụ về một cần cầu lớn đang hoạt động. Các cần cầu dạng jack-up thường có ưu thế trong vùng nước rất nông, ví dụ trong xây dựng các đê chắn sóng. Những cần cầu này có thể tự dịch chuyển trong điều kiện lặn sóng và làm việc được trong đối sóng đổ.

Các tàu và thiết bị nửa nổi thường được sử dụng để đặt các ống dẫn dầu. Do yêu cầu tạo ra các tác động mạnh đến đường ống nên các thiết bị này cần được neo chặt để tránh bị đổ.

32.4 NHỮNG VẤN ĐỀ XÂY DỰNG

Các vấn đề thuộc lĩnh vực xây dựng liên quan đến kỹ thuật biển khơi có thể được chia thành các vấn đề bổ sung trong các hướng chuyên môn cơ bản trong lĩnh vực xây dựng. Trong mục này, các phân chia theo các đặc trưng cụ thể sẽ được đề cập đến.

Các hệ quả môi trường

Vấn đề xác định các hệ quả môi trường trong các công trình ngoài khơi có thể tách ra thành hai phụ vấn đề: xác định các điều kiện môi trường, và chuyển các điều kiện môi trường vào các hệ quả.

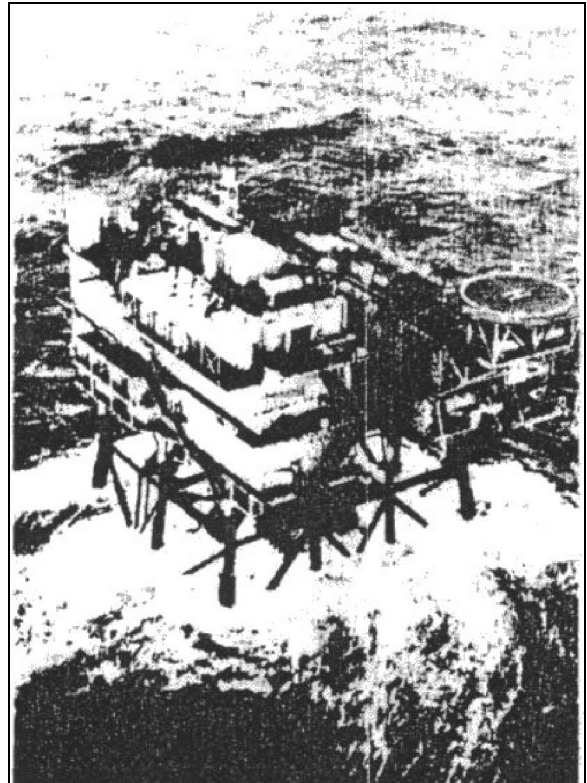
Các điều kiện môi trường được thiên nhiên quyết định. Chúng bao gồm gió, sóng, dòng chảy, hình thành băng, và động đất. Vấn đề cơ bản ở đây là xác định xác suất mà các điều kiện môi trường đó – hoặc tổ hợp các điều kiện – sẽ vượt qua trong thời gian tồn tại của công trình. Một loạt các kỹ thuật đó đã được trình bày trong phần đầu chương 11.

Tuy nhiên không phải tất cả các điều kiện môi trường nêu trên đều tồn tại ở mọi nơi. Băng chuyển động trên mặt nước hoặc làm lạnh các công trình chỉ là vấn đề của các vùng khí hậu lạnh. Tác động của giá lạnh do băng lên các công trình không như nhau đối với tổng thể công trình, tuy nhiên nó có thể tác động đến một số bộ phận của công trình. Động đất có thể trở nên vấn đề cần thiết trong thiết kế đối với Thái Bình Dương và phần đông Địa Trung Hải.

Phần thứ hai của vấn đề này cũng rất phức tạp. Bởi vì không phải mọi hệ quả của môi trường lên công trình đều phụ thuộc trực tiếp vào điều kiện môi trường (như độ cao sóng hay vận tốc dòng chảy) gây nên mà quá trình chuyển đổi giữa điều kiện môi trường và hệ quả cũng không đơn giản. Kỹ thuật thông thường nhân phổ các điều kiện môi trường với hàm phản ứng để xác định phổ hệ quả không phải lúc nào cũng đúng.

Việc xác định các điều kiện môi trường là vấn đề của các nhà kỹ thuật bờ và hải dương học. Quá trình chuyển từ các điều kiện môi trường sang hệ quả là các đề tài cấp bách của các nhà kỹ thuật bờ cũng như các chuyên gia cơ học chất lỏng.

Vai trò chung của các hệ quả môi trường cần được đánh giá đúng mức. Chúng có thể tạo nên các hệ quả tới hạn và có thể dẫn đến sự phá hủy của các công trình ngoài khơi. Hình 32.6 cho ta hình ảnh một dàn sản xuất trong bão.



Hình 32.6 Dàn sản xuất trong bão

Mỏ dầu Forties, Biển Bắc, gió cấp 12

Thiết kế công trình

Mỗi khi các hệ quả môi trường đã được xác định, công việc thiết kế công trình thép hoặc bê tông cần được tiến hành. Thông thường các hệ quả môi trường phụ thuộc vào kích thước và vị trí các cấu kiện công trình, nên việc xác định các hệ quả cần tiến hành trên thực tế.

Tuy nhiên một số vấn đề đặc thù liên quan đến các công trình ngoài khơi cũng đã được xác định. Trước hết, như đã đề cập đến trong chương 3, tính chất các vật liệu có thể bị môi trường nước tác động. Quá trình ăn mòn kim loại chỉ là một trong số các vấn đề. Tuy nhiên sự ăn mòn kết hợp với các hệ quả động lực khác có thể dẫn đến yêu cầu thay đổi các mối tương quan truyền thống trong kỹ thuật biển khơi (ví dụ tuổi thọ công trình).

Kích thước vật lý của các cấu kiện và tính phức tạp của kết nối cũng dẫn đến các vấn đề hết sức phức tạp.

Nền móng

Thiết kế nền móng cũng thuộc thiết kế cấu trúc. Vấn đề quan trọng ở đây là việc xác định tính chất vật liệu đáy tại chỗ. Tuy nhiên, các phát triển của kỹ thuật hiện đại đã có thể cung cấp cho ta các số liệu tốt. Các nền móng của công trình ngoài khơi cần chịu đựng một tác động tĩnh học và động học mạnh hơn so với các nền móng trên đất liền. Khi các công trình trên vùng nước nông, sóng gây nên các nhiễu động chu kỳ ngắn lên áp lực đáy làm phức tạp hoá vấn đề thiết kế nền móng.

Các công trình neo đậu hay neo trôi cũng có những vấn đề đặc thù trong kỹ thuật nền móng. Do lý do kinh tế, người ta luôn yêu cầu có được lực neo tối đa trong khi có trọng lượng neo nhỏ nhất.

Hiện tượng xói lở gần nền móng hay gần các đường ống dẫn cũng làm phức tạp hoá thiết kế. Các kỹ sư nền móng và các chuyên gia kỹ thuật địa mạo cần hợp tác giải quyết vấn đề này.

Ăn mòn và bám dính

Hiện tượng ăn mòn như đã chỉ ra trên đây liên quan tới tuổi thọ của công trình. Tất nhiên các kỹ sư vật liệu cần tìm kiếm các vật liệu đảm bảo cho các công trình ngoài khơi.

Bám dính do sự tích tụ các sinh vật biển lên các công trình ngoài khơi có thể gây nên các hệ quả tai hại. Do sự bám dính làm tăng kích thước thực tế của các cấu kiện dẫn đến tăng các hậu quả tác động. Một lớp sinh vật bám hơn 20 cm có thể thấy trên các ống có đường kính 100 cm trên các công trình sau 10 năm. Lớp bám này làm tăng đường kính thực tế lên 40%! Sự phát triển bám dính lên các công trình ngoài khơi có thể nhanh hơn so với các công trình ven bờ. Tại vùng khơi, các sinh vật ít chịu ảnh hưởng của ô nhiễm và cũng ít cạnh tranh hơn về thức ăn.

Thông thường vấn đề bám dính các công trình đều được kiểm tra định kỳ theo yêu cầu của các nhà bảo hiểm.

Kiểm soát ô nhiễm

Cả hai loại ô nhiễm dân dụng và ô nhiễm công nghiệp đều xuất hiện tại các công trình ngoài khơi. Các chuyên gia về dịch tễ học đã bắt đầu quan tâm đến vấn đề thải các chất ô nhiễm với số lượng tương đối ít này.

Xây dựng

Các khía cạnh xây dựng trong sản xuất các cấu trúc ngoài khơi tiến hành trên đất hay trên các âu khô không cần xem xét ở đây. Tuy nhiên các vấn đề mà chúng ta quan tâm ở đây liên qua đến việc lắp đặt các công trình tại chỗ trên biển.

Nhiều vấn đề khác nhau nảy sinh trong khi vận chuyển các cấu kiện to đến vị trí cần thiết. Những vấn đề ổn định nổi và lắp đặt cần đến các chuyên gia thiết kế tàu. Vấn đề huy động một lượng lớn các thiết bị vận chuyển nhằm dịch chuyển cấu trúc đến địa điểm cuối cùng là một lĩnh vực liên quan tới điều hành. Việc xác định chính xác vị trí của công trình cần thiết cho việc lắp đặt và kết nối với các đường ống dẫn là một vấn đề của các nhà trắc địa học.

Khi đại điểm cuối cùng đã được xác định cần huy động các thiết bị khác để xây dựng công trình tại chỗ. Khả năng bốc dỡ của các cần cẩu nổi có thể là một hạn chế vì cho dù các cần cẩu lớn thì khả năng nâng cao nhất hiện nay cũng chỉ đến một vài ngàn tấn. Có thể phải cần đến các cột để ổn định các cấu trúc jacket. Các thợ lặn cũng cần để làm các công việc dưới nước.

Do các công việc tiến hành trên biển thường tốn kém hơn nhiều so với các nơi khác, nên việc lựa chọn các kỹ thuật xây dựng và điều hành thiết bị sẽ đóng một vai trò quan trọng tiết kiệm cho công trình.

32.5 CÁC VẤN ĐỀ KHÁC

Một số vấn đề khá đặc biệt có thể xuất hiện khi xây dựng và vận hành các công trình ngoài khơi. Việc các nhân viên sống cách biệt trên các công trình có thể dẫn đến những vấn đề tâm lý xã hội gần với những vấn đề trên tàu biển.

Do nhiều công trình ngoài khơi nằm phía ngoài lãnh hải quốc gia nên vấn đề tất yếu nảy sinh liên quan đến thuế vụ và hải quan cần phải được giải quyết. Vấn đề sử dụng vũ lực của bọn cướp biển cũng đặt ra một chiến lược bảo vệ.

CÁC KÝ HIỆU VÀ GHI CHÚ

W.W. Massie

Các ký hiệu sử dụng trong sách này được dẫn ra trong bảng sau đây. Các chuẩn quốc tế về chú giải được sử dụng, ngoại trừ trường hợp không phù hợp với ý nghĩa. Có một số ký hiệu với nhiều ý nghĩa khác nhau, tuy nhiên chúng sẽ được hiểu trong ngữ cảnh cụ thể, ví dụ T được sử dụng cho cả chu kỳ lẫn nhiệt độ.

Trong bảng những ký hiệu chữ hoa tương ứng chuẩn quốc tế. Các ký hiệu cũng sử dụng trong xác định thứ nguyên và đơn vị tương ứng, chúng được dẫn ra trong bảng.

CÁC KÍ TỰ LAMÃ

Ký hiệu	Định nghĩa	Phương trình	Thứ nguyên
A	Diện tích	20.01	L ²
A _E	--- của cửa cảng	23.05	L ²
A _H	--- của bề mặt cảng	23.10	L ²
a	gia tốc		LT ⁻²
a _c	gia tốc Coriolis	3.01	LT ⁻²
a _j	Hệ số		
B	Khoảng cách ảnh hưởng của sóng lên biển	22.06	L
b	Khoảng cách giữa các đường tia sóng	9.01	L
C	Hệ số ma sát Chezy	20.02	L ^{1/2} T ⁻¹
c	Nồng độ	25.01	-
c	Vận tốc sóng	5.05	LT ⁻¹
c _g	Vận tốc nhóm sóng	5.06	LT ⁻¹
c _v	Nồng độ khối	16.02	-
D	Độ sâu ảnh hưởng ma sát	3.08	L
	hệ số khuếch tán	23.03	LT ⁻¹
D _o	hệ số khuếch tán tại x=0	22.06	LT ⁻¹
d	khoảng thời gian bão kéo dài	12.03	T

E	Xác suất	11.04	
	Số đặc trưng của sóng	22.02	
	Năng lượng sóng trên 1 đơn vị diện tích bề mặt	5.09	MT^{-2}
ET	Năng lượng sóng trên 1 đơn vị bề rộng	5.08	MT^{-2}
e	Cơ số logarit		
F	Số Froude	22.20	-
	Độ dài đà sóng	12.04	L
$f()$	hàm của ()		
f	tần số	10.09	-
f	hệ số tổn thất thủy lực	16.01	-
G	hệ số	23.05	$L^{1/2}T^{-1}$
g	gia tốc trọng trường		LT^{-2}
H	độ cao sóng	5.01	L
H_{\square}	độ cao sóng bỏ qua khúc xạ và nhiễu xạ	bảng 9.1	L
H_{rms}	độ cao sóng trung bình bình phương	10.01	L
\bar{H}	độ cao sóng trung bình	10.04	L
h	độ sâu nước	5.01	L
\bar{h}	độ sâu nước trung bình	20.03	L
i	chỉ số		
k	hệ số	3.18	Biến đổi
K_r	hệ số khúc xạ	9.03	-
K_{sh}	hệ số nước nông	7.06	-
k	số sóng	5.01	L^{-1}
L	độ dài cảng		L
L_w	độ dài gầu	22.18	L
l	tuổi thọ công trình	11.12	T (năm)
M	số lượng bão trong 1 năm	10.09	-
	tham số xáo trộn	22.01	-
m	độ dốc bãi	8.01	-
N	số số hạng trong chuỗi		-
	số lượng sóng trong chuỗi ghi		-
N_{\square}	số số hạng trong chuỗi		-
n	hướng pháp tuyến	3.02	L
	tỷ số vận tốc nhóm với vận tốc sóng	5.07	-
$P()$	xác suất vượt qua ()	10.02	-

p	thể tích triều	20.01	L^3
p	áp suất	5.11	$ML^{-1}T^{-2}$
p'	áp suất tuyệt đối	3.18	$ML^{-1}T^{-2}$
p^*	khoảng chân không	16.01	L
p	tham số sóng đổ	chng 8.3	-
$\rho(\cdot)$	xác suất xuất hiện của (\cdot)	11.06	-
Q	tốc độ dòng (lưu lượng)	-	L^3T^{-1}
Q_w	tốc độ dòng trong lưới mạn	22.21	L^3T^{-1}
q	tốc độ dòng trên một đơn vị bề rộng	-	L^2T^{-1}
r	bán kính cong	3.03	L
R	khoảng xuất hiện	10.11	T (năm)
S	độ muối	3.18	- ‰
SS	độ muối khi nước đứng	22.03	- ‰
S	vận chuyển cát	25.01	L^3T^{-1}
s	lắng đọng trầm tích	23.20	L^3T^{-1}
T	chu kỳ sóng	5.01	T
T_e	chu kỳ sóng tương đương	10.15	T
T_i		-	T
\bar{T}	chu kỳ sóng trung bình	10.14	T
T_{\square}	chu kỳ triều	20.04	T
T	nhiệt độ	-	°
t	thời gian	-	T (giờ)
U	công suất sóng trên 1 đoạn vị độ dài đỉnh sóng	5.10	ML^2T^{-3}
U_w	vận tốc gió	12.01	LT^{-1}
u	thành phần vận tốc theo hướng x	5.01	LT^{-1}
V	vận tốc tổng cộng	-	LT^{-1}
V_s	tốc độ hút	16.01	LT^{-1}
v	thành phần vận tốc theo hướng y		LT^{-1}
v	thể tích riêng	3.18	$M^{-1}T^3$
v_{∞}	hệ số	3.18	$M^{-1}T^3$
v_v	thể tích rỗng	23.23	L^3
w	thành phần vận tốc theo hướng z	-	LT^{-1}
X	hướng tọa độ	-	L
x	hướng tọa độ	-	L
Y	hướng tọa độ	-	L

y	hướng toạ độ	-	L
Z	hướng toạ độ thẳng đứng	-	L
z_p	độ sâu đặt máy bơm hút	16.01	L
z_s	độ sâu đặt ống hút	16.01	L
z	hướng toạ độ thẳng đứng	-	L
z'	hướng toạ độ thẳng đứng	3.17	L

KÝ TỰ HY LẠP

Ký hiệu	Định nghĩa	Phương trình	Thứ nguyên
α	hệ số	23.07	-
β	độ nghiêng mặt nước	3.16	-
γ	chỉ số sóng đổ	chng 7.5	-
γ	đơn vị trọng lượng	-	$ML^{-2}T^{-2}$
γ_g	đơn vị trọng lượng hạt cát	16.02	$ML^{-2}T^{-2}$
γ_m	đơn vị trọng lượng lơ lửng	16.01	$ML^{-2}T^{-2}$
γ_w	đơn vị trọng lượng nước	16.01	$ML^{-2}T^{-2}$
δ	mật độ tương đối của khối nước	22.15	-
ε	hệ số nhớt	3.05	$ML^{-1}T^{-1}$
ζ	chuyển dịch hạt nước theo hướng thẳng đứng	5.04	L
θ	toạ độ cực	3.13	rad
θ	độ dày lớp	22.13	L
Λ	góc pha	20.04	rad
λ	hệ số	3.16	-
ξ	bước sóng	5.01	L
	dịch chuyển ngang của phần tử nước	5.03	L

Ký hiệu	Định nghĩa	Phương trình	Thứ nguyên
Π	ký hiệu tích	-	-
π	3.1415926536	-	-
ρ	mật độ nước	3.20	ML ⁻³
$\bar{\rho}$	mật độ trung bình nước	23.06	ML ⁻³
Σ	ký hiệu tổng	-	-
σ	ứng suất pháp tuyến	-	ML ⁻¹ T ⁻²
σ_H	chuẩn sai độ cao sóng	10.05	L
σ_t	$\rho - 1000$	3.21	ML ⁻³
τ	ứng suất phân lớp (trượt)	22.19	ML ⁻¹ T ⁻²
ϕ	tham số dầm	12.04	-
ϕ	vĩ độ	3.01	độ
ϕ	góc sóng tới	9.04	độ
Ω	vận tốc góc quả đất	3.01	T ⁻¹
ω	tần số góc	5.01	T ⁻¹

TÀI LIỆU THAM KHẢO

Allersma, E.; Hoekstra, A.J.; Bijker E.W. (1967): *Transport Patterne in the Chao Phya Estuary*: Delft Hydraulics laboratory publication number 47, March.

Allersma, E. (1968): *Mud on the Oceanic Shelf Off Guiana: Symposium on Investigation and Resources of the Caribbean Sea and Adjacent Regions*, Willemstad, Curacao, 18-26 November: pp 193-203. FAO, UNESCO.

Allersma, E., Massie, W.W. (1973): *Statistical Description of Ocean Waves*: Coastal Engineering Group, Department of Civil Engineering, Delft University of Technology

Bailey, Hubert S. jr. (1972) *The Background of the Challenger expedition: American Scientist*, volume 60 number 5, pages 550-560.

Bakker, W.T. (1968): *The Dynamics of a Coast with a Groyne System*: Proceedings, *11th Conference on Coastal Engineering*, London: volume 1, chapter 31.

Bakker, W.T.; Klein Breteler, E.H.J.; Roos, A. (1970): *The Dynamics of a Coast with a Groyne System*: Proceedings, *12th Conference on Coastal Engineering*, Washington, D.C.: volume II pp. 1001-1020.

Bascom, Willard (1974-1): *The Disposal of Waste in the Ocean: Scientific American*, volume 231, number 2, August: pp 16-25.

Bascom, Willard (1974-2): *Letter to the Editor: Scientific American*, volume 231, number 5, November: pp 8-9.

Bijker, E.W. (1967): *Some Considerations about Scales for Coastal Models with Movable Bed*: Doctorate Thesis, Delft University of Technology. also appeared as: Publication number 50, Delft Hydraulics Laboratory, Delft.

Bijker, E.W.; Svasek, J.N. (1969): *Two Methods for Determination of Morphological Changes Introduced by Coastal Structures*: Proceeding 22th *International Navigation Congress*, Paris, subject II-4, pp. 181-202.

Botstrom, Robert C.; Sherif, Mehmet A. (1972): *Report summary in: Scientific American*, volume 22b, number 2, February: pp. 41-42.

Bretschneider, C.L. (1952): *Revised Wave Forecasting Relationships*; Proceedings, *2th Conference on Coastal Engineering*: American Society of Civil Engineers, Council on Wave Research.

Cressard, A. (1975): *The effect of Offshore and Gravel Mining on the Marine Environment: Terra et Aqua*, number 8/9: pp. 2a-33.

Defant, Albert (1961): *Physical Oceanography*, Volume 1: Pergamon Press, London.

Dorrestein, R. (1967): *Wind and Wave Data of Netherland: Medelingen en Verhandelingen K.N.M.I.* Number 90: Staatsdrukkerij, The Hague.

Escoffier F.F. (1940): *The Stability of Tidal Inlets, Shore and Beach*, volume 8, pp. 114-115, October:

Fisher, F.H.; Williams, R.B.; Dial jr, O.E. (1970): *Analytic Equation of State for Water and Sea Water*, Fifth report of the Joint Panel on Oceanographic Tables and Standards, Kiel, December: UNESCO Technical Papers in Marine Science, number 14, Annex II, pp. 10-20.

Frijlink, H.C. (1959): *River Studies and Recommendations*, NEDECO, Netherlands Engineering Consultants, The Hague: (out of print).

Fuhrboter, A. (1961): *The Flow of Sand Water Mixture in Pipelines*, Doctorate Thesis, University of Hanover, Germany.

Galvin, Cyril J. (1968): *Breaker Type Classification on Three Laboratory Beaches: Journal of Geographical Research*, volume 73 number 12, June 15: pp. 3651-3659.

Galvin, Cyril J. (1972): *A Gross Longshore Transport Rate Formula: Proceedings, 16th Conference on Coastal Engineering*, Vancouver, Canada, volume II: pp. 953-970.

Gould, Charles, L. (1973): *Putting Pollution Problems in Perspective: Civil Engineering*, volume 43 number 8, August: pp. 64-66: American' Society of Civil Engineers.

Hansen, W. (1973): *Theory with Applications for the Computation of Water Level and Currents in Enclosed Seas: Tellus*, volume 8, number 3: In GERMAN, original title: Theorie zur Errechnung des Wasserstandes der Stromungen in Rand meeren nebst Anwendungen.

Harlemann, Donald R.F.; Abraham, G. (1966): *One Dimensional Analitic of Salinity Intrusion in the Rotterdam Waterway*, Publication number 44, Delft Hydraulics Laboratory, Delft: October.

Harris, D. L. (1963): *Characteristics of the Hurricanes Storm Surges: Technical Paper* number 48, Weather Bureau, U.S. Department of Commerce.

Housner, George W.; Hudson, Donald (1959): *Applied Mathematics Dynamics*, 2th edition: D. van Nostrand Company, Inc., Princeton, N.J. U.S.A.

Ippen, Arthur T.; Harleman, Donald R.F. (1966): *One Dimensional Analitic of Salinity Intrusion in Estuaries, Technical Bulletin* number 5, Committee on Tidal Hydraulics, U.S. Army Corps of Engineers, Vicksburg, Mississippi: June.

Ippen, Arthur T. - editor (1966): *Estuary and Coastaline Hydrodynamics*, Engineering Societies Monographs, Mc Graw Hill Book Company

Jannasch, H.W.; Wirsén, C.O. (1973): *Report summary in: Scientific American*, volume 228, number 4, ô April: pp. 45.

Jarrett, J.J. (1976): *Tidal Prism - Inlet Area Relationship*. CERC - WES *General Investigation of Tidal Inlets*; Report 3, p. 32, February: Department of the Army Corps of Engineers.

Johnson, J.W. (1973): *Characteristics and Behavior of Pacific Coast Tidal Inlets: Journal of the Waterways, Harbors and Coastal Engineering Division: volume 99, number WW 3, pp. 325-339, August: American Society of Civil Engineers, New York, U.S.A.*

Kinsman, Blair (1965): *Wind Waves, Their Generation and Propagation on the Ocean Surface*: Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, N.J., U.S.A.

Lamb, H. (1945): *Hydrodynamic*. 6th Edition: Dover Publications, Inc., New York.

MarChay, C.A. (1964): *Sailing Theory and Praticce*: Dodd, Mead and Company

Maury Matthew F. (1855): *The Physical Oceanography of the Sea and its Meteorology*, Reprinted 1963 by Harvard University Press, Cambridge - Massachusetts, U:S.A.

de Nekker, J; In't Veld, J.K. (1975): *Dredged Rotterdam Habor Mud: its Qualities and Use as Soil : Terra and Aqua*, number 8/9: pp. 34-40.

Newman, Gerhard; Pierson, Williard (1966): *Principles of Physical Oceanography*, Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, N.J., U.S.A.

O'Brien, M.P. (1969): *Equilibrium Flow Areas of Inlets on Sandy Coasts: Journal of the Waterways and Harbors Division*, volume 92, number WW 1, pp. 43-52, February: American Society of Civil Engineers, New York, U.S.A.

Partheniades, Emmanuel; Dermisis, Vassilios; Mehta, Ashish J. (1980): *Graphs for Saline Wedges in Estuaries: Civil Engineering*: volume 50, number 1, pp. 90-92, January: American Society of Civil Engineers, New York, U.S.A.

Shepard, Francis P.; Wanless, Harold R. (1971): *Our Changing Coastline*; McGraw-Hill Book Company, New York.

Shigemura, Toshiyuki (1980): *Tidal Prism - Throat Area Relationships of the Bays in Japan: Shore and Beach*: volume 48, number 3, pp. 30-35, July.

Slijkhuis, P. (1974): *Shore Protection of Delfland*: unpublished discussion.

Starbird, Ethel A. (1972): *A River Restored: Oregon's Willamette: National Geographic*, volume 141, number 6, June: pp. 816-835.

van Staveren, Jan (1974): *Pollution of Seawater*: unpublished report, Coastal Engineering Group, Department of Civil Engineering, Delft University of Technology: in DUTCH, original title: Vervuiling van Zeewater.

Stoker, J.J. (1957): *Water Waves*: Interscience Publishers, Inc., New York.

Sverdrup, H.U.; Johnson; Fleming, R.H. (1942): *The Oceans, Their Physics, Chemistry, and General Biology*: Prentice Hall, Inc., Englewood Cliffs, N.J., U.S.A.

Sverdrup, H.U.; Munk, W.H. (1947): *Wind, Sea, and Swell: Theory of Relations for Forecasting*: Publication number 601, U.S. Naval Hydrographic Office, Washington, D.C., U. S. A.: out of print.

Swart, D.H. (1974): *Offshore Sediment Transport and Equilibrium Beach Profiles*: Doctorate Thesis, Delft University of Technology: Also appears as: Publication number 131, Delft Hydraulics Laboratory, Delft: and also as: Report M918 part 2, Delft Hydraulics Laboratory, Delft.

Thomas, J.L. (1974): *A Counter-Perspective on Pollution Problems: Civil Engineering*, volume 44 number 8, August: pp. 80-81: American Society of Civil Engineers.

Vô danh (1880-1895): *Report on the Scientific Results of the Voyage of H.M.S. Challenger During the Years 1873-1870*; 50 volumes Republished in 1972 by Johnson Reprint Corporation, London.

Vô danh (1960): *Predictiort of Siltation in Euuropoort: Report M703*, Delft Hydraulics Laboratory, Delft, August. in DUTCH, original title: Prognose Slibbezwaar Euuropoort I.

Vô danh (1973): *Shore Protection Manual*: U.S. Army Coastal Engineering Research Center: U.S. Government Printing Office, Washington D.C..

Vô danh (1975): *Almanac for Water Tourism*, volume I: Koninklijke Nederlandse Touristenbond ANWB, Den Haag: pp 340-342. In DUTCH, Original title: Almanak voor Watertourisme.

Weyle, Peter K. (1968): *Oceanography, un Introduction to the Marine Environment*: John Wiley and Sons, Inc.

Wiegel, Robert L. (1954): *Gravity Waves, Tables of Functions*: The Engineering Foundation Council on Wave Research, Berkley, California,

Wiegel, Robert L. (1964): *Oceanographical Engineering*: Prentice Hall, Inc., Englewood Cliffs, N.J., U.S.A.

MỤC LỤC

1	Mở đầu	6
1.1	Mục đích, yêu cầu.....	6
1.2	Các chuyên mục.....	6
1.3	Các tài liệu xuất bản định kỳ.....	7
1.4	Tài liệu chung.....	7
1.5	Tạp chí chuyên ngành chung.....	7
1.6	Tạp chí kỹ thuật chuyên ngành.....	7
1.7	Tổng quan tóm lược.....	8
1.8	Các sách tham khảo.....	8
1.9	Những đồng tác giả.....	9
1.10	So sánh với lần xuất bản 1976.....	9
1.11	Một số điểm lưu ý.....	10
2	Tổng quan về kỹ thuật bờ.....	11
2.1	Định nghĩa.....	11
2.2	Các nghiên cứu cơ sở.....	11
2.3	Các chuyên ngành.....	11
2.4	Các vũng vịnh và cảng.....	11
2.5	Địa mạo bờ.....	12
2.6	Kỹ thuật biển khơi.....	13
3	Hải dương học.....	14
3.1	Mở đầu.....	14
3.2	Mô tả các đại dương.....	15
3.3	Dòng chảy gió đại dương.....	16
3.4	Động lực dòng chảy đại dương.....	16
3.5	Dòng chảy trôi Ekman.....	18
3.6	Các tính chất vật lý của nước đại dương.....	20
3.7	Các dòng chảy mật độ.....	24
4	Thang gió Beaufort.....	25
5	Lý thuyết sóng ngắn.....	27

5.1	Mở đầu	27
5.2	Các mối liên hệ cơ bản.....	27
5.3	Vật tốc hạt nước	27
5.4	Sự dịch chuyển của hạt nước	28
5.5	Vận tốc sóng.....	28
5.6	Công suất sóng.....	29
5.7	Các phép đơn giản hoá.....	31
5.8	Các phép xấp xỉ đối với nước sâu.....	31
5.9	Các phép xấp xỉ đối với nước nông.....	32
5.10	Vùng nước chuyển tiếp	34
5.11	Một số điểm lưu ý	34
5.12	Các ví dụ	35
6	Tính toán vận tốc và bước sóng.....	37
6.1	Mở đầu	37
6.2	Phương pháp lặp	37
6.3	Phương pháp sử dụng các bảng	39
7	Các tác động của nước nông ven bờ.....	41
7.1	Mở đầu	41
7.2	Biến đổi độ cao sóng.....	41
7.3	Ví dụ	43
7.4	Chỉ tiêu sóng đổ.....	43
8	Các loại sóng đổ	46
8.1	Mở đầu	46
8.2	Các loại sóng đổ	46
8.3	Các cách phân loại định lượng	47
9	Phản xạ và khúc xạ sóng	50
9.1	Mở đầu	50
9.2	Khúc xạ sóng	50
9.3	Nhiều xạ sóng	53
10	Các quan hệ thống kê của sóng	55
10.1	Mở đầu.....	55
10.2	Hiện tượng và các đặc trưng sóng.....	57
10.3	Xác định tần suất xuất hiện	60
10.4	Các chu kỳ sóng.....	62
11	áp dụng các đặc trưng thống kê của sóng	64

11.1	Mở đầu.....	64
11.2	Đặt vấn đề và cách tiếp cận.....	65
11.3	Phép xử lý số.....	65
11.4	Ví dụ.....	67
11.5	Phương hướng phát triển.....	69
11.6	Vấn đề tiếp cận nghịch đảo.....	69
11.7	Vấn đề thứ hai.....	70
12	Số liệu sóng.....	72
12.1	Mở đầu.....	72
12.2	Các số liệu hiện có.....	72
12.3	Chương trình đo đạc.....	72
12.4	Sử dụng các số liệu thay thế.....	73
12.5	Phương pháp dự báo SMB.....	73
13	Thiết kế tối ưu.....	77
13.1	Mở đầu.....	77
13.2	Chỉ tiêu dự án.....	77
13.3	Các thủ tục tối ưu hoá.....	77
13.4	Các tiếp cận ẩn.....	78
14	Lịch sử phát triển cảng.....	79
14.1	Mở đầu.....	79
14.2	Giai đoạn đầu.....	79
14.3	Tác động của nạn vét.....	79
14.4	Các hướng phát triển hiện đại.....	80
15	Các lạch tàu.....	82
15.1	Mở đầu.....	82
15.2	Các vấn đề liên quan.....	82
15.3	Vấn đề tối ưu hoá.....	83
16	Các thiết bị nạn vét.....	84
16.1	Mở đầu.....	84
16.2	Các nguyên lý cơ bản.....	84
16.3	Máy hút phẳng.....	84
16.4	Máy hút cắt.....	88
16.5	Máy hút thùng.....	91
16.6	Máy hút gầu.....	92
16.7	Các hướng phát triển mới.....	95

17	Vấn đề thu đổ bùn cát.....	97
17.1	Mở đầu.....	97
17.2	Thu đổ bùn cát ra biển.....	97
17.3	Thu đổ bùn cát lên bờ.....	97
18	Các công trình bảo vệ.....	99
18.1	Mở đầu.....	99
18.2	Vai trò địa mạo của các công trình bảo vệ.....	99
18.3	Những vấn đề khác.....	100
19	Sóng seiche.....	101
19.1	Định nghĩa.....	101
19.2	Các trường hợp đơn giản.....	101
20	Các sông có triều.....	104
20.1	Mở đầu.....	104
20.2	Các cửa sông.....	104
20.3	Các lòng sông.....	106
20.4	Dòng triều.....	108
20.5	Giao thông đường sông.....	113
20.6	Ví dụ.....	114
20.7	Các tác động khác của triều.....	120
21	Đo đạc triều trên sông.....	121
21.1	Mở đầu.....	121
21.2	Cách đặt vấn đề cụ thể.....	121
21.3	Ví dụ về phương pháp giải đơn giản.....	122
21.4	Lời giải chính xác hơn.....	124
21.5	Ví dụ.....	126
21.6	Phân tích đánh giá.....	129
22	Dòng chảy mật độ trong sông.....	130
22.1	Mở đầu.....	130
22.2	Biến đổi độ mặn theo triều.....	130
22.3	Năng lượng tản mát / phần dư của thế năng.....	133
22.4	Tương quan độ mặn - mật độ.....	134
22.5	Đặc trưng fính của các khối nước phân tầng.....	134
22.6	Sóng nội.....	135
22.7	Nêm mặn “fính”.....	137
22.8	Các vấn đề lắng đọng.....	139

22.9	Cửa ra vào cảng Rotterdam.....	141
22.10	Những vấn đề ô nhiễm	142
22.11	Các phương pháp khắc phục dòng chảy mật độ.....	143
23	Dòng chảy mật độ trong cảng.....	144
23.1	Dòng triều trong cảng.....	144
23.2	Dòng chảy mật độ trong cảng.....	145
23.3	Tổng hợp các thành phần dòng chảy	147
23.4	Dòng chảy trong các cảng bị giới hạn.....	150
23.5	Vấn đề thực tiễn.....	153
23.6	Những ảnh hưởng khác của dòng chảy.....	156
23.7	Lắng đọng trong cảng	156
23.8	Các phương pháp khắc phục dòng chảy mật độ trong cảng.....	163
23.9	Tổng quan.....	165
24	Ô nhiễm.....	166
24.1	Định nghĩa	166
24.2	Các chất ô nhiễm	166
24.3	Các biện pháp kiểm tra.....	169
24.4	Đề xuất hệ thống thu góp.....	169
25	Vận chuyển trầm tích ra - vào bờ.....	171
25.1	Mở đầu.....	171
25.2	Những nguyên lý cơ bản của vận chuyển trầm tích.....	171
25.3	Trắc ngang (profile) bãi biển	172
25.4	Thành tạo các đụn cát.....	175
25.5	Xói mòn các đụn cát	175
26	Vận chuyển trầm tích dọc bờ	177
26.1	Mở đầu.....	177
26.2	Công thức CERC.....	178
26.3	Công thức Bijker.....	179
26.4	Các ứng dụng	180
27	Các loại bờ bùn	183
27.1	Mô tả vật lý hiện tượng	183
27.2	Các tính chất và quá trình vận chuyển.....	183
27.3	Tác động của sóng	187
27.4	Các ví dụ	187
27.5	Bờ biển Suriname.....	188

28	Quá trình thành tạo bờ.....	190
28.1	Mở đầu.....	190
28.2	Các lưõi cát.....	190
28.3	Các doi cát nổi.....	192
28.4	Bờ dạng Tombolo.....	194
29	Các châu thổ delta.....	196
29.1	Mở đầu.....	196
29.2	Châu thổ vùng bờ lợng.....	196
29.3	Châu thổ delta với tác động phân bố quy mô vừa.....	200
29.4	Châu thổ vùng chịu tác động biến đổi mạnh.....	203
29.5	Tác động của vận chuyển dọc bờ.....	204
30	Bảo vệ bờ.....	207
30.1	Mở đầu.....	207
30.2	Các dạng bờ xói và bồi.....	207
30.3	Mỏ hàn.....	207
30.4	Hệ thống các mỏ hàn.....	208
30.5	Các dụn cát.....	208
30.6	Các khối chắn.....	209
30.7	Các tường chắn ven biển.....	209
30.8	Vận chuyển cát.....	209
31	Mười khuyến nghị về địa mạo bờ.....	210
32	Kỹ thuật biển khơi.....	211
32.1	Các bộ môn liên quan.....	2209
32.2	Các dạng cấu trúc công trình biển.....	2209
32.3	Sử dụng các công trình biển.....	214
32.4	Những vấn đề xây dựng.....	218
32.5	Các vấn đề khác.....	221
	Các ký hiệu và ghi chú.....	222
	Các kí tự Lamā.....	222
	Ký tự Hy Lạp.....	223
	Tài liệu tham khảo.....	227
	Mục lục.....	231

Trường Đại học Thủy lợi Hà nội

SÓNG GIÓ

Vũ Thanh Ca

Tháng 4 năm 2005

Lời giới thiệu

Giáo trình này được viết chung cho sinh viên năm thứ ba của khoa kỹ thuật bờ biển Trường đại học Thủy lợi. Giáo trình này cũng có thể được dùng để giảng dạy cho các chương trình sau đại học của các ngành liên quan. Ngoài ra, nó còn có thể được dùng làm sách tham khảo trong việc nghiên cứu sóng gió phục vụ cho việc khai thác và bảo vệ nguồn lợi biển. Giáo trình này được viết với tài trợ của Chính phủ Hà lan trong khuôn khổ dự án HWRU/CE. Tác giả xin chân thành cảm ơn GS J. A. Battjes về những ý kiến đề xuất cải tiến nội dung cho giáo trình. Lời cảm ơn cũng xin được gửi đến nhiều người khác như GS-TS Lê Minh Truyền, Hiệu trưởng Trường Đại học Thủy lợi, PGS-TS Vũ Minh Cát, GS K. d'Angremond, TS Van de Graaf, Ông C. Pilarczyc, TS J. Van Dijk, cô Van der Vast và nhiều đồng nghiệp khác tại Trường Đại học Thủy lợi Hà nội về sự giúp đỡ nhiệt tình của họ trong thời gian tác giả viết và chỉnh lý giáo trình.

MỤC LỤC

	Trang
1 LỜI GIỚI THIỆU	1
1.1 Mục đích và nội dung của bài giảng	1
1.2 Sóng đại dương	1
1.3 Các định nghĩa cơ bản	3
1.4 Sóng ngắn và sóng dài	5
2 CÁC PHƯƠNG TRÌNH CƠ BẢN CỦA CƠ HỌC CHẤT LỎNG	7
2.1 Các phương pháp mô tả dòng chảy của chất lỏng	7
2.2 Đạo hàm thời gian	7
2.3 Phương trình thể tích kiểm tra	7
2.4 Định luật bảo toàn vật chất và phương trình liên tục	10
2.5 Định luật bảo toàn động lượng và phương trình chuyển động	10
2.5.1 Phương trình chuyển động của Cauchy	11
2.5.2 Chuyển dịch, quay và vận tốc biến dạng	13
2.5.3 Mối liên hệ giữa vận tốc biến dạng và ứng suất – Phương trình Navier-Stokes	17
2.5.4 Chất lỏng lý tưởng	18
3 LÝ THUYẾT TUYẾN TÍNH VỀ SÓNG BỀ MẶT TRONG VÙNG NƯỚC CÓ ĐỘ SÂU KHÔNG ĐỔI	21
3.1 Các phương trình cơ bản và điều kiện biên	21
3.1.1 Các giả thiết trong lý thuyết sóng tuyến tính	21
3.1.2 Điều kiện không nén được – Phương trình liên tục	22
3.1.3 Các phương trình động lượng	22
3.2 Lời giải giải tích của bài toán sóng trọng lực bề mặt	24
3.3 Mối liên hệ phân tán của chuyển động sóng	29
3.4 Chuyển động của hạt nước và áp suất	30
3.5 Vận tốc nhóm và năng lượng sóng	34
3.6 Năng lượng của sóng phức hợp	38
4 NHỮNG LÝ THUYẾT SÓNG PHI TUYẾN CHO VÙNG NƯỚC CÓ ĐỘ SÂU KHÔNG ĐỔI	41
4.1 Giới thiệu chung	41
4.2 Lý thuyết Stokes	41
4.2.1 Mặt cắt bề mặt nước	42
4.2.2 Vận tốc và quỹ đạo hạt nước	45
4.2.3 Mối liên hệ phân tán và vận tốc pha	46
4.2.4 Hàm lượng năng lượng và sự vận chuyển năng lượng	46
4.3 Lý thuyết Cnoidal	46
4.3.1 Mặt cắt bề mặt nước	48
4.3.2 Vận tốc và quỹ đạo hạt nước	48
4.3.3 Vận tốc pha	49
4.3.4 Hàm lượng năng lượng và sự vận chuyển năng lượng	49
4.4 Các lý thuyết số trị	49
4.5 Giới hạn áp dụng của các lý thuyết khác nhau	50

5	CÁC ĐẶC TRƯNG DO SÓNG GIÓ TẠO RA	52
5.1	Cơ chế tạo sóng do gió	52
5.1.1	Profile vận tốc gió và ứng suất gió trên mặt biển khơi	52
5.1.2	Các lý thuyết và cơ chế tạo sóng gió	53
5.1.3	Sóng gió và sóng lừng	57
5.2	Mô tả sóng gió	61
6	CÁC ĐẶC TRƯNG THỐNG KÊ CỦA SÓNG GIÓ	66
6.1	Các phương pháp thống kê dùng mô tả sóng ngẫu nhiên	66
6.1.1	Sóng mặt đại dương như là một hàm thông kê	66
6.1.2	Các định nghĩa và khái niệm cơ bản của phân tích chuỗi thời gian	69
6.1.3	Các cơ sở của việc mô tả phổ sóng đại dương	75
6.2	Mô tả sóng gió bằng phổ	76
6.2.1	Phổ năng lượng của sóng gió	76
6.2.2	Chiều rộng của phổ và dạng phổ	81
6.2.3	Các phổ tần số điển hình	86
6.2.4	Các hàm phổ hướng	93
6.3	Mô hình pha ngẫu nhiên	98
6.4	Xác định các đặc trưng phổ của sóng đại dương từ các ghi chép sóng ngoài hiện trường	110
7	CÁC QUÁ TRÌNH SÓNG VEN BỜ	110
7.1	Suy giảm sóng do ma sát đáy	110
7.2	Hiệu ứng nước nông	111
7.3	Khúc xạ sóng	117
7.3.1	Sự khúc xạ của sóng thường có đỉnh dài	117
7.3.2	Sự khúc xạ của sóng ngẫu nhiên	120
7.3.3	Tính sự khúc xạ của sóng ngẫu nhiên bằng phương trình thông lượng năng lượng	122
7.3.4	Sự khúc xạ của sóng ngẫu nhiên tại vùng biển có các đường đẳng sâu thẳng song song	124
7.4	Sự phản xạ sóng	126
7.4.1	Phân tích lý thuyết sự phản xạ sóng điều hoà	126
7.4.2	Sự phản xạ sóng ngẫu nhiên từ các công trình ven bờ	128
7.5	Sự nhiễu xạ sóng	132
7.5.1	Quá trình nhiễu xạ của sóng điều hoà	132
7.5.2	Nguyên lý Huygen	136
7.5.3	Đường xoắn ốc Cornu	136
7.5.4	Sự nhiễu xạ của sóng ngẫu nhiên	146
7.5.5	ứng dụng của giản đồ nhiễu xạ sóng điều hoà	153
7.6	Sóng có độ cao lớn nhất	153
7.7	Sóng vỡ	155
7.7.1	Sự vỡ của sóng điều hoà	155
7.7.2	Sự vỡ của sóng ngẫu nhiên	162
8	NƯỚC DÂNG VÀ DÒNG VEN DO SÓNG TẠO RA	173
8.1	Giới thiệu	173
8.2	Ứng suất bức xạ: trường hợp 1 chiều	173
8.3	Nước dâng do sóng: trường hợp 1 chiều	175
8.4	Ứng suất bức xạ: trường hợp hai chiều	180

8.5 Dòng ven do sóng tạo ra	182
8.6 Nước dâng sóng gây ra do sóng vỡ	186
8.7 Dòng ven do sóng ngẫu nhiên gây ra trên một bãi phẳng	188
9 LỰC SÓNG LÊN CÁC CÔNG TRÌNH	191
9.1 Giới thiệu chung	191
9.2 Các thông số và chế độ dòng chảy	192
9.3 Lực sóng lên một bức tường	196
9.4 Lực sóng lên một công trình có thể tích lớn	199
9.5 Lực sóng lên một công trình nhỏ gọn	199
9.5.1 Giới thiệu chung	202
9.5.2 Lực của chất lỏng tác dụng lên các vật thể trong một dòng chảy đều và ổn định	202
9.5.3 Lực của chất lỏng tác dụng lên các vật thể trong một dòng chảy đều và không ổn định	205
9.5.4 Lực của chất lỏng tác dụng lên các vật thể nhỏ gọn khi có sóng	210
9.6 Tổng kết về các chế độ dòng chảy	212
9.7 Thí dụ	214
10 ĐO ĐẠC VÀ DỰ BÁO SÓNG ĐẠI DƯƠNG	217
10.1 Các kỹ thuật đo đạc sóng đại dương	217
10.1.1 Các kỹ thuật đo đạc tại chỗ	218
10.1.2 Các kỹ thuật viễn thám	221
10. Các phương pháp dự báo sóng cho FAS	224
10.2.1 Các đặc trưng thống kê của sóng ngoài hiện trường	225
10.2.2 Dự báo sóng cho FAS	228
10.3 Các phổ trung bình của sóng gió	235
10.4 Các phương pháp đơn giản để dự báo cho một vùng có độ sâu giới hạn	237
10.5 Sóng trong khu vực dự báo	242
10.6 Sóng trong khu vực phân tán	245
10.7 Các mô hình số trị để dự báo sóng	249
10.7.1 Các mô hình phân giải pha	250
10.7.2 Các mô hình tính pha trung bình cho vùng nước sâu	254
10.7.3 Các mô hình tính pha trung bình cho vùng nước nông	261
11 CÁC ĐẶC TRƯNG SÓNG GIÓ TRONG VÙNG BIỂN VIỆT NAM	265
11.1 Chế độ gió vùng biển nước ta	265
11.1.1 Những nhận xét chung	265
11.1.2 Vùng khí hậu biển miền Bắc và Bắc Trung bộ	266
11.1.3 Vùng khí hậu biển miền Trung và Nam Trung bộ	269
11.1.4 Vùng khí hậu biển miền đồng bằng miền Nam	270
11.1 Chế độ sóng vùng biển nước ta	272
11.2.1 Sóng tại Miền Bắc và Bắc Trung bộ	272
11.2.2 Các đặc trưng sóng gió ngoài khơi và duyên hải miền Trung	273
11.2.3 Các đặc trưng sóng gió ngoài khơi và duyên hải miền Nam	274
Tài liệu tham khảo	275

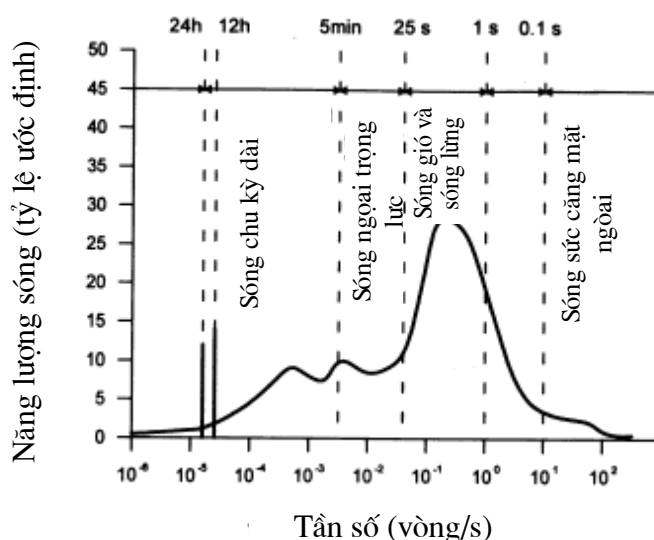
Chương 1 LỜI GIỚI THIỆU

1.1 Mục đích và nội dung của giáo trình

Giáo trình này trình bày những vấn đề liên quan tới việc tạo ra, lan truyền, biến dạng và tiêu tán của sóng gió. Nội dung của giáo trình này nằm trung gian giữa một giáo trình lý thuyết cơ sở và một giáo trình thực hành dành cho kỹ sư. Lý thuyết toán học về sóng tiến hình sin và phương pháp thống kê mô tả sóng gió được trình bày chi tiết bởi vì chúng là cơ sở để hiểu về các quá trình sóng. Các trường hợp phức tạp hơn được trình bày sơ lược hơn vì chúng quá phức tạp (như mô hình số trị về sự lan truyền và biến dạng của sóng trong vùng ven bờ), hoặc là vì những lý thuyết toán học về chúng không tồn tại (thí dụ hiện tượng sóng vỡ). Sinh viên đăng ký học giáo trình này cần có những kiến thức cơ bản về giải tích và cơ học chất lỏng. Tuy nhiên, để giúp đỡ sinh viên có thể hiểu được những phương trình cơ bản của động lực học sóng, trong chương 2 những phương trình cơ bản và cần thiết của cơ học chất lỏng sẽ được rút ra và phân tích.

1.2 Sóng đại dương

Rất khó tìm thấy một mặt nước thoáng trong tự nhiên mà không có sóng. Các sóng này là sự thể hiện của các lực tác động lên mặt nước, chống lại những lực có xu hướng giữ cho mặt nước nằm ngang là trọng lực và sức căng mặt ngoài. Các lực này có thể là những lực gây nên bởi một cơn gió giật, hay lực gây nên bởi một hòn đá rơi xuống mặt nước. Các lực này sẽ tạo ra sóng, và trọng lực và sức căng mặt ngoài sẽ làm cho sóng lan truyền.



Hình 1. 1: Sơ đồ phân bố năng lượng sóng theo tần số (Massel, 1996)

Nói chung, các sóng trong đại dương có thể được phân chia thành 5 loại: sóng âm,

sóng sức căng mặt ngoài, sóng trọng lực, sóng nội và sóng có quy mô hành tinh. Sóng âm gây ra do tính nén được của nước biển. Sóng trọng lực là do lực trọng trường tác động lên các hạt nước đã bị dịch chuyển khỏi vị trí cân bằng trên bề mặt biển hay là trên một bề mặt đẳng địa thế bên trong một chất lỏng phân tầng (sóng mặt hay sóng nội). Tại bề mặt tiếp xúc giữa khí và nước, sự kết hợp của rối do gió và lực căng mặt ngoài tạo ra sóng sức căng mặt ngoài với tần số lớn. Mặt khác, sóng có quy mô hành tinh hay sóng Rossby được tạo ra bởi những biến đổi của độ xoáy thế trong tình trạng cân bằng, gây ra bởi những thay đổi của độ sâu hoặc vĩ độ. Tất cả những dạng sóng trên có thể xảy ra đồng thời, tạo ra những dạng dao động phức tạp.

Bảng 1.1: Chu kỳ và cơ chế thành tạo của các loại sóng khác nhau

Dạng sóng	Cơ chế vật lý thành tạo	Chu kỳ
Sóng sức căng mặt ngoài	Sức căng mặt ngoài	$< 10^{-1}$ s
Sóng gió	Ứng suất cắt của gió, trọng lực	< 15 s
Sóng lừng	Sóng gió	< 30 s
Sóng đập	Nhóm sóng	1 - 5 min
Seiche	Thay đổi về trường gió	2 - 40 min
Cộng hưởng cảng	Sóng đập, seich	2 - 40 min
Tsunami	Động đất, đất đá lở	10 min - 2 h
Nước dâng bão	Ứng suất gió và biến đổi của áp suất không khí	1 - 3 days
Sóng triều	Trọng lực gây ra do tác động của mặt trăng, mặt trời và lực ly tâm do trái đất quay	12 - 24 h

Dải tần số liên quan đến ngoại lực rất rộng và những phản ứng của bề mặt đại dương có một dải bước sóng và chu kỳ đặc biệt rộng, từ các sóng sức căng mặt ngoài có chu kỳ nhỏ hơn 1s, sóng gió và sóng lừng có chu kỳ tới chừng 15s, tới những sóng triều và sóng nước dâng do gió có chu kỳ vài giờ tới vài ngày. Hình 1.1 và Bảng 1.1 trình bày sơ đồ phân bố năng lượng sóng bề mặt theo tần số cũng như cơ chế hình thành các sóng này. Hình vẽ này cho ta khái niệm về tầm quan trọng tương đối của các dạng dao động khác nhau của bề mặt biển, nhưng không nhất thiết phản ánh năng lượng thực sự của mỗi sóng ở một vùng nào đó.

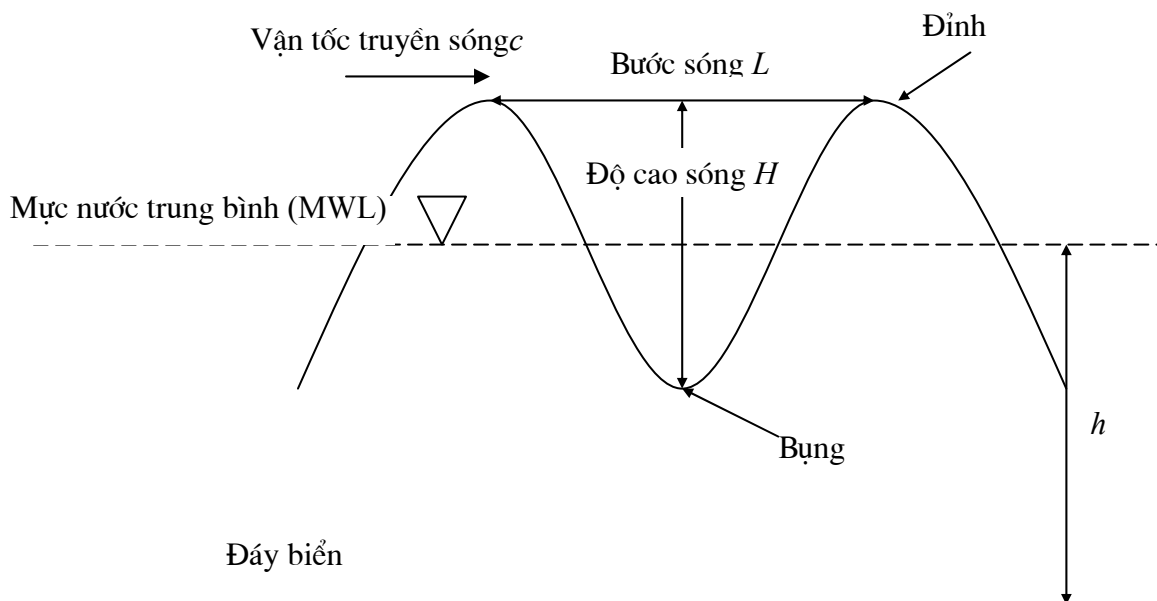
Sóng trọng lực có tầm quan trọng lớn nhất đối với những hoạt động kỹ thuật trên biển, vì ảnh hưởng của sóng do gió gây ra đối với các công trình biển là nguy hiểm nhất. Các

công trình biển cần được thiết kế sao cho chúng có khả năng chịu đựng tất cả các lực và vận tốc dòng nước do các sóng đó gây ra. Một hiểu biết đầy đủ về tương tác của sóng với các công trình ngoài khơi hiện nay đã trở thành một yếu tố quyết định cho việc tính toán thiết kế các công trình biển bền vững với chi phí tiết kiệm nhất. Thủ tục tính toán áp lực sóng nói chung bao gồm những bước sau đây: a) thiết lập chế độ sóng gần công trình b) đánh giá những điều kiện sóng thiết kế cho công trình và c) lựa chọn và áp dụng một mô hình tính sóng để xác định tải trọng của lực tác động lên công trình. Để thực hiện các việc trên, cần biết kiến thức về sóng bề mặt.

Vai trò của sóng đối với môi trường vùng ven biển cần được đánh giá đúng. Sóng tiến tới bờ, vỡ và tiêu tán năng lượng trên bãi cát. Sóng gió và sóng bão tác động những lực rất lớn lên các công trình tự nhiên và nhân tạo ven bờ. Dòng ven do sóng tạo ra kết hợp với các dòng chảy có nguyên nhân khác vận chuyển trầm tích và tạo ra những miền bồi và xói. Kiến thức về chuyển động sóng và cân cân bùn cát cho ta chìa khóa để lựa chọn đúng đắn phương pháp và loại công trình cần thiết cho bảo vệ bờ.

Những dạng khác của sóng đại dương, như sóng với quy mô hành tinh, sóng triều và nước dâng do gió, bão, sóng nội và sóng bị chặn tại vùng bờ, có vai trò nhỏ hơn đối với ngành kỹ thuật bờ biển và đại dương hoặc là đã được trình bày trong các sách chuyên khảo khác, sẽ không được trình bày ở trong giáo trình này.

1.3 Các định nghĩa cơ bản

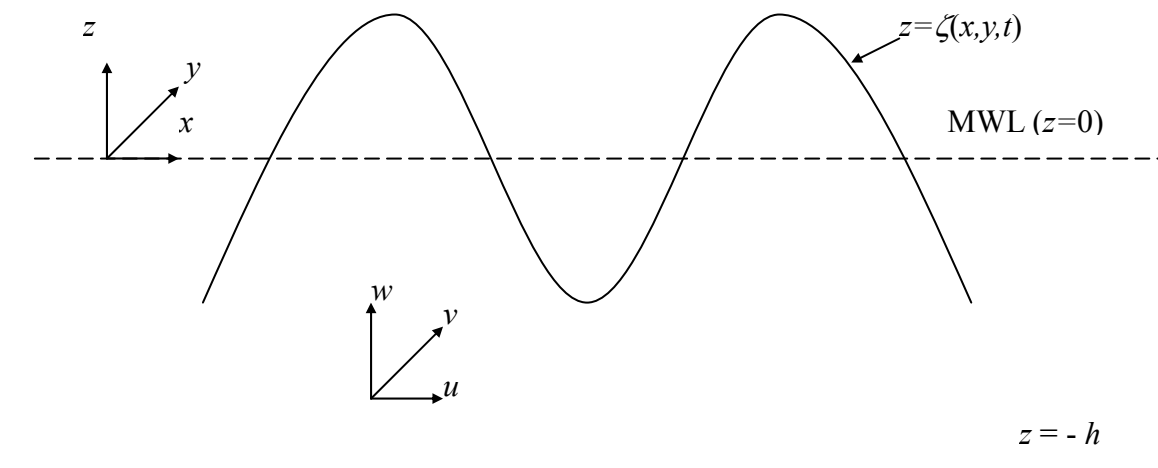


Hình 1.2 Các thông số để định nghĩa một sóng

Các thông số cần thiết để định nghĩa một sóng bề mặt được trình bày trên hình 1.2. Như đã chỉ ra trên hình, mực nước cao nhất trong một sóng được gọi là đỉnh sóng, mực nước thấp nhất được gọi là bụng sóng. Khoảng cách giữa một bụng sóng và một đỉnh sóng liên tiếp được gọi là độ cao sóng (H). Một nửa của độ cao sóng là biên độ sóng a . Khoảng cách nằm ngang giữa hai đỉnh sóng liên tiếp được gọi là bước sóng L . Đối với một sóng tiến, thời gian để hai đỉnh sóng liên tiếp tới một điểm cố định trong không gian được gọi là chu kỳ sóng T . Tốc độ di chuyển của đỉnh một sóng tiến được gọi là vận tốc pha hay vận tốc truyền sóng. Các sóng có chu kỳ và độ cao tại một vị trí không thay đổi theo thời gian được gọi là sóng điều hòa. Sóng trong tự nhiên rất hiếm khi là sóng điều hòa và truyền theo một hướng cố định. Nếu một sóng ký được đặt đầu đó tại một điểm ở giữa đại dương để đo mực nước ζ như là hàm của thời gian thì kết quả đo sẽ giống như trong Hình 1.3. Các sóng biểu diễn trên hình này được gọi là sóng ngẫu nhiên. Sóng do gió tạo thành độ ngẫu nhiên rất cao, nhưng sau khi lan truyền một quãng đường dài, chúng trở thành các sóng lừng có tính chất gần sóng điều hòa hơn.



Hình 1.3 Thí dụ về một giản đồ sóng ký



Hình 1.4 Hệ tọa độ

Để có thể mô tả chuyển động sóng, ta nhất thiết phải xác định một hệ tọa độ. Một hệ tọa độ Cartesian thông thường được dùng để mô tả chuyển động sóng được vẽ trên Hình 1.4.

Như đã chỉ ra trên hình, hệ tọa độ có gốc đặt tại mực nước trung bình ($z=0$), và có trục x nằm ngang hướng theo phương truyền sóng và trục z hướng lên trên. Mực nước tự do trên MWL được ký hiệu là ζ , và phương trình mô tả bề mặt thoáng trở thành $z = \zeta(x, y, t)$, với t là thời gian.

1.4 Sóng ngắn và sóng dài

Theo quan điểm thủy lực, có thể phân chia dòng chảy thành những dạng khác nhau dựa trên tầm quan trọng tương đối của các thành phần khác nhau trong cân cân động lượng.

Nếu như ta xét đến động lượng theo phương thẳng đứng, có thể phân biệt dòng chảy mà trong đó không có hay có thể bỏ qua gia tốc theo phương thẳng đứng, và dòng chảy có giá trị đáng kể của gia tốc theo phương thẳng đứng. Trong thủy lực của dòng chảy dừng trong kênh hở, các dòng chảy nêu trên tương ứng là dòng chảy đều hay dòng chảy biến đổi chậm (đường cong nước vật) hoặc là dòng chảy dừng biến đổi nhanh (dòng chảy qua miệng cống, dòng chảy qua đập v.v.).

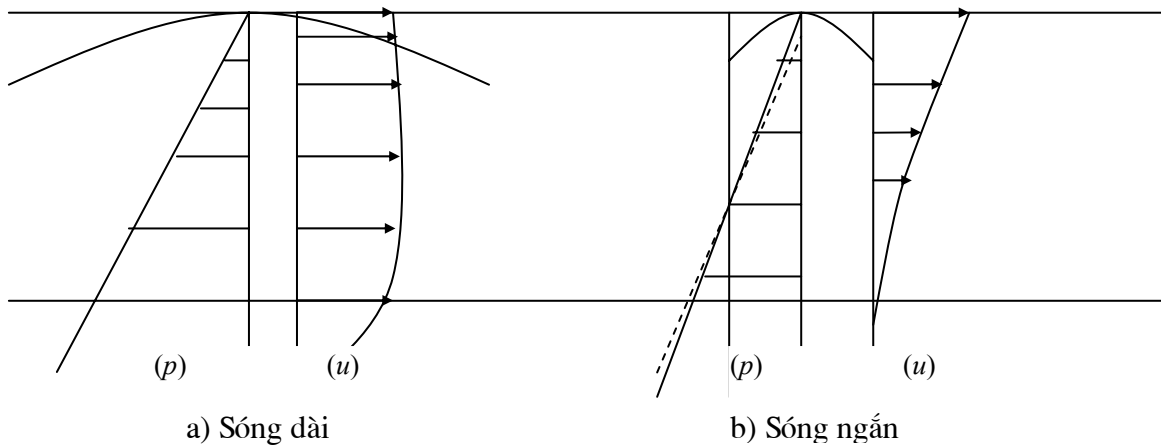
Trong dòng chảy biến đổi chậm, tốc độ biến đổi của vận tốc theo không gian là nhỏ. Nói một cách khác, bán kính cong của các đường dòng trong mặt phẳng thẳng đứng lớn hơn độ sâu nước rất nhiều. Điều này có nghĩa là gia tốc theo phương thẳng đứng là không đáng kể, và như vậy phân bố áp suất theo phương thẳng đứng rất gần với áp suất tĩnh. Khi đó, áp suất do sóng gây ra có thể coi là đồng nhất theo phương thẳng đứng. Gradient áp suất sẽ có xu hướng duy trì một dòng chảy đồng nhất theo phương thẳng đứng. Tuy rằng điều này có nghĩa là trong trường hợp này, ảnh hưởng của lực cản đáy trở nên đáng kể và như vậy lớp biên sát đáy sẽ tạo ra một dòng chảy không đồng nhất theo phương thẳng đứng, việc lấy trung bình dòng chảy theo phương thẳng đứng là hoàn toàn chấp nhận được. Kết quả là tọa độ thẳng đứng như một biến độc lập bị loại khỏi bài toán.

Sự khác biệt giữa dòng chảy biến đổi chậm và dòng chảy biến đổi nhanh cũng giống như sự khác biệt giữa sóng ngắn và sóng dài (thực ra thì sóng dài có thể coi là dòng chảy biến đổi chậm không dừng). Các khác biệt này được tập hợp trong Bảng 1.2 và được giải thích trên hình 1.5.

Bảng 1.2 Sự khác biệt giữa dòng chảy dừng biến đổi chậm (sóng dài) và dòng chảy dừng biến đổi nhanh (sóng ngắn)

Tính chất dòng chảy	Dòng chảy dừng biến đổi chậm và sóng dài	Dòng chảy dừng biến đổi nhanh và sóng ngắn
---------------------	--	--

Độ cong theo phương thẳng đứng của các đường dòng	Yếu	Mạnh
Gia tốc thẳng đứng	Không đáng kể	Đáng kể
Phân bố áp suất	Xấp xỉ thủy tĩnh	Tính phi thủy tĩnh rất đáng kể
Profile vận tốc	Gần như đồng nhất (ngoại trừ lớp biên đáy)	Rất không đồng nhất
Lực cản đáy	Đáng kể	Không đáng kể



Hình 1.4 Profile áp suất (p) và vận tốc (u) bên dưới sóng dài và sóng ngắn

Chương 2 CÁC PHƯƠNG TRÌNH CƠ BẢN CỦA CƠ HỌC CHẤT LỎNG

2.1 Các phương pháp mô tả dòng chảy của chất lỏng

Có hai phương pháp mô tả dòng chảy của chất lỏng. Phương pháp thứ nhất là phương pháp Lagrange. Phương pháp này khảo sát chuyển động của từng hạt lỏng trong không gian và theo thời gian. Phương pháp thứ hai là phương pháp Euler, khảo sát biến trình thời gian của các tính chất vật lý của chất lỏng tại những điểm cố định trong không gian. Trong bài giảng này, chỉ trừ khi nói rõ ràng, ta mặc nhiên thừa nhận là phương pháp Euler sẽ được dùng để mô tả chuyển động của chất lỏng do tính thuận tiện của nó. Trong phương pháp này, một hệ tọa độ cần được thiết lập và chuyển động của chất lỏng đối với hệ tọa độ đó sẽ được xem xét. Hệ tọa độ này có thể là hệ tọa độ được vẽ trên hình 1.4 hoặc trên hình 2.1.

2.2 Đạo hàm thời gian

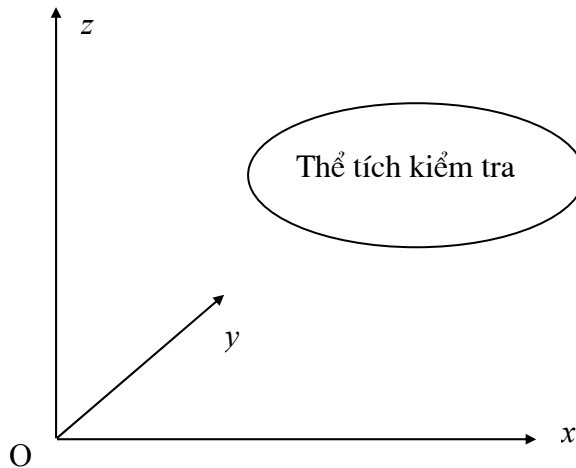
Giả thiết rằng ta dùng phương pháp Lagrange để mô tả chuyển động của chất lỏng và khảo sát sự thay đổi của một tính chất vật lý s của một hạt lỏng chuyển động cùng với chất lỏng. Tốc độ thay đổi toàn bộ của tính chất vật lý này có thể được chia thành hai phần: một phần biểu thị thay đổi theo thời gian của tính chất vật lý tại vị trí cho trước và một phần biểu thị sự thay đổi của tính chất vật lý gây ra do sự thay đổi vị trí của hạt lỏng. Như vậy, có thể viết phương trình sau:

$$\frac{ds}{dt} = \frac{\partial s}{\partial t} + u_i \frac{\partial s}{\partial x_i} \quad (2.1)$$

Ở đây, quy định Einstein về việc tổng được lấy theo chỉ số lặp lại trong một số hạng đơn đã được áp dụng. Trong phương trình (2.1), ký hiệu d/dt biểu thị tốc độ thay đổi toàn phần của tính chất vật lý s của hạt lỏng và được coi là đạo hàm toàn phần hoặc là đạo hàm Lagrange. Ký hiệu $\partial/\partial t$ biểu thị tốc độ thay đổi theo thời gian của tính chất vật lý tại một điểm cố định và được gọi là tốc độ thay đổi địa phương theo thời gian của tính chất vật lý đó.

2.3 Phương trình thể tích kiểm tra

Hình 2.1 chỉ ra một thể tích kiểm tra cố định trong không gian trong một hệ tọa độ cho trước. Tại một thời gian cho trước t nào đó, một khối chất lỏng lấp đầy thể tích kiểm tra này. Một lát sau, tại thời điểm $t + \Delta t$, một phần của khối chất lỏng này đã chảy ra khỏi thể tích kiểm tra và chất lỏng từ ngoài thể tích kiểm tra sẽ chảy vào trong để thay thế.



Hình 2.1 Thể tích kiểm tra và khối chất lỏng tại các thời điểm t và $t + \Delta t$.

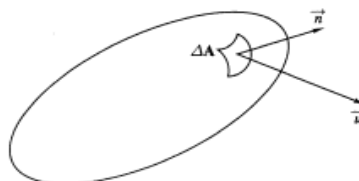
Giả thiết là B biểu thị tổng lượng của một tính chất nào đó của chất lỏng (như khối lượng, động lượng hay nhiệt lượng v.v.) chứa trong thể tích kiểm tra V . Ký hiệu b là lượng của B trên một đơn vị khối lượng (mật độ của B) sao cho

$$B = \int_V \rho b dV \quad (2.2)$$

Định luật bảo toàn của tính chất vật lý yêu cầu rằng tốc độ thay đổi tổng cộng của tính chất vật lý bên trong thể tích kiểm tra bằng tốc độ thay đổi địa phương của tính chất vật lý cộng với tốc độ của tính chất vật lý ra khỏi thể tích kiểm tra trừ đi tốc độ của tính chất vật lý đi vào trong thể tích kiểm tra. Điều này khi thể hiện bằng phương trình thì có thể được viết như sau:

$$\frac{dB}{dt} = \int_{CV} \frac{\partial}{\partial t} \rho b dV + \lim_{\Delta t \rightarrow 0} \frac{B_{out} - B_{in}}{\Delta t} \quad (2.3)$$

Ở đây B_{out} và B_{in} lần lượt là lượng của tính chất vật lý ra khỏi và đi vào thể tích kiểm tra trong khoảng thời gian Δt .



Hình 2.2 Một diện tích vô cùng bé trên bề mặt của thể tích kiểm tra

Bởi vì tính chất B chuyển động cùng với chất lỏng, tốc độ chảy ra của B từ thể tích

kiểm tra chỉ có thể là hàm số của vận tốc dòng chảy trên bề mặt thể tích kiểm tra. Như chỉ ra trên hình 2.2, khối lượng chất lỏng chảy ra khỏi thể tích kiểm tra trong khoảng thời gian Δt qua một diện tích rất nhỏ trên bề mặt thể tích kiểm tra là $\rho(\vec{u} \cdot \vec{n})\Delta A\Delta t$ với \vec{n} là vector đơn vị vuông góc với phần tử bề mặt ΔA và hướng ra ngoài. $(\vec{u} \cdot \vec{n})$ ký hiệu tích vô hướng của hai vector. Đại lượng B chảy ra khỏi phần tử bề mặt trong khoảng thời gian vô cùng bé này sẽ là $\rho b(\vec{u} \cdot \vec{n})\Delta A\Delta t$. Tích phân trên toàn bộ bề mặt cho ta:

$$\lim_{\Delta t \rightarrow 0} \frac{B_{out} - B_{in}}{\Delta t} = \int_S \rho b(\vec{u} \cdot \vec{n}) dA \quad (2.4)$$

Như vậy, phương trình (2.3) có thể được viết là:

$$\frac{dB}{dt} = \int_{CV} \frac{\partial}{\partial t} \rho b dV + \int_S \rho b(\vec{u} \cdot \vec{n}) dA \quad (2.5)$$

với S là diện tích của bề mặt thể tích kiểm tra.

Nếu như không có điểm nguồn hoặc điểm hút của tính chất vật lý ở bên trong thể tích kiểm tra thì ta sẽ có phương trình sau:

$$\frac{dB}{dt} = \int_{CV} \frac{\partial}{\partial t} \rho b dV + \int_S \rho b(\vec{u} \cdot \vec{n}) dA = 0 \quad (2.6)$$

Tại điểm này, ta có được phương trình bảo toàn cho thể tích kiểm tra. Tuy nhiên, rất khó đánh giá từng số hạng trong phương trình (2.6). Để có thể làm được điều này, như đã chỉ ra trên hình 2.3, thể tích kiểm tra được chia nhỏ thành một số vô hạn các thể tích kiểm tra vô cùng bé. Sau đó, thay vì khảo sát tốc độ chảy của tính chất vật lý ra khỏi thể tích kiểm tra, ta khảo sát tốc độ chảy của tính chất vật lý ra khỏi mỗi thể tích kiểm tra vô cùng bé. Tốc độ chảy ra khỏi một thể tích như thế này trừ đi tốc độ chảy vào thể tích này là

$$\begin{aligned} & \left(u_x + \frac{\partial u_x}{\partial x} \Delta x \right) \Delta y \Delta z + \left(u_y + \frac{\partial u_y}{\partial y} \Delta y \right) \Delta x \Delta z + \left(u_z + \frac{\partial u_z}{\partial z} \Delta z \right) \Delta y \Delta x \\ & - (u_x \Delta y \Delta z + u_y \Delta x \Delta z + u_z \Delta x \Delta y) = \left(\frac{\partial u_x}{\partial x} + \frac{\partial u_y}{\partial y} + \frac{\partial u_z}{\partial z} \right) \Delta x \Delta y \Delta z = (\vec{\nabla} \cdot \vec{u}) \Delta V \end{aligned} \quad (2.7)$$

Ở đây $\vec{\nabla} = \vec{i} \partial / \partial x + \vec{j} \partial / \partial y + \vec{k} \partial / \partial z$ với \vec{i} , \vec{j} và \vec{k} lần lượt là các vector đơn vị theo các hướng x , y và z .

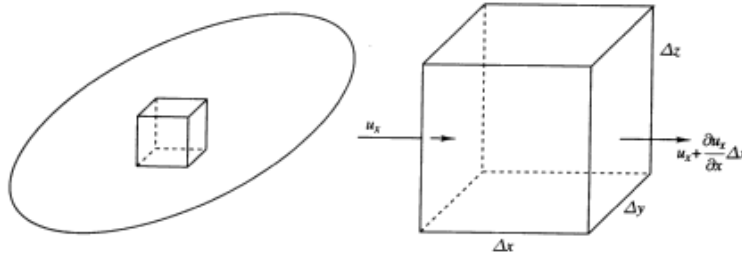
Lấy tổng của tất cả tốc độ chảy ra từ mỗi thể tích kiểm tra với giới hạn là thể tích của

mỗi phần tử tiến tới zero sẽ cho ta tốc độ chảy ra từ thể tích kiểm tra. Sau đó, dùng định lý phân kỳ để liên hệ giữa các tích phân thể tích và bề mặt, ta có:

$$\int_S \rho b (\vec{u} \cdot \vec{n}) dA = \int_{CV} \vec{\nabla} \cdot (\rho b \vec{u}) dV \quad (2.8)$$

Như vậy, từ các phương trình (2.5), (2.6) và (2.8), ta có thể rút ra phương trình sau:

$$\int_{CV} \left[\frac{\partial}{\partial t} (\rho b) + \vec{\nabla} \cdot (\rho b \vec{u}) \right] dV = 0 \quad (2.9)$$



Hình 2.3 Các thể tích vô cùng bé bên trong thể tích kiểm tra

Bởi vì thể tích kiểm tra CV là tùy ý chọn, rõ ràng là nếu có một điểm trong không gian mà tại đó đại lượng trong ngoặc vuông bên vế trái của phương trình (2.9) khác zero, ta có thể điều chỉnh thể tích kiểm tra sao cho nó chỉ chứa điểm này. Điều này có nghĩa là tích phân bên vế trái của phương trình (2.9) khác zero và phương trình này không được thỏa mãn đối với thể tích kiểm tra này. Như vậy, để đảm bảo là phương trình (2.9) được thỏa mãn cho toàn bộ miền tính, đại lượng trong ngoặc vuông ở vế trái của phương trình (2.9) phải là zero tại tất cả mọi điểm trong miền nghiên cứu. Hay nói cách khác

$$\frac{\partial}{\partial t} (\rho b) + \vec{\nabla} \cdot (\rho b \vec{u}) = 0 \quad (2.10)$$

2.4 Định luật bảo toàn vật chất và phương trình liên tục

Nếu như đại lượng vật lý nói ở trên được lấy là khối lượng chất lỏng thì b trong phương trình (2.10) bằng 1, và phương trình bảo toàn vật chất trở thành

$$\frac{\partial \rho}{\partial t} + \vec{\nabla} \cdot (\rho \vec{u}) = 0 \quad \text{or} \quad \frac{\partial \rho}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x_i} (\rho u_i) = 0 \quad (2.11)$$

Phương trình (2.11) thường được gọi là phương trình liên tục của dòng chảy lỏng.

2.5 Định luật bảo toàn động lượng và phương trình chuyển động

2.5.1 Phương trình chuyển động của Cauchy

Phương trình chuyển động được rút ra bằng cách liên hệ B với động lượng của toàn hệ thống. Động lượng là một đại lượng vector, là tích của khối lượng và vận tốc. Như vậy, b là vector vận tốc \vec{u} . Từ định luật chuyển động của Newton, tốc độ thay đổi của động lượng trong một hệ với khối lượng bất biến bằng lực tác dụng:

$$\frac{d\vec{B}}{dt} = \vec{F} \quad (2.12)$$

Ở đây \vec{F} là lực tác dụng lên hệ. Như vậy bằng cách sử dụng phương trình (2.12), phương trình (2.5) trở thành:

$$\vec{F} = \int_{CV} \frac{\partial}{\partial t}(\rho\vec{u})dV + \int_S \rho\vec{u}(\vec{u} \cdot \vec{n})dA \quad (2.13)$$

Trong đó \vec{F} là tổng của tất cả các lực tác dụng lên chất lỏng trong thể tích kiểm tra. Ký hiệu lực tác động lên một đơn vị khối lượng lỏng (mật độ lực) là \vec{f} , ta có:

$$\vec{F} = \int_{CV} \vec{f}dV \quad (2.14)$$

Dùng định lý phân kỳ và phương trình (2.14), có thể viết phương trình (2.13) cho mỗi thành phần trên mỗi hướng như sau:

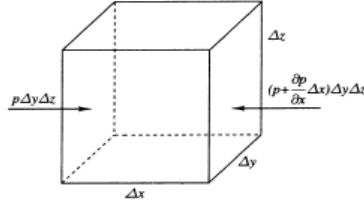
$$\int_{CV} \left[f_i - \frac{\partial}{\partial t}(\rho u_i) - \frac{\partial}{\partial x_j}(\rho u_i u_j) \right] dV = 0 \quad (2.15)$$

Bởi vì thể tích kiểm tra là tùy ý, từ phương trình (2.15) ta có thể rút ra phương trình sau:

$$\frac{\partial}{\partial t}(\rho u_i) + \frac{\partial}{\partial x_j}(\rho u_i u_j) = f_i \quad (2.16)$$

Dùng phương trình liên tục (Eq. 2.11), ta có thể viết lại phương trình (2.16) như sau:

$$\rho \frac{\partial u_i}{\partial t} + \rho u_j \frac{\partial u_i}{\partial x_j} = f_i \quad (2.17)$$



Hình 2.4 Lực áp suất theo hướng x

Phương trình (2.17) là phương trình Cauchy của chuyển động của chất lỏng. Số hạng đầu tiên trong vế trái của phương trình biểu thị tốc độ thay đổi địa phương của động lượng tại một điểm trong khi số hạng thứ hai biểu thị tốc độ thay đổi của động lượng tại điểm đó gây ra do dòng chảy (ảnh hưởng của hiện tượng bình lưu).

Đối với bài toán sóng trọng lực bề mặt, chỉ có áp suất, ứng suất cắt và trọng lực là cần được xem xét. Áp suất dư tác động lên một đơn vị thể tích của chất lỏng có thể tìm được dễ dàng bằng cách xem xét hình lập phương vô cùng bé như chỉ ra trên hình 2.4. Trong hình, chỉ có lực áp suất tác động lên các bề mặt vuông góc với trục x là được vẽ. Lực áp suất dư tác động theo hướng x lên một đơn vị thể tích là:

$$\frac{1}{\Delta V} \left[p\Delta y\Delta z - \left(p + \frac{\partial p}{\partial x} \Delta x \right) \Delta y\Delta z \right] = -\frac{\partial p}{\partial x} \quad (2.18)$$

Ứng suất cắt tác động theo hướng x lên một thể tích vô cùng bé được chỉ ra trên hình 2.5. Trong hình, chỉ số thứ nhất của τ chỉ trục tọa độ vuông góc với bề mặt của hình lập phương và chỉ số thứ hai chỉ ra hướng của thành phần của ứng suất. Thành phần của ứng suất tác động theo hướng vuông góc với bề mặt được bao hàm trong áp suất và như vậy không được tính đến. Như đã chỉ ra trong hình, lực dư trên một đơn vị thể tích do ứng suất nhớt gây ra theo hướng i là:

$$(f_i)_\tau = -\left(\frac{\partial \tau_{xi}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yi}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{zi}}{\partial z} \right) = -\frac{\partial \tau_{ji}}{\partial x_j} \quad (2.19)$$

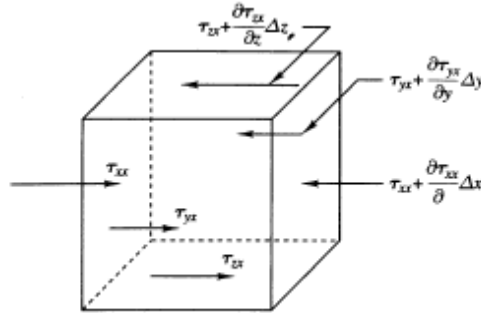
Trọng lực theo hướng i là tích của trọng lượng của phần tử được xem xét nhân với cosine của góc giữa phương thẳng đứng và hướng i .

$$(f_i)_g = -\rho g \frac{\partial h}{\partial x_i} \quad (2.20)$$

Ở đây, chiều dương của h hướng lên phía trên.

Tiếp theo, dùng các phương trình từ (2.18) tới (2.20), phương trình (2.17) trở thành

$$\rho \frac{\partial u_i}{\partial t} + \rho u_j \frac{\partial u_i}{\partial x_j} = -\frac{\partial p}{\partial x_i} - \rho g \frac{\partial h}{\partial x_i} - \frac{\partial \tau_{ji}}{\partial x_j} \quad (2.21)$$



Hình 2.5 Ứng suất cắt theo hướng x trên thể tích vô cùng bé

Phương trình (2.21) chứa tensor ứng suất cắt τ . Để có thể viết được phương trình này dưới dạng áp dụng được, tensor này nhất định phải được biểu thị dưới dạng những đại lượng cơ bản như vận tốc và những đạo hàm của nó. Để có thể làm được việc này, ta phải khảo sát kỹ các đặc tính của chất lỏng chuyển động.

2.5.2 Chuyển dịch, quay và vận tốc biến dạng

Hãy xem xét một điểm x_i^0 trong một chất lỏng mà tại đó vận tốc là \vec{u}^0 (xem hình 2.6). Tại một điểm lân cận với tọa độ là $x_i^0 + \Delta x$, vận tốc là $\vec{u}^0 + \Delta \vec{u}$. Giả thiết rằng \vec{u} là một hàm liên tục của các biến không gian thì ta có thể khai triển Taylor hàm này tại lân cận điểm x_i^0 như sau:

$$\vec{u}^0 + \Delta \vec{u} = \vec{u}^0 + \frac{\partial \vec{u}}{\partial x_i} \Delta x_i + \frac{\partial^2 \vec{u}}{\partial x_i^2} \frac{(\Delta x_i)^2}{2!} + \dots \quad (2.22)$$

Bỏ qua các số hạng bậc hai và nhỏ hơn, từ phương trình (2.22) ta có thể rút ra phương trình sau:

$$\Delta u_i = \frac{\partial u_i}{\partial x_j} \Delta x_j \quad (2.23)$$

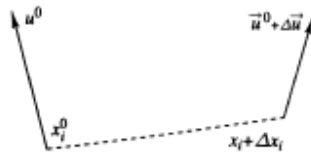
Hay, bằng cách cộng vào và trừ đi những số hạng giống nhau vào vế phải của phương trình (2.23), ta có:

$$\Delta u_i = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i} \right) \Delta x_j + \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u_i}{\partial x_j} - \frac{\partial u_j}{\partial x_i} \right) \Delta x_j \quad (2.24)$$

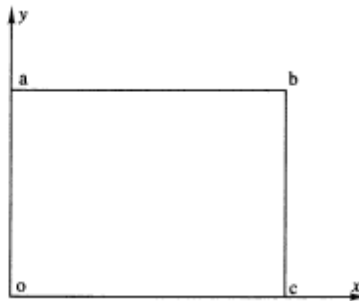
Như vậy tensor $\partial u_i / \partial x_j$ đã được chia thành một tensor bất đối xứng ω_{ij} và một tensor đối xứng d_{ij} lần lượt được định nghĩa như sau:

$$\omega_{ij} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u_i}{\partial x_j} - \frac{\partial u_j}{\partial x_i} \right) \quad (2.25)$$

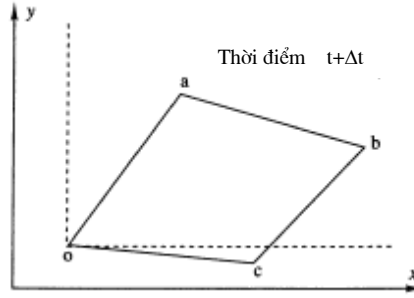
$$d_{ij} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u_i}{\partial x_j} + \frac{\partial u_j}{\partial x_i} \right) \quad (2.26)$$



Hình 2.6 Chuyển động của những điểm lân cận



Hình 2.7 Một phần tử lỏng ở vị trí ban đầu



Hình 2.8 Chuyển động của phần tử lỏng

Hãy xem xét một phần tử lỏng hình chữ nhật với một góc nằm tại gốc tọa độ, như trên hình 2.7. Chất lỏng chuyển động với vận tốc biến đổi trong không gian và vận tốc chuyển động của chất lỏng tại gốc tọa độ là \vec{u}^0 , vận tốc tại điểm a là $\vec{u}^a = \vec{u}^0 + (\partial\vec{u}/\partial y)\Delta y$, và vận tốc tại điểm c là $\vec{u}^c = \vec{u}^0 + (\partial\vec{u}/\partial x)\Delta x$. Hãy xem xét hạt lỏng này sau một khoảng thời gian Δt , như thấy trên hình 2.8. Điểm o chuyển động được một quãng đường $\vec{u}^0 \Delta t$, điểm a chuyển động được một quãng đường $\vec{u}^a \Delta t$, v.v. Bởi vì vận tốc chuyển động tại các điểm khác nhau nói chung là khác nhau một chút, phần tử lỏng đã bị biến dạng và không còn là hình chữ nhật nữa. Để có thể thấy rõ tính chất của sự biến dạng này, trước hết ta hãy xem xét trường hợp

$$\frac{\partial u_x}{\partial y} = -\frac{\partial u_y}{\partial x} \quad \text{và} \quad \frac{\partial u_x}{\partial x} = \frac{\partial u_y}{\partial y} = 0 \quad (2.27)$$

Bởi vì không có sự biến đổi vận tốc chuyển động theo hướng x dọc theo trục x , các cạnh $a-b$ và $o-c$ không dài ra và cũng không ngắn đi; tương tự, các cạnh $o-a$ và $b-c$ cũng giữ nguyên chiều dài. Sau một khoảng thời gian Δt , hạt lỏng trở thành hình dạng như trên hình 2.9. Điểm a đã chuyển động được một quãng đường dài hơn một khoảng là $\partial u_x / \partial y \Delta y \Delta t$ theo hướng x so với điểm o , và điểm c đã chuyển động được một quãng đường dài hơn một khoảng là $\partial u_y / \partial x \Delta x \Delta t$ theo hướng y so với điểm o . Góc giữa cạnh $o-a$ và phương thẳng đứng là $\partial u_x / \partial y \Delta t$; góc giữa cạnh $o-c$ và phương nằm ngang là $\partial u_y / \partial x \Delta t$.

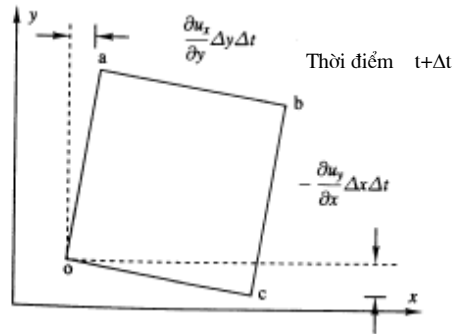
Như vậy, với những giả thiết như trên, phần tử lỏng đã trải qua một quá trình dịch chuyển vị trí và quay. Mở rộng lý luận cho ba chiều, ta thấy rằng điều kiện cho chuyển động như thế này là $\omega_{ij} \neq 0$ và $d_{ij} = 0$. Xem xét tiếp tensor ω_{ij} ta thấy rằng nó mô tả chuyển động quay của phần tử lỏng.

Để định lượng sự biến dạng của phần tử lỏng, một vector xoáy được định nghĩa như

sau:

$$\vec{\omega} = \frac{1}{2} \vec{\nabla} \times \vec{u} \quad (2.28)$$

Với ký hiệu \times biểu thị tích vector của hai vector.

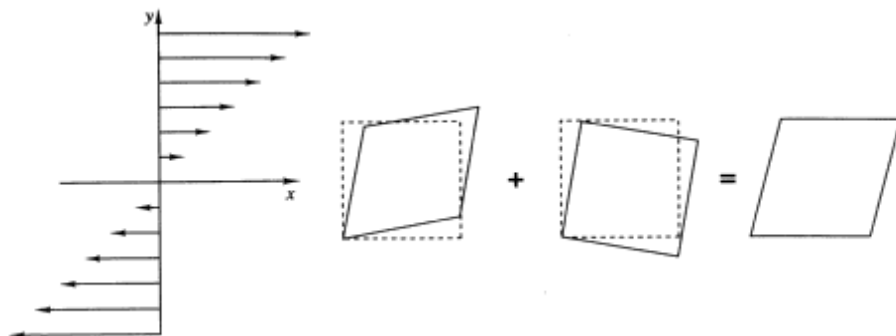


Hình 2.9 Sự quay của phần tử lỏng

Bởi vì ω_{ij} đã được xác định là vận tốc quay của phần tử lỏng, d_{ij} có thể được xem là vận tốc biến dạng của phần tử lỏng. Có nghĩa là ω_{ij} biểu thị sự quay của phần tử lỏng như là một vật rắn trong khi đó d_{ij} biểu thị sự chuyển động tương đối của các điểm khác nhau trên phần tử lỏng. Như vậy, chuyển động của một chất lỏng bao gồm:

1. một sự di chuyển của chất lỏng như với vật rắn cộng với
2. một sự quay của chất lỏng như với vật rắn (tensor bất đối xứng) cộng với
3. một sự biến dạng (tensor đối xứng).

Các hiệu ứng trên được diễn tả bằng một chuyển động đơn giản với vận tốc biến đổi như thấy trên hình 2.10. Một phần tử lỏng gần gốc tọa độ bị biến dạng và quay như trên hình vẽ để tạo ra một dòng chảy như thế này.



Hình 2.10 Dòng chảy với vận tốc biến đổi tạo ra chuyển động quay và

chuyển động biến dạng thuần túy

2.5.3 Mối liên hệ giữa vận tốc biến dạng và ứng suất – Phương trình Navier-Stokes

Trong phương trình chuyển động của chất lỏng, tensor ứng suất cắt nhất định phải được liên hệ với những tính chất vật lý của dòng chảy. Cơ sở cho mối liên hệ này là định luật Newton về tính nhớt. Nếu như có một chất lỏng với vận tốc chảy theo hướng trục x chỉ biến đổi theo hướng trục y thì ứng suất cắt tác động lên một đơn vị diện tích bề mặt vuông góc với trục y chỉ có một thành phần theo hướng x và được biểu thị như sau:

$$\tau_{yx} = -\mu \frac{du_x}{dy} \quad (2.29)$$

Trong đó μ là hệ số tỷ lệ giữa ứng suất nhớt và gradient vận tốc và được gọi là độ nhớt (hay độ nhớt động lực) của chất lỏng.

Độ nhớt là một tính chất của chất lỏng và là một hằng số cơ bản theo quan điểm cơ học chất lỏng. Một chất lỏng tuân theo định luật Newton được gọi là *chất lỏng Newton*. Các chất lỏng không tuân theo định luật này được gọi là các chất lỏng *phi Newton*. May mắn là nước và không khí trong những điều kiện thông thường nhất là các chất lỏng Newton.

Dấu âm trong phương trình (2.29) có nghĩa là động lượng được vận chuyển từ nơi cao (với vận tốc lớn) tới nơi thấp (với vận tốc nhỏ).

Dùng định luật Newton về tính nhớt, ta có thể rút ra phương trình chuyển động cơ bản của chất lỏng, phương trình Navier-Stokes như sau

$$\rho \frac{du_i}{dt} = \rho \left(\frac{\partial u_i}{\partial t} + u_j \frac{\partial u_i}{\partial x_j} \right) = -\frac{\partial p}{\partial x_i} + \mu \frac{\partial^2 u_i}{\partial x_i^2} + \rho g_i \quad (2.30)$$

với g_i là thành phần gia tốc trọng trường theo phương i .

Phương trình Navier-Stokes có thể viết dưới dạng vector như sau:

$$\rho \left(\frac{\partial \vec{u}}{\partial t} + \vec{u} \cdot \nabla \vec{u} \right) = -\nabla p + \mu \Delta \vec{u} + \rho \mathbf{g} \quad (2.31)$$

Ở đây $\Delta = \partial^2 / \partial x^2 + \partial^2 / \partial y^2 + \partial^2 / \partial z^2$ là ký hiệu của toán tử Laplace, và \mathbf{g} vector gia tốc trọng trường.

Phương trình Navier-Stokes (2.31) biểu thị sự bảo toàn động lượng của chất lỏng. Số hạng đầu tiên trong ngoặc đơn ở vế trái của phương trình này biểu thị tốc độ biến đổi địa phương của động lượng, số hạng thứ hai biểu thị tốc độ biến đổi của động lượng gây ra do

bình lưu (hay đối lưu); số hạng thứ nhất ở vế phải biểu thị sự biến đổi của động lượng gây ra bởi áp suất, số hạng thứ hai biểu thị sự khuếch tán động lượng gây ra bởi độ nhớt, và số hạng cuối cùng biểu thị sự thay đổi của động lượng gây ra bởi trọng lực.

Các phương trình Navier-Stokes cho các thành phần vận tốc dòng chảy theo các hướng (2.30) cùng với phương trình liên tục (2.11) tạo nên một hệ bốn phương trình cho bốn ẩn dùng để mô tả dòng chảy: ba thành phần vận tốc dòng chảy theo ba hướng và áp suất. Đối với các bài toán cơ học chất lỏng nói chung, mật độ của chất lỏng cũng là những đại lượng chưa biết và cần phải được xác định dựa trên phương trình trạng thái. Tuy nhiên, trong các bài toán về sóng gió, mật độ nước có thể xem là không đổi.

2.5.4 Chất lỏng lý tưởng

Một chất lỏng có độ nhớt bằng không được gọi là chất lỏng lý tưởng. Đối với loại chất lỏng này, phương trình liên tục và phương trình động lượng có thể được viết như sau:

$$\frac{\partial \rho}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x_i} (\rho u_i) = 0 \quad (2.32)$$

$$\rho \left(\frac{\partial u_i}{\partial t} + u_j \frac{\partial u_i}{\partial x_j} \right) = - \frac{\partial p}{\partial x_i} + \rho g_i \quad (2.33)$$

Phương trình (2.33) được gọi là phương trình Euler của dòng chảy. Trong các bài toán về sóng, loại trừ sóng vỡ gần bờ, sóng gần công trình và sóng trong nước rất nông, ảnh hưởng của độ nhớt là có thể bỏ qua và nước được coi là chất lỏng lý tưởng.

Đối với những vấn đề thuộc động lực sóng, nước có thể được coi là không nén được và như vậy các phương trình (2.32) và (2.33) trở thành:

$$\frac{\partial u_i}{\partial x_i} = 0 \quad (2.34)$$

$$\frac{\partial u_i}{\partial t} + u_j \frac{\partial u_i}{\partial x_j} = - \frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x_i} + g_i \quad (2.35)$$

Chuyển động của chất lỏng lý tưởng có thể coi là không xoáy mặc dù trong thực tế nó có thể quay với một tốc độ quay không đổi. Trong trường hợp này, nếu ta xem xét một hạt lỏng hình cầu, ta thấy rằng tất cả các lực là gây ra bởi áp suất và trọng lực mà không có lực gây ra do biến dạng cắt. Như vậy, tất cả các lực phải tác dụng theo hướng vào tâm của hạt lỏng và không có lực nào gây ra (hay buộc dừng lại) chuyển động quay. Điều kiện không có chuyển động quay được biểu thị như sau:

$$\frac{\partial u_i}{\partial x_j} - \frac{\partial u_j}{\partial x_i} = 0 \quad (2.36)$$

Khi một chuyển động là không xoáy, có thể biểu thị dòng chảy bằng *thế vận tốc* Φ , được định nghĩa như sau:

$$u_i = \frac{\partial \Phi}{\partial x_i} \quad (2.37)$$

Thay thế phương trình (2.37) vào (2.36) cho thấy rằng điều kiện không xoáy được tự động thỏa mãn. Ngược lại, thế vận tốc tồn tại chỉ khi nào dòng chảy là không xoáy.

Tiếp tục, ta giả thiết rằng ngoài tính không nhớt, chất lỏng là không nén được. Khi đó phương trình liên tục biểu thị phân kỳ bằng không:

$$\frac{\partial u_i}{\partial x_i} = 0 \quad (2.38)$$

Thế (2.37) vào (2.38) cho ta:

$$\frac{\partial^2 \Phi}{\partial x_i^2} = \Delta \Phi = 0 \quad (2.39)$$

Phương trình này được gọi là phương trình *Laplace's*. Bài toán dòng chảy không nhớt đã trở thành bài toán với một phương trình cho một ẩn là thế vận tốc Φ . Hơn nữa, phương trình này là tuyến tính trong khi hệ phương trình ban đầu là phi tuyến. Như vậy, các giả thiết (hay phép xấp xỉ) về tính không xoáy và tính không nén được đã cho ta những đơn giản hóa vô cùng lớn.

Một khi đã biết thế vận tốc bằng cách giải phương trình (2.39), phương trình chuyển động cho phép ta tính được áp suất. Thế định nghĩa của thế vận tốc, phương trình (2.37) vào phương trình (2.35) cho ta:

$$\frac{\partial}{\partial t} \frac{\partial \Phi}{\partial x_i} + \frac{\partial \Phi}{\partial x_j} \frac{\partial^2 \Phi}{\partial x_i \partial x_j} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x_i} + g_i \quad (2.40)$$

Số hạng thứ hai của phương trình (2.40) có thể được biểu thị là:

$$\frac{\partial \Phi}{\partial x_j} \frac{\partial^2 \Phi}{\partial x_i \partial x_j} = \frac{\partial}{\partial x_i} \left(\frac{1}{2} \frac{\partial \Phi}{\partial x_j} \frac{\partial \Phi}{\partial x_j} \right) = \frac{\partial}{\partial x_i} \frac{u_j u_j}{2} \quad (2.41)$$

Chú ý rằng $u_j u_j = u_1^2 + u_2^2 + u_3^2 = u^2$ và gia tốc trọng trường chỉ có một thành phần theo phương thẳng đứng, sau khi đã thay đổi thứ tự đạo hàm, phương trình (2.40) có thể được viết lại dưới dạng:

$$\frac{\partial}{\partial x_i} \left(\frac{\partial \Phi}{\partial t} + \frac{1}{2} u^2 + \frac{p}{\rho} + gz \right) = 0 \quad (2.42)$$

Phương trình (2.42) chỉ ra rằng đại lượng trong ngoặc đơn là không thay đổi theo các

tọa độ không gian. Như vậy, nếu như có biến đổi, nó chỉ có thể là hàm của thời gian

$$\frac{\partial \Phi}{\partial t} + \frac{1}{2}u^2 + \frac{p}{\rho} + gz = f(t) \quad (2.43)$$

Nếu chuyển động là dừng, vế phải của phương trình này trở thành hằng số. Ta có thể lấy hằng số đó bằng không và rút ra được phương trình sau:

$$\frac{1}{2}u^2 + \frac{p}{\rho} + gz = 0 \quad (2.44)$$

Phương trình này được gọi là phương trình *Bernoulli*, được rút ra với các giả thiết (1) chất lỏng không nén được, (2) dòng chảy không xoáy, và (3) dòng chảy dừng. Với hầu hết các dòng chảy, điều kiện không xoáy có nghĩa là không có ứng suất cắt và như vậy không cần điều kiện là dòng chảy không có ma sát. Với những giới hạn này, phương trình (2.44) là một phương trình cho một điểm (ngược với phương trình dạng tích phân áp dụng cho một thể tích), bởi vì nó được rút ra từ một phương trình vi phân và được áp dụng cho tất cả các điểm trong trường dòng chảy.

Chương 3 LÝ THUYẾT TUYẾN TÍNH VỀ SÓNG BỀ MẶT TRONG VÙNG NƯỚC CÓ ĐỘ SÂU KHÔNG ĐỔI

3.1 Các phương trình cơ bản và điều kiện biên

3.1.1 Các giả thiết trong lý thuyết sóng tuyến tính

Trong chương này và chương 4, chỉ có những lý thuyết cơ bản nhất về sóng đại dương được trình bày. Nói một cách khác, tất cả những hiệu ứng không quan trọng đối với hiện tượng sóng trọng lực bề mặt sẽ bị bỏ qua. Hơn nữa, để đơn giản hóa, các giả thiết sau đây được sử dụng trong lý thuyết sóng tuyến tính:

- chất lỏng không nhớt có mật độ không đổi (không nén được và đồng nhất) dưới ảnh hưởng của trọng lực;
- không có lực tác động lên bề mặt tự do phía trên của chất lỏng;
- có thể bỏ qua sức căng mặt ngoài;
- đáy của chất lỏng là đáy rắn, không thấm nước và nằm ngang;
- sóng tuần hoàn, đỉnh dài và lan truyền mà không thay đổi hình dạng.

Các thông số độc lập đủ để mô tả chuyển động sóng tương ứng với những giả thiết trên là:

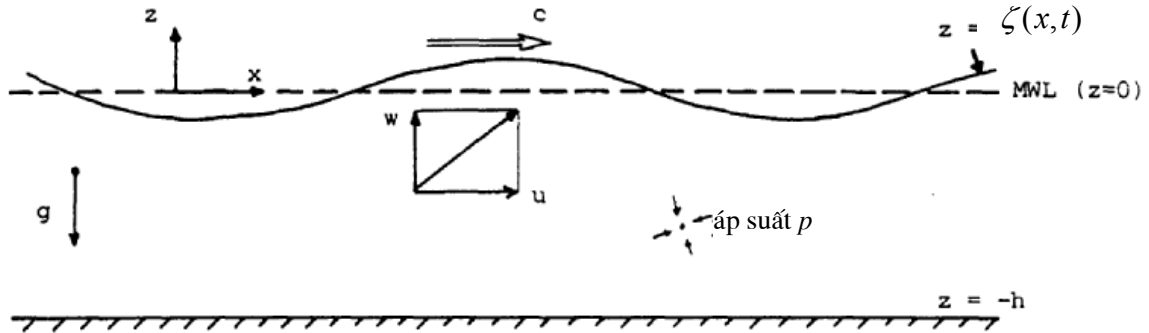
- khối lượng riêng (ρ)
- gia tốc trọng trường (g)
- độ sâu trung bình (h)
- độ cao sóng (H)
- bước sóng (L)

Độ sâu tương đối h/L là một biến quan trọng để đánh giá ảnh hưởng của đáy lên chuyển động sóng, như đã trình bày trong chương 1. Tỷ số H/L , được gọi là độ dốc sóng, là thước đo cường độ chuyển động sóng. Tỷ số này không thể vượt quá một giá trị cho trước có bậc 10^{-1} , bởi vì hiện tượng sóng vỡ.

Trong chương này, các phương trình cơ bản mô tả chuyển động sóng với những giả thiết trên sẽ được rút ra.

Bởi vì sóng được nghiên cứu là sóng tuần hoàn, có đỉnh dài (sóng hai chiều hay sóng đơn) lan truyền mà không thay đổi hình dạng, nếu hướng trục x theo hướng lan truyền của

sóng, bài toán biến thành bài toán hai chiều. Như vậy, hệ tọa độ mà chúng ta chọn sẽ giống như trên hình 3.1.



Hình 3.1 Hệ tọa độ và các thông số cần thiết

Để dàng tìm ra rằng với hệ tọa độ này, phương trình mô tả bề mặt tự do khi có một sóng truyền theo hướng trục x với tốc độ truyền sóng c có thể được viết như sau:

$$z = \zeta(x - ct) \quad (3.1)$$

Mối liên hệ giữa bước sóng, vận tốc truyền sóng và chu kỳ có thể được viết như sau:

$$L = cT \quad (3.2)$$

Các biến phụ thuộc mô tả trường dòng chảy khi có sóng là các thành phần vận tốc dòng chảy theo các trục x và z và áp suất. Các biến này lần lượt được ký hiệu lần lượt là u , w và p .

3.1.2 Điều kiện không nén được – Phương trình liên tục

Như đã chỉ ra, bài toán được xem xét có thể coi là bài toán hai chiều. Trong trường hợp này, như đã chỉ ra trong chương 2 (phương trình 2.34), điều kiện không nén được của chất lỏng dẫn đến phương trình liên tục có dạng sau:

$$\frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y} = 0 \quad (3.3)$$

3.1.3 Các phương trình động lượng

Với các giả thiết trong phần (3.1.1), phương trình động lượng cho chuyển động hai chiều của chất lỏng (các phương trình 2.35) khi có sóng có thể được viết như sau:

$$\frac{du}{dt} = \frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + w \frac{\partial u}{\partial z} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x} \quad (3.4)$$

$$\frac{dw}{dt} = \frac{\partial w}{\partial t} + u \frac{\partial w}{\partial x} + w \frac{\partial w}{\partial z} = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial z} - g \quad (3.5)$$

Các phương trình (3.4) và (3.5) không đối xứng vì có sự xuất hiện của g trong (3.5).

Hai phương trình này có thể viết dưới dạng tương tự bằng cách thế $g = (\partial/\partial z)(gz)$ vào (3.5) và cộng thêm một đại lượng bằng không $(\partial/\partial x)(gz)$ vào (3.4). Việc này cho ta một phương trình đối xứng:

$$\frac{\partial u}{\partial t} + u \frac{\partial u}{\partial x} + w \frac{\partial u}{\partial z} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{p}{\rho} + gz \right) = 0 \quad (3.6)$$

và:

$$\frac{\partial w}{\partial t} + u \frac{\partial w}{\partial x} + w \frac{\partial w}{\partial z} + \frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{p}{\rho} + gz \right) = 0 \quad (3.7)$$

Vì sóng là sóng hai chiều, chúng ta chỉ đưa ra các điều kiện biên tại mặt thoáng và tại đáy. Điều kiện động học cho chất lỏng không nhớt chỉ ra rằng không có hạt lỏng nào xuyên qua bề mặt bao bọc chất lỏng. Điều này dẫn tới các phương trình sau:

$$w = 0 \quad \text{tại } z = -h \quad (3.8)$$

và:

$$w = \frac{d\zeta}{dt} \quad \text{tại } z = \zeta(x, t) \quad (3.9)$$

Phương trình (3.9) có thể khai triển thành:

$$w = \frac{\partial \zeta}{\partial t} + u \frac{\partial \zeta}{\partial x} \quad \text{tại } z = \zeta(x, t) \quad (3.10)$$

Điều kiện biên động lực liên quan tới ứng suất. Bởi vì đáy là cứng nên không một điều kiện biên nào cần thiết tại đáy. Điều kiện không có ứng suất tại mặt thoáng cho ta:

$$p = 0 \quad \text{tại } z = \zeta(x, t) \quad (3.11)$$

Điều kiện là ứng suất cắt bằng không tại mặt thoáng không cần đưa ra ở đây vì chất lỏng được giả thiết là không nhớt, và như vậy ứng suất cắt bằng không tại tất cả mọi nơi.

Như đã chỉ ra trong chương 2, cường độ xoáy của một chất lỏng lý tưởng bằng hằng số. Như vậy, chuyển động bất đầu không có xoáy sẽ mãi mãi không xoáy.

Đối với một chất lỏng thực khi có sóng, các xoáy có thể được tạo thành trong lớp biên do sóng. Tuy nhiên, ngoại trừ đối sóng vỡ, độ dày của lớp biên khi có sóng là rất nhỏ. Bên ngoài lớp biên mỏng này, dòng chảy do sóng tạo nên có thể coi là không xoáy.

Như đã chỉ ra trong chương 2, điều kiện không xoáy đảm bảo sự tồn tại của một thế vận tốc Φ thỏa mãn phương trình Laplace:

$$\frac{\partial^2 \Phi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \Phi}{\partial z^2} = 0 \quad (3.12)$$

Trong trường hợp này, ta có thể đưa hàm $f(t)$ trong vế phải của phương trình Bernoulli (2.43) vào trong thế vận tốc mà không đánh mất tính tổng quát của bài toán. Như vậy, phương trình Bernoulli (2.43) trở thành:

$$\frac{\partial \Phi}{\partial t} + \frac{1}{2}u^2 + \frac{p}{\rho} + gz = 0 \quad (3.13)$$

Với thế vận tốc, các phương trình điều kiện biên cho dòng chảy khi có sóng ((3.8), (3.10) và (3.13)) trở thành:

$$\frac{\partial \Phi}{\partial z} = 0 \quad \text{tại } z = -h \quad (3.14)$$

$$\frac{\partial \Phi}{\partial z} = \frac{\partial \zeta}{\partial t} + \frac{\partial \Phi}{\partial x} \frac{\partial \zeta}{\partial x} \quad \text{tại } z = \zeta(x, t) \quad (3.15)$$

$$\frac{\partial \Phi}{\partial t} + \frac{1}{2} \left[\left(\frac{\partial \Phi}{\partial x} \right)^2 + \left(\frac{\partial \Phi}{\partial z} \right)^2 \right] + \frac{p}{\rho} + gz = 0 \quad \text{tại } z = \zeta(x, t) \quad (3.16)$$

Đồng thời, ta tuyến tính hóa các phương trình (3.15) và (3.16) bằng cách bỏ qua các số hạng bậc hai, tức là u^2 và v^2 , và các điều kiện biên động lực trên bề mặt (3.15) và (3.16) cho ta các điều kiện biên sau đây:

$$\frac{\partial \zeta}{\partial t} = \left(\frac{\partial \Phi}{\partial z} \right)_{z=\zeta} \quad (3.17)$$

$$\zeta = -\frac{1}{g} \left(\frac{\partial \Phi}{\partial t} \right)_{z=\zeta} \quad (3.18)$$

Để có thể sử dụng các điều kiện biên này, cần phải giả thiết thêm là biên độ của các sóng là đủ nhỏ để các phương trình (3.17) và (3.18) có thể được đơn giản hóa thành các điều kiện biên:

$$\frac{\partial \zeta}{\partial t} = \left(\frac{\partial \Phi}{\partial z} \right)_{z=0} \quad (3.19)$$

$$\zeta = -\frac{1}{g} \left(\frac{\partial \Phi}{\partial t} \right)_{z=0} \quad (3.20)$$

Cùng với các điều kiện biên (3.14), (3.19) và (3.20), cần phải chú ý rằng nghiệm vật lý của bài toán truyền sóng phải là điều hòa cả theo biến không gian x và thời gian t .

3.2 Lời giải giải tích của bài toán sóng trọng lực bề mặt

Bài toán biên hoàn chỉnh cho sóng trọng lực bề mặt có thể được phát biểu lại như sau. Phương trình vi phân:

$$\frac{\partial^2 \Phi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \Phi}{\partial z^2} = 0 \quad (3.21)$$

với các điều kiện biên:

$$\frac{\partial \Phi}{\partial z} = 0 \quad \text{tại } z = -h \quad (3.22)$$

$$\frac{\partial \zeta}{\partial t} = \left(\frac{\partial \Phi}{\partial z} \right) \text{ tại } z = 0 \quad (3.23)$$

$$\zeta = -\frac{1}{g} \left(\frac{\partial \Phi}{\partial t} \right) \text{ tại } z = 0 \quad (3.24)$$

Để giải bài toán này với các điều kiện biên, ta giả thiết rằng thế vận tốc có thể được biểu thị như sau:

$$\Phi(x, z, t) = X(x)Z(z)T(t) \quad (3.25)$$

Với X, Z và T lần lượt là các hàm chỉ của các biến số x, z và t .

Thế (3.25) vào (3.21), chúng ta có:

$$\frac{X''}{X} = -\frac{Z''}{Z} = -k^2 \quad (3.26)$$

với dấu phẩy kép biểu thị đạo hàm bậc hai và k^2 là một hằng số. Kết quả là ta có hai phương trình vi phân thường:

$$X'' + k^2 X = 0 \quad (3.27)$$

$$Z'' - k^2 Z = 0 \quad (3.28)$$

Nghiệm của (3.27) và (3.28) là $X = B \cos kx + D \sin kx$ và $Z = Ee^{kz} + Ge^{-kz}$ với B, D, E và G là các hằng số tích phân. Như vậy, nghiệm có thể viết dưới dạng:

$$\Phi(x, z, t) = (B \cos kx + D \sin kx)(Ee^{kz} + Ge^{-kz})T(t) \quad (3.29)$$

Từ quan điểm vật lý, ta có thể thấy rằng đối với sóng đơn, nghiệm nhất thiết phải là hàm tuần hoàn đơn giản của biến thời gian. Như vậy, có thể biểu thị $T(t)$ bằng các hàm $\cos \omega t$ hay $\sin \omega t$.

Có bốn tổ hợp độc lập của các số hạng thỏa mãn điều kiện tuần hoàn cả với x và t và là nghiệm của phương trình Laplace là:

$$\Phi_1 = A_1 Z(z) \cos kx \cos \omega t \quad (3.30)$$

$$\Phi_2 = A_2 Z(z) \sin kx \sin \omega t \quad (3.31)$$

$$\Phi_3 = A_3 Z(z) \sin kx \cos \omega t \quad (3.32)$$

$$\Phi_4 = A_4 Z(z) \cos kx \sin \omega t \quad (3.33)$$

Triển khai nghiệm dưới dạng này cho phép ta tìm giá trị của các hằng số tích phân. Bởi vì phương trình Laplace là tuyến tính, một tổ hợp thích hợp của các nghiệm này sẽ thỏa mãn cả phương trình Laplace và các điều kiện biên.

Các điều kiện biên (3.22) và (3.24) bây giờ sẽ được áp dụng cho nghiệm (3.30). Từ (3.30), $\partial \Phi_1 / \partial z = kA_1 (Ee^{kz} - Ge^{-kz}) \cos kx \cos \omega t$.

Áp dụng điều kiện $\partial \Phi_1 / \partial z = 0$ tại $z = -h$ cho ta $Ee^{-kh} = Ge^{kh}$. Vì vậy:

$$E = Ge^{2kh} \quad (3.34)$$

Từ đó ta có:

$$\begin{aligned} \Phi_1 &= 2A_1Ge^{kh} \frac{e^{k(z+h)} + e^{-k(z+h)}}{2} \cos kx \cos \omega t \\ &= 2A_1Ge^{kh} \cosh k(z+h) \cos kx \cos \omega t \end{aligned} \quad (3.35)$$

Áp dụng điều kiện biên tại mặt thoáng $\zeta_1 = -1/g(\partial\Phi_1/\partial t)_{z=0}$ cho ta $\zeta_1 = (2\omega A_1Ge^{kh}/g) \cosh k(z+h) \cos kx \sin \omega t$. Giá trị cực đại của ζ là biên độ a xảy ra khi $\cos kx \sin \omega t = 1$. Như vậy:

$$A_1Ge^{kh} = \frac{ag}{2\omega \cosh kh} \quad (3.36)$$

Và điều này dẫn tới:

$$\zeta_1 = a \cos kx \sin \omega t \quad (3.37)$$

Phương trình này diễn tả một hệ “sóng đứng” với bước sóng là $L = 2\pi/k$ và biên độ a . Thế vận tốc Φ_1 giờ trở thành:

$$\Phi_1 = \frac{aG \cosh k(z+h)}{\omega \cosh kh} \cos kx \cos \omega t \quad (3.38)$$

Điều kiện cần để cho Φ_1 là hàm tuần hoàn của x với bước sóng L là k được định nghĩa là $k = 2\pi/L$. Đại lượng này được gọi là số sóng.

Có thể tìm các hằng số khác trong các nghiệm cơ bản của Φ bằng phương pháp trên. Kết quả là ta có:

$$\begin{aligned} \Phi_1 &= \frac{aG \cosh k(z+h)}{\omega \cosh kh} \cos kx \cos \omega t \\ \Phi_2 &= \frac{aG \cosh k(z+h)}{\omega \cosh kh} \sin kx \sin \omega t \\ \Phi_3 &= \frac{aG \cosh k(z+h)}{\omega \cosh kh} \sin kx \cos \omega t \\ \Phi_4 &= \frac{aG \cosh k(z+h)}{\omega \cosh kh} \cos kx \sin \omega t \end{aligned}$$

Vì tính chất tuyến tính của phương trình Laplace, một tổ hợp tuyến tính của các nghiệm trên cũng là nghiệm. Như vậy:

$$\Phi = \Phi_2 - \Phi_1 = \frac{aG \cosh k(z+h)}{\omega \cosh kh} \cos(\omega t - kx) \quad (3.39)$$

Như ta sẽ chỉ ra dưới đây, phương trình (3.39) là thế vận tốc của một sóng tiến theo hướng trục x . Từ (3.24) và (3.39), ta có phương trình mô tả mặt nước:

$$\zeta = -\frac{1}{g} \left(\frac{\partial\Phi}{\partial t} \right)_{z=0} = a \sin(\omega t - kx) \quad (3.40)$$

Phương trình này tuần hoàn cả theo x và t . Nghiệm này thường được coi là nghiệm

sóng tiến. Đại lượng:

$$\psi(x, t) = \omega t - kx \quad (3.41)$$

được gọi là pha sóng.

Nếu ta chuyển động cùng với sóng sao cho tại tất cả các thời điểm t vị trí tương đối của chúng ta đối với mặt sóng là cố định. Khi đó pha $\psi(x, t) = (\omega t - kx)$ sẽ là hằng số. Tốc độ di chuyển của ta phải thỏa mãn điều kiện:

$$\frac{dx}{dt} = \frac{\omega}{k} = \frac{L}{T} = c \quad (3.42)$$

c được gọi là vận tốc pha của sóng, hay là vận tốc truyền sóng. Như vậy, phương trình (3.39) là thế vận tốc của một sóng tiến theo hướng trục x .

Ta có thể thấy rằng với phương trình (3.39) ta có thể mô tả hoàn chỉnh trường vận tốc bên dưới một sóng. Đồng thời, từ phương trình Bernoulli ta có thể xác định trường áp suất.

Bằng cách tương tự, ta có thể tìm được thế vận tốc cho một sóng tiến theo hướng âm của trục x bằng tổ hợp $(\Phi_1 + \Phi_2)$ như sau:

$$\Phi = \Phi_1 + \Phi_2 = \frac{aG \cosh k(z+h)}{\omega \cosh kh} \cos(kx + \omega t) \quad (3.43)$$

Dao động mực nước trong trường hợp này là:

$$\zeta = a \sin(kx + \omega t) \quad (3.44)$$

Tương tự ta có:

$$\Phi = -(\Phi_3 + \Phi_4) = \frac{aG \cosh k(z+h)}{\omega \cosh kh} \cos(kx - \omega t) \quad (3.45)$$

$$\zeta = a \sin(kx - \omega t) \quad (3.46)$$

và:

$$\Phi = -(\Phi_4 - \Phi_3) = -\frac{aG \cosh k(z+h)}{\omega \cosh kh} \cos(kx + \omega t) \quad (3.47)$$

$$\zeta = a \sin(kx + \omega t) \quad (3.48)$$

Các thế vận tốc (3.45) và (3.47) lần lượt trùng với (3.39) và (3.43), chỉ có điều là chúng bị lệch pha đối với gốc của hệ tọa độ.

Từ biểu thức của thế vận tốc, chúng ta có thể tìm ra một loạt các tính chất của sóng. Tính chất quan trọng nhất là sự phân tán sóng. Trước khi rút ra mối liên hệ phân tán, chúng ta hãy xem xét kỹ thế vận tốc và một số đặc tính vật lý của nó.

Chúng ta hãy xem xét một phương pháp đơn giản để tìm hàm thế vận tốc. Giả thiết rằng ta xem xét một sóng tiến. Như vậy, thế vận tốc có dạng $\Phi \sim e^{i(kx - \omega t)}$ và có thể được viết như sau

$$\Phi = Z(z)\text{Re}\{e^{i(kx-\omega t)}\} \quad (3.49)$$

Ở đây Re biểu thị phần thực của lời giải phức.

Như vậy, lời giải thực tế của bài toán có dạng:

$$\Phi = Z(z)\cos(kx - \omega t) \quad (3.50)$$

Dùng lời giải này thế vào phương trình Laplace, ta có

$$Z'' - k^2 Z = 0 \quad (3.51)$$

Lời giải của phương trình này là:

$$Z = B \cosh kz + D \sinh kz \quad (3.52)$$

Với B và D là các hằng số.

Như vậy:

$$\Phi = (B \cosh kz + D \sinh kz)\cos(kx - \omega t) \quad (3.53)$$

Điều kiện biên được thỏa mãn bởi (3.53) là:

$$\frac{\partial \Phi}{\partial z} = 0 \quad \text{tại } z = -h \quad (3.54)$$

$$\zeta = -\frac{1}{g} \left(\frac{\partial \Phi}{\partial t} \right) \quad \text{tại } z = 0 \quad (3.55)$$

Dùng (3.54), ta có $B \cosh kh - D \sinh kh = 0$. Như vậy:

$$D = B \tanh kh \quad (3.56)$$

Dùng (3.55), ta có:

$$\zeta = -\frac{B\omega}{g} \sin(kx - \omega t) \quad (3.57)$$

Định nghĩa:

$$a = -\frac{B\omega}{g} \quad (3.58)$$

với a là biên độ sóng. Như vậy:

$$\zeta = a \sin(kx - \omega t) \quad (3.59)$$

Kết quả là:

$$\Phi = \frac{ag}{\omega} \frac{\cosh k(z+h)}{\cosh kh} \cos(kx - \omega t) \quad (3.60)$$

Áp suất dưới sóng được xác định như sau:

$$p = -\rho \frac{\partial \Phi}{\partial t} - \rho g z = -\rho a g \frac{\cosh k(z+h)}{\cosh kh} \sin(kx - \omega t) - \rho g z \quad (3.61)$$

Bằng cách tương tự, ta có thể có được ba dạng lời giải của p bằng cách dùng tích các nghiệm thích hợp.

Nếu như sóng tiến lan truyền từ $-\infty$ tới ∞ theo một góc θ với trục x thì dạng

của Φ và ζ nhất định phải được biến đổi để có:

$$\Phi = \frac{ag}{\omega} \frac{\cosh k(z+h)}{\cosh kh} \cos(kx \cos \theta + ky \sin \theta - \omega t) \quad (3.62)$$

$$\zeta = a \sin(kx \cos \theta + ky \sin \theta - \omega t) \quad (3.63)$$

3.3 Mối liên hệ phân tán của chuyển động sóng

Bằng cách phối hợp điều kiện biên động học (phương trình 3.23) và điều kiện biên động lực (phương trình 3.24), điều kiện sau có thể được rút ra:

$$\frac{\partial^2 \Phi}{\partial t^2} - g \frac{\partial \Phi}{\partial z} = 0 \quad \text{tại} \quad z = 0 \quad (3.64)$$

Hãy xem xét một sóng tiến theo hướng x với thế vận tốc được cho bởi:

$$\Phi = \frac{ag}{\omega} \frac{\cosh k(z+h)}{\cosh kh} \cos(kx - \omega t) \quad (3.65)$$

ta có:

$$\begin{aligned} \frac{\partial^2 \Phi}{\partial t^2} &= -ag\omega \frac{\cosh k(z+h)}{\cosh kh} \cos(kx - \omega t) \\ g \frac{\partial \Phi}{\partial z} &= -\frac{ag^2 k}{\omega} \frac{\sinh k(z+h)}{\cosh kh} \cos(kx - \omega t) \end{aligned}$$

Thế các giá trị này vào (3.64) tại $z = 0$ cho ta:

$$\omega^2 = gk \tanh kh \quad (3.66)$$

Mối liên hệ này được gọi là mối liên hệ phân tán tuyến tính, bởi vì nó được rút ra dựa trên sự tuyến tính hóa các điều kiện biên bề mặt. Thông thường, để thuận tiện nó được gọi một cách đơn giản là mối liên hệ phân tán. Một công thức giống hệt như (3.66) cũng có thể tìm được đối với một sóng lan truyền theo hướng ngược với hướng của trục x .

Bởi vì $\omega = kc$, phương trình (3.66) có thể được viết thành:

$$c^2 = \frac{g}{k} \tanh kh \quad (3.67)$$

Phương trình (3.67) biểu thị tốc độ lan truyền của sóng bề mặt như là hàm của độ sâu h và bước sóng L . Để tìm được bước sóng, mối liên hệ phân tán (3.66) có thể được viết lại như sau:

$$L = \frac{gT^2}{2\pi} \tanh\left(\frac{2\pi h}{L}\right) \quad (3.68)$$

Với một độ sâu h và chu kỳ sóng T cho trước, bước sóng L có thể được xác định từ (3.68) bằng thuật toán thử và hiệu chỉnh. Phương trình (3.66), (3.67) và (3.68) được gọi là mối liên hệ phân tán của sóng nước.

Bây giờ, chúng ta hãy xem xét chi tiết hơn về việc phân loại sóng nước. Sóng nước

được phân thành ba loại chính căn cứ vào độ sâu tương đối của biển, được định nghĩa là tỷ số h/L , trong đó h là độ sâu của biển còn L là bước sóng. Nếu độ sâu tương đối là nhỏ hơn $1/20$ (hay $kh \leq 1/3$) thì độ sâu được xem là nhỏ so với bước sóng và sóng được gọi là sóng nước nông (hay sóng dài). Nếu tỷ số lớn hơn $1/2$ (hay $kh \geq 3$), sóng được gọi là sóng nước sâu (hay sóng ngắn). Khi mà $1/20 < h/L < 1/2$ (hay $1/3 < kh < 3$), sóng được gọi là sóng tại độ sâu trung gian và nói chung là trong điều kiện này các phương trình truyền sóng là không đơn giản. Tuy nhiên, trong đa số trường hợp, sóng có thể xem hoặc là sóng nước nông hoặc là sóng nước sâu.

Đối với trường hợp sóng nước sâu hoặc là sóng nước nông, ta có thể đơn giản hóa mối liên hệ phân tán (3.66), (3.67) và (3.68).

Với sóng nước nông, ta có thể xấp xỉ $\tanh kh = kh$ và như vậy mối liên hệ phân tán (3.67) trở nên đơn giản hơn:

$$c^2 = gh \quad (3.69)$$

Phương trình này chính là phương trình truyền sóng triều hay sóng nước dâng. Trong trường hợp này, vận tốc pha của sóng trở nên không phụ thuộc vào bước sóng (hay nói cách khác là số sóng hay chu kỳ sóng).

Đối với sóng nước sâu, ta có thể xấp xỉ $\tanh kh = 1$, và như vậy mối liên hệ phân tán (3.67) và (3.68) có thể biểu thị như sau:

$$c^2 = \frac{gL}{2\pi} \quad \text{or} \quad L = \frac{gT^2}{2\pi} \quad (3.70)$$

Như vậy, vận tốc pha và bước sóng không phụ thuộc vào độ sâu. Khi $g = 9.81 \text{ m/s}^2$, thì:

$$L = 1.56T^2 \quad (3.71)$$

Ở đây đơn vị của L là m.

3.4 Chuyển động của hạt nước và áp suất

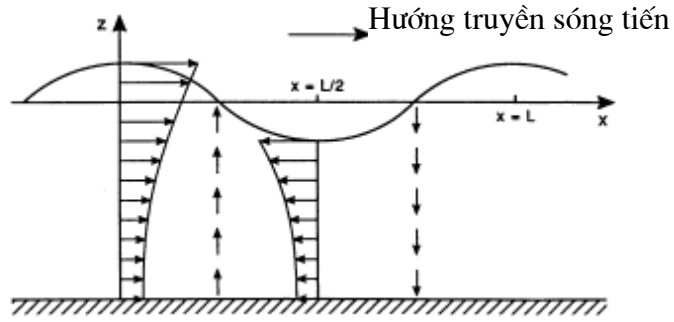
Như đã thấy, thế vận tốc của sóng có biên độ nhỏ truyền theo hướng trục x là:

$$\Phi = \frac{ag}{\omega} \frac{\cosh k(z+h)}{\cosh kh} \cos(kx - \omega t)$$

Dùng định nghĩa của các thành phần vận tốc của hạt lỏng chúng ta có thể tìm ra biểu thức của các thành phần vận tốc theo phương nằm ngang và thẳng đứng như sau:

$$\frac{dx}{dt} = u = \frac{\partial \Phi}{\partial x} = -\frac{agk}{\omega} \frac{\cosh k(z+h)}{\cosh kh} \sin(kx - \omega t) \quad (3.72)$$

$$\frac{dz}{dt} = w = \frac{\partial \Phi}{\partial z} = -\frac{agk}{\omega} \frac{\sinh k(z+h)}{\cosh kh} \cos(kx - \omega t) \quad (3.73)$$



Hình 3.2. Biến thiên của vận tốc hạt lỏng theo độ sâu.

Các phương trình này biểu thị các thành phần vận tốc do sóng gây ra tại một độ sâu z bất kỳ. Tại một độ sâu cho trước vận tốc dòng chảy là tuần hoàn cả theo x và t . Với một góc pha cho trước, $\alpha = kx - \omega t$, hàm hyperbolic của z tạo nên sự suy giảm vận tốc theo quy luật mũ từ mặt tới đáy.

Các số liệu thực nghiệm cho thấy tại $z = -L/2$ vận tốc trở nên bé tới mức có thể bỏ qua, và bên dưới độ sâu này trên thực tế là không có chuyển động (hình 3.2).

Gia tốc địa phương dễ dàng tìm được từ (3.72) và (3.73) và có thể biểu thị như sau

$$\frac{\partial u}{\partial t} = agk \frac{\cosh k(z+h)}{\cosh kh} \cos(kx - \omega t) \quad (3.74)$$

và

$$\frac{\partial w}{\partial t} = -agk \frac{\sinh k(z+h)}{\cosh kh} \sin(kx - \omega t) \quad (3.75)$$

Dịch chuyển theo phương thẳng đứng của hạt lỏng không thể lớn hơn biên độ sóng a . Vì vậy, ta giả thiết rằng dịch chuyển thẳng đứng của mỗi hạt lỏng từ vị trí trung bình của nó là nhỏ. Ta có thể tính dịch chuyển thẳng đứng và nằm ngang của hạt lỏng này từ vị trí trung bình của nó bằng cách dùng mối liên hệ:

$$x = \xi = \text{dịch chuyển nằm ngang của hạt lỏng từ vị trí trung bình.}$$

$$\begin{aligned} &= \int u dt = -\frac{agk}{\omega} \frac{\cosh k(z+h)}{\cosh kh} \int \sin(kx - \omega t) dt \\ &= -\frac{agk}{\omega^2} \frac{\cosh k(z+h)}{\cosh kh} \cos(kx - \omega t) \end{aligned} \quad (3.76)$$

và:

$$z = \eta = \text{dịch chuyển thẳng đứng của hạt lỏng từ vị trí trung bình.}$$

$$\begin{aligned}
&= \int w dt = -\frac{agk \sinh k(z+h)}{\omega \cosh kh} \int \cos(kx - \omega t) dt \\
&= \frac{agk \sinh k(z+h)}{\omega^2 \cosh kh} \sin(kx - \omega t)
\end{aligned} \tag{3.77}$$

Bằng cách dùng mối liên hệ phân tán, $\omega^2 = gk \tanh kh$, (3.76) và (3.77) có thể tiếp tục được đơn giản hóa để có được biểu thức sau:

$$\xi = -a \frac{\cosh k(z+h)}{\sinh kh} \cos(kx - \omega t) \tag{3.78}$$

$$\eta = a \frac{\sinh k(z+h)}{\sinh kh} \sin(kx - \omega t) \tag{3.79}$$

Cả hai phương trình này có thể được kết hợp để có:

$$\frac{\xi^2}{\alpha^2} + \frac{\eta^2}{\beta^2} = 1 \tag{3.80}$$

Ở đây:

$$\alpha = a \frac{\cosh k(z+h)}{\sinh kh} \tag{3.81}$$

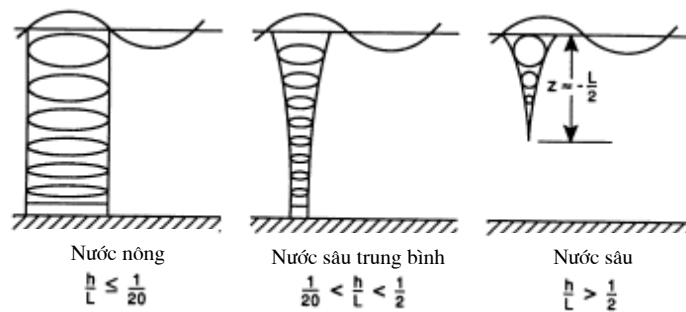
$$\beta = a \frac{\sinh k(z+h)}{\sinh kh} \tag{3.82}$$

Phương trình (3.80) diễn tả một ellipse với một nửa trục chính (nằm ngang) là α và một nửa trục phụ (thẳng đứng) là β . Quỹ đạo của hạt lỏng nói chung là có dạng hình ellipse. Dạng đặc biệt của quỹ đạo hạt lỏng tại nước sâu và nước nông có thể dễ dàng biết được bằng cách xem xét các giá trị của α và β .

Đối với sóng nước nông, có thể dễ dàng thấy:

$$\alpha = \frac{a}{kh} \quad \text{và} \quad \beta = \frac{ak(z+h)}{kh} \tag{3.83}$$

Khoảng cách dịch chuyển nằm ngang cực đại là không đổi từ mặt tới đáy đại dương. Khoảng cách dịch chuyển cực đại theo phương thẳng đứng biến đổi từ giá trị không tại đáy tới biên độ sóng a tại mặt nước.



Hình 3.3. Sơ đồ quỹ đạo của hạt nước

Đối với sóng nước sâu, các giá trị α và β được cho bởi

$$\alpha = a \frac{e^{kz} e^{kh} + e^{-kz} e^{-kh}}{e^{kh} - e^{-kh}} \quad (3.84)$$

$$\beta = a \frac{e^{kz} e^{kh} - e^{-kz} e^{-kh}}{e^{kh} - e^{-kh}} \quad (3.85)$$

Vậy, khi $h \rightarrow \infty$ ta có:

$$\alpha = ae^{kz} \quad \text{và} \quad \beta = ae^{kz} \quad (3.86)$$

Các trục chính và trục phụ có giá trị bằng nhau và như vậy quỹ đạo của hạt nước đã biến thành hình tròn. Bán kính của các hình tròn này được cho bởi công thức ae^{kz} , và như vậy suy giảm rất nhanh theo độ sâu. Trong trường hợp này khoảng cách dịch chuyển cực đại theo phương thẳng đứng tại bề mặt cũng bằng biên độ sóng a . Hình 3.3 diễn tả phác thảo về quỹ đạo chuyển động của các hạt lỏng khi có sóng.

Trường áp suất khi có một sóng tiến có thể được xác định từ phương trình Bernoulli được tuyến tính hóa như sau:

$$\frac{p}{\rho} = -\frac{\partial \Phi}{\partial t} - gz \quad (3.87)$$

Dùng thế vận tốc Φ cho một sóng tiến theo hướng trục x , phương trình (3.87) trở thành:

$$\frac{p}{\rho} = ag \frac{\cosh k(z+h)}{\cosh kh} \sin(kx - \omega t) - gz$$

Hay:

$$p = a\rho g \frac{\cosh k(z+h)}{\cosh kh} \sin(kx - \omega t) - \rho g z \quad (3.88)$$

Từ biểu thức của áp suất (3.87), có thể tìm được một loạt các đại lượng vật lý quan trọng như lực tác động của sóng và mô men.

Ký hiệu áp suất do sóng gây ra là p_+ , ta có:

$$p_+ = a\rho g \frac{\cosh k(z+h)}{\cosh kh} \sin(kx - \omega t) \quad (3.89)$$

Tại nước sâu, phương trình (3.88) trở thành:

$$p_+ = a\rho g e^{kz} \sin(kx - \omega t) \quad (kh \gg 1) \quad (3.90)$$

Tại nước nông, phương trình này trở thành:

$$p_+ = a\rho g \sin(kx - \omega t) = \rho g \zeta \quad (kh \ll 1) \quad (3.91)$$

Đây chỉ là biểu thức đối với áp suất tĩnh, một điều kiện đã được giả thiết trước đối với sóng dài.

3.5 Vận tốc nhóm và năng lượng sóng

Chúng ta hãy xem xét trường hợp một nhóm sóng được biểu thị bằng một chuỗi vô hạn các dao động thành phần. Để đơn giản hóa, ta hãy xem hai sóng chuyển động theo hướng trục x , có cùng biên độ và pha biểu thị bằng $(kx - \omega t)$. Như vậy dao động mực nước có thể được biểu thị bằng:

$$\zeta_T = a \sin(k_1 x - \omega_1 t) + a \sin(k_2 x - \omega_2 t) \quad (3.92)$$

Phương trình này có thể được viết lại như sau:

$$\zeta_T = 2a \cos \left[\frac{1}{2}(k_1 - k_2)x - \frac{1}{2}(\omega_1 - \omega_2)t \right] + a \sin \left[\frac{1}{2}(k_1 + k_2)x - \frac{1}{2}(\omega_1 + \omega_2)t \right] \quad (3.93)$$

Như vậy, điểm có biên độ bằng không sẽ là điểm phân chia các nhóm sóng đơn. Có thể tìm các điểm nút này bằng cách tìm giá trị không của thành phần cosine trong (3.93).

Bây giờ, điều kiện $\zeta_{T \max} = 0$ cho ta:

$$\frac{1}{2}(k_1 - k_2)x - \frac{1}{2}(\omega_1 - \omega_2)t = (2n + 1)\frac{\pi}{2} \quad (3.94)$$

Hay:

$$x_{node} = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{k_1 - k_2} t + \frac{(2n + 1)\pi}{k_1 - k_2} \quad (3.95)$$

Bởi vì vị trí của tất cả các điểm nút là hàm của thời gian, chúng không dừng. Tại $t = 0$ ta sẽ có các điểm nút tại $x = [(2n + 1)\pi]/(k_1 - k_2)$, $n = 0, 1, 2, 3, \dots$ v.v. Như vậy, khoảng cách giữa hai điểm nút liên tiếp là:

$$(x_2 - x_1) = \Delta x = \frac{2\pi}{k_1 - k_2} = \frac{L_1 L_2}{L_2 - L_1} \quad (3.96)$$

Tốc độ lan truyền của các điểm nút này (và như vậy là tốc độ lan truyền của nhóm sóng) được gọi là vận tốc nhóm và được biểu thị bằng:

$$\frac{dx_{node}}{dt} = c_g = \frac{\omega_1 - \omega_2}{k_1 - k_2} \quad (3.97)$$

Ở đây c_g được xác định tại giới hạn khi mà ω_1 tiến tới ω_2 , tức là $c_g = d\omega / dk$.

Ta biết rằng $\omega = ck$ và như vậy với bước sóng L và vận tốc pha c , phương trình (3.97) có thể được viết như sau:

$$c_g = \frac{d(ck)}{dk} = c + k \frac{dc}{dk} = c + k \frac{dc}{dL} \frac{dL}{dk} = c - L \frac{dc}{dL} \quad (3.98)$$

Tuy nhiên, bằng cách dùng mối liên hệ $c^2 = (g/k) \tanh kh$, vận tốc nhóm được biểu thị bằng:

$$c_g = \frac{d(ck)}{dk} = \frac{c}{2} \left(1 + \frac{2kh}{\sinh 2kh} \right) = cn \quad (3.99)$$

Trong đó:

$$n = \frac{1}{2} \left(1 + \frac{2kh}{\sinh 2kh} \right), \quad \frac{1}{2} \leq n \leq 1 \quad (3.100)$$

Đối với nước sâu $n \approx 1/2$, và đối với nước nông $n \approx 1$. Từ đó ta có thể thấy rằng bởi vì các sóng đơn luôn lan truyền nhanh hơn nhóm sóng, chúng xuất hiện ở điểm nút cuối của nhóm và chuyển động lên đầu của nhóm. Tại đây, áp suất tại điểm nút buộc chúng biến mất và sau đó lại tiếp tục xuất hiện tại điểm đầu của nhóm sóng sau.

Thí dụ 3.1

Hãy rút ra phương trình(3.99) và tìm điều kiện giới hạn cho sóng nước sâu và sóng nước nông.

Lời giải

Chúng ta biết rằng vận tốc nhóm được cho bởi:

$$c_g = \frac{d(ck)}{dk} = c + k \frac{dc}{dk}$$

trong đó $c = \sqrt{g/k} (\tanh kh)^{1/2}$. Như vậy:

$$\frac{dc}{dk} = \sqrt{g} \left(-\frac{1}{2} \right) k^{-3/2} (\tanh kh)^{1/2} + \sqrt{\frac{g}{k}} \frac{1}{2} (\tanh kh)^{-1/2} \sec^2 h^2 kh(h).$$

Như vậy:

$$\begin{aligned} k \frac{dc}{dk} &= -\frac{1}{2} \sqrt{\frac{g}{k}} (\tanh kh)^{1/2} + \frac{1}{2} \sqrt{\frac{g}{k}} (\tanh kh)^{1/2} \frac{\sec^2 h^2 kh}{\tanh kh} (kh) \\ &= -\frac{1}{2} c + \frac{1}{2} ckh \frac{1}{\sinh kh \cosh kh} = -\frac{1}{2} c + \frac{c}{2} \frac{2kh}{\sinh 2kh}. \end{aligned}$$

Vì thế:

$$c_g = c + k \frac{dc}{dk} = \frac{c}{2} \left(1 + \frac{2kh}{\sinh 2kh} \right) = cn,$$

Trong đó c_g là vận tốc nhóm, c là vận tốc pha và:

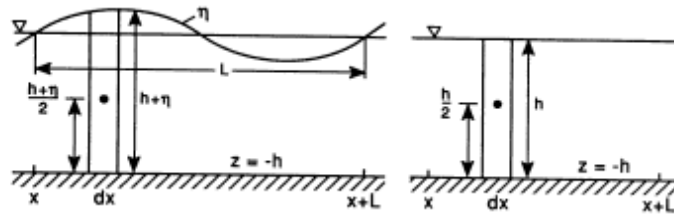
$$\frac{c_g}{c} = \frac{1}{2} \left(1 + \frac{2kh}{\sinh 2kh} \right) = n,$$

đối với độ sâu trung gian. Với nước nông $kh \rightarrow 0$, $n = 1$, và với nước sâu, $kh \rightarrow \infty$, $n = 1/2$.

Một tính chất rất quan trọng của sóng là khả năng vận chuyển năng lượng của chúng từ vùng này tới vùng khác. Như vậy, kiến thức về mật độ năng lượng và vận chuyển năng lượng là rất quan trọng để hiểu sự lan truyền của sóng.

Trong những phần trước, chúng ta đã xem xét những thay đổi của các tính chất của chuyển động sóng theo tọa độ thẳng đứng và pha. Khi xem xét năng lượng, tốt hơn là xem xét trường sóng một cách tổng quát hơn bằng cách đưa ra các định nghĩa về trung bình pha hay các đại lượng được tích phân theo phương thẳng đứng. Điều này được thực hiện với mật độ năng lượng (E) cũng như tốc độ vận chuyển năng lượng (E_f).

Chúng ta hãy tính thế năng khi mà có một sóng tiến trên bề mặt tự do. Để xác định đại lượng này, trước hết ta hãy tìm thế năng của sóng ở trên $z = -h$ tại những vị trí có sóng. Sau đó ta sẽ lấy đại lượng này trừ đi thế năng của nước yên tĩnh.



Hình 3.4 Phác thảo định nghĩa của thế năng

Thế năng (đối với $z = -h$) của một cột nước với độ cao $h + \zeta$, chiều dài dx và 1 đơn vị chiều rộng (xem hình 3.4) là:

$$\Delta(PE_1) = (\text{độ cao đối với trọng tâm}) \times g \Delta M$$

$$\Delta(PE_1) = \left(\frac{h + \zeta}{2} \right) (h + \zeta) \rho d \Delta x = \frac{(h + \zeta)^2}{2} \rho g \Delta x$$

Như vậy, thế năng trung bình trên một đơn vị diện tích bề mặt là:

$$PE_1 = \frac{\rho g}{2LT} \int_t^{t+T} \int_x^{x+L} (h + \zeta)^2 dx dt \quad (3.101)$$

Dùng $\zeta = a \sin(kx - \omega t)$, ta có:

$$PE_1 = \frac{\rho g h^2}{2} + \frac{\rho g a^2}{4} \quad (3.102)$$

Thế năng trong trường hợp lặng sóng sẽ là:

$$PE_2 = \frac{\rho g}{2LT} \int_t^{t+T} \int_x^{x+L} h^2 dx dt = \frac{\rho g h^2}{2} \quad (3.103)$$

Như vậy, thế năng trung bình do một sóng tiến trên mặt tự do gây ra sẽ là:

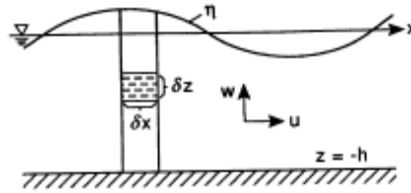
$$PE = PE_1 - PE_2 = \frac{\rho g a^2}{4} \quad (3.104)$$

Động năng của một phần tử nhỏ với chiều dài δx và chiều cao δz , chiều rộng một đơn vị chuyển động với các thành phần vận tốc u và w (như trên hình 3.5) được cho bởi công thức:

$$\delta(KE) = \frac{1}{2}(u^2 + w^2)\delta M = \frac{1}{2}(u^2 + w^2)\rho\delta x\delta z \quad (3.105)$$

Như vậy, động năng trung bình trên một đơn vị diện tích bề mặt là:

$$KE = \frac{\rho}{2LT} \int_t^{t+T} \int_x^{x+L} \int_{-h}^{\zeta=0} (u^2 + w^2) dx dz dt \quad (3.106)$$



Hình 3.5. Phác thảo định nghĩa của động năng

Dùng các thành phần vận tốc tương ứng với sóng tiến $\zeta = A \sin(kx - \omega t)$, ta có:

$$KE = \frac{\rho g a^2}{4} \quad (3.107)$$

Như vậy, năng lượng toàn phần là:

$$E = PE + KE = \frac{\rho g a^2}{2} \quad (3.108)$$

Tiếp theo, ta xem xét sự vận chuyển năng lượng qua một mặt thẳng đứng từ mặt đến đáy có chiều rộng đơn vị và vuông góc với hướng sóng tiến (như vậy $x = \text{const}$). Các hạt lỏng đi ngang qua mặt này (với vận tốc u) mang theo động năng và thế năng $((1/2)\rho(u^2 + w^2) + \rho g z)$ trên một đơn vị thể tích. Khi chúng cắt ngang mặt phẳng này, áp suất (p) tác động lên chúng và thực hiện công (với tốc độ pu trên một đơn vị diện tích).

Như vậy tốc độ vận chuyển năng lượng qua một đơn vị diện tích mặt đứng tại $x = \text{constant}$ được cho bởi:

$$\left[p + \frac{1}{2}\rho(u^2 + w^2) + \rho g z \right] u \quad (3.109)$$

Tốc độ vận chuyển trung bình thời gian của năng lượng qua một đơn vị chiều rộng tích phân theo phương thẳng đứng được định nghĩa là:

$$E_f = \int_{-h-T/2}^{\zeta} \int_{-T/2}^{T/2} \left[p + \frac{1}{2} \rho(u^2 + w^2) + \rho g z \right] u dz dt \quad (3.110)$$

Chỉ giữ lại các số hạng bậc hai, từ phương trình trên ta có phương trình gần đúng sau:

$$E_f = \int_{-h-T/2}^{\zeta} \int_{-T/2}^{T/2} p_+ u dz dt \quad (3.111)$$

Thế (3.72) và (3.89) vào (3.111) ta có:

$$E_f = Enc = Ec_g \quad (3.112)$$

Như vậy, ta thấy rằng vận tốc nhóm là vận tốc vận chuyển năng lượng.

3.6 Năng lượng của sóng phức hợp

Ta đã thấy ở trên là trong việc tính toán cả hai thành phần năng lượng sóng, ta đã dùng bình phương biên độ dao động của mặt tự do. Ta cũng đã biết rõ rằng một hàm tuần hoàn bất kỳ $\zeta(t)$ với chu kỳ $2T$ có thể biểu thị bằng một chuỗi Fourier như sau:

$$\zeta(t) = \frac{a_0}{2} + \sum_{n=1}^{\infty} \left(a_n \cos \frac{n\pi t}{T} + b_n \sin \frac{n\pi t}{T} \right) \quad (3.113)$$

với điều kiện là $\int_{-T}^T \zeta(t) dt$ hữu hạn. Ở đây a_n và b_n lần lượt là biên độ của cosine và sine

của sóng thành phần thứ n .

Có thể dễ dàng thấy rằng (3.113) có thể viết dưới dạng số phức như sau:

$$\zeta(t) = \sum_{n=-\infty}^{\infty} C_n e^{in\pi t/T} \quad \text{với } C_0 = a_0/2, \quad C_n = (a_n - ib_n)/2, \quad C_{-n} = (a_n + ib_n)/2.$$

Hệ số Fourier phức C_n có thể được xác định từ biểu thức:

$$C_n = \frac{1}{2T} \int_{-T}^T \zeta(t) e^{-in\pi t/T} dt, \quad n = 0, \pm 1, \pm 2, \dots$$

Và định lý Parseval cho các hàm điều hòa cho ta:

$$\begin{aligned}
\frac{\rho g}{2T} \int_{-T}^T \zeta^2(t) dt &= \frac{\rho g}{2T} \int_{-T}^T \zeta(t) \zeta'(t) dt = \frac{\rho g}{2T} \int_{-T}^T \zeta(t) \left(\sum_{n=-\infty}^{\infty} C_n e^{\frac{i n \pi}{T} t} \right) dt \\
&= \rho g \sum_{n=-\infty}^{\infty} C_n \left(\frac{1}{2T} \int_{-T}^T \zeta(t) e^{\frac{i n \pi}{T} t} dt \right) \\
&= \rho g \sum_{n=-\infty}^{\infty} C_n C_{-n} \\
&= \rho g \sum_{n=-\infty}^{\infty} |C_n|^2 \\
&= \rho g \left[\frac{a_0^2}{4} + \frac{1}{2} \sum_{n=1}^{\infty} (a_n^2 + b_n^2) \right]
\end{aligned}$$

Như vậy thế năng là:

$$PE = \rho g \left[\frac{a_0^2}{4} + \frac{1}{2} \sum_{n=1}^{\infty} (a_n^2 + b_n^2) \right]$$

Số hạng đầu tiên của kết quả này rõ ràng là phù hợp với (3.104) cho một sóng tiến đơn với biên độ $a_0 (= a)$.

Bài tập

1. (a) Chứng minh rằng các điều kiện biên tuyến tính tại bề mặt $z = \zeta$, biểu thị bằng thế vận tốc Φ , có thể được viết là $w = \zeta_t = -\Phi_z$ và $\Phi_{tt} - g\zeta_t = 0$

$$\left(\Phi = \frac{ag}{\omega} \frac{\cosh k(z+h)}{\cosh kh} \cos(kx - \omega t) \right)$$

- (b) Sau đó chứng minh rằng mối liên hệ phân tán là $\omega^2 = gk \tanh kh$ với h là độ sâu của biển, k là số sóng ($= 2\pi/L$), L là bước sóng, ω là tần số góc ($= 2\pi/T$), T là chu kỳ sóng và g là gia tốc trọng trường.

- (c) Viết một đoạn chương trình ngắn bằng ngôn ngữ FORTRAN để tính bước sóng (L) bằng cách sử dụng mối liên hệ phân tán với thuật toán lặp. Cho $T = 5, 10, 15$ s và độ sâu $h = 5, 10, 20$ m. Vẽ đồ thị biểu diễn kết quả đạt được. ($g = 9.81 \text{ m/s}^2$).

2. (a) Bắt đầu bằng thế vận tốc:

$$\Phi = \frac{ag}{\omega} \frac{\cosh k(z+h)}{\cosh kh} \cos(kx - \omega t)$$

chứng minh rằng cho độ sâu trung gian, các hạt lỏng bên dưới một sóng tiến chuyển

động theo những quỹ đạo ellipse kín cho bởi $x^2 / \alpha^2 + z^2 / \beta^2 = 1$, với:

$$\alpha = \frac{a \cosh k(z+h)}{\sinh kh} \quad \text{và} \quad \beta = \frac{a \sinh k(z+h)}{\sinh kh}$$

(b) Xác định quỹ đạo của hạt lỏng trong trường hợp nước sâu và nước nông.

(c) Vẽ hình để minh họa các kết quả trên.

3. Tính động năng và thế năng của một chuỗi sóng tiến tại nước sâu. Sau đó, từ điều kiện là các năng lượng đó bằng nhau, tìm công thức $c^2 = gL / 2\pi$.

Chương 4 NHỮNG LÝ THUYẾT SÓNG PHI TUYẾN CHO VÙNG CÓ ĐỘ SÂU KHÔNG ĐỔI

4.1 Giới thiệu chung

Không có một lời giải chính xác nào cho các phương trình đầy đủ về sóng được trình bày trong chương 3. Điều này là do các số hạng phi tuyến trong các điều kiện biên trên bề mặt tự do. Trong các xấp xỉ tuyến tính, các số hạng này bị bỏ qua hoàn toàn. Tuy nhiên, trong các lý thuyết phi tuyến thì chúng được tính đến bằng cách xấp xỉ. Rất nhiều lý thuyết về sóng phi tuyến với phương pháp giải quyết và mức độ chính xác của việc xấp xỉ khác nhau đã được đưa ra. Trong chương này, ta sẽ trình bày một cách định tính tổng quan về những lý thuyết này.

Lý thuyết sóng phi tuyến đầu tiên do Stokes (1847) đưa ra. Lý thuyết của ông về mặt nguyên tắc là có thể áp dụng cho tất cả các độ sâu. Tuy nhiên, trong thực tế, đối với nước nông thì kết quả lý thuyết này chỉ chấp nhận được khi mà độ cao sóng rất nhỏ. Một loại lý thuyết thứ hai là chỉ áp dụng cho các điều kiện sóng nước nông. Những lý thuyết này sẽ được trình bày trong mục 4.3.

Các lý thuyết vừa nói cho ta các biểu thức giải tích về nhiều hệ số cần thiết cho việc tính toán sóng. Các lý thuyết số trị cho ta thuật toán để xác định giá trị của các hệ số cho một tập hợp cho trước các điều kiện đầu vào. Một số lý thuyết số trị sẽ được trình bày trong mục 4.4. Vấn đề về tính đúng đắn của các lý thuyết sẽ được xử lý trong mục 4.5.

4.2 Lý thuyết Stokes

Stokes (1847) dùng phương pháp xấp xỉ liên tiếp, có thể được mô tả sơ qua như sau.

Kết quả của lý thuyết tuyến tính được dùng để tìm một xấp xỉ thứ nhất cho các số hạng phi tuyến bị bỏ qua. Việc hiệu chỉnh các kết quả của phép xấp xỉ thứ nhất (tuyến tính) của nghiệm được tiến hành bằng cách tính đến điều trên.

Bằng cách dùng nghiệm đã được hiệu chỉnh lần thứ nhất, một xấp xỉ lần thứ hai cho các số hạng phi tuyến được tiến hành. Sau đó là xấp xỉ lần thứ ba. Nếu như quá trình này hội tụ thì nó có thể cứ được tiếp tục cho đến khi đại lượng hiệu chỉnh trở nên đủ bé. Thật ra thì một giới hạn thực tế sẽ đạt được sớm mà không phải tiến hành nhiều phép xấp xỉ vì các biểu thức toán học trở nên rất dài và rất khó tìm ra các xấp xỉ bậc cao.

Như đã trình bày ở trên, các biểu thức toán học trong những xấp xỉ bậc cao rất dài. Bởi vậy, để dễ dàng hơn trong việc áp dụng những lý thuyết này, người ta đã chuẩn bị những đồ thị và bảng như là những đồ thị và bảng của Skjelbreia (1959) cho xấp xỉ bậc 3, trong đó tất cả những số hạng có bậc 3 hay nhỏ hơn được giữ nguyên và những số hạng khác bị bỏ qua.

Trong phần tiếp theo, một số kết quả sẽ được trình bày chủ yếu dưới dạng định tính. Một số phương trình của lý thuyết bậc hai sẽ được trình bày với mục đích diễn giải.

4.2.1 Mặt cắt bề mặt nước

Biểu thức bậc 2 đối với mặt nước có thể được viết như sau:

$$\zeta(S) = \hat{\zeta}_1 \cos S + \hat{\zeta}_2 \sin S \quad (4.1)$$

trong đó:

$$\hat{\zeta}_1 = a \quad (4.2)$$

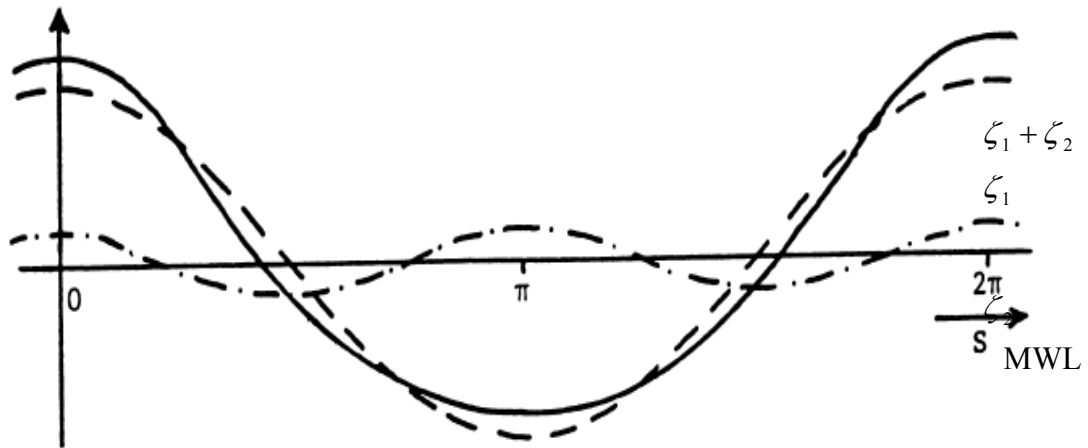
$$\hat{\zeta}_2 = \frac{1}{2}ka^2 \frac{\cosh kh(2 + \cosh 2kh)}{\sinh^2 kh} \quad (4.3)$$

Điểm $S=0$ được chọn tại một đỉnh sóng. Hình 4.1 trình bày một phác thảo của (4.1).

Một số hạng tuyến tính điển hình là tỷ lệ với $a \cos S$ hay $a \sin S$, trong đó a là biên độ của dao động mực nước trong phép xấp xỉ tuyến tính, và $S = (\omega t - kx)$ là pha. Bởi vì các thành phần phi tuyến bao gồm các tích như là u^2 , xấp xỉ đầu tiên cho các số hạng này bao gồm các số hạng tỷ lệ với $a^2 \cos^2 S = (1/2)a^2(1 + \cos 2S)$, và các số hạng tương tự với $\sin^2 S$. Điều này cũng áp dụng được cho hiệu chỉnh thứ nhất của xấp xỉ tuyến tính của nghiệm chính xác. Tiếp tục theo cách này, ta có thể tìm được những xấp xỉ liên tiếp của nghiệm chính xác dưới dạng những số hạng liên tục của một chuỗi số mũ của a (các số hạng tỷ lệ với a, a^2, a^3, \dots). Nếu a là đủ nhỏ (đối với L và h), mỗi số hạng bậc cao sẽ nhỏ hơn nhiều những số hạng bậc thấp hơn và nếu như khi đó chuỗi được kết thúc bằng một vài số hạng thì ta có thể tìm được một xấp xỉ tiện lợi.

Mặt cắt sóng dường như có các đỉnh hẹp hơn và nhọn hơn mặt cắt biểu thị bằng hàm cosine, và bụng rộng hơn và phẳng hơn. Hệ quả là mực nước tại đỉnh sóng trên mực biển trung bình (MWL) cao hơn một nửa chiều cao sóng, với giá trị vượt quá là $\hat{\zeta}_2$ (tới bậc 2).

Điều này quan trọng cho việc tính toán lực sóng tác động lên các công trình ở nước nông hay là cho việc xác định độ cao cần thiết của khoảng không giữa mặt dưới của cầu tàu hay bến mà mực MWL (còn được gọi là “khoảng không”).



Hình 4.1 Mặt cắt bề mặt nước khi có sóng xấp xỉ bằng lý thuyết bậc 2 của Stokes

Tính bất đối xứng như ở trên thường được quan sát thấy rõ ràng trong các sóng thực. Mặt cắt thực đo được như được dự báo rất tốt bằng lý thuyết Stokes bậc 2 và bậc 3 cho sóng nước sâu, nhưng sự phù hợp là kém hơn cho các điều kiện nước nông. Từ lý thuyết có thể rút ra một chỉ thị cho quá trình này, thí dụ như tỷ số của biên độ bậc hai và biên độ bậc nhất cần phải nhỏ để phương pháp tiếp cận Stokes là có giá trị. Tại nước sâu, tỷ số này là (xem các phương trình 4.2 và 4.3):

$$\frac{\hat{\zeta}_2}{\hat{\zeta}_1} \cong \frac{1}{2} ka \cong \frac{\pi}{2} \frac{H}{L} \quad (kh \gg 1) \quad (4.4)$$

Tỷ số này thường là nhỏ (lớn nhất là vào khoảng 0.2) vì rằng sóng vỡ giới hạn độ dốc có thể có của sóng. Mặt khác tại nước sâu hơn tỷ số trên trở thành (xem các phương trình 4.2 và 4.3):

$$\frac{\hat{\zeta}_1}{\hat{\zeta}_2} \cong \frac{3}{4} (kh)^{-3} ka \cong \frac{3}{32\pi^2} \frac{HL^2}{h^3} \cong 10^{-2} \times \frac{HL^2}{h^3} \quad (kh \ll 1) \quad (4.5)$$

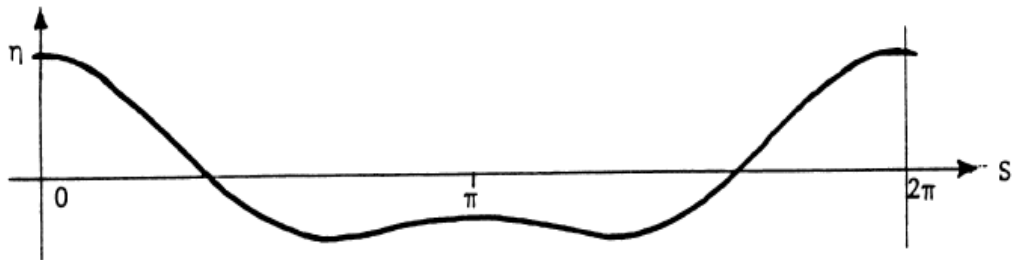
Nếu ta yêu cầu $\hat{\zeta}_2 \leq 0.2\hat{\zeta}_1$ thì bất đẳng thức sau sẽ phải được thỏa mãn:

$$\frac{HL^2}{h^3} \leq 20$$

Đây là một yêu cầu rất chặt chẽ về H/L vì rằng $L \gg h$ tại nước nông. Tỷ số $\frac{HL^2}{h^3}$ thường được gọi là số Ursell, ký hiệu bởi U_r :

$$U_r = \frac{HL^2}{h^3} \quad (4.6)$$

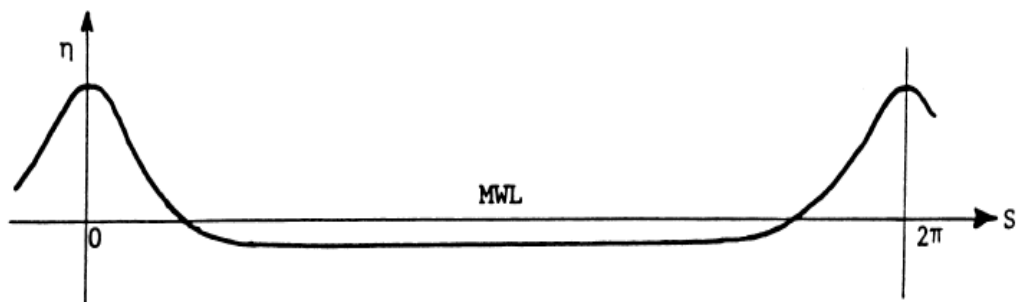
Nếu U_r là quá lớn thì chuỗi Stokes phân kỳ. Một chỉ thị cho điều này là sự xuất hiện của một cực đại thứ hai tại bụng sóng khi mà $\hat{\xi}_2 > \hat{\xi}_1 / 4$ như được phác thảo trên hình Fig. 4.2. Khi mà cực đại thứ hai tại bụng sóng không được quan trắc ở sóng thực tại nước nông thì sự xuất hiện của nó trong các kết quả tính toán chỉ ra rằng lý thuyết được sử dụng trong các điều kiện vượt quá giới hạn áp dụng của nó.



Hình 4.2 Cực đại thứ hai tại bụng sóng do lý thuyết Stokes bậc 2 dự báo tại nước rất nông.

Các đo đạc mực nước khi có sóng lớn tại nước nông cho thấy các profile mặt nước với bụng dài và phẳng cùng với đỉnh hẹp và nhọn, như chỉ ra trên hình 4.3.

Nếu profile này được xấp xỉ bằng một tổng các thành phần điều hòa dạng $\cos S$, $\cos 2S$ v.v.) thì cần có một số lượng lớn các thành phần. Điều này có nghĩa là chuỗi cần phải được tính tại một bậc rất cao. Đây là một nhiệm vụ rất khó khăn và mất thời gian, và do vậy trong thực tế, không nên áp dụng chuỗi Stokes trong các điều kiện đó, thậm chí cả khi mà nó không phân kỳ.

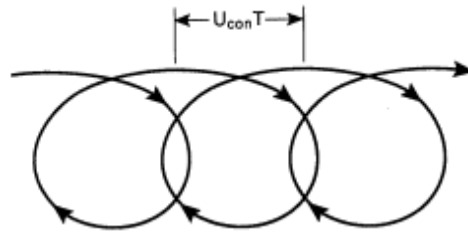


Hình 4.3 Profile mặt nước khi có sóng đo được tại nước nông.

4.2.2 Vận tốc và quỹ đạo hạt nước

Trong xấp xỉ phi tuyến, vận tốc hạt nước không còn là đối xứng qua giá trị trung bình (bằng 0 nếu chỉ có sóng). Vận tốc nằm ngang của hạt nước có dạng bất đối xứng gần giống với mặt nước. Vì vậy, vận tốc có giá trị tuyệt đối lớn hơn bên dưới đỉnh so với bên dưới bụng. Điều này ảnh hưởng mạnh tới việc tính toán áp lực sóng lên công trình, đặc biệt là trong các điều kiện nước nông. Các số hạng bậc cao trong các chuỗi vận tốc hạt nước giảm nhanh hơn theo khoảng cách dưới bề mặt so với các số hạng bậc thấp. Vận tốc ở gần đáy được dự báo khá tốt bằng lý thuyết tuyến tính.

Trong lý thuyết tuyến tính, quỹ đạo hạt nước là đối xứng cả theo phương đứng và phương ngang. Trong các lý thuyết phi tuyến, không thể bỏ qua sự bất đối xứng của vận tốc hạt nước. Vì vậy quỹ đạo hạt nước không còn là đối xứng. Sau một chu kỳ sóng thì hạt nước tiến về phía trước một chút, như vẽ trên hình 4.4.



Hình 4.4 Quỹ đạo hạt nước xấp xỉ bằng các lý thuyết sóng phi tuyến

Vậy, sóng gây ra vận chuyển khối lượng đối với hệ quy chiếu của ta. Một cách khác là ta có thể chọn một hệ quy chiếu sao cho vận tốc vận chuyển khối lượng tổng cộng dư tích phân theo phương thẳng đứng bằng 0. Trong trường hợp này các hạt nước trong phần thấp của profile thẳng đứng sẽ có vận tốc dư ngược lại và chỉ có các hạt nước ở trên là có vận tốc dư theo hướng sóng. Với độ chính xác bậc hai, vận tốc trung bình thời gian của một hạt nước tại một độ cao trung bình z_0 trong các điều kiện sóng nước sâu được cho bởi:

$$\bar{u}(z_0) = ka\omega a e^{2kz_0} \quad kh \gg 1 \quad (4.7)$$

Với nước trung bình và nước nông, lý thuyết Stokes cho dự đoán không chính xác về vận tốc vận chuyển vật chất. Điều này là do ảnh hưởng của độ nhớt (chỉ giới hạn trong lớp biên mỏng gần đáy). Longuet-Higgins (1953) đã phân tích kỹ càng về tốc độ vận chuyển vật chất do sóng gây ra tính theo các lý thuyết sóng khác nhau và có tính đến ảnh hưởng của độ nhớt.

4.2.3 Mối liên hệ phân tán và vận tốc pha

Trong xấp xỉ Stokes bậc 2, mối liên hệ phân tán giống như trong lý thuyết tuyến tính.

Trong lý thuyết bậc 3, xuất hiện một thành phần hiệu chỉnh phi tuyến tỷ lệ với bình phương độ dốc sóng. Hiệu ứng của nó là làm tăng vận tốc pha. Do vậy, vận tốc pha tại mọi độ sâu không chỉ phụ thuộc vào tần số mà còn phụ thuộc vào biên độ. Tuy rằng hiệu chỉnh là tương đối nhỏ nhưng nó thể trở nên đáng kể khi mà khác biệt trong vận tốc pha là đáng kể, như trong trường hợp nhóm sóng.

4.2.4 Hàm lượng năng lượng và vận chuyển năng lượng

Trong xấp xỉ bậc thấp nhất, hàm lượng năng lượng (E) và tốc độ vận chuyển năng lượng là tỷ lệ với a^2 . Hiệu chỉnh phi tuyến cho đại lượng này bao gồm các thành phần tỷ lệ với a^4 v.v... Năng lượng tổng cộng của sóng có độ cao nào đó trở nên nhỏ hơn giá trị tính theo lý thuyết sóng tuyến tính. Có thể thấy được điều này mà không cần các tính toán chi tiết về thế năng trung bình, bằng với $(1/2)\rho g \overline{\zeta^2}$. Với các sóng hình sin, $\overline{\zeta^2} = (1/2)a^2 = (1/8)H^2$. Tỷ số $\overline{\zeta^2} / H^2$ giảm khi mà profile trở nên nhọn hơn.

Tại nước sâu, các hiệu chỉnh phi tuyến cho E và E_f là đáng kể cho các sóng gần vỡ. Chúng là quan trọng trong nước nông, nhưng trong trường hợp đó chuỗi Stokes là không phù hợp ngoại trừ các giá trị nhỏ của độ cao sóng tương đối, như đã thảo luận ở trên.

4.3 Lý thuyết Cnoidal

Một cách tiếp cận khác cho sóng phi tuyến tại nước nông đã được Boussinesq đưa ra. Các phương trình Boussinesq mô tả sóng tại nước nông có tính đến một chút ảnh hưởng của áp suất phi thủy tĩnh xảy ra dưới đỉnh sóng khi mà độ cong là khá lớn thậm chí nếu bước sóng là lớn hơn nhiều so với độ sâu. Vì vậy, lời giải của các phương trình Boussinesq có một số tính chất của sóng dài và một số tính chất của sóng ngắn.

Lời giải của các phương trình Boussinesq biểu thị các sóng chu kỳ có dạng không đổi được diễn tả bằng một hàm có sử dụng ký hiệu "cn". Vì vậy lời giải đã được gọi là sóng cnoidal và lý thuyết tương ứng với nó là lý thuyết cnoidal. Thực ra là hiện nay một tiếp cận khác và một mức độ xấp xỉ khác đã được sử dụng nhưng do lý do nguyên nhân lịch sử, lý thuyết trên vẫn được gọi là lý thuyết cnoidal. Trong phần sau ta sẽ mô tả các kết quả của phép xấp xỉ do Skovgaard và cộng sự (1974) sử dụng. Rất nhiều thông số sóng do các tác giả xác định theo lý thuyết Cnoidal được trình bày trong bảng 4.1.

Bảng 4.1 Các thông số sóng xác định từ lý thuyết Cnoidal

HƯỚNG DẪN TÍNH SỐNG CNOIDAL

<p>1 THAM SỐ ĐỊA PHƯƠNG</p> <p>1.1 Cho: h, H và T Xác định: L, c</p> <p>Tính $L_0 = \frac{g}{2\pi} T^2$</p> <p>(= $1.561 T^2$ trong hệ SI), Kiểm tra*</p> <p>Tính H/h và $T\sqrt{g/h}$</p> <p>Tìm L/h từ bảng 2 và sau đó tính L, Xác định $c=L/T$</p> <p>1.2 Cho: h, H và L Xác định: T, c</p> <p>Kiểm tra*</p> <p>Tìm A từ bảng 1</p> <p>Xác định $c = (gh(1 + AH/h))^{1/2}$ và $T=L/c$</p> <p style="text-align: center;">* Nếu $h/L_0 > 0.10$ ($h/L > 0.13$)</p>	<p>2 NƯỚC NÔNG</p> <p>Cho: H_a và T (hoặc L_a) tại độ sâu H</p> <p>Xác định: H_b và L_b tại độ sâu h_b</p> <p>Tính L_0 và L_a sử dụng 1.1 hoặc T và L_0 sử dụng 1</p> <p>Tính U_a và tìm B_a từ bảng 1</p> <p>Tính $H_0 = 4H_a(B_a L_a / L_0)^{1/2}$</p> <p>Tính h_b/L_0 và H_b/L_0</p> <p>Kiểm tra*</p> <p>Xác định H_b/H_0 từ bảng 3 và sau đó tính H_b</p> <p>Xác định L_b sử dụng 1.1</p> <p>Lý thuyết Cnoidal không áp dụng được, sử dụng sóng dạng sin cho vùng nước sâu này</p>
---	--

CÔNG THỨC CƠ BẢN

Đại lượng (hệ SI)

A		$A \equiv \frac{2}{m} - 1 - \frac{3E}{mK}$	(1)
B		$B \equiv \frac{1}{m^2} \left[\frac{1}{3} (3m_1^2 - m_1 + (2 - 4m_1) \frac{E}{K}) - (m_1 - \frac{E}{K})^2 \right]$	(2)
c	(m/s)	$\sqrt{g h (1 + A \frac{H}{h})}$	(3)
E_f	(W/m)	$\rho g H^2 B c$	(4)
F_m	(N/m)	$2 \rho g h \Delta h$	(5)
F_p	(N/m)	$\rho g h \Delta h$	(6)
F_w	(N/m)	$3 \rho g h \Delta h$	(7)
Δh	(m)	$\frac{H^2}{2h} B$	(8)
p	(N/m ²)	$p^+ - \rho g z$	(9)
p_{max}⁺	(N/m ²)	$\rho g \left[\eta_{max} - 4h \left(1 - \left(\frac{z+h}{h} \right)^2 \right) \frac{H K^2}{g T^2} \right]$	(10)
p_{min}⁺	(N/m ²)	$\rho g \left[\eta_{min} + 4h m_1 \left(1 - \left(\frac{z+h}{h} \right)^2 \right) \frac{H K^2}{g T^2} \right]$	(11)
u_{max}	(m/s)	$c \left[\frac{\eta_{max}}{h} - \left(\frac{\eta_{max}}{h} \right)^2 - 4 \left(\frac{1}{3} - \left(\frac{z+h}{h} \right)^2 \right) \frac{H K^2}{g T^2} \right]$	(12)
u_{min}	(m/s)	$c \left[\frac{\eta_{min}}{h} - \left(\frac{\eta_{min}}{h} \right)^2 + 4 m_1 \left(\frac{1}{3} - \left(\frac{z+h}{h} \right)^2 \right) \frac{H K^2}{g T^2} \right]$	(13)
U		$U \equiv \frac{H L^2}{h^3} = \frac{16}{3} m K^2$	(14)
η	(m)	$\eta_{min} + H cn^2(\theta, m)$	(15)
η_{max}	(m)	$\eta_{min} + H$	(16)
η_{min}	(m)	$H \left(\frac{1}{m} \left(1 - \frac{E}{K} \right) - 1 \right)$	(17)
θ		$\theta \equiv 2K \left(\frac{z}{T} - \frac{x}{L} \right)$	(18)

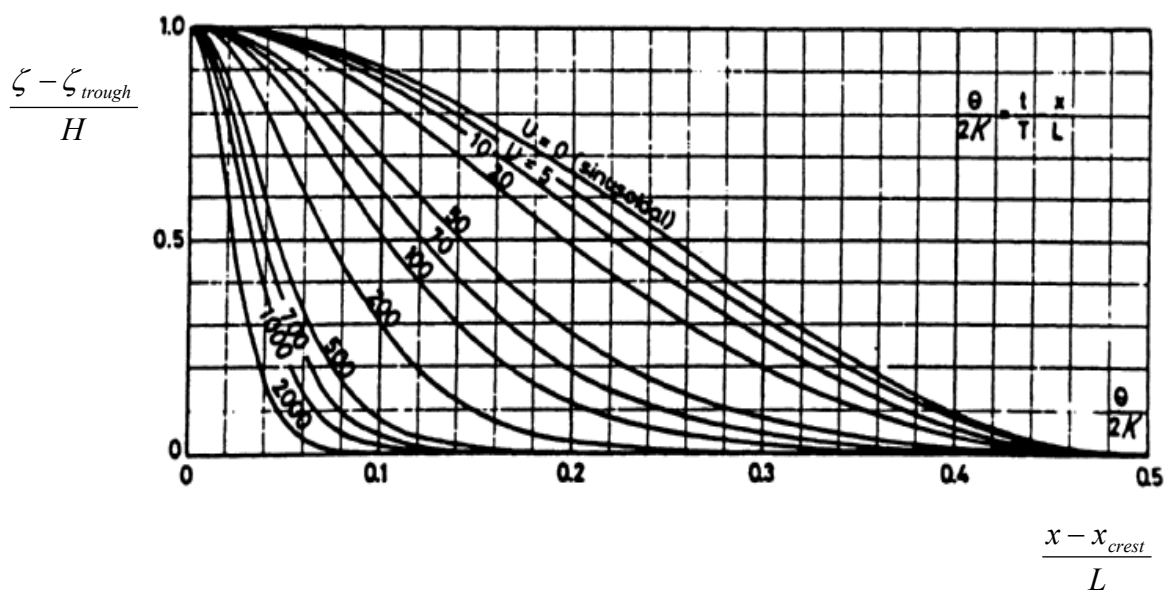
Bản tóm tắt các phương trình lý thuyết Cnoidal (Skovgaard và cộng sự, 1974)

Trước khi đi vào chi tiết, ta hãy đưa ra hai nhận xét chung. Thứ nhất là lý thuyết cnoidal về bản chất chỉ giới hạn cho điều kiện nước nông với tiêu chuẩn $h/L_0 \leq 1$

(hay $T(gh)^{\frac{1}{2}} \geq 8$) là thoả mãn. Thứ hai, một thông số quan trọng trong lý thuyết là số Ursell ($U_r = HL^2/h^3$, phương trình 4.6). Các hàm toán học dạng cnoidal mô tả nghiệm cho một giá trị nào đó của U_r được giảm xuống cho hai trường hợp giới hạn: $U_r \rightarrow 0$ và $U_r \rightarrow \infty$. Trường hợp đầu tiên tương ứng với $H/h \rightarrow 0$ (vì rằng $L/h \gg 1$ trong lý thuyết cnoidal). Các kết quả trong trường hợp này trở thành các kết quả của lý thuyết sóng tuyến tính cho vùng nước nông. Trường hợp giới hạn thứ hai tương ứng với $L/h \rightarrow \infty$ (vì H/h là giới hạn; thực tế là đã giả thiết rằng $H/h \ll 1$). Điều này dẫn tới tên gọi là sóng cô lập.

4.3.1 Profile mặt nước

Profile mặt nước dự báo theo lý thuyết cnoidal chỉ phụ thuộc vào U_r (xem hình 4.5). Với $U_r \rightarrow 0$, profile mặt nước có dạng hình sin. Khi giá trị U_r tăng lên, đỉnh sóng trở nên nhọn hơn và bụng sóng trở nên dài hơn và phẳng hơn. Nói chung các profile dự báo phù hợp tốt với các profile đo đạc được.



Hình 4.5 Các profile mặt nước dự báo theo lý thuyết sóng Cnoidal (Skovgaard và cộng sự, 1974).

4.3.2 Vận tốc và quỹ đạo hạt lỏng

Trong lý thuyết sóng cnoidal bậc nhất, vận tốc nằm ngang của hạt lỏng là gần như tỷ lệ với mực mặt nước và thay đổi theo khoảng cách từ đáy theo một đường parabol. Có thể tham khảo Skovgaard và cộng sự (1974) về các công thức với u_{max} và u_{min} (Bảng 4.1).

4.3.3 Vận tốc pha

Vận tốc pha trong lý thuyết sóng cnoidal có bậc biên độ là $(gh)^{\frac{1}{2}}$, hơi giảm hơn một chút vì giá trị giới hạn của tỷ số giữa bước sóng và độ sâu (hiệu ứng phụ thuộc vào tần số như trong lý thuyết cho sóng ngắn) và tăng lên một chút do ảnh hưởng của tính hữu hạn của biên độ (hiệu ứng phi tuyến).

4.3.4 Hàm lượng năng lượng và tốc độ vận chuyển năng lượng

Năng lượng thế trung bình trên một đơn vị diện tích (PE , phương trình 3.103) là tỷ lệ thuận với $\overline{\zeta^2}$. Với một mặt sóng dạng hình sin, $\overline{\zeta^2} = H^2 / 8$. Với mặt sóng cnoidal với dạng mặt nước phụ thuộc vào U_r , tỷ số $B = \overline{\zeta^2} / H^2$ là một hàm giảm của U_r .

Với phép xấp xỉ bậc thấp nhất, tốc độ vận chuyển năng lượng trong sóng cnoidal được tính từ (3.111), với p_+ cho bởi xấp xỉ tĩnh học $p_+ = \rho g \zeta$, và u bởi biểu thức tuyến tính cho sóng dài $u = c \zeta / h$. Điều đó cho

$$E_f = \frac{1}{T} \int_{-h-T/2}^0 \int_{-T/2}^{T/2} p_+ u dz dt = \rho g c \overline{\zeta^2} = B \rho g H^2 c \quad (4.8)$$

Thực ra, p_+ không phải là thủy tĩnh và giá trị tuyệt đối của nó nhỏ hơn $\rho g \zeta$ tại các điểm thấp hơn MWL. Vì vậy, (4.8) tính quá tốc độ vận chuyển năng lượng.

4.4. Các lý thuyết số

Các lý thuyết ở trên cung cấp các biểu thức giải tích cho các hệ số xuất hiện trong các chuỗi số mũ giả thiết với bậc chính xác cho trước. Sự phức tạp của các biểu thức tăng nhanh với sự gia tăng của bậc chính xác. Vì lý do đó mà các xấp xỉ giải tích bậc cao là không khả thi. Tuy nhiên có thể đưa ra các thuật toán để tính các hệ số này bằng phương pháp số trị. Theo cách này, có thể dùng các xấp xỉ có độ chính xác rất cao (khoảng 100) để mở rộng phạm vi áp dụng của lý thuyết và tăng cường độ chính xác. Các lý thuyết thuộc dạng này được gọi là các lý thuyết số trị. Cần nhận thấy rằng tên này không có nghĩa là lời giải số trị cho các phương trình vi phân cơ bản, thí dụ như bằng phương pháp sai phân hữu hạn hay phần tử hữu hạn.

Một lý thuyết được biết đến rất rộng rãi là lý thuyết hàm dòng do Dean (1965) xây

dụng. Việc sử dụng nó khá dễ dàng nhờ việc xuất bản các bảng (Dean, 1974). Các bảng này đã được xây dựng để áp dụng cho kỹ thuật. Ngoài các thông số khác, nó chứa số liệu về vận tốc pha, vận tốc hạt lỏng, gia tốc và áp lực cũng như moment sóng trên các hình trụ đứng. Các đại lượng này được lập bảng cho 10 độ sâu tương đối 10 (h/L_0 trong khoảng từ 0.02 tới 2) và 4 độ cao sóng tương đối ($H/H_{\max} = 1/4, 1/2, 3/4$ và 1, trong đó H_{\max} là độ cao cực đại của sóng có bước sóng hay chu kỳ cho trước tại một độ sâu cho trước).

Chaplin (1980) đã xây dựng một phiên bản nữa của lý thuyết hàm dòng có độ chính xác cao hơn cho các sóng rất dốc. Ông đã so sánh kết quả của mình và các kết quả của Dean (1974) với kết quả của lý thuyết chính xác của Cokelet (xem dưới đây). Các giá trị tính theo các bảng của Dean là chính xác với ba giá trị nhỏ của H/H_{\max} , nhưng với $H/H_{\max} = 1$ có một sự sai khác lớn (cụ thể là sai số 30% trong vận tốc hạt nước cực đại).

Rienecker và Fenton (1981) đã đưa ra những cải tiến về lý thuyết hàm dòng và một thuật toán để tính tập hợp các hệ số bằng một sơ đồ lặp hiệu quả với tốc độ hội tụ nhanh.

Một lý thuyết số trị khác do Cokelet (1977) đề xuất đã sử dụng mối liên hệ giữa các hệ số của các bậc khác nhau để mở rộng lời giải tới các bậc rất cao. Thêm vào đó, Cokelet dùng một kỹ thuật toán đặc biệt để cải tiến cách lấy tổng của các chuỗi được tạo thành. Bằng cách đó ông đã có thể tính toán rất nhiều đặc tính của sóng với độ chính xác tới hai chữ số sau dấu phẩy, thậm chí cho sóng cao nhất có thể có như đã được kiểm chứng bằng cách so sánh với các lý thuyết đã được xây dựng độc lập cho trường hợp đặc biệt này. Có vẻ như từ khía cạnh thực tế, công trình của Cokelet có thể được xem là cho một lời giải chính xác về các vấn đề cổ điển như các sóng trọng lực bề mặt phi tuyến và không xoáy. Kết quả của ông có thể được dùng như tiêu chuẩn để đánh giá các lý thuyết xấp xỉ khác nhau. Cokelet đã trình bày các bảng về các tính chất độc lập về pha và trung bình của sóng mà không phải là các giá trị tức thời như vận tốc và gia tốc hạt lỏng. Việc sử dụng lý thuyết của ông vào thực tế kỹ thuật yêu cầu phải viết một số chương trình máy tính khá phức tạp.

Cuối cùng là cần phải kể đến công trình của Williams (1985) người đã phát triển một công thức thay thế có khả năng hội tụ nhanh ngay cả với những sóng cao nhất. Các kết quả của ông, kể cả áp suất thay đổi theo pha và vận tốc, gia tốc và dịch chuyển nằm ngang và thẳng đứng đã được lập thành bảng.

4.5 Giới hạn áp dụng của các lý thuyết khác nhau

Trước khi tìm ra lời giải có độ chính xác cao, một câu hỏi thông thường nhất là các xấp xỉ bậc thấp (như Stokes bậc 1, 2 hay 3 hay cnoidal bậc 1 hay 2) là áp dụng được cho một phối hợp cho trước của độ dốc sóng và độ sâu tương đối. Vì vậy, người ta đã cố gắng xác lập

giới hạn áp dụng của các xấp xỉ bậc thấp.

Từ quan điểm học thuật, việc xác lập miền áp dụng là một việc làm không phù hợp sau khi Cokelet và những người khác đã tìm được lời giải bậc cao hầu như là chính xác.

Không có một câu trả lời duy nhất cho câu hỏi là xấp xỉ bậc thấp nào của một tập hợp các xấp xỉ cho trước là áp dụng phù hợp nhất cho một phối hợp cho trước của H/L và h/L . Câu trả lời phụ thuộc vào các thông số dùng để so sánh (vận tốc pha, độ cao cực đại của đỉnh sóng v.v...).

Từ quan điểm thực tế, việc quyết định dùng xấp xỉ này hay xấp xỉ kia phụ thuộc không chỉ vào độ chính xác có thể đạt được mà còn phụ thuộc vào độ chính xác mà bài toán thực tế yêu cầu và công sức phải bỏ ra. Trong mỗi liên hệ này, cần nhận thấy rằng việc chỉ chú ý tới độ chính xác vài phần trăm chẳng có ý nghĩa đáng kể nếu các số liệu đầu vào có sai số khoảng 10% hay 20%.

Vì rằng có rất nhiều lý thuyết nên khi xem xét khả năng cũng như công sức có thể bỏ ra của người làm nghiệp vụ, không thể đưa ra một nhận xét chung nào về xấp xỉ nào là xấp xỉ tốt nhất. Tuy nhiên, các nhận xét sau có thể được xem như là hướng dẫn chung:

Một xấp xỉ bậc cao không nhất thiết là tốt hơn một xấp xỉ bậc thấp vì rằng chuỗi sử dụng có thể phân kỳ. Ví dụ như với các giá trị của số Ursell lớn, lý thuyết Stokes bậc 1 (lý thuyết tuyến tính) cho kết quả xấp xỉ của vận tốc hạt nước lớn hơn so với xấp xỉ Stokes bậc 2 và bậc 3. Điều nói trên cũng đúng cho các lý thuyết cnoidal.

Tính phi tuyến là tương đối quan trọng với các giá trị địa phương (như độ cao đỉnh sóng, vận tốc hạt nước cực đại) hơn là đối với các giá trị chung (vận tốc pha, hàm lượng năng lượng trung bình v.v...). Biên độ tương đối của các thành phần phi tuyến giảm theo độ sâu dưới bề mặt tự do.

CHƯƠNG 5 CÁC ĐẶC TRƯNG CỦA SÓNG DO GIÓ TẠO RA

5.1 Cơ chế tạo sóng do gió

5.1.1 Profile vận tốc gió và ứng suất gió trên mặt biển khơi

Loại trừ một số rất ít loại sóng gây ra do các nguyên nhân khác (như do tàu thuyền đi qua v.v...) thì sóng biển là do gió tạo ra. Gió tác động lên mặt nước một ứng suất nhất định. ứng suất này thông thường được đại diện bằng vận tốc ma sát. Vận tốc gió trên mặt biển thường được biểu diễn bằng một chỉ số là độ cao đo vận tốc gió tính bằng m từ mực nước biển (MWL) . Thí dụ, biểu thị vận tốc gió tại độ cao 10 m trên mực nước biển. Giá trị vận tốc gió này thường được chấp nhận để sử dụng cho hầu hết các hoạt động trên biển. Một giá trị rất thông dụng của vận tốc gió là giá trị tại độ cao 19,5m, bởi vì nhiều máy đo vận tốc gió trên các tàu lớn được đặt ở độ cao này. Tốc độ gió có thể được đo bằng m/s, km/h, dặm/giờ, hay knots (hải lý trên giờ). Các giá trị này liên hệ với nhau như sau:

$$1 \text{ m/s} = 3.6 \text{ km/h} = 2.24 \text{ dặm/h} = 1.94 \text{ knots}$$

Profile tốc độ gió trên biển khơi được Pierson (1964) chấp nhận là tốc độ gió do Sheppard (1958) đề nghị cho các điều kiện của biển khơi là

$$U_y / U_{10} = 1 + (C_{10}^{1/2} \ln y / 10) / k \quad (5.1)$$

với U_y là vận tốc gió tại độ cao y trên mặt biển, C_{10} là một hệ số trở kháng phụ thuộc vào vận tốc gió, và k là hằng số von Karman (= 0.4). Ứng suất gió tác động lên bề mặt nước được cho như sau:

$$\tau = \rho_a u_*^2 \quad (5.2)$$

với ρ_a là mật độ không khí và u_* là vận tốc ma sát gần mặt nước. Ứng suất này còn có thể được biểu thị như sau:

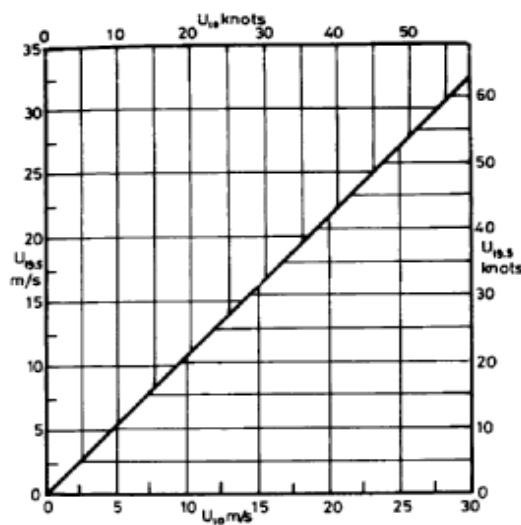
$$\tau = \rho_a C_y U_y^2 \quad (5.3)$$

với C_y là hệ số trở kháng, biến đổi theo vận tốc gió. Ứng suất này bị ảnh hưởng bởi độ gồ ghề của mặt nước do sóng gây ra.

Giá trị của hệ số C_{10} như trong phương trình (5.1) đã được Sheppard (1958) và Wilson (1960) rút ra, và được Wu (1969) tổng kết lại. Silvester (1974a) đã dùng một số kết quả để vẽ đồ thị và đề nghị một mối liên hệ sau:

$$C_{10} = 0.00065U_{10}^{1/2} \quad (5.4)$$

đối với U_{10} nhỏ hơn 15 m/s và một giá trị không đổi $C_{10} = 0.0024$ với U_{10} lớn hơn hoặc bằng 15 m/s. Thế vào phương trình (5.1) cho ta các giá trị của vận tốc gió tại các độ cao như chỉ ra trên hình 5.1. Giá trị của hệ số này tại các độ cao khác được rút ra nhờ sử dụng phương trình (5.1).



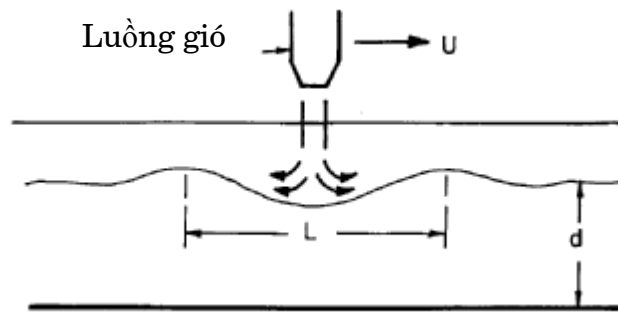
Hình 5.1 Liên hệ giữa vận tốc gió tại 10m và 19.5m trên mực nước biển

5.1.2 Các lý thuyết về cơ chế tạo sóng do gió

Gió có thể tạo ra dòng chảy trong biển do tác dụng một ứng suất vào bề mặt biển, hoặc là tạo sóng do các biến động áp suất. Một khi đã có gió thì sẽ có những xoáy rối do gió gây ra. Các xoáy rối này được gió vận chuyển đi theo hướng gió, đồng thời chuyển động lên xuống phía trên bề mặt nước. Những biến động áp suất gây ra do chuyển động của các xoáy rối này sẽ tạo ra những dao động trên bề mặt nước và như vậy tạo ra sóng. Dòng chảy do gió tạo ra trên bề mặt cũng ảnh hưởng tới nước ở một độ sâu nào đó.

Sự lồi của bề mặt nước gây ra bởi các xoáy rối là rất nhỏ, tuy nhiên, khi được duy trì trong một khoảng thời gian nào đó cùng với phần lồi lên của mặt nước do nó tạo ra, nó sẽ phát triển. Điều này cũng giống như một luồng gió chạy trên mặt nước như trong hình 5.2 mà độ lớn của tốc độ gió sẽ tạo nên một bước sóng nào đó. Nếu như luồng gió đứng yên thì sẽ không có sóng tạo thành. Nếu như nó chuyển động chậm thì phần lồi xuống sẽ tự biến mất. Tuy nhiên,

nếu như nó chuyển động với tốc độ bằng với tỷ lệ giữa bước sóng và chu kỳ, sóng sẽ lớn lên. Rối trong không khí là rối ba chiều, vì vậy, các chỗ lồi là ngẫu nhiên cả về không gian và thời gian. Như vậy, sóng được tạo thành tại rất nhiều hướng mà chỉ những sóng chuyển động cùng tốc độ với các xoáy rối là lớn lên. Góc cộng hưởng với hướng gió càng lớn thì chu kỳ sóng càng nhỏ, và sóng có chu kỳ lớn nhất là sóng chuyển động theo hướng gió.



Hình 5.2 Sóng gây ra bởi một luồng gió chuyển động (Theo Silvester và Hsu, 1997)

Một khi gió đã thổi thì nó sẽ tạo ra rất nhiều sóng có độ cao và chu kỳ khác nhau. Một khi sóng đã tạo ra được một khoảng thời gian đủ dài, các sóng ngắn sẽ phát triển đến một độ cao tới hạn nào đó và sau đó nó sẽ bị vỡ. Các sóng dài cũng giúp cho các quá trình này bằng cách làm giảm bước sóng của các sóng ngắn nằm trên đỉnh của nó (Longuet Higgins và Stewart 1960; Wu 1971) và làm cho chúng vỡ trên mặt trước của các sóng này (hiện tượng sóng bạc đầu). Đây cũng là một phương pháp dịch chuyển năng lượng từ các sóng thành phần ngắn tới các sóng thành phần dài và làm tăng độ cao của các sóng thành phần dài. Khi mà đà và thời gian tác động của gió tăng lên, tổng năng lượng của sóng sẽ tăng lên tới khi bão hoà và tất cả năng lượng gió hấp thụ được sẽ bị tiêu tán do sóng vỡ. Trạng thái này được gọi là sóng phát triển hoàn toàn hay FAS. Khi đó các đặc trưng sóng phụ thuộc vào tốc độ gió dừng mà không phụ thuộc vào đà hay thời gian tác động của gió.

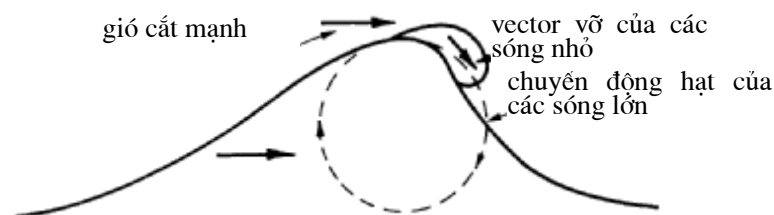
Ở đây sẽ trình bày ngắn gọn bốn giai đoạn tạo sóng xảy ra đồng thời, đã được Silvester (1974a) và rất nhiều nhà nghiên cứu khác thảo luận rất kỹ. Các cơ chế này là cộng hưởng, dòng cắt, hiệu ứng che chắn và sóng vỡ.

Phillips (1957) đã có những đóng góp đáng kể cho ngành hải dương học bằng cách đề ra rằng các nhiễu động ngẫu nhiên của áp suất trên bề mặt nước là nguồn gốc của chuyển động sóng. Các dao động áp suất này phải tác động trong một khoảng thời gian đáng kể trong lúc chuyển động trên mặt nước với một vận tốc bằng vận tốc truyền sóng. Các xoáy rối nhỏ gần mặt nước chuyển động chậm hơn các xoáy rối lớn nằm cách xa mặt nước hơn. Tuy nhiên, các sóng có chu kỳ khác nhau có thể được tạo thành đồng thời, và như đã trình bày ở trên, các sóng

nhỏ hơn phát triển nhanh hơn. Những dao động này không nhất thiết phải lan truyền theo hướng gió, mà có thể lan truyền theo một hướng tạo với hướng gió một góc nào đó. Quá trình cộng hưởng này chỉ áp dụng cho các sóng có độ cao rất nhỏ và không được tính đến khi nghiên cứu liên kết biển khí. Sau quá trình bắt đầu này, các quá trình tạo sóng khác xảy ra.

Đồng thời với thời điểm mà Phillips công bố lý thuyết của mình, Miles (1957) đưa ra lý thuyết dòng chảy cắt dựa trên phân bố logarit của vận tốc gió theo phương thẳng đứng. Tuy rằng bỏ qua các dao động rối, lý thuyết này tính đến áp suất tác dụng theo phương thẳng đứng với bề mặt nước. Nó giả thiết rằng mặt nước ban đầu bị nhiễu động khi có gió thổi ở phía trên sẽ tạo ra những vùng hút và nén không cùng pha với sóng. Điều đó gây ra lực tác động lên mặt sau của đỉnh sóng làm cho mặt nước tại đây chuyển động xuống phía dưới. Việc này giúp cho sóng phát triển. Tuy nhiên, lý thuyết này trở nên bất cập khi mà các đường dòng tách khỏi bề mặt đỉnh sóng. Khi đó, sự phát triển của sóng cần được giải thích bằng một số cơ chế khác. Stewart (1961) đã làm việc này.

Hai lý thuyết trên bổ sung cho nhau vì rằng cộng hưởng do rối tạo ra những dao động ban đầu với một phổ chu kỳ rộng, trong khi dòng chảy cắt giúp cho các sóng ngắn hơn phát triển. Cộng hưởng tạo ra sự gia tăng năng lượng một cách tuyến tính, trong khi cơ chế thứ hai tạo ra sự gia tăng năng lượng theo hàm mũ. Các sóng có vận tốc truyền gần với tốc độ gió (hay $c/U \rightarrow 0.8$) có thể đạt tới độ dốc tới hạn (H/L) chỉ bằng cách phát triển theo cơ chế cộng hưởng. Các sóng ngắn hơn ($c \ll U$) sẽ vượt qua giai đoạn phát triển tuyến tính và phát triển theo hàm mũ trước khi đạt tới giới hạn này. Phillips và Katz (1961) đã tính thời gian thực hiện việc chuyển đổi này đối với các sóng có chu kỳ khác nhau. Longuet-Higgins và những người khác (1963) đã đo sóng bằng phao và kết luận rằng 90% dao động áp suất không khí là phối hợp với sóng và chỉ 10% là phối hợp với rối do gió.

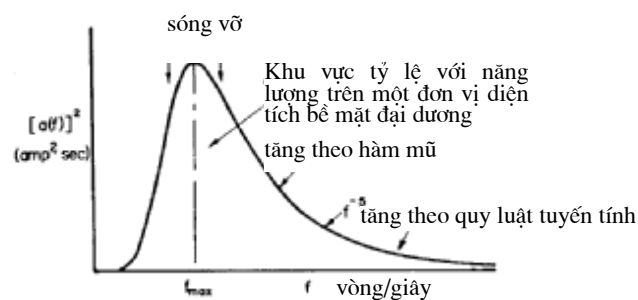


Hình 5.3: Sự chuyển dịch động năng có thể có từ các sóng ngắn bị vỡ cho các sóng có chu kỳ dài (theo Silvester và Hsu, 1997)

Sóng tiếp tục phát triển quá các điều kiện được Miles dự báo bằng một cơ chế gọi là hiệu ứng che chắn. Điều này có nghĩa là tồn tại một lực hút ở mặt trước và một lực đẩy ở mặt sau của các sóng đã hình thành. Stanton (1937) đã khẳng định sự tồn tại của cơ chế này và nhờ nó mà

Jeffreys (1925) đã giải thích quá trình hình thành sóng một cách hoàn chỉnh. Chỉ có áp suất tác dụng theo phương vuông góc với mặt nước là được tính đến còn lực tác dụng theo phương tiếp tuyến với bề mặt là bị bỏ qua. Vì các hạt nước tại đỉnh sóng chuyển động theo hướng gió, đường như là bất kỳ một ứng lực nào tác động lên nó cũng có xu hướng gia tăng đường kính của quỹ đạo hạt, tức là gia tăng độ cao sóng. Hino (1966) liên kết các phương trình của Phillips và Miles mà không dùng một yếu tố thực nghiệm nào. Ông đã chứng minh rằng ở trạng thái FAS, đóng góp của áp suất trong ứng lực toàn phần đạt tới 100%, trong lúc tại đầu đón gió của đà, đóng góp này chỉ là 50%. Điều này có thể hiểu được là vì độ gồ ghề của bề mặt nước tăng lên dọc theo đà, và như vậy cho phép gió tác động tốt hơn tới sóng. Trạng thái ổn định sẽ đạt tới khi mà năng lượng hấp thụ được từ gió được tiêu tán bởi sóng vỡ, rồi, nhiều hiệu ứng khác và dòng chảy gió.

Sóng vỡ là một phần rất quan trọng của quá trình tạo sóng mà nhiều nhà nghiên cứu cho là một cơ chế tiêu tán năng lượng. Tuy nhiên, khi mà sóng vỡ, như đã chỉ ra trên hình 5.3, động năng có thể được chuyển đổi sang chuyển động quỹ đạo của các hạt nước mặt. Quá trình vỡ trên đỉnh của các sóng dài hơn có thể được gia tăng nhờ tốc độ gió. Tuy nhiên, khi mà tốc độ lan truyền của các sóng dài này tiệm cận tới vận tốc gió, ($C/U = 1.0$), quá trình này suy giảm và do vậy kết thúc quá trình gia tăng năng lượng. Longuet-Higgins (1969) đã đưa ra cơ sở lý thuyết cho quá trình chuyển đổi năng lượng từ các sóng ngắn hơn tới các sóng dài hơn. Ông phát biểu rằng "Khi mà các sóng ngắn suy giảm nhanh chóng vì buộc phải vỡ trên mặt trước của các sóng dài, năng lượng của các sóng dài được gia tăng nhanh chóng. Các kết quả tính toán cho thấy rằng cơ chế này có khả năng truyền năng lượng cho sóng biển với một tốc độ quan trọng được."



Hình 5.4 Phổ năng lượng đặc trưng cho sóng đại dương

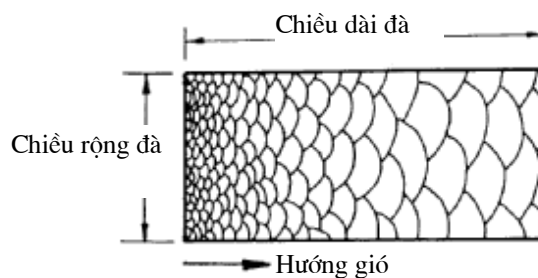
Chuỗi số liệu đo đạc sóng tại một số điểm trong đại dương có thể được phân tích để cho ta năng lượng của các thành phần theo tần số (f). Phân bố năng lượng theo tần số này có thể được vẽ thành đồ thị, như đồ thị trên hình 5.4, mà ở đó năng lượng được đo bằng bình phương biên độ của mỗi sóng thành phần với tần số f .

5.1.3 Sóng gió và sóng lừng

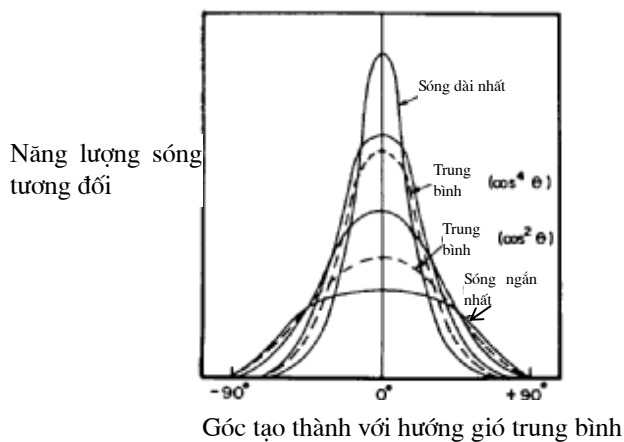
Nếu như sóng vẫn đang được tạo thành và duy trì nhờ gió, sóng được gọi là sóng gió. Sóng đã rời khỏi khu vực tạo sóng và phân tán trên biển được gọi là sóng lừng. Mỗi loại sóng có các tính chất riêng biệt và ảnh hưởng khác nhau tới động lực học ven bờ.

Sóng gió: Các dao động của bề mặt nước là rất phức tạp, bao gồm các sóng có bước sóng và độ cao khác nhau, lan truyền theo các hướng khác nhau. Vì vậy, quá trình này tạo ra các sóng chính có độ dốc lớn, và chúng làm cho các sóng nhỏ vỡ ra trên mặt của chúng. Điều này làm cho các sóng dốc hơn trở thành bất đối xứng và dốc hơn ở mặt trước. Các đặc trưng này làm cho sóng gió dễ dàng bị vỡ và như vậy những vùng nước nông hay dòng chảy ngược dễ dàng tiêu tán những sóng này. Bản chất đa hướng của sóng gió được vẽ trên hình 5.5, với các sóng ở đầu gió chủ yếu là các sóng ngắn và lan truyền theo hướng gió. Tiến thêm về phía cuối gió ta thấy rằng các sóng lớn hơn và dài hơn có xu hướng lan truyền theo hướng gió hơn, nhưng không phải hoàn toàn như vậy. Điều này mang lại tầm quan trọng của chiều rộng đà trong quá trình tạo sóng, bởi vì các sóng ngắn lan truyền theo một hướng xiên với hướng gió cần phải đạt tới sự bất ổn định và vỡ để năng lượng của chúng biến thành năng lượng của các sóng dài hơn. Một đà rất hẹp sẽ không cho phép điều này xảy ra, loại trừ trong mô hình máng sóng hay vực sâu gần cửa sông khi mà phản xạ sóng xảy ra.

Sơ đồ phân bố năng lượng theo hướng của sóng được vẽ trên hình 5.6, với các đường trung bình $\cos^2 \theta$ và $\cos^4 \theta$ áp dụng riêng rẽ cho các sóng ngắn và dài. Như ta đã thấy, một phần năng lượng được vận chuyển gần như là theo các hướng vuông góc với hướng vector gió cả hai bên.

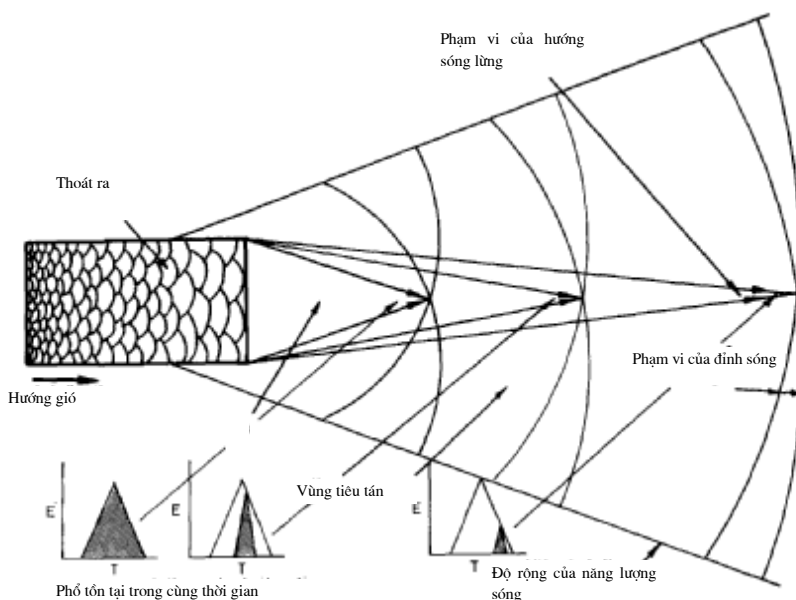


Hình 5.5 Dạng đỉnh đặc trưng của sóng dọc theo đà (Theo Silvester và Hsu, 1997)



Hình 5.6 Phân bố năng lượng theo hướng trong các sóng có chu kỳ khác nhau trong điều kiện gió đặc biệt (Theo Silvester và Hsu, 1997)

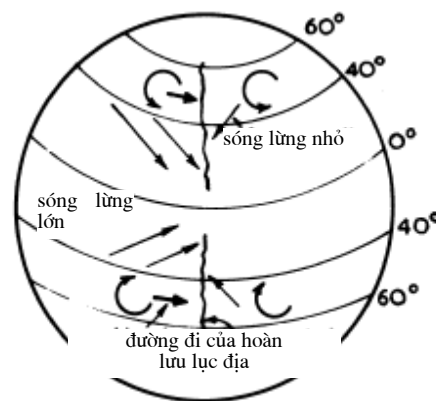
Sóng lừng: Các sóng có một chu kỳ nào đó trong ã sẽ có một hướng phát triển tối ưu, như ta thấy trên hình 5.4. Một khi đã được tạo thành, các sóng này sẽ lan truyền theo hướng cho trước và đi ra khỏi miền gió lớn hay bão. Các sóng này được gọi là sóng lừng và lan truyền qua một khoảng cách rất dài, thậm chí là vượt đại dương. Trong miền cuối gió hay miền phân tán, như thấy trên hình 5.6, các sóng phân tán theo hình tròn và theo các tia từ cuối của ã.



Hình 5.8 Phổ sóng và sự lan truyền sóng trong vùng phân tán (Theo Silvester và Hsu, 1997)

Phần lớn năng lượng sóng tập trung vào khoảng 30° xung quanh vector tốc độ gió. Phần của năng lượng FAS lan truyền tới bất cứ điểm nào cuối gió được quyết định bởi góc tạo bởi hai đường thẳng nối hai biên giới của đà tới điểm đó. Điểm đó càng ở xa thì góc càng nhỏ và càng ít năng lượng từ vùng gió mạnh được lan truyền tới. Như vậy, chiều rộng của đà có tầm quan trọng rất lớn đối với kích thước của các sóng lừng trong vùng phân tán, hay đôi khi được gọi là vùng suy giảm, bởi vì năng lượng của sóng không bị tiêu tán mà chỉ bị phân tán rộng ra. Khoảng cách càng lớn thì càng ít sóng có thể tương tác, và như vậy là độ cao sóng càng giảm.

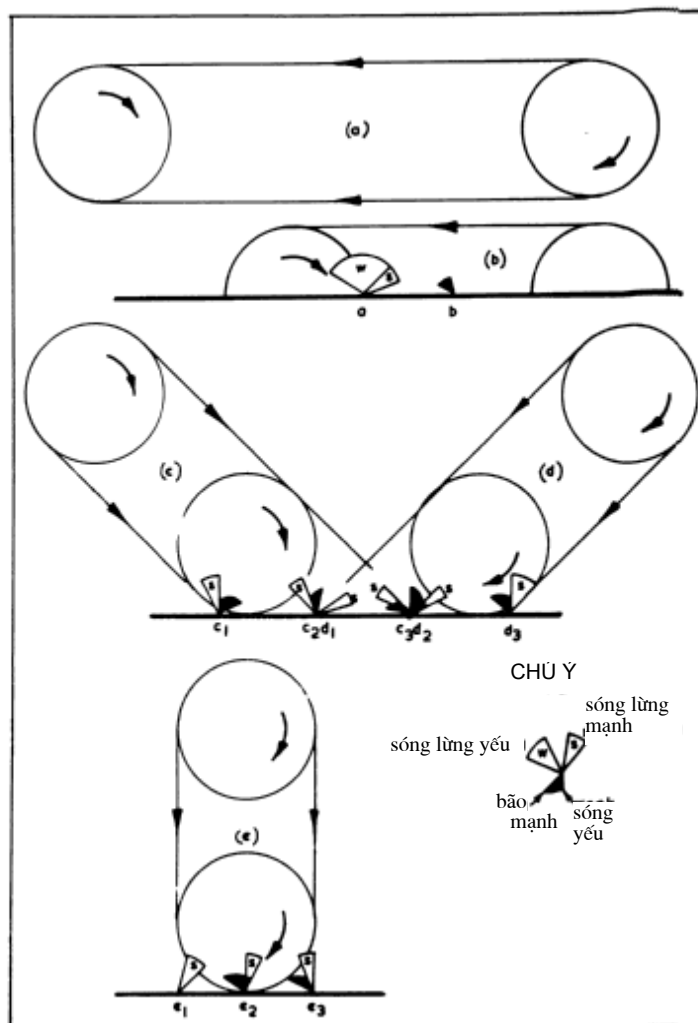
Sóng trong phạm vi đà có thể ổn định trong một khoảng thời gian nào đó sau một khoảng thời gian ổn định tại một điểm cho trước. Tuy nhiên, trong miền phân tán sóng lừng sẽ thay đổi liên tục bởi vì các sóng dài hơn sẽ tới một điểm nào đó trước, sau đó là các sóng có chu kỳ trung bình với độ cao lớn hơn, và sau cùng là các sóng nhỏ với chu kỳ ngắn nếu như chúng có thể tới điểm đó. Điều này được biểu thị bằng phổ sóng tại các điểm khác nhau trong phạm vi miền phân tán như trên hình 5.8. Phần diện tích phía bên dưới đường cong phổ diễn tả độ cao sóng thống kê $H_{1/3}$, hay độ cao trung bình của 1 phần 3 số sóng lớn nhất (thường được xem là độ cao sóng có nghĩa), thường được dùng trong thiết kế kỹ thuật. Trong vùng tam giác, lân cận phần cuối gió của đà, tất cả các sóng thành phần chuyển động đồng thời và như vậy dạng bề mặt biển cũng phức tạp y như ở trong đà, trừ việc sóng không bị vỡ.



Hình 5.9 Quỹ đạo của các cơn bão trong khoảng $40-60^\circ$ độ vĩ (Davies, 1964)

Một đặc điểm nữa của sóng lừng là tính bất biến của hướng sóng tại các điểm khác nhau ở trên bờ. Mặc dù đà sóng có thể trải rộng theo một vĩ độ, các sóng lừng xuất hiện từ vùng này tập trung trong một dải hướng hẹp, đặc biệt là khi chúng bị khúc xạ qua một thềm lục địa nông trước khi vào tới đường bờ. Như ta đã thấy trên hình 5.8, các sóng đi qua một điểm cách xa đà sóng có hướng rất gần nhau. Thậm chí nếu như đà sóng dịch chuyển sang bên một chút,

các sóng xuất hiện từ đầ về cơ bản là có cùng hướng. Một đặc điểm quan trọng của sóng bão trên đại dương là chúng được gây ra bởi các cơn bão di chuyển từ tây sang đông giữa các vĩ độ 40° tới 60° ở cả hai bán cầu, như chỉ ra trên Hình 5.9 (Davies 1964). Quỹ đạo của các cơn bão dao động từ bắc tới nam theo mùa. Một số các cơn bão thậm chí vượt qua vĩ tuyến 30° trong một khoảng thời gian ngắn. Như ta đã thấy trong hoàn lưu gió tại mỗi bán cầu, các sóng bão mạnh nhất, và như vậy là các sóng lừng chính, lan truyền từ hướng đông tới xích đạo. Do vậy bờ tây của các lục địa luôn tiếp nhận các sóng lừng từ hướng đó. Ở các bờ đông sóng lừng tới từ phần đuôi các cơn bão di chuyển từ bờ ra khơi. Trường sóng ở đây được bổ sung bởi các sóng lừng và sóng bão giữa các vĩ độ 10° và 25° tại cả hai bán cầu. Các sóng này có xu hướng lan truyền về phía tây và đi khỏi đường xích đạo. Vì vậy, chế độ sóng tại các bờ phía đông và phía tây lục địa có thể khác nhau một cách đáng kể. Thậm chí tại vị trí mà tâm bão ở gần với một bờ biển trước khi vượt qua nó, các sóng lừng sẽ tập trung vào một dải hẹp trong lúc các sóng bão tại nước sâu có thể trải ra một dải rất rộng, như chỉ ra trên hình 5.10.

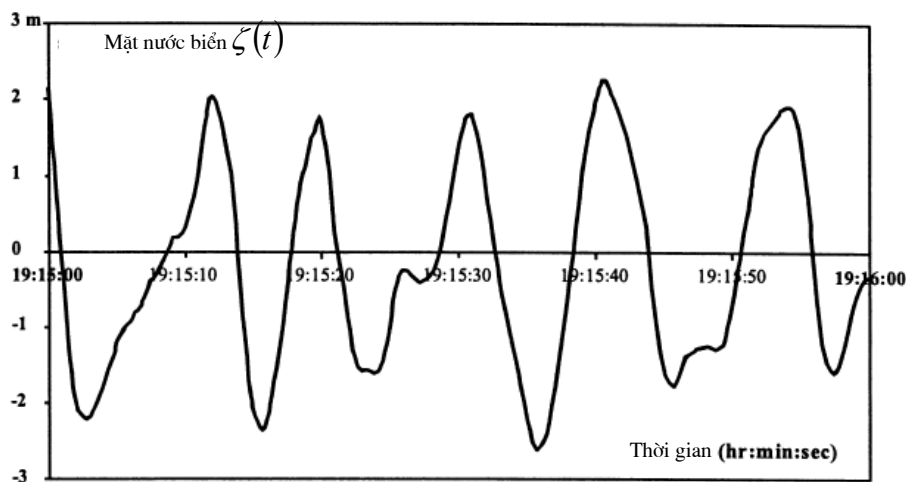


h

Hình 5. Sóng tới từ các cơn bão ở gần một bờ biển

Các sóng lừng có độ cao nhỏ so với bước sóng, hay là độ dốc của chúng (H/L) là nhỏ. Do đó chúng có dạng hình sin và rất bền vững. Khi mà chúng vượt qua đại dương, quỹ đạo chuyển động của các hạt nước không đạt tới đáy và do vậy chúng mất rất ít năng lượng. Một đặc tính khác của sóng lừng là chúng có khoảng thời gian tồn tại dài hơn. Cần một khoảng thời gian dài hơn cho các sóng có chu kỳ khác nhau đi qua một điểm cách xa đũa hơn là thời gian chúng tồn tại trong phạm vi đũa. Snodgrass và những người khác (1966) ghi sóng tại năm điểm cắt ngang Thái Bình Dương từ vùng “biển động 40” (40, 50° S) tới Alaska. Họ thấy rằng: “Cứ một hay hai tuần lại thấy một chuỗi sóng liên quan tới một cơn bão lớn ở nam bán cầu, gây ra một “sự kiện” đáng kể, mà có thể tìm được dấu vết qua toàn bộ đại dương.” Các sóng lừng bị suy giảm rất ít khi lan truyền ra khỏi vùng mà chúng được tạo ra. Quá trình suy giảm mạnh mẽ nhất xảy ra với các thành phần có chu kỳ nhỏ là do chúng phân tán tại các góc lớn đối với hướng gió.

5.2 Mô tả sóng gió



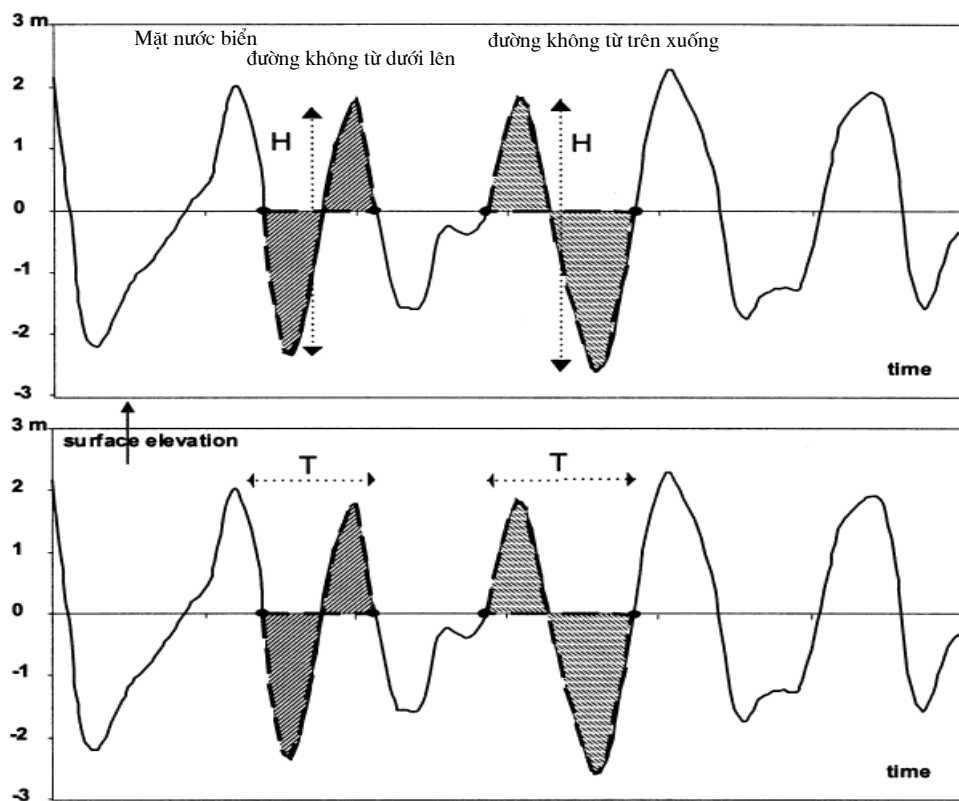
Hình 5.11 Mặt nước biển như là một hàm của thời gian trong cơn bão gần Petten, Hà lan, cách bờ 3500 m, ngày 1 tháng 1 năm 1995 (Holthuijsen và Battjes, 2002).

Bước đầu tiên của việc mô tả sóng gió là xem xét chuyển động thẳng đứng của bề mặt nước tại một vị trí nào đó trên mặt biển. Khi đó, ta sẽ thấy là sóng gió được biểu thị bằng một hàm khá ngẫu nhiên phụ thuộc thời gian. Có thể biểu thị sự biến đổi không gian của bề mặt nước khi có sóng bằng cách xem rằng có sự tương tự giữa biến đổi không gian và biến đổi thời gian của mặt nước.

Mặt nước khi có sóng gió, biểu thị bằng $\zeta(t)$ thường là khá hỗn loạn và không cho phép

mô tả nó bằng một phương pháp xác định. Nói chung, không thể dự báo được $\zeta(t)$ vì nó là một hàm ngẫu nhiên của thời gian.

Hãy xem xét một khoảng thời gian D đủ ngắn để có thể coi các điều kiện sóng là dừng, nhưng đủ dài để có thể lấy được các giá trị trung bình có ý nghĩa. Đối với các quan trắc trên biển, khoảng thời gian này thường được lấy là 15-30 phút. Giá trị trung bình của $\zeta(t)$ được giả thiết là bằng không. Một đoạn băng ghi sóng trong một cơn bão thực như đã trình bày ở trên được cho trên Hình 5.11.



Hình 5.12 Định nghĩa một sóng bằng các phương pháp cắt đường không từ dưới lên và cắt đường không từ trên xuống (Theo Holthuijsen và Battjes, 2002)

Cho dù một người quan trắc sóng nghiệp dư đến thế nào chăng nữa, họ cũng có xu hướng chú ý vào các sóng lớn. Những quan trắc viên đã được đào tạo cũng làm như thế. Thí dụ, các quan trắc sóng bằng mắt từ các tàu được báo cáo hàng ngày cho mạng lưới của Tổ chức Khí tượng Thế giới (WMO). Các đánh giá này là dựa trên các hướng dẫn của WMO rằng các đánh giá bằng mắt cần dựa trên độ cao và chu kỳ trung bình của 15 tới 20 sóng lớn nhất trong một loạt nhóm sóng. Các đặc trưng sóng trung bình được gọi là độ cao và chu kỳ sóng có nghĩa, ký

hiệu tương ứng là H_s và T_s (hay H_v và T_v to để cho thấy rằng chúng được đánh giá bằng mắt). Việc chỉ dùng các sóng lớn hơn là rất hay, vì thông thường các sóng nhỏ thường là không được xác định một cách rõ ràng, hơn nữa là chúng quá nhiều nên rất khó cho người quan trắc ghi nhận và tính toán chúng một cách chính xác. Tính chủ quan của các quan trắc bằng mắt đó thường là không tránh khỏi, cho dù có những hướng dẫn của WMO. Do vậy, những khác biệt giữa các đặc trưng sóng quan trắc bằng mắt và đo đạc là không thể tránh khỏi. Vì lý do đó, cần ưu tiên các phân tích khách quan của các đo đạc bằng thiết bị. Một phân tích khách quan yêu cầu phải có một định nghĩa của “sóng”, “độ cao sóng” và “chu kỳ sóng”.

Phần 1.3 cho ta định nghĩa của độ cao sóng với các sóng điều hòa. Tuy nhiên, vì rằng sóng gió có bản chất ngẫu nhiên, độ cao và chu kỳ của sóng biến đổi theo thời gian và như vậy là nhất định phải được xác định cho mỗi sóng. Trong trường hợp này, ta có thể định nghĩa một sóng, như là một hàm thời gian, là mực nước giữa hai điểm mà mặt nước cắt đường không từ dưới lên hay từ trên xuống liên tiếp (xem hình 5.12). Đối với các đặc trưng thống kê của một quá trình Gaussian (xem Chương 6), cả hai định nghĩa này đều có ý nghĩa như nhau. Tuy nhiên, khi nghiên cứu các sóng vỡ với bề mặt dốc, cần thiết nhất là biết được độ cao của đỉnh phía trước. Một bề mặt dốc như vậy được bao hàm trong định nghĩa của sóng bằng phương pháp cắt đường không từ trên xuống. Định nghĩa này còn tương ứng với thói quen ước tính độ cao sóng bằng mắt khi mà độ cao của đỉnh đối với bụng ngay phía trước được ước tính. Cả hai lý do này cho ta ưu tiên lựa chọn định nghĩa sóng bằng phương pháp cắt đường không từ trên xuống.

Tương tự với phần 1.3, với các sóng ngẫu nhiên, ta có thể rất tự nhiên định nghĩa độ cao sóng H là hiệu số của các giá trị lớn nhất và nhỏ nhất của $\zeta(t)$ giữa hai điểm cắt đường không từ trên xuống liên tiếp (tức là giữa một đỉnh và một bụng, hình 5.12. Bằng cách xếp hạng các sóng căn cứ vào thứ tự thời gian của chúng, độ cao sóng trung bình, \bar{H} được định nghĩa là

$$\text{độ cao sóng trung bình} = \bar{H} = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N H_i \quad (5.5)$$

với i là thứ tự của sóng trong một chuỗi thời gian (tức là, $i=1$ là sóng đầu tiên trong chuỗi thời gian, $i=2$ là sóng thứ hai v.v...). Đôi khi người ta còn dùng độ cao sóng bình phương trung bình,

$$\text{độ cao sóng bình phương trung bình} = H_{rms} = \left(\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N H_i^2 \right)^{1/2} \quad (5.6)$$

Tuy nhiên, độ cao sóng đặc trưng hay được dùng nhất là độ cao trung bình của 1/3 sóng cao nhất. Nó thường được gọi là độ cao sóng có nghĩa H_s , nhưng để phân biệt nó với độ cao sóng có nghĩa ước tính từ các quan trắc bằng mắt, người ta ký hiệu nó bằng $H_{1/3}$ (đọc là H một phần ba). Nó được tính như sau:

$$\text{độ cao sóng có nghĩa} = H_s = H_{1/3} = \frac{1}{N/3} \sum_{j=1}^{N/3} H_j \quad (5.7)$$

với j không phải là số thứ tự theo thời gian mà là thứ tự của sóng sắp xếp theo thứ tự độ cao giảm dần từ sóng cao nhất đến sóng thấp nhất (tức là $j=1$ ứng với sóng lớn nhất, $j=2$ ứng với sóng lớn thứ nhì v.v...). Giá trị độ cao sóng này tương ứng với ước tính độ cao sóng bằng mắt và tốt hơn rất nhiều \bar{H} hay H_{rms} . Đôi khi, người ta dùng độ cao trung bình của 1/10 sóng cao nhất (H một phần mười), định nghĩa bằng phương trình 5.8. Tuy nhiên, độ cao sóng này không có một mối liên hệ rõ ràng nào với độ cao sóng có nghĩa ước tính từ các quan trắc bằng mắt:

$$H_{1/10} = \frac{1}{N/10} \sum_{j=1}^{N/10} H_j \quad (5.8)$$

với j được định nghĩa theo cách giống như trong phương trình 5.7.

Một cách rất tự nhiên, ta có thể định nghĩa chu kỳ sóng \bar{T}_0 là khoảng thời gian giữa hai lần cắt đường không từ trên xuống của $\zeta(t)$ liên tiếp (Hình 5.12). Giá trị trung bình của chu kỳ cắt đường không, ký hiệu là \bar{T}_0 được định nghĩa tương tự với độ cao trung bình \bar{H} như sau:

$$\text{chu kỳ sóng trung bình} = \bar{T}_0 = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N T_{0,i} \quad (5.9)$$

với i là số thứ tự của sóng trong một chuỗi thời gian.

Chu kỳ sóng có nghĩa cũng hay được sử dụng, nhưng định nghĩa của nó không hoàn toàn tương tự như định nghĩa của độ cao sóng có nghĩa (nó đòi hỏi phải xếp thứ tự các sóng theo chu kỳ chứ không phải là theo độ cao). Người ta định nghĩa chu kỳ sóng có nghĩa T_s là giá trị trung bình của chu kỳ của 1/3 sóng cao nhất. Giá trị chu kỳ này được ký hiệu là $T_{1/3}$ (đọc là T một phần ba) và được tính như sau:

$$\text{chu kỳ sóng} = T_s = T_{1/3} = \frac{1}{N/3} \sum_{j=1}^{N/3} T_{0,j} \quad (5.10)$$

ở đây, j không phải là số thứ tự thời gian mà là số thứ tự của sóng xếp theo độ cao. Cũng giống như độ cao sóng, đôi khi chu kỳ trung bình của 1/10 sóng cao nhất là được dùng. Giá trị này được ký hiệu là $T_{1/10}$ (T một phần mười) và được ước tính là:

$$T_{1/10} = \frac{1}{N/10} \sum_{j=1}^{N/10} T_{0,j} \quad (5.11)$$

Một chu kỳ sóng đặc trưng khác cũng được dùng nhưng được định nghĩa với phổ sóng và sẽ được đề cập đến trong chương 6.

Các đo đặc sóng bằng thiết bị thường chỉ được tiến hành thường xuyên tại một số vị trí trong đại dương thế giới (tuy rằng các quan trắc bằng vệ tinh đang nhanh chóng bổ trợ các đo

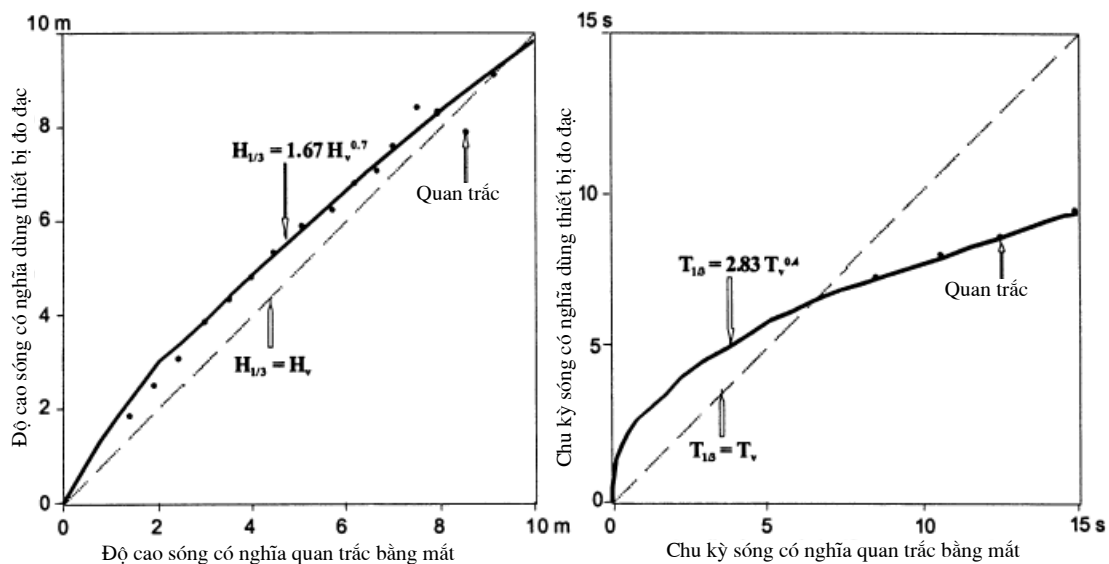
đặc này trên quy mô đại dương). Những khu vực có mật độ thiết bị cao nhất là bờ biển Châu Âu, Mỹ và Nhật Bản. Vì thiếu số liệu, tại nhiều nơi, trong nhiều trường hợp, các kỹ sư cần phải biết tìm thông tin từ nguồn quan trắc khác. Chỉ có thể có hai lựa chọn: quan trắc bằng mắt và thông tin về sóng thu được bằng cách dùng thông tin về gió (bằng cách dùng các mô hình tính toán phức hồi sóng). Do vậy, một kỹ sư cần phải biết được rằng các quan trắc bằng mắt phản ánh các quan trắc bằng dụng cụ tới một mức độ nào. Để làm điều này, người ta có thể quan trắc sóng đồng thời bằng mắt và bằng thiết bị. Sau đó, kết quả của cả hai cách sẽ được so sánh và tìm ra mối liên hệ. Cuối cùng, mối liên hệ này có thể được áp dụng trong trường hợp chỉ có các quan trắc bằng mắt để ước tính $H_{1/3}$ và $T_{1/3}$. Kết quả của các nghiên cứu này (so sánh độ cao và chu kỳ sóng có nghĩa thu được từ các quan trắc bằng mắt và dùng thiết bị (Nordenstroni, 1969)) được trình bày trên Hình 5.13. Sự phù hợp giữa độ cao sóng có nghĩa quan trắc được bằng mắt và thiết bị là rất đáng khích lệ. Quy luật hàm mũ thích hợp nhất tìm được trong trường hợp này là:

$$H_{1/3} = 1.67H_v^{0.77} \quad (5.12)$$

và $H_{1/3} \approx H_v$ (Hình 5.13). Các chu kỳ sóng có nghĩa quan trắc được bằng mắt không phù hợp một cách thoả đáng với các quan trắc dùng thiết bị. Mối liên hệ hàm mũ phù hợp nhất với chu kỳ sóng là:

$$T_{1/3} = 2.83T_v^{0.44} \quad (5.13)$$

và như vậy $T_{1/3} \neq T_v$ (Hình 5.13).



Hình 5.13 Mối liên hệ giữa độ cao và chu kỳ sóng quan trắc được bằng mắt và dùng thiết bị đo đạc

Chương 6 CÁC ĐẶC TRƯNG THỐNG KÊ CỦA SÓNG GIÓ

6.1 Các phương pháp thống kê dùng mô tả sóng ngẫu nhiên

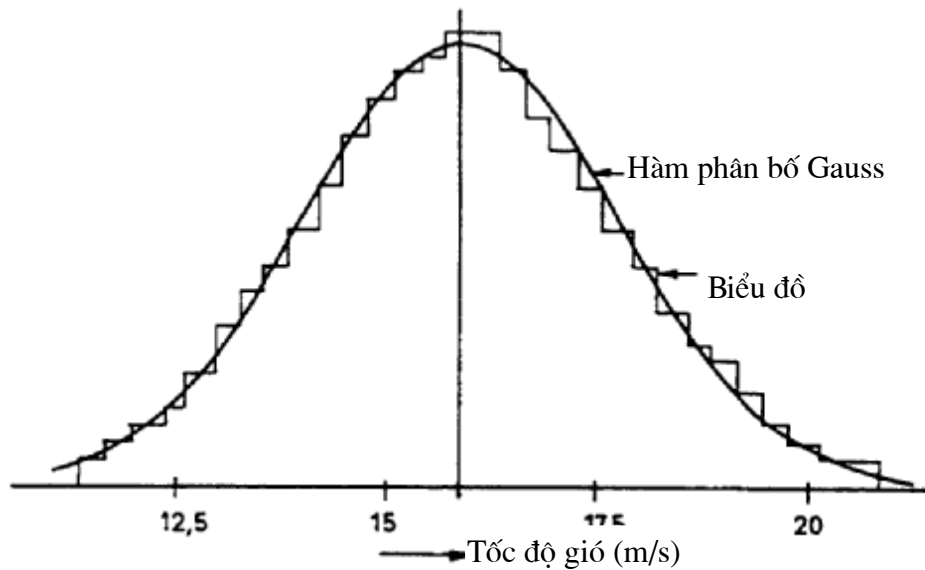
6.1.1 Sóng mặt đại dương như là một hàm thống kê

Tốc độ gió là một biến ngẫu nhiên cả về quy mô thời gian ngắn và dài. Trong một quy mô ngắn, một vài phút, tốc độ gió tại một điểm có một giá trị và hướng trung bình nào đó, nhưng nó thay đổi xung quanh các giá trị này một cách ngẫu nhiên, không dự đoán được. Tuy nhiên, trong một khoảng thời gian ngắn thì các đặc trưng thống kê ở một mức độ nào đó là không đổi. Do vậy mà ta có thể coi đó là một quá trình ngẫu nhiên dừng. Các biến đổi ngắn hạn này có thể được mô tả một cách thống kê. Các quan trắc cho thấy rằng biên độ của vận tốc gió tại một thời điểm nào đó một cách gần đúng tuân theo phân bố Gauss (xem Hình 6.1)

Trên một quy mô thời gian dài hơn, các giá trị trung bình trong khoảng thời gian ngắn tự thân chúng là biến đổi. Ở đây, ta có thể phân biệt các quy mô thời gian vài giờ, vài ngày, vài tuần, vài tháng, mấy mùa, mấy năm hay mấy thập kỷ v.v.... Ở quy mô thời gian nhiều nhất là vài ngày, có thể dự báo được vận tốc gió trung bình ngắn hạn bằng một mô hình khí quyển với số liệu đầu vào là trạng thái thời tiết hiện tại (dự báo thời tiết).

Trong ngành kỹ thuật ngoài khơi và bờ biển, người ta thường phải xem xét những hiệu ứng tích lũy nhiều năm hay nhiều thập kỷ (như hình thái bờ biển, sự đổ vỡ của các công trình) hay các sự kiện đặc biệt có xác suất xảy ra nhỏ trong khoảng thời gian nhiều năm, như là tuổi thọ thiết kế của công trình. Trong cả hai trường hợp quy mô thời gian là vài thập kỷ. Với quy mô thời gian đó, vận tốc gió trung bình ngắn hạn là không thể dự báo được một cách xác định vì ta không biết rằng khi nào thì một cơn bão với một cường độ và hình thái nào đó xảy ra, hoặc là thậm chí nó có xảy ra hay không. Trên một quy mô thời gian dài đó, trung bình ngắn hạn của vận tốc gió có thể được xử lý như là một biến ngẫu nhiên có các tính chất thống kê nhất thiết phải được tính toán từ các quan trắc (các số liệu chế độ gió). Trong những trường hợp này ta nói tới các đặc trưng thống kê dài hạn.

Những phương pháp phân loại tương tự có thể được áp dụng cho sóng gió. Sóng gió trong biển có thể được coi là các quá trình dừng trong một khoảng thời gian cho tới khoảng chừng nửa giờ. Trên một quy mô thời gian dài hơn, những biến đổi về vận tốc gió, sự thay đổi của mực nước triều hay dòng triều có thể thay đổi các đặc trưng của sóng gió.



Hình 6.1 Phân bố xác suất của vận tốc gió tức thời tại độ cao 12 m trên mực nước biển (MSL), so sánh với một hàm Gauss pdf (Theo Battjes, 1984)

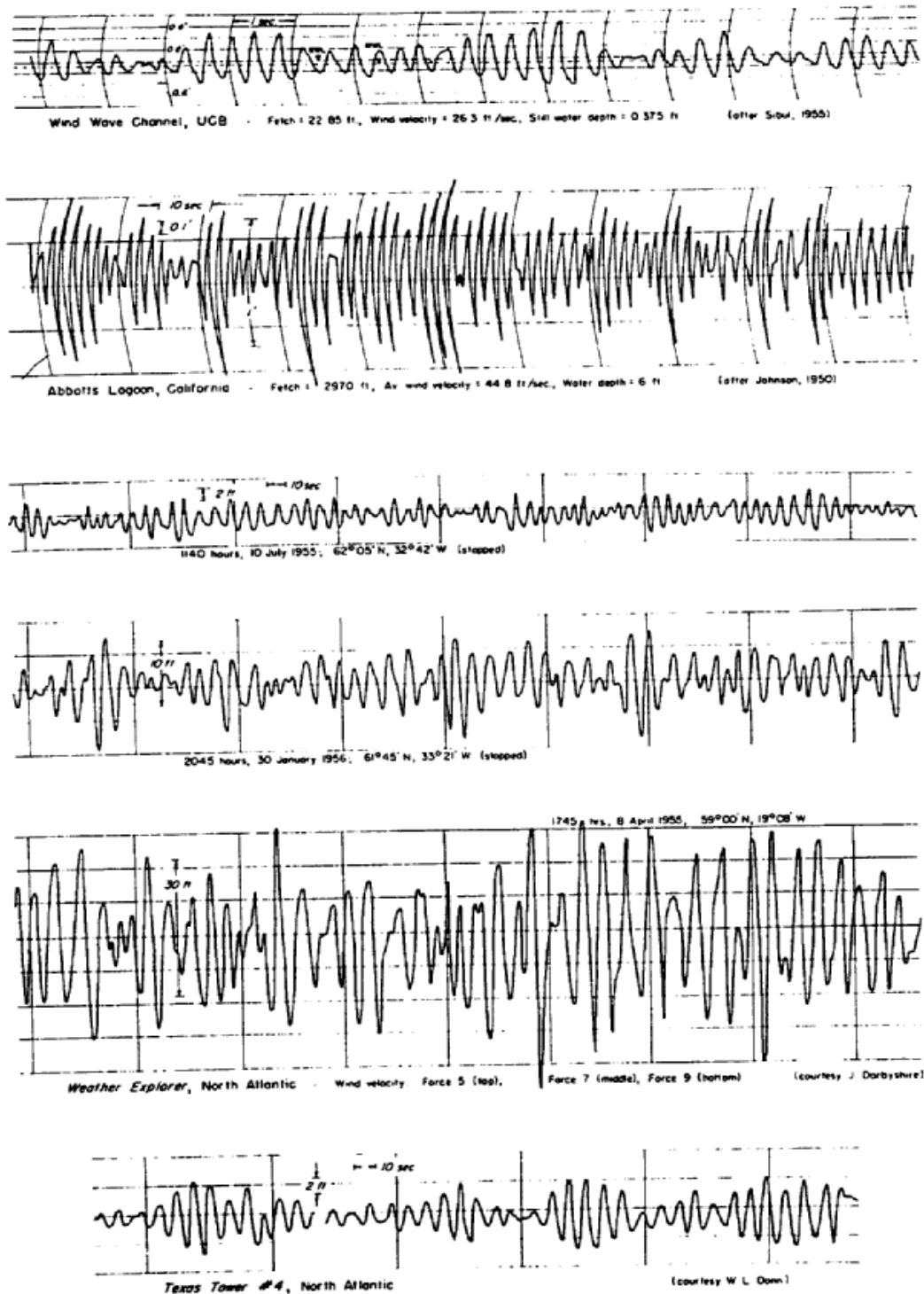
Hiện tại, chúng ta hãy bỏ qua các tính chất không gian của mặt biển và chỉ xem xét dao động của mặt nước $\zeta(t)$ đối với mặt nước biển trung bình ngắn hạn tại một điểm cố định. Hình 6.2 cho ta một số ghi nhận của $\zeta(t)$ trong một số trường hợp biến đổi nhiều, từ sóng gió với quy mô hẹp của phòng thí nghiệm tới sóng lừng đại dương. Các ghi chép này có một điểm chung là chúng cho thấy một bộ phận của các dao động biến đổi theo dạng và độ cao, và không bao giờ lặp lại một cách chính xác.

Bởi vì một tính chất cơ bản của sóng bề mặt là tính ngẫu nhiên của nó, việc dự báo sóng chỉ có thể thực hiện được bằng cách phân tích thống kê mặt biển qua ba miền: thời gian, tần số và xác suất.

Trong miền thời gian, các hàm tự tương quan và tương quan chéo được tính từ các ghi chép sóng. Hàm tự tương quan là thước đo của mối liên hệ giữa hai giá trị $\zeta(t)$ và $\zeta(t + \tau)$ của biến ngẫu nhiên ζ . Từ chuỗi thời gian của một đại lượng cho trước, như bề mặt nước, vận tốc quỹ đạo hay áp suất, các moment thống kê đầu tiên có thể được tính toán một cách trực tiếp.

Phân tích tần số áp dụng chủ yếu cho việc đánh giá sự phân bố của năng lượng sóng theo tần số và hướng. Có hai phương pháp tìm phổ tần số. Phương pháp truyền thống là dựa trên việc biến đổi Fourier của hàm tương quan. Cơ sở lý thuyết của phép biến đổi này được cho bởi định lý Wiener-Khinchine. Việc biến đổi hàm tương quan cho ta hàm mật độ phổ của một biến nào đó. Một cách biểu hiện phổ tổng hợp của sóng mặt có thể có được khi mà phân

bố năng lượng theo tần số cũng như hướng được tính đến. Phổ đạt được được gọi là phổ tần số và hướng.



Hình 6.2 Ghi chép của mặt nước khi có sóng (Wiegel, 1964)

Phương pháp thứ hai là chuyển một cách trực tiếp chuỗi thời gian thành các thành phần

Fourier. Kỹ thuật này, thường được gọi là biến đổi Fourier nhanh (Fast Fourier Transform, FFT), được Cooley and Tukey (1965) đưa ra lần đầu tiên. Nó giảm bớt số lượng các tính toán từ một số tỷ lệ với n^2 (n là số lượng các mẫu) thành một số gần tỷ lệ với $n \log n$ và đã tạo ra một cuộc cách mạng trong phân tích phổ các chuỗi thời gian.

Nếu sóng lan truyền trong một môi trường không đồng nhất, phổ của sóng biến đổi theo không gian và thời gian. Điều này chủ yếu là do tương tác của sóng với trường gió, dòng chảy biến đổi và độ sâu nước. Việc biến đổi chậm chạp của phổ được biểu diễn bằng phương trình vận chuyển bức xạ (hay phương trình vận chuyển hay phương trình động năng).

Trong miền xác suất, các thông số sóng cụ thể như là tọa độ của các dịch chuyển bề mặt tại một thời điểm cho trước, biên độ sóng, độ cao sóng, chu kỳ sóng v.v... được coi là các sự kiện ngẫu nhiên cơ bản. Cách tiếp cận bằng xác suất là dễ hiểu khi ta xử lý các số liệu đã được số hoá. Các số liệu đã được số hoá của một thông số nào đó tạo ra một tập hợp các thể hiện ngẫu nhiên của một biến ngẫu nhiên, khi mà chuỗi thời gian của biến được xem xét. Kết quả cuối cùng của phương pháp tiếp cận này được biểu hiện bằng các hàm mật độ xác suất, các hàm phân bố và các moment thống kê.

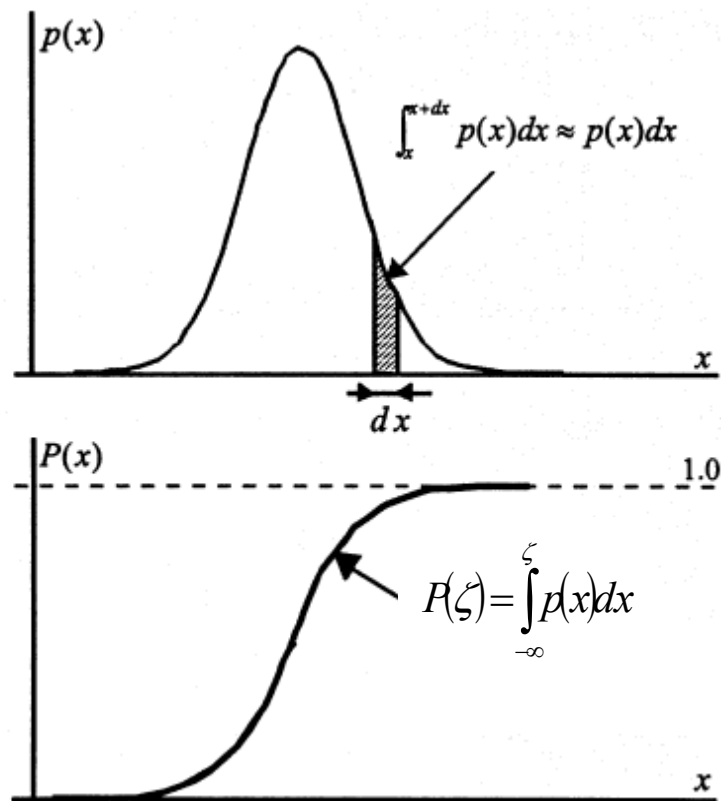
Có thể thu được đặc trưng thống kê đơn giản nhất khi mà ta giả thiết rằng trường sóng quan trắc là tổng của một số lượng rất lớn các sóng độc lập về mặt động lực học. Đây là cơ sở của mô hình Gauss, mà nó chỉ cần hai moment đầu tiên là đủ để mô tả trường sóng một cách thống kê hoàn chỉnh. Tuy nhiên, trong đại dương thực, do có tương tác phi tuyến của các thành phần phổ và các quá trình tiêu tán năng lượng, có thể thấy một sự khác biệt lớn so với mô hình Gauss. Sóng đại dương trong rất nhiều trường hợp cần được xem là các quá trình thống kê phi Gauss.

6.1.2 Các định nghĩa và khái niệm cơ bản của phân tích chuỗi thời gian

a) Biến thống kê

Như đã trình bày trước, mực nước tại một thời điểm nào đó sẽ được coi là một biến thống kê ζ . Hàm mật độ xác suất $p(\zeta)$, định nghĩa là xác suất để ζ có được một giá trị giữa ζ_1 và ζ_2 được cho bởi:

$$P_r \{ \zeta_1 < \zeta < \zeta_1 + d\zeta \} = \int_{\zeta_1}^{\zeta_1 + d\zeta} p(\zeta) d\zeta \quad (6.1)$$



Hình 6.3 Hàm mật độ xác suất $p(\zeta)$ và hàm phân bố $P(\zeta)$ tương ứng

Theo đó thì xác suất để ζ là nhỏ hơn hay bằng ζ_1 là:

$$P_r\{\zeta \leq \zeta_1\} = \int_{-\infty}^{\zeta_1} p(\zeta) d\zeta = P(\zeta_1) \quad (6.2)$$

$P(\zeta)$ được gọi là hàm phân bố của ζ .

Một diễn giải của hàm mật độ xác suất $p(\zeta)$ và hàm phân bố $P(\zeta)$ được trình bày trên hình 6.3.

Một biến thống kê ζ có thể được đặc trưng bằng giá trị trung bình, độ lệch tiêu chuẩn, skewness và kurtosis tương ứng được định nghĩa là:

$$\text{trung bình} = \mu_\zeta = E[\zeta] = \int_{-\infty}^{\infty} \zeta p(\zeta) d\zeta \quad (6.3)$$

$$\text{độ lệch tiêu chuẩn} = \sigma_{\zeta} = \left[\int_{-\infty}^{\infty} (\zeta - \mu_{\zeta})^2 p(\zeta) d\zeta \right]^{1/2} \quad (6.4)$$

$$\text{skewness} = \frac{1}{\sigma_{\zeta}} \left[\int_{-\infty}^{\infty} (\zeta - \mu_{\zeta})^3 p(\zeta) d\zeta \right]^{1/3} \quad (6.5)$$

$$\text{kurtosis} = \frac{1}{\sigma_{\zeta}} \left[\int_{-\infty}^{\infty} (\zeta - \mu_{\zeta})^4 p(\zeta) d\zeta \right]^{1/4} \quad (6.6)$$

với $E[\zeta]$ ký hiệu giá trị trung bình của ζ .

Bình phương của độ lệch tiêu chuẩn được gọi là variance của biến thống kê ζ .

Một hàm mật độ xác suất rất phổ biến là hàm mật độ xác suất Gauss, được định nghĩa là:

$$p(\zeta) = \frac{1}{2\pi\sigma_{\zeta}} \exp\left[-\frac{(\zeta - \mu_{\zeta})^2}{2\sigma_{\zeta}^2}\right] \quad (6.7)$$

Trong thực tế, các giá trị trung bình thường được tính không phải từ các hàm mật độ xác suất mà từ một tập hợp các giá trị mẫu của ζ (ensemble). Giá trị trung bình được tính như vậy được gọi là trung bình tập hợp và được ký hiệu là:

$$\text{trung bình} = \mu_{\zeta} = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N \zeta_i \quad (6.8)$$

$$\text{variance} = \sigma_{\zeta}^2 = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N (\zeta_i - \mu_{\zeta})^2 \quad (6.9)$$

với N là số lượng các số liệu của tập hợp mẫu.

Một tập hợp của hai biến thống kê ζ, ξ được đặc trưng hoàn toàn bằng một hàm mật độ xác suất chung $p(\zeta, \xi)$ (một hàm mật độ xác suất hai chiều). Tương tự với ở trên, hàm này được định nghĩa sao cho xác suất để ζ nhận một giá trị giữa ζ_1 và $\zeta_1 + d\zeta$, và để ξ nhận một giá trị giữa ξ_1 và $\xi_1 + d\xi$ được cho bởi

$$P_r\{\zeta_1 \leq \zeta \leq \zeta_1 + d\zeta, \xi_1 \leq \xi \leq \xi_1 + d\xi\} = \int_{\zeta_1}^{\zeta_1 + d\zeta} \int_{\xi_1}^{\xi_1 + d\xi} p(\zeta, \xi) d\zeta d\xi \approx p(\zeta_1, \xi_1) d\zeta d\xi \quad (6.10)$$

Mối liên hệ giữa hai biến thống kê được biểu thị bằng hệ số tương quan, được định nghĩa như sau:

$$K_{\zeta, \xi} = \frac{1}{\sigma_{\zeta} \sigma_{\xi}} E\{(\zeta - \mu_{\zeta})(\xi - \mu_{\xi})\} \quad (6.11)$$

b) Các quá trình thống kê

Một tập hợp các biến thống kê có thể được xếp thứ tự theo một nghĩa nào đó. Thí dụ, một tập hợp rất lớn độ cao của mặt nước biển tại một vị trí nào đó có thể được xếp thứ tự căn cứ vào thời gian quan trắc.

Chú ý rằng một biến thống kê ζ tại một thời điểm t là một biến thống kê khác ζ tại thời điểm t_2 , và là một biến thống kê khác ζ tại thời điểm t_3 v.v... Một tập hợp có thứ tự như vậy của các biến thống kê $\zeta(t_i)$ được gọi là một quá trình thống kê, biểu thị như là $\{\zeta(t)\}$. Thí dụ như chúng ta hãy xem xét một máng sóng trong đó có một máy tạo gió để tạo ra sóng tại mặt nước trong máng. Máy đo sóng đo đặc độ cao mực nước như là một hàm của thời gian tại một điểm nào đó trong máng. Các đo đạc bắt đầu khi mà gió bắt đầu thổi, tức là từ một mặt nước phẳng. Ban đầu các sóng còn nhỏ nhưng khi mà gió tiếp tục thổi thì sóng trở nên lớn hơn và dài hơn. Cuối cùng đạt tới một trạng thái theo một số nghĩa nào đó là không đổi theo thời gian. Kết quả của thí nghiệm là một chuỗi mẫu của các biến thống kê $\zeta(t_1)$, $\zeta(t_2)$, $\zeta(t_3)$ v.v..., với $\zeta(t_i)$ là độ cao mặt nước tại một thời điểm nào đó trong thí nghiệm. Một thí nghiệm giống hệt như thế có thể được lặp lại để có được nhiều mẫu số liệu trong những điều kiện giống hệt nhau.

Biến thống kê $\zeta(t_i)$ giống như nhiều biến thống kê khác, được đặc trưng bởi hàm mật độ xác suất (có thể là hay không phải là dạng Gauss). Điều này có nghĩa là cần một hàm mật độ xác suất (thường là khác nhau) để đặc trưng cho mực nước tại mỗi thời điểm t_i .

Các hàm mật độ xác suất chung của biến tại hai thời điểm khác nhau t_i là cần thiết để biểu thị các biến thống kê như là một quá trình, thí dụ như tập hợp của mực nước được xếp theo thứ tự thời gian. Mỗi mẫu số liệu được gọi là một thể hiện của biến thống kê và được biểu thị bằng một chỉ số thể hiện k và như vậy thể hiện thứ k của biến thống kê $\zeta(t_i)$ được ký hiệu bằng $\zeta_k(t_i)$. Tập hợp của tất cả các thể hiện được gọi là một tập hợp. Các giá trị trung bình tính từ các thể hiện này được gọi là trung bình tập hợp.

Nếu tất cả các hàm mật độ xác suất của các biến thống kê của một quá trình là Gaussian, quá trình được gọi là quá trình Gauss. Một quá trình Gauss là khá đơn giản để mô tả vì ta chỉ cần giá trị trung bình và covariance.

Giả thiết là tồn tại một tập hợp k các ghi chép sóng $\{\zeta_k(t)\}$, thu được với các điều kiện vĩ mô giống hệt nhau, thí dụ như vị trí trên mặt đại dương, độ sâu nước, tốc độ gió trung bình, vận tốc gió trung bình, nhiệt độ nước và không khí v.v... Thậm chí trong các điều kiện đồng nhất, chúng ta không thể hy vọng rằng các ghi chép sóng này là đồng nhất hay rất giống nhau về các chi tiết. Vì vậy, một họ $\{\zeta_k(t)\}$ diễn tả k thể hiện của quá trình thống kê $\zeta(t)$. Với

một k cho trước, $\zeta(t)$ là một hàm của thời gian t , khi mà $t = t_1$, $\{\zeta_k(t)\}$ là một biến ngẫu nhiên.

Các quá trình thống kê có thể thuộc về một trong ba loại: a) dừng và ergodic, b) dừng, và c) không dừng.

Một quá trình ngẫu nhiên (hay hàm ngẫu nhiên) là dừng theo một nghĩa rộng nếu nó có một giá trị trung bình theo thời gian không đổi và một hàm tự tương quan có giá trị chỉ phụ thuộc vào khác biệt thời gian

$$E[\zeta(t)] = \bar{\zeta} = \text{const} \quad (6.12)$$

$$K(t_1, t_2) = K(t_1 - t_2) = E[\zeta(t_1)\zeta(t_2)] = K(\tau), \quad \tau = t_1 - t_2 \quad (6.13)$$

trong đó $K(\cdot)$ là một hàm tự tương quan. Nói một cách chặt chẽ, một quá trình ngẫu nhiên là dừng nếu như nó không đổi cho dù có biến đổi thời gian. Cả hai định nghĩa dừng này là trùng hợp khi mà ζ là một quá trình Gauss với tất cả các đặc trưng thống kê của ζ hoàn toàn được xác định bởi các moment thứ nhất và thứ hai. Định nghĩa chặt chẽ này thường được nói lỏng và khái niệm dừng theo nghĩa rộng thường được sử dụng.

Nói chung, khi mà dừng một tập hợp các ghi chép sóng $\{\zeta_k(t)\}$, chúng ta có thể tìm ra một hàm bất kỳ của ζ , thí dụ F , sao cho $F\{\zeta_k(t)\}$. Cụ thể hơn, chúng ta hãy chọn thời gian $t = t_1$, trong họ $\{\zeta_k(t)\}$. Khi mà F chính là giá trị ζ thì phép lấy trung bình $F\{\zeta_k(t_1)\}$ với k sẽ cho ta một trung bình tập hợp của quá trình tại $t = t_1$, tức là:

$$E[F\{\zeta_k(t_1)\}]_k = E[\zeta_k(t_1)]_k = \lim_{N \rightarrow \infty} \frac{\sum_{k=1}^N \zeta_k(t_1)}{N} \quad (6.14)$$

Điều kiện $N \rightarrow \infty$ chỉ là khái niệm vì trong thực tế N luôn luôn là hữu hạn.

Khi mà $F\{\zeta_k(t_1)\} = [\zeta_k(t_1)]^2$, thì phép lấy trung bình $F\{\zeta_k(t_1)\}$ với k cho ta variance tại $t = t_1$.

Bây giờ ta định nghĩa F như sau:

$$F\{\zeta_k(t_1)\} = \begin{cases} 1 & \text{nếu } a < \zeta_k(t_1) \leq b \\ 0 & \text{trường hợp khác} \end{cases} \quad (6.15)$$

Phép lấy trung bình trên một tập hợp $E[F\{\zeta_k(t_1)\}]_k$ có thể được diễn giải là xác suất tập hợp sao cho $\zeta_k(t_1)$ nằm trong khoảng từ a tới b tại $t = t_1$.

Lặp lại phép lấy trung bình trên tại các thời gian khác nhau giúp cho ta có được các giá

trị số trị khác nhau của các đặc trưng thống kê. Tuy nhiên, kỹ thuật quan trắc lặp lại cho phép ta có được một tập hợp k ghi chép sóng có thể áp dụng trong bể sóng phòng thí nghiệm, nhưng không thể áp dụng cho hiện tượng sóng ngoài hiện trường. Để giải quyết các khó khăn này, định lý ergodic thường được sử dụng. Định lý này cho phép ta thay thế trung bình tập hợp bằng trung bình thời gian.

Định lý ergodic phát biểu rằng (Kinsman, 1965):

Nếu $\zeta_k(t)$ là một hàm ngẫu nhiên dừng thỏa mãn tính ergodic, các đặc trưng thống kê tính được bằng cách lấy trung bình tập hợp tại một thời điểm $t = t_$ là đồng nhất với các đặc trưng thống kê tương ứng tính bằng phép lấy trung bình thời gian đối với mỗi thể hiện cho trước $k = k_*$.*

Như vậy, một quá trình dừng thỏa mãn tính ergodic cần thỏa mãn đẳng thức sau:

$$\begin{aligned} E[F\{\zeta_k(t=t_*)\}]_k &= \lim_{N \rightarrow \infty} \frac{\sum_{k=1}^N \zeta_k(t=t_*)}{N} = E[F\{\zeta_{k=k_*}(t)\}]_t \\ &= \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{2T} \int_{-T}^T F\{\zeta_{k=k_*}(t)\} dt \end{aligned} \quad (6.16)$$

Chúng ta có thể nói rằng các quá trình dừng là một tập hợp con của các quá trình thống kê thì các quá trình ergodic thậm chí còn là một tập hợp con của các quá trình dừng.

Tầm quan trọng của định lý ergodic là nó cho phép ta tìm được các đặc trưng thống kê của quá trình $\zeta(t)$ bằng cách dùng một thể hiện đủ dài. Tuy nhiên, người ta chưa bao giờ chứng minh được tính ergodic của sóng đại dương vì các thí nghiệm không thể lặp lại một cách chính xác trong đại dương như chúng được lặp lại trong phòng thí nghiệm.

Có thể chứng minh rằng điều kiện đủ để một quá trình sóng dừng $\zeta(t)$ là ergodic là hàm tự tương quan $K(\tau)$ thỏa mãn điều kiện sau (Tikhonov, 1966):

$$K(\tau) = 0 \quad \text{tại } \tau \rightarrow \infty \quad (6.17)$$

Giờ chúng ta hãy biểu diễn khả năng áp dụng của định lý ergodic và điều kiện (6.17) cho một quá trình đơn giản. Chúng ta giả thiết là chúng ta có một tập hợp các ghi chép của một quá trình $\{\zeta_k(t)\} = z_k$. Điều này có nghĩa là với một k nào đó, quá trình $\zeta_k(t)$ là không đổi và bằng z_k . Rõ ràng là quá trình này là dừng. Tại một thời điểm t , bất cứ một đặc trưng thống kê nào, thí dụ như giá trị trung bình tính với cả tập hợp cho một số đồng nhất. Tuy nhiên khi mà một ghi chép đơn $\zeta_{k=k_*}(t)$ được lựa chọn ngẫu nhiên và trung bình thời gian của nó được tính như sau:

$$E[\zeta_{k=k_*}(t)]_t = \lim_{t \rightarrow \infty} \frac{1}{2T} \int_{-T}^T \zeta_{k=k_*}(t) dt \quad (6.18)$$

thì rõ ràng là:

$$E[\zeta_k(t=t_*)]_t \neq E[\zeta_{k=k_*}(t)]_t \quad (6.19)$$

Như vậy, rõ ràng là quá trình đơn giản này là dừng, nhưng không ergodic. Điều kiện (6.17) rõ ràng là không được thỏa mãn vì:

$$K(\tau) = E[\zeta_{k=k_*}(t)\zeta_{k=k_*}(t+\tau)] = \lim_{t \rightarrow \infty} \frac{1}{2T} \int_{-T}^T z_{k_*}^2 dt = z_{k_*}^2 \quad (6.20)$$

Trong các phần tiếp theo ta giả thiết rằng tính ergodic là thỏa mãn cho các quá trình trình bày trong bài giảng này. Như vậy, thay thế cho một tập hợp các ghi chép $\{\zeta_k(t)\}$, một ghi chép đơn $\zeta(t)$ sẽ được sử dụng.

6.1.3 Các cơ sở của việc mô tả phổ sóng đại dương

Chúng ta hãy bắt đầu bằng việc mô tả chuỗi sóng quan trắc được tại một điểm $P(x,y)$ bằng phương pháp xác định. Phương pháp mô tả xác định là khởi đầu tự nhiên của các mô hình ngẫu nhiên được cho sau đây. Dạng mặt nước của một sóng lan truyền theo phương tạo một góc θ với trục x có thể được biểu thị như sau:

$$\zeta(x, y, t) = a \cos[k(x \cos \theta + y \sin \theta) - \omega t + \varphi] \quad (6.21)$$

trong đó h là độ sâu nước, φ là dịch chuyển pha và k là số sóng ($= 2\pi/L$ với L là bước sóng) liên hệ với tần số góc ω ($= 2\pi/T = 2\pi f$ với f là tần số sóng) bằng mối liên hệ phân tán tuyến tính:

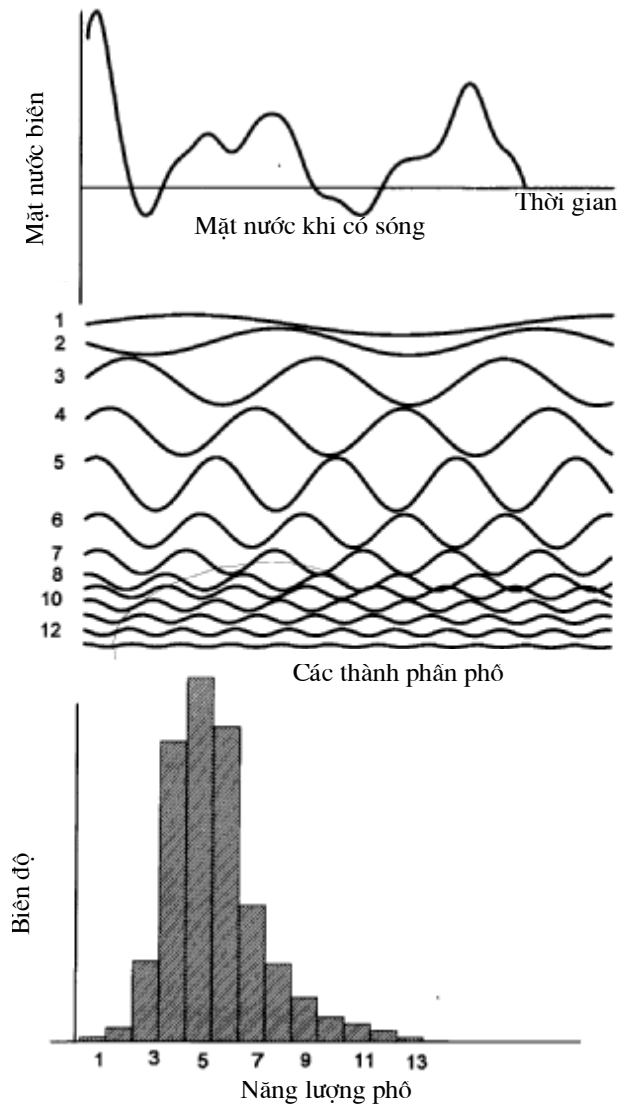
$$\omega^2 = gk \tanh(kh) \quad (6.22)$$

Cách đơn giản và tự nhiên nhất dùng để diễn tả mặt nước là chồng chất tuyến tính nhiều thành phần điều hoà lan truyền theo nhiều hướng khác nhau.

Một diễn giải đơn giản của quá trình chồng chất này là thí dụ trên hình 6.4 mà 13 thành phần được cộng lại để tạo ra một profile sóng cuối cùng. Như vậy, dùng phương trình (6.21), phương trình mô tả mặt nước khi có sóng có thể được viết như sau:

$$\zeta(x, y, t) = \sum_{l=1}^N a_l \cos[k_l(x \cos \theta_l + y \sin \theta_l) - \omega_l t + \varphi_l] \quad (6.23)$$

Hướng θ_l và pha φ_l phủ một khoảng $-\pi, \pi$; và biên độ sóng và tần số nằm trong khoảng $0 \leq a_l \leq \infty$ và $0 \leq \omega_l \leq \infty$.



Hình 6.4 Chồng chất của các thành phần phổ và phổ kết quả

Nếu như có thể giả thiết là mặt sóng là một chồng chất tuyến tính của một số vô hạn các sóng điều hoà lan truyền theo các hướng khác nhau và có biên độ thay đổi liên tục theo tần số và hướng truyền, phương trình (6.23) trở thành:

$$\zeta(x, y, t) = 2 \int_0^{\infty} \int_{-\pi}^{\pi} a(\omega, \theta) \cos[k(x \cos \theta + y \sin \theta) - \omega t + \varphi] d\omega d\theta \quad (6.24)$$

Dùng ký hiệu của Euler's:

$$\cos \alpha = \frac{1}{2} [\exp(i\alpha) + \exp(-i\alpha)] \quad (6.25)$$

chúng ta có thể viết lại phương trình (6.24) dưới dạng:

$$\zeta(x, y, t) = \int_0^{\infty} \int_{-\pi}^{\pi} a(\omega, \theta) \exp[i\varphi(\omega, \theta)] \exp[ik(x \cos \theta + y \sin \theta)] d\omega d\theta \quad (6.26)$$

6.2 Mô tả sóng gió bằng phổ

6.2.1 Phổ năng lượng của sóng gió

Variance của mặt nước, được viết là σ_{ζ}^2 trong đó σ_{ζ} là độ lệch tiêu chuẩn, là một đại lượng quan trọng để mô tả thống kê các quá trình sóng. Giá trị này liên hệ chặt chẽ với năng lượng sóng trung bình trên một đơn vị diện tích E

$$E = \rho g \sigma_{\zeta}^2 \quad (6.27)$$

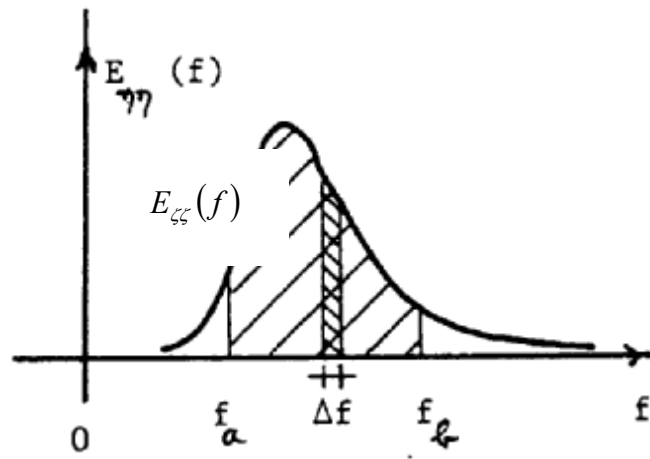
Vì lý do này mà hai khái niệm “variance” và “năng lượng” sẽ được dùng thay thế cho nhau vì thực ra chỉ là bỏ qua ρg khi nói tới năng lượng sóng.

Với một quá trình dừng, cần phải xác định giá trị trung bình (hay là giá trị bình phương trung bình của các dao động xung quanh giá trị trung bình) trong một ghi chép trong một khoảng thời gian đủ dài (về mặt lý thuyết là dài vô hạn). Với các điều kiện nào đó luôn thoả mãn cho sóng tạo bởi gió, thí dụ như các trung bình thời gian cho kết quả đồng nhất với các kết quả của trung bình tập hợp tương ứng. Điều này đúng rất nhiều trong tự nhiên, loại trừ là khoảng thời gian lấy trung bình là hữu hạn (thường là 15 tới 30 phút với sóng gió) và tạo ra các sai số lấy mẫu trong các kết quả. Tuy nhiên, nếu ta cố gắng giảm các sai số này bằng cách dùng các ghi chép thời gian dài hơn, có thể phát sinh vấn đề về tính không dừng của bài toán.

Như ta đã trình bày trước, tính dao động của sóng gió (và các quá trình tương tự) cho ta giả thiết rằng ta có thể xem nó như là một chồng chất tuyến tính của một số sóng hình sin có biên độ, tần số và pha khác nhau. Các sóng này được gọi là các thành phần phổ. Trong phép phân tích phổ hay phân tích Fourier, một ghi chép nào đó được phân chia thành các thành phần phổ.

Các hàm biểu thị sự phân bố của năng lượng và pha của các sóng thành phần theo tần số được gọi là các phổ (tần số) năng lượng. Nếu quá trình chỉ bao gồm hay được biểu thị bằng các đóng góp của một số đếm được các thành phần phổ thì phổ được gọi là phổ rời rạc. Không có lý do nào mà sóng gây ra bởi rối gió lại có một số đếm được các chu kỳ. Vì vậy, phổ sóng gió được cho là liên tục.

Vì sóng đại dương là một biến ngẫu nhiên, khi mà cho trước phổ biên độ và pha, không thể nào tạo ra một cách chính xác bề mặt nước dùng để tính các phổ này. Vì vậy, chúng ta phải tập trung vào việc mô tả một cách thống kê tập hợp của những thể hiện có thể có của các biến thống kê. Tuy nhiên, sẽ là rất hữu ích nếu như chúng ta chỉ tập trung vào nghiên cứu năng lượng (hay variance) và bỏ qua pha. Điều này dẫn tới việc dùng phân bố phổ của variance (hay năng lượng hoặc là biên độ bình phương) như là một khái niệm cơ bản của sóng gió. Nó cho ta thông tin về phần đóng góp của các thành phần phổ khác nhau vào năng lượng (hay variance) của quá trình.



Hình 6.5 Phác thảo mật độ phổ variance

Để làm rõ hơn khái niệm này, ta hãy xem xét biến đổi thời gian của mặt nước đối với MSL tại một điểm cố định $\{\zeta(t)\}$ khi có sóng gió. Variance của mặt nước được viết là $\text{var } \zeta$ hay σ_ζ^2 . Mật độ phổ variance liên quan với biến đổi này được viết là $S(f)$, trong đó f là tần số của một thành phần phổ, hay là số các dao động trong một đơn vị thời gian (trong hệ đơn vị SI: $[f] = 1 \text{ Hz}$). Mật độ phổ được định nghĩa sao cho việc tích phân trên một khoảng tần số nào đó, thí dụ từ f_a tới f_b (xem hình 6.5) là bằng với sự đóng góp của các thành phần phổ có tần số nằm trong khoảng trên vào variance tổng cộng σ_ζ^2 :

$$\int_{f_a}^{f_b} S(f) df = \Delta[\text{var } \zeta]_{a,b} \quad (6.28)$$

Nếu ta tích phân theo tất cả các tần số từ 0 tới ∞ , ta sẽ có variance tổng cộng:

$$\int_0^{\infty} S(f)df = \text{var } \zeta = \sigma_{\zeta}^2 \quad (6.29)$$

Mặt khác, nếu khoảng tần số có một dải rất hẹp với chiều rộng Δf (xem hình 6.5), phương trình 6.28 trở thành:

$$S(f)\Delta f = \Delta[\text{var } \zeta] \quad (6.30)$$

hay

$$S(f) = \frac{\Delta[\text{var } \zeta]}{\Delta f} \quad (6.31)$$

Các phương trình này cho ta ý nghĩa của $S(f)$: nó chỉ ra rằng variance (hay năng lượng) tổng cộng phân bố theo tần số của các thành phần phổ như thế nào.

Phương trình 6.62 chỉ ra rằng $S(f)$ có nghĩa của variance trên một đơn vị tần số. Trong hệ SI, đơn vị của nó là m^2/Hz . Điều này giải thích ý nghĩa của tên hàm là mật độ phổ variance. Tập hợp các giá trị của mật độ phổ của tất cả các tần số là mật độ phổ variance, hay thường được gọi một cách đơn giản là phổ variance hay phổ năng lượng.

Phổ variance trong một mức độ đáng kể có thể được đặc trưng bằng một dãy các moment phổ, định nghĩa như sau

$$m_n = \int_0^{\infty} f^n S(f)df \quad (n = 0, 1, \text{etc.}) \quad (6.32)$$

Moment bậc không (m_0) chỉ là diện tích phía dưới đường cong phổ, hay là variance của quá trình (xem phương trình 6.29). Ký hiệu này của variance thường được dùng để nhấn mạnh mối liên hệ của nó với phổ. Tỷ số m_1 / m_0 biểu thị khoảng cách từ “tâm trọng lực” của phổ tới đường $f = 0$. Nói cách khác, theo một số nghĩa thì nó diễn tả một tần số trung bình. Điều này cũng đúng cho đại lượng $(m_2 / m_0)^{1/2}$ (“bán kính hồi chuyển” của phổ đối với đường $f = 0$). Sự khác nhau giữa hai đại lượng này là thước đo chiều rộng của phổ.

Trong thực tế, phổ năng lượng hay là phổ variance được tính từ một ghi chép thời gian trong khoảng T bằng cách khai triển các tín hiệu ghi được (với một giá trị trung bình bằng không) thành một chuỗi Fourier, tức là một chuỗi với các hàm sine hay cosine phù hợp với số nguyên thời gian của khoảng thời gian ghi nhớ T , và vì vậy phù hợp với các tần số rời rạc là tích nguyên của các tần số (điều hoà) cơ bản $1/T$:

$$\eta(t) = \sum_n a_n \cos(2\pi f_n t + \alpha_n) \quad (6.33)$$

trong đó:

$$f_n = nf_1 = n/T \quad \text{for } n = 1, 2, \dots \quad (6.34)$$

Chú ý rằng các tần số rời rạc f_n là đồng khoảng cách vì rằng $\Delta f_n \equiv f_{n+1} - f_n = 1/T$, độc lập với n .

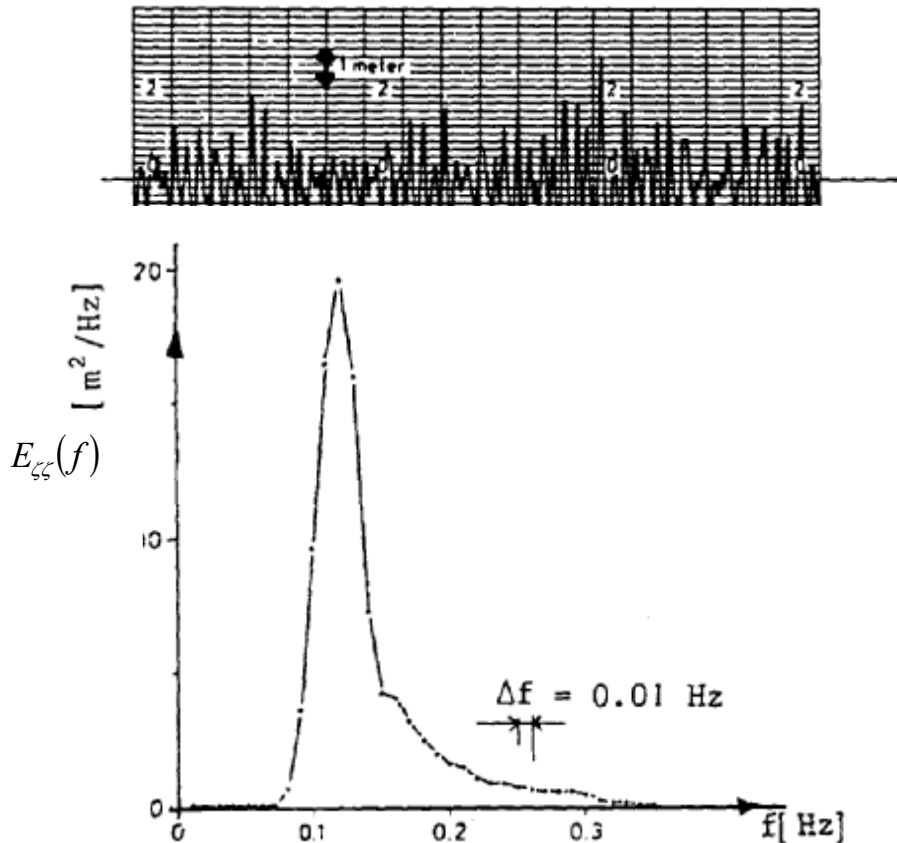
Có thể chứng minh rằng trung bình bình phương của (6.33) là:

$$E\{\eta^2(t)\} = \sum_{n=1}^N \frac{1}{2} a_n^2 \quad (6.35)$$

Đây là một giá trị ước tính của quá trình mà ghi chép được lấy mẫu. Vì vậy, đại lượng $(1/2)a_n^2$ là phần đóng góp của thành phần phổ với tần số f_n tới giá trị ước tính của variance.

Tập hợp của các giá trị này như là một hàm của các tần số rời rạc f_n cho ta giá trị xấp xỉ của mật độ phổ variance liên tục. Mối liên hệ giữa hai đại lượng có thể được biểu thị bằng

$$\frac{1}{2} a_n^2 = S(f_n) \Delta f_n \quad (6.36)$$



Hình 6.6 Ghi chép của mặt nước và phổ variance tương ứng (Battjes, 1984)

Thực ra, vì những sai số lấy mẫu trong $1/2a_n^2$ (ước tính từ chỉ một thể hiện), đây không

phải là một phương pháp đáng tin cậy để ước tính $S(f)$. Cần phải lấy trung bình trên một tập hợp các giá trị $1/2a_n^2$ để có được một đánh giá đủ tin cậy. Tuy nhiên, chúng ta sẽ không nghiên cứu thêm về vấn đề này ở giáo trình này.

Hình 6.6 cho ta một thí dụ về một đoạn ghi chép ngắn của bề mặt nước và một phổ mật độ variance ước tính tương ứng, chú ý tới tỷ lệ vẽ phổ. Để kiểm tra sơ bộ các số và diễn giải ý nghĩa của phổ, chúng ta có thể xấp xỉ đường cong phổ bằng một tam giác với giá trị trên đỉnh bằng $20\text{m}^2/\text{Hz}$ và giá trị dưới đáy bằng 0.1Hz . Từ đó, chúng ta có thể ước tính được diện tích phía dưới đường cong (variance) là $1/2 \times (20\text{m}^2/\text{Hz}) \times (0.1\text{Hz}) = 1\text{m}^2$, tương ứng với độ lệch tiêu chuẩn là 1m . Giá trị này tương đối phù hợp với ghi chép sóng.

Chú ý rằng phổ variance hay năng lượng không cho biết gì về pha của các thành phần phổ. Vì vậy, không thể dùng phổ này để tạo ra bản ghi chép mà ta đã dùng nó để xác định phổ. Ngược lại, bằng cách dùng các tập hợp pha khác nhau, ta có thể tạo ra các thể hiện khác nhau mà tất cả chúng đều có phổ variance (hay năng lượng) giống hệt nhau. Điều này cho ta manh mối để xây dựng các mô hình xác suất sóng mà ta sẽ mô tả dưới đây.

6.2.2 Chiều rộng của phổ và dạng phổ

a) Chiều rộng phổ

Nói chung, dạng của phổ tần số sóng phụ thuộc vào các điều kiện tạo sóng bên ngoài (tốc độ gió, đà gió, thời gian tác động của gió, độ sâu nước, sự tồn tại của sóng lừng, giai đoạn của bão) cũng như các cơ chế nội tại (tương tác phi tuyến giữa các sóng thành phần, tiêu tán năng lượng do sóng vỡ hay ma sát đáy). Tuy nhiên, dạng của phổ không phải là tùy ý và một số đặc tính cơ bản của phân bố năng lượng được áp dụng cho tất cả các phổ.

Bởi vì sẽ là rất thuận lợi nếu như ta xử lý các phổ tần số bằng cách dùng tần số góc ω ($= 2\pi/T = 2\pi f$, rad/s) thay cho tần số f (Hz). Trong phần này, tần số góc cũng được gọi vắn tắt là tần số. Khi dùng ω , chúng ta không nên nhầm lẫn với tần số f .

Năng lượng của phổ sóng đạt giá trị cực đại tại $\omega = \omega_p$, và giảm dần với cả các tần số lớn hơn và nhỏ hơn. Thông thường, tốc độ giảm tại khoảng tần số thấp là nhanh hơn tại khoảng tần số cao. Tần số ω_p mà tại đó năng lượng của phổ sóng đạt giá trị cực đại được gọi là tần số đỉnh. Tần số thấp nhất của sóng trọng lực do gió gây ra được ước tính là xấp xỉ 0.03Hz (0.2rad/s). Năng lượng tại các tần số thấp hơn giá trị này sóng đập, seiches hay thủy triều.

Tần số cao nhất của sóng trọng lực do gió gây ra tương ứng với vận tốc pha nhỏ nhất là 23 cm/s tại bước sóng nhỏ nhất là 1.7 cm (trong nước sạch ở 20°C). Như vậy, tần số cao nhất là 13.6 Hz (85 rad/s). Lực cản do sức căng mặt ngoài không cho phép tạo ra sóng có các tần số cao hơn. Các tần số giới hạn này được cho bởi các xấp xỉ lý thuyết. Trong thực tế chúng ta chỉ sử dụng một dải tần số cho sóng trọng lực gây bởi gió hẹp hơn nhiều.

Hơn nữa, phổ thường là có quy luật, thí dụ như có vùng quy luật hàm mũ mà $S(\omega) \sim \omega^{-n}$ với một số mũ n nào đó. Một thí dụ hay của tính quy luật đó được cho bởi khoảng bão hoà (hay khoảng cân bằng) trong phổ sóng, khi mà phổ phụ thuộc vào tần số theo quy luật ω^{-5} (hay ω^{-4}). Khoảng bão hoà này biểu thị sự cân bằng giữa năng lượng mất mát do sóng vỡ và năng lượng sóng nhận được từ gió.

Một loạt các hàm mũ đã được đề nghị để có thể bao hàm phần dễ thay đổi nhất của phổ. Các phổ khác nhau này thường là kết quả phân tích các chuỗi thời gian thu được từ các thí nghiệm với các điều kiện tạo sóng khác nhau.

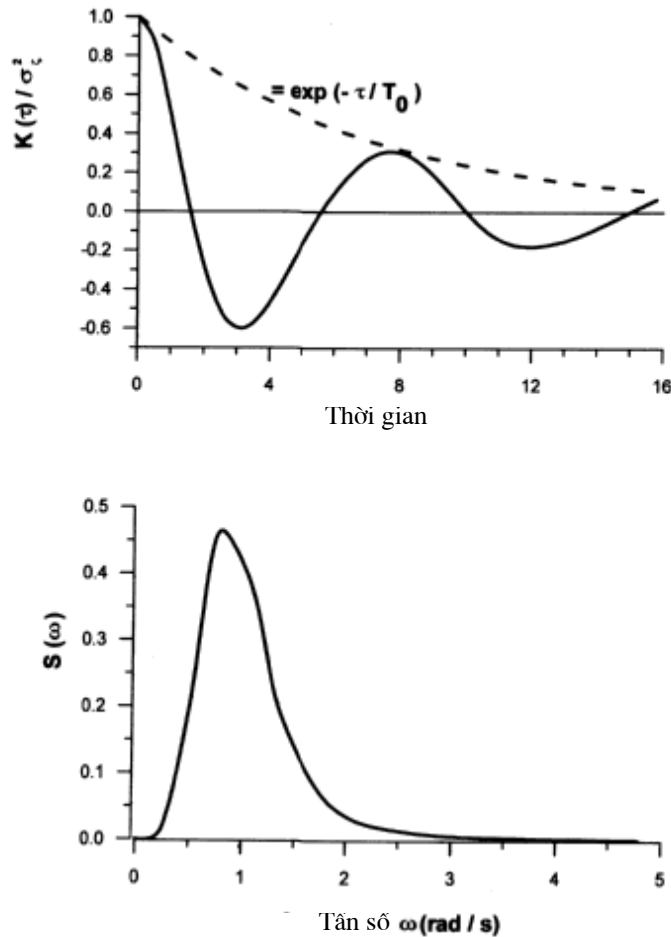
Phổ cho ta một mô tả hoàn chỉnh về sóng đại dương chỉ khi mà nó được coi là chồng chất tuyến tính của rất nhiều thành phần hình sin cơ bản. Tuy nhiên, đặc biệt là trong nước nông, sóng đại dương luôn cho ta thấy một đỉnh nhọn hơn và một bụng nông hơn, gây ra do các thành phần điều hoà được tạo thành và sự tương tác của chúng. Sự hiện diện của các thành phần điều hoà có thể thấy trong phổ sóng đại dương như là các đỉnh thêm vào trong khoảng tần số cao. Thông tin này không đủ để cho thấy các phối hợp của tần số tương tác tạo ra các đỉnh đó. Để tạo ra một “bản đồ” của các tần số tương tác, cần phải áp dụng phép phân tích phổ bậc cao hơn.

Do tính phức tạp của việc truyền năng lượng từ khí quyển vào đại dương, sóng bề mặt là đa hướng. Chỉ có một phần năng lượng sóng là lan truyền theo hướng gió. Bởi vì có sự giới hạn của các phương pháp quan trắc, kiến thức về phân bố hướng là khá nghèo nàn so với kiến thức về phổ tần số. Trong phần này ta sẽ xem lại các diễn giải hiện tại về phổ hướng của sóng đại dương, gọi là mô hình mũ cosine, mô hình Gauss bọc xung quanh, mô hình von Mises, mô hình dạng hyperbolic, và mô hình trải hai đỉnh.

Hình 6.7 chỉ ra một hàm phổ tần số sóng điển hình và một hàm tự tương quan tương ứng. Hàm tự tương quan đã được chuẩn hoá $K(\tau)/\sigma_\zeta^2$ bắt đầu bằng 1 tại $\tau = 0$. Với tất cả các quá trình, $K(\tau) \rightarrow 0$ khi mà $\tau \rightarrow \infty$, và thời gian tắt đặc trưng cho tính chất này được gọi là quy mô tương quan. Thí dụ như một quá trình Markov có một hàm tự tương quan dạng:

$$K(\tau) = K_0 \exp\left(-\frac{|\tau|}{\tau_0}\right) \quad (6.37)$$

trong đó τ_0 được gọi là quy mô tương quan. Như vậy, $\tau = \tau_0$ khi $K(\tau_0) = e^{-1} \approx 0.368$.



Hình 6.7 Hàm tự tương quan $K(\tau)$ và hàm mật độ phổ $S(\omega)$.

Dùng định nghĩa của quy mô tương quan, ta có thể nhận ra rằng trong trường hợp của chúng ta $\tau_0 \approx 7s$. Trong trường hợp này, hàm tự tương quan $K(\tau)$ của một tín hiệu cosin có pha ngẫu nhiên được cho bởi:

$$\frac{K(\tau)}{K_0} = \cos(\omega_0 \tau) = \cos\left(\frac{2\pi\tau}{T_0}\right) \quad (6.38)$$

trong đó T_0 là chu kỳ của tín hiệu. Hàm $K(\tau)$ biến mất với $\tau_1 = T_0/4$. Giả thiết rằng phần lớn năng lượng sóng được tập trung xung quanh tần số đỉnh $\omega_p = 2\pi/T_0$ thì sẽ là rất tự nhiên nếu ta liên kết điểm cắt đường không đầu tiên của hàm $K(\tau)$ tại $\tau = \tau_1$ với chu kỳ thống trị

của quá trình. Như vậy, tần số đỉnh $\omega_p = 2\pi / 4\tau_1$.

Trong hình 6.7, $\tau_1 \approx 1.7$ s, tương ứng với chu kỳ đỉnh $\omega_p = 2\pi / (4 \times 1.7) = 0.92$ rad/s.

Nhìn nhanh hình 6.7 ta có thể thấy rằng phổ trong hình có một đỉnh tại $\omega_p = 0.85$ rad/s, gần với giá trị xấp xỉ là 0.92 rad/s.

Hàm $S(\omega)$ biểu thị một phân bố của năng lượng sóng trong miền tần số. Vì vậy, tương tự với $S(f)$, moment tần số m_r được định nghĩa là:

$$m_r = \int_0^{\infty} \omega^r S(\omega) d\omega \quad (6.39)$$

Một số moment đầu tiên là đặc biệt quan trọng đối với việc mô tả phổ của sóng đại dương. Moment đầu tiên xác định tần số sóng trung bình $\bar{\omega}$ và chu kỳ trung bình \bar{T} , tức là:

$$\bar{\omega} = \frac{m_1}{m_0} \quad \text{and} \quad \bar{T} = \frac{2\pi}{\bar{\omega}} = 2\pi \frac{m_0}{m_1} \quad (6.40)$$

Cũng như các moment m_r , các moment phổ trung tâm \tilde{m}_r cũng được dùng tới. Chúng được định nghĩa là:

$$\tilde{m}_r = \int_0^{\infty} (\omega - \bar{\omega})^r S(\omega) d\omega \quad (6.41)$$

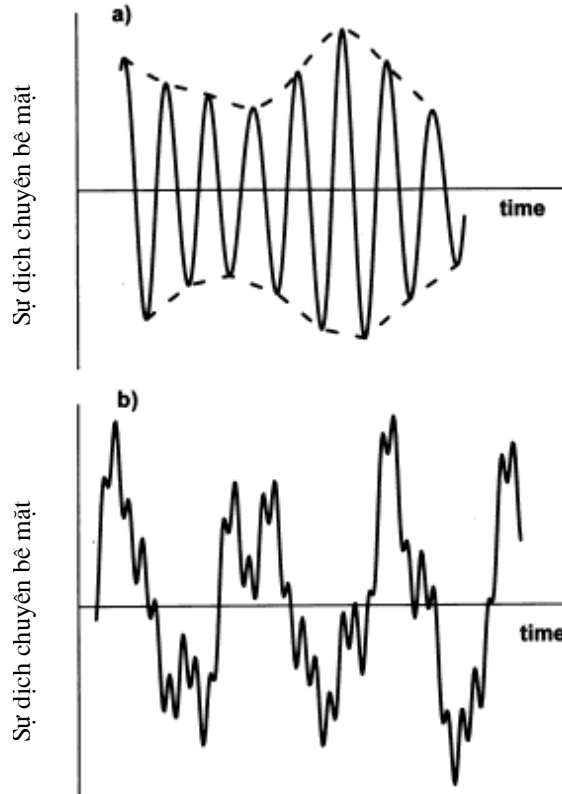
Vì vậy:

$$\tilde{m}_0 = m_0, \quad \tilde{m}_1 = m_1 - \bar{\omega}m_0 = 0, \quad \tilde{m}_2 = m_2 - \frac{m_1^2}{m_0} \quad (6.42)$$

Momen trung tâm \tilde{m}_2 là một thước đo mức độ tập trung của năng lượng phổ sóng xung quanh tần số $\bar{\omega}$.

Khi mà chúng ta chuẩn hoá \tilde{m}_2 trong phương trình (6.42) bằng tích $(\bar{\omega}^2 m_0)$, ta có được một thông số không thứ nguyên ν^2 như sau:

$$\nu^2 = \frac{\tilde{m}_2}{\bar{\omega}^2 m_0} = \frac{m_0 m_2}{m_1^2} - 1 \quad (6.43)$$



Hình 6.8: Biến trình thời gian của dao động mực nước: a) phổ hẹp và b) phổ rộng.

Thông số ν^2 là một đại lượng bậc thấp và thuận tiện để đo chiều rộng phổ. Phương trình (6.43) chỉ ra một cách rõ ràng rằng khi mà tất cả năng lượng sóng tập trung vào một tần số $\omega = \bar{\omega}$, ta có $\nu^2 \rightarrow 0$. Khi mà năng lượng sóng phân bố rộng rãi quanh các tần số, ν^2 tăng lên. Trong các cơn bão điển hình, thông số chiều rộng phổ ν xấp xỉ bằng 0.3.

Các profile sóng điển hình tương ứng với các phổ rộng và phổ hẹp được chỉ ra trong hình 6.8. Ta có thể thấy rằng các sóng của một phổ hẹp gần như có tần số giống nhau nhưng biên độ biến đổi. Các đường bao trên và dưới trùng lặp một cách chính xác với đỉnh và bụng, và tạo ra một cặp các đường cong đối xứng đối với một giá trị trung bình. Trong trường hợp như vậy, dịch chuyển dương và âm của mặt sóng là bằng nhau, và bằng với biên độ sóng. Đối với phổ rộng, hiện diện các sóng có nhiều tần số và chúng cưỡi lên nhau tạo ra những cực đại địa phương thấp hơn mực nước biển trung bình.

b) Dạng phổ

Sự phát triển của sóng dưới tác động của gió không phải là vô hạn. Năng lượng mà gió truyền cho sóng được cân bằng bởi tương tác của các sóng, truyền năng lượng từ một dải cho trước tới các dải khác, và bởi tiêu tán năng lượng. Tại nước sâu, quá trình tiêu tán năng lượng thường được xảy ra dưới dạng sóng bạc đầu với quy mô nhỏ hơn bước sóng. Sóng bạc đầu xảy

ra khi mà hai đỉnh sóng chồng lên nhau hay một sóng ngắn cưỡi lên một sóng dài.

Một dạng giới hạn sóng phát triển khác liên quan với việc tạo thành những sóng mao dẫn ngay trước đỉnh nhọn của các sóng chính. Các sóng mao dẫn này lấy năng lượng của các sóng chính nhờ có độ cong của bề mặt cao (Phillips, 1977). Chúng ta cũng cần chú ý rằng dòng chảy gió cũng làm cho sóng vỡ tại một biên độ nhỏ hơn nhiều. Sóng vỡ tại nước nông tạo ra một giới hạn trên cho việc phát triển của sóng bằng cách lấy năng lượng sóng tại một điều kiện tới hạn.

Việc xảy ra của bất cứ một cơ chế nào như thế là một chỉ số của trạng thái bão hoà của các thành phần sóng, trong đó đạt được cân bằng giữa năng lượng do gió cung cấp và năng lượng mất mát do tiêu tán. Như vậy, khoảng bão hoà có thể được mô tả một cách rõ ràng nhờ các thông số vật lý địa phương cho biết hình thái sóng tới hạn, thí dụ như gia tốc trọng trường, (g), vận tốc ma sát gió trên bề mặt sóng (u_*), và tần số địa phương (ω). Phillips (1958), dùng các lý luận thứ nguyên đã tìm ra rằng:

$$S(\omega) = f\left(\frac{\omega u_*}{g}\right) g^2 \omega^{-5} \quad (6.44)$$

Khi mà dòng chảy mặt là không quan trọng, tức là khi mà $\omega u_* / g \ll 2$, phương trình 6.44 cho ta

$$S(\omega) = \alpha g^2 \omega^{-5}, \quad \left(\omega_p \ll \omega \ll \frac{2g}{u_*^2}\right) \quad (6.45)$$

trong đó α là một hằng số ($\alpha = 1.23 \times 10^{-2}$).

6.2.3 Các phổ tần số điển hình

Các phổ mà ta thảo luận cho tới nay chỉ giới hạn trong điều kiện bão hoà, khi mà $\omega > \omega_p$. Để có thể bao hàm phần quan trọng nhất của phổ, một loạt các hàm đã được đề nghị.

Một dạng chung của các hàm mật độ phổ là:

$$S(\omega) = A \omega^{-p} \exp(-B \omega^{-q}) \quad (6.46)$$

trong đó A , B , p and q là các thông số tự do. Vậy, các moment phổ định nghĩa bởi phương trình (6.41) trở thành:

$$m_r = AB^{(r-p+1)/q} \left(\frac{1}{q}\right) \Gamma\left(\frac{p-r-1}{q}\right) \quad (6.47)$$

trong đó $\Gamma(\)$ là hàm gamma.

Phổ Pierson- Moskowitz

Có thể là phổ phổ biến nhất trong số các phổ được đề nghị là phổ Pierson và Moskowitz (1964). Các ông dùng các số liệu quan trắc hiện trường và các phát kiến lý thuyết của Phillips (1958) và Kitaigorodskii (1962) đã chỉ ra rằng:

$$S(\omega) = \alpha g^2 \omega^{-5} \exp \left[-B \left(\frac{g}{\omega U} \right)^4 \right] \quad (6.48)$$

với $\alpha = 8.1 \times 10^{-3}$, $B = 0.74$ và U là vận tốc gió tại độ cao 19.5 m trên bề mặt biển. Dạng của phổ sóng được điều khiển bởi một tham số duy nhất - vận tốc gió U . Phổ trong phương trình (6.48) được đề nghị cho biển đã phát triển hoàn toàn, khi mà vận tốc pha bằng vận tốc gió. Phổ thực nghiệm đề nghị bởi Pierson và Moskowitz cho ta:

$$\frac{U \omega_p}{g} = const = 0.879 \quad \text{and} \quad \frac{U \omega_p}{2\pi g} = \frac{U f_p}{g} = 0.13 \quad (6.49)$$

với $f_p = \omega_p / 2\pi$. Sau khi thế vào phương trình (6.48) ta có:

$$S(\omega) = \alpha g^2 \omega^{-5} \exp \left[-\frac{5}{4} \left(\frac{\omega}{\omega_p} \right)^4 \right] \quad (6.50)$$

Có một số vấn đề toán học khi ta tính các moment thứ tư của phổ bằng cách dùng phương trình (6.50). Về mặt vật lý, moment này biểu thị gia tốc bình phương trung bình đo được tại một điểm Eulerian là không bị giới hạn. Để khắc phục nhược điểm này, ta thường cắt bỏ một phần tần số, tức là

$$m_4 = \int_0^{\omega_c} S(\omega) d\omega \quad (6.51)$$

trong đó $\omega_c = n \omega_p$ và n được lấy là $n > 3$.

Chúng ta cần chú ý rằng phổ Pierson-Moskowitz không nhất thiết tương ứng với sóng phát triển hoàn toàn. Trong thực tế, Hasselmann và những người khác (1976) sau khi đã kiểm tra rất kỹ phổ thực nghiệm của Pierson-Moskowitz, đã tìm ra rằng chỉ có một phần của các phổ này là tương ứng với sóng phát triển hoàn toàn.

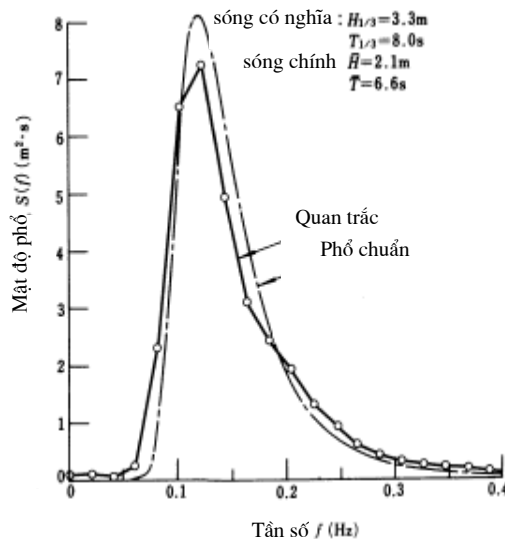
Phổ Bretschneider-Mitsuyasu

Mitsuyasu (1970) dùng các số liệu quan trắc để hiệu chỉnh các hệ số trong các công thức do Bretschneider (1968) đề nghị và thấy rằng phổ của sóng gió phát triển hoàn toàn được

cho bởi:

$$S(\omega) = 2517 H_{1/3}^2 T_{1/3}^{-4} \omega^{-5} \exp[-1605(T_{1/3} \omega)^{-4}] \quad (6.52)$$

Hình 6.9 cho ta sự so sánh giữa phổ Bretschneider-Mitsuyasu và phổ quan trắc với trường hợp $H_{1/3} = 3.3 \text{ m}$, $T_{1/3} = 8.0 \text{ s}$, $\bar{H} = 2.1 \text{ m}$, $\bar{T} = 6.6 \text{ s}$. Hình vẽ cho thấy rằng năng lượng sóng trải trong khoảng $f = 0.05 \sim 0.4 \text{ Hz}$, hay là tương ứng với $T = 2.5 \sim 20 \text{ s}$, cho dù rằng chu kỳ của sóng có nghĩa là 8 s . Hình vẽ còn cho ta thấy rằng năng lượng sóng tập trung vào quanh tần số $f_p \cong 0.11 \text{ Hz}$, mà nó thường là nhỏ hơn tần số $f = 0.125 \text{ Hz}$ tương ứng với chu kỳ sóng có nghĩa. Đường đứt gãy là kết quả của việc đưa các giá trị của độ cao và chu kỳ sóng có nghĩa xác định từ ghi chép vào phương trình (6.52). Tuy rằng một số khác biệt có thể thấy được giữa phổ tính toán và phổ quan trắc, một phần vì hiệu ứng nước nông trong ghi chép sóng đã được hiệu chỉnh với độ sâu đặt máy là 11 m , phổ tiêu chuẩn mô tả phổ thực khá tốt.



Hình 6.9 So sánh giữa phổ Bretschneider-Mitsuyasu và phổ quan trắc

Phổ JONSWAP và những biến thể của nó

Phổ JONSWAP phát triển phổ Pierson-Moskowitz để có thể bao hàm sóng có đà giới hạn. Phổ này được phát triển nhờ sử dụng các số liệu từ một chương trình quan trắc rất quy mô (Joint North Sea Wave Project) tiến hành trong các năm 1968 và 1969 tại biển Bắc. Phổ JONSWAP, sau khi được công bố vào năm 1973, gần như được công nhận ngay và trở thành

rất nổi tiếng trên trường quốc tế. Mô hình phổ kết quả có dạng (Hasselmann và những người khác, 1973):

$$S(\omega) = \alpha g^2 \omega^{-5} \exp\left[-\frac{5}{4}\left(\frac{\omega}{\omega_p}\right)^{-4}\right] \gamma^\delta, \quad (6.53)$$

trong đó:

$$\delta = \exp\left[-\frac{(\omega - \omega_p)}{2\sigma_0^2 \omega_p^2}\right] \quad (6.54)$$

Phổ (6.53) chứa 5 thông số, tức là α, γ, ω_p và $\sigma_0 = \sigma_0'$ với $\omega \leq \omega_p$, và $\sigma_0 = \sigma_0''$ với $\omega > \omega_p$ cần phải biết trước. Thông số γ^δ là một thông số tăng cường đỉnh được đưa vào trong phổ Pierson-Moskowitz để diễn tả một phổ có đỉnh nhọn hơn, đặc trưng cho sóng đang phát triển. Thông số γ mô tả mức độ của đỉnh và thông số σ_0 mô tả chiều rộng của miền đỉnh.

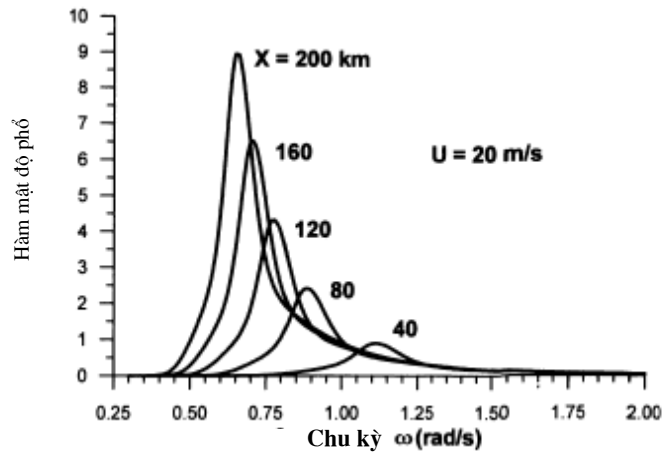
Phổ JONSWAP trung bình cho $\gamma = 3.3$, $\sigma_0' = 0.07$ và $\sigma_0'' = 0.09$, trong khi α và ω_p được cho bởi:

$$\alpha = 0.076 \left(\frac{gX}{U^2}\right)^{-0.22} \quad (6.55)$$

và:

$$\omega_p = 7\pi \left(\frac{g}{U}\right) \left(\frac{gX}{U^2}\right)^{-0.33} \quad (6.56)$$

với X là đà hiệu dụng.



Hình 6.10 Biến đổi của phổ JONSWAP theo đà.

Chúng ta có tổng năng lượng không thứ nguyên ε là:

$$\varepsilon = \frac{m_0 g^2}{U^4} = 1.6 \times 10^{-7} \left(\frac{gX}{U^2} \right) \quad (6.57)$$

Các phương trình (6.56) và (6.57) cho thấy rằng tần số đỉnh ω_p giảm và tổng năng lượng tăng lên theo đà hiệu dụng (Hình 6.10).

Dùng hai thông số không thứ nguyên $\xi = (gX/U^2)$ và $\nu = (\omega_p U / 2\pi g)$, các phương trình (6.55), (6.56) và (6.57) có thể được viết lại như sau:

$$\left. \begin{aligned} \xi &= 44.534\nu^{-3.03} \\ \alpha &= 0.076\xi^{-0.22} = 0.033\nu^{0.67} \\ \varepsilon &= 1.6 \times 10^{-7} \xi = 7.13 \times 10^{-6} \nu^{-3.03} \end{aligned} \right\} \quad (6.58)$$

Mặt khác, tích phân phương trình (6.53), dùng $\gamma = 3.3$ và hai mối liên hệ đầu tiên (6.58) cho ta:

$$\varepsilon = 0.99 \times 10^{-7} \xi^{1.1} \quad (6.59)$$

Kết quả này phù hợp với mối liên hệ thứ ba trong phương trình (6.58). Hasselmann và những người khác (1976) cố gắng điều hoà sai lệch này và phát triển các hiệu chỉnh của α, ξ và ε có dùng tới một loạt các lý luận lý thuyết. Cuối cùng là họ tìm ra:

$$\left. \begin{aligned} \xi &= 32.4384\nu^{-3.03} \\ \alpha &= 0.0662\xi^{-0.2} = 0.033\nu^{0.67} \\ \varepsilon &= 1.6 \times 10^{-7} \xi = 5.3 \times 10^{-6} \nu^{-3.33} \end{aligned} \right\} \quad (6.60)$$

Về mặt nguyên tắc, phổ JONSWAP cần phải tiệm cận phổ Pierson-Moskowitz khi mà đà lớn, tức là khi mà $\nu \rightarrow 0.13$, $\alpha \rightarrow 8.1 \times 10^{-3}$ và $\gamma \rightarrow 1.0$. Trong thực tế, phổ JONSWAP và các phổ cho đà giới hạn khác không cho thấy một xu hướng rõ ràng về việc giảm γ tới 1 khi mà đà tăng lên.

Hasselmann và những người khác (1976) sau khi phân tích lại phổ Pierson-Moskowitz dùng sơ đồ chấp các thông số giống hệt như khi tìm phổ JONSWAP và tìm ra rằng hơn một nửa số phổ có nhiều đỉnh. Sau khi đã loại trừ các số liệu đó khỏi tập số liệu, phần phổ còn lại cho một hệ số tăng cường đỉnh $\gamma = 1.4$, khá lớn hơn 1. Kết quả này cho thấy rằng quá trình chuyển đổi thành phổ phát triển hoàn toàn xảy ra trong giai đoạn cuối cùng của quá trình phát

triển sóng.

Một tập hợp số liệu độc lập của Hasselmann và những người khác (1976) cho $\gamma = 1.7$ tại giới hạn Pierson-Moskowitz (Mitsuyasu và những người khác, 1980). Cho phép σ_0' và σ_0'' biến đổi, nhưng vẫn giả thiết rằng dạng Pierson-Moskowitz là chính xác, Lewis và Allos (1990) tìm ra rằng:

$$\gamma = 17.54\xi^{-0.284} = 5.87\nu^{0.86} \quad (6.61)$$

Các chỉnh sửa của Battjes và những người khác (1987) cho thấy rằng trong dải tần số cao, sự khác biệt trong tính phù hợp giữa các quy luật ω^{-4} và ω^{-5} là đáng kể một cách thống kê tại mức tin tưởng là 99.9% và phổ sóng có thể được xấp xỉ tốt hơn bằng đuôi ω^{-4} .

Một biến đổi của phổ JONSWAP có chứa công thức của Toba về khoảng bão hòa đã được Donelan và những người khác (1985 đưa ra dưới dạng:

$$S(\omega) = \beta g^2 \omega_p^{-1} \omega^{-4} \exp\left[-\left(\frac{\omega}{\omega_p}\right)^{-4}\right] \gamma^\delta \quad (6.62)$$

trong đó:

$$\beta = 0.006\nu^{0.55} \quad \text{với} \quad 0.83 < \nu^{0.55} < 5.0 \quad (6.63)$$

$$\gamma = \begin{cases} 6.489 + 6 \log \nu & \text{với} \quad 1.0 \leq \nu < 5 \\ 1.7 & \text{với} \quad 0.83 < \nu < 1 \end{cases} \quad (6.64)$$

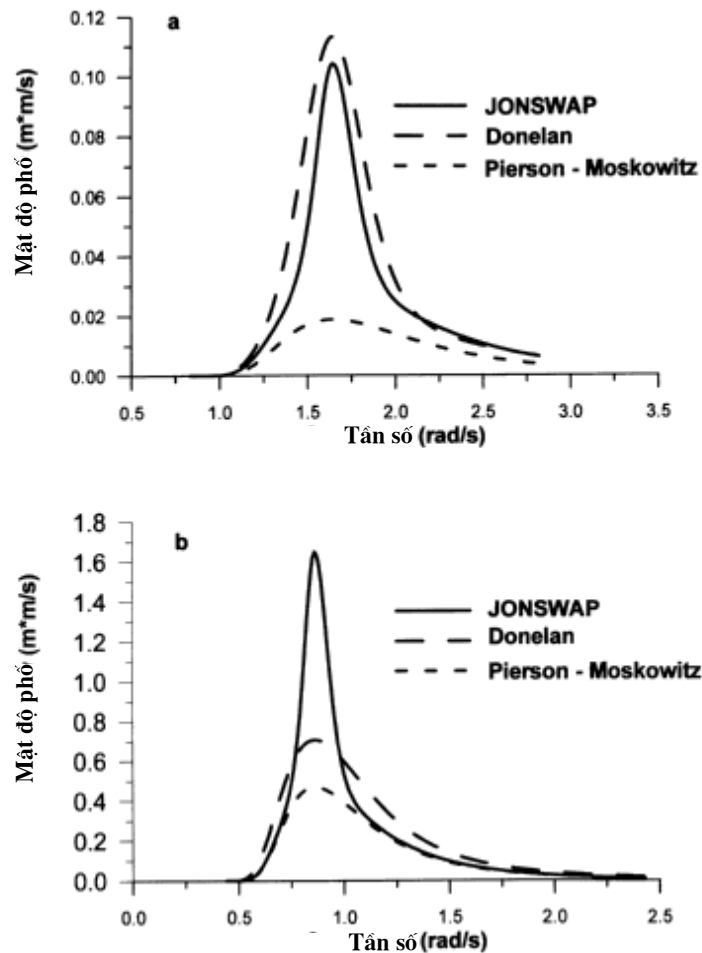
$$\varepsilon = 0.0027\nu^{-3.3} \quad (6.65)$$

$$\sigma_0 = 0.08 + 0.32\nu^{-3} \quad (6.66)$$

Khi ν giảm đi (tần số đỉnh chuyển dịch sang các tần số thấp hơn), cả β và γ giảm đi và σ_0 giữ nguyên là tương đối không thay đổi cho đến khi gần với trạng thái phát triển đầy đủ mà tại đó nó tăng rất nhanh. Thông số γ không đạt tới giá trị 1.0 mà gần với 1.7 tại giới hạn phát triển đầy đủ.

Trong hình 6.11 các phổ Pierson-Moskowitz, phổ JONSWAP và phổ Donelan được so sánh với hai chế độ khác nhau. Hình đầu tiên cho ta các điều kiện giới hạn đà khi mà đà $X = 25$ km và vận tốc gió $U = 10$ m/s. Tần số đỉnh và các thông số phát triển sóng là $\omega_p = 1.64$

rad/s và $\nu = (\omega_p U / g) = (U / C) = 1.673$ (C là vận tốc pha tại biển sâu). Hình thứ hai cho phổ của sóng phát triển hoàn toàn ($X = 200$ km, $U = 10$ m/s, $\omega_p = 0.862$ rad/s và $\nu = 0.879$). Phổ Pierson-Moskowitz chỉ được áp dụng cho sóng phát triển hoàn toàn. Mặt khác, phổ JONSWAP, được ngoại suy ra giới hạn phát triển hoàn toàn, giữ nguyên đỉnh được tăng cường của nó và trái ngược với các phổ phát triển hoàn toàn rộng hơn của sóng phát triển hoàn toàn. Dạng của Donelan và những người khác đồng ý rất tốt với phổ JONSWAP trong giai đoạn phát triển giới hạn bởi ã và cũng phản ánh những đặc điểm chính của phổ sóng phát triển hoàn toàn.



Hình 6. So sánh các phổ Pierson-Moskowitz, JONSWAP và của Donelan và những người khác: a) các điều kiện có ã giới hạn và b) sóng phát triển hoàn toàn .

Các mối liên hệ (6.63) - (6.66) xác định hoàn toàn phổ (6.62). Về mặt kỹ thuật, sẽ là rất thuận tiện nếu biểu thị các mối liên hệ này bằng độ cao sóng có nghĩa (H_s) và chu kỳ đỉnh

của sóng (T_p), thường được dùng trong công tác thiết kế. Houmb và Overvik (1976) đã chỉ ra rằng nguyên tắc này có thể thực hiện được cho phổ JONSWAP. Bằng cách dùng ý kiến này, Young (1992) đã tìm được mối liên hệ sau cho phổ của Donelan và những người khác (1985):

$$\beta = 200g^{-1,571}m_0^{0,786}T_p^{-3,143} \quad (6.67)$$

$$\gamma = 6.489 + 6 \log[2.649 \times 10^7 g^{-2,857}m_0^{1,429}T_p^{-5,714}] \quad (6.68)$$

$$\sigma_0 = 0.08 + 6.940 \times 10^{-26} g^{8,57}m_0^{-4,287}T_p^{17,142} \quad (6.69)$$

trong đó $m_0 = \frac{H_s^2}{16}$.

6.2.4 Các hàm phổ hướng

Phương pháp được sử dụng rộng rãi nhất để nghiên cứu sóng gió là kiểm tra phổ tại một điểm. Tuy nhiên, các đo đạc tại một điểm là không đủ để mô tả đầy đủ bản chất của sóng gió. Vì quá trình truyền năng lượng một cách phức tạp từ khí quyển và đại dương và vì tương tác giữa các sóng, sóng bề mặt là đa hướng. Chỉ một phần của năng lượng là lan truyền theo hướng gió. Đặc biệt hơn, năng lượng sóng của các sóng có chu kỳ $\omega \approx \omega_p$ chủ yếu là lan truyền theo hướng gió, trong khi đó năng lượng sóng liên quan với các tần số cao hay thấp hơn phân bố trên một dải hướng rộng hơn. Tính đa hướng của sóng còn là kết quả chồng chất tại một điểm của các chuỗi sóng khác nhau được tạo ra bởi các hệ thống tạo sóng rất xa.

Phân bố hướng là một đặc tính cơ bản của trường sóng ngẫu nhiên và là một yếu tố cơ bản để hiểu được cơ học sóng đại dương, cũng như các quá trình thành tạo, lan truyền và vỡ. Thông tin về phân bố hướng của năng lượng sóng là cần thiết để dự báo đúng nhiều hiện tượng hải dương và địa mạo tại nước sâu và nước nông. Thí dụ, dòng ven tạo ra vận chuyển bùn cát trong đới ven bờ nhưng cường độ của dòng này phụ thuộc mạnh mẽ vào hướng sóng tại điểm sóng vỡ. Tính hiệu quả của một công trình ngoài khơi và ven bờ phụ thuộc vào hướng của nó đối với hướng sóng tới. Hơn nữa, lực tác động của sóng lên công trình là hàm của phân bố hướng của năng lượng sóng (Sarpkaya và Isaacson, 1981; Wiegel, 1982).

Vì những giới hạn của các phương pháp quan trắc, kiến thức về phổ hướng là khá nghèo nàn so với phổ tần số. Phương pháp tiếp cận cơ bản với phổ hai chiều $S(\omega, \theta)$ là nhân phổ tần số $S(\omega)$ với một hàm phân bố hướng D xác định bằng thực nghiệm. Một biểu thức tổng quát hơn cho $\hat{S}(\omega, \theta)$, chứa nhiều hàm phân bố hướng vẫn được dùng có thể được viết như sau

(Niedzwecki and Whatley, 1991):

$$S(\omega, \theta) = S(\omega)D(\theta; \omega, p_1, p_2, \dots) \quad (6.70)$$

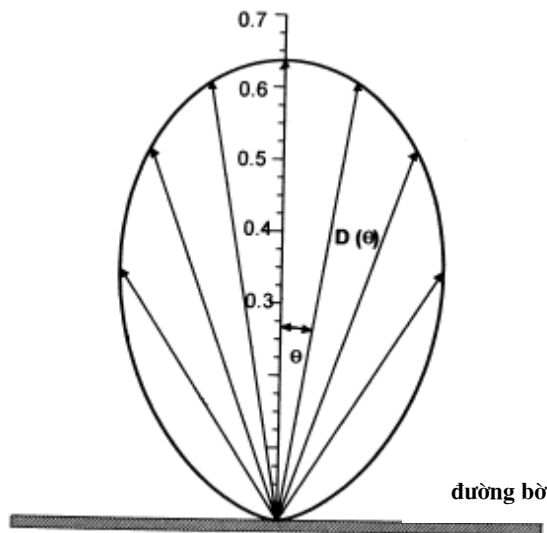
trong đó p_1, p_2, \dots biểu thị nhiều thông số liên quan với các hàm phân bố hướng khác nhau.

Có bốn hàm phân bố hướng cơ bản: hàm số mũ cosine, hàm mũ, hàm chuỗi mũ và hàm hyperbolic.

Hàm số mũ cosine

Trong lịch sử, Pierson và những người khác (1955) đã tìm cách mô hình hoá phân bố năng lượng theo hướng dưới dạng hàm cosine (Hình 6.12):

$$D(\theta) = \frac{2}{\pi} \cos^2 \theta, \quad -\frac{\pi}{2} \leq \theta \leq \frac{\pi}{2} \quad (6.71)$$



Hình 6.12: Hàm phân bố hướng (6.71).

Từ phương trình (6.71), ta thấy rằng chỉ có 11% năng lượng sóng là lan truyền trong khoảng tạo thành $\pm 5^\circ$ với hướng sóng, không truyền theo hướng vuông góc với hướng gió. Hàm phân bố hướng này là không thực tế vì nó cho tất cả các thành phần tần số phân bố theo hướng giống nhau.

Trên cơ sở các nghiên cứu hiện trường với các phao pitch-and-roll, Longuet-Higgins và những người khác (1961b) đưa ra một dạng cụ thể hơn của hàm phân bố hướng dạng cosine như sau:

$$D(\theta, s) = \frac{2^{2s-1} \Gamma^2(s+1)}{\pi \Gamma(2s+1)} \cos^{2s} \left(\frac{\theta - \theta_0}{2} \right), \quad -\pi \leq \theta \leq \pi \quad (6.72)$$

Hay:

$$D(\theta, s) = \frac{1}{\sqrt{\pi}} \frac{\Gamma\left(1 + \frac{s_1}{2}\right)}{\Gamma\left(\frac{1+s_1}{2}\right)} \cos^{2s_1}(\theta - \theta_0), \quad -\frac{\pi}{2} \leq \theta \leq \frac{\pi}{2} \quad (6.73)$$

trong đó θ_0 là hướng của tần số đỉnh, s và s_1 là các hàm thực nghiệm của (U/C) và $\Gamma(\)$ là hàm gamma.

Trong quá khứ, nhiều biểu thức đã được đề nghị cho s hay (s_1) . Tất cả chúng cho thấy bản chất phụ thuộc của hàm phân bố hướng D vào tần số. Thí dụ, Krylov và những người khác (1966) tìm ra rằng:

$$D(\theta, \omega) = 2^{1.8/\omega_*} \frac{\Gamma\left(\frac{1.8}{\omega_*} + 1\right)}{\Gamma^2\left(\frac{1.8}{\omega_*} + 1\right)} [\cos(\theta - \theta_0)]^{1.8/\omega_*} \quad (6.74)$$

Trong đó $\omega_* = (\omega/\bar{\omega})$. Như vậy, các thành phần tần số thấp ($\omega \ll \bar{\omega}$) có một hàm phân bố hướng rất hẹp, tập trung vào xung quanh θ_0 , trong khi đó các thành phần tần số cao ($\omega > \bar{\omega}$) phân bố trong một dải hướng rộng hơn nhiều. Trong khoảng lân cận của cực trị phổ ($\omega_* \approx 0.8$), hàm phân bố hướng là $D \sim \cos^2 \theta$.

Trong hầu hết các thí nghiệm, người ta quan trắc thấy tính bất đối xứng đặc trưng trong mối phụ thuộc của thông số s vào tần số. Thông số s đạt cực đại với tần số đỉnh và giảm cả với các tần số cao và thấp hơn. Xu hướng giảm là khác nhau, và sự giảm sút nhanh chóng hơn được quan sát thấy trong dải tần số thấp. Dùng các số liệu của các phao cloverleaf, Mitsuyasu và những người khác (1975) đề nghị mối phụ thuộc sau trong phương trình (6.72):

$$\frac{s}{s_{\max}} = \begin{cases} \left(\frac{\tilde{\omega}}{\tilde{\omega}_p}\right)^5 & \text{for } \tilde{\omega} \leq \tilde{\omega}_p \\ \left(\frac{\tilde{\omega}}{\tilde{\omega}_p}\right)^{-2.5} & \text{for } \tilde{\omega} > \tilde{\omega}_p \end{cases} \quad (6.75)$$

với $\tilde{\omega} = (\omega U/g)$, $\tilde{\omega}_p = (\omega_p U/g)$ và $s_{\max} = 11.5 \tilde{\omega}_p^{-2.5}$

Tính bất đối xứng ở trên rõ ràng là phản ánh giá trị của số mũ (5 và 2.5). Ta cần phải nhấn mạnh rằng thông số s tăng khi mà ω_p giảm. Vì vậy, hàm phân bố trở nên hẹp hơn khi mà sóng gió phát triển hơn.

Hàm phân bố của Mitsuyasu và những người khác (1975) có đặc điểm là thông số s diễn tả mức độ tập trung năng lượng theo hướng có giá trị đỉnh xung quanh tần số tại đỉnh của phổ, và giá trị của s giảm đi khi mà tần số rời xa tần số tại đỉnh phổ, cả về hướng tần số thấp và tần số cao. Điều đó có nghĩa là hàm phân bố hướng của năng lượng sóng là hẹp nhất xung quanh tần số tại đỉnh phổ. Tuy rằng ban đầu Mitsuyasu và những người khác liên hệ thông số phân bố hướng s với vận tốc gió U , Goda và Suzuki (1975) đã viết lại phương trình nguyên thủy thành dạng sau đây, có chứa giá trị đỉnh của s , ký hiệu là s_{\max} như là một thông số cơ bản để áp dụng cho kỹ thuật:

$$s = \begin{cases} \left(\frac{\omega}{\omega_p}\right)^5 s_{\max} & \text{với } \omega \leq \omega_p \\ \left(\frac{\omega}{\omega_p}\right)^{-2.5} s_{\max} & \text{với } \omega > \omega_p \end{cases} \quad (6.76)$$

ở đây, ω_p ký hiệu tần số tại đỉnh phổ và có mối liên quan với chu kỳ sóng có nghĩa như sau $\omega_p = 2\pi / (1.05T_{1/3})$ cho trường hợp phổ tần số Bretschneider-Mitsuyasu.

Mức độ phân bố hướng của năng lượng sóng ảnh hưởng rất lớn tới mức độ khúc xạ và nhiễu xạ. Goda và Suzuki (1975) dùng các số liệu quan trắc hiện trường chi tiết và tìm ra rằng

$$\begin{aligned} \text{Sóng gió:} & \quad s_{\max} = 10 \\ \text{Sóng lừng với khoảng cách suy giảm ngắn (độ dốc sóng tương đối lớn):} & \quad s_{\max} = 25 \\ \text{Sóng lừng với khoảng cách suy giảm dài (độ dốc sóng tương đối nhỏ):} & \quad s_{\max} = 75 \end{aligned}$$

Mối liên hệ tương tự của thông số s vào tần số sóng được tìm ra trong thí nghiệm JONSWAP (Hasselmann và những người khác, 1980). Họ định nghĩa thông số s như sau:

$$s = s_p \left(\frac{\omega}{\omega_p}\right)^\mu \quad (6.77)$$

trong đó:

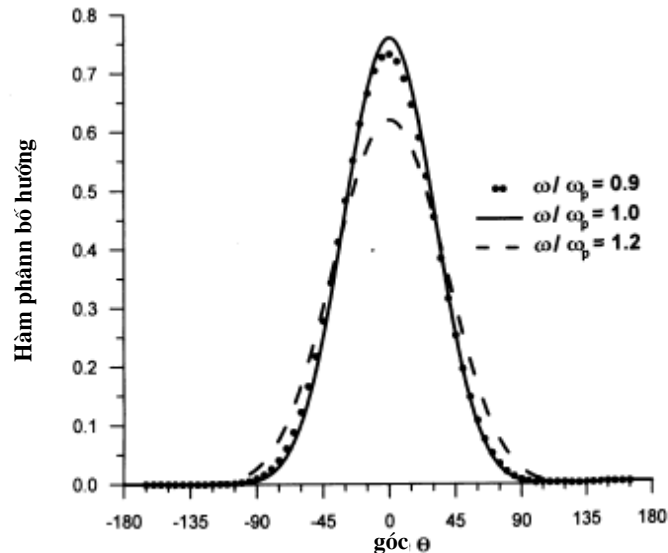
$$\left. \begin{aligned} s_p &= 6.97 \pm 0.83 \\ \mu &= 4.06 \pm 0.22 \end{aligned} \right\} \text{ for } \omega < \omega_p \quad (6.78)$$

và:

$$\left. \begin{aligned} s_p &= 9.77 \pm 0.43 \\ \mu &= -(2.33 \pm 0.06) - (1.45 \pm 0.45) \left(\frac{U}{c} - 1.17 \right) \end{aligned} \right\} \text{ for } \omega < \omega_p \quad (6.79)$$

Công thức trên là đúng cho sóng đang phát triển, tức là khi $1 \leq \frac{U}{c} \leq 1.5$.

Hàm phân bố hướng (6.72) với sơ đồ thông số hoá của Hasselmann et al. được trình bày trên hình 6.13 cho ba tần số, i.e. $\frac{\omega}{\omega_p} = 0.8; 1.0; 1.8$.



Hình 6.13: Hàm phân bố hướng theo Hasselmann và những người khác (1980).

Với các thành phần tần số thấp, ($\omega < \omega_p$), hàm phân bố hướng chỉ được xác định bằng tỷ số $\left(\frac{\omega}{\omega_p} \right)$. Trong dải tần $\omega \geq \omega_p$, hàm phân bố này phụ thuộc cả vào tỷ số của vận tốc gió và vận tốc pha của sóng (tuổi sóng). Khi mà sóng đã đủ phát triển, dải phân bố hướng trở nên hẹp (hãy xem cả Davidan et al., 1985). Tại đỉnh phổ, thông số $s = 9.77$ là lớn hơn nhiều $s = 2$, được tính toán trước đây (Pierson et al. 1955; Krylov et al., 1966).

Việc thông số hoá (6.77), do Hasselmann et al. (1980) đề nghị, là dựa trên giả thiết rằng

dạng phổ với $\omega \leq \omega_p$ được điều khiển bởi tương tác phi tuyến khi mà ta cho rằng s phụ thuộc vào $\left(\frac{\omega}{\omega_p}\right)$. Tuy nhiên, trong khoảng tần số cao hơn, ($\omega > \omega_p$), dạng phổ còn phụ thuộc vào trường gió. Hasselmann et al. (1980) chỉ ra rằng sự phụ thuộc này là khá yếu và sự phụ thuộc của s vào $\left(\frac{\omega}{\omega_p}\right)$ là quan trọng hơn, tức là thông số phân bố s đối với $\omega \geq \omega_p$ cuối cùng có dạng như trong phương trình (6.79).

Giờ ta có thể hỏi rằng liệu dải bão hoà của phổ hai chiều $S(\omega, \theta)$ có tồn tại theo cách tương tự như dải bão hoà trong phổ tần số hay không. Davidan et al. (1985) công bố một số quan trắc hiện trường cho thấy rằng trong dải tần số thấp các đường đẳng của phổ $S(\omega, \theta)$ thay đổi theo mức độ phát triển của sóng, trong khi các đường đẳng liên quan tới các tần số cao hơn (dải bão hoà) thì giữ không đổi. Vì vậy, hàm phân bố hướng trong dải bão hoà không phụ thuộc vào trạng thái phát triển của sóng mà chỉ phụ thuộc vào tần số sóng.

Vai trò của hàm phân bố hướng của năng lượng đã được nhận thấy từ lâu vì nó rất cần thiết cho việc thiết kế các công trình ngoài biển. Tuy nhiên, các mô hình toán dùng phương pháp phân chia biến để tách biệt các thành phần tần số và hướng vẫn đang được dùng. Chỉ gần đây, Niedzwecki và Whatley (1991) dùng mô hình dạng hàm mũ cosine biến đổi (Eq. 6.72), trong đó $s = s(\omega)$ và $\theta_0 = \theta_0(\omega)$, và số liệu hiện trường của Forristall et al. (1978), để đánh giá mối liên hệ của tần số vào các thông số phân tán theo hướng có nhấn mạnh đặc biệt tới việc áp dụng của chúng vào thiết kế các công trình ngoài khơi.

6.3 Mô hình pha ngẫu nhiên

Như đã trình bày ở trên, các thí nghiệm khác nhau tiến hành với cùng điều kiện tạo sóng cho phổ variance hay phổ năng lượng giống nhau, nhưng không cho các chuỗi số liệu dao động mực nước đồng nhất. Từ các thí nghiệm đó, ta có thể nói rằng gió truyền một lượng năng lượng nhất định cho sóng, phân chia theo tần số và hướng theo một phương thức có thể lặp lại được (và như vậy về mặt nguyên tắc có thể dự đoán được), nhưng với các pha ngẫu nhiên.

Một khái niệm rất có ích trong vấn đề này là coi các thành phần phổ là các biến ngẫu nhiên độc lập về mặt thống kê và không nhận một giá trị mong muốn nào cả. Độc lập có nghĩa là các thành phần không ảnh hưởng lẫn nhau. Điều này là thích hợp cho các sóng nhỏ (mô hình tuyến tính). Đồng thời, trong một quá trình dừng, pha không thể có một giá trị

mong muốn. Điều này dẫn ta tới một cách tiếp cận sau đây mà người ta thường gọi là mô hình pha ngẫu nhiên. Trong mô hình này, một quá trình ngẫu nhiên dùng $\{\zeta(t)\}$ nào đó (không nhất thiết là mặt nước có sóng gió mà có thể là vận tốc quỹ đạo của hạt nước, dao động áp suất v.v...) có thể được viết như sau:

$$\zeta(t) = \sum_m a_m \cos(2\pi f_m t + \varphi_m), \quad m = 1, 2, \dots \quad (6.80)$$

Các pha φ_n, φ_m là độc lập với $n \neq m$, mỗi cái có một mật độ xác suất đồng nhất trong khoảng $(-\pi, \pi)$. Vậy:

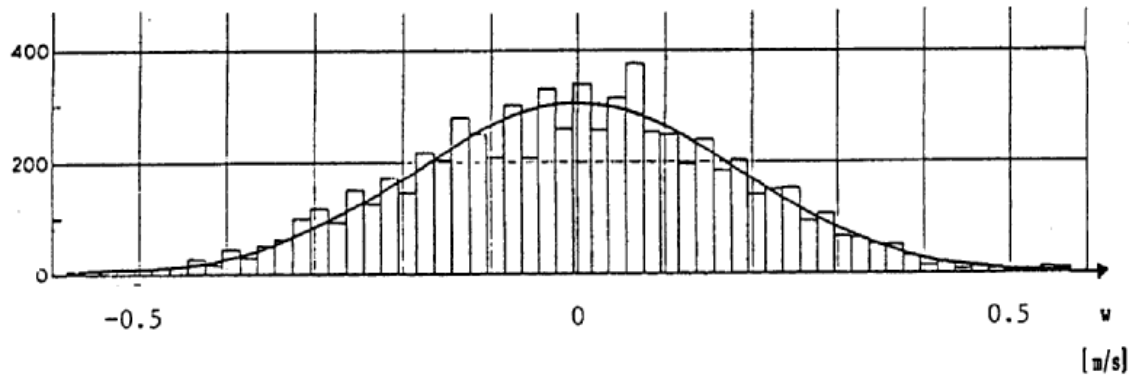
$$p(\varphi_i) = \frac{1}{2\pi} \quad \text{for } \varphi_i \in (-\pi, \pi) \quad (6.81)$$

Chú ý rằng theo mô hình này thì bề mặt nước là tổng của một số rất lớn các thành phần độc lập với nhau về mặt thống kê. Theo định lý giới hạn trung tâm của lý thuyết xác suất thì đây là một quá trình Gauss, tức là các giá trị của nó tuân theo phân bố xác suất Gauss. Thông thường thì các biên độ ngẫu nhiên tuân theo phân bố Rayleigh như sau

$$p(a) = \frac{\pi}{2} \frac{a}{\mu^2} \exp\left(-\frac{4\pi a^2}{\mu^2}\right) \quad (6.82)$$

Nếu như biên độ sóng tuân theo phân bố Rayleigh thì bình phương của nó tuân theo phân bố hàm mũ, và như vậy là variance $E\left\{\frac{1}{2}a_i^2\right\}$ tuân theo phân bố hàm mũ.

Mô hình pha ngẫu nhiên có thể được giải thích như sau. Với một phổ cho trước của variance, ta có thể lựa chọn một tập lớn các tần số nằm gần nhau, không nhất thiết là đồng khoảng cách, và xác định biên độ cho mỗi thành phần này theo phương trình 6.36. Để tạo ra một thể hiện (“ghi chép”) ta có thể cho mỗi thành phần một pha ngẫu nhiên và thế vào phương trình 6.80 để tính thể hiện (hay ghi chép) như là một hàm của thời gian. Lập lại các tính toán này với một tập hợp pha mới, ta có thể tạo ra một thể hiện mới v.v... Rõ ràng là các ghi chép là khác biệt nhau về chi tiết, nhưng có chung phổ variance và có một số tính chất chung.



Hình 6.14 Phân bố vận tốc thẳng đứng của hạt nước quan trắc được và hàm pdf dạng Gauss

Từ các vấn đề đã trình bày ở trên, rõ ràng là các tính chất thống kê của các quá trình pha ngẫu nhiên (tập hợp các thể hiện) là được xác định hoàn toàn bằng phổ variance.

Bởi vì năng lượng phân bố trên một khoảng tần số chứ không phải tập trung vào một tần số, các thể hiện là dao động nhưng không tuần hoàn.

Hình 6.14 so sánh giữa phân bố xác suất lý thuyết và quan trắc của mặt nước. Sự phù hợp là tốt. Điều này là đúng nếu như sóng là sóng dài, không quá dốc và không lan truyền ở nước quá nông. Nó là do mô hình phổ ngẫu nhiên giả thiết rằng tất cả các thành phần sóng là độc lập về mặt thống kê, có nghĩa là các sóng có thể cộng với nhau.

Hãy xem xét bề mặt sóng, phân bố xác suất Gauss áp dụng không chỉ cho mặt nước tức thời mà cho cả các giá trị tức thời khác như vận tốc quỹ đạo, gia tốc, dịch chuyển, dao động áp suất nếu như tất cả các đại lượng này có thể coi là chồng chất của nhiều thành phần. Hình 6.14 cho ta một thí dụ về thành phần thẳng đứng của vận tốc hạt.

Thí dụ

Hãy xem xét mặt biển có phổ variance của dao động mặt nước có thể viết dưới dạng

$$E_{\zeta}(f) = Ag^2 f^{-5} \quad \text{với } f_c < f < \infty, \quad E_{\eta\eta} = 0 \quad \text{cho những trường hợp khác} \quad (6.83)$$

trong đó $A = 5 \times 10^{-6}$ và $f_c = 0.1 \text{ Hz}$. Tính

- năng lượng sóng trung bình (E) trên một đơn vị diện tích
- xác suất mà bề mặt nước tại một thời điểm nào đó vượt quá 3 m trên MSL.

(a) $E = E_p + E_k \approx 2E_p = \rho g \overline{\zeta^2} = \rho g m_0$ (với dấu gạch ngang ở trên ký hiệu trung bình thời gian). Dùng phương trình 6.111, ta tìm được $m_0 = (1/4)Ag^2 f_c^{-4} = 1.20 \text{ m}^2$, vậy $E = 12 \text{ kJ/m}^2$.

(b) Độ lệch tiêu chuẩn của mặt nước là $\sigma_\zeta = m_0^{1/2} = 1.10 \text{ m}$, vậy xác suất cần thiết bằng với xác suất sao cho biến chuẩn hoá $(\zeta - \mu_n) / \sigma_n$ sẽ vượt qua giá trị $(3\text{m} - 0\text{m}) / (1.10\text{m}) = 2.73$. Xác suất này có thể tìm được trong bảng phân bố xác suất tích lũy Gauss, và là 0.0032.

6.4 Xác định các đặc trưng phổ của sóng đại dương từ các ghi chép sóng ngoài hiện trường

Chuỗi thời gian của bề mặt nước thường được tạo ra nhờ dòng điện. Dòng điện này bản thân nó được biến đổi trực tiếp thành các giá trị phổ variance của sóng nhờ một hệ analog (tức là mạch điện có hay không có các thành phần quang học) hay là có thể số hoá để được xử lý bằng một máy tính. Với sự tiến bộ của các máy tính cá nhân, lựa chọn sau đã được chấp nhận một cách rộng rãi và vì vậy chúng ta chỉ xem xét lựa chọn này.

Việc đánh giá các phổ bằng cách phân tích các ghi chép sóng có thể là dựa trên hai cách tiệm cận mà cuối cùng chúng cho ta cùng một kết quả. Cách tiệm cận thứ nhất là đầu tiên tính hàm tự tương quan của mặt nước và sau đó dùng biến đổi Fourier để biến các hàm này. Phương pháp tiệm cận thứ hai là biến đổi trực tiếp ghi chép sóng thành phổ bằng biến đổi Fourier. Phương pháp thứ nhất là phổ biến trong những năm 1950 và 60. Vào khoảng 1970 phép biến đổi Fourier nhanh (Fast Fourier Transform, FFT) đã giúp cho phép biến đổi Fourier trở thành hiệu quả hơn và do vậy đã trở thành kỹ thuật được ưa thích hiện nay. Định nghĩa của phổ trong giáo trình này sẽ gắn với cách tiệm cận này.

Bây giờ, phổ năng lượng sóng trong phương trình (6.31) được định nghĩa lại bằng biên độ của các thành phần điều hoà.

$$E(f) = \lim_{\Delta f_n \rightarrow 0} \frac{1}{\Delta f_n} E \left\{ \sum_{\Delta f_n} \frac{1}{2} a_i^2 \right\} \quad (6.84)$$

Phép phân tích phổ dùng các số liệu quan trắc hiện trường cho ta đánh giá $E(f)$ dựa trên định nghĩa này. Phương pháp này yêu cầu việc xác định biên độ a_i từ ghi chép sóng. Từ đây chúng ta có thể dùng mô hình biên độ / pha với các khoảng tần số không đổi $\Delta f = 1/D$ (với D là khoảng thời gian của toàn chuỗi). Với một ghi chép sóng, biến trình thời gian của mặt nước có thể được viết như sau:

$$\zeta(t) = \sum_{i=1}^N a_i \cos(2\pi f_i t + \varphi_i) \quad \text{với} \quad f_i = \frac{i}{D} \quad (6.85)$$

nó còn có thể được viết là:

$$\zeta(t) = \sum_{i=1}^N [A_i \cos(2\pi f_i t) + B_i \sin(2\pi f_i t)] \quad (6.86)$$

Trong đó mỗi liên hệ giữa một mặt là biên độ a_i và pha φ_i và một mặt khác là các biên độ A_i và B_i là:

$$a_i = \sqrt{A_i^2 + B_i^2} \quad (6.87)$$

và:

$$\varphi_i = \arctan\left(-\frac{B_i}{A_i}\right) \quad (6.88)$$

Dùng phương trình (6.88), ta có thể dễ dàng chỉ ra rằng A_i và B_i có thể được tìm từ:

$$A_i = \frac{2}{D} \int_D \zeta(t) \cos(2\pi f_i t) dt \quad (6.89)$$

$$B_i = \frac{2}{D} \int_D \zeta(t) \sin(2\pi f_i t) dt \quad (6.90)$$

Bằng cách áp dụng thao tác này cho tất cả các tần số (tức là i), tất cả các giá trị A_i và B_i , và sau đó là các giá trị biên độ a_i và pha φ_i có thể tính được.

Các biên độ và pha là các biên độ và pha của mô hình biên độ – pha ngẫu nhiên. Nói một cách khác, các biên độ a_i là các biên độ được dùng trong định nghĩa của mật độ phổ variance. Bước tiếp theo trong việc phân tích là tính tổng của các variance $(1/2)a_i^2$ trên một dải tần với độ rộng của tần là Δf_n để xác định giá trị kỳ vọng của tổng này và lấy giới hạn $\Delta f_n \rightarrow 0$. Tuy nhiên, điều này vẫn là không đúng vì có những giới hạn của ghi chép sóng, và như vậy sẽ được thảo luận sau.

Trong thực tế, thông thường một ghi chép sóng sẽ phải chịu mấy giới hạn như sau:

- khoảng thời gian mà ghi chép sóng là hữu hạn,
- thường là chỉ có một ghi chép,
- ghi chép sóng là rời rạc về thời gian
- mật nước đo đạc được bị ảnh hưởng bởi những sai số của dụng cụ đo đạc.

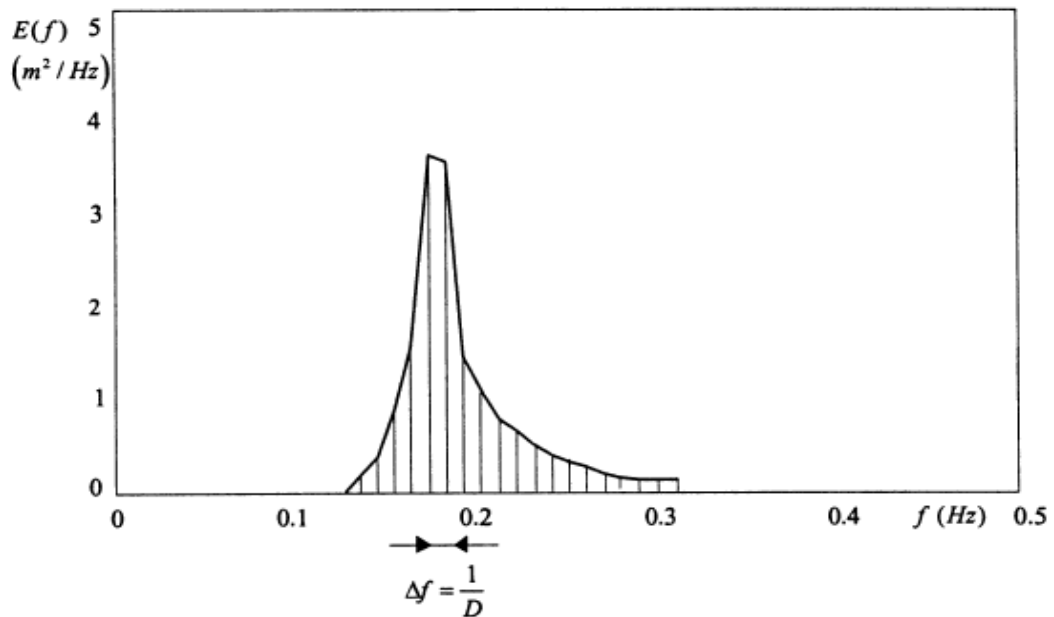
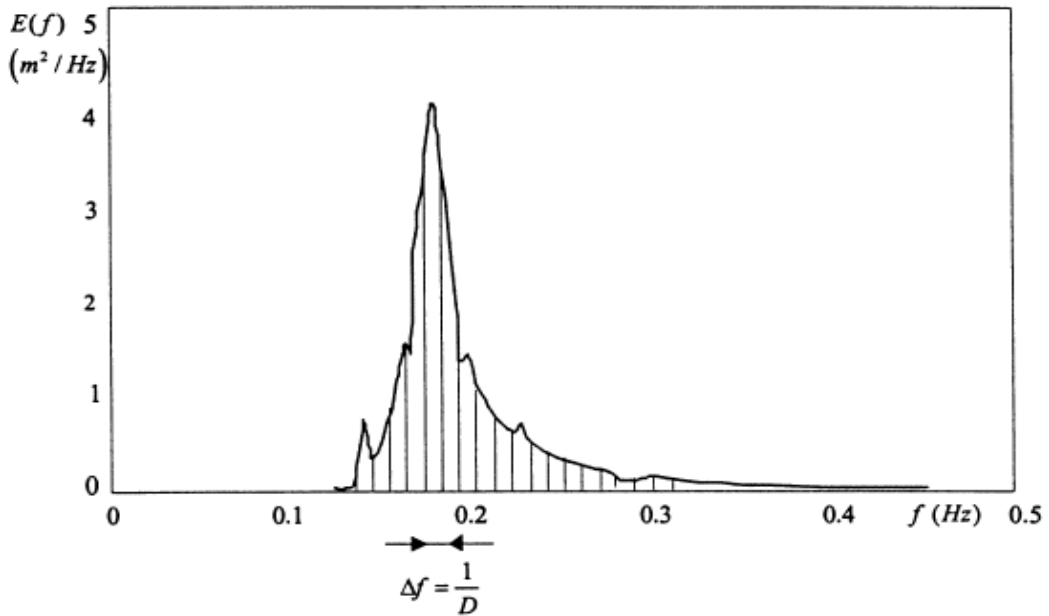
Giá trị nhỏ nhất có thể có của khoảng tần số Δf trong biến đổi Fourier của một tần số sóng với quãng thời gian quan trắc D bằng $1/D$. Vậy, với một khoảng thời gian hữu hạn của

ghi chép sóng, rõ ràng là không thể làm cho $\Delta f \rightarrow 0$ để tính các giá trị của phổ năng lượng theo phương trình 6.84. Như vậy, công thức tính toán giá trị của phổ năng lượng sóng trở thành:

$$E(f_n) = \frac{1}{\Delta f} E \left\{ \sum_{\Delta f} \frac{1}{2} a_i^2 \right\} \quad \text{với} \quad \Delta f = \frac{1}{D} \quad (6.91)$$

Chú ý rằng tần số liên tục f trong mật độ phổ $E(f)$ đã được thay bằng tần số rời rạc f_n . Dải tần số giới hạn này có nghĩa là nó không cho biết thông tin về các chi tiết của phổ sóng với các tần số nhỏ hơn dải tần này. Độ phân giải của tần số là (xem hình 6.15):

$$\Delta f_n = \Delta f = \frac{1}{D} \quad (6.92)$$



Hình 6.15 Độ phân giải tần số giới hạn vì tính giới hạn của ghi chép sóng

Độ phân giải tần số trong một quan trắc sóng chỉ có thể cải thiện được nếu tiến hành các quan trắc với quãng thời gian dài hơn. Tuy nhiên, điều này mâu thuẫn với yêu cầu là các điều kiện sóng là dừng. Để hoà hợp hai yêu cầu này, thời gian của một quan trắc sóng tại biển là từ 15 tới 30 phút.

Một khoảng thời gian rất ngắn cũng có nghĩa là trong dải tần Δf chỉ có một thành phần với phương sai $(1/2)a_i^2$ là được tính toán sao cho không thể tính được tổng trên toàn bộ các phương sai trong dải tần (như là trong định nghĩa của phổ phương sai). Công thức tính phổ do vậy trở thành:

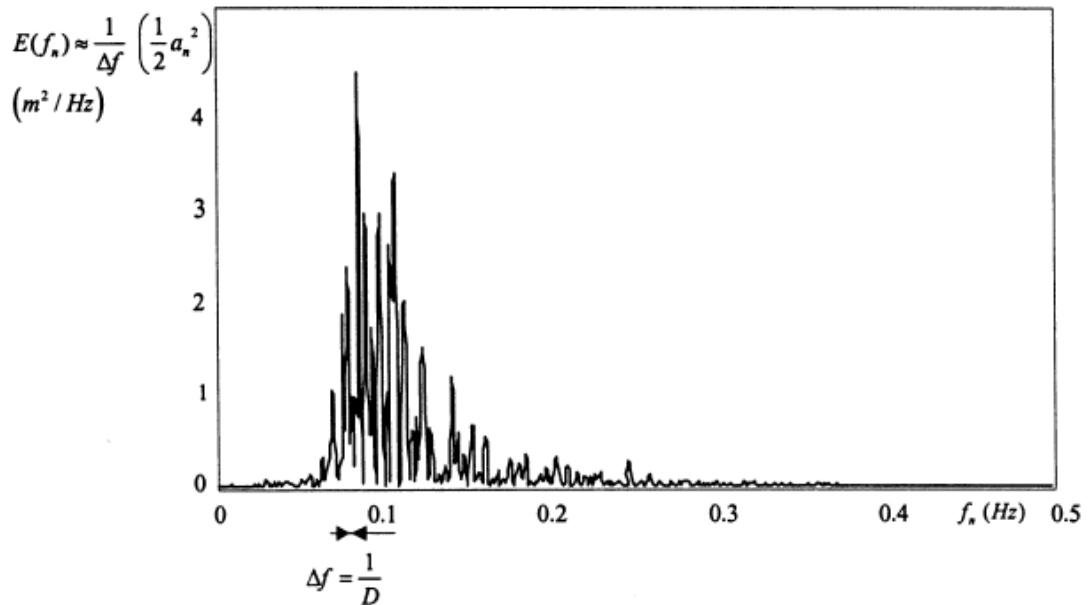
$$E(f_n) = \frac{1}{\Delta f} E\left\{\frac{1}{2}a_n^2\right\} \quad (6.93)$$

với chỉ số i đã được thay thế bằng chỉ số n trong phương sai bởi vì không có sự phân biệt hơn nữa giữa hai chỉ số (chỉ có một biên độ a_i trên một tần số f_n)

Từ những điều trên ta thấy rằng nếu như chỉ có một ghi chép sóng, ta chỉ có thể có được một giá trị tính toán biên độ của một tần số. Nói cách khác, chỉ một mẫu của phương sai trong dải tần Δf là được lấy. Một mẫu $(1/2)a_n^2$ của $(1/2)a_i^2$ có thể được dùng như là giá trị ước tính của giá trị kỳ vọng $E\{(1/2)a_n^2\}$ và công thức tính mật độ phổ tiếp tục trở thành

$$E(f_n) = \frac{1}{\Delta f} \left(\frac{1}{2}a_n^2\right) \quad (6.94)$$

Công thức này có thể được chấp nhận được nếu như độ trải rộng thống kê của các giá trị $(1/2)a_n^2$ là tương đối nhỏ so với các giá trị của $E\{(1/2)a_n^2\}$. Tuy nhiên trong thực tế không phải là như vậy. Đối với sóng biển, giá trị của $(1/2)a_n^2$ là phân bố theo quy luật hàm mũ (xem mục 6.3). Vì vậy khi lấy giá trị của mẫu để làm giá trị của kỳ vọng thì có nghĩa là sai số có bậc 100%. Vì vậy, mẫu của $(1/2)a_n^2$ là một đánh giá kém chất lượng của $E\{(1/2)a_n^2\}$ (đánh giá thô với tính tin cậy thấp). Có thể thấy rõ ràng điều này từ dáng vẻ rất hỗn loạn của phổ được đánh giá như trên (Hình 6.116). Sai số bậc 100% là rõ ràng không chấp nhận được và ta cần phải tăng độ tin tưởng.



Hình 6.16 Phổ hỗn loạn thu được từ một đánh giá thô của phương sai trong dải tần.

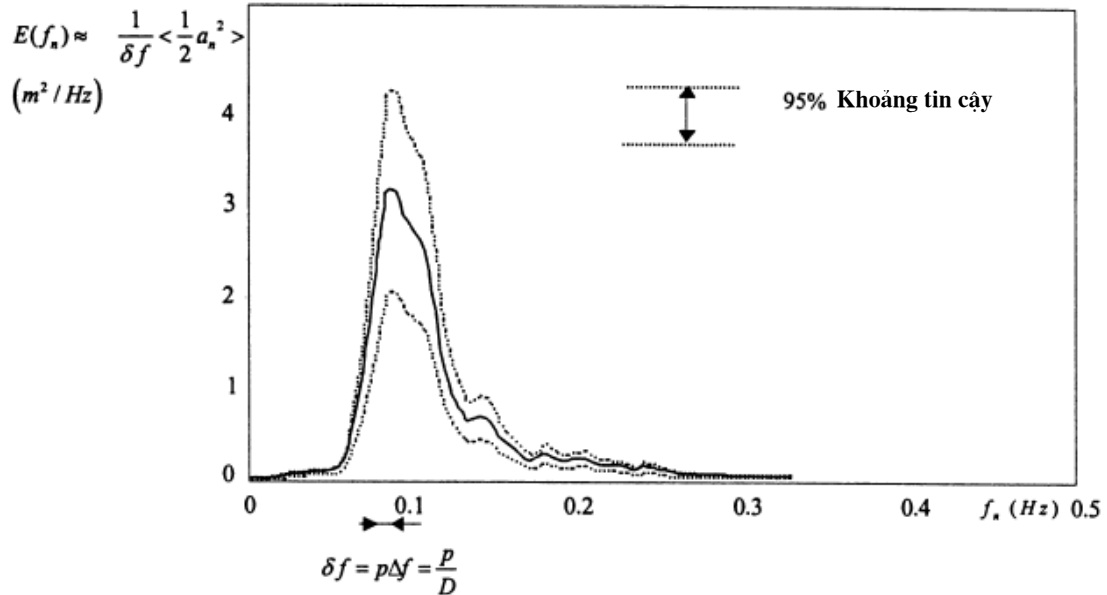
Có một vài kỹ thuật để tăng tính tin cậy của việc đánh giá phổ năng lượng, nhưng tất cả chúng đạt được nhờ giảm độ phân giải của phổ. Một kỹ thuật là chia ghi chép sóng thành một số (p) các đoạn của dải không gối lên nhau D/p . Phân tích Fourier mỗi đoạn này để tìm một đánh giá của $(1/2)a_n^2$ tại khoảng $\delta f = (D/p)^{-1} = p\Delta f$. Bằng cách lấy trung bình tập hợp, giá trị của $(1/2)a_n^2$ với một dải tần số cho trước (trung bình chuẩn tập hợp), có thể tìm được một đánh giá đáng tin cậy hơn của $E\{(1/2)a_n^2\}$. Sai số được giảm với hệ số \sqrt{p} . Độ tin cậy của đánh giá này như vậy là tăng một hệ số $p^{1/2}$.

$$E(f_n) \approx \frac{1}{\delta f} \left\langle \frac{1}{2} a_n^2 \right\rangle \quad \text{với} \quad \delta f = p\Delta f \quad \text{và sai số} \approx \frac{100\%}{\sqrt{p}} \quad (6.95)$$

Độ tin cậy cũng có thể được biểu hiện bằng các khoảng phần trăm. Có nghĩa là khẳng định độ tin cậy 95% là một khoảng với xác suất 95% là giá trị kỳ vọng sẽ rơi vào (khoảng tin cậy, xem hình 6.17).

Một điều không may là nếu chia ghi chép thành p đoạn, độ phân giải của phổ giảm xuống một hệ số p . Cần phải thỏa hiệp để cân bằng giữa một độ phân giải phổ chấp nhận được

và một độ tin cậy chấp nhận được với giá trị của $p = 20$ tới 30 là điển hình đối với các quan trắc trên biển.



Hình 6.17 Phổ tính được với khoảng tin cậy 95%.

Các ghi chép sóng thường là số hoá bằng cách thu nhận các tín hiệu từ các cảm biến sóng tại các khoảng thời gian cố định Δt . Khoảng này thông thường là 0.5s với các quan trắc sóng tại biển. Một hệ quả trực tiếp của việc rời rạc hoá là tích phân ở trong tích phân Fourier nói ở trên cần phải được thay bằng tổng rời rạc. Do vậy, phổ tính toán bị sai số gọi là sai số nhầm giá trị (aliasing error).

Giả thiết rằng một ghi chép của dao động mặt nước có chiều dài D . Dữ liệu số hoá bao gồm N giá trị ghi tại các khoảng thời gian bằng nhau Δt . Vậy:

$$\zeta_n = \zeta(t_0 + n\Delta t), \quad n = 1, 2, \dots, N, \quad (6.96)$$

với t_0 là một thời điểm ban đầu nào đó và Δt là khoảng cách thời gian lấy mẫu. Trong giai đoạn lập kế hoạch thí nghiệm, cần đặc biệt chú ý tới việc chọn giá trị Δt . Giả thiết rằng dải tần số mà ta chú ý đến nằm trong khoảng từ 0 tới f_c (Hz), ($\omega_c = 2\pi f_c$ rad/s).

Số các mẫu rời rạc N cần để mô tả $\zeta(t)$ cần thỏa mãn các mối liên hệ sau:

$$N = \frac{D}{1/(2f_c)} = 2f_c D = \frac{\omega_c D}{\pi} \quad (6.97)$$

Hay:

$$\Delta t = \frac{D}{N} = \frac{1}{2f_c} = \frac{\pi}{\omega_c} \quad (6.98)$$

Khoảng tăng $\Delta t = 1/(2f_c) = \pi/\omega_c$ cơ bản được gọi là khoảng cách thời gian lấy mẫu Nyquist, và f_c hay ω_c được gọi là tần số Nyquist. Thí dụ các ghi chép sóng bằng phao điện hình có khoảng cách thời gian ghi là $\Delta t = 0.3906$ s. Như vậy, dải tần số tương ứng là (0, 1.2801) Hz hay (0, 8.043) rad/s.

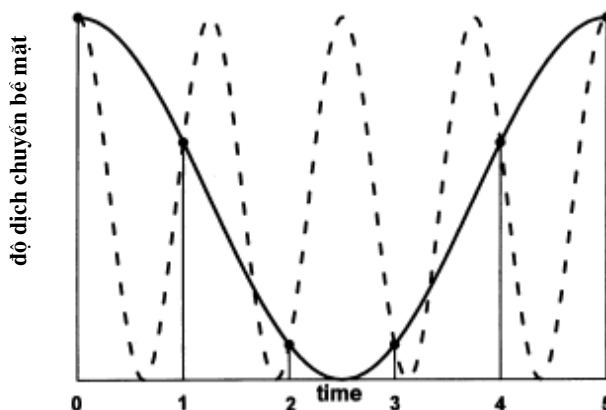
Khoảng cách thời gian lấy mẫu là khoảng cách thời gian cực đại để mô tả $\zeta(t)$ một cách phù hợp. Các tần số lớn hơn ω_c trong các số liệu nguyên bản sẽ gây ra sai số nhầm giá trị, xảy ra đối với việc xử lý các tập số liệu số hoá, nhưng không xảy ra khi xử lý các tập số liệu analog trực tiếp. Việc dùng các số liệu rời rạc tạo ra việc cắt bỏ một số tần số tại tần số ω_c . Điều này có nghĩa là tất cả các sai phương trong số liệu cần phải được tính đến phải nằm trong các dải tần nhỏ hơn ω_c .

Tuy nhiên, một số các sai phương này là do các tần số cao hơn, không phân giải nổi. Tình trạng này được giải thích trong hình 6.18 mà trong đó hai đường cong với hai tần số khác nhau được đặt vào cùng các số liệu. Chỉ có đường cong liên tục là được phân giải và phương sai nhất thiết phải được tính theo nó. Tuy nhiên, số liệu lại có thể được hoàn toàn tạo bởi đường cong đứt. Với bất cứ một tần số f nào nằm trong khoảng $0 \leq \omega \leq \omega_c$, các tần số cao hơn nhầm tên với tần số ω_c , được định nghĩa bởi:

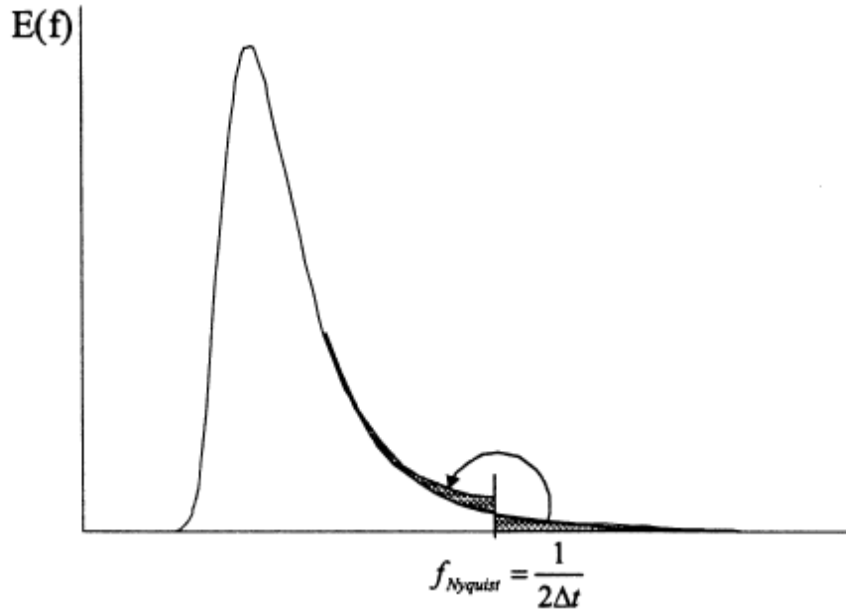
$$(2\omega_c \pm \omega), (4\omega_c \pm \omega), \dots, (2n\omega_c \pm \omega) \quad (6.99)$$

nếu $t = \frac{\pi}{\omega_c}$, thành phần điều hoà với tần số ω trở thành:

$$\cos(\omega t) = \cos\left[(2n\omega_c \pm \omega)\frac{\pi}{\omega_c}\right] = \cos\left(\frac{\pi\omega}{\omega_c}\right) \quad (6.100)$$



Hình 6.18 Giải thích về hiện tượng nhậm giá trị.



Hình 6.19 Hiệu ứng nhậm giá trị trong phổ của các ghi chép sóng số hoá.

Vậy, tất cả các tần số $(2n\omega_c \pm \omega)$ có hàm cosine chung như là số liệu tại tần số ω , khi được lấy mẫu tại các điểm cách nhau $t = \frac{\pi}{\omega_c}$. Thí dụ như số liệu thu được từ các trạm phao ($\Delta t = 0.3906$ s, $\omega_c = 8.043$ rad/s) tại tần số $\omega = 6$ rad/s sẽ bị nhậm giá trị với số liệu do các sóng có tần số 10.086 rad/s, 22.086 rad/s, 26.172 rad/s, v.v... tạo ra. Tương tự như thế, năng lượng của các sóng có tần số cao hơn này sẽ bị nhậm giá trị với năng lượng của các sóng có tần số thấp hơn. Như vậy, phổ thực tế chuyển thành phổ nhậm giá trị.

Hiện tượng nhậm giá trị (xuất hiện dưới một giá trị khác) có nghĩa là không thể phân biệt được hai sóng hình sin trong một ghi chép số hoá. Phép biến đổi Fourier sẽ gán tổng của sai phương của hai sóng hình sin cho sóng có tần số thấp hơn. Với việc phân tích thống kê các điều kiện sóng với một phổ liên tục, điều này có nghĩa là phổ phía trên tần số Nyquist sẽ được phản chiếu xuống phía dưới tần số Nyquist (Hình 6.19). Tần số này vì vậy đôi khi được gọi là tần số phản chiếu.

Quan trắc sóng mặt thường dựa trên một số đặc tính vật lý của bề mặt nước mà chúng có

thể được biến đổi bởi một số thiết bị thành các giá trị số như là một hàm phụ thuộc thời gian. Các giá trị số này không cho ta một cách chính xác mặt nước biển mà ở một mức độ nào đó luôn bị nhiễu bởi các sai số của thiết bị (cơ học, điện tử, số hoá v.v...). Thường là không có những giá trị ước tính những của sai số này. Trong trường hợp tốt nhất, chỉ có các ước tính dựa trên việc so sánh các kết quả đo đạc với các kết quả đo đạc được nhờ dùng các thiết bị tối tân. Vì vậy, các chuỗi thời gian quan trắc được thường là khác biệt đáng kể với bề mặt nước thực tế. Mật độ phổ phương sai tính toán từ chuỗi thời gian có sai số cũng sẽ sai lệch như vậy từ mật độ phổ phương sai thực tế (phổ “thực”). Sự khác biệt này thường được gọi là “ôn quan trắc” hay “ôn thiết bị”. Nếu như có một giá trị ước tính của ôn, chuỗi quan trắc thời gian có thể được hiệu chỉnh để có được một giá trị ước tính tốt hơn của phổ thực. Một lựa chọn khác là các hiệu chỉnh được tính toán từ phổ sóng, bao gồm pha là hàm của tần số. Vấn đề này sẽ không được thảo luận chi tiết hơn trong khuôn khổ của bài giảng này.

Chương 7 CÁC QUÁ TRÌNH SÓNG VEN BỜ

7. Suy giảm sóng do ma sát đáy

Trong phần này, ta sẽ đánh giá sự suy giảm sóng do cản trở của đáy biển. Sự suy giảm này bao gồm suy giảm do chuyển động của đáy, do nước thấm vào đáy và suy giảm trực tiếp do lực ma sát nhớt. Thông thường, sự suy giảm do chuyển động của đáy là rất quan trọng đối với đáy bùn; tuy nhiên, cho tới nay, các kiến thức về vấn đề này lại là nghèo nàn nhất.

Ký hiệu ứng suất tại đáy là τ_b và vận tốc quỹ đạo của hạt nước ngay phía ngoài lớp biên mỏng là u_b , ta có thể biểu thị tốc độ tiêu tán năng lượng trên một đơn vị diện tích như sau (trong hệ đơn vị S.I.: Wm^2):

$$D = \overline{\tau_b u_b} \quad (7.1)$$

Giả thiết rằng ta có một lớp biên rối, ta sẽ có thể viết lại công thức (7.1) như sau:

$$\tau_b = C_r \rho u_b |u_b| \quad (7.2)$$

trong đó C_r là hệ số cản trở (không thứ nguyên), là hàm của tỷ số giữa biên độ dịch chuyển của hạt lỏng ($\hat{\chi}_b$) và thông số nhám của đáy, và số Reynold tại biên. Một giá trị điển hình của C_r trong các điều kiện thực tế ngoài hiện trường là 10^{-2} .

Thế (7.2) và (3.72) vào (7.1) ta có:

$$D = \frac{4}{3\pi} C_r \rho \left(\frac{\omega a}{\sinh kh} \right)^3 \quad (7.3)$$

Sau khi đã tính tốc độ tiêu tán năng lượng trên một đơn vị diện tích, ta hãy tính biên độ suy giảm gây ra do quá trình tiêu tán này. Để làm việc này, hãy xem xét lượng năng lượng chứa trong một thể tích lỏng có chiều rộng đơn vị và nằm giữa hai mặt cắt $x = x_1$ và $x_2 = x_1 + \delta x$. Ký hiệu tốc độ vận chuyển năng lượng qua các mặt cắt này là E_{f1} và E_{f2} , với $E_{f2} \approx E_{f1} + dE_{f1}/dx \delta x$. Hiệu số $E_{f2} - E_{f1}$ là tốc độ tiêu tán năng lượng trên khoảng δx và bằng $D \delta x$ (trên một đơn vị chiều rộng), sao cho cân bằng năng lượng trở thành

$$\frac{dE_f}{dx} + D = 0 \quad (7.4)$$

Thế (7.3) và (3.112) vào (7.4) ta có:

$$\rho g n c a \frac{da}{dx} + \frac{3}{4\pi} C_r \rho \left(\frac{\omega a}{\sinh kh} \right)^3 = 0 \quad (7.5)$$

phương trình này còn có thể được viết là:

$$\frac{da}{a^2} + \beta dx = 0 \quad (7.6)$$

trong đó β là một hệ số có thứ nguyên được cho bởi:

$$\beta = \frac{4}{3\pi} C_r \frac{\left(\frac{\omega}{\sinh kh} \right)^3}{g n c} \quad (7.7)$$

Dùng mối liên hệ phân tán giữa vận tốc pha, bước sóng và chu kỳ sóng, (7.7) còn có thể được viết là:

$$\beta = \frac{4}{3\pi} C_r \frac{k^2}{n(\sinh kh)^2 \cosh kh} \quad (7.8)$$

Cuối cùng, tích phân (7.6) cho ta:

$$\frac{1}{a(x)} = \frac{1}{a(x_1)} + \beta(x - x_1) \quad (7.9)$$

Điều này cho thấy sự suy giảm theo quy luật hyperbolic của biên độ theo khoảng cách lan truyền. Công thức (7.9) có thể được viết lại như sau:

$$\frac{a}{a_1} = (1 + \beta a_1 \Delta x)^{-1} \quad (7.10)$$

trong đó $a = a(x)$, $a_1 = a(x_1)$ và $\Delta x = x - x_1$. Ta có thể thấy rằng tốc độ suy giảm tương đối không chỉ phụ thuộc vào β , mà còn vào biên độ ban đầu. Các sóng lớn suy giảm nhanh hơn các sóng nhỏ. Điều này là do ảnh hưởng của quy luật giả định về ứng suất đáy là hàm bậc hai của vận tốc (7.2).

Sự tiêu tán ở đây là do trở kháng đáy, và như vậy tốc độ tiêu tán tăng với sự giảm của độ sâu. Xem xét kỹ (7.8), ta có thể thấy rằng $\beta \rightarrow \frac{4}{3\pi} C_r h^2$ khi mà $kh \rightarrow 0$.

7.2 Hiệu ứng nước nông

Cho tới nay ta chỉ mới nghiên cứu tính chất của sóng lan truyền trên một bề mặt nhẵn nằm ngang với độ sâu không đổi trong các điều kiện không có dòng chảy hay chướng ngại vật trên đường lan truyền. Tuy nhiên, trong thực tế, khi mà một chuỗi sóng lan truyền vào một vùng nước nông, chúng ta có thể quan sát thấy sự thay đổi của một loạt các thông số sóng như độ cao sóng, vận tốc pha, vận tốc nhóm và bước sóng v.v... Quá trình này thường

được mô tả là hiệu ứng nước nông. Việc giải bài toán biên hoàn chỉnh của phương trình truyền sóng có tính đến điều kiện biên tại đáy biển là rất khó khăn. Tuy nhiên, có cả một loạt các kỹ thuật để giải quyết các vấn đề như thế này. Hiệu ứng nước nông có thể được đánh giá bằng một lý thuyết sóng nào đó với giả thiết rằng chuyển động là hai chiều, chu kỳ sóng là không đổi và tốc độ vận chuyển năng lượng theo hướng truyền sóng là không đổi. Tuy nhiên, các giả thiết này yêu cầu đáy biển có độ dốc nhỏ sao cho không có phản xạ sóng, and sóng không phát triển do gió hay bị suy giảm do ma sát đáy.

Trên cơ sở của lý thuyết tuyến tính, chúng ta ký hiệu mối liên hệ phân tán (3.67) và (3.68) cho sóng nước sâu như sau:

$$c_0 = gT / 2\pi, L_0 = gT^2 / 2\pi, k_0 = 2\pi / (gT^2) \quad (7.11)$$

với chỉ số 0 dùng để ký hiệu sóng nước sâu.

Mối liên hệ phân tán (3.66) giờ có thể viết như sau:

$$gk \tanh kh = \omega^2 = gk_0 = \text{constant} \quad (7.12)$$

Từ đó ta có:

$$ck = c_0 k_0 = \omega = \text{constant} \quad (7.13)$$

Như vậy từ các phương trình (7.12) và (7.13) chúng ta phải có:

$$c / c_0 = k_0 / k = L / L_0 = \tanh kh \quad (7.14)$$

Mối liên hệ phân tán được cho bởi $k \tanh kh = k_0$, hay:

$$kh \tanh kh = hk_0 = \frac{2\pi h}{L_0} = \frac{4\pi^2 h}{gT^2} \quad (7.15)$$

cho thấy rằng kh là một hàm duy nhất của h / gT^2 . Giờ đã rõ ràng là các tỷ số trong phương trình (7.15) là được xác định duy nhất cho mỗi độ sâu cho trước.

Thêm vào đó, tốc độ vận chuyển năng lượng E_f là không phụ thuộc vào độ sâu. Do vậy ta có:

$$E_f = \frac{1}{2} \rho g a^2 C_g = \frac{1}{2} \rho g a_0^2 C_{g_0} = \text{constant} \quad (7.16)$$

sao cho:

$$\frac{a}{a_0} = \left(\frac{C_{g0}}{C_g} \right)^{\frac{1}{2}} = (2n \tanh kh)^{\frac{1}{2}} \quad (7.17)$$

Hay:

$$a = a_0 \left(\frac{C_{g0}}{C_g} \right)^{\frac{1}{2}} = a_0 K_s \quad (7.18)$$

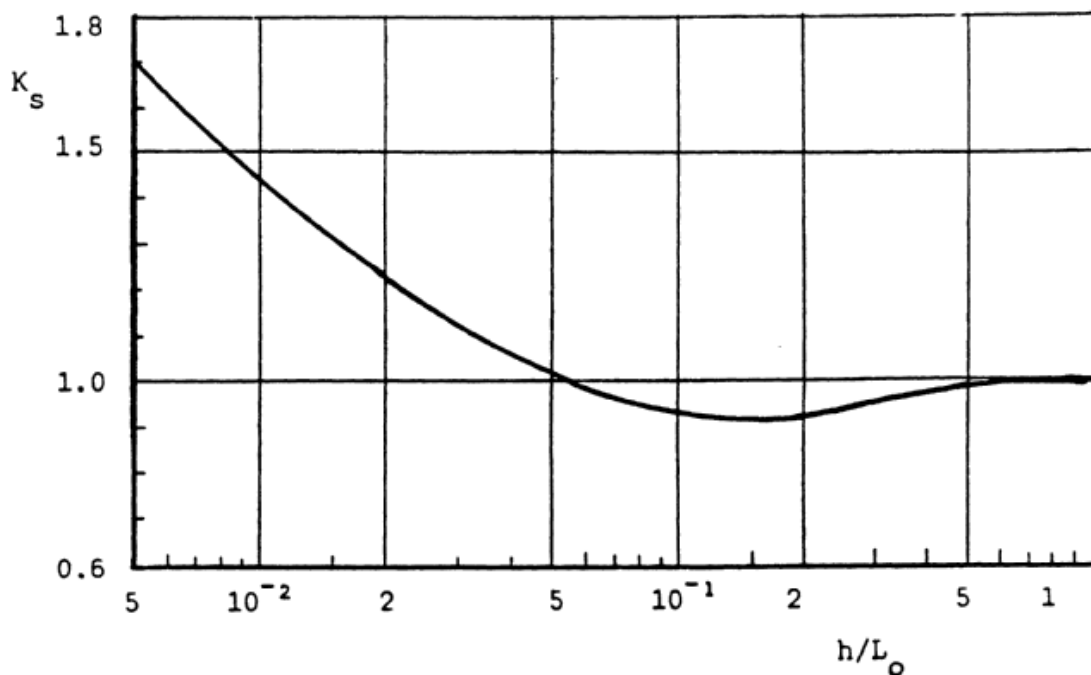
trong đó K_s được gọi là hệ số nước nông, định nghĩa như sau:

$$K_s = \left(\frac{C_{g0}}{C_g} \right)^{\frac{1}{2}} = (2n \tanh kh)^{\frac{1}{2}} \quad (7.19)$$

Với các sóng nước sâu, phép xấp xỉ thông thường cho ta các mối liên hệ được đơn giản hoá như sau:

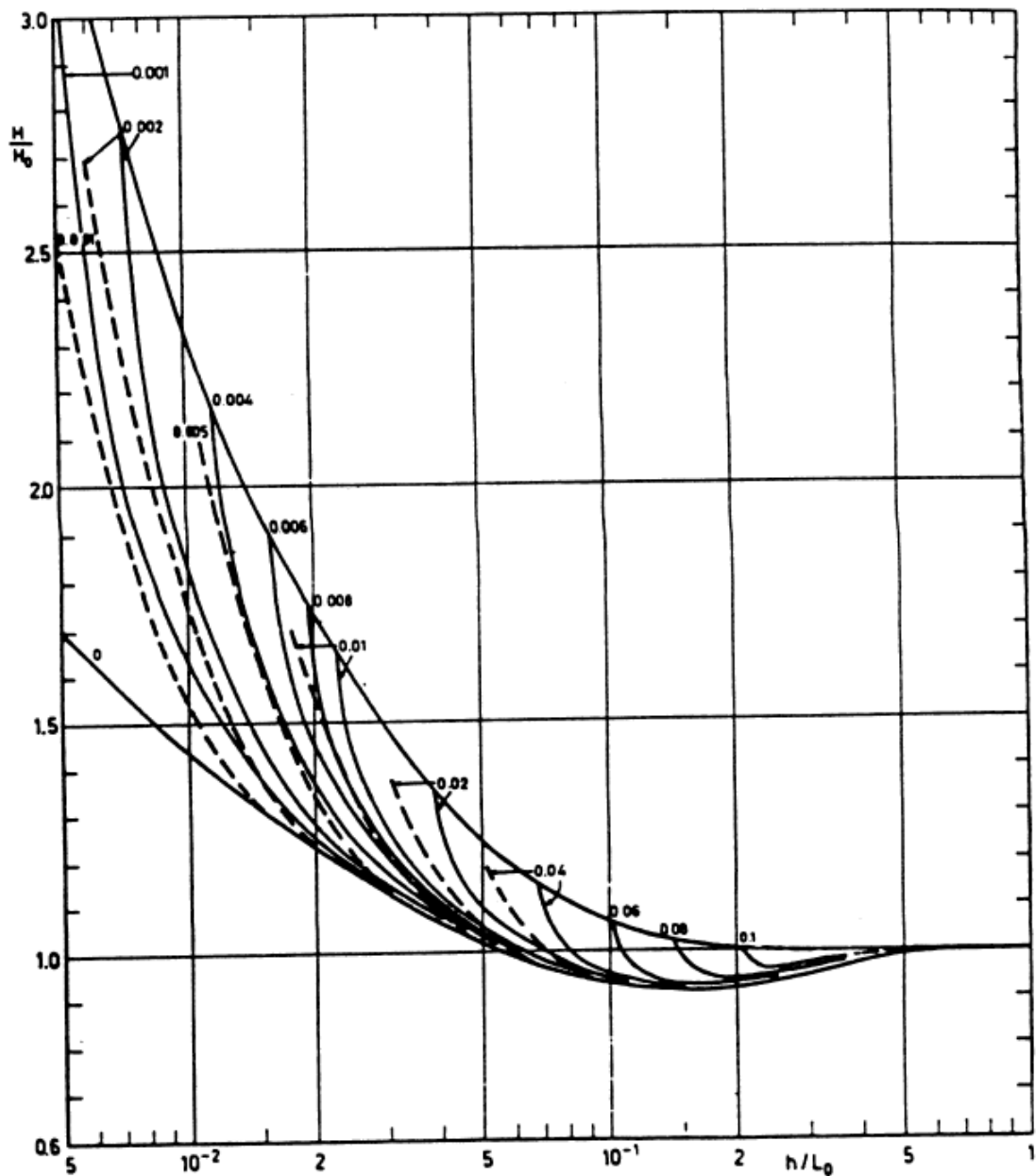
$$\frac{c}{c_0} = \frac{L}{L_0} = 2\pi \sqrt{\frac{h}{gT^2}} = \sqrt{\frac{2\pi h}{L_0}} \quad (7.20)$$

$$K_s = \left(\frac{16\pi^2 h}{gT^2} \right)^{\frac{1}{2}} = \left(\frac{8\pi h}{L_0} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (7.21)$$

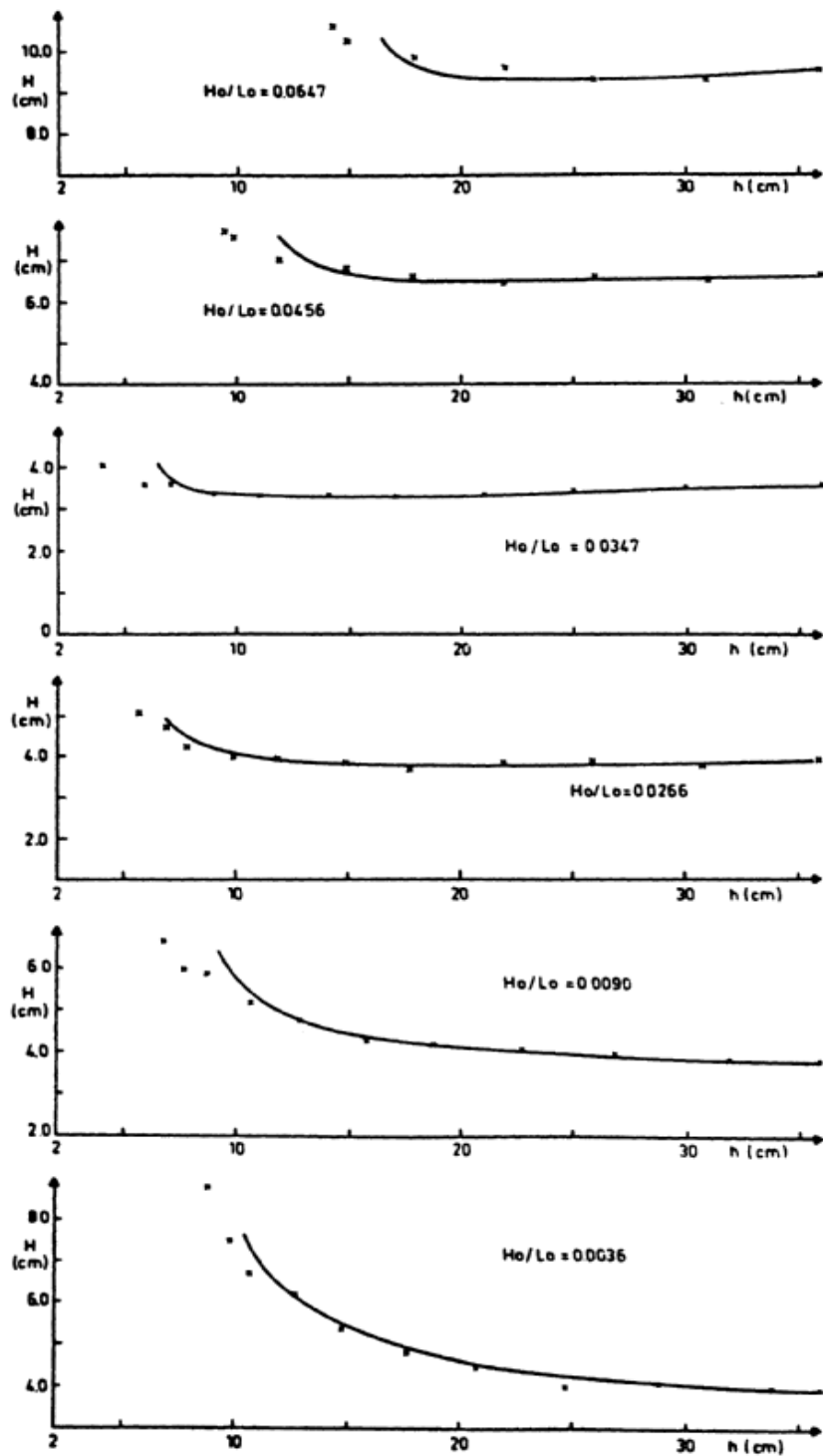


Hình 7.1. Hệ số nước nông tính từ lý thuyết sóng tuyến tính

Hình (7.1) cho thấy sự biến đổi của hệ số nước nông dựa trên lý thuyết sóng tuyến tính. Đường như là K_s có một giá trị cực tiểu khoảng 0.91 tại một độ sâu ($h/L_0 \cong 0.16$ or $kh \cong 0.20$). Hệ số này tăng vô hạn khi mà độ sâu tương đối tiệm cận giá trị zero. Tuy nhiên, trong khoảng độ sâu tương đối tiệm cận zero phương trình (7.21) là không áp dụng được vì rằng khi mà độ sâu giảm, độ cao sóng tăng lên thì lý thuyết sóng tuyến tính không còn áp dụng được nữa. Hơn nữa, tại một số điểm sóng sẽ bị vỡ và không thể bỏ qua mất mát năng lượng do sóng vỡ.



Hình 7.2 Các đường liên biểu thị các đường cong nước nông dựa trên lý thuyết Cokelet. Các đường đứt là các đường cong dựa trên Shuto (1974); các giá trị H_0/L_0 được chỉ ra trên hình (Sakai và Battjes, 1980).



Hình 7.3 So sánh các đường cong nước nông dựa trên lý thuyết Cokelet (được hiệu chỉnh với suy giảm rối) với các kết quả thí nghiệm của Svendsen và Buhr-Hansen (1976) trên độ dốc 1:35 (Sakai và Battjes, 1980).

Thay vì cho việc dùng tốc độ vận chuyển năng lượng xấp xỉ E_f trong lý thuyết

tuyến tính, ta còn có thể áp dụng lý thuyết phi tuyến. Trong trường hợp này, tỷ số a/a_0 (hay H/H_0) phụ thuộc không chỉ vào độ sâu tương đối (kh hay h/L_0) mà còn vào độ dốc sóng ban đầu ($k_0 a_0$ or H_0/L_0). Các kết quả dựa trên giả thiết về tốc độ vận chuyển năng lượng không đổi E_f theo lý thuyết Cokelet được cho trên hình 7.2 (các đường liền). Đường cong $H_0/L_0 = 0$ biểu thị các xấp xỉ dựa trên lý thuyết sóng tuyến tính, phương trình 7.18.

Một xấp xỉ phi tuyến khác đã được Shuto (1974) rút ra. Các kết quả của ông có thể được viết như sau:

$$\begin{aligned} K_s = H/H_0 & & \tilde{U} < 30 \\ Hh^{2/7} = \text{const} & \text{for} & 30 < \tilde{U} < 50 \\ Hh^{5/2}(\tilde{U} - 2\sqrt{3}) = \text{const} & & \tilde{U} > 50 \end{aligned} \quad (7.22)$$

trong đó, \tilde{U} là số Ursell đã được biến đổi, định nghĩa như sau:

$$\tilde{U} = \frac{gHT^2}{h^2}$$

số này lại được xấp xỉ từ phương trình (4.6) với bước sóng xấp xỉ là:

$$L \cong T\sqrt{gh}.$$

Xấp xỉ của Shuto (7.22) được vẽ trên hình 7.2 (các đường đứt).

Xấp xỉ của E_f theo lý thuyết cnoidal bậc thấp nhất được cho bởi phương trình 4.8 cho một giá trị thông lượng năng lượng quá cao với các giá trị cho trước của h , H và T . Vì vậy, nó cho ta một đánh giá quá thấp độ cao sóng nước nông cho các giá trị thông lượng năng lượng cho trước được tính từ sóng nước sâu.

So sánh đường cong tuyến tính với các đường cong phi tuyến trên hình (Fig. 7.2) cho ta thấy rằng các đường cong phi tuyến cho tốc độ tăng của độ cao sóng với độ sâu lớn hơn. Điều này cũng được cho bởi các kết quả thí nghiệm. Một thí dụ về so sánh các kết quả thí nghiệm với các tính toán lý thuyết dựa trên lý thuyết Cokelet được cho trên hình 7.3.

Đối với sóng ngẫu nhiên thì cần phải thay đổi cách tính hệ số nước nông theo phương trình (7.19). Một lý do là hiệu ứng của phân bố năng lượng trong miền tần số được biểu thị qua phổ tần số, và một lý do khác là hiệu ứng biên độ hữu hạn của các sóng đơn. Có thể

đánh giá được hiệu ứng thứ nhất bằng cách tính toán hệ số nước nông tại nhiều khoảng tần số trong phổ sóng và sau đó tính hệ số nước nông tổng cộng dựa trên các kết quả cho mỗi dải tần. Việc này sẽ cho ta một đường cong nước nông phụ thuộc vào độ sâu một cách phẳng phiu. Thí dụ như giá trị cực tiểu của hệ số nước nông trở thành $(K_s)_{\min} = 0.937$ bằng cách đưa vào phổ tần số (Goda, 1975), trong khi đó $(K_s)_{\min} = 0.913$ với sóng thường. Sự sai khác với bậc 2 tới 3% này giữa sóng ngẫu nhiên và sóng điều hoà có thể được bỏ qua trong thực tế thiết kế.

7.3 Khúc xạ sóng

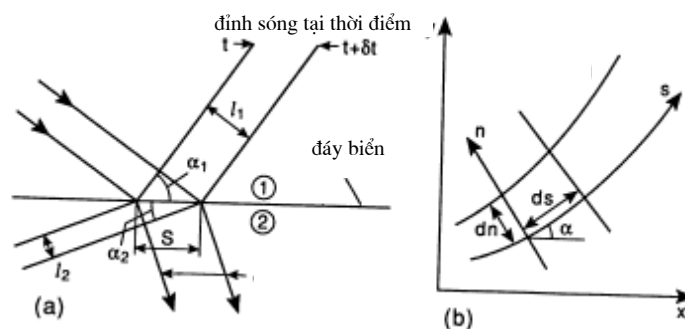
7.3.1 Sự khúc xạ của sóng thường có đỉnh dài

Người ta quan sát thấy rằng trong đại dương khi mà sóng tới xiên với một đáy dốc, theo mỗi liên hệ phân tán $c^2 = (g/k)\tanh kh$ (có nghĩa là $c^2 = gh$ với nước nông và $c^2 = (g/k)$ với nước sâu) thì vận tốc truyền sóng tại phần nông hơn nhỏ hơn nhiều so với phần sâu hơn. Kết quả là đường đỉnh sóng bị cong đi và trở nên gần với đường đẳng sâu hơn. Hiện tượng sóng này được gọi là khúc xạ sóng.

Hiện tượng này được diễn giải trên hình 7.4 cho một khoảng thời gian nhỏ δt , xảy ra qua một đường đẳng sâu mà độ sâu ở hai bên của nó được cho là không đổi và chỉ khác nhau bởi một lượng rất nhỏ. Đỉnh sóng đi được một quãng đường l sao cho trong các miền 1 và 2 ta có:

$$c_1 = \frac{l_1}{\delta t} = \frac{s \sin \alpha_1}{\delta t} \quad (7.23)$$

$$c_2 = \frac{l_2}{\delta t} = \frac{s \sin \alpha_2}{\delta t} \quad (7.24)$$



Hình 7.4. Khúc xạ của các đỉnh sóng và các tia sóng (các đường vuông góc với đỉnh sóng) trên một khoảng cách ngắn (a) đối với đường đẳng sâu (b) đối với một hệ tọa độ (X, Y) cho trước.

Vậy ta có:

$$\frac{c_1}{c_2} = \frac{\sin \alpha_1}{\sin \alpha_2} \quad (7.25)$$

Đây chính là định luật Snell. Với α là góc mà đỉnh sóng tạo với đường đẳng sâu; Chỉ số ký hiệu miền tương ứng. Phương trình (7.25) có thể được áp dụng cho các đường đẳng sâu ngày càng sâu hơn để cuối cùng có các điều kiện sóng nước sâu được dùng để tính toán. Nói chung là đối với một độ sâu bất kỳ:

$$\frac{c}{c_0} = \frac{\sin \alpha}{\sin \alpha_0} \quad (7.26)$$

Đây chính là cơ sở để phát triển nhiều sơ đồ số trị khác nhau dùng để theo dõi các tia sóng từ nước sâu tới nước nông trong điều kiện các đường đẳng sâu cho trước. Có rất nhiều phương pháp số trị để tính toán sóng khúc xạ, thí dụ phương pháp của Jen (1969), Keulegan và Harrison (1970), và Skovgaard, Jonsson và Bertelsen (1975). Với các biến phân độ dài ds và dn như chỉ ra trên hình 7.4(b), có thể tìm ra phương trình vi phân của định luật Snell như phương trình (7.26) (Sarpkaya và Isaacson (1981)):

$$\frac{d\alpha}{ds} = -\frac{1}{c} \frac{dc}{dn} \quad (7.27)$$

nó có thể được biểu thị bằng:

$$\frac{d\alpha}{ds} = -\frac{1}{c} \left(\frac{dc}{dx} \frac{dx}{dn} + \frac{dc}{dy} \frac{dy}{dn} \right) \quad (7.28)$$

Với:

$$dx/dn = -\sin \alpha \quad (7.29)$$

$$dy/dn = -\sin \alpha \quad (7.30)$$

Dùng các mối liên hệ trong (7.28), ta có:

$$\frac{d\alpha}{ds} = \frac{1}{c} \left(\sin \alpha \frac{dc}{dx} - \cos \alpha \frac{dc}{dy} \right) \quad (7.31)$$

Ta còn có:

$$dx/ds = \cos \alpha \quad (7.32)$$

$$dy/ds = \sin \alpha \quad (7.33)$$

Các phương trình (7.31), (7.32) và (5.133) thường được biết tới là các phương trình tia

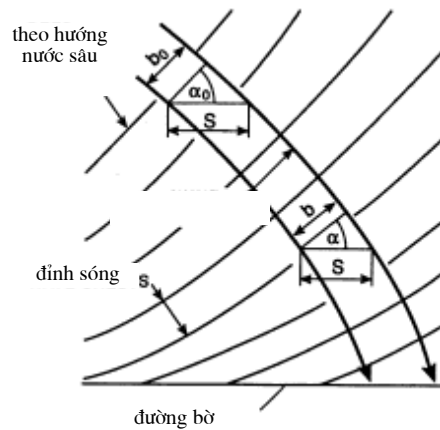
và có thể được giải số trị để xác định sự biến đổi của α và như vậy là quỹ đạo của các tia.

Có thể đánh giá sự biến đổi của độ cao các sóng khúc xạ bằng cách xem xét sự vận chuyển năng lượng. Năng lượng được coi là không được cung cấp thêm cũng như không tiêu tán đi. Hãy xem xét khoảng cách giữa hai tia sóng cạnh nhau (xem hình 7.5). Có thể biến đổi phương trình vận chuyển năng lượng (7.16) để có được:

$$\frac{1}{2} \rho g A^2 C_g b = \frac{1}{2} \rho g A_0^2 C_{g0} b_0 = \text{constant} \quad (7.34)$$

Phương trình này còn có thể được viết là:

$$\frac{A}{A_0} = \left(\frac{b_0}{b} \right)^{\frac{1}{2}} \left(\frac{c_{g0}}{c_g} \right)^{\frac{1}{2}} = K_r K_s \quad (7.35)$$



Hình 7.5 Khúc xạ của các tia sóng tới xiên với một đường bờ thẳng với độ dốc đáy không đổi .

với $K_r = (b_0 / b)^{\frac{1}{2}}$ là hệ số khúc xạ, và $K_s = (c_{g0} / c_g)^{\frac{1}{2}}$ là hệ số nước nông.

Để hiểu được quá trình này ta hãy xem một tia sóng tới xiên với một đường bờ thẳng có độ dốc đáy không đổi (xem hình 7.5). Góc tới tạo bởi đỉnh sóng và đường đẳng sâu là α_0 . Dùng các mối liên hệ (7.14) và (7.26), ta có:

$$\frac{c}{c_0} = \frac{L}{L_0} = \frac{\sin \alpha}{\sin \alpha_0} = \tanh kh \quad (7.36)$$

$$kh \tanh kh = \frac{4\pi^2 h}{gT^2} \quad (7.37)$$

Từ hình 7.5, rõ ràng là khoảng cách s độc lập với vị trí và như vậy:

$$s \cos \alpha_0 = b_0, \quad s \cos \alpha = b$$

$$\text{Hoặc} \quad \frac{b_0}{\cos \alpha_0} = \frac{b}{\cos \alpha} = s = \text{constant} \quad (7.38)$$

Do đó, sự biến đổi của độ cao sóng được cho bởi:

$$\begin{aligned} \frac{a}{a_0} &= \left(\frac{b_0}{b} \right)^{\frac{1}{2}} \left(\frac{c_{g0}}{c_g} \right)^{\frac{1}{2}} = \left(\frac{\cos \alpha_0}{\cos \alpha} \right)^{\frac{1}{2}} \left(\frac{2 \cosh^2 kh}{2kh + \sinh 2kh} \right)^{\frac{1}{2}} \\ &= \left(\frac{1 - \sin^2 \alpha_0 \tanh^2 kh}{\cos^2 \alpha_0} \right)^{\frac{1}{4}} \left(\frac{2 \cosh^2 kh}{2kh + \sinh 2kh} \right)^{\frac{1}{2}} \end{aligned} \quad (7.39)$$

Với nước nông, các mối liên hệ (7.36), (7.37) và (7.39) có thể được đơn giản hoá để có:

$$\frac{c}{c_0} = \frac{L}{L_0} = 2\pi \left(\frac{h}{gT^2} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (7.40)$$

$$\frac{a}{a_0} = \left(\frac{1 - \sin^2 \alpha_0 4\pi^2 \left(\frac{h}{gT^2} \right)}{\cos^2 \alpha} \right)^{\frac{1}{4}} \left(\frac{16\pi^2 h}{gT^2} \right)^{\frac{1}{4}} \quad (7.41)$$

Các mối liên hệ này chỉ đúng cho lý thuyết sóng tuyến tính.

7.3.2 Sự khúc xạ của sóng ngẫu nhiên

Hệ số khúc xạ ở trên tương ứng với sóng thường với chu kỳ không đổi và một hướng lan truyền. Sự biến đổi của độ cao sóng trong biển thực không nhất thiết được đặc trưng bởi một hệ số khúc xạ cho sóng điều hoà. Như ta đã thảo luận trước, sóng trong biển thực là tổng hợp của một số vô hạn các thành phần có tần số và hướng khác nhau. Bởi vậy, sự biến đổi của độ cao sóng biển được xác định bởi sự đóng góp của tất cả các thành phần mà mỗi thành phần khúc xạ với các hệ số khác nhau. Bởi vậy, công thức cơ bản để tính hệ số khúc xạ với sóng ngẫu nhiên được cho bởi

$$(K_r)_{eff} = \left[\frac{1}{m_{s0}} \int_0^\infty \int_{\theta_{min}}^{\theta_{max}} S(\omega, \theta) K_s^2(\omega) K_r^2(\omega, \theta) d\theta d\omega \right]^{1/2} \quad (7.42)$$

trong đó:

$$m_{s0} = \int_0^\infty \int_{\theta_{min}}^{\theta_{max}} S(\omega, \theta) K_s^2(\omega) d\theta d\omega \quad (7.43)$$

Chỉ số "eff", có nghĩa là hiệu dụng theo từ Tiếng Anh "effective", được dùng để biểu thị các đại lượng liên quan tới sóng ngẫu nhiên. Trong các phương trình trên, $S(\omega, \theta)$ ký hiệu phổ hướng, $K_s(\omega)$ là hệ số nước nông, và $K_r(\omega, \theta)$ là hệ số khúc xạ của một sóng thành phần (tức là một sóng điều hoà) với tần số ω và hướng θ . Trong các tính toán thực tế, tích phân được thay thế bằng tổng.

Một cách đơn giản để tính hệ số khúc xạ của sóng ngẫu nhiên là dùng phương trình sau:

$$(K_r)_{eff} = \left[\sum_{i=1}^M \sum_{j=1}^N \Delta E_{ij} K_{rij}^2 \right]^{1/2} \quad (7.44)$$

với giả thiết rằng có thể bỏ qua ảnh hưởng của hiệu ứng nước nông.

Đại lượng ΔE_{ij} trong phương trình trên ký hiệu năng lượng tương đối của các sóng thành phần với tần số i và hướng j , khi mà dải tần của sóng biển được chia thành các khoảng tần được đánh số từ $i = 1$ tới M và dải hướng được chia thành các khoảng được đánh số từ $j = 1$ tới N . Có nghĩa là:

$$\Delta E_{ij} = \left[\frac{1}{m_0} \int_{\omega_i}^{\omega_i + \Delta\omega_i} \int_{\theta_j}^{\theta_j + \Delta\theta_j} S(\omega, \theta) d\theta d\omega \right]^{1/2} \quad (7.45)$$

trong đó:

$$m_0 = \int_0^\infty \int_{\theta_{min}}^{\theta_{max}} S(\omega, \theta) d\theta d\omega \quad (7.46)$$

Trong các tính toán thực tế, cần phải chọn các chọn các tần số và hướng đại biểu của các sóng thành phần. Nếu như phổ tần số là phổ Bretschneider-Mitsuyasu, việc chia dải tần có thể được tiến hành sao cho năng lượng sóng trong mỗi khoảng tần là bằng nhau. Cách chia này giảm thời gian tính hệ số khúc xạ của sóng ngẫu nhiên. Tần số đại diện trong mỗi khoảng được xác định tốt nhất như là giá trị trung bình của moment phổ bậc hai của mỗi khoảng sao cho sự biến đổi của chu kỳ sóng gây ra do khúc xạ có thể được ước tính với sai

số nhỏ nhất (bởi vì chu kỳ trung bình được cho bởi moment bậc hai của phổ tần số).

7.3.3 Tính sự khúc xạ của sóng ngẫu nhiên bằng phương trình thông lượng năng lượng

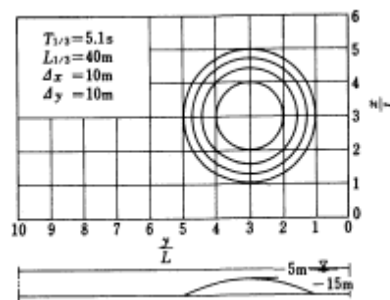
Cùng với phương pháp tính hệ số khúc xạ bằng cách tổng hệ số khúc xạ của các sóng thành phần, sự khúc xạ của sóng ngẫu nhiên có thể được tính toán bằng cách giải số trị phương trình thông lượng năng lượng do Karlsson (1969) đề nghị. Phương trình cơ bản có dạng:

$$\frac{\partial}{\partial x}(Sv_x) + \frac{\partial}{\partial y}(Sv_y) + \frac{\partial}{\partial \theta}(Sv_\theta) = 0 \quad (7.47)$$

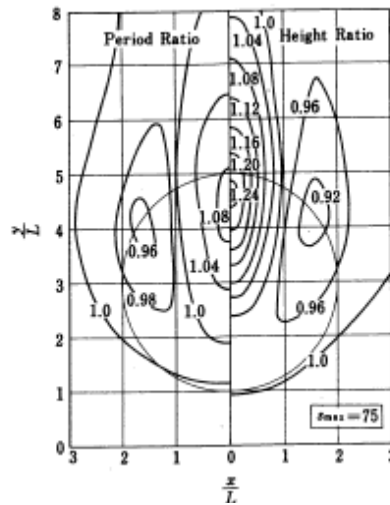
với S ký hiệu mật độ phổ năng lượng sóng và v_x , v_y và v_θ được cho bởi:

$$\left. \begin{aligned} v_x &= c_g \cos \theta \\ v_y &= c_g \sin \theta \\ v_\theta &= \frac{c_g}{c} \left(\frac{\partial c}{\partial x} \sin \theta - \frac{\partial c}{\partial y} \cos \theta \right) \end{aligned} \right\} \quad (7.48)$$

Phương pháp này đã được áp dụng để tính sự khúc xạ sóng tại một khu vực nước nông hình cầu như thấy trên hình 7.6, có đường kính 40 m và độ sâu nước 5 m tại đỉnh, đặt trong một khu vực nước có độ sâu không đổi bằng 15 m (Karlsson, 1969). Phân bố độ cao và chu kỳ sóng do sự khúc xạ của sóng ngẫu nhiên được cho thấy trên hình 7.7 với sóng với chu kỳ có nghĩa $T_{1/3} = 5.1$ s. Phổ sóng được giả thiết là có dạng Bretschneider-Mitsuyasu liên kết với phổ hướng dạng Mitsuyasu có $s_{\max} = 75$. Phần bên phải của Hình 7.7 cho ta sự biến đổi của độ cao sóng khúc xạ trong khi phần bên trái cho ta sự biến đổi của chu kỳ sóng. Sự biến đổi của sóng ngẫu nhiên thường được kèm theo một số biến đổi trong chu kỳ sóng vì phổ hướng biến đổi khi sóng biến dạng, như ta thấy trên hình 7.7.

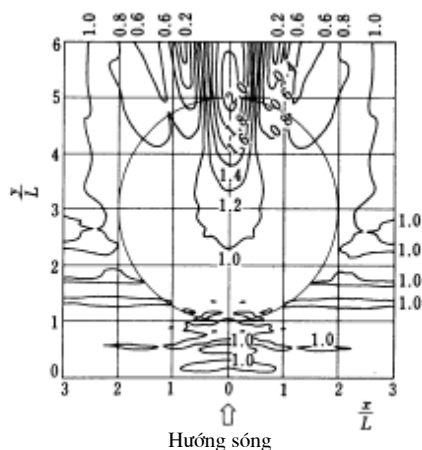


Hình 7.6. Dạng của khu vực nước nông hình cầu



Hình 7.7. Phân bố tỷ số của độ cao và chu kỳ sóng ngẫu nhiên trên một khu nước nông hình cầu

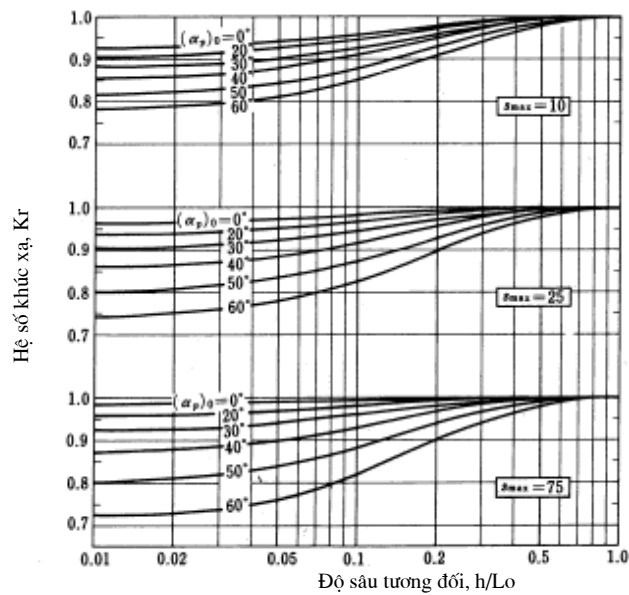
Sự khúc xạ của sóng ngẫu nhiên tại vùng nước nông này đã được Ito et al. (1972) tính bằng một mô hình số trị. Kết quả về sự phân bố của độ cao sóng được biểu thị trên hình 7.8. Như ta đã thấy trên hình, sự khúc xạ của sóng ngẫu nhiên thường tạo ra những biến đổi không gian đáng kể của độ cao sóng. Việc tính toán sự khúc xạ sóng dùng các thành phần phổ với các hướng và tần số khác nhau làm trơn những biến đổi không gian đó đi. Vincent và Briggs (1989) đã nghiên cứu dạng của độ cao sóng phía sau một vùng nước nông dạng elliptic trong phòng thí nghiệm cho cả sóng ngẫu nhiên và sóng điều hoà. Họ thấy rằng yếu tố quan trọng nhất ảnh hưởng đến phân bố độ cao sóng là độ dài trải về hướng của sóng.



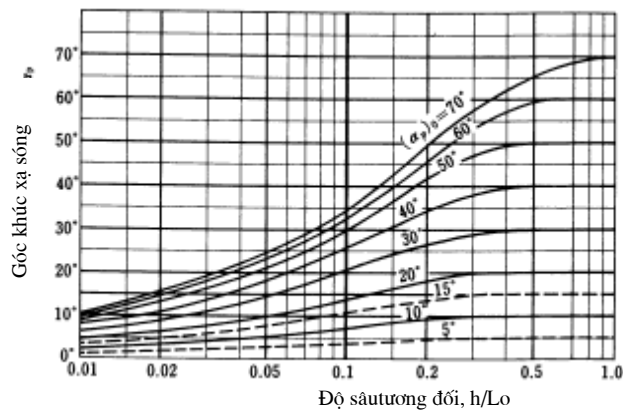
Hình 7.8 Phân bố độ cao sóng điều hoà trên một vùng nước nông hình cầu (theo Ito et al., 1972)

Nói một cách chặt chẽ thì sóng phía trên một vùng nước nông không chỉ bị ảnh hưởng bởi quá trình khúc xạ mà còn bị ảnh hưởng bởi quá trình nhiễu xạ, đặc biệt là khi mà các tia sóng cắt nhau. Một số sơ đồ số trị đã được đưa ra để giải quyết bài toán sóng nhiễu xạ và khúc xạ này. Cho dù rằng các phương trình thông lượng năng lượng (7.47) và (7.48) không có khả năng tính tới sự nhiễu xạ, nó vẫn có khả năng cho ta một đánh giá chấp nhận được về độ cao sóng ngẫu nhiên xung quanh vùng nước nông hay là độ cao sóng tại một vùng có địa hình đáy phức tạp mà phương pháp phân tích sóng khúc xạ thông thường sẽ cho các tia sóng cắt nhau.

7.3.4 Sự khúc xạ của sóng ngẫu nhiên tại vùng biển có các đường đẳng sâu thẳng song song



Hình 7.9 Hệ số khúc xạ của sóng ngẫu nhiên trên một vùng bờ biển có các đường đẳng sâu thẳng, song song



Hình 7.10 Sự biến đổi của hướng sóng chính do khúc xạ của sóng ngẫu nhiên tại một vùng bờ có các đường đẳng sâu thẳng, song song

Đối với trường hợp một vùng ven bờ có các đường đẳng sâu thẳng, song song, có thể tính được sự biến đổi của hướng tia sóng và hệ số khúc xạ của các sóng thành phần bằng phương pháp giải tích. Khi đó, có thể dễ dàng thực hiện việc tính toán sự khúc xạ của các sóng biển ngẫu nhiên bằng phương pháp chồng chất. Hệ số khúc xạ của sóng ngẫu nhiên và sự biến đổi của nó theo hướng sóng chính đã được tính và trình bày trên các hình 7.9 và 7.10, (Goda và Suzuki, 1975).

Các tính toán đã được tiến hành với số lượng các thành phần tần số và hướng $M = N = 36$, dùng phổ tần số Bretschneider-Mitsuyasu và hàm phân tán dạng Mitsuyasu. Bước sóng L_0 trên trục hoành của các hình 7.9 và 7.10 là bước sóng nước sâu tương ứng với chu kỳ sóng có nghĩa. Thông thường, $(\alpha_p)_0$ ký hiệu góc tới của sóng nước sâu.

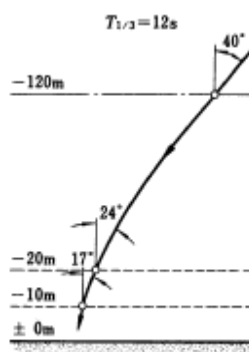
Hệ số khúc xạ của sóng ngẫu nhiên biến thiên theo giá trị s_{max} , nhưng chỉ trong khoảng chừng vài phần trăm. Hướng tới chính của sóng, theo định nghĩa của Nagai (1972) là hướng tương ứng với mật độ năng lượng hướng lớn nhất, ít chịu ảnh hưởng của giá trị của hệ số s_{max} .

Cần phải nhận thấy trên hình 7.9 là hệ số khúc xạ giảm đi khi sóng truyền vào gần bờ hơn. Điều này là do sự khúc xạ của các tia sóng tới ở cả hai bên của hướng tới chính.

Thí dụ 7.1

Hãy mô tả các sóng khúc xạ tại các độ sâu 20 và 10 m, khi mà các sóng lừng với chiều cao 2 m và chu kỳ 12 s tới với 1 góc 40° tại một vùng bờ biển có các đường đẳng sâu thẳng, sóng song.

Lời giải



Hình 7. Tính thay đổi của hướng sóng

Với sóng lừng, thông số phân tán s_{\max} là 75. Bởi vì bước sóng nước sâu tương ứng với $T_{1/3} = 12$ s là $L_0 = 225$ m ($L_0 = gT_{1/3}^2 / 2\pi$), độ sâu tương đối $h/L_0 = 0.089$ tại $h = 20$ m. Hệ số khúc xạ xác định theo hình 7.9 là $K_r = 0.92$ và hướng sóng chính theo hình 7.10 là $\alpha_p = 24^\circ$. Tại độ sâu $h = 10$ m, $K_r = 0.90$ và $\alpha_p = 170$ với $h/L_0 = 0.044$. Sự biến đổi của hướng sóng chính được trình bày trên hình 7.11.

7.4 Sự phản xạ sóng

7.4.1 Phân tích lý thuyết sự phản xạ sóng điều hoà

Phần này sẽ thảo luận sự phản xạ sóng và hệ quả của nó là các sóng đứng. Giả thiết rằng sự phản xạ sóng gây ra bởi một chướng ngại vật có tường thẳng đứng đặt tại $x = b$. Biên độ tần số và số sóng của sóng phản xạ có giá trị đúng bằng các giá trị tương ứng của sóng tới.

Theo định nghĩa ta biết rằng hệ số phản xạ K_r được cho bởi:

$$K_r = \text{biên độ của sóng phản xạ} / \text{biên độ của sóng tới}$$

và phải bằng 1 đối với trường hợp phản xạ hoàn toàn.

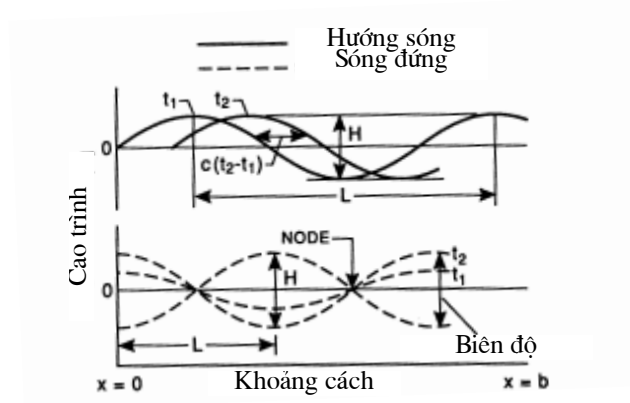
Chúng ta biết rằng phương trình Laplace là tuyến tính. Như vậy, thế vận tốc của một hệ sóng Φ_T , được cho là tổng của thế vận tốc của các sóng đơn

$$\Phi_T = \frac{ag}{\omega} \frac{\cosh k(z+h)}{\cosh kh} [\cos(kx - \omega t) - \cos(kx + \omega t + \delta_2)] \quad (7.49)$$

Nếu chướng ngại vật là không thấm thì thành phần vận tốc dòng chảy theo phương pháp tuyến với bề mặt chướng ngại vật tại $x = b$ bằng 0. Như vậy, điều kiện biên là

$$u_T = -\frac{\partial \Phi_T}{\partial x} = 0 \quad \text{tại} \quad x=b \quad (7.50)$$

áp dụng điều kiện biên này vào phương trình (7.49), ta có $\sin(kb - \omega t) = \sin(kb + \omega t + \delta_2)$. Khai triển và cho các hệ số của các số hạng $\sin(\omega t)$ và $\cos(\omega t)$ ở cả hai vế bằng nhau, ta có $\sin kb = \sin(kb + \delta_2)$ và $\cos kb = -\cos(kb - \delta_2)$. Nghiệm của các phương trình này là: $\delta_2 = (2n+1)\pi - 2kb$, $n = 0, 1, 2, \dots$



Hình 7. Sự tạo thành của hệ sóng đứng

Đối với hai sóng tiến chuyển động theo hai phương ngược nhau và có biên độ bằng nhau:

$$\begin{aligned} \zeta_T &= a \sin(kx - \omega t) + a \sin(kx + \omega t + \delta_2) \\ &= a \sin(kx - \omega t) + a \sin(kx + \omega t) \cos \delta_2 + a \cos(kx + \omega t) \sin \delta_2 \end{aligned} \quad (7.51)$$

Thế giá trị của δ_2 trong biểu thức này của ζ_T và sau một chút biến đổi, ta có:

$$\zeta_T = 2a \sin(kb - \omega t) \cos(kx - kb) \quad (7.52)$$

Phương trình (7.52) là tích của hai số hạng: một số hạng độc lập với x và một số hạng độc lập với t . Như vậy, có những thời điểm mà $\zeta_T = 0$ cho tất các giá trị của x và có những giá trị của x mà tại đó $\zeta_T = 0$ tại mọi thời điểm. Những điểm mà $\zeta_T = 0$ tại mọi thời điểm được gọi là những điểm nút và thỏa mãn điều kiện $\cos(kx - kb) = 0$, với các nghiệm là $x = b + [(2n + 1)\pi]/2k$, $n = 0, 1, 2, 3, 4, \dots$. Điều kiện của các điểm nút như thế này định nghĩa các sóng đứng. Hình 7.12 chỉ ra các sóng thành phần của sóng đứng.

Có thể nhận thấy rằng độ dốc của ζ_1 là ζ_2 luôn luôn bằng nhau và ngược dấu tại $x = b$. Điều này cho ta điều kiện sau:

$$\frac{\partial \zeta_T}{\partial x} = 0 \quad \text{tại} \quad x = b \quad \text{tại mọi thời điểm} \quad (7.53)$$

Như thấy rõ ràng từ (7.52). Có thể là rất thuận tiện nếu như lấy gốc của x tại chướng ngại vật. Điều này tránh cho ta khỏi phải xác định giá trị x để tìm b . Cho $b = 0$, ta có $\delta_2 = (2n + 1)\pi$. Đặt $x = 0$, ta thấy rằng các sóng phản xạ giữ nguyên pha của các sóng tới.

Phương trình (7.52) khi đó trở thành:

$$\zeta_T = -2A \sin(\omega t) \cos(kx) \quad (7.54)$$

Trái ngược với các sóng đứng, các sóng tiến:

$$\zeta = A \sin(kx - \omega t) \quad (7.55)$$

có các điểm nút “tiến” tương ứng với $\sin(kx - \omega t) = 0$ với lời giải $x_{node} = (n\pi + \omega t)/k$, $n = 0, 1, 2, \dots$. Dùng giá trị của δ_2 trong (7.49), thế vận tốc của sóng đứng có thể được cho như sau:

$$\Phi_T = \frac{2Ag}{\omega} \frac{\cosh k(z+h)}{\cosh kh} [\cos(kb - \omega t) \cos(kx - kb)] \quad (7.56)$$

Với (7.56), các thành phần vận tốc của các sóng đứng được cho như sau:

$$u = -\frac{\partial \Phi_T}{\partial x} = \frac{2Akg}{\omega} \frac{\cosh k(z+h)}{\cosh kh} [\cos(kb - \omega t) \sin(kx - kb)] \quad (7.57)$$

$$u = -\frac{\partial \Phi_T}{\partial z} = -\frac{2Akg}{\omega} \frac{\sinh k(z+h)}{\cosh kh} [\cos(kb - \omega t) \cos(kx - kb)] \quad (7.58)$$

Ta đã thấy rằng các điểm nút là tại các vị trí $\cos(kx - kb) = 0$; vì vậy tại các điểm nút các hạt nước chỉ chuyển động theo phương nằm ngang và tại các điểm bụng (là những điểm có biên độ bằng hai lần biên độ của sóng tới), các hạt nước chỉ chuyển động theo phương thẳng đứng.

7.4.2 Sự phản xạ sóng ngẫu nhiên từ các công trình ven bờ

Cho tới nay, ta đã nghiên cứu sự phản xạ của sóng điều hoà cho trường hợp đơn giản nhất là trường hợp phản xạ hoàn toàn với hệ số phản xạ bằng 1. Tuy nhiên, thực tế phức tạp hơn nhiều và đòi hỏi ta phải nghiên cứu sự phản xạ sóng từ các công trình ven bờ.

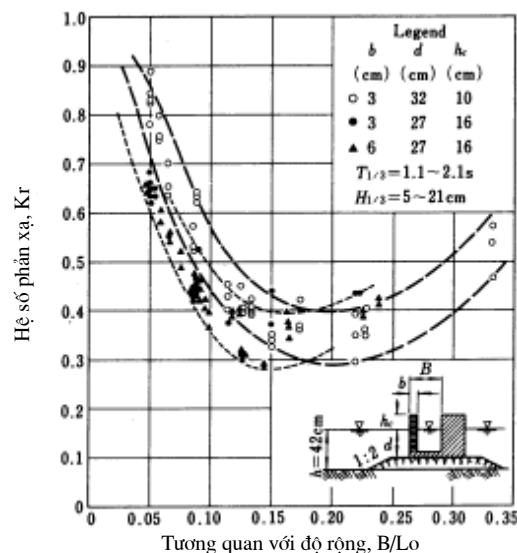
Khi sóng phản xạ từ công trình, sóng phản xạ sẽ gây ra nhiễu động nước phía trước của công trình hoặc là lan truyền một khoảng cách nào đó và gây nhiễu động tại những vùng lạng sóng. Vì vậy, cần phải triệt tiêu sóng phản xạ càng nhiều càng tốt. Hệ số phản xạ sóng với hầu hết các công trình thường được đánh giá nhờ mô hình vật lý trong phòng thí nghiệm vì không thể tiến hành các phân tích lý thuyết với các sóng phản xạ khi có sóng vỡ một phần tại các công trình. Các giá trị xấp xỉ của các hệ số phản xạ sóng của các loại công trình biển khác nhau được cho trên bảng 7.1 (theo Hội Kỹ sư công chính Nhật, JSCE). Khoảng giá trị của các hệ số đối với một bức tường thẳng đứng phụ thuộc vào mức độ sóng

vượt, và tăng lên khi mà cao trình đỉnh công trình tăng lên. Với các công trình có mái nghiêng và bãi biển tự nhiên, hệ số phản xạ tỷ lệ nghịch với độ dốc của sóng tới và cận trên của hệ số này tương ứng với các sóng lừng có chu kỳ dài. Seeling và Ahrens (1981) đã tìm ra một công thức thực nghiệm để đánh giá hệ số phản xạ cho các bãi biển, kè và đập phá sóng bằng đá học dựa trên một lượng lớn các số liệu thí nghiệm trong đó có cả các thí nghiệm với các sóng ngẫu nhiên.

Bảng 7.1. Các giá trị xấp xỉ của các hệ số phản xạ (JSCE).

Dạng công trình	Hệ số phản xạ
Tường đứng có đỉnh cao hơn mặt nước	0.7~1.0
Tường đứng có đỉnh ngầm	0.5~0.7
Mái nghiêng bằng đá học (độ dốc 1/ 2hay 1/ 3)	0.3~0.6
Mái nghiêng bằng các tảng bê tông tiêu tán năng lượng sóng	0.3~0.5
Tường đứng dạng tiêu tán năng lượng sóng	0.3~0.8
Bãi cát tự nhiên	0.05~0.2

Đối với một bức tường thẳng đứng có dạng tiêu tán năng lượng sóng, thí dụ như loại tường gắn các mặt nạ bê tông, hệ số phản xạ phụ thuộc vào dạng công trình, tỷ lệ giữa chiều rộng của mỗi tấm tiêu tán năng lượng sóng và bước sóng, và các yếu tố khác. Vì vậy, cần tiến hành các thí nghiệm trên các mô hình vật lý để đánh giá các hệ số phản xạ.



Hình 7.13 Hệ số phản xạ sóng ngẫu nhiên của một đập phá sóng dạng thùng chìm có mặt nạ tiêu sóng (Tanimoto và cộng sự, 1976)

Hình 7.13 là một thí dụ về kết quả các thí nghiệm của Tanimoto và các cộng sự (1976). Nó cho ta hệ số phản xạ sóng ngẫu nhiên của đê dạng thùng chìm có tường thẳng đứng với mặt nạ tiêu sóng trên đó có các lỗ tròn. Hệ số phản xạ có giá trị cực tiểu $K_{r,\min} \cong 0.3$ khi mà độ rộng tương đối của mỗi phân tử phá sóng $B/L \cong 0.15$ và tăng lên quá 0.7 khi mà độ rộng của mỗi phân tử phá sóng nhỏ hơn 0.05.

Mỗi thành phần của sóng ngẫu nhiên được giả thiết phản xạ với một góc bằng với góc tới và tiếp tục lan truyền theo hướng phản xạ, giống như theo lý thuyết quang học. Cũng có trường hợp sự phản xạ hình học không diễn ra. Thí dụ như các sóng dài với biên độ lớn tới một công trình theo một góc lớn trong điều kiện nước nông. Trong trường hợp này, sóng tới theo hướng gần như song song với công trình sẽ không tạo ra các sóng phản xạ rõ ràng mà tạo ra các sóng lừng chạy dọc theo mặt công trình. Hiện tượng này được gọi là hiện tượng phản xạ Mach-stem và đã được quan trắc trong trường hợp sóng thần tấn công, như trong thông báo của Wiegel (1964).

Một phương diện khác của các sóng phản xạ là chúng có một chiều dài hữu hạn theo phương đỉnh sóng vì các công trình phản xạ sóng như đê phá sóng dạng thùng chìm hay các tường bến cảng có độ dài hữu hạn. Do đó, các sóng phản xạ phân tán trong quá trình lan truyền từ nguồn theo một kiểu giống như hiện tượng nhiễu xạ sóng. Có thể phân tích sự phân tán của các sóng phản xạ bằng lời giải lý thuyết sóng phản xạ từ một đảo chắn sóng (Goda và cộng sự, 1971; Mitsui và cộng sự, 1975), hoặc là bằng phương pháp tích phân số trị để mô phỏng quá trình truyền sóng (Tanimoto và cộng sự, 1975).

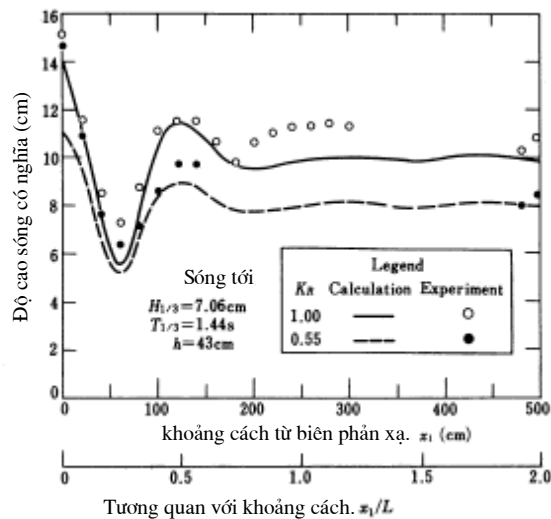
Nếu như công trình có hệ số phản xạ nhỏ hơn 1, hệ số phân tán đánh giá ở trên của các sóng phản xạ cần phải được nhân với hệ số phản xạ để tính độ cao sóng tại điểm cần tính. Một nguyên nhân khác làm suy giảm các sóng phản xạ là sự tiêu tán năng lượng do gió ngược. Đôi khi ta quan trắc thấy hiện tượng là một số đỉnh sóng phản xạ bị gió triệt tiêu. Các sóng phản xạ còn bị tiêu tán năng lượng do tương tác mạnh mẽ với sóng tới. Tuy nhiên, chưa đánh giá định lượng được mức độ tiêu tán năng lượng sóng do gió ngược. Người ta chỉ biết rằng sóng gió có chu kỳ ngắn bị tiêu tán rất nhanh trong khi đó sóng lừng có chu kỳ dài có thể truyền rất xa mà không bị tiêu tán năng lượng một cách đáng kể. Khi quy hoạch và thiết kế xây dựng cảng, có thể bỏ qua ảnh hưởng tiêu tán năng lượng của sóng phản xạ do gió. Nếu như diện tích cảng là khá rộng và cảng được thiết kế để chống sóng do gió địa phương tạo ra, giá trị phản xạ hiệu dụng của các tường đứng trong cảng có thể giảm được tới 80% hay hơn nữa bằng cách tận dụng hiệu ứng tiêu tán năng lượng sóng do gió ngược.

Hiệu ứng các sóng phản xạ gây ra các dao động trong cảng là khá phức tạp vì không chỉ độ cao sóng mà hướng sóng cũng cần được tính. Khi mà chỉ cần quan tâm đến độ cao sóng, về mặt nguyên tắc có thể tính độ cao sóng tổng cộng bằng nguyên lý chồng chất năng

lượng:

$$H_s = \sqrt{H_I^2 + H_{R1}^2 + H_{R2}^2 + \dots} \quad (7.59)$$

với H_s biểu thị độ cao có nghĩa của sóng tổng hợp, và H_{R1} , H_{R2} biểu thị các độ cao có nghĩa của các sóng phản xạ có nguồn gốc khác nhau. Phương trình (7.59) không áp dụng được ngay cạnh công trình vì có một mối liên hệ cho trước giữa pha sóng tới và pha sóng phản xạ. Tuy nhiên sự tương tác pha giữa các sóng thành phần của sóng ngẫu nhiên sẽ bị triệt tiêu khi mà khoảng cách tới công trình phản xạ trở nên lớn hơn một bước sóng, và phương trình (7.59) cho một đánh giá độ cao sóng với một độ chính xác chấp nhận được.



Hình 7.14 Biến đổi không gian của độ cao sóng đứng

Thí dụ áp dụng phương trình (7.59) được cho trên hình 7.14, trong đó cho thấy sự biến đổi không gian của sóng có nghĩa phía trước một mô hình công trình trong một máng sóng (Goda và Suzuki, 1976). Các sóng tới là một chuỗi sóng phi điều hoà có phổ tần số dạng Bretschneider-Mitsuyasu. Các hình tròn rỗng biểu thị số liệu cho trường hợp một bức tường thẳng đứng phản xạ hoàn toàn và các hình tròn đặc biểu thị trường hợp một mô hình công trình có hệ số phản xạ 0.55. Các đường liền và đường đứt quãng chỉ độ cao sóng tính từ phổ tần số của hệ thống sóng tổng hợp bằng cách tính toán biên độ của các sóng đứng tại mỗi vị trí đối với các thành phần tần số của phổ sóng tới. Tuy rằng độ cao sóng có nghĩa của sóng tổng hợp dao động tương ứng với các điểm bụng và điểm nút của các sóng đứng gần công trình; như ta thấy trên hình 7.14, sự dao động giảm nhanh theo khoảng cách từ công trình và độ cao sóng đạt một giá trị tiệm cận. Trong thực tế, phương trình (7.59) dự

báo một giá trị tiệm cận đối với các điểm cách xa công trình phản xạ.

Cơ sở lý thuyết của phương trình (7.59) là nguyên lý rằng độ cao sóng có nghĩa tỷ lệ với căn bậc hai của năng lượng sóng tổng cộng, không phụ thuộc vào dạng phổ năng lượng.

7.5 Sự nhiễu xạ sóng

Khi một chuỗi sóng gặp một chướng ngại vật thẳng đứng lớn, người ta quan sát thấy rằng sóng lan truyền vào cả vùng khuất hình học. Quá trình này được gọi là quá trình nhiễu xạ. Như vậy, khi tính toán ảnh hưởng của sóng phía sau một đê phá sóng hoặc là một công trình xa bờ lớn, cần phải xem xét đến hiệu ứng nhiễu xạ sóng.

7.5.1 Quá trình nhiễu xạ của sóng điều hoà

a) Các phương trình chính

Rất nhiều tác giả kể cả Stoker (1957) và Mei (1983) đã thảo luận về phương pháp giải quyết vấn đề nhiễu xạ tổng quát. Tuy nhiên, chúng ta sẽ giới thiệu ngắn gọn ở đây. Trước hết, ta giả thiết là chất lỏng là không nén được, dòng chảy không xoáy và thế vận tốc $\phi = \text{Re}(\Phi e^{i\omega t})$ thoả mãn phương trình Laplace. Chúng ta sẽ giới hạn trong trường hợp sóng tuyến tính với biên độ đủ nhỏ. Khi đó, thế vận tốc tổng cộng Φ (một đại lượng phức) có thể được biểu thị là tổng của thế vận tốc của sóng tới và sóng nhiễu xạ như sau:

$$\Phi = \Phi_I + \Phi_s \quad (7.60)$$

với $\Phi_I =$ thế vận tốc của sóng tới $\Phi_s =$ thế vận tốc của sóng nhiễu xạ.

Các điều kiện biên đáy và mặt có thể được viết như sau:

$$\frac{\partial^2 \phi}{\partial t^2} + g \frac{\partial \phi}{\partial z} = 0 \quad \text{tại} \quad z = 0 \quad (7.61)$$

$$\zeta = -\frac{1}{\rho} \left(\frac{\partial \phi}{\partial t} \right)_{z=0} \quad (7.62)$$

$$\frac{\partial \phi}{\partial z} = 0 \quad \text{at} \quad z = -h \quad (7.63)$$

Các phương trình (7.61) tới (7.63) có thể được viết lại như sau:

$$\frac{\partial \Phi}{\partial z} - \frac{\omega^2}{g} \Phi = 0 \quad \text{tại} \quad z = 0 \quad (7.64)$$

$$\zeta = \frac{\omega}{g} \operatorname{Re}(i\Phi e^{-i\omega t}) \quad (7.65)$$

$$\frac{\partial \Phi}{\partial z} = 0 \quad \text{tại} \quad z = -h \quad (7.66)$$

Điều kiện biên tại bề mặt có nghĩa là thành phần vận tốc trực giao với bề mặt vật thể cần phải bằng 0:

$$\frac{\partial \Phi}{\partial n} = \frac{\partial \Phi_I}{\partial n} + \frac{\partial \Phi_s}{\partial n} \quad (7.67)$$

với n là khoảng cách theo phương vuông góc với bề mặt vật thể.

Để đảm bảo có thể tìm được một nghiệm duy nhất có ý nghĩa vật lý, cần một điều kiện biên nữa cho thế vận tốc của sóng nhiễu xạ để tương ứng chỉ với các sóng đi ra khỏi miền tính. Điều kiện biên này được gọi là điều kiện bức xạ và đã được Sommerfeld (1949) trình bày kỹ trong lý thuyết sóng tổng quát. Điều kiện biên bức xạ có thể được biểu thị như sau:

$$\lim_{r \rightarrow \infty} \sqrt{r} \left(\frac{\partial \Phi_s}{\partial n} \pm ik\Phi_s \right) = 0 \quad (7.68)$$

với k là số sóng. Điều kiện biên này thường được thỏa mãn khi mà Φ_s nhận một giá trị tiệm cận tỷ lệ với $\exp(\pm ikr)/r^{1/2}$. Người ta đã tìm ra rằng các hàm Hankel loại 1, $H_n^{(1)}(kr)$, thỏa mãn điều kiện (7.68) với dấu âm trong đó các hàm Hankel loại 2, $H_n^{(2)}(kr)$, thỏa mãn nó với dấu dương.

Trong một số trường hợp, có thể cần phải đưa vào cả thế vận tốc của sóng phản xạ Φ_R . Trong trường hợp này ta có:

$$\Phi = \Phi_I + \Phi_R + \Phi_s \quad (7.69)$$

với Φ_I và Φ_s là các hàm cho trước.

Phần sau sẽ trình bày một cách rất tóm tắt vấn đề cộng hưởng trong cảng (xem Rahman, 1988).

Dao động trong cảng xảy ra do các sóng truyền từ ngoài biển vào. Các sóng này bị phản xạ một phần tại tường cảng và một phần bị giam lại trong cảng. Các sóng này tạo ra cộng hưởng khi mà tần số của các sóng phản xạ và sóng tới khác nhau trùng với 1 hay nhiều tần số dao động tự do của cảng. Vì vậy, các kỹ sư phải tìm ra phương pháp để dự báo

khả năng phản ứng của một cảng nào đó với các sóng tới.

Thế vận tốc của sóng tới có thể được viết dưới dạng phức như sau

$$\Phi_I = -\frac{gA \cosh k(z+h)}{\omega \cosh kh} \exp(ikx) \quad (7.70)$$

tương ứng với sóng tới:

$$\zeta_I = A \sin(kx - \omega t) \quad (7.71)$$

Thế vận tốc tổng cộng có thể được biểu thị bằng một dạng tương tự:

$$\Phi = -\frac{gA \cosh k(z+h)}{\omega \cosh kh} f(x, y) \quad (7.72)$$

tương ứng với dạng phức của trường sóng tổng cộng:

$$\hat{\zeta} = -\frac{1}{g} \left(\frac{\partial}{\partial t} (\Phi e^{-i\omega t}) \right)_{z=0} = Aif(x, y)e^{-i\omega t} \quad (7.73)$$

Thoả mãn phương trình Laplace và tương ứng là $f(x, y)$ phải thoả mãn phương trình Helmholtz

$$\frac{\partial^2 f}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 f}{\partial y^2} + k^2 f = 0 \quad (7.74)$$

Hàm này được gọi là hàm sóng và nó nhất thiết phải thoả mãn điều kiện bức xạ tại biên hở và các điều kiện biên cứng. Một khi đã xác định được hàm $f(x, y)$, độ cao sóng trong cảng được cho bởi:

$$|\hat{\zeta}| = A|f(x, y)| \quad (7.75)$$

Hay:

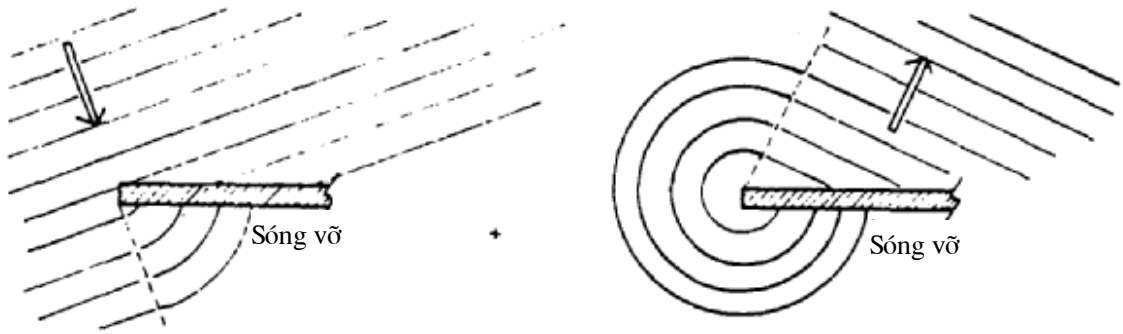
$$\frac{|\hat{\zeta}|}{A} = |f(x, y)| = K_d \quad (7.76)$$

với K_d là hệ số nhiễu xạ hay hệ số khuếch đại.

b) Lời giải của Sommerfeld

Vấn đề nhiễu xạ của một chuỗi sóng đồng nhất quanh một đập phá sóng bán vô hạn được Sommerfeld giải quyết lần đầu tiên. Sau đây, sau khi lý luận ngắn gọn về hiệu ứng phản xạ, ta sẽ biểu thị lời giải của ông bằng đồ thị.

Lời giải của Sommerfeld có hai số hạng, có thể coi là trường sóng nhiễu xạ do sóng tới và trường sóng nhiễu xạ do sóng phản xạ, như phác thảo trong hình 7.15.



a) trường nhiễu xạ của sóng tới

a) trường nhiễu xạ của sóng phản xạ

Hình 7.15 Phác thảo nghiệm của (Battjes, 1984)

Việc khảo sát kỹ nghiệm của Sommerfeld cho ta thấy những điểm sau:

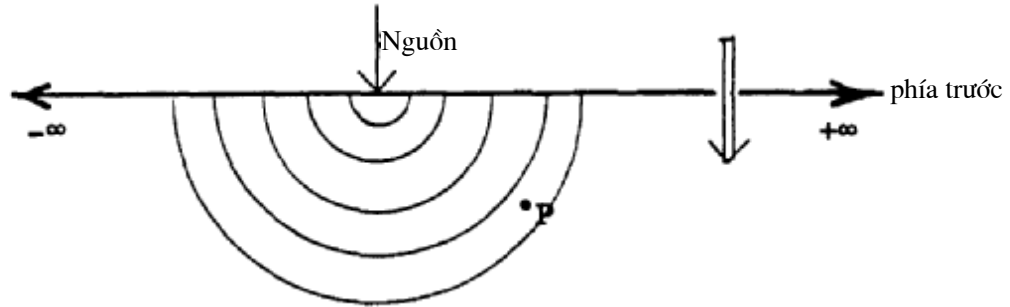
- Sự nhiễu xạ của sóng tới và của sóng phản xạ được biểu thị toán học bằng một hàm duy nhất, gọi là tích phân Fresnel.
- Biên độ của sóng nhiễu xạ và sóng phản xạ tương đối nhỏ tại phần khuất sóng sau đập (ngoại trừ ngay tại mũi đón sóng)

Điểm thứ nhất cho thấy rằng sự nhiễu xạ của một hệ sóng bị suy giảm đột ngột có một dạng chung. Nếu là như vậy, có thể là đã đủ nếu như ta chỉ xem xét sự nhiễu xạ của sóng tới. Điểm thứ hai có nghĩa là sóng nhiễu xạ biểu thị bằng tích phân Fresnel cho ta một xấp xỉ nghiệm tốt cho vùng khuất sóng sau đập phá sóng.

Vì những lý do trên, chỉ sự nhiễu xạ của trường sóng tới được xem xét. Một phương pháp tìm nghiệm bằng đồ thị sẽ được giới thiệu. Người ta đã chứng minh được rằng phương pháp đồ thị trên có thể được áp dụng cả cho các sóng phản xạ để có được nghiệm hoàn chỉnh. Nếu như đập phá sóng chỉ phản xạ một phần, phần thứ hai sẽ được tìm bằng cách nhân nghiệm tìm được cho phần thứ nhất với một hệ số thích hợp (hệ số phản xạ). (cần nhớ rằng các đường đẳng giá trị của K_D cho trong cuốn Shore Protection Manual (CERC, 1984) là dựa trên lời giải Sommerfeld hoàn chỉnh, tức là với 100% phản xạ)

7.5.2 Nguyên lý Huygen

Việc biểu thị bằng đồ thị nghiệm của Sommerfeld có thể giải thích định tính nhờ nguyên lý Huygen mà theo đó thì một mặt sóng có thể xem là một chuỗi các nguồn sóng nhỏ phát xạ năng lượng theo dạng hình tròn như chỉ ra trên hình 7.16



Hình 7.16 Nguyên lý Huygen cho sóng nhiễu xạ

Sự nhiễu xạ sóng tại một điểm P có thể được xác định bằng cách cộng tất cả các đóng góp từ các nguồn khác nhau. Nếu quá trình cộng này được tiến hành với tất cả các nguồn từ $-\infty$ tới $+\infty$, thì chuyển động sóng được hồi phục. Nếu như có đê phá sóng thì tổng được tiến hành với tất cả các nguồn có thể có tia sóng tới được điểm P.

7.5.3 Đường xoắn ốc Cornu

a) Đường xoắn ốc Cornu

Từ những điều trên, dường như là cần phải xây dựng đồ thị của một số lượng lớn các đại lượng biến đổi theo quy luật hình 7.16, như biểu thị bằng phương trình:

$$\zeta_P(t) = \sum_j a_{Pj} \cos(\omega t + \psi_{Pj}) \quad (7.77)$$

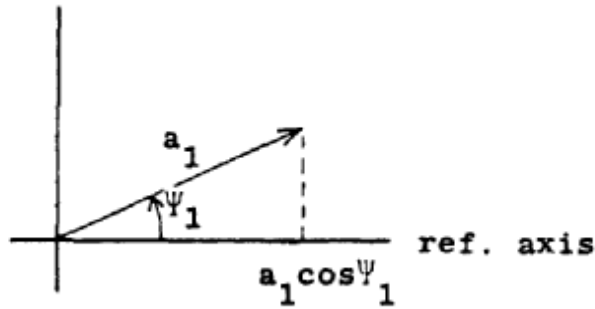
trong đó a_{Pj} và ψ_{Pj} biểu thị biên độ và pha tại P do nguồn thứ j gây ra (có thể viết tắt

là a_j và ψ_j trong phần sau):

Tại thời điểm $t=0$, (7.77) cho :

$$\zeta_P(0) = \sum_j a_j \cos \psi_j \quad (7.78)$$

Đại lượng $a_1 \cos \psi_1$ có thể được biểu thị như là hình chiếu trên một trục tọa độ của một vectơ a_1 , tạo một góc ψ_1 với trục tọa độ như cho thấy trên hình 7.17.



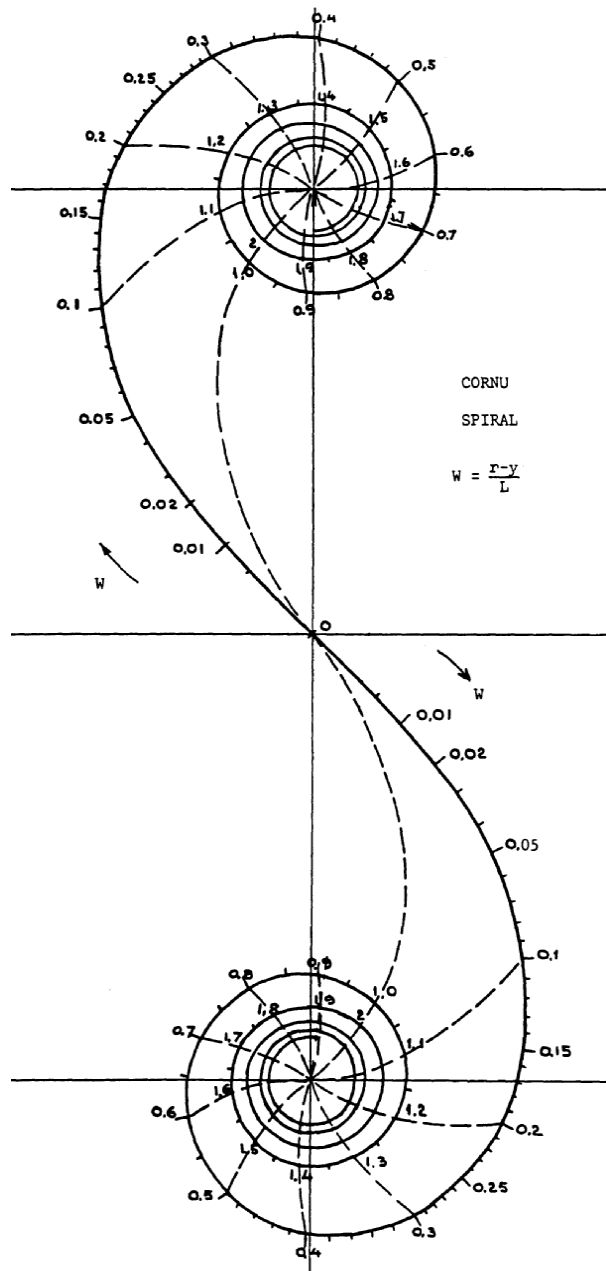
Hình 7.17 Biểu thị $a_1 \cos \psi_1$ (Battjes, 1984)

Điều tương tự đúng cho $a_2 \cos \psi_2$. Tổng $a_1 \cos \psi_1 + a_2 \cos \psi_2$ có thể tìm được như là tổng của hai vectơ (hình 7.18), tìm được bằng cách vẽ vector thứ hai từ điểm cuối của vector thứ nhất, như trên hình 7.18 (bên phải). Có thể mở rộng điều này ra một số lượng vector bất kỳ. Có thể nhận được kết quả tại $t \neq 0$ bằng cách xoay tất cả các vector một góc ωt . Thao tác này không nhất thiết cần phải được thực hiện, chỉ cần biết rằng có thể thực hiện nó để đạt được kết quả biểu thị bằng phương trình (7.77) là đủ.

Bây giờ hãy xem xét trường hợp một mặt sóng thẳng truyền tới điểm P. Nếu không có bất cứ một chướng ngại vật nào thì ta có một quá trình đối xứng qua điểm P. Mặt sóng được chia thành hai phần với những nguồn có cường độ bằng nhau có số thứ tự $j = 1, 2, 3, \dots$ tính từ điểm (P') là hình chiếu của P lên mặt sóng về phía phải, và $j = -1, -2, -3 \dots$ tính từ P' về phía trái.



Hình 7.18 Tổng của hai vector

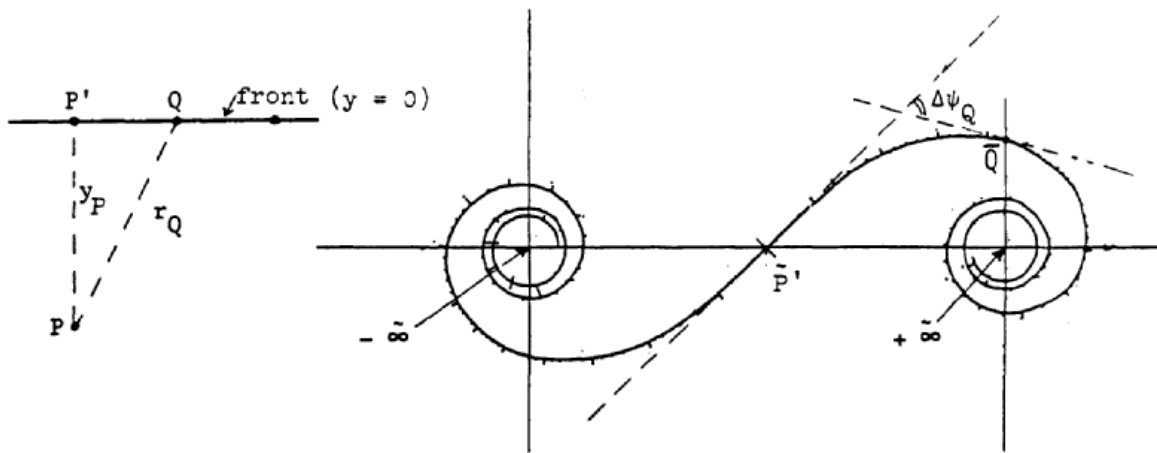


Hình 7.19 Đường xoắn ốc Cornu

Hãy biểu thị sự đóng góp của nguồn 1 tới $\zeta_p(t)$ bằng một vector. Nguồn 2 cách xa điểm P hơn, do đó đóng góp của nó vào $\zeta_p(t)$ sẽ bị chậm pha và có biên độ nhỏ hơn so với đóng góp từ nguồn 1. Do đó vector biểu thị đóng góp thứ hai sẽ được quay theo chiều đồng hồ so với vector 1, và nó cũng ngắn hơn. Cứ tiếp tục quá trình này cho tới phía phải của P' (tới $j=+\infty$) sẽ có một loạt vector có độ dài giảm dần và quay theo chiều kim đồng hồ

so với cái trước. Một đường xoắn ốc sẽ được hình thành theo cách này (một đường xoắn ốc tròn tru khi mà các kích thước nguồn tiến tới giới hạn vô cùng bé) với các điểm giới hạn tương ứng với các nguồn tại $+\infty$. Có thể tìm được sự đóng góp của các nguồn từ bên trái P' (tới $j = -\infty$) bằng cách cộng các ảnh trong gương của đường xoắn ốc đối với điểm tương ứng với P' . Kết quả được gọi là đường xoắn ốc Cornu, như chỉ ra trên hình 7.19.

Tổng của tất cả các đóng góp từ tất cả các nguồn (từ $-\infty$ tới $+\infty$ cho ta sóng tới có biên độ (a_∞) cũng như pha. Trên đường xoắn ốc Cornu, điều này được biểu thị bằng một vector vẽ từ điểm giới hạn $-\infty$ tới điểm giới hạn $+\infty$. Chiều dài của vector này biểu thị a_∞ , và hướng của nó biểu thị pha của sóng tới điểm P.



Hình 7.20 Sơ đồ để xác định $\Delta\psi_Q$

Có thể thấy từ trình tự trên rằng mặt sóng tới kéo dài từ $-\infty$ tới $+\infty$ được chiếu lên đường xoắn ốc tương ứng một một giữa (điểm) các nguồn trên mặt, như được "nhìn" từ P, và ảnh của chúng trên đường xoắn ốc. Sự tương ứng này có thể được xác lập một cách định lượng như sau.

Cho Q là một điểm nào đó trên mặt sóng tới, cách P một khoảng cho trước r_Q như trên hình 7.20. Ảnh của nó trên đường xoắn ốc Cornu đối với điểm P cách một khoảng y_P từ mặt sóng theo hướng truyền sóng có thể được xác định từ hiệu số pha của các đóng góp vào ζ_P từ các nguồn tại P' và Q:

$$\Delta\psi_Q = \psi_{PQ} - \psi_{PP'} = 2\pi \frac{r_Q - y_P}{L} \quad (7.79)$$

Hiệu số pha này bằng góc giữa tiếp tuyến với đường xoắn ốc Cornu tại các

điểm có ảnh của P' và Q , ký hiệu là \tilde{P}' và \tilde{Q} . Vậy, biết r_Q , y_P và L , có thể tính $\Delta\psi_Q$ từ (7.79), và điều đó cho một điểm \tilde{Q} duy nhất trên đường xoắn ốc, biết rằng nó nhất định phải nằm giữa \tilde{P}' và điểm giới hạn $+\infty$ (xem hình 7.20).

Trong thực tế, việc dùng một phần của chu kỳ, được cho bởi $(r - y)/L$ thuận tiện hơn là việc dùng góc như trên. Vì lý do này, người ta dùng một thông số W định nghĩa như sau

$$W = \frac{r - y}{L} \quad (7.80)$$

Giá trị của W được vẽ dọc theo copy của đường xoắn ốc Cornu (Hình 7.19). Để tránh làm rối hình, các điểm có cùng phân dư của W được nối bởi các đường cong đứt. Thí dụ như, hãy xem xét một điểm R sao cho $r_R - y_R = L/4$, hay $W_R = 1/4$. Điều này có nghĩa là $\Delta\psi_R = \pi/2$, và \tilde{R} là điểm đầu tiên trên đường xoắn ốc giữa \tilde{P}' và “ $+\infty$ ” mà ở đó tiếp tuyến của đường xoắn ốc vuông góc với tiếp tuyến của đường đó tại \tilde{P}' . Nó có thể được xác định là điểm mà ở đó $W = 0.25$.

b) Áp dụng cho một đập phá sóng đơn

Các kết quả trước đây giờ sẽ được áp dụng để tính biên độ sóng tại một điểm gần với một đập phá sóng mà hiện tượng nhiễu xạ xảy ra xung quanh nó, như chỉ ra trên hình 7.21.

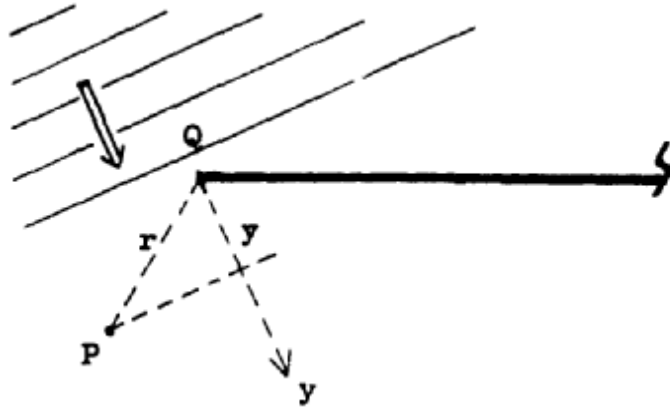
- Trục y được định nghĩa hướng theo phương truyền sóng với gốc của nó ($y = 0$) nằm tại đỉnh của đập phá sóng Q .

- Giá trị của $W = (r - y)/L$ được tính với r là khoảng cách theo phương bán kính từ điểm Q tới điểm P , và y là tung độ của P .

- Ảnh (\tilde{Q}) của trên đường xoắn ốc được xác định theo giá trị W tính trong bước trước đó, với chú ý rằng \tilde{Q} nằm trên nửa đúng của đường xoắn ốc (tức là giữa \tilde{P}' và “ $+\infty$ ” nếu Q nằm bên phải của PP' , nhìn từ P).

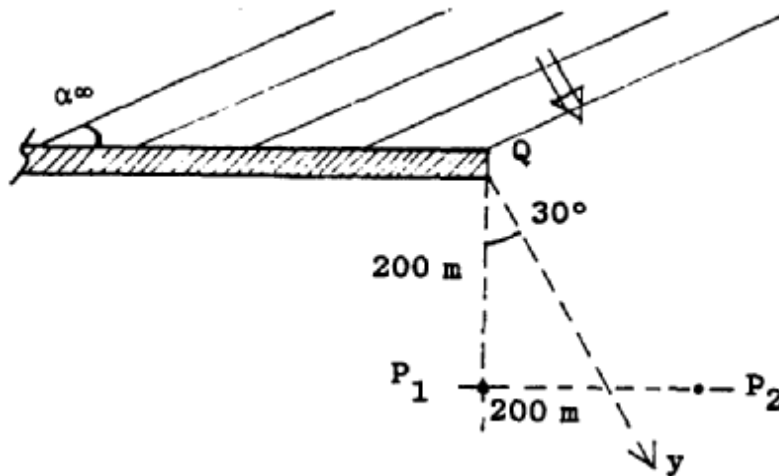
- Tổng vector được xác định là đóng góp của tất cả các nguồn trên của mặt các sóng có thể tới P theo một đường thẳng (có thể “nhìn” từ P). Trong thí dụ tiếp theo, đó là một

vector vẽ từ điểm giới hạn $-\infty$ tới \tilde{Q} . Độ dài của vector này biểu thị biên độ sóng tại P , với một tỷ lệ sao cho khoảng cách giữa hai điểm giới hạn biểu thị a_∞ .



Hình 7. Xác định hệ số nhiễu xạ tại một điểm gần một đập phá sóng đơn (Battjes, 1984)

Thí dụ Như trên hình 7.22, $a_\infty=3\text{m}$, $\alpha_\infty=30^\circ$, $L=100\text{m}$, tìm a_{P_1} và a_{P_2} .



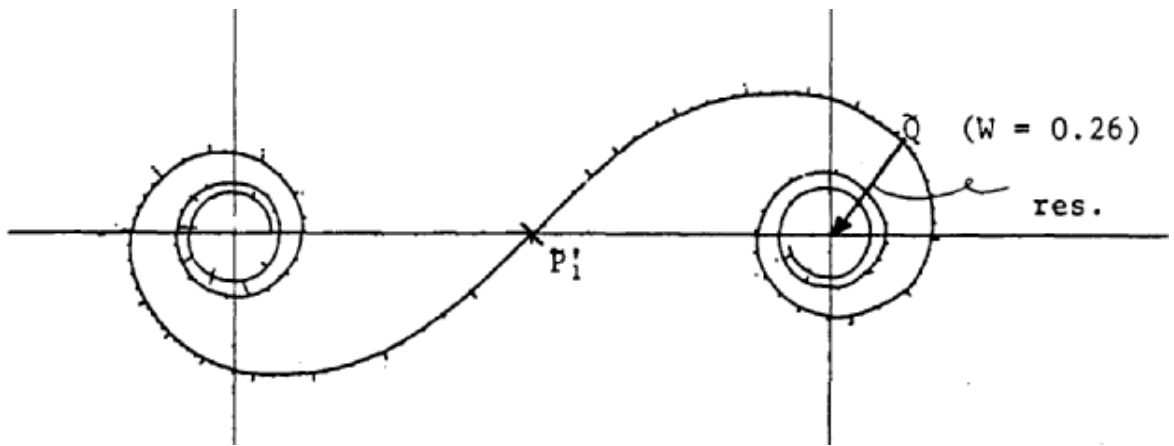
Hình 7.22

Lời giải:

Tại điểm P_1 : $y = 200(\text{m}) \times \cos 30^\circ = 174\text{m}$, $W = \frac{r-y}{L} = 0.026$. Đường xoắn ốc Cornu được cho trên hình 7.23.

Vector kết quả từ \tilde{Q} tới $+\infty$ với chiều dài 39mm. Khoảng cách giữa hai điểm giới hạn là 198mm, nó biểu thị $a_\infty=3m$. Như vậy:

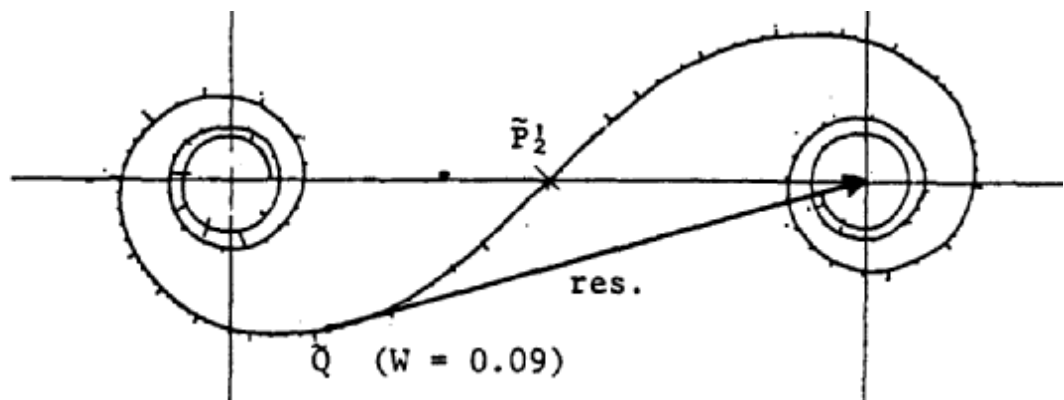
$$a_{P_1} = \frac{39}{198} \times 3m = 0.58m.$$



Hình 7.23 Đường xoắn ốc Cornu cho điểm P_1

Tại điểm P_2 : $z=200m \times \sqrt{2} = 283m$, $y = 200(m) \times (\cos 30^\circ + \sin 30^\circ) = 274m$,

$W = \frac{r-y}{L} = 0.09$. Đường xoắn ốc được cho trên hình 7.24.



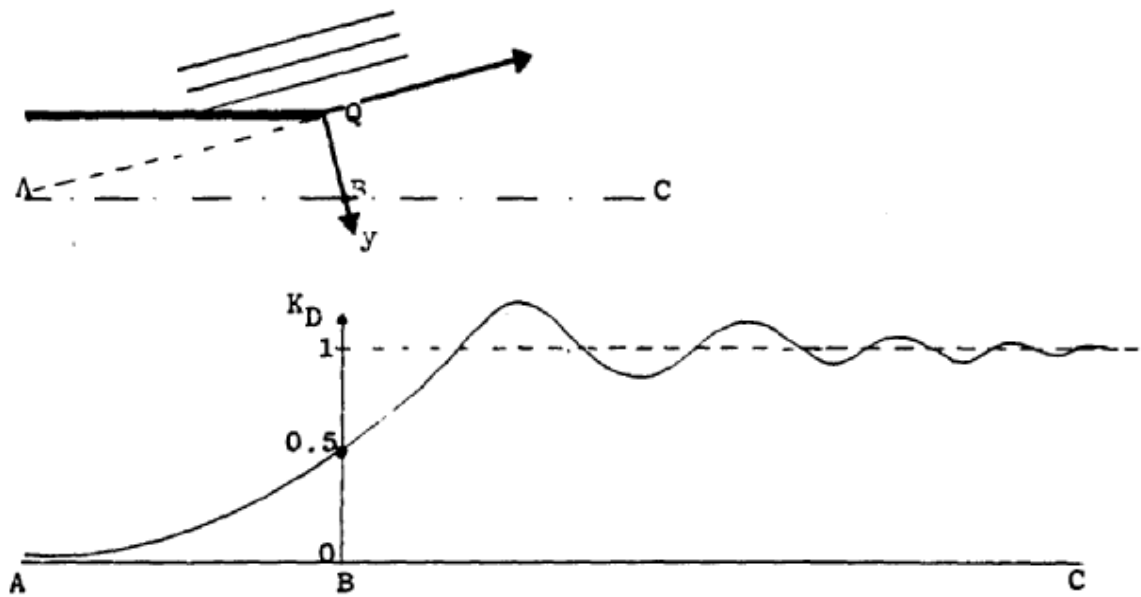
Hình 7.24 Đường xoắn ốc Cornu cho điểm P_2

Vector kết quả từ \tilde{Q} tới $+\infty$ với chiều dài 175mm. Như vậy:

$$a_{p_2} = \frac{174}{198} \times 3m = 2.61m.$$

Chú ý rằng ảnh của đầu đê trên đường xoắn ốc phụ thuộc vào điểm quan trắc (P_1 hay P_2).

Nếu quy trình mô tả ở trên được lặp lại cho tất cả các điểm trên một đường cắt ngang đường phân chia miền khuất sóng với miền đón sóng (thường được gọi là đường khuất sóng) ta có hình ảnh như trên hình 7.25.



Hình 7. Sự biến đổi của hệ số nhiễu xạ theo khoảng cách từ đầu đập phá sóng.

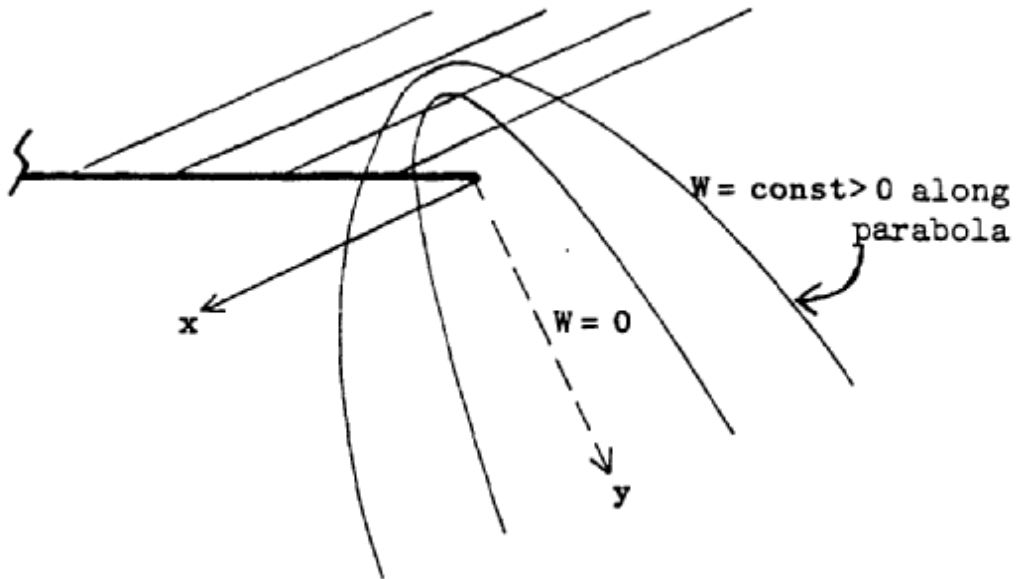
Thay cho sự đột biến trong biên độ sóng nếu như không có nhiễu xạ ($K_d = 0$ dọc theo AB, $K_d = 1$ dọc theo BC), ta thấy một quá trình biến đổi từ từ với giá trị $K_d = 0.5$ dọc theo đường khuất sóng. Trong miền khuất sóng biên độ giảm liên tục khi mà khoảng cách từ đường khuất sóng tăng lên, và trong miền đón sóng nó dao động với một biên độ giảm dần và tiệm cận tới giá trị 1.

Giá trị đầu tiên và lớn nhất của K_d là xấp xỉ 1.17; Nó xảy ra khi mà $W=0.36$. Giá trị này của W (hay một giá trị nào khác) xảy ra không chỉ ở một điểm, mà còn ở một quỹ tích các điểm được xác định bằng cách chú ý rằng $r = WL + y$, hay là

$$x^2 = (WL)^2 + 2WLy \tag{7.81}$$

Đây là phương trình của một parabola nếu $W = \text{const}$. Đường khuất sóng mà ở đó W

$= 0$ là một parabola được làm giảm đi. Các parabola được cho thấy trên hình 7.26.



Hình 7.26 Các đường đẳng của W .

Với mục đích hoàn thiện bài toán, cần phải nhắc lại là quy trình kể trên có thể áp dụng cho các sóng phản xạ từ đập phá sóng. Vector có thể bị giảm độ dài để cho phép phản xạ một phần, có thể được thêm vào các sóng nhiễu xạ từ sóng tới sau khi quay nó một góc sao cho cả hai vector kết quả có một góc chuẩn như nhau.

c) Tổng quát hoá

Lý thuyết Sommerfeld về nhiễu xạ sóng đã được rút ra từ một tập hợp các giả thuyết. Trong phần này ta sẽ tổng quan các giả thiết liên quan tới đập phá sóng và chỉ ra rằng làm thế nào để nối lỏng các giả thiết này để mở rộng miền áp dụng thực tế.

Chiều dày của màn, hay là chiều dày của đập phá sóng về mặt lý thuyết là bằng 0. Trong thực tế, giả thiết này là đủ tốt nếu như chiều dày này là nhỏ so với bước sóng. Trong khoảng chiều dài hữu hạn đó, mặt đập không nhất thiết phải là thẳng đứng.

Theo lý thuyết thì mặt đập phản xạ sóng 100%, nhưng bởi vì ảnh hưởng của nó là tương đối nhỏ trong miền không lộ trực tiếp ra sóng phản xạ, điều kiện này có thể được bỏ qua. Thực ra, trong quy trình áp dụng trong mục trước, sóng phản xạ bị loại bỏ hoàn toàn, và phép xấp xỉ này sẽ tốt hơn nếu hệ số phản xạ nhỏ hơn.

Đập phá sóng về mặt lý thuyết là cứng và không thấm. Trong trường hợp đập phá

sóng di chuyển được hay rộng, sóng sẽ truyền qua thân đập sang miền khuất sóng. Nếu hệ số truyền qua (tỷ số biên độ) được biết trước thì có thể áp dụng nó như một thừa số nhân vào các vector tương ứng trong giản đồ Cornu.

Cuối cùng, chúng ta hãy xem xét hình thể của đập phá sóng trên mặt ngang. Về mặt lý thuyết, đó là một đường thẳng bán vô hạn. Tuy nhiên, trong phép xấp xỉ cho ở trên mà trong đó hiệu ứng của phản xạ bị bỏ qua, giá trị của K_d tại một điểm được xác định bằng giá trị của W , có tính đến thực tế là điểm đó nằm ngoài hay nằm trong miền khuất sóng. Hướng nằm của đập phá sóng đối với hướng sóng tới không ảnh hưởng tới K_d . Trong phép xấp xỉ này, hiện tượng nhiễu xạ là hiện tượng thuần “hiệu ứng đuôi”. Nói cách khác, phép xấp xỉ sẽ được áp dụng cho trường hợp nhiễu xạ của một trường sóng tới đồng nhất bị mất năng lượng đột ngột. Điều này cho thấy rõ ràng là đập phá sóng có khả năng ngăn sóng không nhất thiết phải thẳng hoặc là dài vô hạn. Trong thực tế, sự nhiễu xạ xung quanh đầu của đập chắn sóng có thể được mô tả bằng phương pháp trên, áp dụng riêng rẽ cho mỗi đầu với điều kiện là đó là một phép xấp xỉ với độ chính xác chấp nhận được sao cho các chuỗi sóng gần như đồng nhất khi tới mỗi đập. Đó là trường hợp nếu mỗi đầu đập nằm trong vùng đón sóng và đủ xa (như cách nhau một vài bước sóng) đường khuất sóng từ một đầu của một đập phá sóng khác.

Việc tính toán sự nhiễu xạ qua một khe giữa hai đầu đập phá sóng sẽ được trình bày trong thí dụ sau đây.

Thí dụ

Hình dạng đập phá sóng được cho trong hình 7.27. Hãy tính hệ số nhiễu xạ tại điểm P và hệ số nhiễu xạ cực đại.

Lời giải

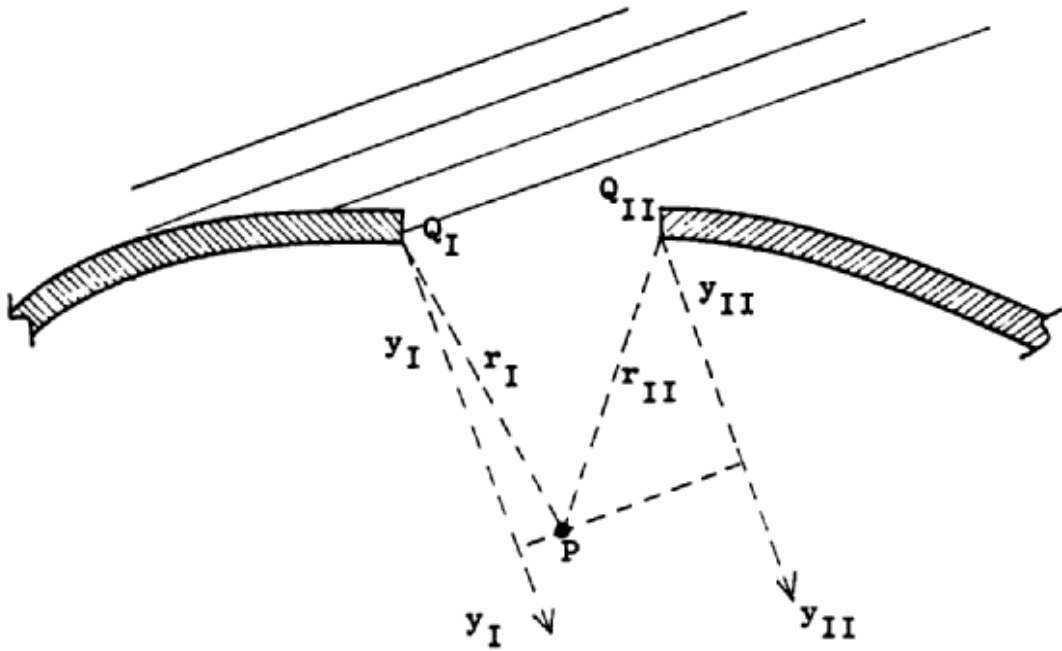
Từ hình dạng đập phá sóng cho trước, hướng và bước sóng tới cũng như vị trí điểm P , tính:

$$W_I = \frac{r_I - y_I}{L} \quad \text{và} \quad W_{II} = \frac{r_{II} - y_{II}}{L}$$

Thí dụ như $W_I = 0.25$ và $W_{II} = 0.40$.

Nguồn kết quả của sóng tới $P =$ vector từ \tilde{Q}_I to \tilde{Q}_{II} với độ dài 255 mm, do vậy:

$$K_d = 255/198 = 1.28.$$



Hình 7.27 Hai đập phá sóng

Chú ý rằng trong trường hợp nhiễu xạ qua khe, có một điểm mà tại đó K_d lớn hơn tại tất cả các điểm còn lại. Điểm này được xác định bằng một vector dài nhất có thể có được nối hai điểm của đường xoắn ốc Cornu. Nó xảy ra với $W_I = W_{II} \sim 0.39$ (tức là tại điểm cắt của hai parabola, mỗi cái cho mỗi đầu đê và có $W \approx 0.39$), và tương ứng là $K_d = K_{d \max} = 1.34$.

7.5.4 Sự nhiễu xạ của sóng ngẫu nhiên

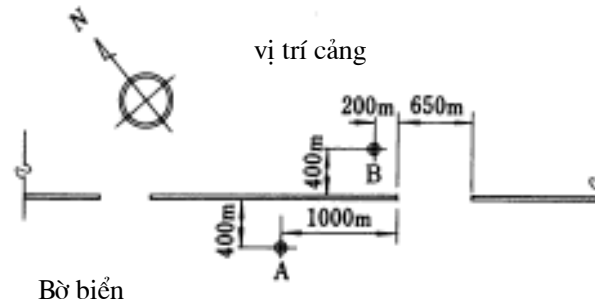
Trong các phần trước ta đã khảo sát sự nhiễu xạ của sóng điều hoà. Cùng với đường xoắn ốc Cornu, phân bố của sóng điều hoà trên một miền có độ sâu không đổi có thể được bằng lời giải của Sommerfeld dựa trên lý thuyết thế vận tốc. Các kết quả được dùng để xây dựng các giản đồ cho thấy sự phân bố của tỷ số độ cao sóng nhiễu xạ và sóng tới. Các giản đồ này được gọi là các giản đồ sóng nhiễu xạ. Các giản đồ thông thường trong nhiều sách tham khảo được xây dựng cho các sóng điều hoà có chu kỳ không đổi và truyền theo một hướng. Không nên dùng trực tiếp các giản đồ này vì chúng có thể cho các kết quả sai lệch. Hệ số nhiễu xạ của sóng biển thực cần được tính toán bằng cách đưa vào hàm phổ hướng:

$$(K_d)_{eff} = \left[\frac{1}{m_0} \int_0^{\theta_{\max}} \int S(f, \theta) K_d^2(f, \theta) d\theta df \right]^{\frac{1}{2}} \quad (7.82)$$

với $(K_d)_{eff}$ biểu thị hệ số nhiễu xạ sóng ngẫu nhiên (tức là tỷ số độ cao sóng có nghĩa

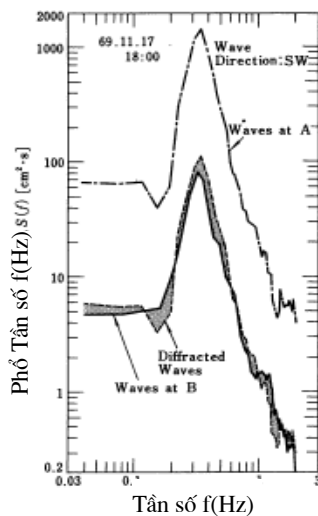
nhiều xạ và sóng có nghĩa tới), $K_d(f, \theta)$ là hệ số nhiễu xạ của thành phần sóng (điều hoà) có tần số f và hướng θ , và m_0 là tích phân của phổ hướng cho bởi phương trình (7.46).

Tính chính xác của việc tính nhiễu xạ sóng ngẫu nhiên bằng phương trình (7.82) đã được khẳng định bằng cách quan trắc đồng thời sóng trong và ngoài đê phá sóng ngăn nước dâng bão tại cảng Nagoya, Nhật bản (Goda et al, 1978). Máy đo sóng tự ghi đã được đặt tại điểm A bên ngoài và điểm B bên trong cảng như thấy trên hình 7.28. Một thí dụ về tần số ghi được được cho trên hình 7.29. Độ cao và chu kỳ sóng tới được xác định là $H_{1/3} = 0.46$ m và $T_{1/3} = 2.8$ s. Hướng sóng tới là hướng SW. Phổ của sóng tới được tính với các điều kiện sóng này, và phổ tính toán phù hợp rất tốt với phổ đo được tại điểm B. Nếu như hệ số khúc xạ được tính bằng lý thuyết sóng điều hoà thì sẽ có $K_d \cong 0.07$ với điều kiện $x/L \cong 20$ và $y/L \cong 31$ với bước sóng $L \cong 20$ m tương ứng với chu kỳ sóng có nghĩa. Đối với mật độ phổ, lý thuyết sóng điều hoà chỉ tính được giá trị bằng 3% giá trị quan trắc được.



Hình 7.28 Vị trí của các điểm đo

Giản đồ nhiễu xạ của sóng ngẫu nhiên đã được tính toán bằng phương trình (7.82), và chúng được cho trên các hình từ 7.30 tới 7.34 (Goda và cộng sự, 1975). Phổ hướng được dùng ở đây là kết hợp của phổ tần số Bretschneider-Mitsuyasu và hàm phân tán hướng dạng Mitsuyasu.

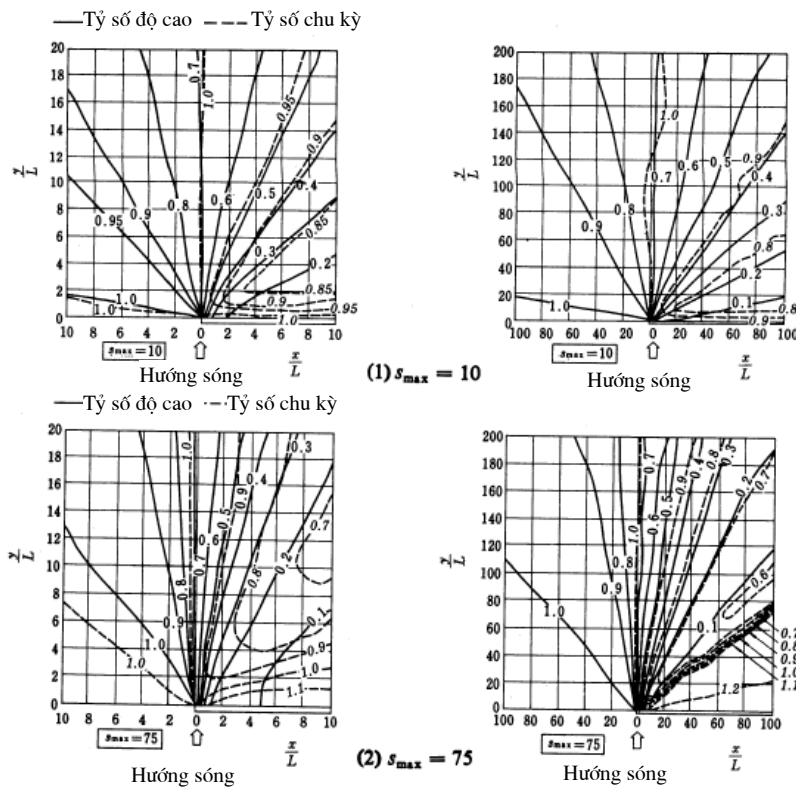


Hình 7.29 Thí dụ phổ tần số của sóng nhiễu xạ quan trắc ngoài hiện trường

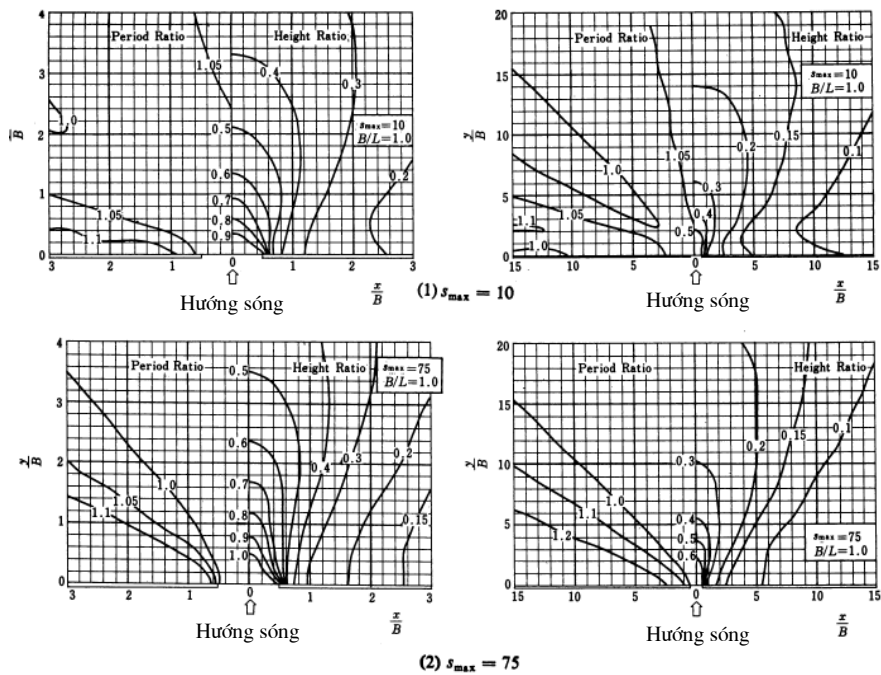
Tích phân trong phương trình (7.82) đã được thay thế bằng tổng với 10 khoảng tần số

và từ 20 tới 36 khoảng hướng có giá trị bằng nhau ($\Delta\theta = 9^\circ$ to 5°). Hình 7.30 dùng cho hệ số nhiễu xạ sau một đập phá sóng thẳng có chiều dài bán vô hạn còn các hình từ 7.31 tới 7.34 dùng cho khoảng mở giữa hai đập phá sóng có chiều dài bán vô hạn có chiều rộng khoảng mở lần lượt là 1, 2, 4 và 8 lần bước sóng tương ứng với chu kỳ sóng có nghĩa. Hướng sóng tới vuông góc với trục đập phá sóng. Mỗi hình bao gồm bốn giản đồ cho hai giá trị của s_{\max} (10 và 75) trong các miền gần và xa nơi phát sinh sóng.

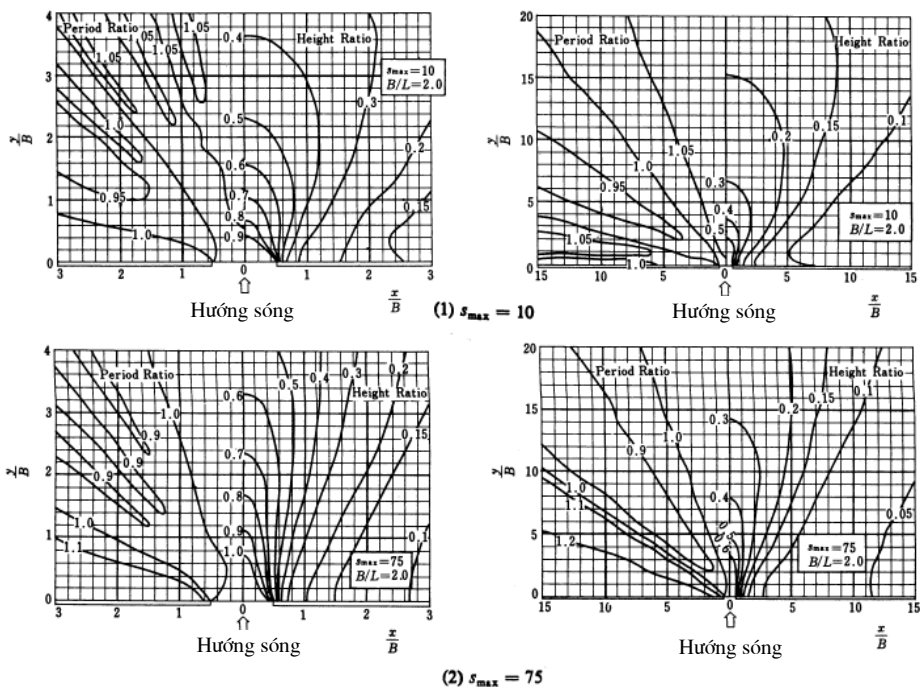
Tập hợp của các giản đồ nhiễu xạ sóng này cho không chỉ sự biến đổi của độ cao sóng mà cả chu kỳ sóng. Sự biến đổi trong chu kỳ sóng được cho bằng các đường đứt gãy trong hình 7.30 và tại phần bên trái của các giản đồ trong các hình từ 7.31 tới 7.34. Sự nhiễu xạ của sóng ngẫu nhiên, đặc biệt là những sóng có hàm phân bố hướng phụ thuộc vào tần số được đặc trưng bởi sự thay đổi về chu kỳ và độ cao sóng. Một nhận xét khác về các hình từ 7.31 tới 7.34 là các tọa độ ngang được chuẩn hoá với chiều rộng B thay vì với bước sóng L . Bằng cách này, sự thay đổi của $(K_d)_{\text{eff}}$ theo các giá trị khác nhau của tỷ số B/L nhỏ hơn trường hợp lập đồ thị với các tọa độ chuẩn hoá với bước sóng.



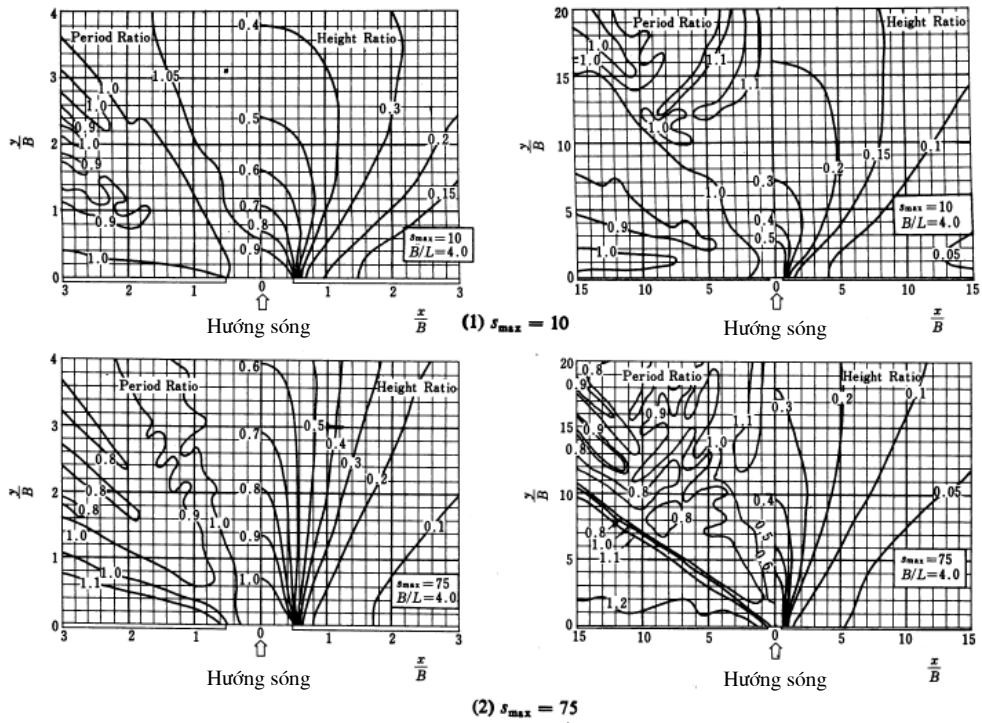
Hình 7.30 Giản đồ nhiễu xạ sóng của một đập phá sóng dài bán vô hạn với sóng ngẫu nhiên tới theo phương vuông góc với đập (các đường liền dùng cho tỷ lệ độ cao sóng và các đường đứt dùng cho tỷ lệ chu kỳ sóng, theo Goda và cộng sự, 1976)



Hình 7.31 Giảm độ nhiễu xạ của một đập phá sóng với độ mở $B/L=1.0$ với sóng ngẫu nhiên tới theo phương vuông góc với đê, theo Goda và cộng sự 1976).



Hình 7.32 Giảm độ nhiễu xạ của một đập phá sóng với độ mở $B/L=2.0$ với sóng ngẫu nhiên tới theo phương vuông góc với đê, theo Goda và cộng sự 1976).

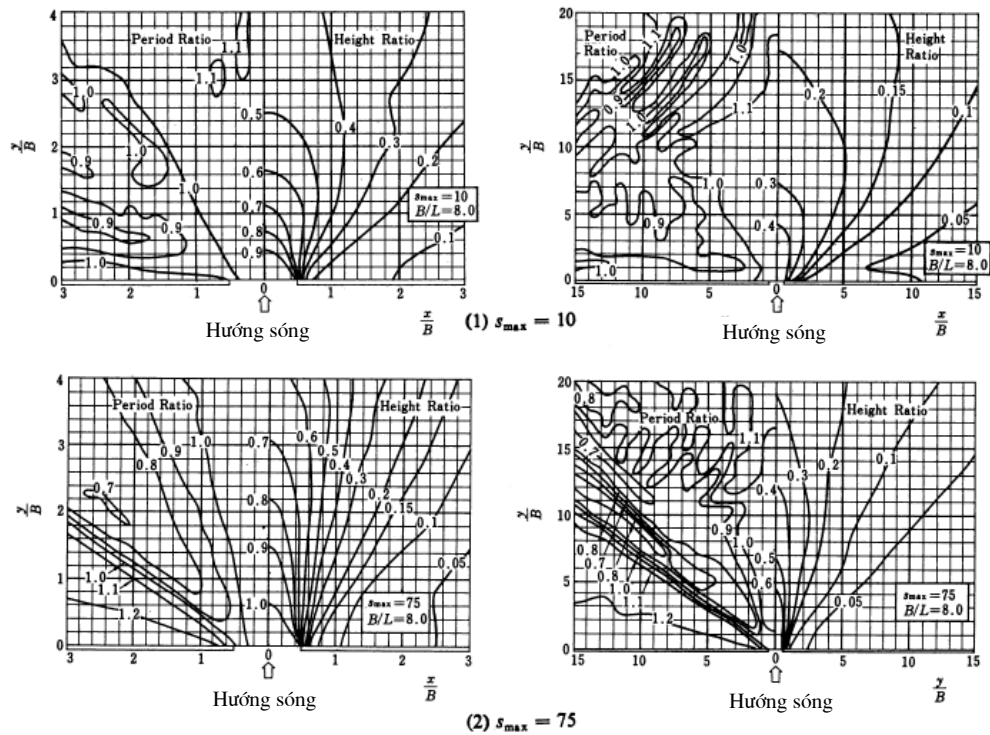


Hình 7.33 Giảm độ nhiễu xạ của một đập phá sóng với độ mở $B/L=4.0$ với sóng ngẫu nhiên tới theo phương vuông góc với đê, theo Goda và cộng sự (1976).

Hệ số nhiễu xạ của sóng ngẫu nhiên khác nhiều so với sóng điều hoà. Thí dụ, hệ số nhiễu xạ của các sóng ngẫu nhiên dọc theo biên của miền tối hình học (hay là đường thẳng kể từ đỉnh đập phá sóng theo phương song song với phương truyền sóng) có giá trị khoảng 0.7, trong khi lý thuyết nhiễu xạ của sóng điều hoà cho giá trị 0.5. Sự khác nhau giữa các giá trị tính toán theo hai lý thuyết này tăng lên trong miền khuất phía sau đê phá sóng và nếu như giảm độ của sóng điều hoà được dùng thì nó có thể cho giá trị độ cao sóng nhỏ hơn trong thực tế. Trong trường hợp sóng nhiễu xạ qua một khoảng hở giữa hai đập phá sóng, sự biến đổi không gian của hệ số nhiễu xạ được làm trơn tới một mức nào đó nếu như tính đến các sóng có hướng truyền khác nhau. Có nghĩa là tỷ lệ độ cao sóng giảm trong miền lộ sóng và tăng trong miền khuất sóng. Kết quả là sự phụ thuộc của độ cao sóng nhiễu xạ vào hướng truyền sóng giảm đi.

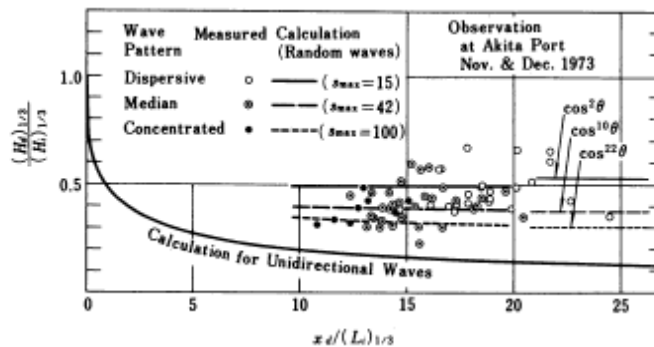
Như đã trình bày ở trên, có một sự khác biệt khá lớn giữa hệ số nhiễu xạ tính với sóng điều hoà và sóng ngẫu nhiên. Cùng với thí dụ trong hình 7.29, một thí dụ khác về nhiễu xạ sóng hiện trường được cho trong hình 7.35. Số liệu được lấy từ Cơ quan quản lý xây dựng cảng Akita, Nhật bản (Irie, 1975). Hình 7.35 so sánh tỷ số của độ cao sóng trong và ngoài một đập phá sóng đơn đo bằng sóng ký. Các đường cong có ký hiệu $s_{\max} = 15, 42$ và 100 biểu thị kết quả đối với sự nhiễu xạ của sóng ngẫu nhiên trong khi các đường liền gần đáy

cho sự nhiễu xạ của sóng điều hoà.



Hình 7.33 Giảm độ nhiễu xạ của một đập phá sóng với độ mở $B/L=8.0$ với sóng ngẫu nhiên tới theo phương vuông góc với đập, theo Goda và cộng sự (1976).

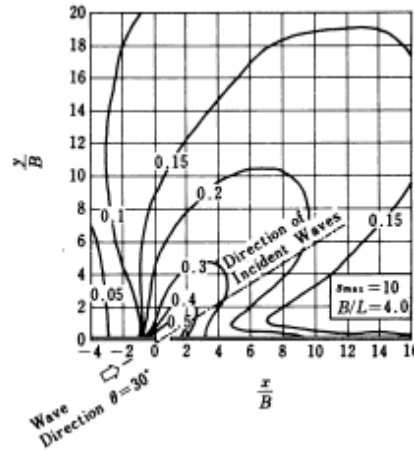
Một điều rõ ràng từ các hình này là kết quả tính sóng ngẫu nhiên phù hợp khá tốt với số liệu đo (phân tán mạnh), trong khi đó các tính toán cho sóng điều hoà cho các giá trị hệ số nhiễu xạ khá nhỏ và không phù hợp với kết quả đo.



Hình 7.35 Hệ số nhiễu xạ đo được tại một đập phá sóng đơn ở cảng Akita so với kết quả tính toán (Irie, 1985)

Briggs và cộng sự (1995) làm thí nghiệm về sóng nhiễu xạ tại một đập phá sóng bán dài vô hạn cho cả sóng điều hoà và phi điều hoà. Kết quả là đã tìm thấy một sự khác biệt rõ

ràng giữa hệ số nhiễu xạ của các sóng điều hoà và phi điều hoà. Briggs và cộng sự (1995) kết luận rằng sự phân tán hướng là rất quan trọng và cần được tính đến khi phân tích nhiễu xạ cho các bài toán kỹ thuật.



Hình 7.36 Giảm độ nhiễu xạ của sóng ngẫu nhiên tới theo hướng xiên

Khi dùng các giản đồ nhiễu xạ của sóng ngẫu nhiên, ảnh hưởng của khúc xạ tới giá trị thông số s_{\max} cần được tính đến vì rằng hầu hết các đập phá sóng được xây dựng trong các vùng nước tương đối nông và phổ hướng của sóng nước sâu thường được sử dụng.

Hơn nữa, trong hầu hết các trường hợp, sóng thường tới các đập phá sóng theo hướng xiên. Trong trường hợp sóng nhiễu xạ bởi một đập phá sóng bán vô hạn, vấn đề sóng tới xiên có thể được giải quyết bằng cách quay trục của đập trong giản đồ sóng nhiễu xạ trong hình 7.30 trong khi giữ nguyên hướng truyền sóng và các trục tọa độ. Kỹ thuật này tạo ra một sai số nào đó khi mà góc giữa hướng sóng chính và đường vuông góc với đập vượt quá $\pm 45^\circ$.

Mặt khác, với các sóng nhiễu xạ qua khoảng hở trên một đập phá sóng, trục của các sóng nhiễu xạ (đường nối các điểm có sóng xâm nhập sâu nhất của các đường đẳng độ cao) dịch chuyển về phía đường vuông góc với đập phá sóng như trên hình 7.36. Góc lệch biến đổi phụ thuộc vào góc giữa hướng truyền sóng và đường song song với đập phá sóng, độ mở tương đối B/L , và hệ số phân tán s_{\max} . Từ việc phân tích một số giản đồ của các sóng tới xiên, Goda tìm được độ lệch góc của trục nhiễu xạ như trên hình 7.2. Ngoài trừ các giản đồ của sóng ngẫu nhiên tính bằng máy tính, các giản đồ trên các hình từ 7.31 tới 7.34 đối với các sóng tới vuông góc phải được dùng để tính độ cao sóng phía sau đập phá sóng. Khi các sóng tới xiên, góc sóng tới phải được thay đổi bằng một đại lượng như trên bảng 7.2, và chiều rộng của khoảng mở tính theo sóng đã biến đổi phải được sử dụng.

Bảng 7.2 Góc lệch của các sóng nhiễu xạ qua một khoảng hở giữa đập phá sóng với sóng tới xiên.

S_{\max}	B/L	Góc lệch			
		$\theta = 15^\circ$	$\theta = 30^\circ$	$\theta = 45^\circ$	$\theta = 60^\circ$
10	1.0	37°	28°	20°	11°
	2.0	31°	23°	17°	10°
	4.0	26°	19°	15°	10°
75	1.0	26°	15°	10°	6°
	2.0	21°	11°	7°	4°
	4.0	15°	6°	4°	2°

Trong trường hợp có các công trình phản xạ sóng phía sau đập phá sóng thì sự phản xạ của sóng nhiễu xạ cũng cần được tính đến.

7.5.5 Ứng dụng của giản đồ nhiễu xạ sóng điều hoà

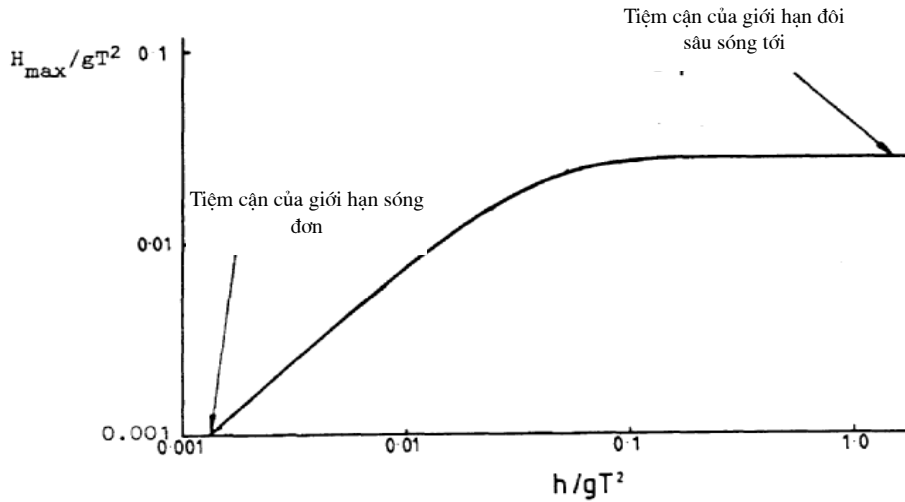
Như đã giải thích, các giản đồ nhiễu xạ sóng điều hoà thường cho các giá trị hệ số nhiễu xạ nhỏ hơn nhiều so với hệ số nhiễu xạ của sóng biển thực và nói chung không nên sử dụng chúng trong tác nghiệp. Nguyên nhân chính là do sự đa hướng của sóng tự nhiên. Trong trường hợp sóng có phổ phân tán hướng rất hẹp như sóng ở cuối một vịnh hẹp và dài hay phía sau một đập phá sóng. Một thí dụ nữa là sóng phía sau một dãy các đập phá sóng ngoài khơi xây dựng để tạo ra các doi cát phía sau. Vì các đập đó được xây ở các vùng nước có độ sâu chỉ vài mét, sóng lừng vào tới đập đã bị khúc xạ và do đó phổ hướng trở nên rất hẹp. Đó là những trường hợp có thể sử dụng các giản đồ nhiễu xạ sóng điều hoà.

7.6 Sóng có độ cao lớn nhất

Đỉnh của một sóng có bước sóng cho trước tại một vùng nước có độ sâu cho trước thường là nhọn hơn khi độ cao sóng tăng lên. Điều kiện giới hạn đạt được khi mà bề mặt tự do tại đỉnh không tròn mà có hình tam giác; Stokes đã cho thấy rằng góc đỉnh tam giác là 120° . Trong các điều kiện giới hạn, vận tốc hạt nước tại đỉnh bằng vận tốc pha của sóng. Điều kiện này tương ứng với độ cao lớn nhất có thể có của một sóng với hình dạng bất biến (có độ cao H_{\max}) đối với các giá trị cho trước của độ sâu nước và bước sóng.

Đã có rất nhiều nghiên cứu tìm cách xác định H_{\max} như là một hàm của d , L (và g). Tuy nhiên, có thể dùng biểu thức của Miche (1944) như sau:

$$\left(\frac{H}{L}\right)_{\max} = 0.14 \tanh \frac{2\pi h}{L} \quad (7.83)$$



Hình 7.37 Mối liên hệ giữa độ cao sóng cực đại không thứ nguyên H_{\max} / gT^2 và độ sâu cực đại không thứ nguyên h / gT^2 (Battjes, 1984)

Tại nước sâu, nó được đơn giản hoá thành:

$$\left(\frac{H}{L}\right)_{\max} = 0.14 \quad (7.84)$$

Trong trường hợp giới hạn, bước sóng L lớn hơn giá trị của nó tính bằng lý thuyết tuyến tính khoảng 20%. Trong vùng nước nông, (7.83) trở thành

$$\left(\frac{H}{h}\right)_{\max} = 0.89 \quad (kh \ll 1) \quad (7.85)$$

Hình 7.37 diễn tả độ cao sóng cực đại không thứ nguyên H_{\max} / gT^2 như là một hàm của độ sâu không thứ nguyên h / gT^2 (Williams, 1985). Chu kỳ T được định nghĩa trong một hệ mà vận tốc trung bình thời gian bằng không tại bất cứ điểm nào bên dưới bụng. Giới hạn nước sâu là $H_{\max} / gT^2 = 0.026$, tương ứng với $H_{\max} / L = 0.14$ (xem phương trình 7.84).

Giới hạn nước sâu cho sóng điều hoà là $H_{\max} / h = 0.83$, hay là gần 7% nhỏ hơn giá trị xấp xỉ của (phương trình 7.85).

7.7 Sóng vỡ

Khi sóng tới vùng gần bờ có độ sâu giảm dần, sóng sẽ trải qua quá trình nước nông với độ cao độ dốc mặt của nó tăng lên. Do vậy, năng lượng sóng sẽ bị tiêu tán dưới dạng rối và ma sát đáy. Rối được gây ra bởi sóng vỡ sẽ tăng cường quá trình vận chuyển vật chất đáy và ảnh hưởng tới độ ổn định của công trình. Do vậy, khi mà thiết kế các công trình, cần phải dự đoán được đường sóng vỡ. Sự vỡ của sóng điều hoà khá khác với sóng phi điều hoà. Do vậy, ta sẽ khảo sát chúng một cách riêng rẽ.

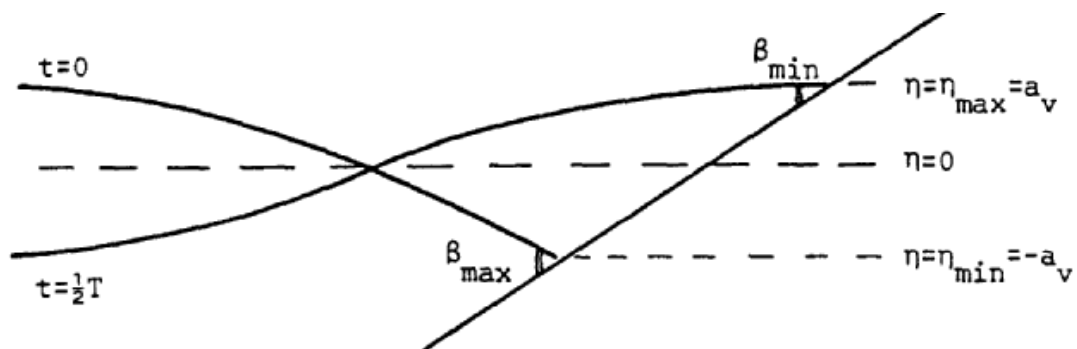
7.7.1 Sự vỡ của sóng điều hoà

Từ các quan trắc người ta biết rằng đặc tính của sóng có độ dốc nhỏ trên một mặt nghiêng có độ dốc nhỏ tương tự với đặc tính của sóng có độ dốc lớn trên một mặt nghiêng có độ dốc lớn. Trong thực tế, rất nhiều mặt của dòng chảy đường như là bị điều khiển bởi một thông số duy nhất là tỷ số của độ dốc sóng (H/gT^2) và độ dốc đáy (α).

Trong phần sau đây, thông số này sẽ được giới thiệu trong khuôn khổ sóng vỡ trên một mặt nghiêng. Sau đó, ảnh hưởng của nó tới các quá trình khác như sóng phản xạ, sóng leo sẽ được khảo sát.

a) Tiêu chuẩn sóng vỡ

Người ta biết được qua các quan trắc là với một góc nghiêng α , có một giá trị độ dốc sóng tới hạn, sao cho sóng với độ dốc nhỏ hơn nó thì không vỡ. Các sóng có độ dốc lớn hơn giá trị này sẽ bị vỡ. Điều kiện tới hạn này được đánh giá như sau.



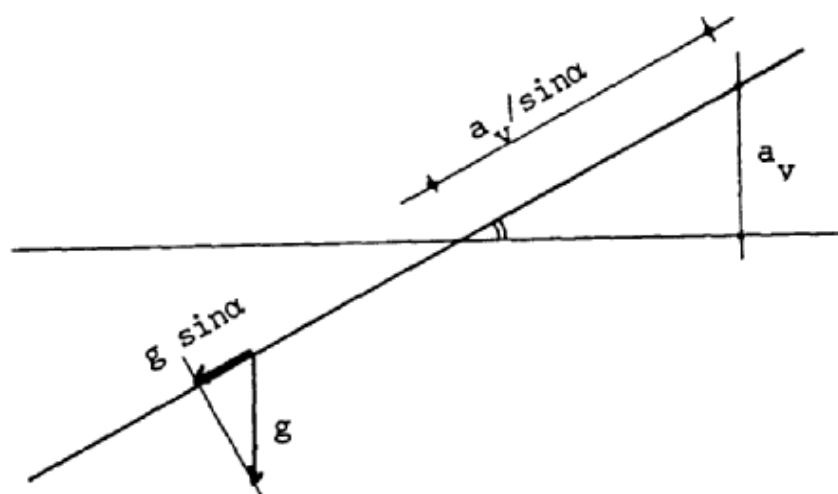
Hình 7.38 Mặt nước gần đường bờ với sóng không vỡ

Khi mà sóng không vỡ, dòng chảy bao gồm sóng đứng trên mặt dốc với các điểm bụng gần đường mặt nước (là đường tiếp giáp giữa mặt nước và đáy) (Hình 7.38). Biên độ

của dịch chuyển thẳng đứng (ζ) của đường mặt nước được ký hiệu bằng a_v , và góc giữa đường mặt nước và đáy tại điểm tiếp xúc là β . Góc β đạt một giá trị cực tiểu (β_{\min}) khi ζ đạt cực đại, và đạt cực đại (β_{\max}) khi nước rút thấp nhất.

Sự tăng của H/gT^2 với một góc nghiêng cho trước (α) tạo ra sự giảm β_{\min} (và tăng β_{\max}). Tại một phối hợp tối hạn của α và H/gT^2 , β_{\min} bằng 0. Nó không thể là âm do tính không thấm của đáy. Vì vậy, nếu độ dốc của sóng tới tăng, tức là vượt quá một giá trị tối hạn cho một độ dốc đáy cho trước, chuyển động của hạt nước gần đường mặt nước không thể theo cùng một xu hướng. Các điều kiện tối hạn tương ứng với sự thay đổi từ $\beta_{\min} > 0$ tới $\beta_{\min} = 0$ xảy ra ở các điều kiện sóng chuyển từ sóng vỡ sang sóng không vỡ trên đáy dốc.

Một đánh giá định lượng các điều kiện tối hạn được cho như sau (Munk and Wimbush, 1969).



Hình 7.39 Sóng tăng tốc trên đáy

Đối với các chuyển động hình sin của đường tiếp giáp giữa mặt nước và đáy với biên độ dịch chuyển thẳng đứng a_v và tần số góc ω , gia tốc cực đại theo phương thẳng đứng là $\omega^2 a_v$ và gia tốc cực đại dọc theo mặt dốc là $\omega^2 a_v / \sin \alpha$. Khi $\beta = \beta_{\min} = 0$, chuyển động của đường mặt nước là do trọng lực gây ra với lực tác động lên một đơn vị khối lượng nước theo hướng xuống dốc bằng $g \sin \alpha$. ($\beta_{\min} = 0$ có nghĩa là gradient áp suất dọc theo mặt dốc bằng 0). Lực tác động tổng cộng theo hướng xuống dốc không thể vượt quá giá trị

này vì β không thể nhận giá trị âm. Bởi vậy,

$$\frac{\omega^2 a_v}{g \sin^2 \alpha} \leq 1 \quad (7.86)$$

Với các sóng phản xạ toàn phần, a_v xấp xỉ bằng $2a$, với $a = \frac{1}{2}h$ là biên độ của sóng tới.

(Một mối liên hệ chính xác hơn sẽ cho ta ảnh hưởng của α tới a_v/a , nhưng ta sẽ không xét ở đây). Quá trình thay thế này cho ta thông số

$$\varepsilon = \frac{2\omega^2 a}{g \sin^2 \alpha} \quad (7.87)$$

và tiêu chuẩn:

sóng không vỡ nếu:

$$\varepsilon < \varepsilon_c$$

sóng vỡ nếu:

$$\varepsilon \geq \varepsilon_c \quad (7.88)$$

trong đó:

$$\varepsilon_c \cong 1 \quad (7.89)$$

Các thí nghiệm đã cho thấy rằng tiêu chuẩn (7.88) là gần đúng (Munk and Wimbush, 1969). Chú ý rằng vế trái của (7.86) tỷ lệ với biên độ dịch chuyển thẳng đứng của đường mặt nước và có một giới hạn trên. Một tiêu chuẩn tương tự như (7.88) đã được Iribarren và Nogales (1949) đề nghị. Các công thức của họ sử dụng thông số ξ định nghĩa như sau (Battjes, 1974)

$$\xi = \frac{\tan \alpha}{\sqrt{H/L_0}} \quad (7.90)$$

Giá trị tối hạn của ξ do Iribarren và Nogales đánh giá bán lý thuyết là $4/\sqrt{\pi} = 2.3$.

Các thí nghiệm chỉ ra rằng giới hạn giữa không vỡ và vỡ trên một mặt dốc xảy ra với giá trị ξ xấp xỉ nằm trong khoảng 2.5 và 3. Hai thông số ε và ξ liên hệ chặt chẽ với nhau. Bằng

cách thay thế $H = 2a$ và $L_0 = gT^2 / 2\pi = 2\pi g / \omega^2$, ta có:

$$\xi = \frac{(2\pi)^{1/2}}{\cos \alpha} \varepsilon^{-1/2} \quad (7.91)$$

Trên các mặt không dốc lắm, $\cos \alpha \approx 1$, công thức trên trở thành

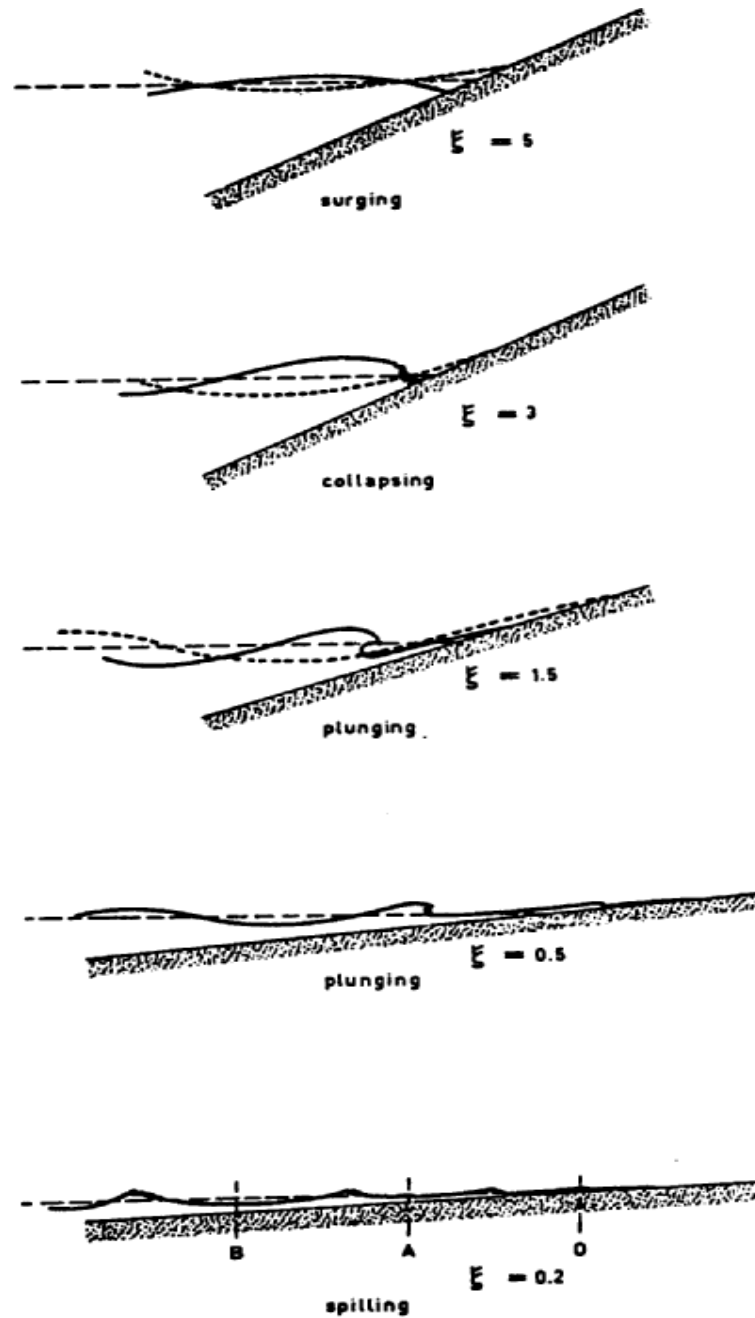
$$\xi \cong 2.5 \varepsilon^{-1/2} \quad (7.92)$$

Theo đó là tiêu chuẩn $\varepsilon_c \cong 1$ cho ta một cách xấp xỉ:

$$\xi_c \cong 2.5 \quad (7.93)$$

Trong thực tế các thông số ε và ξ là gần như tương đương, nhưng dùng ε thích hợp hơn vì nó tỷ lệ trực tiếp với độ dốc của sóng tới, và nó là một số đo tính phi tuyến của chuyển động. Điều này có nghĩa hơn sự tỷ lệ ngược của ξ với độ dốc sóng. Tuy nhiên, vì lý do lịch sử mà phần sau đây sẽ được trình bày bằng cách dùng ξ .

b) Dạng sóng vỡ



Hình 7.40 Dạng sóng vỡ như là hàm của ξ (Battjes, 1974)

Sóng vỡ trên đáy có thể phân chia thành ba dạng: surging, plunging và spilling. Các dạng sóng vỡ này xảy ra do tăng giá trị của ε (giảm của ξ) khi vỡ. Các dạng sóng vỡ này được giải thích bằng hình vẽ trên hình 7.40.

Sóng vỡ dạng surging rất giống với sóng đứng ngoại trừ nó tạo ra những bọt nước trắng xoá trong khoảng giữa đường mặt nước và đỉnh sóng đầu tiên về phía biển.

Với sóng vỡ dạng plunging, mặt trước của sóng trở nên dốc hơn, đỉnh sóng uốn cong và một lưỡi nước xuất hiện tại đỉnh sóng và nhào xuống bụng của sóng trước đó hay nhào xuống mặt dốc của đáy.

Với sóng vỡ dạng spilling, mặt dốc của sóng bị giới hạn trong một khoảng tương đối hẹp gần đỉnh sóng. Lưỡi nước được tạo thành ban đầu là nhỏ so với độ cao sóng và nó ảnh hưởng tới mặt tự do ngay gần đỉnh sóng. Ngay sau đó nó biến mất vì các bọt nước trắng xoá trên mặt trước của sóng. Khác với sóng vỡ dạng plunging, trong toàn bộ quá trình sóng vỡ, profile mặt nước hầu như giữ nguyên tính đối xứng đối với một mặt thẳng đứng đi qua đỉnh sóng.

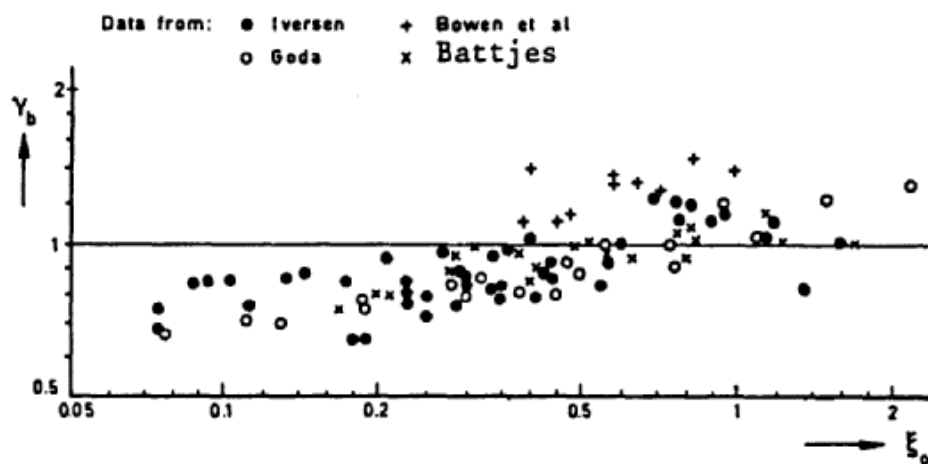
Sự chuyển đổi giữa các dạng sóng vỡ khác nhau xảy ra khá từ từ theo sự biến đổi của các giá trị của ξ :

Spilling nếu $\xi_b \leq 0.4$

Plunging nếu $0.4 \leq \xi_b \leq 2.0$

Surging nếu $2.0 \leq \xi_b$

Chỉ số “b” có nghĩa là độ cao sóng tại vị trí sóng vỡ, thường được dùng để tính ξ .



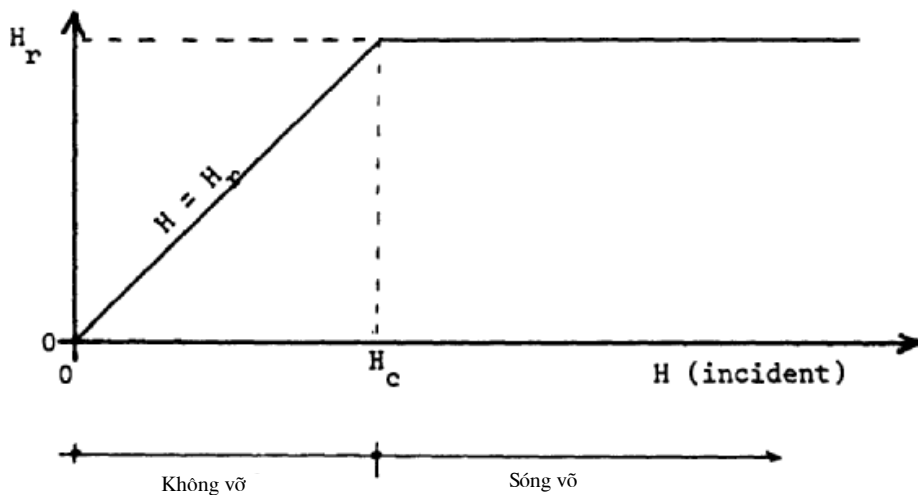
Hình 7.41 Tỷ số H_b / h_b phụ thuộc vào ξ_b (Battjes, 1974)

Trong một số điều kiện, sóng vỡ dạng surging và plunging xảy ra ngay tại mặt dốc. Những dạng sóng vỡ này tạo tác động động lực mạnh mẽ nhất đối với một độ cao sóng cho trước và tạo ra sóng leo lớn nhất.

Các giá trị đo đạc được của tỷ lệ giữa độ cao sóng (H_b) và độ sâu (h_b) tại điểm sóng vỡ là khá phân tán khi xem xét sự phụ thuộc của nó vào ξ_b , nhưng có một xu thế rõ ràng là giá trị này nhỏ vào khoảng 0.6 với sóng vỡ dạng spilling và lớn hơn 1 với sóng vỡ dạng plunging (xem hình 7.41).

c) Hệ số phản xạ của một bãi biển

Khi sóng tới một bãi biển, một phần năng lượng sóng bị tiêu tán do sóng vỡ và ma sát đáy. Phần năng lượng còn lại bị phản xạ. Có thể đánh giá lượng năng lượng phản xạ tương đối nhờ quy trình do Miche (1951) đề xuất.



Hình 7.42 Lý thuyết của Miche về sự phản xạ sóng tại bãi biển

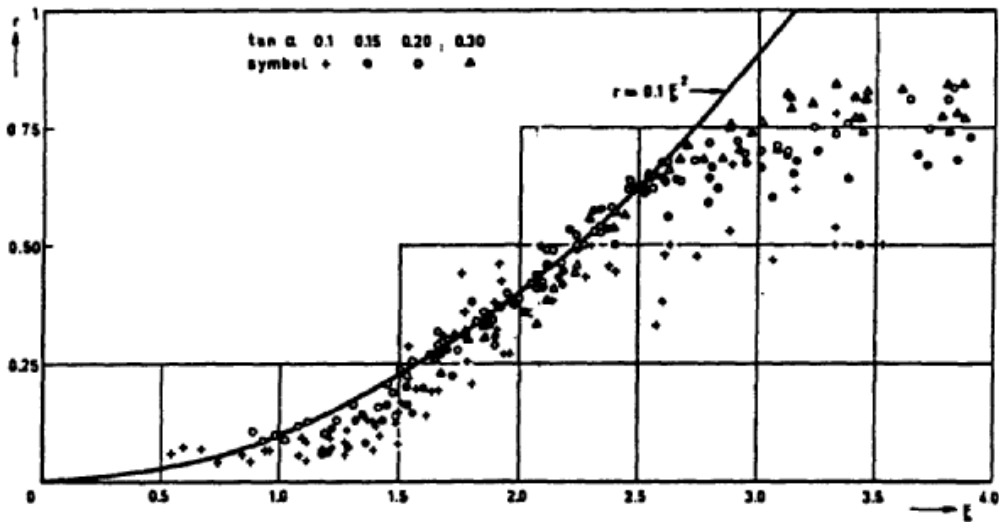
Để trình bày phương pháp của Miche, ban đầu chúng ta hãy xem xét các giá trị không đổi của α và T và một độ cao sóng tới biến đổi H . Nếu H là nhỏ thì sóng vỡ không xảy ra và sóng bị phản xạ hoàn toàn. Tuy nhiên, trên một mặt dốc với độ dốc nhỏ thì lực ma sát đáy là đáng kể và như vậy một phần rất quan trọng của năng lượng sóng có thể bị tiêu tán. Khi mà độ cao sóng tăng lên, hiện tượng sóng vỡ xảy ra và một phần năng lượng sóng bị tiêu tán do quá trình sóng vỡ, tạo ra một hệ số phản xạ nhỏ. Miche giả thiết rằng trong các điều kiện này độ cao sóng vỡ là không đổi và bằng giá trị độ cao sóng tới trong điều kiện bị vỡ, như chỉ ra trên hình 7.42. Điều đó tương ứng với giá trị không đổi của a_v (đối với một giá trị cho trước của ω và α) trong các điều kiện sóng vỡ.

Lý thuyết của Miche có thể được biểu diễn như sau:

$$K_{rid} = 1 \quad \text{if} \quad \xi > \xi_c \quad (7.94a)$$

$$K_{rid} = \frac{H_c}{H} \quad \text{if} \quad \xi < \xi_c \quad (7.94b)$$

Chỉ số "id" có nghĩa là "lý tưởng", dùng cho điều kiện lý tưởng mà có thể bỏ qua lực cản của dòng chảy và một bề mặt không thấm nước nhẵn nhụi.



Hình 7.43 Hệ số phản xạ phụ thuộc vào ξ (Battjes, 1974)

Từ (7.89), tỷ số H/H_c có thể được viết là $H_c/H = (\xi/\xi_c)^2$. Để có thể đánh giá chính xác hơn ξ_c trong biểu thức này so với cách đánh giá trong phần b), chúng ta dùng các kết quả của Hunt (1959). Hunt cho rằng $r \cong 0.5$ với $\xi \cong 2.3$. Thay thế giá trị này vào, (7.94b) trở thành

$$K_{rid} = 0.1\xi^2 \quad \text{if} \quad \xi \leq 3 \quad (7.94c)$$

Hình 7.43 cho một so sánh phương trình này với các số liệu thí nghiệm thu được tại một mặt dốc có bốn độ dốc khác nhau và độ dốc sóng H_0/L_0 nằm trong khoảng từ 0.001 tới 0.05 (Battjes, 1974). Dường như là các số liệu nằm trong một dải khá hẹp khi mà $\xi \leq 2.5$. Điều này cho thấy rằng trong khoảng này ảnh hưởng của độ dốc đáy và độ dốc sóng có thể được biểu thị đầy đủ bằng thông số ξ . Hơn nữa, có thể thấy rằng phương trình 7.94c khá phù hợp với các số liệu thí nghiệm.

Sự phản xạ từ một mặt gồ ghề hay là một mặt thấm nước là nhỏ hơn một mặt nhẵn và

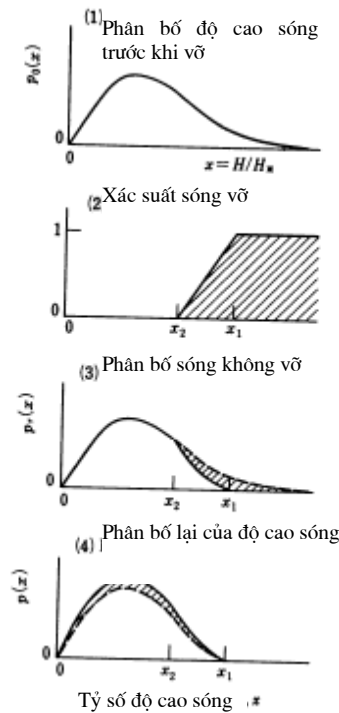
không thấm nước. Miche đưa ra một hệ số suy giảm f_r để tính tới điều này:

$$K_r = f_r K_{rid}$$

Giá trị của f_r là vào khoảng 0.8 với mặt đá xếp cẩn thận và 0.5 với một mặt đá đổ tự nhiên.

7.7.2 Sự vỡ của sóng ngẫu nhiên

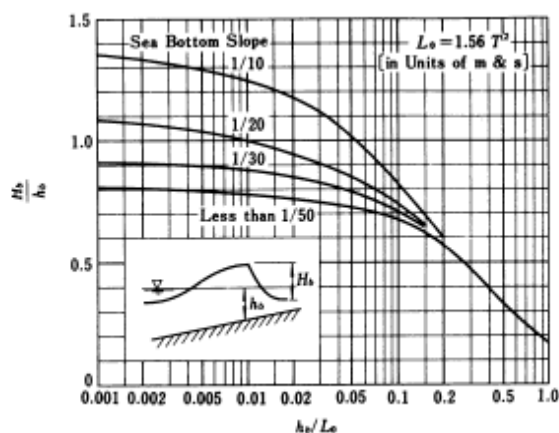
Khác với sóng điều hoà, sóng biển thực, đặc biệt là sóng gió, vỡ tại một dải rộng gần bờ. Một số sóng vỡ khá xa bờ, một số tới rất sát bờ rồi mới vỡ. Vùng sóng vỡ ven bờ còn được gọi là vùng lướt sóng. Nói chung rất khó xác định các giới hạn của miền sóng vỡ. Chỉ có trong trường hợp sóng lừng tới một vùng bờ có một doi cát, ta có thể xác định là miền sóng vỡ bắt đầu từ biên phía ngoài của doi cát.



Hình 7.44 Phác thảo để giải thích mô hình sóng vỡ của sóng ngẫu nhiên (Goda, 1975a)

Cơ chế suy giảm sóng trong vùng sóng vỡ là rất khó giải thích vì bản chất phức tạp của vùng rối khi sóng vỡ và quá trình xâm nhập của khí. Tuy nhiên, có thể phân tích được các đặc trưng lớn trong sự phân bố độ cao sóng và sự suy giảm độ cao sóng sau khi vỡ theo mô hình sóng vỡ trình bày trong hình 7.44 (Goda, 1975a,b). Ban đầu, độ cao sóng trước khi

vỡ có thể được giả thiết là tuân theo phân bố Rayleigh.



Hình 7.45 Độ cao sóng giới hạn trước khi vỡ với sóng điều hoà (Goda, 1974)

Như vậy, một nhóm các sóng ngẫu nhiên truyền và vùng sóng vỡ có phân bố Rayleigh như chỉ ra trên hình 7.44(1). Trục hoành x là độ cao sóng không thứ nguyên được chuẩn hoá với một độ cao sóng chuẩn H^* . Trong số các sóng tuân theo phân bố này, những sóng có độ cao lớn hơn giới hạn sóng vỡ sẽ vỡ đầu tiên và do vậy không còn giữ được vị trí của chúng trong phân bố đầu tiên. Giới hạn vỡ của sóng biển ngẫu nhiên cần được cho trong một khoảng biến đổi rộng vì thậm chí một chuỗi sóng điều hoà cũng có những dao động nhất định trong độ sâu sóng vỡ. Bởi vậy, một chuỗi sóng tự nhiên sẽ cho một dao động lớn hơn trong giới hạn sóng vỡ vì có sự biến đổi về chu kỳ và độ cao của mỗi sóng đơn. Vì vậy, sóng vỡ được giả thiết là xảy ra trong khoảng độ cao sóng tương đối từ x_2 tới x_1 với xác suất xảy ra biến đổi giữa hai biên này (Hình 7.44(2)). Với giả thiết này, phần của các sóng bị loại khỏi phân bố nguyên thủy sẽ được biểu thị bằng miền gạch chéo như trong hình 7.44(3). Các sóng đã vỡ không mất hết năng lượng mà còn giữ lại được một ít. Vì rằng hiện tại không có thông tin gì về độ cao của các sóng sau khi vỡ, chúng được giả thiết là phân bố trong vùng với độ cao sóng không thứ nguyên giữa 0 và x_1 với xác suất tỷ lệ với phân bố của các sóng chưa vỡ. Với mô hình này, độ cao sóng phân bố trong vùng sóng vỡ được chỉ ra trên hình 3.24(4), mà ở đó các đường gạch chéo biểu thị độ cao của các sóng đã bị suy giảm sau khi vỡ.

Để tính toán sự phân bố độ cao sóng trong vùng sóng vỡ bằng mô hình trên, cần đưa vào một số biểu thức về độ cao tới hạn của các sóng đơn khi vỡ. Ở đây, cách tiếp cận của Goda (2000) được áp dụng. Với mục đích này, có thể dùng giản đồ về sự vỡ của sóng ngẫu nhiên trên hình 7.45, hay công thức xấp xỉ của nó (Goda, 1974) như sau

$$\frac{H_b}{L_0} = A \left\{ 1 - \exp \left[-1.5 \frac{\pi h}{L_0} (1 + 15 \tan^{4/3} \theta) \right] \right\} \quad (7.95)$$

với θ biểu thị góc giữa đáy biển và mặt nằm ngang và do vậy $\tan \theta$ là độ dốc đáy biển. Hệ số A có giá trị 0.17 với sóng điều hoà. Trong phần trình bày hiện tại về sự vỡ của sóng ngẫu nhiên, A được cho là 0.18 tại cận trên của sóng ngẫu nhiên vỡ tại $x = x_1$, và 0.12 tại cận dưới $x = x_2$. Với quá trình này, dạng phân bố chung của độ cao sóng trong vùng sóng vỡ được mô hình hoá rất tốt.

Cũng cần phải tính đến sự biến đổi của mực nước trung bình. Một yếu tố cần được xem xét là nước dâng do sóng, tạo ra sự tăng độ cao nước khi tới gần bờ. Quá trình này liên quan với sự tồn tại của ứng suất của sóng tác động lên khối nước khi có sóng, được gọi là ứng suất bức xạ. Độ lớn của ứng suất bức xạ liên quan với thông lượng năng lượng kèm theo quá trình truyền sóng. Khi mà độ cao sóng thay đổi do hiệu ứng nước nông và sóng vỡ trong quá trình sóng truyền từ ngoài khơi vào bờ, độ lớn của ứng suất bức xạ cũng thay đổi. Sự biến đổi không gian của ứng suất bức xạ tạo nên sự nghiêng của đường mặt nước trung bình (Longuet-Higgins và Stewart, 1962). Nước dâng do sóng sẽ được nghiên cứu kỹ trong Chương 8.

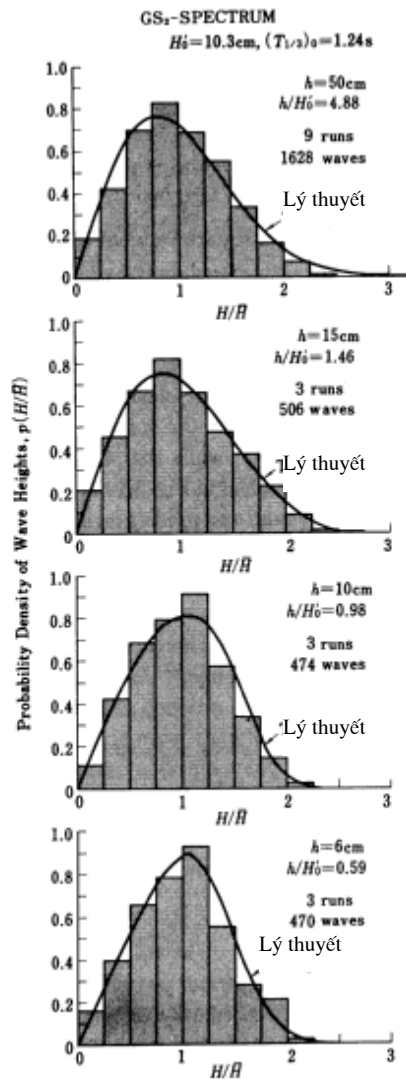
Một nguồn khác có đóng góp vào sự biến đổi của mực nước trung bình là sóng đập; tức là những dao động phi điều hoà có chu kỳ khoảng vài ba chục lần chu kỳ của sóng tới. Tuy rằng biên độ của sóng đập chỉ vào khoảng 10% của biên độ sóng mặt tại nước có độ sâu 10 m, nó có thể lớn hơn 30% biên độ sóng nước sâu ngay gần đường bờ như thấy trong các số liệu quan trắc hiện trường (Goda, 1975). Sau đây là một công thức thực nghiệm cho ta đánh giá về biên độ của sóng đập trong vùng sóng vỡ:

$$\zeta_{rms} = \frac{0.01H_0'}{\sqrt{\frac{H_0'}{L_0} \left(1 + \frac{h}{H_0'} \right)}} \quad (7.96)$$

với ζ_{rms} ký hiệu giá trị trung bình bình phương của profile của sóng đập, và H_0' ký hiệu độ cao sóng có nghĩa tương đương, được định nghĩa như sau:

$$H_0' = K_d K_r (H_{1/3})_0 \quad (7.97)$$

với $(H_{1/3})_0$ là độ cao sóng có nghĩa tại nước sâu, và K_d và K_r lần lượt ký hiệu các hệ số nhiễu xạ và khúc xạ sóng ngẫu nhiên (Goda, 2000).

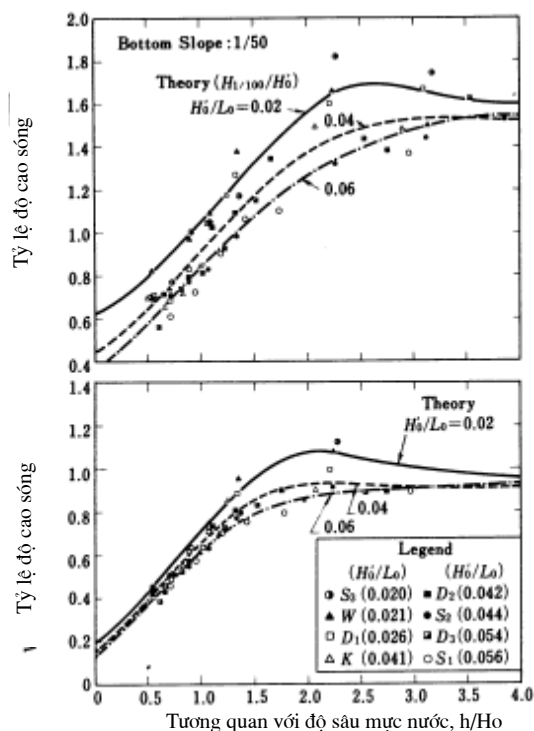


Hình 7.46 Sự biến dạng của phân bố độ cao sóng ngẫu nhiên trong một máng sóng phòng thí nghiệm có độ dốc đáy 1/10 (Goda, 1975).

Sự biến đổi của mực nước gây ra bởi nước dâng sóng và sóng đập tạo ra sự gia tăng trong giới hạn trên của phân bố độ cao sóng. Hình 7.46 biểu thị phân bố độ cao sóng của sóng ngẫu nhiên trong phòng thí nghiệm khi vỡ trên một độ dốc 1/10 (Goda, 2000). Độ cao sóng quan trắc được biểu thị dưới dạng các histogram cho thấy mật độ xác suất trong khi phân bố dự báo bằng mô hình vỡ của sóng ngẫu nhiên được vẽ trên hình 7.44 bằng đường trơn tru. Sự phù hợp giữa quan trắc và dự báo là rất tốt. Độ cao sóng chuẩn trong hình 7.46 là độ cao sóng trung bình H , thay đổi trong trường hợp này từ 6.1 cm tại độ sâu $h = 50$ cm ngoài khơi tới các giá trị 6.9, 6.8 and 4.5 cm tại các độ sâu 15, 10 và 6 cm.

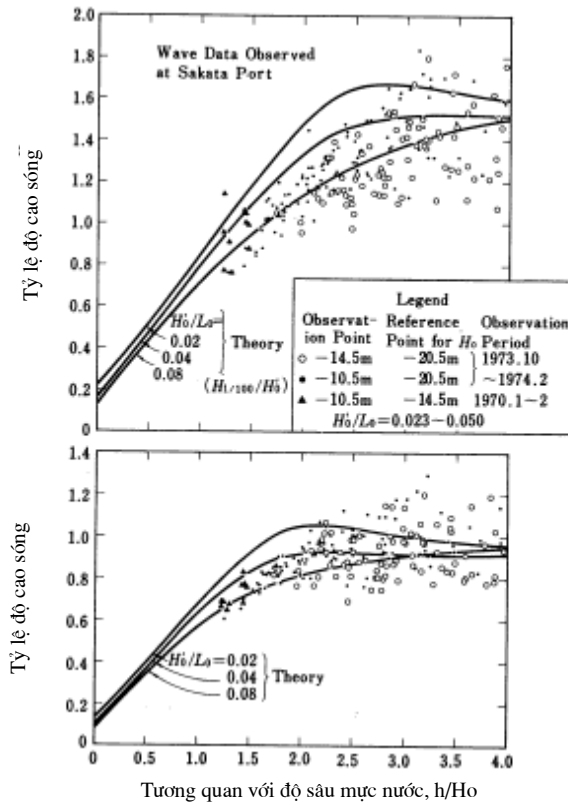
Sự suy giảm của độ cao đặc trưng của sóng ngẫu nhiên đã được đo đạc trong phòng thí nghiệm (Goda, 1975). Như chỉ ra trong hình 7.47, sự biến đổi của các độ cao sóng khác nhau là từ từ. Hình 7.48 biểu thị một so sánh giữa độ cao sóng tính toán và số liệu đo đạc hiện trường tại một vùng bờ. Số liệu được lấy tại cảng Sakata, Nhật bản. Ba máy sóng ký được sử dụng đo sóng đồng thời tại các độ sâu 20, 14 và 10 m.

Tuy rằng các số liệu đo đạc được phân bố rất phân tán do bản chất ngẫu nhiên của sóng, và tuy rằng sự suy giảm sóng tính toán lớn hơn sự suy giảm sóng đo đạc được, nói chung thì mô hình vỡ của sóng ngẫu nhiên đã dự báo tốt dạng biến đổi của độ cao sóng vùng ven bờ.



Hình 7.47 Biến đổi của độ cao sóng cực đại và sóng có nghĩa trong một máng sóng phòng thí nghiệm có độ dốc 1/50 (Goda, 1975).

Các công thức dự báo sự biến đổi của độ cao sóng trình bày trên các hình 7.48 và 7.49 và đã được cho dưới dạng thông số độ dốc sóng nước sâu tương đương. Điều đó là do độ dốc sóng ảnh hưởng mạnh mẽ tới quá trình sóng vỡ. Các sóng có độ dốc lớn bị vỡ trước khi chúng tăng độ sâu một cách đáng kể nhờ quá trình nước nông. Đồng thời, độ dốc đáy là quan trọng đối với sự vỡ của sóng điều hoà và phi điều hoà. Sóng tới các vùng bờ có độ dốc lớn không bị vỡ cho tới khi chúng vào rất gần bờ.



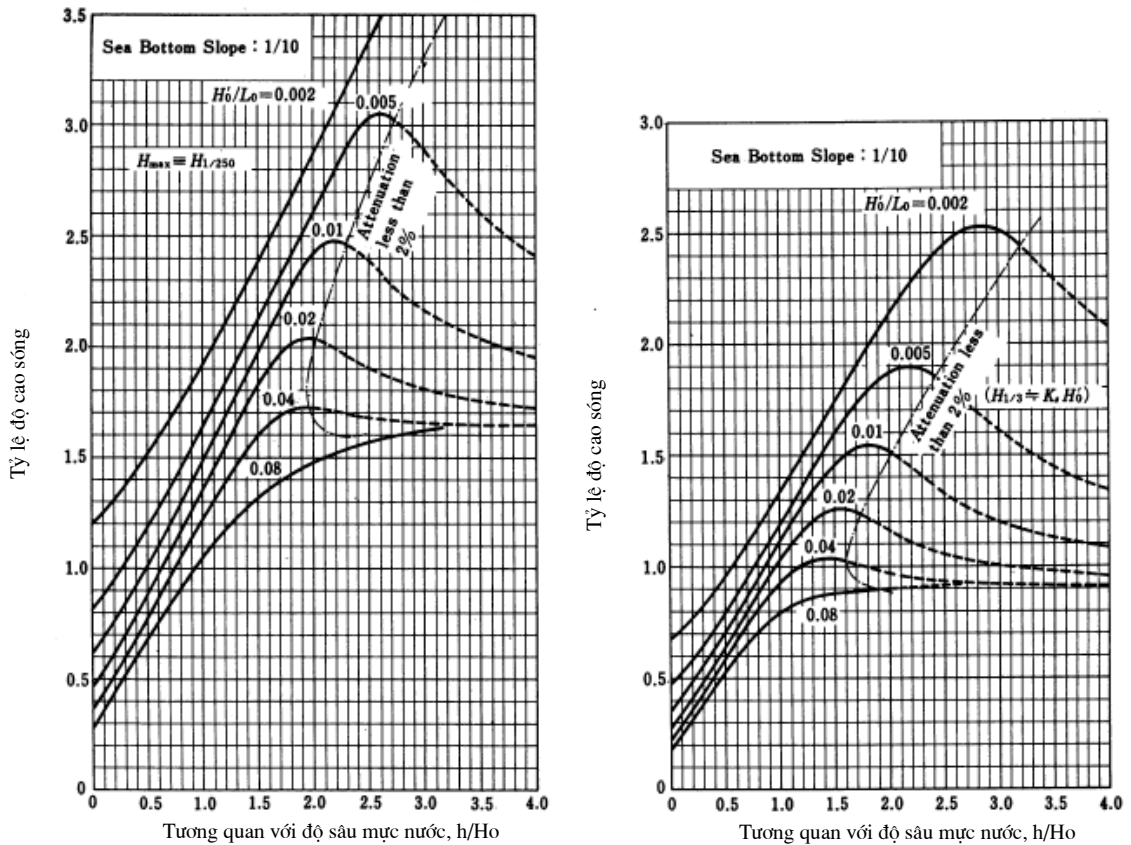
Hình 7.48 Biến đổi của độ cao sóng cực đại và độ cao sóng có nghĩa quan trắc được tại cảng Sakata, Nhật bản (Goda, 1975).

Bằng cách lấy độ cao sóng như là một thông số chính, sự thay đổi trong độ cao sóng lớn nhất và độ cao sóng có nghĩa đã được tính toán bằng mô hình vỡ của sóng ngẫu nhiên trình bày trước đây. Kết quả được chỉ ra trên các hình từ 7.50 tới 7.53 với các độ dốc đáy bằng 1/10, 1/20, 1/30 và 1/100. Độ cao sóng lớn nhất H_{\max} được lấy là độ cao lớn nhất trong 250 sóng và ký hiệu là $H_{1/250}$.

Định nghĩa theo cách này cho thấy $H_{\max} \cong 1.8H_{1/3}$ bên ngoài vùng sóng vỡ. Đồng thời, mỗi hình có một đường đứt gãy biểu thị “suy giảm ít hơn 2%”. Trong miền về phía bên phải của đường đứt gãy này, sự suy giảm độ cao sóng do sóng vỡ là ít hơn 2% và sự biến đổi độ cao sóng có thể được đánh giá bằng hệ số nước nông phi tuyến (thí dụ như dựa trên lý thuyết Cokelet hay xấp xỉ của Shuto, 1972; hình 7.22).

Một thí dụ về việc sử dụng các giản đồ được trình bày sau đây. Sự biến đổi của độ cao sóng từ ngoài khơi tới ven bờ đã được đánh giá cho sóng lừng với $H'_0 = 4.5$ m và $T_{1/3} = 12$ s vào vùng bờ có độ dốc 1/10 hay 1/100. Bằng cách dùng các hình 7.22, 7.49 và 7.52, độ

cao sóng tại các độ sâu khác nhau đã được đánh giá và kết quả được cho trên bảng 7.3. Tuy rằng H'_0 được lấy là hằng số trong thí dụ này, trong thực tế nó biến đổi vì hiện tượng sóng khúc xạ và các hiện tượng khác, và các giá trị của H'_0 và H'_0/L_0 cần được đánh giá tại các độ sâu khác nhau.

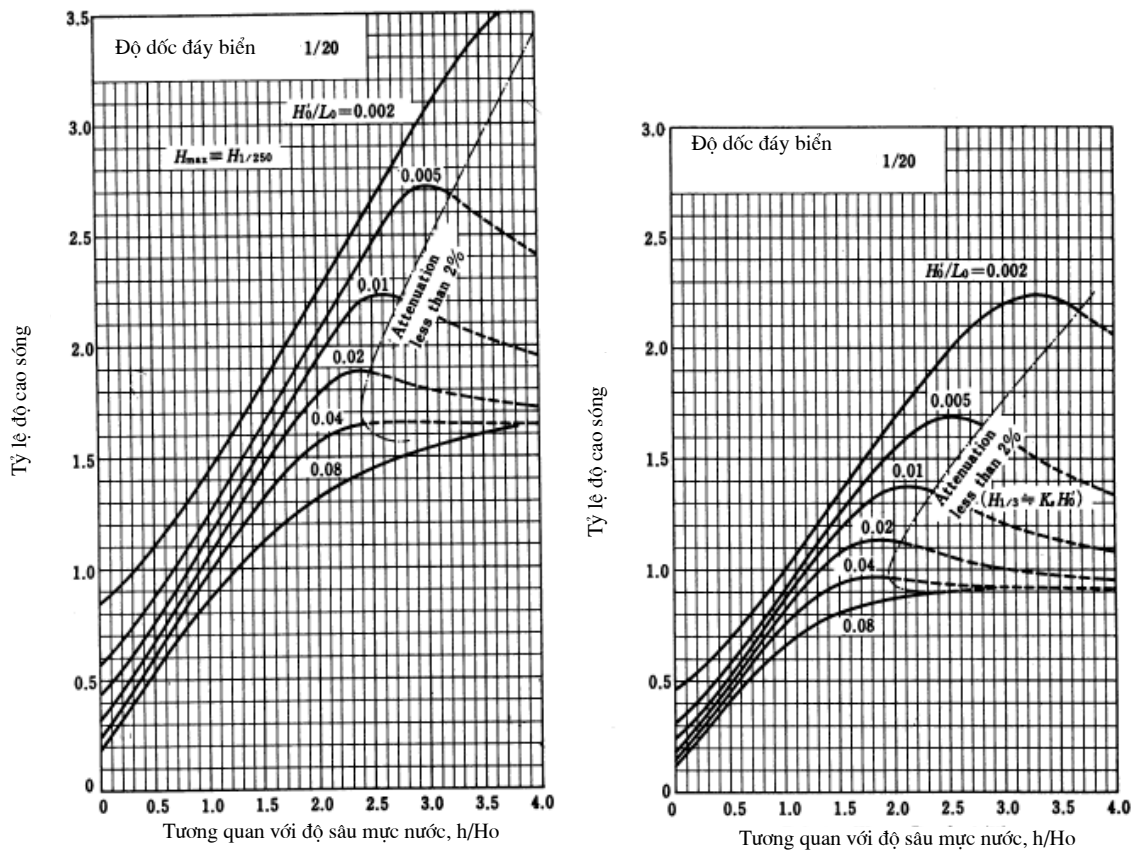


Hình 7.49 Giản đồ để đánh giá độ cao sóng trong miền sóng vỡ (độ dốc đáy biển 1/10) (Goda, 1975)

Theo như hình 7.3, độ cao sóng có nghĩa bắt đầu giảm tại độ sâu giữa 10 và 8 m trên một vùng bờ có độ dốc 1/100, trong khi H_{max} bắt đầu giảm tại độ sâu giữa 20 và 10 m. Như vậy, với H_{max} , hiệu ứng của sóng vỡ dường như xuất hiện sớm hơn so với $H_{1/3}$. Kết quả là tỷ số $H_{max}/H_{1/3}$, có giá trị 1.8 ngoài khơi, giảm xuống còn 1.3 tại một độ sâu trong vùng sóng vỡ và sau đó hồi phục thành một giá trị lớn hơn gần bờ. Bảng 7.3 cũng cho thấy ảnh hưởng của độ dốc đáy là nhận thấy được cho vùng nước nông hơn 10 m.

Đối với sự vỡ của sóng biển ngẫu nhiên, điểm sóng vỡ cũng như độ cao sóng vỡ không được định nghĩa một cách rõ ràng. Tuy rằng có thể định nghĩa một điểm sóng vỡ và độ cao sóng vỡ cho các sóng đơn trong một chuỗi sóng ngẫu nhiên, còn có những điểm không rõ ràng trong việc xác định vị trí mà tại đó các sóng trong nhóm sóng được xem là bị

vỡ. Tuy nhiên, trong ứng dụng thực tế, cần phải có một chỉ số vỡ của nhóm sóng để đánh giá chiều rộng của miền sóng vỡ phục vụ cho tính toán các thông số thiết kế. Đối với những yêu cầu như thế, giá trị đỉnh của độ cao sóng có nghĩa $(H_{1/3})_{peak}$ trong vùng sóng vỡ và độ sâu $(h_{1/3})_{peak}$ tại nơi xảy ra có thể được xem là độ cao và độ sâu sóng vỡ. Các hình 7.53 và 7.54 đã được chuẩn bị với mục đích này bằng cách dùng các giá trị trong các giản đồ $H_{1/3}$ trong các hình 7.50 to 7.53.



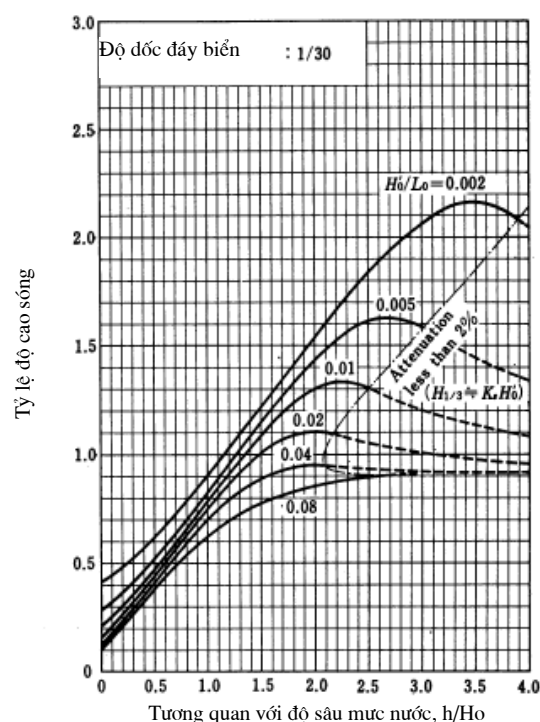
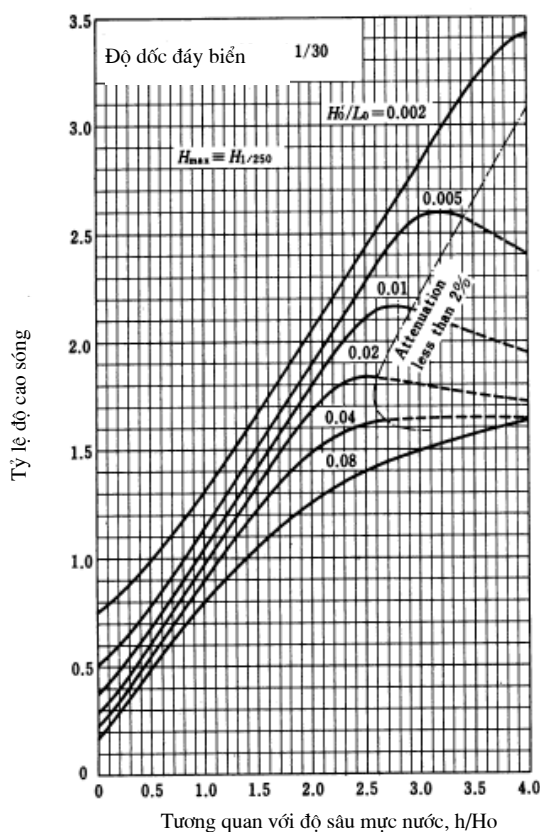
Hình 7.50 Giản đồ để đánh giá độ cao sóng trong vùng sóng vỡ (độ dốc đáy 1/20) (Goda, 1975)

Hình 7.3 Biến đổi của độ cao sóng do hiệu ứng nước nông và sự vỡ của sóng ngẫu nhiên

$$H'_0 = 4.5 \text{ m}, T_{1/3} = 12 \text{ s}$$

Độ sâu h (m)	Độ dốc đáy biển 1/10		Độ dốc đáy biển 1/100	
	H_{max} (m)	$H_{1/3}$ (m)	H_{max} (m)	$H_{1/3}$ (m)
100	7.9	4.4	7.9	4.4
50	7.5	4.1	7.5	4.1

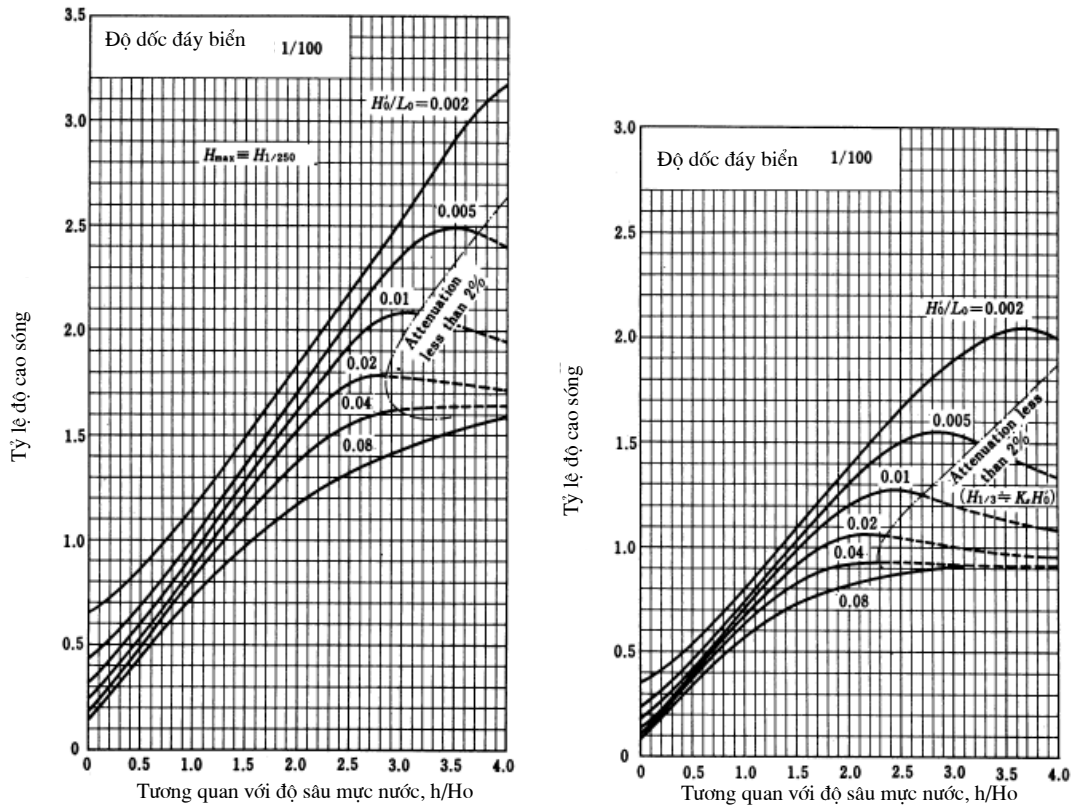
20	7.6	4.2	7.6	4.2
10	8.9	5.0	7.4	4.8
8	9.0	5.6	6.3	4.5
6	7.5	5.5	5.0	3.7
4	5.6	4.3	3.6	2.7
2	3.8	2.7	2.3	1.6
0	2.2	1.3	1.2	0.7



Hình 7.51 Giảm độ để đánh giá độ cao sóng trong vùng sóng vỡ (độ dốc đáy biển 1/30) (Goda, 1975)

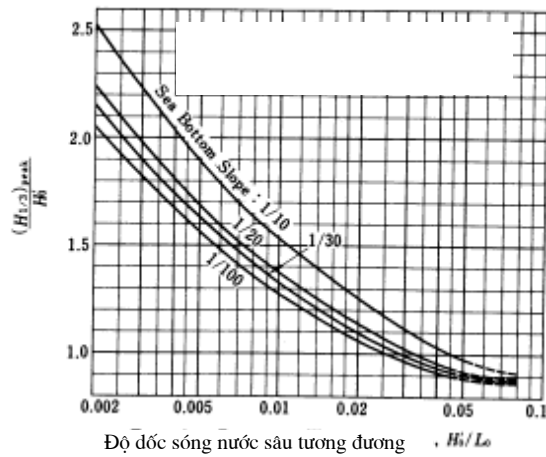
Mô hình sóng vỡ được mô tả có nhiều áp dụng trong thực tế kỹ thuật. Một nhược điểm của mô hình này là đáy biển cần có độ dốc không đổi. Với các vùng bờ có độ dốc không đồng nhất, có thể dùng độ dốc địa phương để tính toán. Tuy nhiên, rất khó áp dụng các giản đồ này cho các đáy biển có doi cát và các vùng sâu. Cùng với mô hình hiện tại, một loạt các mô hình khác đang được áp dụng để phân tích số trị sự biến đổi sóng như Battjes và Stive (1985), Dally (1992), Kweon và Goda (1996), Thornton và Guza (1983), và các mô hình khác. Chúng có thể được áp dụng cho các bãi biển có profile phức tạp và có một số doi cát song song với bờ. Chúng thường là chỉ tính độ cao sóng trung bình bình

phương H_{rms} , trong khi đó sự biến dạng của độ cao sóng trong vùng sóng vỡ không được tính, ngoại trừ mô hình của Dally (1992). Trừ mô hình của Kweon và Goda (1996), các mô hình này không tính độ cao sóng cực đại H_{max} , là một thông số thiết kế quan trọng của các đê thẳng đứng và các công trình khác.

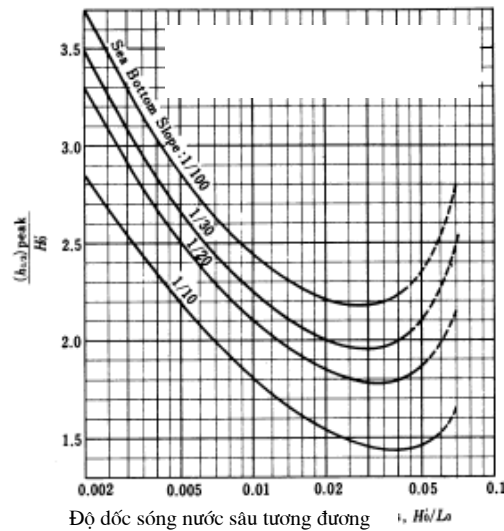


Hình 7.52 Giản đồ để đánh giá độ cao sóng trong vùng sóng vỡ (độ dốc đáy biển 1/100) (Goda, 1975)

Tất cả các mô hình sóng vỡ của các sóng ngẫu nhiên đều có nhược điểm là không tính được hiện tượng sóng đập. Mô hình của Goda (2000) sử dụng một công thức thực nghiệm để tính biên độ sóng đập, như trình bày trong phương trình (7.97), có hiệu chỉnh với độ sâu địa phương kiểm soát độ cao sóng vỡ. Một đánh giá thực tế độ cao sóng tại đường bờ đạt được bằng mô hình bằng cách đưa biên độ của sóng đập vào. Tuy nhiên, phương trình (7.97) vẫn chỉ là một dự đoán kỹ thuật mà không có những hiểu biết thực sự về quá trình vật lý. Rất nhiều mô hình hiện có thậm chí không để ý gì tới hiện tượng sóng đập trong việc đánh giá độ cao sóng ven bờ.



Hình 7.53 Đường cong chỉ định giá trị cực đại của độ cao sóng có nghĩa trong vùng sóng vỡ (Goda, 1975).



Hình 7.54 Đường cong chỉ định giá trị cực đại của độ cao sóng có nghĩa trong vùng sóng vỡ (Goda, 1975).

Hiện tượng sóng đập, hay sóng ngoại trọng lực như nó được gọi gần đây, đang được nghiên cứu rất mạnh trong thời gian gần đây liên quan tới việc neo tàu ở các bến cảng, địa hình đáy biển trong đới sóng leo và các vấn đề khác. Một mô hình tương lai về sóng ngẫu nhiên vỡ cần phải chứa cả sóng đập để tăng độ chính xác tính toán sự biến dạng sóng gần bờ.

Chương 8 NƯỚC DÂNG VÀ DÒNG VÉN DO SÓNG TẠO RA

8.1 Giới thiệu

Chương trước trình bày rất nhiều vấn đề liên quan tới sự biến dạng của sóng trong vùng vén bờ với mục đích là mô tả và tính toán sự biến đổi của các thông số sóng thích hợp. Chương này sẽ trình bày ảnh hưởng của sóng tới sự thay đổi của mực nước và dòng chảy vùng vén bờ.

Khái niệm quan trọng nhất hiện nay trong việc mô hình hoá những sự thay đổi về dòng chảy trung bình do sóng tạo ra là khái niệm ứng suất bức xạ, do Longuet-Higgins và Stewart (1960) đưa ra. Nó có thể được mô tả một cách thô thiển là sự đóng góp của sóng vào sự vận chuyển động năng theo phương nằm ngang.

Vì tốc độ vận chuyển động năng là tương đương với lực, ứng suất tia là tương đương với lực trung bình do sóng tác động lên nước khi sóng lan truyền. Các lực như thế khi tác động vào một khối nước có thể có tổng lực khác 0. Ở giới hạn mà các lực này không cân bằng với lực gradient áp suất (tỷ lệ với độ dốc mặt nước) thì nó sẽ tác dụng như lực gây nên dòng chảy.

Vì rằng chúng ta chỉ chú ý tới những ảnh hưởng do sóng gây ra tới dòng chảy trung bình, biểu thị bằng mực nước trung bình ($\bar{\zeta}$) và các thành phần vận tốc dòng chảy trung bình theo phương thẳng đứng (U, V), chúng ta chỉ cần xem xét giá trị trung bình theo thời gian và tích phân theo phương thẳng đứng của tốc độ vận chuyển theo phương nằm ngang của động năng. Sự đóng góp của sóng vào quá trình này được định nghĩa là ứng suất tia.

Dựa trên định nghĩa ở trên, có thể tính giá trị của các thành phần ứng suất tia cho bất kỳ một trường sóng cho trước nào. Điều đó được làm trong phần sau có sử dụng lý thuyết tuyến tính của sóng trọng lực tại vùng nước có độ sâu không đổi. Các thảo luận trước hết sẽ chỉ giới hạn trong trường hợp sự lan truyền của sóng một chiều, sau đó sẽ được tổng quát hoá cho sóng hai chiều theo phương nằm ngang.

8.2 Ứng suất bức xạ: trường hợp 1 chiều

Chúng ta hãy xem xét trường hợp một sóng hình sin truyền theo hướng trục x , và một cách chi tiết hơn là sự vận chuyển động năng theo hướng trục x qua một bề mặt thẳng đứng vuông góc với trục x . Quá trình vận chuyển này có thể được thực hiện nhờ áp suất của chất

lỏng (p) cũng như thông qua quá trình bình lưu (cũng giống như vận chuyển năng lượng). Tốc độ vận chuyển động năng theo phương trục x qua một diện tích vô cùng bé $\delta y \delta z$ tại một vị trí x cho trước do áp suất chất lỏng gây ra là $p \delta y \delta z$, và do đối lưu là tích của thành phần động năng theo phương trục x chứa trong một đơn vị thể tích (ρu) và tốc độ chảy thể tích ($u \delta y \delta z$). Như vậy, tốc độ vận chuyển động năng tổng cộng trở thành $(p + \rho u^2) \delta y \delta z$. Tích phân đại lượng này từ đáy tới mặt, ta có

$$\int_{-h}^{\zeta} (p + \rho u^2) dz \delta y$$

Đây là tốc độ vận chuyển tổng cộng tức thời của thành phần động năng theo phương trục x qua một diện tích có chiều rộng δy , chiều cao từ mặt tới đáy biển và vuông góc với trục x . Nó bằng thành phần theo trục x của một lực tác động lên bề mặt đó. Đơn vị của nó trong hệ đơn vị SI là kgms^{-2} hay N (Newton). Vì rằng ứng suất bức xạ là lực, nói chung nó có các thành phần theo hướng các trục. Trong trường hợp xem xét ở trên, thành phần theo phương trục x của ứng suất bức xạ, ký hiệu là S_{xx} , được định nghĩa như sau:

$$S_{xx} = \overline{\int_{-h}^{\zeta} (p + \rho u^2) dz} - \int_{-h}^0 p_0 dz \quad (8.1)$$

trong đó p_0 là áp suất thủy tĩnh, có giá trị như sau:

$$\int_{-h}^0 p_0 dz = \int_{-h}^0 \rho g z = \frac{1}{2} \rho g h^2 \quad (8.2)$$

Trong ký hiệu của S_{xx} , chỉ số thứ nhất (x) ký hiệu hướng vận chuyển động năng (qua một mặt vuông góc với trục x) và chỉ số thứ hai ký hiệu thành phần của động năng được vận chuyển (x).

Về mặt nguyên tắc, giá trị của S_{xx} định nghĩa theo (8.1) có thể được tính toán dựa theo bất cứ một lý thuyết sóng nào. Với các sóng trọng lực bề mặt tiến, có thể xác định được phần đóng góp vào S_{xx} của áp suất và của thành phần vận tốc theo phương nằm ngang với độ chính xác bậc 2 như sau:

$$\overline{\int_{-h}^{\zeta} p dz} - \frac{1}{2} \rho g h^2 = (n-1)E \quad (8.3)$$

và:

$$\overline{\int_{-h}^{\zeta} \rho u^2 dz} = nE \quad (8.4)$$

vậy:

$$S_{xx} = (2n - 1)E \quad (8.5)$$

Chú ý rằng cho dù S_{xx} tỷ lệ với mật độ năng lượng E , không nên nghĩ rằng S_{xx} biểu thị năng lượng sóng trên một đơn vị diện tích. Ý nghĩa vật lý của S_{xx} là tốc độ vận chuyển động năng qua một đơn vị chiều dài, hay là lực tác động lên một đơn vị chiều dài (trong hệ SI, đơn vị của nó là N/m).

8.3 Nước dâng do sóng: trường hợp 1 chiều

Phần này sẽ xem xét sự thay đổi của mực nước gây ra do sóng tiến vào bờ theo hướng vuông góc và chỉ chịu ảnh hưởng thuần túy của hiệu ứng nước nông. Các định nghĩa cơ bản được trình bày trên hình 8.1.

Sự thay đổi của mực nước trung bình do sóng gây ra trên mực chuẩn ($z = 0$ trong điều kiện nước tĩnh SWL) được ký hiệu là $\bar{\zeta}$. Nói chung nó thay đổi theo x . Độ sâu trung bình địa phương (h) là tổng của $\bar{\zeta}$ và độ sâu đáy (h_b) đối với mực chuẩn:

$$h = h_b + \bar{\zeta} \quad (8.6)$$

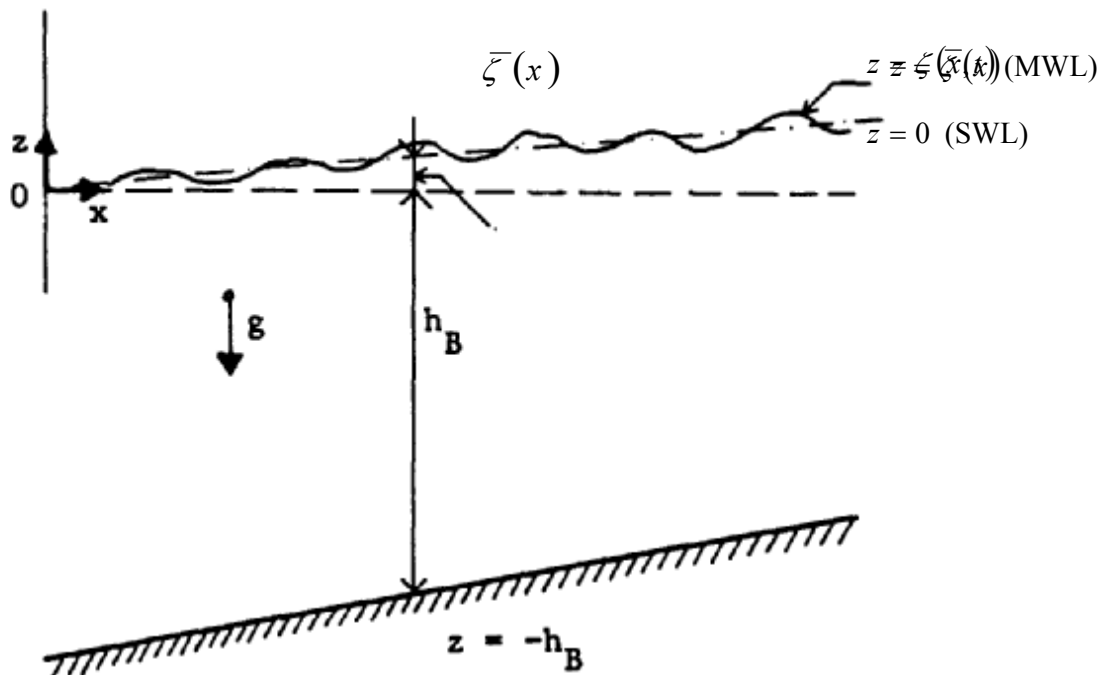
Khi xác định giá trị của S_{xx} trong hệ tọa độ này, cần phải chú ý rằng ζ hiện tại khác 0 tại mọi vị trí. Vì vậy:

$$S_{xx} = \overline{\int_{-h_b}^{\zeta} (p + \rho u^2) dz} - \int_{-h_b}^{\bar{\zeta}} p_0 dz \quad (8.7)$$

Trong đó đóng góp của áp suất thủy tĩnh được xác định như sau

$$\int_{-h_b}^{\bar{\zeta}} p_0 dz = \int_{-h_b}^{\bar{\zeta}} \rho g (\bar{\zeta} - z) dz = \frac{1}{2} \rho g (\bar{\zeta} + h_b)^2 = \frac{1}{2} \rho g h^2 \quad (8.8)$$

Cũng không cần phải nhắc lại rằng giá trị của S_{xx} vẫn được cho bởi (8.5) vì rằng các đại lượng trong công thức đó không phụ thuộc vào hệ tọa độ.

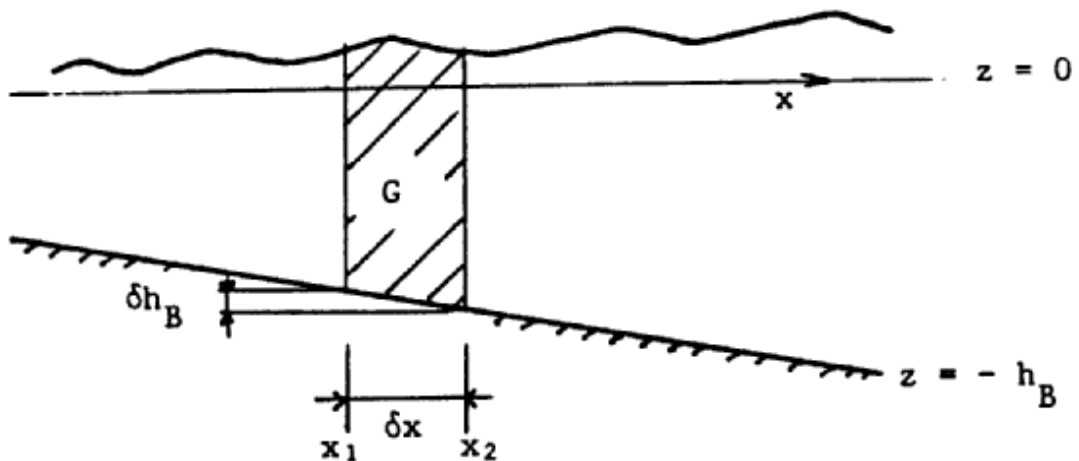


Hình 8.1 Hệ tọa độ và các ký hiệu

Để tính $\bar{\zeta}$ như là một hàm của x , chúng ta hãy xem giá trị trung bình thời gian của cân bằng động năng theo phương x trong một thể tích kiểm tra G có một mặt cắt thiết diện hình chữ nhật với các cạnh có chiều dài vô cùng bé ($\delta x \delta y$) và có chiều cao từ đáy tới mặt nước như trên hình 8.2.

Trong trường hợp thuần túy chỉ có hiệu ứng nước nông của một sóng điều hoà lan truyền vào bờ trên một đáy không thấm, giá trị trung bình thời gian của thành phần vận tốc theo hướng vào bờ, được lấy trung bình theo phương thẳng đứng, nhất định phải bằng 0. Vì lý do này, có thể bỏ qua giá trị trung bình thời gian của ứng suất cắt tác động lên đáy. Vì vậy giá trị trung bình thời gian của cân bằng động lượng theo phương trục x trở thành:

$$\int_{-h_B}^{\zeta} (p + \rho u^2) dz \Big|_{x=x_1} + \bar{p}_b \delta h_B = \int_{-h_B}^{\zeta} (p + \rho u^2) dz \Big|_{x=x_2} \quad (8.9)$$



Hình 8.2 Thể tích kiểm tra

Thế (8.7), (8.8) và $\delta h_B = (dh_B / dx)\delta x$ vào phương trình trên, ta có:

$$\frac{1}{2}\rho gh_1^2 + S_{xx1} + \bar{p}_B \frac{dh_B}{dx} \delta x = \frac{1}{2}\rho gh_2^2 + S_{xx2} \quad (8.10)$$

Ký hiệu sự thay đổi $S_{xx2} - S_{xx1}$ bằng δS_{xx} . Cũng làm tương tự như thế với

$(1/2)\rho gh^2$, (8.10) có thể được viết như sau:

$$\delta S_{xx} + \delta\left(\frac{1}{2}\rho gh^2\right) - \bar{p}_B \frac{dh_B}{dx} \delta x = 0 \quad (8.11)$$

Chia (8.11) cho δx và lấy giới hạn khi $\delta x \rightarrow 0$, và thế $\bar{p}_B = \rho gh$ và $h = h_B + \bar{\zeta}$ cho:

$$\frac{dS_{xx}}{dx} + \rho gh \frac{d\bar{\zeta}}{dx} = 0 \quad (8.12)$$

Biểu thức này cho ta thấy một cách rõ ràng mối cân bằng giữa gradient của S_{xx} và gradient của áp suất trung bình tích phân theo phương thẳng đứng.

Trong miền bên ngoài đối sóng nhào, có thể bỏ qua sự tiêu tán năng lượng sóng. Trong trường hợp này, cân bằng năng lượng trở thành $Enc = \text{constant} = E_0 n_0 c_0$. Nhờ đó mà có thể tính được sự biến đổi của E theo x và có thể tích phân được (8.12). Dùng điều kiện ban đầu $\bar{\zeta} = 0$ tại nước sâu, kết quả là:

$$\bar{\zeta} = -\frac{1}{8} \frac{kH^2}{\sinh 2kh} \quad (8.13)$$

Trong đó H là độ cao sóng địa phương có tính đến yếu tố nước nông K_s xác định theo lý thuyết tuyến tính ($H = K_s H_0$). Phương trình này cho ta sự hạ của mực nước khi vào gần bờ ("nước hạ"). Giá trị tính theo công thức (8.13) phù hợp rất tốt với các số liệu đo đạc, trừ gần điểm sóng vỡ.

Tại nước rất nông, (8.13) có thể được xấp xỉ bởi:

$$\bar{\zeta} = -\frac{1}{16} \frac{H^2}{h} \quad \text{cho} \quad kh \ll 1 \quad (8.14)$$

Tại điểm sóng vỡ mà ở đó $H = H_B = \gamma h_B$, (8.14) cho $\bar{\zeta} = -\frac{1}{16} \gamma H_B = -\frac{1}{16} \gamma^2 h_B$.

Với $\gamma \cong 0.8$, điều này tương ứng với $\bar{\zeta} \cong -\frac{1}{20} H_B = -\frac{1}{25} h_B$. Giá trị quan trắc của nước hạ tại điểm sóng vỡ nhỏ hơn giá trị này. Điều này là do những khiếm khuyết của lý thuyết sóng tuyến tính áp dụng cho các sóng gần vỡ.

Có thể tìm được một xấp xỉ đầu tiên của sự biến đổi của E và S_{xx} trong đới sóng vỡ bằng cách giả thiết rằng tỷ số H/h với các sóng vỡ là không đổi:

$$H(x) = \gamma h(x) \quad (8.15)$$

Kết hợp với xấp xỉ nước nông của (8.5), ta có:

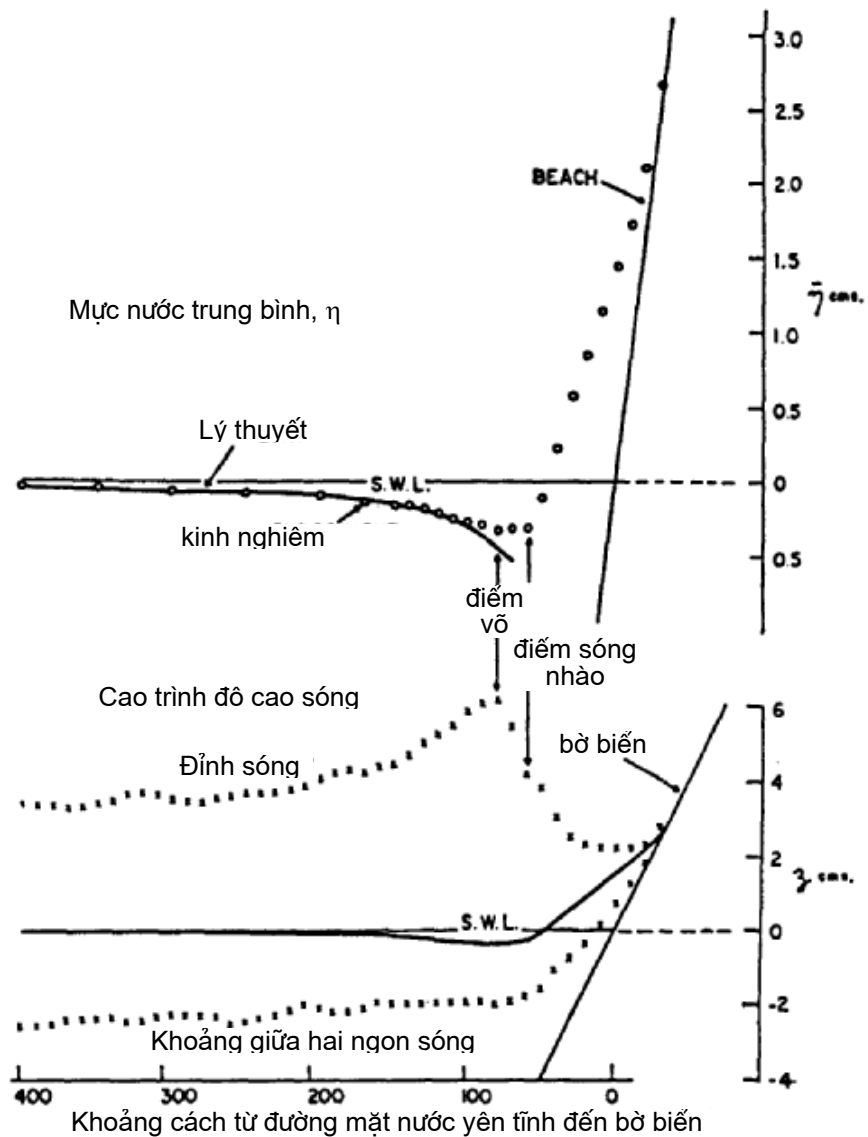
$$S_{xx} = (2n-1)E = \frac{3}{2} \left(\frac{1}{8} \rho g H^2 \right) = \frac{3}{16} \gamma^2 \rho g h^2 \quad (8.16)$$

Thế biểu thức này vào (8.12) cho:

$$\frac{d\bar{\zeta}}{dx} = -\frac{3}{8} \gamma^2 \frac{dh}{dx} \quad (8.17)$$

Hay là biểu thị qua độ dốc đáy:

$$\frac{d\bar{\zeta}}{dx} = -\frac{\frac{3}{8} \gamma^2 \frac{dh_B}{dx}}{1 + \frac{3}{8} \gamma^2} \quad (8.18)$$



Hình 8.3 Các giá trị của $\bar{\zeta}$ đo đạc trong phòng thí nghiệm (các số liệu với các ký hiệu là các vòng tròn rỗng) trên một mặt dốc 1:12; $T = 1.14$ s; $H = 6.45$ cm; $H_b = 8.55$ cm. Đường cong lý thuyết tính theo công thức 8.13. (Đường liền với ký hiệu “bãi biển” biểu thị một bề mặt có độ dốc 1:12, nguồn số liệu: Bowen và cộng sự (1968).

Công thức trên cho giá trị dâng của mực nước trung bình khi gần tới bờ (là kết quả của sự suy giảm của S_{xx} khi mà sóng tiêu tán năng lượng). Lượng tăng tổng cộng của mực nước trong đới sóng vỡ tính theo công thức (8.17) là $\frac{3}{8}\gamma^2 h_b$. Độ cao này vượt xa giá trị nước hạ tại điểm sóng vỡ.

8.4 Ứng suất bức xạ: trường hợp hai chiều

Mục trước giải quyết vấn đề về ứng suất bức xạ của sóng trong trường hợp sóng một chiều. Trong mục này, vấn đề về ứng suất bức xạ do sóng điều hoà lan truyền trong một mặt nằm ngang sẽ được tính đến. Kiến thức thu được sẽ giúp cho việc tiếp cận vấn đề về ứng suất bức xạ trong trường hợp sóng lan truyền trên một bề mặt hai chiều theo phương nằm ngang có địa hình đáy biển đổi chậm được dễ dàng hơn.

Một hệ toạ độ Đề các hai chiều sẽ được dùng ở đây. Trong hệ toạ độ này, vận tốc quỹ đạo của hạt nước theo các hướng x và y sẽ được ký hiệu là u and v ; hướng truyền sóng tính từ hướng trục x được ký hiệu là θ .

Hãy xem xét một mặt phẳng có chiều rộng đơn vị vuông góc với trục x tại x như cho thấy trên hình 8.2. Các hạt nước khi đi qua mặt này với vận tốc theo hướng vuông góc u giờ đây không chỉ vận chuyển động năng theo hướng trục x (có giá trị ρu trên một đơn vị thể tích) với vận tốc $u(\rho u) = \rho u^2$ qua một đơn vị diện tích mặt phẳng mà còn vận chuyển động năng theo hướng trục y (có giá trị ρv trên một đơn vị thể tích) với vận tốc $u(\rho v) = \rho uv$ qua một đơn vị diện tích mặt phẳng. Quá trình này không chỉ tạo ra thành phần xx của ứng suất bức xạ định nghĩa trong các phương trình 8.7 và 8.8 (như trước đây) mà còn tạo ra thành phần xy của ứng suất bức xạ, định nghĩa như sau:

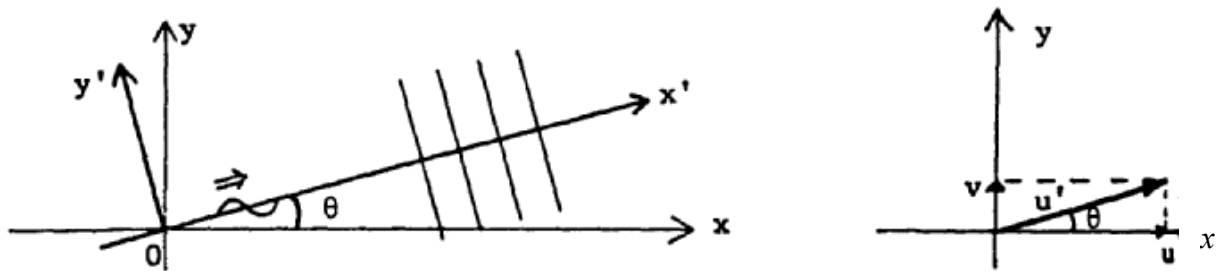
$$S_{xy} = \overline{\int_{-h_b}^{\zeta} u(\rho v) dz} \quad (8.19)$$

Tương tự, việc xem xét sự vận chuyển của các thành phần động năng theo hướng các trục x và y qua một mặt phẳng có chiều rộng đơn vị vuông góc với trục y tại y cho các thành phần yx và yy của ứng suất bức xạ, định nghĩa như sau:

$$S_{yx} = \overline{\int_{-h_b}^{\zeta} v(\rho u) dz} \quad (8.20)$$

và:

$$S_{yy} = \overline{\int_{-h_b}^{\zeta} (p + \rho v^2) dz} - \frac{1}{2} \rho gh^2 \quad (8.21)$$



Hình 8.4 Định nghĩa ứng suất bức xạ của một sóng hình sin

Cần phải nhận thấy rằng ứng suất bức xạ biểu thị sự vận chuyển động năng qua một bề mặt, vì thế nó là lực mật. Chỉ số đầu tiên trong ký hiệu của ứng suất bức xạ trong các phương trình từ (8.19) tới (8.21) biểu thị trục mà bề mặt được xem xét vuông góc với và chỉ số thứ hai chỉ hướng chiếu của thành phần ứng suất. Rõ ràng là S_{xx} và S_{yy} tương ứng biểu thị lực tác dụng vuông góc với các bề mặt vuông góc với các trục x và y trong khi S_{xy} và S_{yx} lần lượt biểu thị các lực tác dụng theo các phương tiếp tuyến với bề mặt.

Căn cứ vào các định nghĩa như trong các phương trình (8.1), (8.19) tới (8.21), có thể dễ dàng thấy rằng tensor ứng suất bức xạ là một tensor đối xứng, và vì vậy $S_{xy} = S_{yx}$.

Bây giờ hãy xem xét một sóng hình sin lan truyền theo hướng Ox' tạo một góc θ với trục x , như chỉ ra trên hình 8.4.

Hãy xem xét tốc độ vận chuyển động năng do bình lưu trong chuyển động sóng qua một bề mặt vuông góc với hướng x' . Khi đó, thành phần của ứng suất bức xạ $S_{x'x'}$ biểu thị sự vận chuyển của thành phần động năng theo phương x' qua một bề mặt vuông góc với x' . Cần phải nhận thấy rằng ứng suất này không chứa áp suất sóng, được xem là đẳng hướng. Hình chiếu của ứng suất này trên trục x là thành phần theo trục x của động năng được vận chuyển bằng bình lưu qua một mặt phẳng có chiều rộng đơn vị vuông góc với trục x' và bằng $S_{x'x'} \cos \theta$. Vì vậy, thông lượng động năng bình lưu qua một mặt phẳng có chiều rộng đơn vị vuông góc với trục x là $S_{x'x'} \cos \theta \cos \theta = S_{x'x'} \cos^2 \theta$. Kết quả là nếu như kể tới cả áp suất sóng thì các thành phần của ứng suất bức xạ theo các hướng x và y là:

$$S_{xx} = \left(n \cos^2 \theta + n - \frac{1}{2} \right) E \quad (8.22)$$

Một cách tương tự:

$$S_{xy} = S_{yx} = (n \cos \theta \sin \theta) E \quad (8.23)$$

$$S_{yy} = \left(n \sin^2 \theta + n - \frac{1}{2} \right) E \quad (8.24)$$

Các biểu thức này với ứng suất bức xạ sẽ được dùng để tính dòng do sóng gây ra cũng như thay đổi của mực nước trung bình trong trường hợp có địa hình đáy cho trước. Trong mục sau, ta sẽ xem xét một trường hợp mà về mặt nguyên tắc là hai chiều, nhưng trong thực tế có thể bỏ qua mối liên hệ vào một tọa độ.

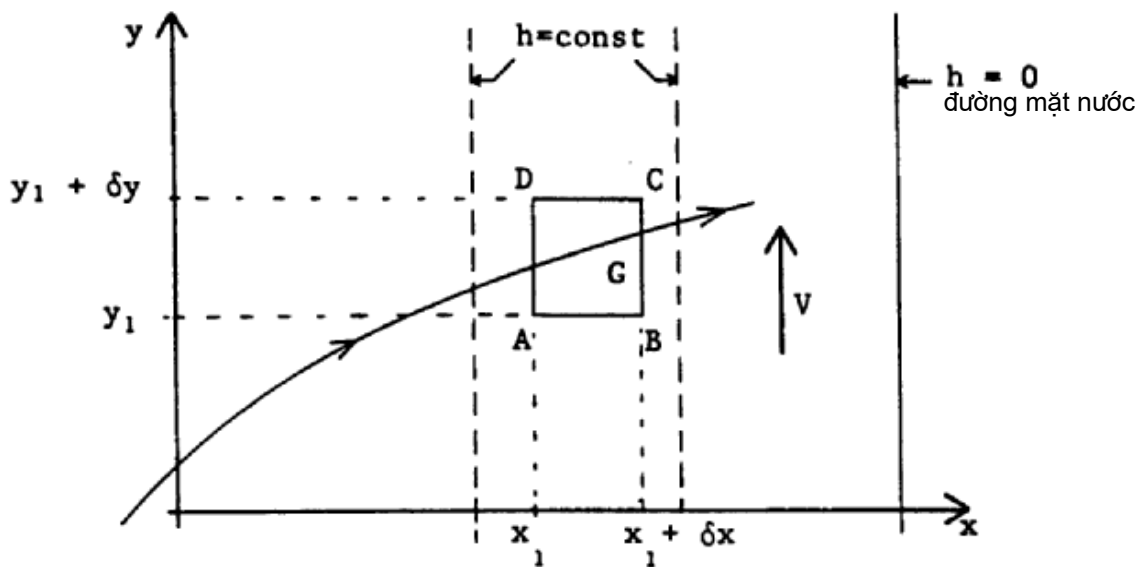
8.5 Dòng ven do sóng tạo ra

Từ các quan trắc người ta đã biết rằng các sóng tới bờ theo một góc xiên sẽ tạo ra một dòng trung bình dọc theo bờ. Trong mục này, ta sẽ xem xét lực mà trường sóng tạo ra để tạo ra dòng chảy đó. Quá trình xem xét sẽ giới hạn cho trường hợp đáy có những đường đẳng sâu thẳng, song song. Ta cũng sẽ giả thiết là các quá trình động lực không thay đổi dọc theo các đường đẳng sâu (đồng nhất dọc theo bờ).

Chúng ta chọn trục x vuông góc với bờ và trục y song song với nó, như chỉ ra trên hình 8.5.

Các thành phần vận tốc dòng chảy trung bình theo thời gian và độ sâu theo các hướng (x,y) sẽ được ký hiệu là (U,V) . Thành phần vuông góc với bờ (U) là bằng 0 vì giả thiết đồng nhất dọc theo bờ và giả thiết đáy không thấm. Ta hãy xem xét sự biến đổi của thành phần vận tốc song song với bờ (V) theo khoảng cách từ bờ.

Để tính lực mà sóng tạo ra trên một đơn vị bề mặt, ký hiệu là R_y , ta hãy xem xét cân bằng của lượng động năng vận tải vào ra một thể tích kiểm tra G như chỉ trên hình 8.5.



Hình 8.5 Dòng chảy do sóng tạo ra trên một bãi biển đồng nhất.

Lượng động năng do sóng tạo ra theo phương trục y đi vào G qua cạnh AB (vuông góc với trục y) là $S_{yy1} \delta x$, trong đó chỉ số 1 có nghĩa là $y = y_1$. Lượng động năng đi ra khỏi G qua CD , sẽ được ký hiệu là S_{yy2} . Do giả thiết đồng nhất theo hướng đường bờ, $S_{yy1} = S_{yy2}$, và đóng góp qua các cạnh AB và CD khử lẫn nhau.

Lượng động năng do sóng tạo ra theo phương trục y đi vào G qua cạnh AD (vuông góc với trục x) là $S_{xy1} \delta y$, với chỉ số 1 có nghĩa là $x = x_1$. Lượng động năng đi ra qua BC là $S_{xy2} \delta y$. Lượng động năng dư được đưa vào trong G (tức là lực do sóng tạo ra theo phương trục y tác động lên nước ở trong G) do đó bằng với $(S_{xy1} - S_{xy2}) \delta y$. Giá trị này có thể được xấp xỉ là $-(\partial S_{xy} / \partial x) \delta x \delta y$, và do vậy lực do sóng tạo ra trên một đơn vị diện tích (R_y) là:

$$R_y = -\frac{\partial S_{xy}}{\partial x} = -\frac{\partial}{\partial x} (En \cos \theta \sin \theta) \quad (8.25)$$

Để đánh giá độ lớn của lực này phụ thuộc vào khoảng cách từ bờ, ta sử dụng khái niệm cân bằng năng lượng sóng có tính đến hiệu ứng nước nông, khúc xạ và tiêu tán. Cân bằng năng lượng trong trường hợp được xem xét cho ta:

$$\frac{\partial P_x}{\partial x} + D = 0 \quad (8.26)$$

trong đó P_x là thành phần vận chuyển vào bờ của thông lượng năng lượng, và D là tốc độ tiêu tán năng lượng trên một đơn vị diện tích. Giá trị của P_x được cho bởi:

$$P_x = P \cos \theta = Enc \cos \theta \quad (8.27)$$

trong đó θ được xác định theo định luật Snell về khúc xạ như sau:

$$\frac{\sin \theta}{c} = \text{constant} \quad (8.28)$$

Thế (8.27) và (8.28) vào (8.25) cho ta:

$$R_y = -\frac{\sin \theta}{c} \frac{\partial P_x}{\partial x} \quad (8.29)$$

Biểu thức này theo (8.26) có thể được viết là

$$R_y = \frac{\sin \theta}{c} D \quad (8.30)$$

Vì vậy có thể thấy rằng lực tạo dòng chảy do sóng tỷ lệ với vận tốc tiêu tán năng lượng. Điều này giải thích tại sao dòng chảy sóng chỉ tập trung trong đới sóng nhào.

Bỏ qua sự tiêu tán năng lượng bên ngoài đới sóng nhào cho ta:

$$R_y = 0 \quad \text{ngoài đới sóng nhào} \quad (8.31)$$

Để có thể tìm được một biểu thức hiện cho R_y bên trong đới sóng nhào phụ thuộc vào các thông số sóng và bãi, cần phải xác định rõ ràng tốc độ tiêu tán năng lượng do sóng vỡ. Một phương pháp giống như trong mục 8.3 được dùng để đánh giá bậc đại lượng. Dùng (8.15) thế vào (8.27) và (8.29) cũng như xấp xỉ nước nông $n \cong 1$, $c \cong (gh)^{1/2}$ và $\cos \theta \cong 1$ cho ta:

$$R_y = -\frac{5}{16} \gamma^2 \frac{\sin \theta_0}{c_0} \rho gh (gh)^{1/2} \frac{dh}{dx} \quad (8.32)$$

trong đới sóng vỡ.

Trong trường hợp được xem xét ở đây, gia tốc của dòng chảy theo hướng dọc bờ bằng

0 (vận tốc dòng chảy ổn định và đồng nhất) và do vậy có sự cân bằng giữa lực gây dòng chảy và lực cản. Lực ứng suất cắt tại đáy là lực cản quan trọng nhất. Ký hiệu thành phần theo phương trục y của ứng suất cắt tác dụng lên nước tại đáy $\bar{\tau}_y$. Bỏ qua ứng suất cắt theo phương x , cân bằng trung bình của thành phần động năng y trở thành:

$$R_y = \bar{\tau}_y \quad (8.33)$$

Để tính vận tốc dòng chảy V theo hướng dọc bờ từ công thức này, cần biết mối liên hệ của $\bar{\tau}_y$ và V (và các tham số khác). Có thể tìm được một mô hình đơn giản bằng cách giả thiết một lực cản tương tự trong dòng chảy ổn định khi không có sóng:

$$\bar{\tau}_y = \lambda \rho V^2 \quad (8.34)$$

Trong dòng chảy đều và ổn định, nhân tố cản λ phụ thuộc vào số Reynolds và độ gồ gề tương đối, cả hai đại lượng này phụ thuộc vào độ sâu. Trong trường hợp đang xem xét, λ bị ảnh hưởng bởi sóng. Một mô hình trước đây có tính đến ảnh hưởng này là mô hình Bijker (1967).

Longuet-Higgins (1970) cho một công thức hiện với giả thiết là $\sin \theta \ll 1$ (trong đới sóng vỡ) và $V \ll \hat{u}_b$, trong đó \hat{u}_b là biên độ của dao động sóng gần đáy ($\hat{u}_b = u_{z=-h} = \omega a / \sinh kh$). Kết quả của ông cho:

$$\bar{\tau}_y = \frac{2}{\pi} C_r \rho \hat{u}_b V \quad (8.35)$$

trong đó C_r là nhân tố lực cản không thứ nguyên, được đưa vào trong (7.2). Kết hợp (8.32), (8.33) và (8.35), và thế xấp xỉ nước nông của \hat{u}_b vào (8.35), ta có:

$$V = -\frac{5\pi}{16} \gamma C_r^{-1} \frac{\sin \theta_0}{c_0} gh \frac{dh}{dx} \quad (8.36)$$

cho dòng chảy trong đới sóng vỡ. Ngoài đới sóng vỡ, $V = 0$.

Dường như ở trong phép xấp xỉ ở trên thì V biến đổi đột ngột từ một giá trị 0 ngoài đới sóng vỡ thành một giá trị khác 0 ngay trong đới sóng vỡ và sau đó giảm dần tới 0 tại đường bờ. Sự biến đổi đột ngột này là không thực tế, do hai phép đơn giản hoá trong mô hình:

(a) Giả thiết thay đổi đột ngột của tốc độ tiêu tán năng lượng tại đường sóng vỡ.

(b) Bỏ qua trao đổi động năng theo hướng dọc bờ (do ứng suất rối ngang trên một mặt đứng).

Giả thiết (a) là phổ biến cho các sóng chu kỳ. Mô hình sử dụng giả thiết này có thể cho một profile dòng chảy liên tục và mềm mại chỉ trong trường hợp có tính đến ứng suất cắt rối ngang (Bowen, 1969; Longuet-Higgins, 1970). Phần lớn những nghiên cứu này sử dụng một số giả thiết cho trước không cho mối liên hệ giữa rối và sóng vỡ. Battjes (1975) đã xây dựng một lý thuyết trong đó cường độ rối liên hệ với tốc độ tiêu tán năng lượng địa phương do sóng vỡ. Lý thuyết này được Visser (1984) áp dụng để tính profile vận tốc dòng ven.

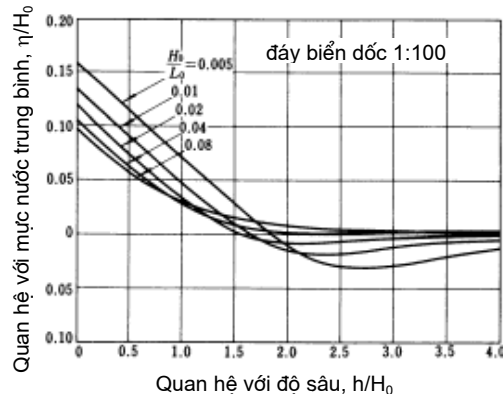
8.6 Nước dâng sóng gây ra do sóng vỡ

Có thể tính nước dâng sóng tại đường bờ gây ra do sóng ngẫu nhiên vỡ theo phương pháp của Goda (2000). Trong mô hình này, mực nước trung bình $\bar{\zeta}$ trên một bãi biển đồng nhất theo hướng dọc bờ có thể được xác định bằng cách tích phân số trị phương trình vi phân sau từ nước sâu tới bờ:

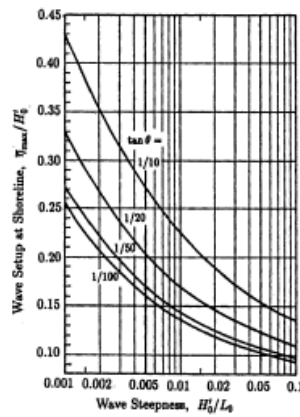
$$\frac{d\bar{\zeta}}{dx} = -\frac{1}{(\bar{\zeta} + h)} \frac{d}{dx} \left[\frac{1}{8} \overline{H^2} \left(\frac{1}{2} + \frac{4\pi h/L}{\sinh(4\pi h/L)} \right) \right] \quad (8.37)$$

với $\overline{H^2}$ ký hiệu trung bình bình phương của độ cao sóng ngẫu nhiên. Bản thân độ cao sóng bị ảnh hưởng bởi sự dâng mực nước trung bình gây ra do quá trình sóng vỡ, và do vậy những biến đổi của phân bố mực nước trung bình và độ cao sóng phải được xem xét đồng thời. Lượng nước dâng tại một vùng bờ biển có độ dốc đồng nhất đã được Goda (1975) tính toán bằng cách sử dụng một mô hình sóng ngẫu nhiên vỡ. Kết quả tính toán được trình bày trên Hình 8.6. Hình này cho kết quả tính lượng nước dâng do sóng tại một vùng bờ có độ dốc đồng nhất bằng 1/100. Lượng nước dâng tăng lên khi mà bãi dốc hơn và độ dốc sóng nhỏ hơn. Sóng có độ dốc nhỏ có thể tạo ra sự hạ thấp mực nước (nước hạ) trong khoảng $h/H_0' = 2$ tới 4.

Như đã chỉ ra trên Hình 8.6, độ cao nước dâng tại bờ có bậc $0.1H_0'$. Có thể được phát hiện lượng nước dâng này nhờ các marigrams. Cục xây dựng cảng địa phương I, Nhật bản (NID, 1971) đã kiểm chứng sự về độ cao nước dâng có giá trị $0.1H_0'$ bằng cách so sánh đường mực nước ghi được nhờ triều ký với số liệu sóng. Các vùng bờ có độ dốc lớn thường cho giá trị độ cao nước dâng lớn.



Hình 8.6 Biến đổi của mực nước trung bình do ảnh hưởng của nước nông và sự vỡ của sóng ngẫu nhiên



Hình 8.7 Độ cao nước dâng tại một vùng bờ có độ dốc đáy đồng nhất (Goda, 1975)

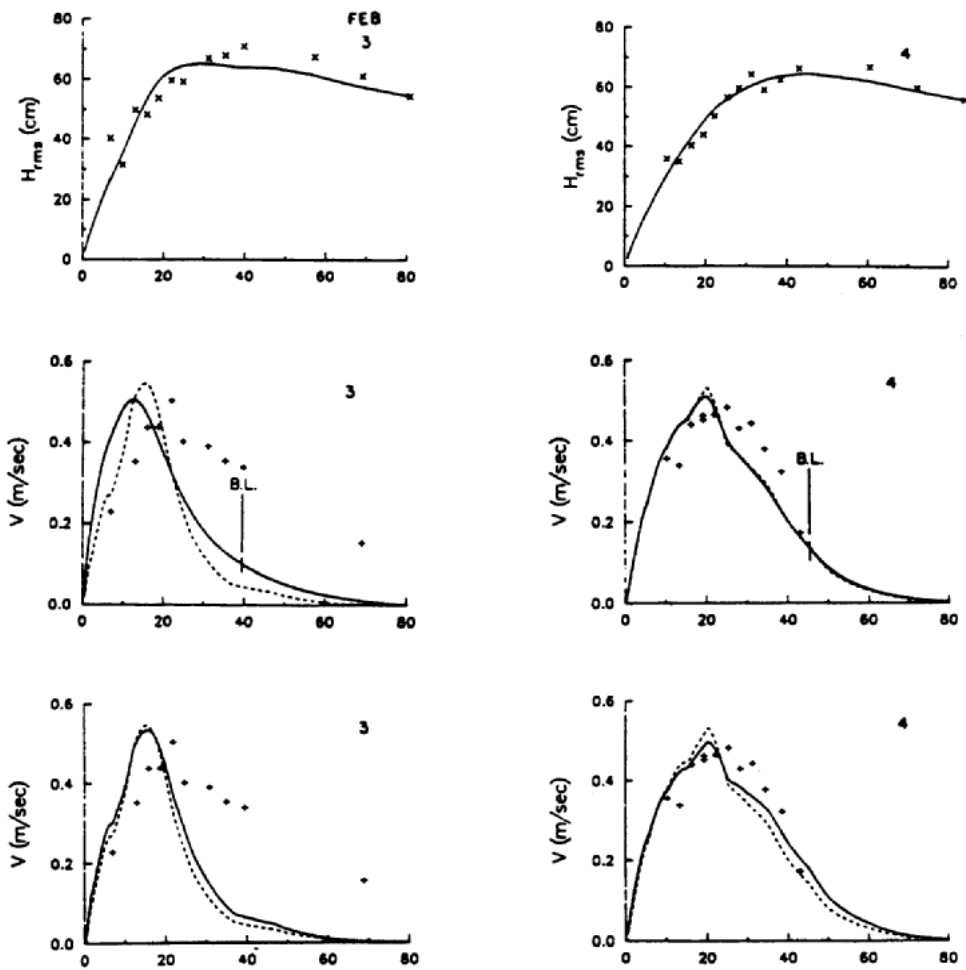
Hình 8.7 giải thích kết quả tính toán nước dâng sóng được Goda (1975) tiến hành có dùng một mô hình sóng vỡ của sóng ngẫu nhiên. Độ chính xác của các giản đồ trên hình 8.7 đã được khẳng định bằng các kết quả đo đạc của Yanagishima và Katoh (1990). Họ phân tích các số liệu mực nước trung bình 1 năm đo tại một cầu quan trắc tại Hazaki, Ibaraki, Nhật Bản. Mực nước thủy triều thiên văn cũng như những biến đổi mực nước do thay đổi áp suất không khí và nước dâng do gió được khử. Mối liên hệ giữa độ cao nước dâng còn lại với độ cao và chu kỳ sóng có nghĩa tại một trạm ngoài khơi còn lại được thiết lập. Độ dốc đáy biển trung bình tại điểm quan trắc là 1/60, và độ dốc sóng tại nước sâu thay đổi từ 0.01 tới 0.04. Trong giới hạn các số liệu này, độ cao nước dâng do sóng đã được chuẩn hoá $\bar{\zeta} / H'_0$ (H'_0 là độ cao sóng tại nước sâu tương đương) tỷ lệ một cách gần đúng với $(H'_0 / L_0)^{-2}$ và độ cao nước dâng quan trắc được phù hợp tốt với giá trị tìm được từ hình 8.7. Độ cao nước dâng do sóng bão cũng được quan trắc tại trạm quan trắc Cảng Kashima, cách Hazaki khoảng 15 km về phía bắc. Tuy nhiên, độ cao nước dâng ở đây chỉ vào khoảng nửa độ cao nước dâng tại Hazaki. Sự dâng của mực nước trong cảng dường như

chịu ảnh hưởng của địa hình xung quanh, đập chắn sóng v.v.

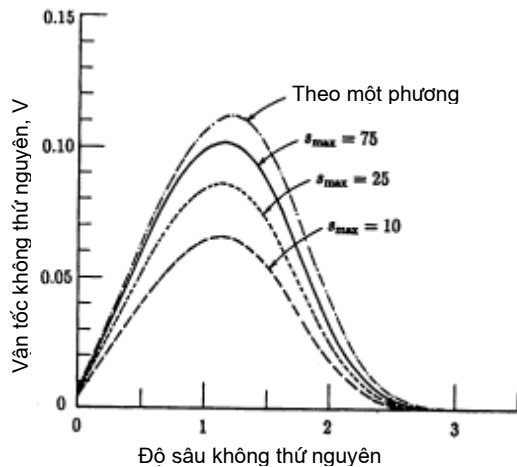
8.7 Dòng ven do sóng ngẫu nhiên gây ra trên một bãi phẳng

Dự báo lý thuyết về sự thay đổi đột ngột của vận tốc dòng chảy dọc bờ xuất phát từ việc các sóng điều hoà vỡ tại một vị trí cố định và tạo nên sự thay đổi đột ngột của gradient ứng suất bức xạ. Trong một chuỗi sóng phi điều hoà, các sóng đơn vỡ trong một khoảng rộng trong đới sóng vỡ. Độ lớn của ứng suất bức xạ vì vậy mà thay đổi từ từ, và vận tốc dòng chảy dọc bờ thay đổi đều đặn trong đới sóng vỡ. Battjes (1974) là người đầu tiên tính vận tốc dòng chảy trong đới sóng vỡ do sóng ngẫu nhiên tạo ra. Ông tìm được một profile của vận tốc dòng chảy theo hướng bờ thay đổi một cách đều đặn mà không cần tới xáo trộn nhân tạo. Trong các mô hình này, tốc độ tiêu tán năng lượng sóng thay đổi đều đặn từ nước sâu tới bờ và tỷ lệ với phần sóng bị vỡ (Battjes, 1972, 1974; Battjes và Janssen, 1978; Battjes and Stive, 1985; Thornton và Guza, 1983). Các mô hình như thế tạo ra các profile dòng ven đều đặn và phù hợp với thực tế cho dù bỏ qua hoàn toàn ứng suất rối bên. Một so sánh với quan trắc hiện trường được cho trên Hình 8.8.

So với sóng ngẫu nhiên đơn hướng, các sóng ngẫu nhiên đa hướng tạo ra dòng ven yếu hơn. Đối với sóng ngẫu nhiên đa hướng, năng lượng sóng trải đều xung quanh hướng sóng chính. Năng lượng này tạo ra sự giảm của thành phần ứng suất bức xạ theo phương vuông góc với phương truyền sóng S_{xy} mà gradient của nó là lực tạo ra dòng ven, như Longuet-Higgins đã đề xuất

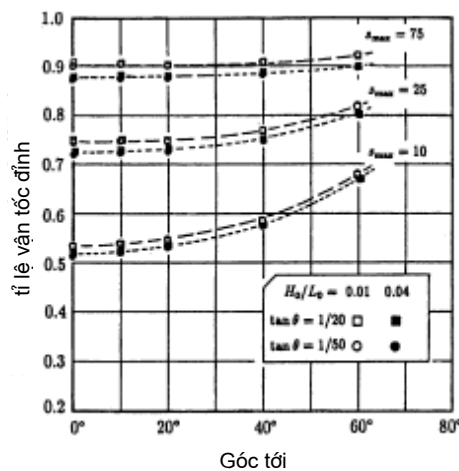


Hình 8.8 Trên: độ cao sóng trung bình bình phương (H_{rms}) phụ thuộc vào khoảng cách theo hướng vuông góc với bờ; tính toán (đường liền) và đo đạc (điểm).
 Trung tâm: vận tốc dòng ven (v) phụ thuộc vào khoảng cách theo hướng vuông góc với bờ; tính toán với ứng suất cắt tại đáy tuyến tính có xáo trộn (đường liền) và không xáo trộn (đường đứt) và đo đạc (điểm).
 Dưới: vận tốc dòng ven (v) phụ thuộc vào khoảng cách theo hướng vuông góc với bờ; tính toán với ứng suất cắt tại đáy phi tuyến (đường liền) và tuyến tính (đường đứt) và đo đạc (điểm). (Theo Thornton và Guza, 1985).



Hình 8.9 Hiệu ứng của thông số phân bố hướng đối với profile vận tốc dòng ven trên một bãi biển phẳng với độ dốc $\tan \theta = 1/50$ với sóng tới có $H_0/L_0 = 0.01$ và hướng sóng tới chính tại nước sâu $\alpha_0 = 40^\circ$.

Lượng suy giảm trong vận tốc dòng ven gây ra do phân bố hướng bị ảnh hưởng bởi góc sóng tới. Hình 8.10 cho ta mức độ suy giảm của vận tốc gây ra do sự trải rộng hướng sóng. Tung độ là tỷ số giữa vận tốc cực đại gây bởi sóng ngẫu nhiên đa hướng và sóng ngẫu nhiên đơn hướng và hoành độ là góc sóng tới tại nước sâu. Tỷ số vận tốc $(V_{\max})_{dir} / (V_{\max})_{ini}$ giảm khi mà hướng sóng tới nhỏ hơn và thông số phân tán hướng s_{\max} giảm. Mức độ suy giảm vận tốc còn bị ảnh hưởng một chút bởi dạng của phổ tần số: đỉnh phổ càng nhọn thì mức độ suy giảm vận tốc dòng ven do phân tán hướng càng ít.



Hình 8.10 Tỷ số giữa vận tốc dòng ven cực đại gây ra do sóng ngẫu nhiên đa hướng và

Chương 9 LỰC SÓNG LÊN CÁC CÔNG TRÌNH

9.1 Giới thiệu chung

Chương này giải quyết các vấn đề liên quan tới áp lực của sóng lên các công trình.

Việc xác định áp lực của sóng lên các công trình ngoài khơi và ven bờ là một trong những nhiệm vụ quan trọng nhất trong thiết kế công trình. Có rất nhiều loại công trình ngoài khơi như sân bay, cầu cảng, nhà nổi v.v... có dạng chân cắm xuống cát, nổi, có trụ hình vuông, hình tròn. Những dạng công trình ven bờ đặc trưng là kè, đê và đập chắn sóng.

Sự phức tạp của quá trình tương tác giữa sóng và công trình làm cho việc tính toán áp lực sóng rất khó khăn. Hơn nữa, vì tính phi tuyến của sóng đại dương, không tồn tại một lý thuyết toán học phi tuyến thích hợp để dự báo áp lực của sóng lên công trình. Do vậy, có ba phương pháp sau để tính áp lực sóng lên công trình: (a) Phương trình Morison, (b) Lý thuyết Froude-Krylov (c) Lý thuyết nhiễu xạ. Sự phân biệt giữa các phương pháp này sẽ được mô tả dưới đây.

Phương trình Morison có thể được áp dụng nếu như dòng chảy tới một công trình nào đó bị tách khỏi công trình và tạo ra một miền xoáy lẫn lộn tại phía trước và phía sau công trình. Như vậy, khi kích thước của công trình nhỏ so với bước sóng, phương trình Morison là thích hợp để đánh giá lực sóng lên công trình. Phương trình Morison bao gồm hai lực: lực quán tính và lực cản được cộng vào với nhau. Các hệ số của hai lực này là quán tính (hay khối lượng) và hệ số cản (do nhớt). Các hệ số này cần được xác định từ thí nghiệm.

Có thể áp dụng lý thuyết Froude-Krylov khi mà lực cản nhỏ so với lực quán tính nhưng kích thước của công trình vẫn còn là tương đối nhỏ. Trong trường hợp này, lực được tính bằng cách sử dụng áp suất sóng tới và phương pháp bề mặt áp suất. Phương pháp này có ưu điểm là đối với các công trình đối xứng, các lực này có thể được tìm dưới dạng khép kín và có thể dễ dàng xác định được các hệ số lực.

Khi mà kích thước công trình lớn, tức là khi mà công trình có chiều rộng bằng một phần đáng kể của bước sóng, sóng tới sau khi xô vào công trình sẽ bị phân tán hay nhiễu xạ. Trong trường hợp này, cần phải tính đến sự nhiễu xạ sóng khi tính áp lực sóng. Lý thuyết này thường được gọi là lý thuyết nhiễu xạ. Bằng phương pháp này, có thể tìm được lời giải giải tích trong một số trường hợp; tuy nhiên, lời giải thường cần một kỹ thuật tính toán nào đó, thí dụ phương pháp hàm Green, phương pháp phần tử hữu hạn hay phương pháp phần tử biên để giải phương trình Laplace với các điều kiện biên. Ta sẽ trình bày các phương pháp

số trị trong mục 9.6.

Ba số không thứ nguyên là số Reynolds, $R_e = U_m l / \nu$, thông số Keulegan-Carpenter, $KC = U_m T / l$, và thông số nhiễu xạ $\pi l / L$ có vai trò rất quan trọng trong việc xác định xem lý thuyết nào là thích hợp cho một vấn đề cụ thể. Ở đây U_m = vận tốc cực đại của hạt nước theo phương nằm ngang, l = kích thước dài (như bán kính) của công trình, ν = độ nhớt động học, T = chu kỳ sóng, và L = bước sóng.

Thông số KC đo mức độ quan trọng của lực cản và bằng tỷ số giữa khoảng cách dịch chuyển cực đại của hạt lỏng theo phương ngang và đường kính công trình. Thông số nhiễu xạ bằng tỷ số của chiều dài đặc trưng của hạt lỏng theo phương vuông góc với dòng chảy (như đường kính công trình) và bước sóng. Mức độ quan trọng tương đối của hai thông số này sẽ được thảo luận sau.

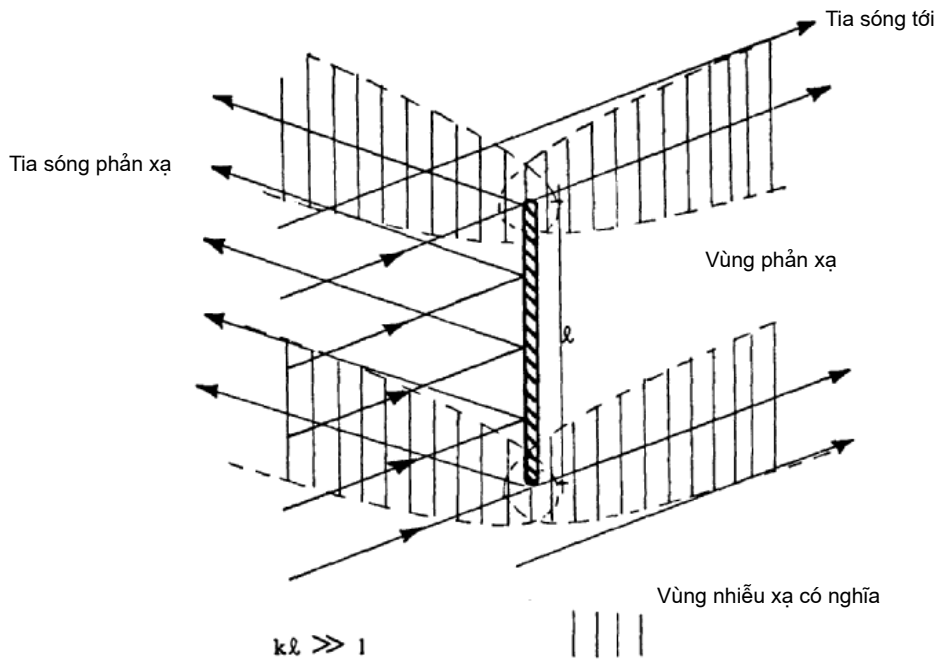
Đối với rất nhiều công trình ven bờ như kè, đê và đập phá sóng, sự tương tác giữa công trình và sóng tới thường có thể được xem là một vấn đề hai chiều (trong mặt phẳng thẳng đứng) về sóng tác động lên công trình, và do vậy có thể được nghiên cứu trên một mặt cắt (như trong một máng sóng trong phòng thí nghiệm). Điều này là đúng vì công trình đó thường là dài hơn bước sóng. Nếu công trình có một đầu tự do, thí dụ như đập phá sóng thì cần phải xử lý vấn đề ba chiều.

9.2 Các thông số và chế độ dòng chảy

Tương tự như trong mục 9.1, ký hiệu l là một độ dài đặc trưng của công trình theo phương vuông góc với dòng chảy hay là một kích thước dài tương đương nào đó (thí dụ như bán kính r của hình trụ tròn thẳng đứng). Xáo trộn mà công trình gây ra cho trường sóng tới, hay nói cách khác là sự phân tán sóng do công trình gây ra, được xác định bởi một thông số kl , với k là số sóng trước khi bị nhiễu động.

Như đã trình bày trong mục 9.1, kích thước tương đối của công trình so với bước sóng là rất quan trọng trong việc xác định chế độ chảy xung quanh công trình và lực tác động lên công trình. Do vậy, ta phân biệt ba trường hợp: $kl \gg 1$, $kl = O(1)$, và $kl \ll 1$.

Trường hợp $kl \gg 1$ được lý giải bằng một đập chắn sóng với l là chiều dài tổng cộng chỉ ra trên hình 9.1. Trong trường hợp này, sự nhiễu xạ xung quanh đầu đê và ảnh hưởng của nó lên chuyển động sóng gần đê bị giới hạn trong một khu vực có khoảng cách vài bước sóng từ đầu đê. Vậy, chuyển động sóng gần phần trung tâm đê còn lại có thể được xấp xỉ bằng lý thuyết tia (bỏ qua nhiễu xạ) có tính đến sóng phản xạ theo quy luật Snell.

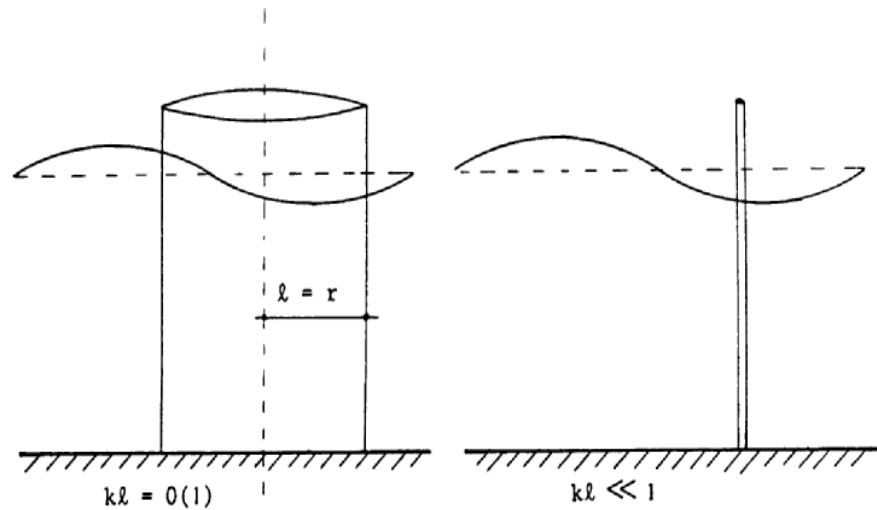


Hình 9.1 Trường sóng xung quanh một đập chắn sóng dài ngoài khơi

Như vậy, tại phần trung tâm của đập chắn sóng, có thể dùng hệ sóng đứng để xấp xỉ mặt lợ sóng và nước lặng để xấp xỉ mặt khuất sóng như là khi đập chắn sóng có chiều dài vô hạn. Trường hợp này sẽ được giải quyết sau trong mục 9.4.

Trường hợp $kl = O(1)$ và $kl \ll 1$ được giải thích như là một thí dụ về một hình trụ thẳng đứng (có bán kính r), có chiều cao từ mặt nước tới đáy như chỉ ra trên hình 9.2.

Trong cả hai trường hợp trên, sóng bị nhiễu xạ xung quanh hình trụ. Tuy nhiên, khác với trường hợp $kl \gg 1$, không thể bỏ qua nhiễu xạ tại bất cứ vị trí nào. Nói cách khác, nếu $kl = O(1)$ và $kl \ll 1$, quá trình nhiễu xạ trở nên quan trọng và đóng một vai trò đáng kể trong việc tạo thành lực sóng tác động lên công trình. Nếu $kl = O(1)$, sự nhiễu xạ sóng do công trình và các dạng nhiễu xạ phải được tính toán phục vụ đánh giá áp lực sóng. Nếu $kl \ll 1$, có thể bỏ qua sự tán xạ và sóng gần như là nhiễu xạ hoàn toàn xung quanh công trình (với hệ số nhiễu xạ tiệm cận 1). Vì vậy, trong trường hợp này không cần tính nhiễu xạ. Nói một cách khác, trường sóng trong trường hợp có một công trình mỏng cũng gần như trường sóng khi không có công trình (ngoại trừ ngay tại công trình, chỉ cách công trình một phần nhỏ của bước sóng $kl \ll 1$, chuyển động của nước mất tính chất của sóng và có thể coi là dòng chảy chuẩn đều phụ thuộc thời gian).



Hình 9.2 Các trường hợp có kích thước công trình gần bằng hay nhỏ hơn nhiều lần bước sóng

Cần phải tính sóng nhiễu xạ và tán xạ khi mà $kl = O(1)$. Tính toán này thông thường là dựa trên lý thuyết dòng chảy thế. Trong thực tế, chất lỏng nhớt chảy xung quanh mặt cứng và một lớp biên phát triển ngay tại bề mặt này. Trong lớp biên này, chuyển động là có xoáy. Tuy nhiên, với các giá trị số Reynolds lớn, như hầu hết các trường hợp thực tế, thì bề dày của lớp biên rất mỏng so với kích thước của công trình. Trong những trường hợp như thế thì phân bố áp suất tại bề mặt công trình có thể được xấp xỉ rất tốt bằng phương pháp dòng chảy thế trong trường hợp không có sự rời lớp biên.

Sự rời lớp biên có thể xảy ra do lực cản tại bề mặt rắn (do nhớt). Với các chuyển động bắt đầu từ trạng thái nghỉ, quá trình rời lớp biên chỉ xảy ra sau một khoảng thời gian nào đó từ thời điểm bắt đầu để đảm bảo đủ thời gian cho hiệu ứng của lớp biên tích tụ lại. Với các chuyển động dao động, khoảng thời gian giữa các thời điểm có dòng chảy ngược liên tiếp nhau có thể không đủ để tích tụ hiệu ứng lớp biên, và do vậy không có sự rời lớp biên. Thí dụ như với trường hợp dòng chảy xung quanh một hình trụ khi mà biên độ dịch chuyển của hạt nước (ký hiệu là $\hat{\chi}$) đối với hình trụ theo phương vuông góc với trục hình trụ không vượt quá bán kính hình trụ (r); hay nói một cách khác, nếu dịch chuyển của hạt nước từ cực điểm này tới cực điểm khác (ký hiệu là A , $A = 2\hat{\chi}$) không lớn hơn bán kính của hình trụ (D).

Nếu xảy ra sự rời lớp biên thì nó sẽ ảnh hưởng rất mạnh tới áp lực sóng lên công trình và phương pháp tiếp cận dòng chảy thế không thể áp dụng được nữa. Do đó, giá trị của tỷ số $\hat{\chi}/r$ (hay A/D) xác định liệu có thể dùng dòng chảy thế để tính toán lực sóng lên công trình không. Vì tỷ số này là rất quan trọng nên ta cho nó một ký hiệu riêng

$$\kappa = \frac{\hat{\lambda}}{r} = \frac{A}{D} \quad (9.1)$$

Với chuyển động hình sin, với biên độ vận tốc \hat{U} (trong mặt phẳng vuông góc với trục hình trụ) và tần số ω , tương đối với hình trụ, có thể biểu thị κ bằng công thức sau

$$\kappa = \frac{\hat{U}}{\omega r} \quad (9.2)$$

Có thể cho một diễn giải động lực học của κ như sau. Trong dòng chảy dao động với biên độ vận tốc \hat{U} và tần số ω , gia tốc địa phương ($\partial u / \partial t$) có bậc $\omega \hat{U}$, trong khi đó gia tốc bình lưu của dòng chảy xung quanh hình trụ có bán kính r có bậc \hat{U}^2 / r . Tỷ số của gia tốc bình lưu và gia tốc địa phương là bằng κ (xem phương trình 9.2). Vì vậy, với các giá trị κ nhỏ, sự không dừng của dòng chảy là thống trị và gradient áp suất xung quanh hình trụ có bậc $\rho \omega \hat{U}$. Với các giá trị κ lớn, dòng chảy trở nên chuẩn dừng, và gradient áp suất có bậc $\rho \hat{U}^2 / r$.

Một thông số về bản chất là bằng κ được dùng lần đầu bởi Keulegan và Carpenter (1958). Thông số này sau đó được đặt tên bằng tên của họ và được ký hiệu bằng các ký hiệu K hay KC . Nó được định nghĩa như sau

$$K \equiv \frac{\hat{U}T}{D} \quad (9.3)$$

trong đó $T = 2\pi / \omega$. Với các chuyển động hình sin, mối liên hệ giữa κ và K như sau

$$\kappa = \pi K \quad (9.4)$$

Các thông số kl và κ có tính chất rất khác nhau. Thông số thứ nhất cho tỷ số giữa bước sóng và đường kính hình trụ trong khi thông số thứ hai cho tỷ số giữa khoảng cách dịch chuyển của hạt nước và đường kính hình trụ. Do vậy, thông số thứ nhất xác định dạng nhiễu xạ của sóng quanh công trình (một hiện tượng của chất lỏng lý tưởng), trong lúc thông số thứ hai xác định liệu sự rời lớp biên có xảy ra không (một hiệu ứng của chất lỏng nhớt thực), và do vậy cho ta đánh giá xem liệu xấp xỉ chất lỏng lý tưởng có giá trị không.

Khoảng giá trị có thể có của κ phụ thuộc vào kl vì rằng sóng có một tỷ số giới hạn giữa dịch chuyển của hạt nước và bước sóng do sóng bị vỡ. Nói chung, người ta giả thiết rằng quá trình sóng vỡ xảy ra khi $\hat{U}_{\max} = c$. Thế công thức này và $c = \omega / k$ vào (9.2) cho ta

$$\kappa_{\max} = \frac{c}{\omega r} = \frac{1}{kr} \quad (9.5)$$

Vì vậy, κ and kl không thể đồng thời lớn hơn 1 rất nhiều. Điều này là một điều may

mắn vì rằng sóng tán xạ và sự rời lớp biên của dòng chảy là không quan trọng đối với các lực sóng tác động lên công trình một cách đồng thời. Vì vậy, khi tính áp lực sóng lên công trình, cần phải dùng hoặc là lý thuyết thế với sóng tán xạ và bỏ qua hiện tượng rời lớp biên, hoặc là chỉ tính đến hiệu ứng rời lớp biên (bằng các công thức thực nghiệm) và bỏ qua ảnh hưởng của sóng tán xạ. Hai trường hợp được phân biệt rõ ràng này sẽ lần lượt được giải quyết trong các mục 9.4 và 9.5. Các thảo luận tiếp theo về mối liên hệ giữa hai cách tiếp cận và giới hạn của chúng sẽ được trình bày trong mục 9.6. Trước hết, chúng ta sẽ trình bày tóm tắt trường hợp $kl \gg 1$.

9.3 Lực sóng lên một bức tường

Như đã nói trong các mục trước, trường hợp $kl \gg 1$ có thể được đặc trưng như là các trường hợp sóng tác động lên công trình. Các khía cạnh khác nhau của sóng trên một công trình có mặt dốc đã được xem xét trong chương 7. Mục này sẽ giải quyết vấn đề về áp lực sóng tác động lên một tường đứng khi mà sóng tới theo phương vuông góc với công trình.

Có thể dễ dàng mô tả chuyển động bằng phương pháp xấp xỉ tuyến tính. Phương pháp này cho phép chồng chất các lời giải biểu thị sóng tới và sóng phản xạ.

Ta giả thiết rằng một chuỗi sóng với bề mặt nước được cho bởi

$$\zeta_l = a \sin(\omega t - kx) \quad (9.5)$$

Các biểu thức tương ứng cho vận tốc hạt lỏng và áp suất được trình bày trong chương 3.

Chúng ta hãy xem xét một bức tường thẳng đứng không thấm. Ta có các điều kiện biên

$$v_x = 0 \quad \text{tại} \quad x = 0 \quad (9.6)$$

Điều kiện biên này được thỏa mãn bằng cách chồng chất sóng phản xạ lên sóng tới sao cho vận tốc nằm ngang của hạt nước (v_x) tại mặt tường tại tất cả các thời điểm là có độ lớn bằng và hướng ngược với vận tốc gây ra bởi sóng tới. Điều này yêu cầu mực nước do sóng phản xạ được mô tả dưới dạng

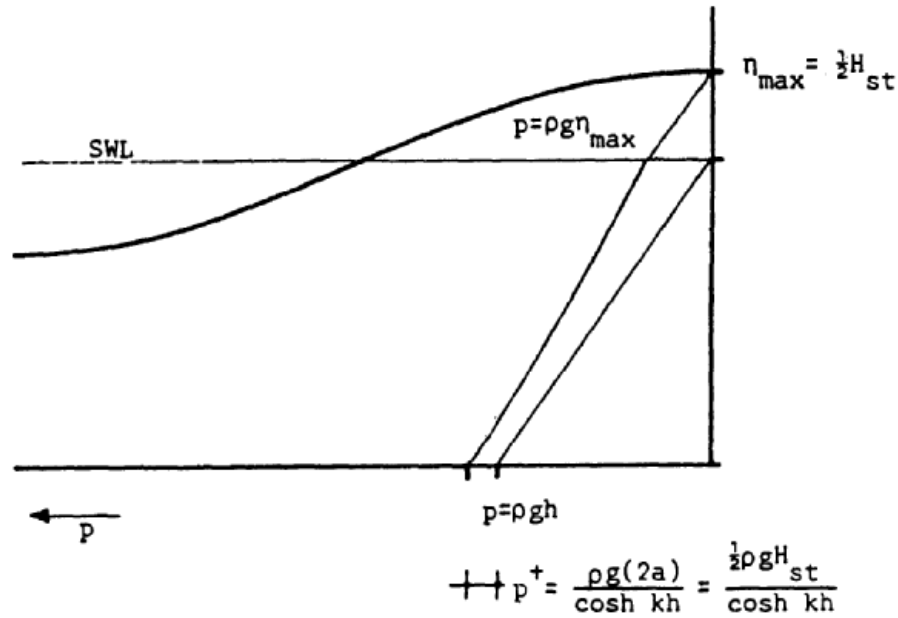
$$\zeta_r = a \sin(\omega t + kx) \quad (9.7)$$

Cộng (9.5) và (9.7) cho ta

$$\zeta = \zeta_l + \zeta_r = 2a \sin \omega t \cos kx \quad (9.8)$$

Đây là phương trình mô tả một sóng đứng. Biên độ của nó là $2a$ tại tất cả các điểm có $\cos kx = \pm 1$ (i.e. $x = n \times (1/2)L$, với $n = 0, 1, 2, \dots$ v.v.), còn được gọi là các điểm bụng, và bằng 0 tại tất cả các điểm có $\cos kx = 0$ (tức là $x = n \times (1/2)L - (1/4)L$, với $n = 0, 1, 2, \dots$), còn gọi là các điểm nút.

Vận tốc nằm ngang tổng cộng không những chỉ bằng 0 tại tường ($x = 0$), mà tại tất cả các mặt thẳng đứng qua tất cả các điểm bụng. Vận tốc này đạt giá trị cực đại tại tất cả các điểm nút.



Hình 9.3 – Xấp xỉ tuyến tính áp suất trên một bức tường thẳng đứng

Áp suất được cho bởi

$$p = -\rho g z + \rho g \zeta \frac{\cosh k(h+z)}{\cosh kh} \quad \text{với } z \leq 0 \quad (9.9)$$

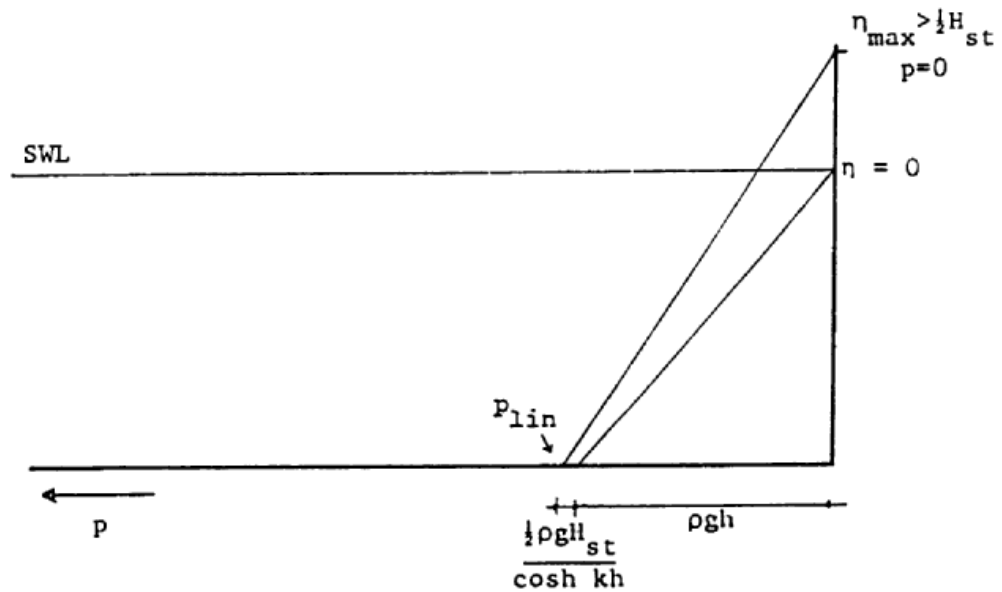
Có thể áp dụng xấp xỉ thủy tĩnh tại các điểm chìm nằm bên trên MWL:

$$p = \rho g(\zeta - z) \quad \text{if } 0 < z < \zeta \quad (9.10)$$

Phân bố vận tốc thẳng đứng tại tường (và tại tất cả các điểm bụng khác) tại thời điểm độ cao mặt nước đạt cực đại ($\zeta = 2a$) theo (9.9) và (9.10) được biểu thị trên hình 9.3.

Các phương trình trên được rút ra từ lý thuyết tuyến tính, mà ở đó $\zeta_{\max} = |\zeta_{\min}| = (1/2)H_{st}$, với H_{st} là độ cao của sóng đứng tại tường ($H_{st} = 2H$, với H là độ cao sóng tới). Trong thực tế, $\zeta_{\max} > (1/2)H_{st}$, tạo nên áp suất lớn hơn trên tường. Hiệu ứng này có thể là quan trọng tại vùng nước nông. Người ta thường tính đến nó bằng cách dùng một xấp xỉ bậc cao hơn cho ζ_{\max} . Số hạng bậc 2 trong khai triển dạng Stokes là

$$\zeta_{\max} = \frac{1}{2}H_{st} + \frac{1}{8}kH_{st}^2 \coth kh \left(1 + \frac{3 - \tanh^2 kh}{4 \sinh^2 kh} \right) \quad (9.11)$$



Hình 9.4 Áp suất lên tường đứng (xấp xỉ Sainflou)

Biểu thức này chỉ phân kỳ tại vùng nước nông (cũng giống như khai triển Stokes cho sóng tiến). Biểu thức này được đề nghị dùng chỉ khi mà vế phải của (9.11) không vượt quá $0.8H_{st}$, hay lấy $\zeta_{\max} \approx 0.8H_{st}$.

Phép xấp xỉ sau đây về phân bố áp suất do Sainflou đề xuất thường được dùng với mục đích áp dụng:

- Một xấp xỉ tuyến tính cho ζ_{\max} giống như (9.11). (Sainflou dùng một phiên bản khác với (9.11) và không chứa số hạng sau cùng trong ngoặc của (9.11).)
- xấp xỉ lý thuyết tuyến tính cho áp suất tại đáy (p_{lin})
- nội suy tuyến tính giữa $p = 0$ tại $z = \zeta_{\max}$ và p_{lin} tại $z = h$.

Áp suất tính toán được vẽ trên hình 9.4.

Một xấp xỉ tiếp theo được đưa ra cho những trường hợp mà đỉnh sóng tại tường vượt quá đỉnh tường, và do vậy có sóng tràn. Trong trường hợp này, áp suất được tính giống như trong trường hợp không có sóng tràn, nhưng khi tính lực và moment lên tường thì áp suất được tích phân theo độ cao sóng thực.

Cần phải chú ý rằng xấp xỉ nói trên là áp dụng cho sóng không vỡ. Độ cao cực đại của một sóng đứng tại một vùng nước có độ sâu không đổi được xấp xỉ bởi một biểu thức tương tự như tiêu chuẩn của Miche cho sóng tiến (Phương trình 4.10), ngoại trừ giá trị của hằng số tỷ lệ:

$$\left(\frac{H_{st}}{L}\right)_{\max} \cong 0.20 \tanh \frac{2\pi h}{L} \quad (9.12)$$

Nếu tường được xây dựng trên một mặt nghiêng, sóng có thể vỡ tại mặt tường và tạo ra một xung áp suất được đặc trưng bởi một giá trị áp suất lớn tồn tại trong một khoảng thời gian ngắn (vài phần ngàn giây). Một số công thức đã được đề nghị để mô tả các xung áp suất này, nhưng không đáng tin lắm. Vì vậy các công thức này không được thảo luận tại đây.

9.4 Lực sóng lên một công trình có thể tích lớn

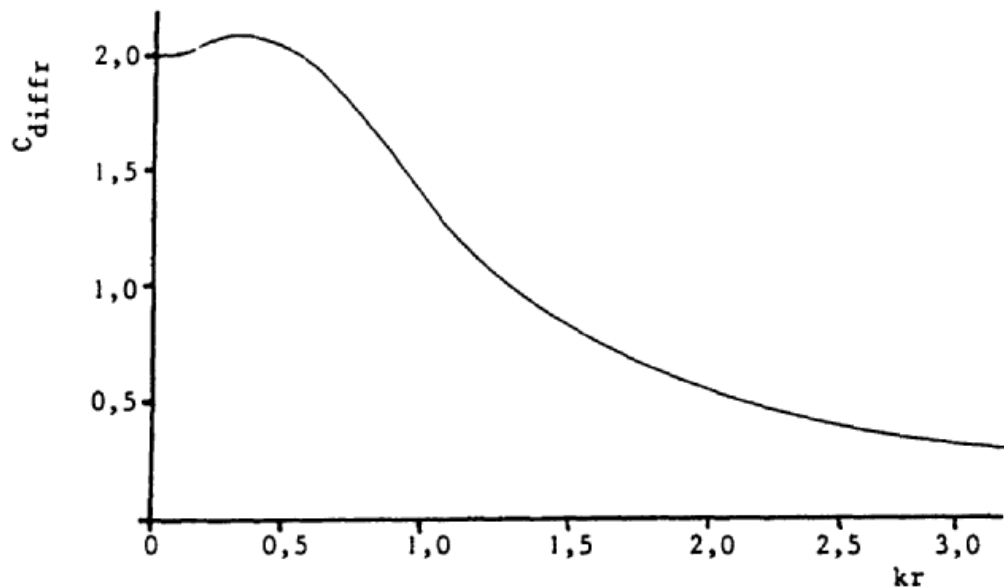
Phần này giải quyết vấn đề áp lực sóng lên các công trình có $kl \cong O(1)$, và do vậy sự tán xạ sóng tới và sự nhiễu xạ sóng do công trình gây ra cần được tính đến để đánh giá áp lực sóng. Các công trình trọng lực thường được xây dựng ngoài khơi, và do đó cần áp dụng phương pháp tính toán này cho các công trình đó.

Phương pháp chung để tính sóng nhiễu xạ xung quanh công trình là dựa trên xấp xỉ tuyến tính của lý thuyết thế. Về mặt toán học, cần phải tìm lời giải của phương trình Laplace với điều kiện biên là $v_n = 0$ tại bề mặt công trình. Công trình được giả thiết là rắn, không thấm và không chuyển động được. Có rất nhiều kỹ thuật số trị được áp dụng để tìm lời giải của bài toán này cho một công trình có hình dạng bất kỳ (thí dụ như Garrison, 1978). Chúng ta sẽ không xem xét những phương pháp này. Thay thế vào đó, ta sẽ chỉ mô tả một cách định tính nguyên lý của một trong những phương pháp này, được gọi là phương pháp phân bố nguồn.

Phương pháp phân bố nguồn giả thiết rằng các nguồn sóng sơ cấp phân bố trên bề mặt chìm dưới nước của công trình. Trong phương pháp tiếp cận số trị, bề mặt đó được chia thành rất nhiều phần tử nhỏ có diện tích và hướng cho trước. Mỗi phần tử được giả thiết là hoạt động như một nguồn phát xạ sóng. Biên độ và pha của thế vận tốc của các nguồn được xác định với điều kiện là hiệu ứng tổng hợp của chúng sẽ làm cho vận tốc theo phương

pháp tuyến với mặt công trình $v_n = 0$ tại bề mặt công trình.

Theo lý thuyết dòng chảy thế cổ điển thì có thể xác định được sự ảnh hưởng của một điểm nguồn tới chuyển động tại các điểm khác. Bằng cách dùng các hàm ảnh hưởng và điều kiện $v_n = 0$, ta có thể rút ra được một phương trình biểu thị thế vận tốc ẩn tại một phần tử dưới dạng thế vận tốc tại tất cả các phần tử khác. Tập hợp của tất cả các phương trình này cho tất cả các phần tử cho một số lượng các phương trình bằng số lượng các ẩn. Các phương trình này là tuyến tính và có thể được giải bằng phương pháp nghịch đảo ma trận. Sau khi đã xác định được thế vận tốc, áp suất động p_+ được xác định bằng cách áp dụng xấp xỉ tuyến tính của phương trình Bernoulli: $p_+ = -\rho(\partial\varphi/\partial t)$. Tích phân p_+ trên toàn bộ bề mặt chọn ta các lực và các moment.



Hình 9.5 Biến đổi của C_{diff} với kr cho hình trụ tròn

Trong trường hợp hình thái tương đối đơn giản, có thể tìm được nghiệm giải tích cho bài toán nhiễu xạ sóng tuyến tính. Một thí dụ rất nổi tiếng là thí dụ về một hình trụ từ mặt đến đáy, như các công trình cọc. Bài toán tính áp lực sóng lên các công trình dạng này được MacCamy và Fuchs (1954), giải lần đầu tiên, và thường được lấy tên họ. Tuy nhiên, lời giải cho bài toán nhiễu xạ tuyến tính cơ bản đã được tìm thấy sớm hơn nhiều (Lamb, 1932).

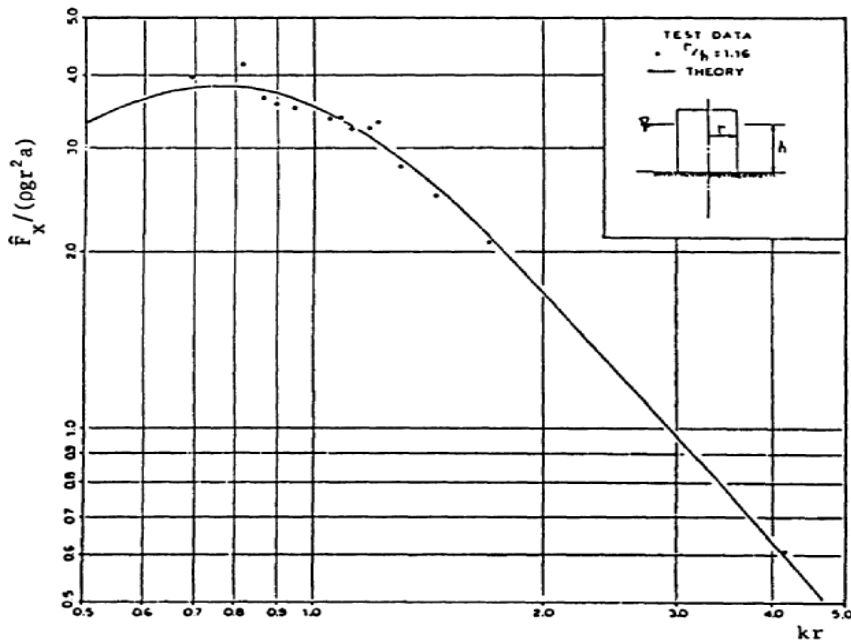
Chúng ta hãy xem xét lực tác dụng lên một đơn vị dài của hình trụ $f_x(z, t)$, do sóng tới với bề mặt nước mô tả theo phương trình 9.5 gây ra. Lực này biến đổi theo thời gian dưới dạng hình sin. Biên độ của nó $\hat{f}_x(z)$ tỷ lệ với dịch chuyển thế tích trên một đơn vị

dài (tức là diện tích mặt cắt πr^2) và biên độ của gradient áp suất ngang của sóng tới (không nhiễu động : $\partial \hat{p}_i / \partial x$ với một hệ số tỷ lệ (C_{diff}) là hàm chỉ của kr . Như vậy:

$$\hat{f}_x(z) = C_{diff}(kr) \pi r^2 \frac{\partial \hat{p}_i}{\partial x} \quad (9.13)$$

Một biểu thức khác cho \hat{f}_x phụ thuộc vào lượng vật chất dịch chuyển ($\rho \pi r^2$ trên một đơn vị dài) và một gia tốc nằm ngang không chịu ảnh hưởng của công trình:

$$\hat{f}_x = C_{diff}(kr) \rho \pi r^2 \frac{\partial v_{xi}}{\partial t} \quad (9.14)$$



Hình 9.6 Lực nằm ngang cực đại trên bề mặt hình trụ tròn (Chakrabati and Tam, 1973)

Sự biến đổi lý thuyết của C_{diff} theo kr được cho trên hình 9.5, và phép so sánh biên độ lực nằm ngang tổng cộng không thứ nguyên lý thuyết $\hat{f}_x / (\rho g r^2 a) = \pi C_{diff}$ với các số liệu thực nghiệm được cho trên hình 9.6

Thí dụ trên hình 9.6, và rất nhiều thí dụ khác cho thấy rằng lý thuyết nhiễu xạ thế tuyến tính là một công cụ đáng tin cậy để tính lực sóng lên các công trình lớn. Cũng cần phải chú ý rằng trái với trường hợp mà sự rời lớp biên là quan trọng, nó không chứa các hệ

số thực nghiệm. Như chỉ ra trong hình 9.2, điều này xảy ra chỉ khi mà giá trị của κ là đủ lớn. Về phần mình, điều này chỉ xảy ra với các giá trị rất nhỏ của kr . Do vậy, các kết quả dòng chảy thế liên quan với $C_{diff}(kr)$ là không đủ tin cậy với các giá trị nhỏ của kr . Các trường hợp này sẽ được xem xét trong phần tiếp theo.

9.5 Lực sóng lên các công trình nhỏ gọn

9.5.1 Giới thiệu chung

Các thí dụ về các công trình nhỏ gọn ở ven bờ và ngoài khơi là các công trình xây trên cọc hay chỉ là các phân dạng ống của các công trình.

Như đã chỉ ra, lân cận tại một điểm nào đó, các đặc trưng của sóng là biến mất nếu $kl \ll 1$. Chuyển động trong trường hợp này có thể được xem là chuẩn một chiều. Có nghĩa là gradient không gian trong chuyển động bị nhiễu động nhỏ tới mức có thể bỏ qua chúng, và do vậy chuyển động tức thời tại lân cận một yếu tố công trình xảy ra giống hệt như không có công trình.

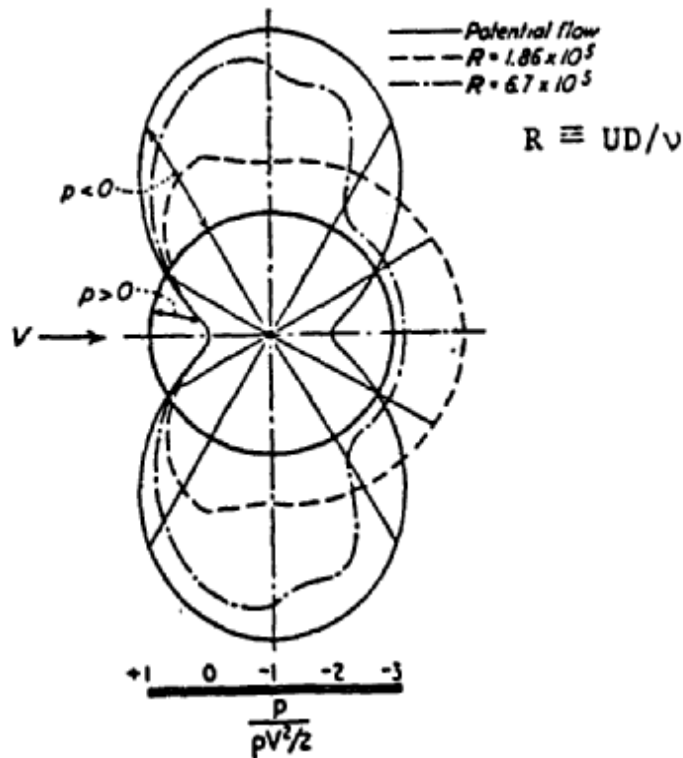
Để đơn giản hoá các ký hiệu, ta hãy ký hiệu vận tốc dòng chảy không bị nhiễu động (khi không có công trình) là U . Trong ba phần sau đây, ta sẽ xem xét ba trường hợp về sự biến đổi của U có độ phức tạp tăng lên: dừng và đều (mục 9.5.2), không dừng và đều (mục 9.5.3) và không dừng, không đều (mục 9.5.4).

9.5.2 Lực của chất lỏng tác dụng lên các vật thể trong một dòng chảy đều và dừng

Chúng ta hãy xem xét trước hết trường hợp dòng chảy đều không bị nhiễu động (tức là $U = \text{const}$ theo thời gian và không gian). Sự hiện diện của một chướng ngại vật cố định sẽ làm giảm vận tốc dòng chảy tới giá trị không tại điểm chết, và tương ứng là tăng áp suất $\Delta p = (1/2)\rho U^2$. Từ điểm chết, vận tốc tăng dần theo vật thể cho tới giá trị lớn hơn U trong miền có mặt cắt lớn nhất mà tại đó áp suất nhỏ hơn giá trị không bị nhiễu động. Tại hạ lưu của mặt cắt này, vận tốc lại giảm và áp suất tăng lên.

Trong xấp xỉ chất lỏng lý tưởng (không nhớt, dòng chảy thế), các đường dòng vẫn nối với vật thể tại điểm chết ở mặt sau mà ở đó lại có $\Delta p = (1/2)\rho U^2$. Tích phân áp suất xung quanh công trình, ta sẽ có lực chất lỏng bằng 0 trên vật thể. Đây là nghịch lý d'Alembert.

Áp suất lên một hình trụ tròn trong một dòng chảy dừng tính theo lý thuyết thế được cho bằng đường liền trên hình 9.7.



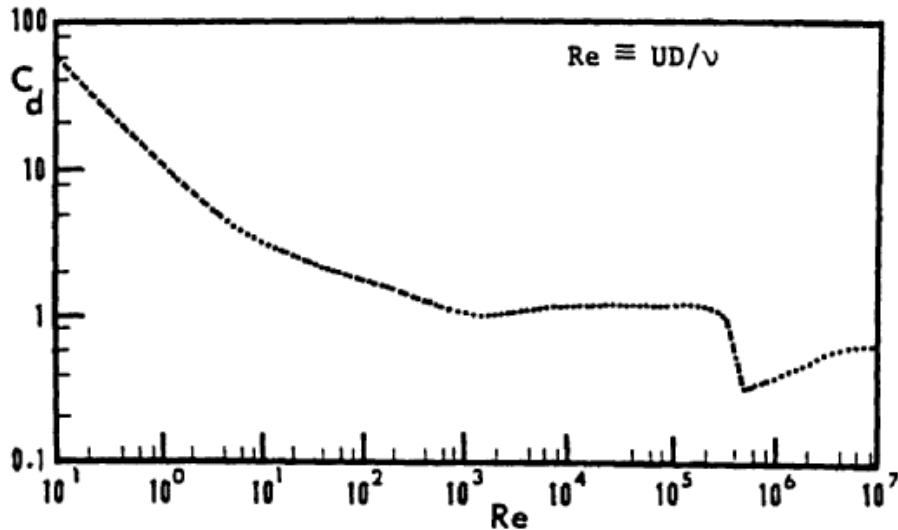
Hình 9.7 Phân bố áp suất xung quanh một hình trụ tròn (Rouse, 1938)

Trong một chất lỏng nhớt thực, các đường dòng rời bề mặt vật thể trong miền tăng áp suất do có sự mất mát động năng do lực cản dọc theo bề mặt và sự phát triển của lớp biên tại bề mặt vật thể rắn. Do có sự rời lớp biên, một vùng xoáy tồn tại tại hạ lưu của vật thể, giữa các đường dòng bị rời ra. Áp suất động bên trong miền xoáy là gần như bằng hằng số và bằng với giá trị của nó tại điểm rời lớp biên. Các giá trị này nhỏ hơn giá trị áp suất không bị nhiễu động (xem hình 9.7).

Kết quả là áp suất trên mặt trước và mặt sau của vật thể không khử lẫn nhau nữa (như trường hợp chất lỏng không nhớt). Vì vậy, chất lỏng tác động một lực lên vật thể. Hình chiếu của lực này lên phương dòng chảy không bị nhiễu động được gọi là lực cản. Lực cản này tỷ lệ với hiệu số áp suất tại mặt trước và mặt sau của vật thể rắn Δp và diện tích bề mặt chiếu trên một mặt phẳng vuông góc với hướng dòng chảy không nhiễu động (A). Nó có thể được xấp xỉ như sau:

$$F_d = C_d A \frac{1}{2} \rho U^2 \quad (9.15)$$

Hệ số cản C_d là một hàm của số Reynolds (R_e) và hình dạng và hướng của vật thể (xem hình 9.8 cho trường hợp một hình trụ tròn có $R_e = UD/\nu$)



Hình 9.8 Hệ số cản với một hình trụ tròn như là hàm của số Reynolds (Schlichting, 1968).

Với các vật thể có góc cạnh, như là các bản phẳng vuông góc với hướng dòng chảy, các điểm rời là cố định cho tất cả các số Reynolds lớn hơn một giá trị khoảng chừng 10^3 . Kết quả là C_d là hằng số trong khoảng R_e đó. Ngược với điều này, điểm rời xung quanh các vật thể tròn (như là quả cầu hoặc hình trụ tròn) biến đổi theo số R_e . Một dịch chuyển khá mạnh mẽ của điểm rời về phía hạ lưu xảy ra nếu R_e tăng từ $2 \cdot 10^5$ (Hình 9.7, đường đứt) tới khoảng $5 \cdot 10^5$ (Hình 9.7, đường đoạn điểm), gây ra sự giảm trong kích thước của miền xoáy và tăng áp suất trong nó. Kết quả là C_d giảm đột ngột từ khoảng 1.2 tới 0.4 với hình trụ tròn (Hình 9.6). Dòng chảy với R_e nhỏ hay lớn hơn một khoảng tới hạn được gọi là dòng chảy êm hay dòng chảy xiết.

Sự tồn tại của mối phụ thuộc của C_d vào số Reynolds, thậm chí với các giá trị lớn của R_e , là một điều khó chịu vì nó làm cho kết quả xác định áp lực sóng bằng mô hình trong phòng thí nghiệm trở thành không đáng tin. Điều này là bởi vì các giá trị mô hình của R_e là nhỏ hơn nhiều so với giá trị tại vật thật vì rằng các mô hình vật lý về sóng đòi hỏi thoả mãn điều kiện tương tự số Froude.

9.5.3 Lực của chất lỏng tác dụng lên các vật thể trong một dòng chảy đều và không ổn định

Giờ chúng ta hãy xem xét trường hợp mà vận tốc dòng chảy không nhiều động U là đồng nhất (bằng hằng số trong không gian) nhưng không dừng (thay đổi theo thời gian), $U = U(t)$.

Trái với trường hợp dòng chảy dừng, lực lỏng trên một vật thể cố định là không bằng 0 trong trường hợp dòng không dừng thậm chí khi dòng xấp xỉ dòng chảy thế. Ta sẽ xem xét trường hợp này đầu tiên.

a) Xấp xỉ dòng chảy thế

Nếu không có vật thể thì chất lỏng được chuyển dời sẽ có một gia tốc đồng nhất dU/dt , ký hiệu là \dot{U} . Khi đó, các chất lỏng xung quanh sẽ tác động một lực lên chất lỏng bị dịch chuyển. Lực này bằng với $\rho V \dot{U}$, tức là tích của khối lượng dịch chuyển (ρV , với V là thể tích dịch chuyển) và \dot{U} .

Vì có sự hiện diện của một vật thể cố định và không thấm, chuyển động thực trong khu vực gần với vật thể không giống với chuyển động không bị nhiễu động. Các đường dòng phải bao quanh vật thể. Sự thay đổi vận tốc gây ra bởi sự biến đổi của các đường dòng yêu cầu phải có các lực gia tăng. Tổng lực gia tăng cùng với dòng chảy không nhiễu động (cộng thêm vào $\rho V \dot{U}$) có thể được viết là $C_a \rho V \dot{U}$, trong đó C_a được gọi là hệ số gia tăng khối lượng.

Từ lý luận trên, ta có được biểu thức cho tổng lực trong chất lỏng lý tưởng, xấp xỉ bằng lý thuyết thế:

$$F_{pot}(t) = (1 + C_a) \rho V \frac{dU}{dt} \quad (9.16)$$

Hay:

$$F_{pot}(t) = C_m \rho V \frac{dU}{dt} \quad (9.17)$$

trong đó hệ số quán tính C_m được định nghĩa như sau:

$$C_m = 1 + C_a \quad (9.18)$$

Lực tương ứng trên một đơn vị chiều dài trên một hình trụ tròn (f) được cho bởi:

$$f_{pot}(t) = (1 + C_a) \rho \pi r^2 \frac{dU}{dt} = C_m \quad (9.19)$$

trong đó $C_a = 1$ là giá trị dòng chảy thế đối với hình trụ.

Cần phải chỉ ra rằng với dòng chảy đều, lời giải lý thuyết thế cho ở đây đối với hình trụ tròn với $C_m = 1 + C_a = 2$ phù hợp với lời giải nhiễu xạ (9.14) trong mục 9.4 với $kr \rightarrow 0$ và $C_{diff} \rightarrow 2$ (xem hình 9.3). Đó là kết quả phải có vì trong trường hợp giới hạn $kr \rightarrow 0$, tính chất sóng biến mất và dòng chảy trở thành chuẩn đồng nhất địa phương. Điều này có nghĩa là với bất cứ một vật thể nào $C_{diff}(kl) \rightarrow 1 + C_a$, vì rằng $kl \rightarrow 0$; ở đây C_a là hệ số gia tăng khối lượng của vật thể trong dòng chảy đều dao động.

Các kết quả về dòng chảy thế cho ở trên cho ta một xấp xỉ rất tốt cho áp lực thực cho tới khi mà sự rời lớp biên không xảy ra hoặc là ảnh hưởng của nó là không quan trọng. Một tiêu chuẩn để đánh giá việc này, đúng cho dòng chảy biến đổi hình sin ($U = \hat{U} \sin \omega t$), là $\kappa \leq 1$; trong đó $\kappa \equiv \hat{U}/(\omega r)$ (xem phần 9.2). Với các giá trị của κ lớn hơn giá trị này, sự rời lớp biên và các hiệu ứng chất lỏng thực trở nên quan trọng, như trình bày dưới đây.

b) Các hiệu ứng dòng chảy thực

Trong phần dòng chảy thế giải quyết ở trên, các giá trị của R_e và κ là phi vật chất, sao cho R_e là đủ lớn để lớp biên là tương đối mỏng và κ là đủ nhỏ để dòng chảy không bị rời khỏi lớp biên. Điều kiện đầu tiên luôn luôn được thoả mãn trong kỹ thuật bờ biển và ngoài khơi, nhưng điều kiện thứ hai là không thoả mãn.

Với các công trình (hay các yếu tố công trình) nhỏ gọn chịu tác động của sóng có độ dốc lớn, κ lớn đến nỗi xảy ra sự rời lớp biên. Lực tổng cộng khi đó được xem là tổng của lực quán tính có dạng (9.16) và lực cản có dạng (9.15), loại trừ với dòng chảy dao động U^2 được thay thế bởi $U|U|$:

$$F(t) = (1 + C_a) \rho V \frac{dU}{dt} + C_d A \frac{1}{2} \rho U |U| \quad (9.20)$$

Các hệ số C_a (hay $C_m = 1 + C_a$) và C_d giờ là hàm của R_e và κ cho một dạng công trình và một cách bố trí công trình cho trước (giả thiết là vận tốc U biến đổi theo thời

gian theo quy luật hình sin).

Áp lực lên một đơn vị chiều dài của một hình trụ tròn (f) theo (9.20) là:

$$f(t) = (1 + C_a) \pi r^2 \rho \frac{dU}{dt} + C_d r \rho U |U| \quad (9.21a)$$

Hay:

$$f(t) = C_m \frac{1}{4} \pi D^2 \rho \frac{dU}{dt} + C_d D \frac{1}{2} \rho U |U| \quad (9.21b)$$

Đây chính là phương trình Morison.

Trong trường hợp thuần túy biến đổi vận tốc hình sin ($U = \hat{U} \sin \omega t$), (9.21a) trở thành:

$$f(t) = \hat{f}_i \cos \omega t + \hat{f}_d \sin \omega t |\sin \omega t| \quad (9.22)$$

trong đó:

$$\hat{f}_i = (1 + C_a) \pi r^2 \rho \omega \hat{U} = C_m \pi r^2 \rho \omega \hat{U} \quad (9.23)$$

và:

$$\hat{f}_d = C_d r \rho \hat{U}^2 \quad (9.24)$$

Biên độ tương đối của lực cản và lực quán tính trong trường hợp này được cho bởi:

$$\frac{\hat{f}_d}{\hat{f}_i} = \frac{1}{\pi} \frac{C_d}{C_m} \frac{\hat{U}}{\omega r} = \frac{1}{\pi} \frac{C_d}{C_m} \kappa \quad (9.25)$$

Vậy, các giá trị nhỏ hay lớn của κ tương ứng với sự thống trị của lực quán tính hay lực cản. Điều này phù hợp với diễn giải động lực học của κ cho trong phần 9.2, với κ được diễn giải như là tỷ số giữa gia tốc đối lưu và gia tốc địa phương, với gradient áp suất có bậc $\rho \hat{U}^2 / r$ và $\rho \omega \hat{U}$.

Bằng cách đặt đạo hàm bậc nhất của $f(t)$ cho bởi (9.22) bằng 0, có thể tính giá trị cực đại của $f(t)$ trong một chu trình. Kết quả là:

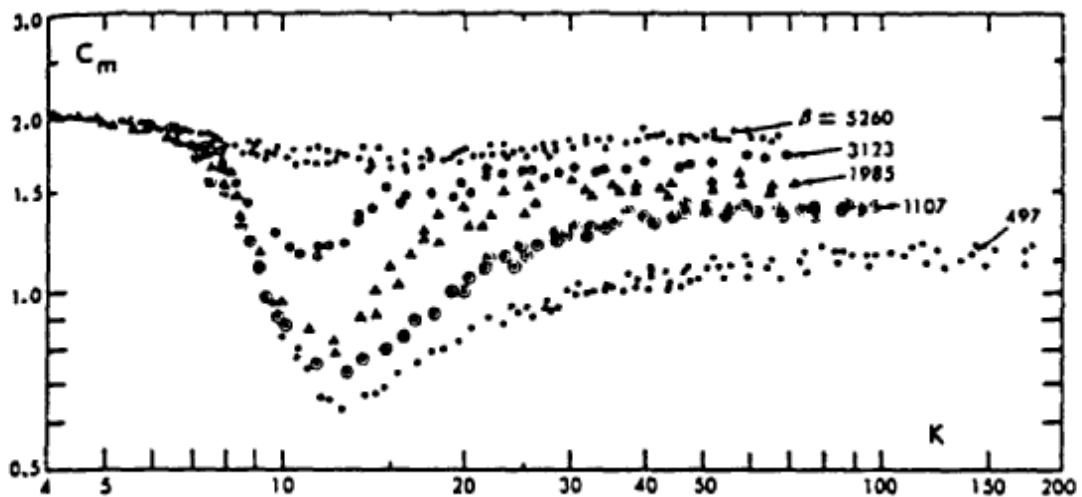
$$f_{\max} = \hat{f}_i \quad \text{nếu} \quad \hat{f}_i > 2\hat{f}_d \quad (9.26a)$$

$$f_{\max} = \hat{f}_d \left\{ 1 + \left(\frac{1}{2} \frac{\hat{f}_i}{\hat{f}_d} \right)^2 \right\} \quad \text{nếu} \quad \hat{f}_i < 2\hat{f}_d \quad (9.26b)$$

Sự chuyển đổi giữa (9.26a) và (9.26b) xảy ra với $\hat{f}_i = 2\hat{f}_d$ hay (xem phương trình 9.25) với $\kappa = (\pi/2)C_m/C_d$, tương ứng với $\kappa = 2$ tới 3. Với các giá trị nhỏ hơn các giá trị này, lực cản không ảnh hưởng tới áp lực cực đại. Ngược lại, $f_{\max} = \hat{f}_d$ trong phạm vi nhỏ hơn 10% nếu $\left[(1/2)\hat{f}_i/\hat{f}_d \right]^2 \leq 0.1$, tương ứng với $\kappa > 10$ tới 15.

Các cố gắng đáng kể đã được tiến hành để xem xét tính đúng đắn của phương trình Morison và xác định các giá trị của C_a (hay C_m) và C_d . Các kết quả đầy đủ nhất về C_m và C_d đã được Sarpkaya (1976) tìm ra. Ông đo áp lực lên một mô hình hình trụ trong một dòng chảy dao động không có mặt thoáng. Các giá trị của C_m và C_d được xác định cho mỗi điều kiện sao cho nó có thể cực tiểu hoá sai phương trung bình giữa vế phải của (9.21b) và biến đổi thời gian đo được của lực.

Các kết quả của Sarpkaya cho các hình trụ nhẵn nhụi được cho trên các hình 9.9 và 9.10. Các giá trị thực nghiệm của C_m và C_d được vẽ trên các hình này theo số Keulegan-Carpenter với các giá trị khác nhau của thông số β định nghĩa là $\beta \equiv R_e / K = D^2 / \nu T$.



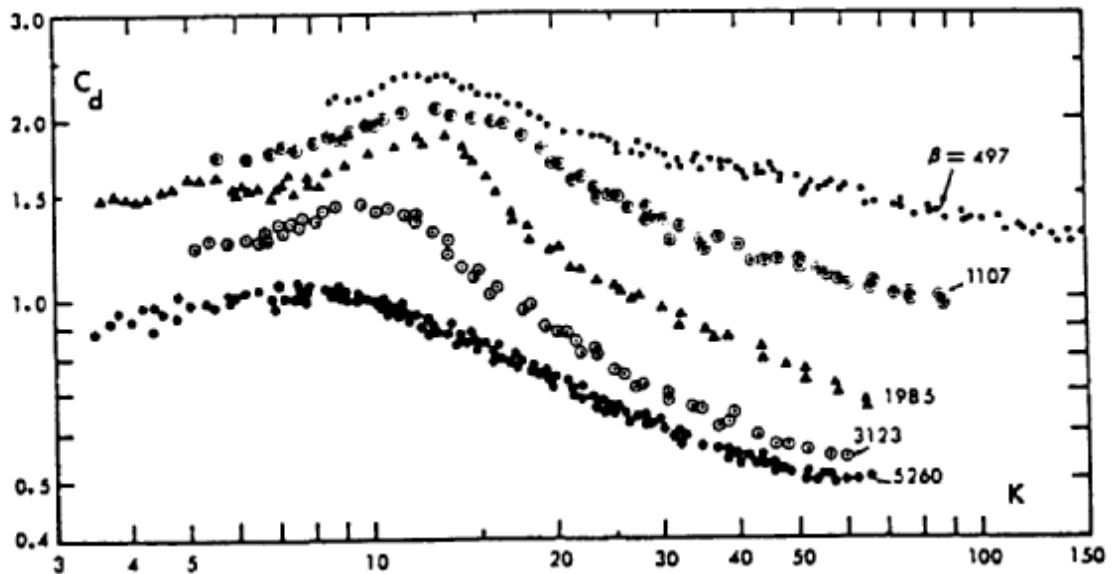
Hình 9.9 Sự phụ thuộc của C_m vào K với các giá trị khác nhau của β (Sarpkaya, 1976)

Sự biến đổi của C_m theo K và β trong hình 9.9 cho một cách rõ ràng ba khoảng:

- (I) khoảng lực quán tính thống trị $K \leq 6$, hay $\kappa \leq 2$, trong đó C_m không phụ thuộc vào β (và như vậy, không bị ảnh hưởng bởi độ nhớt). Trong khoảng này, $C_m \cong 2$, và phù hợp với lời giải của bài toán dòng chảy thế.
- (II) khoảng chuyển đổi $50 \leq K \leq 6$, hay $2 \leq \kappa \leq 15$. Trong khoảng này xuất hiện sự rời lớp biên và tạo xoáy, tạo nên một thay đổi rất nhanh của C_m , ít nhất là cho các giá trị nhỏ của β . Tuy nhiên, cần phải nhớ rằng những điều này tương ứng với các giá trị khá nhỏ của số Reynolds ($R_e = \beta K$ nhỏ hơn 10^5) so với các giá trị điển hình cho vật thật ($R_e > 10^6$ to 10^7).
- (III) khoảng lực cản thống trị $K \geq 50$, hay $\kappa \geq 15$ tương ứng với dòng chảy chuẩn dừng mà ở đó C_m trở nên không phụ thuộc vào K .

Để thảo luận kỹ hơn về các kết quả này cho các hiện tượng cơ học chất lỏng như sự phát triển của lớp biên, sự biến đổi trong vị trí của điểm rời lớp biên, tạo xoáy v.v..., có thể tham khảo các kết quả của Sarpkaya và Isaacson (1981).

Việc khảo sát kỹ càng áp lực chất lỏng lên các hình trụ tròn có bề mặt gồ ghề cho thấy có ảnh hưởng mạnh của độ nhám tương đối (k/D , với k là độ nhám). Các kết quả về vấn đề này được tổng kết trong Sarpkaya và Isaacson (1981). Một thí dụ với $K = 20$ và $K = 100$ được cho trên hình 9.11, với C_m và C_d được vẽ theo số Reynolds nhám Uk/ν với các giá trị khác nhau của k/D .



Hình 9.10 C_d phụ thuộc và K với các giá trị β khác nhau (Sarpkaya, 1976)

Một khía cạnh nữa cần phải xem xét đến ở đây là việc tồn tại các lực dao động theo hướng vuông góc với hướng dòng chảy không nhiều động. Lực nâng gây ra do sự tạo thành liên tục của các xoáy tại hai bên của hình trụ, gây nên phân bố áp suất không đối xứng có dao động. Hiện tượng này không tồn tại với dòng chảy có giá trị κ thấp (như $\kappa \leq 1$).

Hệ số nâng C_l được định nghĩa trong phương trình

$$f_{l,\max} = C_l A \frac{1}{2} \rho \hat{U}^2 \quad (9.27)$$

với $f_{l,\max}$ là giá trị cực đại của lực nâng trên một chu kỳ dao động. Hệ số này có thể đạt giá trị khá cao (lớn hơn 3) trong các dòng chảy có số Reynolds nhỏ ($R_e \leq 10^4$) và κ nằm trong khoảng từ 3 đến 5. Đây cũng là khoảng mà lực dư tương đối lớn. Với $R_e \geq 10^5$, $C_l \approx 0.2$ và độc lập với κ . Tần số của lực nâng dao động một cách xấp xỉ bằng $0.22\hat{U}/D$, nếu đại lượng này lớn hơn khoảng 3 lần tần số sóng ($f = 1/T = \omega/2\pi$) (Sarpkaya and Isaacson, 1981).

Cho đến nay, công trình được giả thiết là rắn và không chuyển động. Đây không phải là một giả thiết tốt với các công trình compliant mà tại đó cần tính đến ảnh hưởng của chuyển động của công trình lên sự tương tác của nó với chất lỏng. Điều này có thể được thực hiện như sau.

Ký hiệu $U(t)$ là thành phần vận tốc không nhiều động theo phương trục x và $x(t)$ là dịch chuyển của công trình đối với một hệ tọa độ nào đó. Áp lực lỏng lên công trình do gradient áp suất không nhiều động gây ra được cho bởi $\rho V \dot{U}$. Hiệu ứng của khối lượng gia tăng và sự rời lớp biên phụ thuộc vào vận tốc tương đối $U_r = U - \dot{x}$, sao cho việc tổng quát hoá (9.20) cho trường hợp một vật thể chuyển động trong một dòng chảy đều bất dưng là

$$F(t) = \rho V \frac{dU}{dt} + C_a \rho V \frac{dU_r}{dt} + C_d A \frac{1}{2} U_r |U_r| \quad (9.28)$$

Ảnh hưởng của tính không đều trong dòng chảy không nhiều động sẽ được xem xét trong phần sau.

9.5.4 Lực của chất lỏng tác dụng lên các vật thể nhỏ gọn khi có sóng

Dòng chảy xung quanh một công trình hay một yếu tố công trình trong trường sóng là phức tạp hơn nhiều so với trường hợp dòng chảy đều được giải quyết trong mục 9.5.3. Một

số khác biệt là

- có xảy ra tán xạ sóng
- đặc trưng ba chiều của trường vận tốc tại mỗi điểm
- sự biến đổi của vận tốc với vị trí (tức là sự không đồng nhất của dòng chảy không bị nhiễu động)
- độ sâu phần ngập nước thay đổi
- đặc tính không chu kỳ của dao động (trong sóng gió)
- sự hiện diện (có thể có) của dòng chảy

Ảnh hưởng của sóng tán xạ được xem xét đầu tiên.

Thực tế là chúng ta đang xem xét một vật thể nhỏ gọn ($kl \ll 1$) có nghĩa là có thể bỏ qua sóng tán xạ và có thể xấp xỉ dòng chảy địa phương bằng một dòng chảy chuẩn đều. Nói một cách khác, có thể áp dụng các kết quả của dòng chảy dao động và đều xem xét trong mục (9.5.3) cho trường hợp vật thể nhỏ gọn khi có sóng. Thí dụ, phương trình Morison được dùng để tính lực với giá trị vận tốc không nhiễu động tại tâm của yếu tố công trình được sử dụng với vai trò là U . (Vật thể nhỏ so với bước sóng có nghĩa là giá trị vận tốc không nhiễu động trong phần không gian mà vật thể chiếm là gần như đồng nhất, và do vậy không cần một khái niệm “trung tâm” một cách quá chặt chẽ.)

Vấn đề hiện nay là kích thước tương đối của vật thể (kl) lớn tới mức độ nào thì xấp xỉ này là chấp nhận được. Để trả lời câu hỏi này, cần dùng lời giải dòng chảy thế đã biết về sự nhiễu xạ của sóng quanh một hình trụ thẳng đứng (Mục 9.4). Như đã chỉ ra trong mục 9.5.3, lời giải này trở thành lời giải cho dòng đồng nhất nếu $kr \rightarrow 0$. (Với $kr = 0$, $C_{diff} = 2$, giống như là kết quả dòng chảy đồng nhất cho C_m).

Khảo sát hình 9.5 cho thấy rằng $C_{diff}(kr) \cong 2$ trong khoảng 10% khi mà $kr \leq 0.6$, hay là $D/L \leq 0.2$. Điều này nói chung là chấp nhận được như là tiêu chuẩn để áp dụng được của xấp xỉ cho vật thể nhỏ trong đó tán xạ sóng bị bỏ qua và chuyển động được coi là chuẩn đồng nhất. Với các giá trị lớn hơn của kr (hay D/L), không thể bỏ qua sự tán xạ sóng.

Điều kiện $kr \leq 0.6$ không phải quá chặt chẽ như điều kiện $kr \ll 1$ đã được phát biểu trước (Mục 9.2). Điều này là do ta đã cho phép một sai số tương đối khoảng 10%, khá là lớn. Một sai số tương đối cho phép nhỏ hơn, thí dụ 1%, sẽ tạo ra một khoảng cho phép của kr nhỏ hơn nhiều.

Giờ chúng ta hãy xem xét một cách tóm tắt những khác biệt giữa dòng chảy xung quanh một vật thể nhỏ gọn khi có sóng và xung quanh một vật thể trong một dòng chảy đều dao động.

Các đặc trưng ba chiều của trường vận tốc tại mỗi điểm có thể được cụ thể hoá như là một ống nằm trong một trường vận tốc với vận tốc vuông góc với trục của nó từ các hướng khác nhau, cũng như theo hướng trục của nó. Các hình trụ nằm ngang theo hướng đỉnh sóng sẽ chịu tác động của một vector vận tốc quay quanh trục của nó.

Hiệu ứng của các hiện tượng này và các hiệu ứng khác sinh ra do có những khác biệt với trường hợp dòng chảy đều chưa được nghiên cứu kỹ. Trong thực tế, các giả thiết đơn giản sau đây được đưa ra: áp lực của chất lỏng theo hướng vuông góc với trục được giả thiết là phụ thuộc vào vận tốc tức thời của dòng chảy không nhiễu động và gia tốc theo hướng của lực như trong các phương trình ở trên. Tuy nhiên, việc xác định một cách chính xác các hệ số dùng trong các phương trình trở nên không rõ ràng với các trường hợp kể trên. Các giá trị không thay đổi thường được giả thiết. Trong các phương pháp thiết kế ngẫu nhiên hiện đại hơn, có thể có tính đến ảnh hưởng của những điều không rõ ràng trong các giá trị của các hệ số lực. Đó là một thủ tục khá tốt để giải quyết những vấn đề mà chúng ta chưa biết về hiện tượng thực tế, nhưng hiện tại không được dùng rộng rãi.

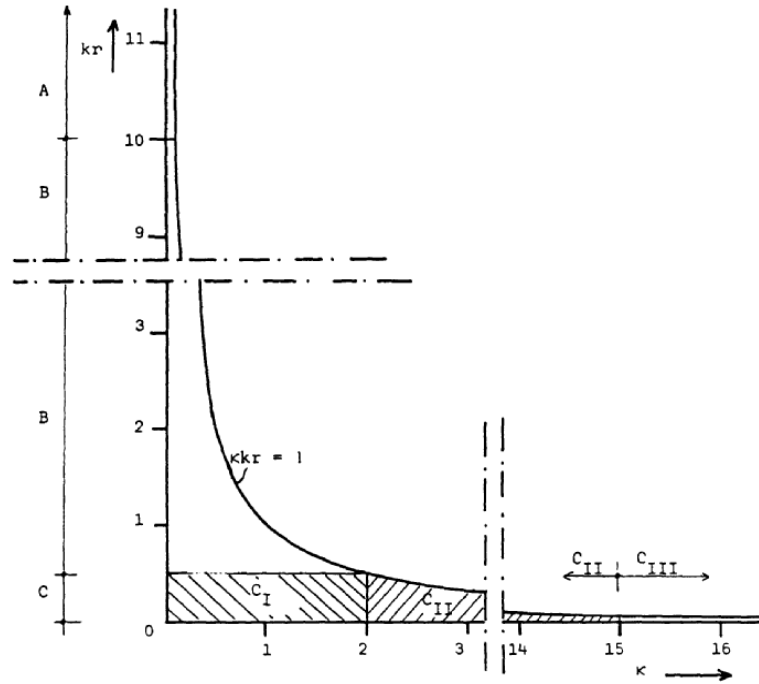
Một vấn đề phức tạp khác là tính toán áp lực sóng lên một công trình có độ sâu phần ngâm nước thay đổi. Điều này về mặt nguyên tắc không gây ra khó khăn gì đối với các trường hợp công trình có mặt nghiêng hay mặt có bậc. Vấn đề phức tạp duy nhất trong trường hợp này là sự thay đổi trong giới hạn tích phân khi tính tổng lực. Tuy nhiên, các công trình nằm ngang trong miền giữa bụng sóng và đỉnh sóng phải chịu một tải nổi dao động khá lớn, và có thể là sốc vận tốc gây ra bởi slamming. Tuy nhiên việc giải quyết tất cả các vấn đề này nằm ngoài phạm vi của giáo trình này.

9.6 Tổng kết về các chế độ chảy

Trong phần này chúng ta sẽ tổng kết tóm tắt về các chế độ chảy cho xác định về lực sóng lên công trình. Các giá trị thông số số trị ở đây chỉ áp dụng được cho các hình trụ tròn khi có sóng hình sin, nhưng lý luận chung có thể áp dụng một cách định tính cho tất cả các

trường hợp. Ba thông số cơ bản để xác định dòng chảy R_e , kr và κ .

Trong thực tế, số Reynolds (R_e) là rất lớn, nhưng ta sẽ không xem xét giá trị thực của nó tại đây. Các thông số kr và κ chỉ xảy ra trong khoảng $\kappa kr < 1$. Điều này được chỉ ra trên hình 9.10. Miền có những phối hợp có thể có của kr và κ được chia thành 5 miền nhỏ phù hợp với lý luận trong đoạn trên. Một tóm tắt ngắn về các đặc tính của các miền nhỏ này và các giá trị xấp xỉ của các thông số dùng để phân biệt chúng được cho như sau.



Hình 9.12 Những khoảng áp dụng gần đúng của các phương pháp tính toán

(A) $kr \geq 10$

- nhiễu xạ là nhỏ đến mức có thể bỏ qua
- Lý thuyết tia (bao gồm cả phản xạ)

(Tiêu chuẩn này không phù hợp cho công trình ngoài khơi).

(B) $0.5 \leq kr \leq 10$

- Nhiễu xạ là quan trọng
- áp dụng dòng chảy thế để nghiên cứu nhiễu xạ

- $C_{diff}(kr)$

(C) $kr \leq 0.5$

- có thể bỏ qua tán xạ sóng (nhiễu xạ $R:100\%$)
- dòng chảy chuẩn đồng nhất
- phương trình Morison

Miền (C) được chia thành các miền sau:

- (C_I) - $\kappa \leq 2$
 - rất không dừng
 - lực quán tính là thống trị ($f_{\max} = \hat{f}_i$)
 - $C_m \approx 2$ ($\approx C_{diff}$ for $kr \leq 0.5$)
 - C_d không quan trọng
- (C_{II}) - $2 \leq \kappa \leq 15$
 - chế độ quán tính / cản
 - (C_m, C_d) thay đổi theo (R_e, κ)
- (C_I) - $\kappa \geq 15$
 - dòng chảy chuẩn dừng
 - lực cản thống trị ($f_{\max} \cong \hat{f}_i$)
 - C_d thay đổi theo (R_e, κ)
 - C_m không quan trọng

9.7 Thí dụ

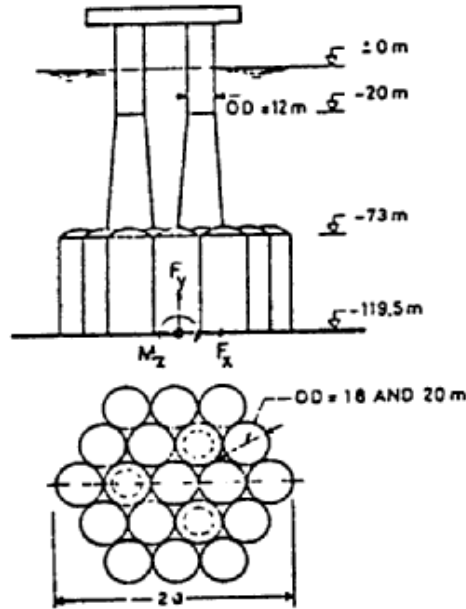
Phần này cho một thí dụ về tính toán áp lực sóng và so sánh giữa kết quả tính toán và kết quả thí nghiệm. Một thí dụ được lấy từ Garrison và cộng sự (1974) (xem cả Garrison, 1978 với các tính toán chi tiết hơn).

Công trình xây dựng (được gọi là CONDEEP) được xây tại độ sâu 120 m nước. Nó bao gồm một chân đế bê tông mà trên đó có ba cột có độ cao trên mặt nước. Chân đế có hình gần lục giác với đường kính (bằng 2a như trong hình 9.13) 100 m. Các cột có đường kính ngoài 12 m gần mặt nước (xem hình 9.13).

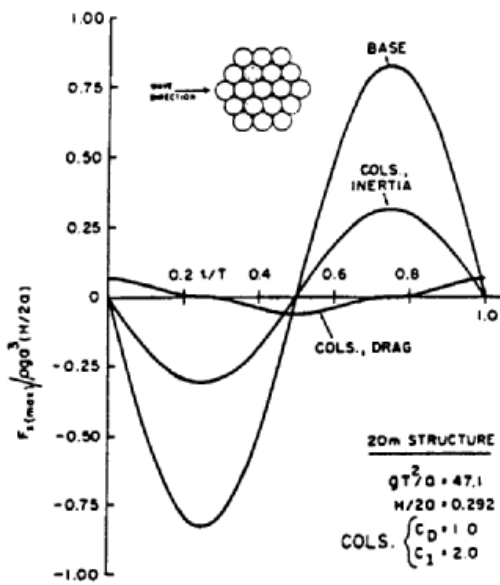
Việc tính toán và xác định quy mô kích thước công trình được dựa vào chu kỳ sóng với chu kỳ từ 14 s đến 17 s và với độ cao từ 21 m đến 29 m. Dưới đây là các giá trị thông số mẫu được sử dụng cho sóng có $T = 15$ s và $H = 25$ m

Lý thuyết sóng tuyến tính cho $L_0 = gT^2 / 2\pi = 351$ m, và do vậy $h / L_0 = 0.34$ (gần như là nước sâu). Việc tính toán có sử dụng mối liên hệ phân tán cho $L = 350$ m. Kích thước đáy (100 m) có vẻ như là khá lớn hơn $0.2 L$ vì vậy cần phải tính đến nhiễu động của trường sóng gây ra do nền móng công trình. Quá trình này được tiến hành một cách số trị nhờ phương pháp phân bố nguồn. Mặt khác, đường kính của cột là nhỏ hơn $0.2 L$ rất nhiều và do đó cần phải tính lực tác động lên nó theo phương pháp chuẩn đồng nhất, tức là dùng

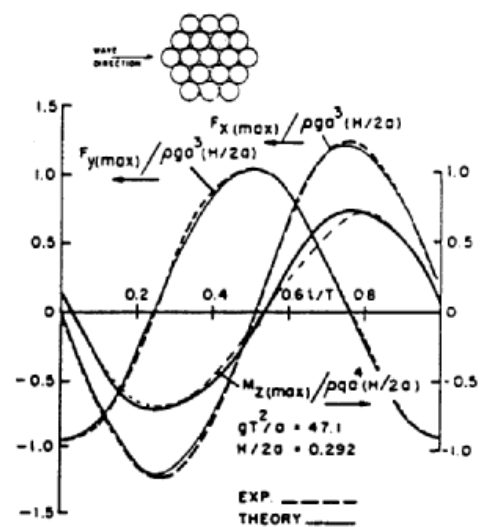
phương trình Morison. Hơn nữa, có thể bỏ qua sự có mặt của các cột (nhỏ gọn) khi tính tán xạ sóng bởi nền móng. Điều này làm đơn giản hoá các tính toán và giảm giá thành.



Hình 9.13 Hình dạng của công trình CONDEEP (Garrison và cộng sự, 1974)



Hình 9.14 Hệ số lực ngang



Hình 9.15 Áp lực và hệ số moment cho toàn công trình

Để áp dụng phương trình Morison, cần biết giá trị của κ . Vì ta giải quyết vấn đề sóng nước sâu, dịch chuyển tổng cộng của hạt nước theo phương ngang (A) gần mặt nước là gần như bằng độ cao sóng (H), sao cho $\kappa \cong H/D \cong 2$. Điều này cho thấy rằng lực quán tính có ưu thế lớn, và $C_m \cong 2$; Garrison và cộng sự đã dùng những giá trị này với $C_d = 1$.

Sự hiện diện của nền móng đã làm tăng vận tốc hạt nước theo phương nằm ngang bên trên nó. Lượng tăng này đã được tính toán từ thế tán xạ của sóng. Tải trọng sóng lên các cột đã được tính toán bằng cách áp dụng phương trình Morison.

Các lực nằm ngang tác động vào nền móng và các cột được cho trên hình 9.14. Kết quả so sánh giữa các giá trị tính toán về các lực nằm ngang F_x và thẳng đứng (F_z) và moment đối với đường nằm giữa (M) và các giá trị đo đạc được với một mô hình có tỷ lệ 1:120 được cho trong hình 9.15. Sự phù hợp giữa các kết quả này là rất tốt.

Chương 10 ĐO ĐẠC VÀ DỰ BÁO SÓNG ĐẠI DƯƠNG

10.1 Các kỹ thuật đo đạc sóng đại dương

Những hiểu biết về sóng mặt là kết quả của những quan trắc sóng ngoài hiện trường và trong phòng thí nghiệm. Ở đây, chỉ những kỹ thuật đo đạc hiện trường được trình bày một cách tóm tắt. Các kỹ thuật đo đạc trong phòng thí nghiệm có thể được tìm trong các sách chuyên khảo, thí dụ như sách của Dean và Dalrymple (1991).

Các quan trắc sóng bằng mắt từ ngày xưa là nguồn thông tin đầu tiên về các tính chất thống kê của sóng. Cho dù hiện nay đã có rất nhiều phương tiện giúp cho quan trắc sóng, các quan trắc sóng bằng mắt vẫn là nguồn số liệu cho hầu hết diện tích đại dương. Ban đầu, trạng thái mặt biển được biểu thị bằng thang cấp Beaufort. Trong thực tế, thang cấp Beaufort với các cấp độ từ 0 đến 12 cho ta thang tốc độ gió liên quan với một số mô tả trạng thái mặt biển. Tuy nhiên, đó không phải là mối liên hệ trực tiếp giữa tốc độ gió và độ cao sóng. Chỉ vào năm 1947 Tổ chức Khí tượng Thế giới (WMO) mới đưa ra một tiêu chuẩn quốc tế cho quan trắc sóng và gió.

Có hai nguồn số liệu sóng quan trắc bằng mắt chính là nguồn số liệu sóng quan trắc được tự nguyện từ các tàu buôn (VOS) và từ các tàu thời tiết (trạm khí tượng đại dương OWS). Các tàu buôn thường tránh thời tiết xấu, do vậy chúng ít quan trắc được sóng trong các điều kiện thời tiết nguy hiểm như các tàu thời tiết. Các trạm khí tượng đại dương OWS phủ hầu hết các luồng tàu giữa Châu Âu và Bắc Mỹ. Thái Bình Dương chưa được đo đạc kỹ và chỉ có một số ít trạm hiện đang hoạt động ở bắc Thái Bình Dương. Các nguồn số liệu quan trắc bằng mắt chính là các tập số liệu của Hogben và Lumb (1967), Hogben và cộng sự (1986), và Hogben (1988). Cuốn sách “Các đặc trưng sóng toàn cầu” do Hogben và cộng sự (1986) viết chứa các số liệu toàn cầu về sóng ở 104 khu vực biển. Cuốn sách này cung cấp một số lượng rất lớn các quan trắc bằng mắt cả về sóng và gió do các tàu hoạt động trên toàn bộ đại dương thế giới cung cấp.

Các tàu tự nguyện thu thập các số liệu dọc theo các lộ trình buôn bán của các tàu buôn mà ở đó các thông tin này là quan trọng nhất. Vì các số liệu này do các tàu có loại tàu và kích thước khác nhau thu thập nên có những biến động rất lớn. Biến động này dẫn tới sai số ngẫu nhiên và kết quả là sai lệch về giá trị trung bình. Vì vậy, những cố gắng đã được sử dụng để xác lập một mối liên hệ giữ độ cao sóng đo bằng mắt tại các tàu thời tiết và các quan trắc sóng tự nguyện (Soares, 1986).

Để tránh những sai sót của quan trắc bằng mắt, người ta thường thích dùng các đo đạc bằng thiết bị. Các thiết bị này ít nhất là khách quan và không bị sai lệch chủ quan. Điều này nói chung là đúng nhưng các thiết bị cũng có những nhược điểm riêng của chúng. Hai nhược điểm quan trọng nhất là những giới hạn của nguyên lý làm việc của cảm biến (thí dụ như các phao hình cầu không ghi được những sóng có độ dốc lớn) và quá nhạy cảm với môi trường biến động của biển (như các ảnh hưởng cơ học do sóng lắc, bào mòn do nước biển). Hai kỹ thuật quan trắc đối với sóng biển là đo đạc tại chỗ và viễn thám.

10.1.1 Các kỹ thuật đo đạc tại chỗ

Kỹ thuật đo đạc bằng các thiết bị đặt trong nước được gọi là kỹ thuật đo đạc tại chỗ. Các kỹ thuật đo đạc tại chỗ với sóng là đo đạc sóng bằng các trạm phao và các dàn đo sóng.

a) Các trạm phao

Một trong số các thiết bị phổ biến nhất sử dụng để đo đạc sóng là các trạm phao nâng có thể theo dõi chuyển động thẳng đứng của mặt nước. Phao này đo gia tốc chuyển động thẳng đứng của chính nó. Bằng cách tích phân gia tốc này hai lần, có thể biết được chuyển động của bề mặt biển nếu như phao chỉ tham gia chuyển động thẳng đứng và nằm nguyên tại một vị trí theo phương nằm ngang như sau:

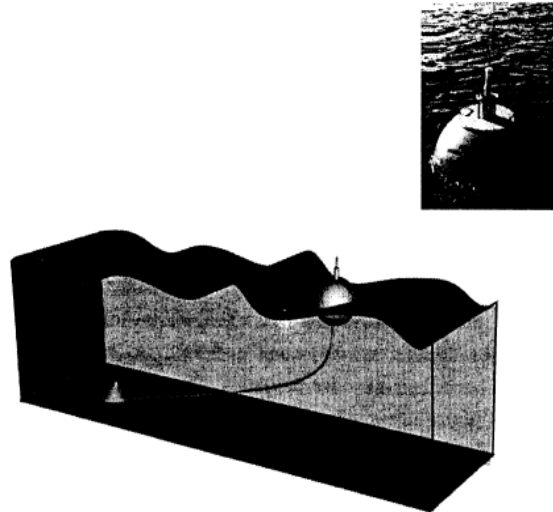
$$\zeta(t) = \iint \ddot{\zeta} dt^2 \equiv \iint \ddot{z} dt^2 \quad (10.1)$$

với $\zeta(t)$ và $\ddot{\zeta}$ lần lượt là mực mặt biển và gia tốc của nó, và \ddot{z} là gia tốc của phao.

Một cái phao có một kích thước và khối lượng hữu hạn, vì vậy thường là các đo đạc cho các đánh giá thấp về sóng ngắn. Tuy nhiên, đánh giá thấp này là một yếu tố đã biết và trong một giới hạn nào đó có thể bù đắp được trong khi phân tích chuỗi số liệu ghi được. Đường kính phao có thể thay đổi trong khoảng 10 m (các phao NDBC1 ở Mỹ) tới khoảng 1 m (phao WAVERIDER của Datawell ở Hà Lan là phao được dùng phổ biến nhất, hình 10.1).

Các phao thường có máy phát vô tuyến để gửi số liệu tới một trạm nhận tín hiệu trên bờ hay trên một trạm cố định. Trước đây, các thiết bị truyền thông tin thường là thiết bị vô tuyến UHF (với khoảng cách trong tầm nhìn thấy được), nhưng gần đây chúng thường được truyền qua vệ tinh và định vị bằng hệ thống định vị toàn cầu GPS. GPS đã trở nên đủ chính xác (với một điểm gốc gần đó) và do vậy nó có thể được dùng để đo chuyển động thẳng

đứng của phao. Điều này cho phép xây dựng một kỹ thuật đo sóng mới. Kỹ thuật này đang được sử dụng hiện nay ở một số trạm phao hiện đại (trạm phao SMART của OCEANOR, Na Uy).



Hình 10.1 Trạm phao WAVERIDER trên mặt biển.

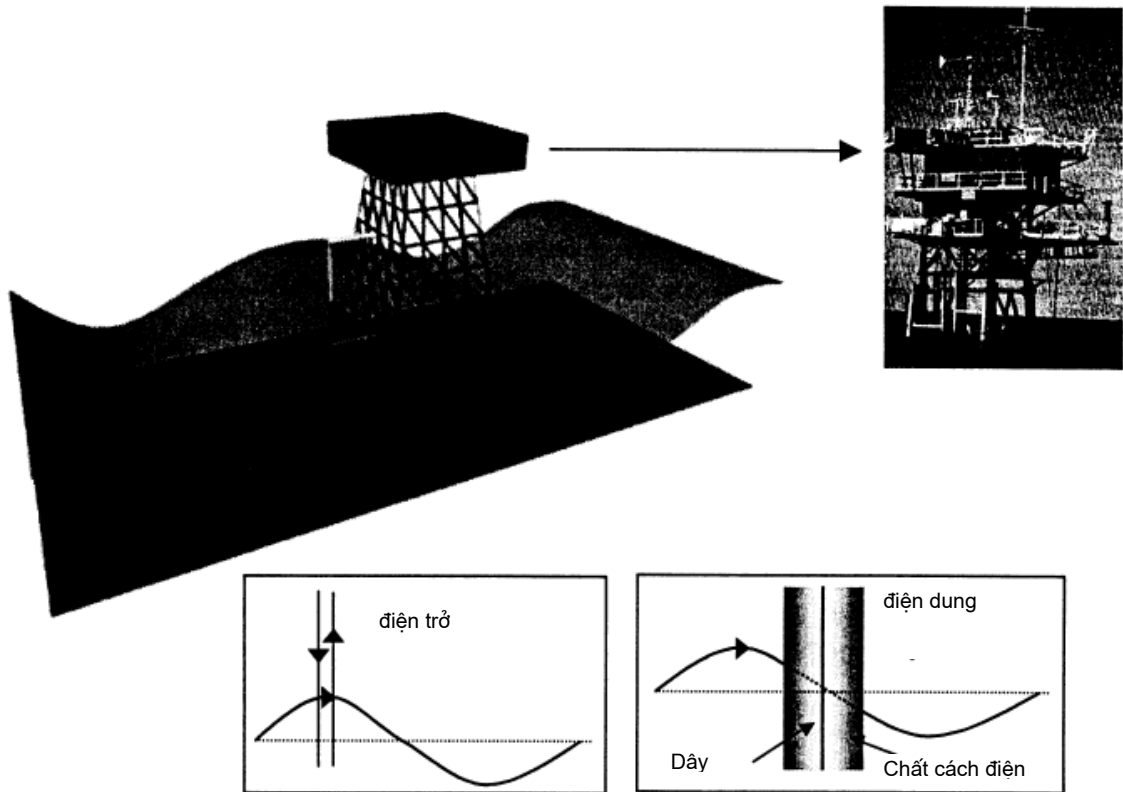
Một trong những nhược điểm của kỹ thuật này là phao có xu hướng đi theo quỹ đạo chuyển động của mặt nước tại bề mặt chứ không phải là chuyển động thẳng đứng tại một điểm cố định theo phương nằm ngang. Điều này làm ảnh hưởng các quan trắc về các tính chất phi tuyến của sóng (mối liên hệ pha giữa các thành phần khác nhau trong phổ sóng). Hơn nữa, các phao có xu hướng tránh những phần rất dốc của sóng (chúng dao động xung quanh đỉnh sóng và do vậy tránh phần cao nhất của đỉnh sóng).

Một phao nâng không cho ta thông tin về hướng sóng. Hai dạng phao khác được sáng chế với mục đích đo hướng sóng. Dạng phao thứ nhất đo độ dốc mặt nước, tức là độ dốc and độ xoay của một phao dạng chiếc bánh doughnut (phao này cũng đo độ nâng của nó). Điều này yêu cầu là phải có một cảm biến nữa để đo góc nghiêng của phao theo hai hướng vuông góc (máy đo góc nghiêng) và một cảm biến để xác định hướng Bắc. The độ dốc của phao biểu thị hướng sóng chính trong khi độ xoay cho biết mức độ ba chiều của sóng (độ ngắn của đỉnh sóng). Một cách khác để đo được hướng sóng là dùng phao đo được chuyển động ngang (chuyển động về phía trước và chuyển động ngang). Tương tự như độ nâng, sự chuyển động về phía trước của phao cho biết hướng sóng trung bình trong khi chuyển động ngang cho biết độ ngắn của đỉnh sóng. Ở đây, GPS là đủ chính xác để đo được chuyển động ngang của phao và do vậy phao SMART có thể đo được hướng sóng.

Các phao khác có thể đo hướng sóng như phao WAVETRACK (USA), WAVEC (Hà

Lan), WADIBUOY (Pháp), NORWAVE (Na Uy), MAREX (Anh).

b) Dàn đo sóng



Hình 10.2 Hai kỹ thuật đo đạc tại dàn đo sóng.

Khi một công trình được xây dựng cố định tại một vị trí nào đó, một dây dẫn điện có thể được treo từ công trình tới một độ sâu nào đó dưới mặt nước (Hình 10.2). Có thể đo được vị trí của mặt nước khi nó chuyển động dọc theo dây dẫn trong điều kiện sóng. Một phương pháp dễ dàng để thực hiện việc này là đo độ dài của dây dẫn trên mặt nước bằng cách đo điện trở của nó (trong thực tế là hai dây điện bị chập mạch tại mặt nước như trong hình 10.2). Một kỹ thuật khác là đo dung trở của dây. Để làm việc này, một dây đơn được dùng. Dây này được phủ bằng một lớp cách điện và do vậy tạo ra một dung trở với hai điện môi được phân chia bằng một môi trường cách điện (Hình 10.2). Cũng có thể gửi một tín hiệu điện có tần số cao qua dây dẫn. Tín hiệu điện này sẽ bị phản xạ tại bề mặt nước và do vậy xác định được vị trí của bề mặt nước dọc theo dây dẫn. Để làm rõ các nhược điểm riêng của mỗi kỹ thuật, cần phải nhận thấy rằng khi mặt nước rút xuống, nó thường để lại một lớp nước mỏng với một vùng chuyển tiếp có dạng đỉnh gần mặt nước. Điều này làm ảnh hưởng tới kết quả đo đạc. Thông thường là có thể bỏ qua sai số đo đạc này. Tuy nhiên, với những đo đạc rất chi tiết (như nghiên cứu sóng mao dẫn) thì cần phải cẩn thận.

Các dây dẫn điện trên không cho thông tin về hướng truyền sóng. Có thể dùng một nhóm các dây để tìm hướng truyền sóng. Thí dụ như ba dây cách nhau một khoảng rất nhỏ (trên các đỉnh của một tam giác rất nhỏ so với bước sóng) có thể dùng để đánh giá độ dốc của mặt nước. Kết quả rất gần với kết quả đo được bằng phao nghiêng - xoay. Một nhóm các dây ở khoảng cách lớn hơn (có bậc độ lớn của bước sóng) có thể được dùng để phát hiện sự khác biệt về pha của các bước sóng khác nhau khi mà các sóng đi qua nhóm dây. Thí dụ, với một sóng thành phần (một phối hợp của tần số và hướng sóng) sự khác biệt về pha giữa hai dây là bằng 0 nếu đỉnh của sóng thành phần đồng thời đi qua hai dây. Bất cứ một sự khác biệt nào về pha cũng cho thông tin về hướng sóng. Thông tin này có thể được tăng cường bằng cách đưa thêm dây vào hệ thống (và do vậy cung cấp thông tin chi tiết hơn về tính ngắn của đỉnh sóng).

c) Các kỹ thuật đo đạc tại chỗ khác

Các phao và dàn đo sóng ở trên là các phương tiện được dùng phổ biến nhất để đo đạc sóng. Tuy nhiên, do nhiều yếu tố (như khả năng vận hành, tài chính v.v...) nên trong một số điều kiện nào đó người ta có thể dùng những phương pháp thích hợp hơn. Các phương pháp này là sóng âm, áp suất và dòng chảy. Máy đo sóng bằng âm là một thiết bị đo sóng đặt tại một độ sâu nào đó dưới mặt nước, hướng lên phía trên và đo vị trí của bề mặt nước bằng một tia âm hẹp. Thiết bị này được đặt tại nhiều vị trí gần bờ biển Nhật bản. Một máy đo sóng bằng áp suất được đặt tại một độ sâu nào đó dưới mặt nước và có thể đo được dao động áp suất do sóng gây ra. Không thể dùng trực tiếp các dao động áp suất này để xây dựng lại chuyển động của bề mặt nước, nhưng với một phép chuyển hợp lý có thể đánh giá phổ của sóng. Khi được đặt theo một phân bố không gian nào đó, các tập hợp (ít nhất là ba) tia âm hay máy đo áp suất có thể cho biết hướng truyền sóng. Một máy đo vận tốc dòng chảy được đặt tại một độ sâu nào đó có thể đo được chuyển động quỹ đạo. Chuyển động này có thể được dùng để đánh giá phổ sóng, và vì rằng chuyển động quỹ đạo được đo như là một vector (theo phương ngang) nên thông tin về hướng cũng được chứa đựng trong đó.

10.1.2 Các kỹ thuật viễn thám

Các dụng cụ đặt phía bên trên mặt nước trên một dàn cố định (như một tháp quan trắc ngoài biển hay trên bờ) hay một dàn di động (tức là một con tàu, một máy bay hay một vệ tinh) được định nghĩa là các thiết bị viễn thám. Nguyên lý hoạt động của các thiết bị này là tiếp nhận một tia sáng nhìn thấy được hay năng lượng ra-đa phản xạ từ mặt biển. Sự khác biệt quan trọng nhất so với kỹ thuật đo đạc tại chỗ là các thiết bị viễn thám thường phủ được một diện tích rộng trong một khoảng thời gian ngắn, nhất là khi đo từ vệ tinh. Nhưng mặt khác, kỹ thuật viễn thám thường chỉ dùng trong thí nghiệm và đắt hơn đo trực tiếp

(phần lớn là do giá thành của giàn đo). Tuy nhiên, phương pháp đo viễn thám thường được chính phủ hay các tổ chức quốc tế tài trợ. Hơn nữa, chi phí có thể do nhiều người có nhu cầu sử dụng thông tin góp vào nên phương pháp đo viễn thám trong nhiều trường hợp vẫn khả thi.

a) Ảnh lập thể

Chụp ảnh là một phương pháp được dùng để quan trắc sóng và với ảnh lập thể, có thể chụp được mực mặt nước như là hàm của tọa độ ngang tại một thời điểm. Kỹ thuật này đã được sử dụng rất tốt để chụp ảnh trên cạn. Một máy ảnh có chất lượng cao thường hướng từ trên xuống dưới từ một máy bay và chụp các ảnh cách quãng nhau vài giây một phần mặt đất. Một bề mặt được chụp từ các góc khác nhau nên các hình chụp được là hơi khác nhau. Những sự khác nhau này (parallax) có thể được chuyển thành cao độ và do vậy tạo ra một bức ảnh ba chiều bề mặt. Khi mà kỹ thuật này được áp dụng cho mặt biển, một máy ảnh là không đủ vì rằng mặt biển sẽ thay đổi từ ảnh này tới ảnh khác. Thay vào đó, hai máy ảnh chụp đồng thời được sử dụng. Điều này yêu cầu hai vị trí chụp ảnh (mỗi vị trí cho một máy ảnh như là hai máy bay).

Kỹ thuật này đã được sử dụng trong một số thí nghiệm nhưng do nó quá phiền toái trong thao tác và phân tích (cần máy bay, phụ thuộc vào điều kiện thời tiết, phân tích ảnh) nên cho đến nay chỉ được dùng trong các thí nghiệm. Ảnh lập thể là không đủ chính xác khi chụp nó từ vệ tinh (chưa kể đến điều kiện thời tiết và điều kiện đêm không thích hợp cho việc chụp ảnh).

b) Đo độ cao bằng laser

Một kỹ thuật khác là dùng ánh sáng nhìn thấy được bằng ánh sáng laser để đo độ cao. Thực ra, đó là một máy đo khoảng cách để đo khoảng cách từ thiết bị tới bề mặt biển bên dưới giàn đặt thiết bị phụ thuộc vào thời gian. Kỹ thuật này được áp dụng từ thiết bị đặt trên dàn cố định (như giàn khoan dầu khí) hay dàn chuyển động (như máy bay). Việc đo từ máy bay có khó khăn vì mặt biển không phải là được đo tại một điểm mà theo một đường (đường bay của máy bay). Kỹ thuật này đỡ phiền toái hơn kỹ thuật ảnh lập thể nhưng cũng có nhiều vấn đề phiền toái. Kỹ thuật đo độ cao bằng tia laser dường như là đủ chính xác để có thể đo từ vệ tinh nhưng cũng bị ảnh hưởng rất mạnh bởi điều kiện thời tiết.

c) Đo độ cao bằng radar

Thay cho tia laser, có thể dùng tia radar để đo khoảng cách từ thiết bị tới bề mặt bên dưới. Nếu như radar được bố trí gần mặt nước (trên một dàn cố định hay trên một máy bay)

thì radar là đủ chính xác để đo mực mặt biển giống như tia laser. Từ một khoảng cách lớn hơn, đặc biệt là từ một vệ tinh, phương pháp thao tác có khác. Với các áp dụng như thế, mặt cắt của tia radar tại bề mặt (vết chân) là quá rộng để có thể đo được các sóng riêng rẽ. Tuy nhiên, tín hiệu radar phản xạ từ bề mặt sẽ bị méo do sóng. Sự méo tín hiệu có thể được dùng để đánh giá độ nhám của bề mặt, và do đó là độ cao sóng đặc trưng. Radar phát ra một bó sóng điện từ tới mặt nước theo mặt phẳng. Nếu mặt nước là mặt phẳng thì vệ tinh sẽ nhận được một sự phản xạ đồng nhất từ bề mặt. Sự tồn tại của sóng sẽ tạo ra sự bất đồng nhất của tín hiệu phản xạ từ bề mặt, và dựa trên sự bất đồng nhất này, độ cao sóng được tính toán.

d) Radar hình ảnh

Các radar trên tàu thường được dùng để phát hiện các vật thể xung quanh tàu, tức là những vật thể rắn có khả năng gây hại cho con tàu. Do vậy các radar này thường được thiết kế để tìm được phản xạ từ các vật rắn đó. Tuy nhiên, nó cũng có thể được đặt sao cho nó cho sóng phản xạ từ các bề mặt mềm hơn như là mặt bãi cát hay sóng (thường được xem là đám “bụi”). Cơ chế của sóng radar phản xạ từ bề mặt là sự tán xạ của sóng radar từ sóng biển có chiều dài bằng hai lần sóng radar. (trong thực tế là trong khoảng cm). Do đó, radar chỉ nhìn thấy các sóng mao dẫn. Dạng của các hình nổi bề mặt cho hình ảnh của các sóng dài hơn (trong khoảng m hay dài hơn) trên mặt của radar. Các hình ảnh này có thể được số hoá và phân tích để xác định phổ sóng, bao gồm cả hướng truyền sóng.

Các radar tương tự đã được đặt trên các vệ tinh. Chúng quan trắc sóng trên quy mô đại dương. Tuy nhiên, cần một ăng ten rất lớn để quan trắc các sóng đơn từ độ cao của vệ tinh. Để giải quyết vấn đề này, người ta dùng một antenna nhỏ với một thiết bị phát tín hiệu đã được chương trình hoá để có thể phát và thu các tín hiệu đã được chương trình hoá một cách chuẩn mực từ một antenna chuyển động dọc theo một đường thẳng và do vậy có thể mô phỏng một antenna lớn hơn nhiều. Một radar có tín hiệu được chương trình hoá như vậy được gọi là một synthetic aperture radar (SAR). Lý thuyết về việc sử dụng các hình ảnh SAR có vẻ đáng thuyết phục nhưng các phương pháp để phân tích các hình ảnh này vẫn chưa được xây dựng hoàn chỉnh. Hơn nữa, chuỗi số liệu do SAR tạo ra là rất lớn do vậy thiết bị không thể vận hành liên tục trong lúc vệ tinh quay quanh trái đất.

e) Các radar khác

Các kỹ thuật radar khác dựa trên việc phản xạ không hình ảnh các tín hiệu radar từ bề mặt đại dương. Các tín hiệu này có thể được khai thác trong các dải tần số radar khác nhau mà mỗi dải này cung cấp các hệ thống vận hành (trên mặt đất hay trong khí quyển) khác nhau. Một dạng radar tần số thấp có thể quan trắc được sóng từ một khoảng cách lớn (phản

xạ từ tầng ionosphere trong khoảng cự ly vài ngàn km; radar sóng không gian, Georges và Harlan, 1994) trong khi radar tần số cao quan trắc được sóng đại dương tại các cự ly nhỏ hơn (chỉ trong vòng giới hạn của đường chân trời; radar sóng mặt đất, e.g. Wyatt, 1997). Tất cả các radar này yêu cầu phải có phân tích về sự méo sóng ra đa phản hồi để từ đó đánh giá phổ sóng (kể cả hướng sóng).

10.2 Các phương pháp dự báo sóng cho điều kiện biển phát triển hoàn toàn (FAS)

Việc dự báo sóng chỉ được phát triển khi có yêu cầu đổ bộ trên bãi biển trong chiến tranh thế giới lần thứ II. Hai nhóm nghiên cứu dự báo sóng chính khi đó là nhóm ở Mỹ do Sverdrup và Munk (1947) lãnh đạo. Họ quan trắc sóng bằng mắt và xây dựng mối liên hệ giữa gió và các sóng lớn mà trên cơ sở đó các khái niệm “độ cao sóng có nghĩa” và “chu kỳ sóng có nghĩa” xuất hiện. Rất may mắn là sau đó, bằng cách nghiên cứu thống kê dao động của mực nước, người ta đã áp dụng các giá trị “có nghĩa” cho giá trị trung bình của một phần ba sóng cao nhất ($H_{1/3}$).

Nhóm nghiên cứu thứ hai là nhóm nghiên cứu tại Anh do Longuet-Higgins (1952, 1963) dẫn đầu. Họ phân tích các chuỗi quan trắc sóng bằng phương pháp phân tích điều hoà và trên cơ sở đó đã rút ra các lý thuyết bằng cách áp dụng lý thuyết sóng âm của Rayleigh (1880) và tiếng ồn mạch điện của Rice (1944-1945) và Eckart (1953). Darbyshire (1952) đã áp dụng các số liệu của Anh để dự báo.

Sau khi Longuet-Higgins (1952) rút ra được các đặc trưng thống kê của một phổ hẹp, Neumann (1953) ở New York đã rút ra bằng lý thuyết một phương trình biểu thị phổ sóng, dùng độ cao và chu kỳ sóng có nghĩa như trước đây đã dùng. Pierson và cộng sự (1955) đã áp dụng phổ này để rút ra những bảng và đồ thị mà chúng đã trở thành xương sống cho công tác dự báo sóng mấy thập kỷ sau đó. Nhiều so sánh các công thức khác nhau cho thấy những công thức khác nhau cho những khác nhau rất khó giải thích về các kết quả tính. Các điều tra kỹ càng đã cho thấy rằng nguyên nhân chính là do các nhà nghiên cứu sử dụng tốc độ gió tại các độ cao khác nhau trên mực biển. Pierson (1964) bằng cách hiệu chỉnh các công thức cho gió đo được ở các độ cao tương tự nhau và đã giảm được sự khác biệt của kết quả tính với các công thức khác nhau.

Đồng thời, Moskowitz (1964) đã tiến hành một phân tích phổ một cách kỹ càng các số liệu thu được từ các các sóng ký trên tàu (Tucker 1956). Kết quả đã làm thay đổi phổ do Pierson và cộng sự (1955) đề nghị. Đối với điều kiện biển phát triển hoàn toàn (FAS), kết quả tính phù hợp hơn với kết quả tính dùng các công thức khác. Pierson và Moskowitz (1964) đã kết hợp các profiles gió của Pierson (1964) và dạng phổ không thứ nguyên do Kitaigorodskii (1961) đề nghị. Kết quả là tạo được phổ PM cho FAS, được thừa nhận là

phổ tốt nhất cho điều kiện này.

Khi mà đà sóng hay thời gian tác dụng của gió là chưa đủ để tạo ra sóng lớn nhất với một vận tốc cho trước, ta có một biển đang phát triển. Cần phải biết được các đặc trưng sóng trong các điều kiện giới hạn vì rằng một khu vực biển hay hồ có thể là không đủ lớn để có điều kiện FAS, nhất là với các vận tốc gió lớn. Các đặc trưng sóng trong các điều kiện này có thể dễ dàng được liên hệ với các đặc trưng sóng trong điều kiện FAS với một khoảng của đà FAS (F_{FAS}) hay khoảng thời gian tác dụng FAS (t_{FAS}) được dùng để xác định các điều kiện này. Điều này yêu cầu là F_{FAS} hay t_{FAS} phải được biết trước cho bất cứ một đà không thứ nguyên nào đó có một giá trị FAS cho trước. Giá trị t_{FAS} rút ra được từ thời gian mà sóng cực đại dọc theo các phần của đà tới được điểm mà các điều kiện FAS tồn tại. Điều kiện này thường là liên quan tới F_{FAS} mà sau đó nó sẽ được dùng để tiếp tục phân chia các độ cao và chu kỳ sóng.

Một nghiên cứu quan trọng về sóng đang phát triển là do Hasselmann và cộng sự (1973) tiến hành. Họ đã ghi sóng dọc theo đà tại bờ biển Đan Mạch khi mà gió thổi từ bờ ra. Họ tìm ra rằng phổ đạt cực đại tại tần số thích hợp cho đà. Độ cực đại giảm đi khi tiến tới điều kiện FAS sao cho tại điều kiện này nó sẽ chuyển thành phổ PM. Trong cùng năm đó, Toba (1973), dựa trên các đo đạc cả trong phòng thí nghiệm và ngoài hiện trường, đã đưa ra một phổ mới. Một số nhà nghiên cứu đã so sánh hai công thức này. Một nhà nghiên cứu trong lĩnh vực này là Mitsuyasu (1973, 1975a, 1975b), người đã viết một số bài báo về điều kiện sóng với đà giới hạn. Ông đã phát triển các công thức dự báo sóng hơi khác với các công thức thảo luận ở trên.

Rất nhiều công thức lập trên cơ sở phổ tần số. Nó cho một tần số (f_m) mà tại đó năng lượng cực đại tập trung. Khi mà các công thức được chuyển thành chu kỳ (nghịch với tần số) thì T_m được rút ra không phải chính xác là nghịch đảo của f_m vì rằng đạo hàm của đường cong phổ bằng 0 tại các giá trị cực đại f_m và T_m . Để đơn giản hoá, hầu như các công thức vẫn giữ nguyên là tần số.

10.2.1 Các đặc trưng thống kê ngoài hiện trường

Các phổ của sóng đang phát triển chứa các hằng số cho các giá trị cực đại và chiều rộng của phổ. Vấn đề là tìm các hằng số phù hợp nhất với số liệu sóng ghi được ngoài hiện trường. Trên cơ sở đó lựa chọn dạng phổ phù hợp nhất, nó có thể đơn giản hoá thành một hình tam giác tăng từ chu kỳ thấp (T_L) tới điểm có năng lượng cao nhất tại T_{max} và giảm tới giá trị chu kỳ trên T_U . Các giá trị của T_L/T_{max} và T_U/T_{max} định nghĩa phổ.

Việc xác định các điều kiện sóng thiết kế trong các điều kiện nước sâu và nước nông

là rất quan trọng. Các sóng tới một điểm nào đó có thể từ hai nguồn: sóng tạo ra ở nước sâu và truyền vào gần bờ cũng như sóng tạo ra tại chỗ.

Các điều kiện sóng thiết kế cho một dự án nào đó, ngoài khơi hay trên bờ, có thể được xác định từ các số liệu sóng hay dự báo sóng. Cách tiếp cận đầu yêu cầu các ghi chép sóng tại địa phương phải được phân tích bằng lý thuyết thống kê hay bằng phổ năng lượng sóng; trong khi cách tiếp cận sau yêu cầu sử dụng các mối liên hệ thực nghiệm đã được phát triển, liên hệ giữa các điều kiện gió và sóng. Thông tin khí tượng, như là các bản đồ synoptic, được dùng để đánh giá điều kiện gió phục vụ cho tính sóng. Sóng tạo ra trong các cơn bão cũng được xem xét đến.

Cách tiếp cận dự báo sóng dựa trên các kết quả quan trắc sóng trước đó và phân tích thứ nguyên thường được biểu thị bằng dạng đồ thị để đánh giá trực tiếp độ cao và chu kỳ sóng có nghĩa trong một điều kiện gió thích hợp (tốc độ gió, đà gió, thời gian tác dụng). Có ba loại mô hình khác nhau để dự báo sóng là 1) mô hình sóng phát triển tại nước sâu trong điều kiện đà giới hạn, 2) sóng phát triển hoàn toàn tại nước sâu, và 3) sóng phát triển trong điều kiện đà giới hạn tại nước nông. Tuy rằng những mô hình này đang được sử dụng rộng rãi hiện nay, Vincent và Resio (1990) và Hurdle và Stive (1989) tìm ra rằng chúng không thống nhất và họ đã đề xuất ra một mô hình thay thế. Mặt khác, tuy rằng thuật ngữ độ cao sóng có nghĩa được dùng cả trong các cách tiếp cận thống kê và phổ, Thompson và Vincent (1985) đã nhận xét về sự sai lệch trong các kết quả thu được từ ba mô hình trên và đã đề nghị phương pháp kỹ thuật dùng trong thực tế ở vùng nước nông bằng phổ năng lượng sóng.

Trong các phần sau, các đặc trưng thống kê sóng và các phương pháp dự báo thực nghiệm được xem xét. Sau đó sẽ xét đến các phổ sóng trong các điều kiện FAS ở nước sâu. Phổ TMA, được tuyên bố là dùng được cho tất cả các độ sâu, kể cả đới sóng vỡ (Hughes 1984) sẽ được kiểm tra. Sóng phát sinh trong các cơn áp thấp nhiệt đới cũng như trong miền phân tán sẽ được xem xét.

Vì rằng các sóng tự nhiên là sóng ngẫu nhiên, để có được thông tin đáng tin cậy cần phân tích các chuỗi số liệu đo sóng có độ dài tối thiểu, thường là 20 tới 25 phút. Khi mà sóng tạo thành, không thể có được điều kiện gió dừng trong một khoảng thời gian vô hạn vì rằng các điều kiện khí tượng thay đổi liên tục theo thời gian. Tuy nhiên, ta phải giả thiết rằng các đo đạc ngắn hạn về sóng sẽ cho kết quả thống kê giống như các kết quả thống kê có được khi mà điều kiện khí tượng là giống hệt.

Sverdrup và Munk (1947) ở Mỹ đã quan trắc sóng bằng mắt, nhặt các sóng cao nhất và gọi chúng là sóng có nghĩa. May mắn là các độ cao sóng này (H_s) liên quan chặt chẽ với

các giá trị thống kê của độ cao sóng 1/3 ($H_{1/3}$). Đồng thời, chu kỳ trung bình của mực nước vượt quá SWL (T_s = độ dài ghi chép sóng/số lần mực nước vượt qua mực trung bình) xấp xỉ với chu kỳ sóng có nghĩa (T_s). Độ cao đo tốc độ gió không được xác định. Mười năm sau, Munk (1957) phát biểu: "Tôi nghĩ rằng phương pháp SMB, ít nhất là phiên bản SM trước đây xứng đáng được nghỉ hưu. Nó được dùng lần đầu tiên vào năm 1942 khi đổ bộ vào Bắc Phi và được công bố vào năm 1947. Thật là kỳ diệu vì nó đã tồn tại lâu đến thế".

Cố gắng thứ hai về sử dụng phân tích thống kê là Longuet-Higgins (1952). Họ đã dùng phương pháp phân tích điều hoà để phân tích chuỗi số liệu đo sóng trên tàu, vì rằng độ cao từ đỉnh tới bụng sóng không thể được sử dụng để xử lý toán học, các đo đạc đã được thực hiện từ mặt nước trung bình (SWL) tới mặt nước tự do. Điều này được thực hiện tại các điểm có khoảng cách bằng nhau dọc theo một ghi chép sóng có N số. Một giá trị trung bình bình phương (a_{rms}) sau đó được tính toán như sau:

$$a_{rms} = \left(\sum a^2 / N \right)^{1/2} \quad (10.2)$$

Giả thiết một phân bố xác suất Rayleigh, nói một cách chặt chẽ thì chỉ áp dụng được cho sóng lừng, các giá trị của $H_{1/3}$, $H_{1/10}$, và H_{ave} đều liên quan với a_{rms} .

Cartwright và Longuet-Higgins (1956) sau đó đã kiểm tra các phân bố thống kê của độ cao đỉnh trên hay dưới SWL. Họ tìm ra rằng chúng phụ thuộc vào a_{rms} và ε , một số đo của chiều rộng phổ được cho bởi:

$$\varepsilon^2 = 1 - (N_z / N_c)^{1/2} \quad (10.3)$$

với N_z là số lần mực nước dâng cao hơn SWL, và N_c là số đỉnh sóng trong một khoảng ghi chép có giới hạn. Với một sóng lừng đơn, $N_z = N_c$ và do vậy $\varepsilon = 0$. Nếu trên một sóng đơn lớn có rất nhiều sóng ngắn thì $N_c / N_z \rightarrow \infty$ và $\varepsilon \rightarrow 1.0$. Đây là một điều kiện giả thiết sao cho giá trị ε với FAS là 0.8.

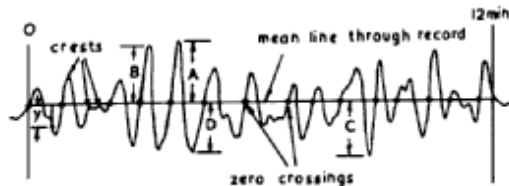
Như Longuet-Higgins (1952) đã chỉ ra, có thể xác định các tỷ số $H_{1/n} / a_{rms}$ theo bảng 10.1. Theo đó thì $H_{1/3} / a_{rms}$ đạt giá trị 4.17 tại FAS. Một giá trị bằng 4 thường được chấp nhận sao cho:

$$\text{Sai phương} = a_{rms}^2 = \sum a^2 / N = (H_{1/3} / 4)^2 \quad (10.4)$$

Cũng có thể thấy trong bảng 10.1 rằng H_{ave} giảm từ điều kiện sóng lừng tới FAS. Trong điều kiện FAS, tuy rằng có các sóng lớn, nhưng cũng có các sóng nhỏ và các sóng này làm giảm giá trị trung bình. Vì vậy H_{ave} có tầm quan trọng không đáng kể về mặt kỹ thuật.

Bảng 10.1 Các thông số độ cao sóng từ chiều rộng phổ (ε)

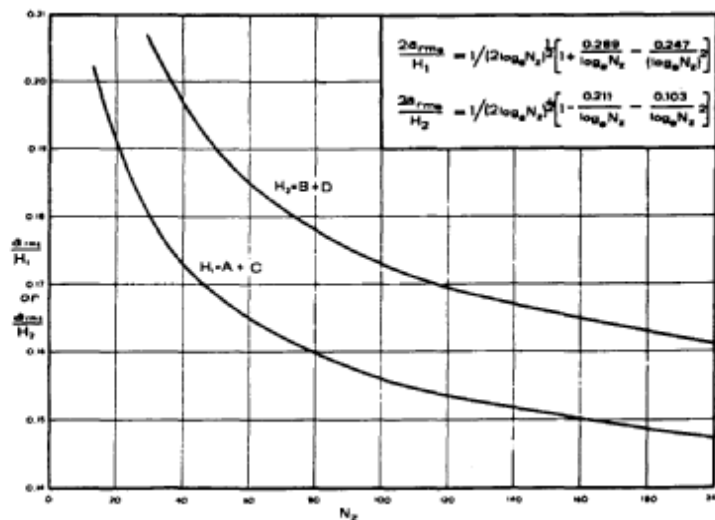
ε	0	0.2	0.4	0.6	0.8
$H_{1/3} / a_{rms}$	4.00	4.03	4.10	4.17	4.17
$H_{1/10} / a_{rms}$	5.09	5.09	5.24	5.45	5.73
H_{ave} / a_{rms}	2.51	2.51	2.45	2.26	1.63



Hình 10.4 Một chú giải trong ghi chép sóng

Tucker (1957, 1961) đã tìm ra các mối liên hệ để xác định a_{rms} từ một ghi chép sóng chỉ ra trong hình 10.3, mà ở đó A = độ cao lớn nhất của đỉnh sóng trên mực nước biển SWL, B = độ cao lớn thứ hai của đỉnh sóng, C = độ hạ mực nước tại bụng sóng thấp nhất, và D = độ hạ mực nước tại bụng sóng thấp thứ 2. Bằng cách đặt $H_1 = A + C$, và $H_2 = B + D$, các đường cong như trong hình 10.4 có thể được dùng nếu biết N_z . Cả hai đường cong cần phải cho một giá trị của a_{rms} . Kết quả này tương đương với việc đo $H_{1/3}$ trong một ghi chép sóng bằng cách dùng phương trình (10.4).

10.2.2 Dự báo sóng cho điều kiện FAS



Hình 10.4 Độ lệch của a_{rms} từ H_1, H_2 , và N_z , định nghĩa bởi Tucker (1957, 1961)

Các mối liên hệ chấp nhận được đầu tiên để dự báo sóng là phương pháp SMB do Sverdrup và Munk (1947) và Bretschneider (1958) đề xuất. Neumann (1953) rút ra một phổ năng lượng từ các quan trắc sóng bằng mắt mà từ đó lần đầu tiên đã nhận biết điều kiện FAS. Từ các kết quả này, phương pháp PNJ được đề xuất (Pierson và cộng sự, 1955). Sau đó, Pierson (1964) nhận ra nhu cầu xác định độ cao đo gió. Đồng thời, Moskowitz và cộng sự (1962) và Moskowitz (1964) phân tích 460 ghi chép sóng trên tàu và tìm ra rằng chỉ 52 là áp dụng được cho FAS. Từ hai tiếp cận này, một dạng phổ đã được đề xuất cho FAS (Pierson và Moskowitz 1964). Sau đó, phổ này được chấp nhận rộng rãi là phương pháp PM để dự báo. Hasselmann và cộng sự (1973) đo sóng trong một biển có giới hạn đà để chỉ ra năng lượng cực đại trước khi đạt được FAS.

Phổ PM cho các sóng nước sâu (phương trình 6.78), biểu diễn theo tần số, được viết theo công thức sau:

$$S_{H^2}(f) = \frac{\alpha g^2}{(2\pi)^4 f^5} \exp \left[-\beta \left(\frac{g}{2\pi U_{19.5} f} \right)^4 \right] \quad (10.5)$$

Đồ thị vẽ cho phương trình (10.5) được trình bày trên hình Fig. 10.5 với $U_{19.5}$ từ 20 tới 45 knots (tức là khoảng từ 10 tới 23 m/s). Cần phải nhận thấy sự thay đổi tần số của giá trị cực đại cũng như sự tăng đáng kể của diện tích bên dưới đường cong ($= (H_{1/3}/4)^2$) khi mà vận tốc gió tăng lên. Phân bố này có thể được viết dưới dạng chu kỳ với phương trình sau

$$S_{H^2}(T) = \frac{\alpha g^2 T^3}{(2\pi)^4} \exp \left[-\beta \left(\frac{gT}{2\pi U_{19.5}} \right)^4 \right] \quad (10.6)$$

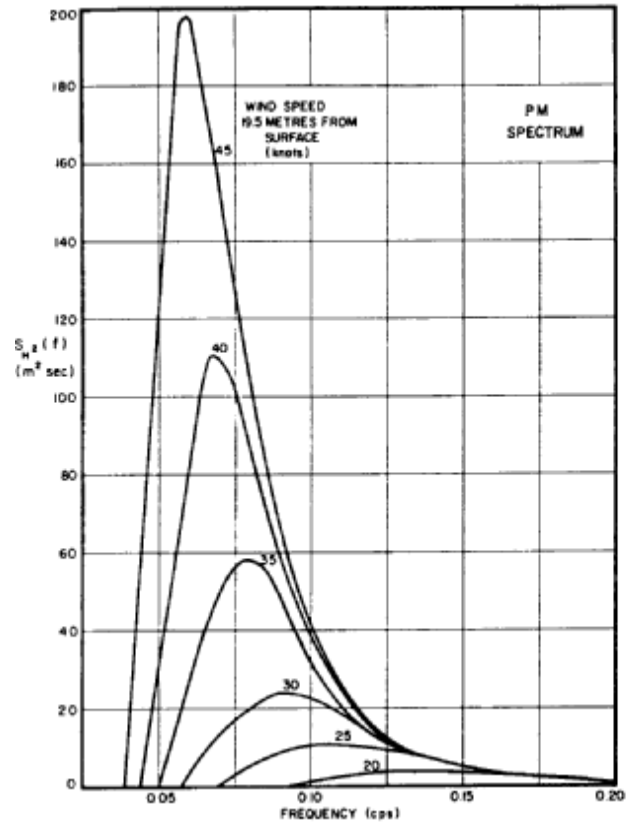
Hình (10.6) được vẽ với cùng điều kiện như hình 10.5 với tung độ là m^2/sec hay ft^2/sec . Tuy nhiên, hình như là phổ chu kỳ có dạng gần với hình tam giác và không có cái đuôi dài ở khu vực tần số cao.

Có thể tìm được các giá trị f_{max} hay T_{max} tại đỉnh của các phổ này bằng cách lấy đạo hàm các phương trình (10.5) và (10.6), và sau đó cho chúng bằng 0. Kết quả là

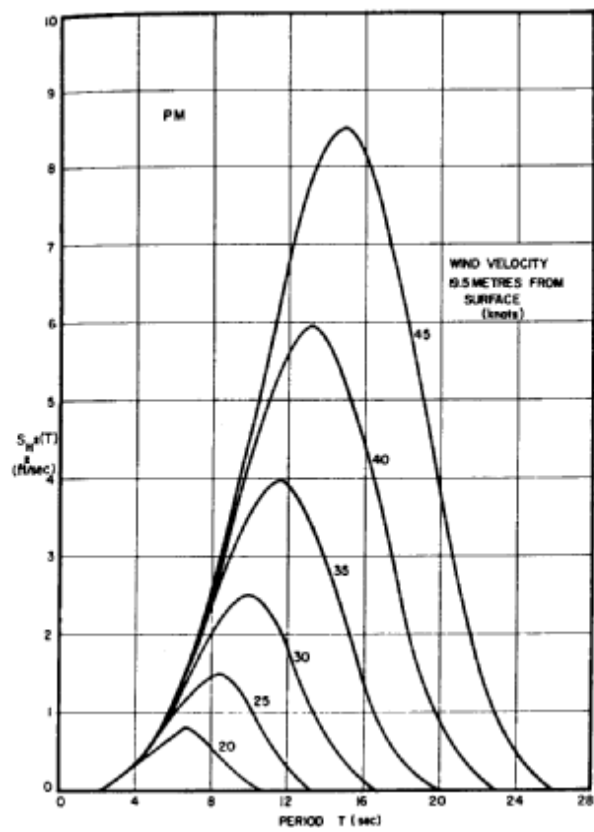
$$g / (2\pi U_{19.5} f_{max}) = (5/4\beta)^{1/4} = 1.14 \quad (10.7)$$

và:

$$gT_{max} / (2\pi U_{19.5}) = (3/4\beta)^{1/4} = 1.00 \quad (10.8)$$



Hình 10.5 Phổ tần số Pierson-Moskowitz (PM) cho các tốc độ gió khác nhau



Hình 10.6 Phổ chu kỳ Pierson-Moskowitz (PM) cho các tốc độ gió khác nhau

Số làm tròn 1.00 trong phương trình (10.8) không có tầm quan trọng vì nó chỉ xảy ra khi $U_{19.5}$ tính bằng knots. Silvester và Hsu (1997) thu được mối liên hệ giữa f_{\max} và T_{\max} bằng cách chia phương trình (10.8) cho (10.7) và đạt được:

$$f_{\max} T_{\max} = 0.88 \quad (10.9)$$

Sử dụng mối liên hệ trong phương trình (10.8) ta có:

$$T_{\max} = 2\pi U_{19.5} / g = (U_{19.5} / 3) \quad (10.10)$$

với T_{\max} tính bằng giây và $U_{19.5}$ bằng knots trong biểu thức trong ngoặc. Với tốc độ gió bằng 30 knots, $T_{\max} = 10s$.

Bằng cách tích phân phương trình (10.6) từ 0 tới ∞ , diện tích phía dưới đường phổ sóng cho ta:

$$\text{Diện tích} = (H_{1/3} / 4)^2 = \alpha(U_{19.5})^2 / 4\beta g^2 \quad (10.11)$$

Từ đó:

$$H_{1/3} = 2(\alpha / \beta)^{1/2} (U_{19.5})^2 / g = 0.00564(U_{19.5})^2 \quad (10.12)$$

với $H_{1/3}$ đo bằng m và $U_{19.5}$ bằng knots. Thế phương trình (10.10) vào Eq. (10.12) cho:

$$T_{\max} = 4.4(H_{1/3})^{1/2} \quad (10.13)$$

với $H_{1/3}$ tính bằng m. Như đã thấy, phương trình (10.13) không chứa vận tốc gió và chỉ phụ thuộc vào điều kiện FAS. Hệ số tỷ lệ thường là nhỏ hơn giá trị 4.4 một chút.

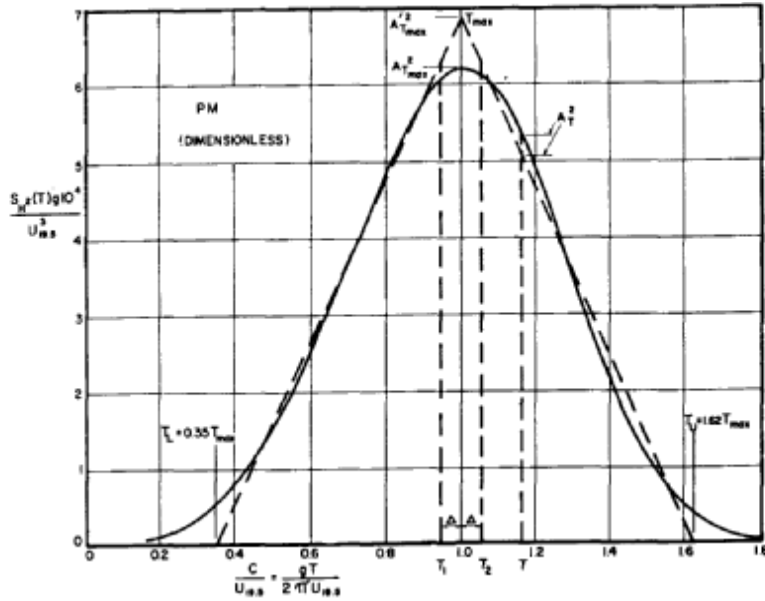
Các biến trong phương trình (10.6) có thể được chuyển thành phi thứ nguyên bằng cách đưa vào “tuổi sóng” ($c/U_{19.5}$) như sau:

$$S_{H^2}(T)g / U_{19.5}^3 = (\alpha / 2\pi)(c / U_{19.5})^3 \exp[-\beta(c / U_{19.5})^4] \quad (10.14)$$

Phương trình này được vẽ thành đồ thị trên hình 10.7 với một hình tam giác có

diện tích bằng diện tích bên dưới đường cong, hay bằng $H_{1/3}$. apexes của đường cong nguyên thủy và hình tam giác ở vị trí $c/U_{19.5} = 1.00$. Từ hình vẽ, có thể thấy các giới hạn trên (T_U) và giới hạn dưới (T_L) của tam giác là rõ ràng với các tỷ số sau:

$$T_U / T_{\max} = 1.62; \quad T_L / T_{\max} = 0.35; \quad (T_U - T_L) / T_{\max} = 1.27 \quad (10.15)$$



Hình 10.7 Phổ chu kỳ PM với một phân bố tam giác tương đương

Vậy, có thể xác định các giới hạn của chu kỳ trong phổ tương đương trong điều kiện FAS với năng lượng ngoài nó không đáng kể. Cùng với T_{\max} , T_U và T_L cũng như chiều rộng $T_U - T_L$, tăng lên cùng vận tốc gió, .

Biên độ (A_T) của dải sóng bất kỳ có chu kỳ nào đó là rất cần thiết để tính độ cao sóng trong miền phân tán như trong mục 10.2.6. Biên độ đỉnh bình phương $(A_T)_{\max}^2$ tại T_{\max} đã được chứng minh bởi Silvester (1974a) là:

$$(A_T)_{\max} = 0.0155(T_{\max})^{3/2} \quad \text{hay} \quad (H_T)_{\max} = 0.031(T_{\max})^{3/2} \quad (10.16)$$

với $(H_T)_{\max}$ tính bằng $m/s^{1/2}$. Biết rằng $T_{\max} = U_{19.5}/3$, ta có:

$$(H_T)_{\max} = 0.0059(U_{19.5})^{3/2} \quad (10.17)$$

với $H_{1/3}$ tính bằng m và $U_{19.5}$ bằng knots. Tam giác tương đương có đỉnh với giá trị

$$(A'_T)_{\max} = 0.0163(T_{\max})^{3/2} \quad \text{hoặc} \quad (H'_T)_{\max} = 0.0325(T_{\max})^{3/2} \quad (10.18)$$

có thể chuyển thành:

$$(H'_T)_{\max} = 0.00616(U_{19.5})^{3/2} \quad (10.19)$$

với $H'_{T_{\max}}$ tính bằng m và $U_{19.5}$ bằng knots. Tất cả chúng là nhỏ hơn các đại lượng trong các phương trình (10.15) và (10.16) một chút. Các giá trị đối với các chu kỳ trung gian T được cho bởi:

$$(A_T / (A'_T)_{\max})^2 = (T_U - T)(T_U - T_{\max}) \quad \text{for} \quad T > T_{\max} \quad (10.20)$$

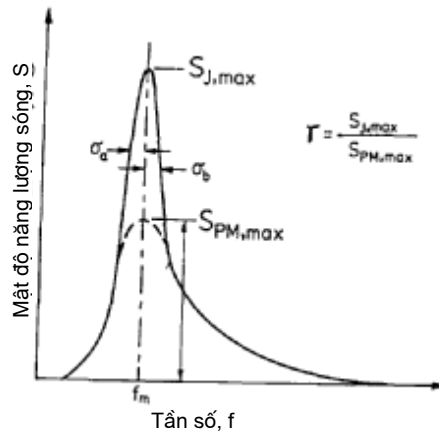
và:

$$(A_T / (A'_T)_{\max})^2 = (T - T_L)(T_{\max} - T_L) \quad \text{for} \quad T < T_{\max} \quad (10.21)$$

Cần phải biết đà của FAS để biết rằng đã đủ điều kiện cho sóng bão hoà chưa. Việc này đã được Silvester và Vongvisessomjai (1978) thực hiện bằng cách xem xét phổ JONSWAP (Hasselmann và cộng sự 1973) và phổ PM cho FAS (Pierson và Moskowitz 1964). Sự khác biệt là phổ JONSWAP cho thấy một nhân tố tăng cường được thêm vào vế phải của phương trình (10.5) như sau

$$\gamma \exp\left[-(f - f_m)^2 / (2\sigma^2 f_m^2)\right] \quad (10.22)$$

với γ được giải thích trên hình 10.8, và giá trị của σ thay đổi trong khoảng σ_a và σ_b ở hai bên của tần số đỉnh f_{\max} . Như chỉ ra trên hình, nhân tố γ là tỷ số của năng lượng đỉnh của các phổ JONSWAP (S_j) và PM (S_{PM}) xảy ra tại một đà nào đó xác định bởi α . Chiều rộng (σ) của tam giác là nằm ở trung điểm của chiều cao sao cho phần diện tích phổ thêm vào là $S_{PM}(\gamma - 1)(\sigma_a + \sigma_b)$.



Hình 10.8 Định nghĩa phổ JONSWAP

Các biến của các phổ này có thể được cho dưới dạng ba mối liên hệ phi thứ nguyên:

$$f_{\max} U_{10} / g = 3.5 (gF / U_{10}^2)^{-0.33} (= \nu) \quad (10.23)$$

$$gH_{1/3} / U_{10}^2 = 0.0016 (gF / U_{10}^2)^{0.5} (= 4\varepsilon^{1/2}) \quad (10.24)$$

và:

$$\alpha = 0.076 (gF / U_{10}^2)^{-0.22} \quad (10.25)$$

Công thức này chuyển từ $U_{19.5}$ tới U_{10} bằng mối liên hệ $U_{19.5} = 1.07U_{10}$. Các số hạng thêm ν và ε sẽ được xem xét sau đây. Không nên nhầm lẫn ν với chiều rộng phổ trong phương trình (6.73) và không nên nhầm ε với thông số xác định chiều rộng phổ dùng trong (10.3).

Silvester và Vongvisessomjai (1970, 1971) dùng tỷ lệ F/F_{FAS} cho các điều kiện khác với FAS, nhưng bất cứ một so sánh nào với phổ JONSWAP phải dựa trên tỷ lệ không thứ nguyên gF/U_{10}^2 cho FAS. Điều này có nghĩa là ngoài giới hạn F_{FAS} , sự phát triển của sóng là rất yếu. Bretschneider (1959) cho rằng $gF_{FAS}/U_{10}^2 = 6 \times 10^5$ vì gF_{FAS}/U_{10}^2 tăng rất chậm từ 10^4 tới 6×10^5 . Theo các tác giả này thì một giá trị gần với 10^4 có vẻ là chấp nhận được. Mitsuyasu (1975a, 1975b) thông báo một giá trị FAS là 1.33×10^4 .

Số mũ trong các phương trình (10.23), (10.24) và (10.25) được Hasselmann và cộng sự (1973) đề nghị. Các công thức khác do Mitsuyasu (1975a, 1975b) và Liu (1971) đề nghị sẽ không được thảo luận ở đây. Chọn f_{\max} với giá trị số mũ 0.33 được chấp nhận bởi hầu hết các nhà nghiên cứu, giá trị của $f_{\max} U_{10} / g$ tìm được theo phương trình (10.7) trong điều kiện FAS với phổ PM là 0.13. Giá trị này yêu cầu gF_{FAS} / U_{10}^2 trong phương trình (10.12) là 1.95×10^4 . Thế tất cả các giá trị này vào phương trình (10.24), ta có được $gH_{1/3} / U_{10}^2$ bằng 0.223. Giá trị này xấp xỉ với giá trị 0.24 thu được từ phương trình (10.12). Thế vào phương trình (10.25) sẽ cho $\alpha = 0.0086$, gần với giá trị đã được thừa nhận cho FAS là 0.0081. Vậy, có thể dùng giá trị của gF_{FAS} / U_{10}^2 vào khoảng 20,000 với độ tin tưởng cao.

Việc so sánh với các công thức của Hurdle và Stive (1989) trong điều kiện nước sâu đã được thực hiện từ giá trị giới hạn thời gian t_{lim} thay thế và mối liên hệ đã. Với $U_{10} = 15$ m/s, giá trị của họ là $F_{FAS} = 531$ km, so với giá trị đạt được theo công thức trên là 447 km thì có một sai khác khoảng 10%. Dùng $U_{10} = 17.5$ m/s hay là vào khoảng 35 knots, ta có đã tương ứng là 584 và 609 km, sai khác nhau khoảng 4%.

Dạng của phổ, đặc biệt là các phổ dựa trên chu kỳ về cơ bản là như nhau trong toàn bộ quá trình sóng phát triển. Hasselmann và cộng sự (1976) rút ra một thông số dạng $\lambda = \varepsilon \nu^4 / \alpha$, theo các biến trong các phương trình (10.23) và (10.24). Họ nhận thấy rằng biến này biến đổi phụ thuộc vào thông số đã theo quy luật số mũ 1/10. Nếu trong phương trình (10.23) $f_{\max} U_{10} / g^2$ thay đổi theo ν , thì từ phương trình (10.7), có thể thấy rằng nó thay đổi theo $(\beta)^{1/4}$, và với $gH_{1/3} / U_{10}^2$ thay đổi theo $4\varepsilon^{1/2}$, phương trình (10.12) chỉ ra rằng nó thay đổi theo $(\alpha / \beta)^{1/2}$. Nhân tố hình dạng λ vì vậy thay đổi theo $(\alpha / \beta)(\beta^{1/4})^4 / \alpha$, hay là độc lập với tất cả các biến. Do vậy, dạng phổ của sóng đang phát triển phải giống hệt dạng phổ trong điều kiện FAS.

10.3 Phổ trung bình của sóng gió

Các giá trị của $H_{1/3}$ và T_{\max} có thể là rất lớn nếu tốc độ gió khoảng 25 m/s tạo ra FAS. May mắn là đây không phải là trường hợp phổ biến vì rằng thường là sóng phát triển trong điều kiện giới hạn đã, giới hạn thời gian tác dụng hay giới hạn cả hai. Moskowitz (1964) trong khi lựa chọn các ghi chép sóng liên quan tới đã đã phát biểu: “Đà yêu cầu cho gió

nhẹ (khoảng 30 knots) tạo ra sóng phát triển hoàn toàn thường xảy ra tại mọi nơi. Gió mạnh hơn 30 knots thường hiếm khi liên quan với đà đủ lớn để tạo ra sóng phát triển hoàn toàn”.

Dùng các mối liên hệ không thứ nguyên của các phương trình (10.23) và (10.24), và thừa nhận rằng $gF_{FAS}/U_{10}^2 = 20,000$, có thể rút ra các giá trị của $H_{1/3}$ và $T_{max} (= 0.88/f_{max})$ với những giới hạn chấp nhận được về đà trong điều kiện các vận tốc gió lớn hơn như trong bảng 10.2. Có thể thấy rằng các đà này giảm với bước 50 kms khi mà U_{10} tăng từ 15 tới 30 m/s từ 550 km tại $U_{10} = 15\text{m/s}$. Giá trị tối ưu của $H_{1/3}$ với $U_{10} = 30\text{m/s}$ được thấy là 9.7 m chứ không phải là 20.7m như với FAS. Cũng như vậy, T_{max} là 12.6 s chứ không phải là 20.6 s. Trong thực tế, T_{max} dường như là đã đạt giới hạn khoảng 12 s với sóng trong bất cứ điều kiện bão nào. Silvester (1974a) ban đầu đã giả thiết các giới hạn của $H_{1/3} = 10$ m và $T_{max} = 13$ s dùng các giá trị F_{FAS} khác nhau.

Scott (1968) đã phân tích các số liệu sóng từ nhiều nguồn trong biển Irish và Đại Tây Dương. Ông cho rằng một mối liên hệ có thể chuyển đổi thành:

$$H_{1/3} = 0.073(U_{10})^{3/2} + 1.52 \quad (10.26)$$

với $H_{1/3}$ tính bằng m và U_{10} tính bằng m/s. Các giá trị này được cho trong bảng 10.2. Silvester (1974a) đã giả thiết rằng:

$$H_{1/3} = 0.384U_{10} \quad (10.27)$$

cho các thứ nguyên tương tự như trong phương trình (10.26), cho các kết quả như trong Bảng 10.2. Có thể thấy rằng các lựa chọn đà thực nghiệm phù hợp với các số liệu quan trắc của Scott (1968) khá tốt. Bằng cách rút ra T_{max} từ phổ đã được Scott (1968) kiểm tra, Silvester (1974a) vẽ đồ thị biến đổi của T_{max} theo $H_{1/3}$ với các điều kiện từ FAS tới đà giới hạn có sử dụng nhiều nguồn số liệu.

Bảng 2.3 Độ cao và chu kỳ sóng trong điều kiện đà lớn nhất có thể có

U_{10} m/s	15	20	25	30
F_{FAS} kms	459	816	1275	1835
F_{act} kms	550	500	450	400
F_{act}/F_{FAS} %	100	61	35	22
$(H_{FAS})_{1/3}$ (m)	5.2	9.2	14.4	20.7
$H/H_{1/3}$ %	100	78	59	47

$H_{1/3}$ m	5.2	7.2	8.5	9.7
$(T_{FAS})_{\max}$ s	10.3	13.8	17.2	20.6
T/T_{FAS} %	100	85	71	61
T_{\max} s	10.3	11.7	12.2	12.6
$H_{1/3}$ (Scott)	5.5	7.6	10.0	12.7
$H_{1/3}$ (Silvester)	5.8	7.6	9.6	11.4

Mayegon (1969) phân tích các ghi chép sóng bằng mắt từ 500 tàu ở Bắc Đại Tây Dương trong khoảng thời gian từ 1953 tới 1961. Diện tích đại dương chính được chia thành 11 vùng, nhưng với các mục đích hiện tại thì nó có thể được kết hợp thành 4 dải vĩ độ. Từ các đường cong xác suất phủ mỗi dải, các giá trị năm của độ cao sóng được cho như sau:

Vĩ độ (độ)	20-30	30-40	40-50	50-60
$H_{1/3}$ (m)	7.9	10.7	12.2	13.7

Thom (1971) đã áp dụng phân bố cực trị với độ cao sóng đo được với cách nhau 3 h và 1 h trên 12 tàu hoạt động trong khoảng vĩ độ 30° tới 50° trong vùng Bắc Đại Tây Dương và Thái Bình Dương trong khoảng 7 đến 10 năm. Giá trị trung bình $H_{1/3}$ cho 12 trạm với khoảng thời gian lặp lại 2 năm là 10 m. Với khoảng thời gian lặp lại 10, 25, và 50 các giá trị trung bình lần lượt là 13, 15, and 17 m.

10. 4 Các phương pháp đơn giản dự báo sóng cho độ sâu giới hạn

Với sóng gió tạo thành trong nước nông, sự phát triển sóng được giới hạn bởi độ sâu. Có một số công thức đã được xây dựng để phục vụ cho mục đích dự báo sóng trong những điều kiện này như các phương pháp Pierson-Newmann-James (PNJ, Pierson và cộng sự, 1955), và phương pháp SverdrupMunk-Bretschneider (SMB, Bretschneider 1958, 1977). Toba (1973) và Mitsuyasu (1973, 1975) cũng đề ra một số công thức thực nghiệm.

Dựa trên cách tiếp cận năng lượng với sự trợ giúp của nhiều số liệu thực nghiệm, *Shore Protection Manual* (SPM 1984) đã đề ra một phương pháp đơn giản để tính các điều kiện sóng nước sâu (H_{m0} , T_m) cũng như nước nông với một giá trị vận tốc gió và đà hay thời gian tác dụng với H_{m0} là độ cao sóng có nghĩa tính theo năng lượng (IAHR-PIANC 1986), và T_m là chu kỳ sóng tại đỉnh phổ (với $T_{1/3} = 0.95 T_m$). Người ta đã giả thiết rằng các công thức này là áp dụng được nếu điều kiện tài chính và thời gian là có hạn. Cùng với yêu cầu nước có độ sâu giới hạn, ba tập hợp các công thức dự báo và một số biểu diễn đồ thị đã

được đề ra dưới dạng các thông số thứ nguyên áp dụng được ngay. Tổng cộng là 10 hình đã được cho trong SPM (1984), với mỗi hình áp dụng cho một độ sâu trong giới hạn từ 1.5 m tới 15 m với bước tăng là 1.5 m. Tuy nhiên, cần phải nhận thấy rằng sóng được giả thiết là không vỡ tại các độ sâu này, thậm chí tại 1.5 m. Nhận xét về điều này, Vincent và Resio (1990) phát biểu rằng: "Đường cong có thể được sử dụng để thu được một đánh giá nhanh nhưng dùng phương trình sẽ là hay hơn." Các mối liên hệ ở trên không áp dụng được cho sóng vỡ hay sóng trong đới sóng vỡ.

Các công thức dự báo sóng do SPM (1984) đề ra cho trường hợp đầ giới hạn với vận tốc gió gần như không đổi U_A và tại độ sâu xem xét được biểu thị theo một hệ số đầ không thứ nguyên gF/U_A^2 dùng để tính thông số độ cao sóng gH_{m0}/U_A^2 và thông số chu kỳ gT_m/U_A cùng với thông số thời gian tác dụng giới hạn gT_{lim}/U_A . Tốc độ gió chuẩn U_A là tốc độ gió đã được hiệu chỉnh (dùng các thủ tục trong SPM 1984) được cho bởi:

$$U_A = 0.71(R_T U_{10})^{1.23} \quad (10.28)$$

Dựa trên U_{10} tính bằng m/s là tốc độ gió ghi được tại độ cao 10 m với hệ số R_T là một thông số dùng hiệu chỉnh sự khác nhau giữa nhiệt độ mặt biển và nhiệt độ không khí (với giá trị bao đầu là 1.1). Nếu thời gian tác dụng của gió t là nhỏ hơn t_{lim} , cần tính đầ đầ hiệu chỉnh F' và thế vào vị trí của đầ F trong thông số ban đầ gF/U_A^2 . Mặt khác, nếu thời gian tác dụng của gió t là lớn hơn t_{lim} , cần áp dụng phương trình dùng cho FAS.

Tuy rằng các mối liên hệ thông số trong SPM (1984) vẫn được dùng rộng rãi hiện nay, Hurdle và Stive (1989) nhận xét rằng: "Bản hướng dẫn trình bày ba phương trình cho ba trường hợp, sóng đang phát triển tại nước sâu, sóng đã phát triển hoàn toàn tại nước sâu và nước nông. Không may là những phương trình đó không tiệm cận tại các vùng chuyển tiếp. Hơn nữa trong vùng nước rất nông, mối liên hệ giữa thời gian tác dụng giới hạn và đầ là đáng nghi." Họ cũng tìm ra rằng có sự thay đổi lớn trong các kết quả tính khi có thay đổi nhỏ trong các thông số đầ vào. Một tập hợp các phương trình thay thế do (Hurdle và Stive 1989) trình bày để thay thế các phương trình trong SPM (1984) như sau

$$gH_s/U_A^2 = 0.25 \tanh \left[0.6 (gd/U_A^2)^{0.75} \right] \tanh^{1/2} \left\{ 4.3 \times 10^{-5} (gF/U_A^2) \tanh^{-2} \left[0.6 (gd/U_A^2)^{0.75} \right] \right\} \quad (10.29)$$

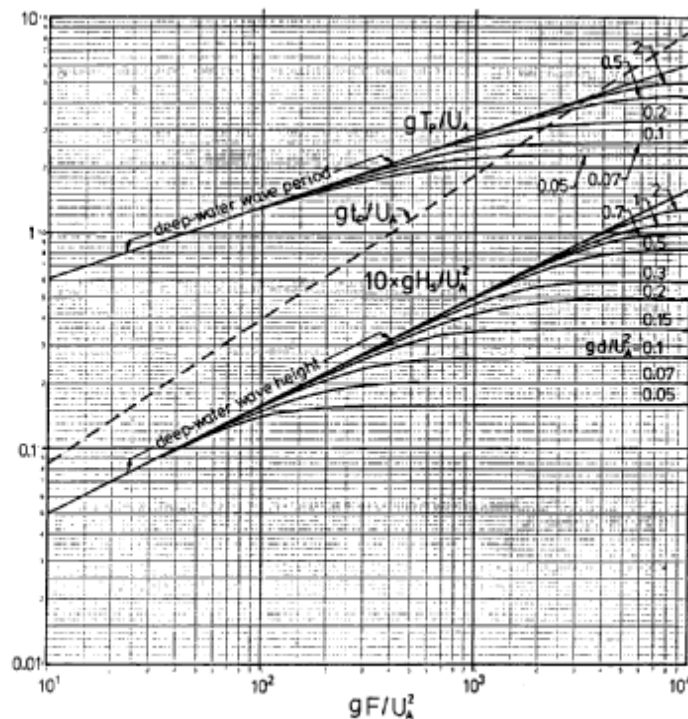
$$gT_p/U = 8.3 \tanh \left[0.76 (gd/U_A^2)^{0.375} \right] \tanh^{1/3} \left\{ 4.1 \times 10^{-5} (gF/U_A^2) \tanh^{-3} \left[0.76 (gd/U_A^2)^{0.375} \right] \right\} \quad (10.30)$$

và

$$gt_{lim}/U_A = 65.9(gF/U_A^2)^{0.667} \quad (10.31)$$

Các phương trình trên dùng được cả cho nước sâu và nước nông.

Phương trình (10.29) cho độ cao sóng có nghĩa trong khi phương trình (10.30) cho chu kỳ sóng tại đỉnh năng lượng phổ. Việc dự báo độ cao và chu kỳ sóng từ các phương trình sửa đổi không chỉ cho các kết quả tiệm cận với các kết quả tính bằng phương pháp SPM (1984) mà còn cho một sự chuyển tiếp trơn tru giữa các điều kiện sóng nước sâu và nước nông. Các phương trình (10.29)-(10.31) được biểu diễn bằng đồ thị trên hình 10.9 để dễ áp dụng. Trong các đồ thị này, t_e là đồng nhất với t_{lim} trong phương trình (10.31) và chỉ thời gian tác dụng hiệu dụng.



Hình 10.9 Các mối liên hệ dự báo sóng dùng cho nước có độ sâu hữu hạn dựa trên đại lượng không thứ nguyên gF/U_A^2 (Hurdle và Stive 1989)

Để dự báo sóng trong vùng nước có độ sâu hữu hạn, từ các giá trị cho trước của vận tốc gió đồng nhất U_A (m/s), đà F (m), thời gian tác dụng t (s), trước hết cần áp dụng phương trình (10.31) để tính thời gian tác dụng giới hạn (t_{lim}) xác định bởi vận tốc gió và đà cho trước. Nếu khoảng thời gian tác dụng cho trước (t) là đủ dài so với khoảng thời gian tác dụng giới hạn tính được (t_{lim}) thì có thể tính độ cao và chu kỳ sóng theo các phương trình (10.29) và (10.30). Nếu $t < t_{lim}$, cần tính một đà hiệu dụng (F_e) theo phương trình (10.31) dựa trên khoảng thời gian tác dụng cho trước (t), và thế giá trị này vào các phương trình

(10.29) và (10.30) để tính độ cao và chu kỳ sóng.

Những kết quả nghiên cứu gần đây về phổ sóng đã cho những phổ tần số có thể được áp dụng từ nước sâu tới nước nông, thậm chí cả trong đới sóng vỡ (Vincent 1984). Dạng mới của phổ sóng nước nông này được gọi là phổ TMA (Bouws và cộng sự, 1985), được phát triển dựa trên các nguyên lý tương tự nước sâu do Kitaigorodskii và cộng sự (1975) đề nghị. Phổ này chứa tất cả lịch sử phát triển của phổ sóng, bao gồm Phillips (1958), Pierson và Moskowitz (1964), Hasselmann và cộng sự (1973), và Kitaigorodskii và cộng sự (1975). Phổ TMA do Bouws và cộng sự (1985) đặt tên bằng cách lấy chữ cái đầu của các tập số liệu dùng để kiểm tra (Texel, MARSEN, and ARSLOE)."

Phổ TMA có dạng hoàn chỉnh như sau:

$$S_{TMA}(f, d) = S_p(f) \phi_{PM}(f, f_m) \phi_J(f, f_m, \gamma, \sigma_a, \sigma_b) \phi_K(2\pi f, d) \quad (10.32)$$

Nó là tích của một hàm cân bằng [$S_p(f)$] (Phillips, 1958) và một hàm hình thái [ϕ_{PM}] của phổ PM (Pierson và Moskowitz 1964) trong các điều kiện FAS tại nước sâu, là phổ tần số PM cho trong phương trình (****). Nhân hai phần của vế phải của phương trình (10.32) với hàm hình thái JONSWAP [ϕ_J], do Hasselmann và cộng sự (1973) đề xuất, ta có phổ JONSWAP cho sóng đang phát triển trong nước sâu. Cuối cùng là nhân với hàm hình thái [ϕ_K] của Kitaigorodskii và cộng sự (1975) sẽ cho phổ TMA cho sóng đang phát triển trong vùng nước có độ sâu giới hạn (Vincent 1982, 1984, 1985; Hughes 1984; Vincent và Hughes 1985; Bouws và cộng sự 1985; Hughes và Miller 1987). Như vậy, dạng hoàn chỉnh của phổ TMA có thể được biểu thị như sau:

$$S_{TMA}(f) = \alpha g^2 (2\pi)^{-4} f^{-5} \exp\left[-5/4(f/f_m)^{-4}\right] \times \exp\left\{\ln(\gamma) \exp\left[-(f-f_m)^2 / 2\sigma^2 f_m^2\right]\right\} \times \phi_K(2\pi f, d) \quad (10.33)$$

Hughes (1984) chỉ ra rằng bước sóng trong nước có độ sâu giới hạn có thể được tính với độ chính xác đầy đủ bằng lý thuyết sóng tuyến tính. Một giới hạn nước nông của vận tốc pha sóng $c = (gd)^{1/2}$ cũng được đưa và để rút ra phổ TMA với các thông số không đổi α và γ được sử dụng để hiệu chỉnh cho tất cả các độ sâu bằng các mối liên hệ sau:

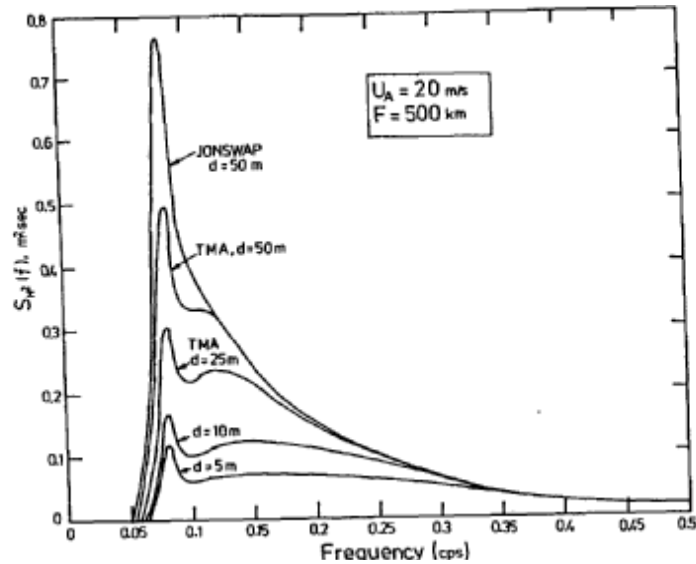
$$\alpha = 0.0078\kappa^{0.49} \quad (10.34)$$

$$\gamma = 2.47\kappa^{0.39} \quad (10.35)$$

Với:

$$\kappa = (U_{10}^2 / g) k_m = (U_{10}^2 / g) (2\pi / L_m) \quad (10.36)$$

trong đó $k_m = 2\pi / L_m$ là số sóng tại tần số đỉnh phổ f_m và L_m là bước sóng tuyến tính tại độ sâu d .



Hình 10.10 Phổ tần số TMA với độ sâu thay đổi

Tuy rằng TMA được Hughes (1984) tuyên bố là thích hợp cho sóng đang phát triển tại tất cả các độ sâu, từ nước sâu tới nước nông, thậm chí là đới sóng vỡ, Goda (1990) đã nhận xét rằng: “mô hình phổ TMA có mục đích là được áp dụng để tính toán phục hồi và dự báo sóng cho vùng nước có độ sâu hữu hạn. Rất nhiều cơ chế sóng suy giảm do ma sát đáy, thấm đáy, sóng vỡ được cho là đã được tính đến trong hàm ϕ . Cần phải thận trọng trong việc sử dụng mô hình TMA trong các bài toán biến đổi sóng tại nước nông vì rằng mô hình về thực chất là được rút ra cho sóng gió ở giai đoạn phát triển”.

Một thí dụ bằng đồ thị của phổ TMA tại độ sâu thay đổi được các tác giả vẽ trên hình 10.10, dùng phương trình (10.33) cho gió đồng nhất $U_A = 20$ m/s với đả 500-km tại vùng nước có độ sâu chỉ ra trên hình. Phép so sánh được tiến hành với phổ JONSWAP tại $d = 50$ m. Không giống như các phổ khác chỉ có một đỉnh, phổ TMA có khả năng cho hai đỉnh tại vùng nước nông như đã được quan trắc cả tại hiện trường và trong phòng thí nghiệm bởi (Mitsuyasu 1968, 1969; Kamronrithisorn 1978) cho sóng đang phát triển và thậm chí cả cho sóng lừng đã lan truyền một khoảng cách dài (Goda 1983, 1990). Hy vọng rằng khi phương pháp này hoàn thiện trong tương lai, nó có thể là một phương pháp tốt hơn để dự báo sóng gió tại nước nông.

10. 5 Sóng từ các cơn bão nhiệt đới

Cấu trúc trường gió trong các cơn bão nhiệt đới thường là hình tròn. Điều này làm cho rất khó xác định để áp dụng vào các công thức thông thường. Có rất nhiều biến liên quan tới việc dự báo sóng cực đại nhưng chúng chưa được kiểm chứng. Thí dụ như chỉ có thể đo được bán kính mắt bão với một độ chính xác nào đó nếu như nó đi qua một trạm đo đạc có người ở đó để ghi lại. Thậm chí áp suất tâm bão cũng chỉ được ngoại suy từ những giá trị đo được tại các bán kính khác nhau ở ngoài. Có thể xác định tốc độ của bão hàng giờ nhưng tốc độ này có thể thay đổi tại những thời điểm giữa những đo đạc.

Bretschneider (1957) lần đầu tiên tính toán tốc độ gió cực đại xung quanh mắt bão tại bán kính R bằng cách dùng mối liên hệ:

$$U_{\max} = 0.868 \left[73(\Delta p)^{1/2} - R(0.575f) \right] \quad (10.37)$$

với Δp là hiệu số áp suất bên ngoài ($= 29.7$ in thuỷ ngân hay 1013 mbar, tức là, 1 in. Hg = 34 mbar) và tại tâm bão, R tính bằng hải lý, và f thông số Coriolis thay đổi trong khoảng 0.2 tới 0.3 cho các vĩ độ 5° tới 30° . Vì rằng thành phần thứ hai trong phương trình (10.37) chỉ bằng 5% của thành phần thứ nhất nên có thể bỏ qua nó và do vậy ta có:

$$U_{\max} = 60(\Delta p)^{1/2} \quad (10.38)$$

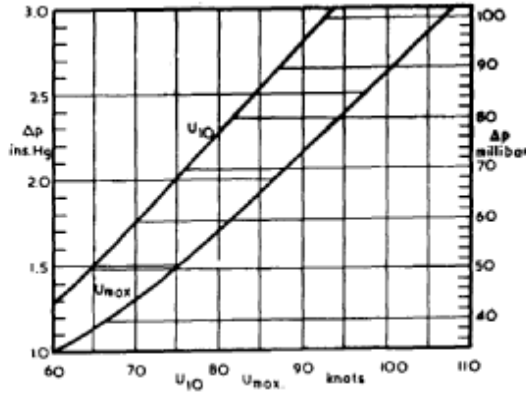
Trong số các số liệu do Holliday (1969) đưa ra, phương trình do Kraft (1961) đề xuất dường như là phù hợp nhất:

$$U_{\max} = 80(\Delta p)^{1/2} \quad (10.39)$$

với Δp tính bằng in thuỷ ngân. Phương trình này cho giá trị U_{\max} lớn hơn giá trị tính bằng phương trình (10.38) và là giá trị tốc độ gió cực đại có được tại mắt bão. Nếu như lấy một giá trị chấp nhận được về đà gió thì vận tốc gió tại đầu ngoài của đà sẽ vào khoảng một nửa của U_{\max} và giá trị trung bình của nó gần với giá trị tính bằng phương trình (10.38). Do vậy, phương trình (10.38) là thích hợp hơn để dùng. Giá trị tốc độ gió cực đại áp dụng cho độ cao 35 m trên mực biển và do vậy:

$$U_{10} = 0.865U_{\max} \quad (10.40)$$

Các phương trình (10.38) và (10.40) được vẽ bằng đồ thị trên hình 10.11.



Hình 10.11 Các giá trị của U_{\max} và U_{10} với Δp tính bằng in. Hg hay millibars

Young (1988a, 1988b) đã đề ra một mô hình thông số để dự báo sóng từ các cơn bão nhiệt đới. Mô hình này yêu cầu phải xác định một đà tương đương để dùng cho mối liên hệ JONSWAP (Hasselmann và cộng sự, 1973):

$$gH_s / U_{10}^2 = 0.0016(gF / U_{10}^2)^{0.5} \quad (10.41)$$

hay phiên bản mới của nó:

$$g(H_s)_{\max} / U_{\max}^2 = 0.0016(gF / U_{\max}^2)^{0.5} \quad (10.42)$$

Một bán kính hiệu dụng (R') được định nghĩa như sau:

$$R' = 22,500 \log_{10} R - 70,800 \quad (10.43)$$

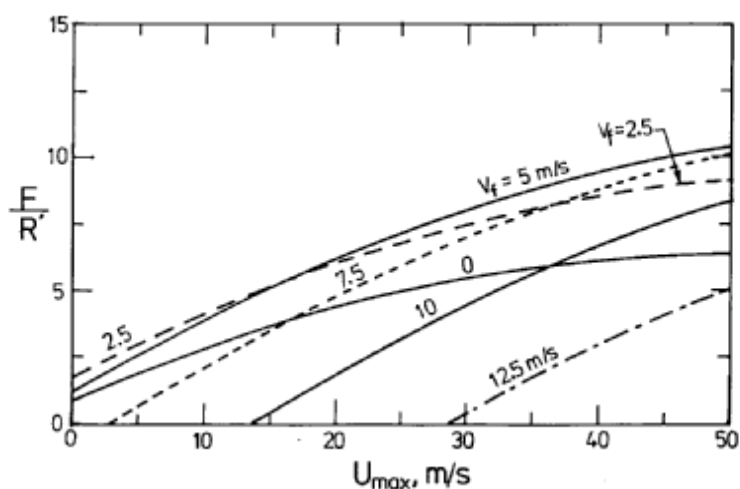
Với cả R' và R tính bằng m. Thế các đại lượng này cùng với U_{\max} và V_f vào phương trình sau:

$$F / R' = -0.002175U_{\max}^2 + 0.01506U_{\max}V_f - 0.1223V_f^2 + 0.219U_{\max} + 0.6737V_f + 0.7980 \quad (10.44)$$

với V_f là vận tốc di chuyển của tâm bão, tính bằng m/s. Phương trình (10.44) được đồ thị hoá trên hình 10.12 để tìm một đà tương đương F . Thế F vào phương trình (10.42) cho ta $(H_s)_{\max}$. Cần phải nhận thấy rằng V_f có thể là quá nhỏ hay quá lớn với một U_{\max} cho trước để tạo ra một F lớn hay $(H_s)_{\max}$ lớn. Nếu như nó bằng vận tốc nhóm của các sóng lớn nhất, các sóng này sẽ nằm trong vùng có tốc độ gió lớn trong một thời gian dài hơn. Với $U_{\max} \geq 20$ m/s, một giá trị $V_f = 5$ m/s cho giá trị cao nhất của F/R' và do vậy H_s lớn nhất tính từ phương trình (10.42), tạo nên $V_f / U_{\max} = 0.25$.

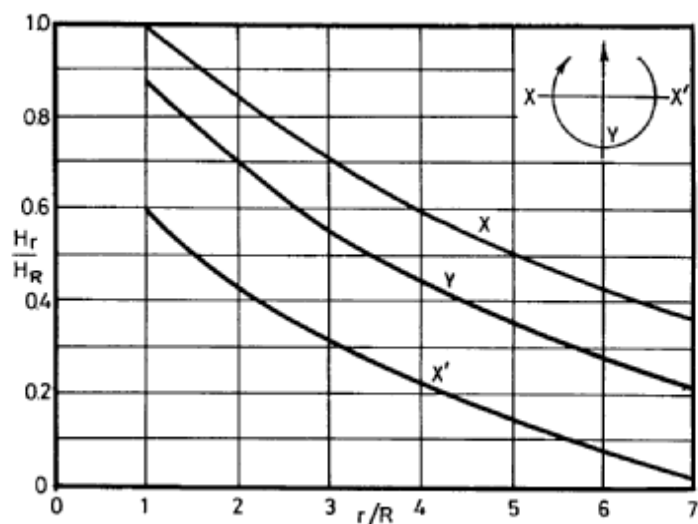
Có thể tính chu kỳ đỉnh phổ T_{\max} từ:

$$gT_{\max} / U_{\max} = 0.25(gF / U_{\max}^2)^{0.33} \quad (10.45)$$

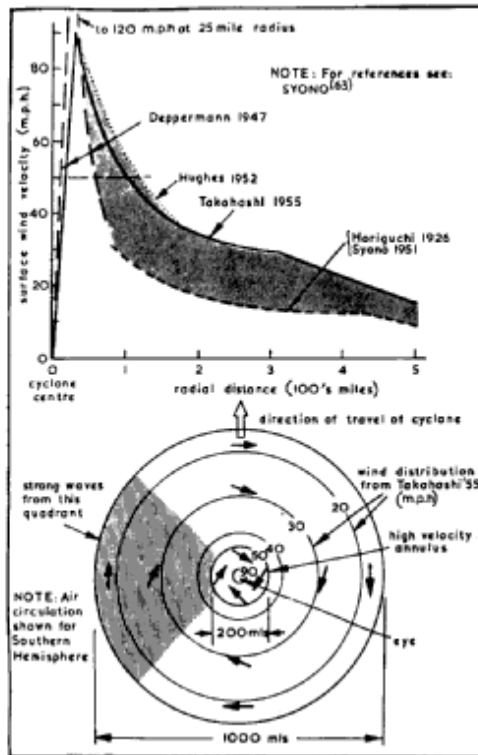


Hình 10.12 Các giá trị của F/R' phụ thuộc vào U_{\max} cho một khoảng các giá trị V_f

Sóng tính toán theo phương pháp trên là sóng tạo ra quanh mắt bão, nhất là các sóng lan truyền theo hướng di chuyển của bão. Tại các bán kính lớn hơn, sóng giảm theo phương thức được cho trong cuốn *Shore Protection Manual* (1984), trình bày trên hình 10.13. Hình này cho phép tính tỷ số H_r/H_R theo một khoảng các giá trị của r/R . Young (1988a) cung cấp rất nhiều đồ thị để tính H_r/H_R từ các giá trị U_{\max} và V_f khác nhau, nhưng nói chung hình 10.13 dùng được cho phần lớn các trường hợp.



Hình 10.13 Tỷ số độ cao sóng tại bán kính r và tại bán kính mắt bão R cho các đường song song và vuông góc với vector vận tốc dịch chuyển của tâm bão.



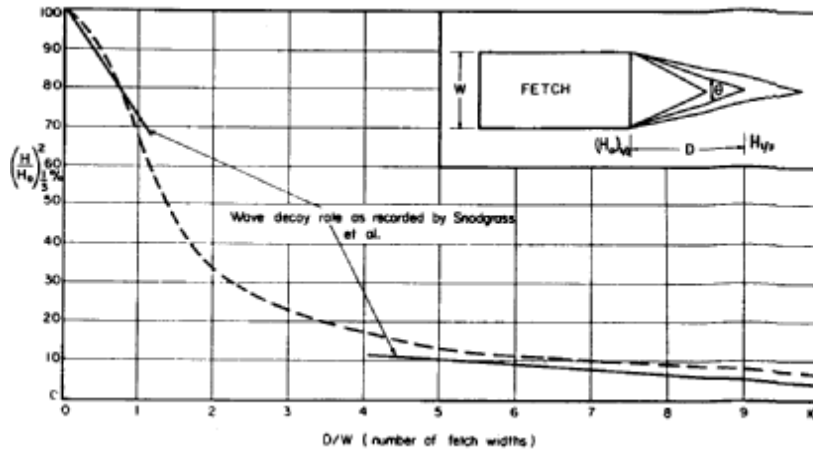
Hình 10.14 Đả với phân bố gió trong các cơn bão nhiệt đới (Syono 1963)

Một mặt cắt ngang và phân bố gió theo phương bán kính trong một cơn bão tại nam bán cầu được trình bày trên hình 10.14. Tại bắc bán cầu, xoáy xoay theo hướng ngược với hướng tại nam bán cầu.

10. 6 Sóng trong vùng phân tán

Như đã chỉ ra trong hình 5.8 và trong hình 10.15, sóng lừng tới một điểm nào đó tại đường tâm đả phải nằm trong một dải hình quạt có góc θ . Tất cả các sóng khác sẽ đi qua mà không tới điểm này. Khoảng cách (D) càng xa khỏi đả hay chiều rộng đả (W) càng nhỏ thì góc này càng nhỏ và càng ít năng lượng sóng tới điểm được xem xét. Tỷ lệ giữa năng lượng dọc theo trục $(H_{1/3})^2$ và năng lượng tại điểm cuối gió của đả phụ thuộc vào D/W được biểu thị bằng đường đứt trên hình 10.15.

Kết quả này là so sánh được với quan trắc của Snodgrass và cộng sự (1966) về mức độ suy giảm năng lượng của sóng lan truyền trên Thái Bình Dương biểu thị bằng đường liền trên hình.

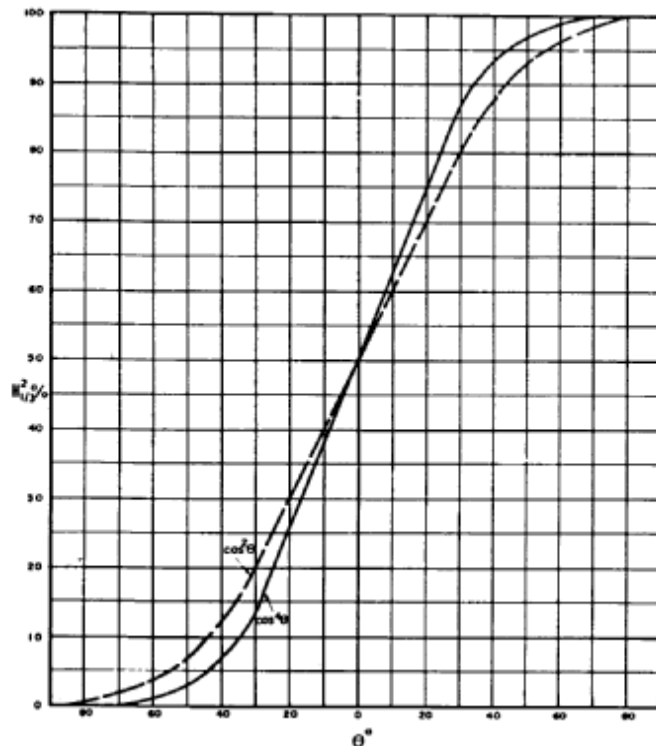


Hình 10.15 Sự suy giảm năng lượng theo khoảng cách từ điểm cuối gió của đả

Đường cong trên hình 10.15 được tính theo phân bố năng lượng có dạng $\cos^4 \theta$, áp dụng cho sóng có $c/U \geq 1.0$. Các thành phần sóng có chu kỳ ngắn hơn có phân bố đỉnh phụ thuộc vào góc ít nhọn hơn dưới dạng $\cos^2 \theta$. Tích phân dọc theo phân bố này từ -90° tới $+90^\circ$ cho ta các kết quả biểu thị bằng đường cong trên hình 10.16. Bằng cách vẽ hai cung từ hai biên bên của đả tới điểm được quan tâm như trên hình 10.15, đo nửa góc $(\theta/2)$ về cả hai phía của trục, sau đó đánh dấu chúng trên hình 10.16 để tìm hai phần phần trăm năng lượng $(H_{1/3})^2$.

Sự khác nhau của hai phần phần trăm năng lượng này là phần trăm năng lượng tại cuối đả. Nếu một điểm tạo một góc α với đường tâm đả, các góc từ mỗi điểm cuối của đả sẽ khác đi như thấy trên hình 10.17. Các góc này được quyết định bởi α và D/W . Khi mà α trong hình 10.17 tăng lên, nó trở thành góc θ trong hình 10.16 mà từ đó θ_1 và θ_2 được đo tại hai phía để cho hiệu số năng lượng. Với sự tăng lên của α , năng lượng bị giảm đi và đạt cực tiểu tại giá trị $\alpha = 30^\circ$. Quy luật $\cos^2 \theta$ nên được dùng từ T_L tới $T_{\max}/2$ và $\cos^4 \theta$ từ $T_{\max}/2$ tới T_U (Silvester và Vongvisessomjai 1971).

Ngoài phân tán theo hướng, sóng còn bị phân tán theo hướng truyền. Các sóng có chu kỳ dài tới một điểm nào đó trước, theo sau là các sóng có chu kỳ thấp hơn. Để có được chiều rộng dải chu kỳ sóng tại mỗi thời điểm cần biết được thời gian (t_e) dài hơn khoảng thời gian yêu cầu có FAS. Vì rằng 95% của các giá trị $H_{1/3}$ và T_{\max} tại FAS được tạo ra trong khoảng 80% của t_{FAS} (Silvester và Vongvisessomjai 1970), sẽ là có lý hơn nếu giả thiết rằng t_e sau $t_{95} = 0.80t_{FAS}$ cho dù rằng $(H_{FAS})_{1/3}$ được dùng để tính toán độ cao.



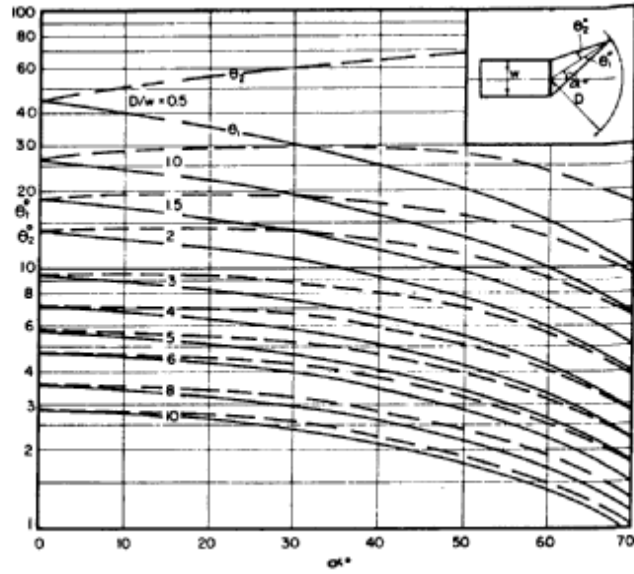
Hình 10.16 Phân bố góc của năng lượng sóng theo $\cos^2 \theta$ và $\cos^4 \theta$

Mỗi sóng thành phần lan truyền với vận tốc nhóm, tại nước sâu có giá trị $c_0/2 = gT/4\pi$. Tại một khoảng cách (S) từ điểm cuối gió của đà và một thời điểm t nào đó sau t_{95} , chu kỳ T_1 của nhóm sóng vừa tới được cho bởi

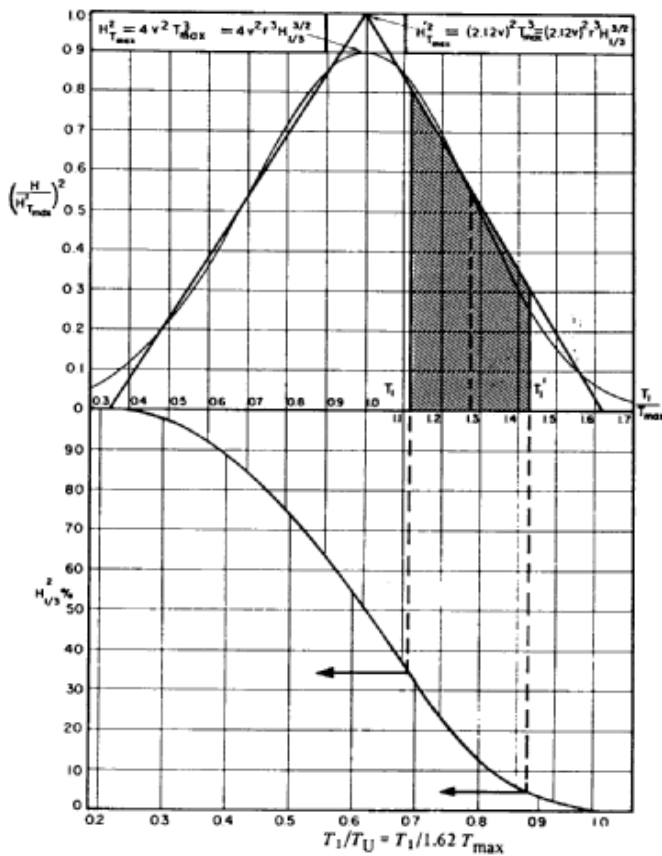
$$t = S/1.52T_1 \quad (10.46)$$

với t là thời gian tính bằng giờ; S là khoảng cách tính bằng hải lý (1 NM = 1854 m), và T_1 là chu kỳ sóng tính bằng giây. Chu kỳ T_1' của nhóm sóng vừa đi khỏi, nhanh hơn nhóm sóng vừa tới một khoảng $t - t_e$ được cho bởi

$$t - t_e = S/1.52T_1' \quad (10.47)$$



Hình 10.17 Góc hình quạt tới một điểm cuối gió của đà

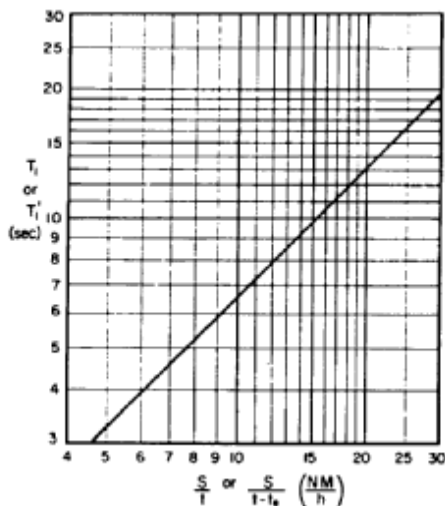


Hình 10.18 Phổ tần số không thứ nguyên và $(H_{1/3})^2$ tính bằng phần trăm của giá trị ở cuối đà

Như vậy chiều rộng phổ $T_1' - T_1$, cho trên hình 10.18 bao gồm một phần năng lượng ở cuối đà. Sóng ở đây có thể là sóng ở trong điều kiện FAS hoặc là không ở trong điều kiện đó, như được mô tả bằng các phương trình cho $(H_{T_{max}})^2$ và $(H'_{T_{max}})^2$ trong hình. Để giúp

tính toán các phần này, đường cong diện tích tích lũy được chuẩn bị như trong hình 10.18. Việc sử dụng nó yêu cầu T_1 và T_1' được biểu thị là một phần của hoặc là T_{\max} hoặc là T_U . Nếu T_1' vượt quá $T_U (= 1.62T_{\max})$, chỉ có phần tam giác của phổ tương đương với đáy là $T_U - T_1$ là được dùng.

Phổ của hình 10.18 có tọa độ không thứ nguyên $(H/H'_{T_{\max}})^2$ sao cho khi $T_1' - T_1 \rightarrow 0$ do $t_e/t \rightarrow 0$, hay S là lớn (làm cho t lớn so với t_e) thì độ cao của một sóng lừng có chu kỳ cho trước nào đó có thể được xác định. Các phương trình (10.45) và (10.46) đã được đồ thị hoá trên hình 10.19 để dễ dàng đánh giá T_1 và T_1' . Nếu T_1 lớn hơn T_U thì chưa có sóng nào tới điểm được quan tâm. Nếu T_1' nhỏ hơn T_L thì tất cả các sóng có ý nghĩa về mặt kỹ thuật đã đi qua.



Hình 10.19 Chu kỳ của các sóng tới điểm cách đà một khoảng S và t giờ sau khi 0.80
 $t_{\text{FAS}}=t_{95}$.

10.7 Các mô hình số trị để dự báo sóng

Các phần 10.2 tới 10.6 trình bày một loạt các phương trình thực nghiệm để dự báo cả phổ và các tính chất tích phân của sóng. Tuy rằng các phương pháp tiếp cận này là có ích nhưng chúng bị giới hạn bởi một dải áp dụng rất hẹp (sự phát triển sóng bị giới hạn bởi đà và thời gian tác dụng). Cho dù các tiếp cận này đã được mở rộng tới một mức độ nào đó để có thể áp dụng cho một số trường hợp với các điều kiện không dùng nhưng các giới hạn của các phương pháp này vẫn còn là đáng kể. Các ứng dụng thực tế dự báo sóng bao gồm một hỗn hợp sóng lừng và sóng do gió tạo thành tại chỗ, gió biến đổi theo không gian và thời gian và địa hình bờ và đáy phức tạp. Để dự báo sóng trong các trường hợp này cần phải dùng một mô hình diễn tả được các quá trình vật lý xảy ra trong tự nhiên.

Một mô hình đầy đủ có tính đến tất cả các hiểu biết của chúng ta về vật lý của sóng

gió và có thể áp dụng cho tất cả mọi trường hợp là quá đắt. Thay vào đó, một loạt các mô hình được đưa ra để áp dụng cho các trường hợp đặc biệt. Để chọn một mô hình thích hợp nhất cần phải hiểu tính quan trọng tương đối của các quá trình vật lý. Battjes (1994) đã phân loại các mô hình trong đó miền áp dụng được chia thành 4 như sau:

* Nước sâu, ảnh hưởng của đáy là có thể bỏ qua.

* Thêm lục địa – miền giữa nước sâu và nước nông.

* Miền nước nông mà tại đó hiệu ứng nước nông là quan trọng

* Cảng mà tại đó cần phải tính đến tương tác giữa sóng và một công trình nào đó (như đập phá sóng, dàn khoan dầu khí, đảo, dải đá ngầm v.v...).

Các mô hình có thể được chia thành hai loại mô hình: mô hình phân giải pha có tính đến biên độ và pha của các sóng thành phần và mô hình trung bình pha chỉ tính được các đại lượng trung bình như phổ hay các đặc trưng tích phân (H_s, f_p , v.v.). Nếu như các đặc trưng trung bình pha thay đổi nhanh (với bậc vài bước sóng) thì nói chung cần phải dùng một mô hình phân giải pha. Ngược lại, nếu các tính chất sóng thay đổi chậm, trên kích thước rất nhiều bước sóng thì nói chung là một mô hình trung bình pha là áp dụng được.

Không có loại mô hình nào là ưu việt hơn và thường là dải áp dụng của chúng là không trùng lặp. Tuy nhiên, Battjes (1994) kết luận rằng: “Các mô hình phân giải pha cần nhiều thời gian tính toán đến nỗi chỉ nên dùng chúng khi mà có yêu cầu nghiêm ngặt”. Trong số các quá trình sóng, chỉ có nhiễu xạ và tương tác phi tuyến triad yêu cầu được mô phỏng bằng mô hình phân giải pha. Do đó, miền áp dụng của các mô hình phân giải pha thường là chỉ giới hạn tại tương tác sóng và công trình (cảng v.v.) và miền gần bờ mà ở đó tương tác triad là quan trọng.

Chương này sẽ xem xét cả hai loại mô hình. Tuy nhiên, sẽ chú ý chủ yếu tới biểu diễn phổ và chỉ trình bày qua về các mô hình phân giải pha. Chương này cũng xem xét kỹ thuật đồng hoá số liệu đang phát triển rất mạnh hiện nay để cập nhật các số liệu quan trắc vào mô hình với mục đích tăng độ chính xác.

10.7.1 Các mô hình phân giải pha

Các mô hình phân giải pha có thể được chia thành một loạt các dạng khác nhau phụ thuộc vào các giá trị của (Battjes, 1994):

* Tính phi tuyến đo bằng ak hay a/d .

* Thông số độ sâu tương đối kd .

* Độ dốc đáy biển α .

Trong đó a là biên độ sóng, k là số sóng và d là độ sâu. Các giá trị điển hình cho mỗi dạng mô hình phân giải pha được cho bởi Peregrine (1972), Whitham (1974) và Mei (1989).

Nếu không có các giả thiết về độ lớn của các đại lượng trên thì sẽ có các mô hình “chính xác”. Từ “chính xác” ở đây có nghĩa là không có giả thiết nào trong việc xây dựng mô hình. Vì cần lời giải số trị nên các mô hình trên không cho nghiệm chính xác. Các mô hình dạng này thường được giải bằng phương pháp tích phân biên.

Nếu như độ dốc đáy là nhỏ ($\alpha \ll kd$) và sóng chỉ là phi tuyến yếu ($ak \ll 1$), thế vận tốc có thể được khai triển thành chuỗi Taylor. Các giả thiết này cho các mô hình gọi là các mô hình với phương trình độ dốc thoải.

Nếu thông số độ sâu tương đối và độ dốc cùng là nhỏ ($kd \ll 1$, $\alpha \ll 1$) và tính phi tuyến là yếu ($a/d \ll 1$) thì sẽ có các mô hình phương trình Boussinesq. Nếu như chỉ xem xét sóng truyền theo một hướng (không có phản xạ), các phương trình Boussinesq trở thành các phương trình Korteweg-de Vries.

a) Các mô hình tích phân biên

Các mô hình thuộc dạng này giải phương trình Laplace ba chiều:

$$\frac{\partial^2 \Phi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \Phi}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 \Phi}{\partial z^2} = 0 \quad (10.48)$$

Với Φ là thế vận tốc của sóng. Vì rằng cả cấu trúc nằm ngang và thẳng đứng của trường sóng cần được tính đồng thời, các mô hình này có giá thành tính toán rất cao. Tuy nhiên các mô hình này là phương tiện rất tốt để nghiên cứu các tính chất của sóng không xoáy (tức là các sóng chưa vỡ). Rất nhiều mô hình đã được đề xuất để làm việc này (Longuet Higgins và Cokelet, 1976; Dold và Peregrine, 1986; Crilli và cộng sự, 1989; Peregrine, 1990). Tuy rằng các mô hình này là các phương tiện nghiên cứu mạnh, chúng bị giới hạn bởi các giả thiết được sử dụng để rút ra phương trình Laplace (10.48). Do vậy, các

hiệu ứng của chất lỏng thực như độ nhớt bị bỏ qua. Bởi vậy, cho dù tính toán mất nhiều thời gian, sự tồn tại của lớp biên và ma sát đáy bị bỏ qua.

Battjes (1994) kết luận rằng các mô hình như thế này là không phù hợp để áp dụng cho các vấn đề sóng gió thực tế.

b) Các mô hình phương trình độ dốc thoải

Phương trình độ dốc thoải do (1972) tìm ra như sau:

$$\nabla(cc_g \nabla \Phi) + k^2 cc_g \Phi = 0 \quad (10.49)$$

Với c là vận tốc pha và c_g là vận tốc nhóm. Như viết ở trên, (10.49) diễn tả được các hiệu ứng như nước nông, khúc xạ, nhiễu xạ và phản xạ của các sóng trọng lực điều hoà khi không có dòng chảy. Phương trình (10.49) là một phương trình vi phân đạo hàm riêng dạng elliptic. Lời giải của nó yêu cầu các điều kiện biên trên toàn bộ miền tính và lời giải đồng thời tại tất cả các điểm trong miền tính. Vì rằng lưới tính yêu cầu độ phân giải không gian nhỏ hơn nhiều so với bước sóng, giá thành tính toán rất cao, cho dù là miền tính tương đối nhỏ.

Nếu sự phản xạ sóng theo hướng sóng chính là bỏ qua được thì phương pháp xấp xỉ parabolic có thể được áp dụng cho (10.49) (Radder, 1979):

$$\frac{\partial \Phi}{\partial x} = \left[ik - \frac{1}{2kcc_g} \frac{\partial}{\partial x} (kcc_g) \right] \Phi + \frac{i}{2kcc_g} \frac{\partial}{\partial y} \left(cc_g \frac{\partial \Phi}{\partial y} \right) \quad (10.50)$$

Với trục x là hướng truyền sóng chính. Có rất nhiều cách phát triển dạng cơ bản trên của phương trình xấp xỉ parabolic để mở rộng dải áp dụng của phương trình (Battjes, 1994). Các phát triển này bao gồm:

- ảnh hưởng của dòng chảy (Booij, 1981; Kirby, 1984);
- góc xấp xỉ rộng hơn để tăng dải hướng sử dụng trong các sơ đồ sai phân tiến để giải các phương trình xấp xỉ parabolic của phương trình truyền sóng cho vùng biển có độ dốc nhỏ (Booij, 1981; Dalrymple and Kirby, 1988; Dalrymple et al, 1989);
- các tọa độ cong (Lozano và Liu, 1980; Isobe, 1986);
- tiêu tán do sóng vỡ và ma sát đáy (Booij, 1981; Kirby và Dalrymple, 1986a);
- phương trình phân tán phi tuyến (Booij, 1981; Kirby và Dalrymple, 1986b)

- ứng suất gió (Vogel và cộng sự, 1988)

Ứng suất gió và tiêu tán năng lượng do sóng vỡ và tương tác với đáy được đưa vào trong các mô hình dưới dạng những thừa số tăng giảm đơn giản. Vì rằng miền áp dụng của các mô hình loại này tương đối hẹp, các quá trình này thường là không quan trọng lắm.

Các phương trình cho độ dốc thoải đã được sử dụng rộng rãi để dự báo ảnh hưởng của khúc xạ - nhiễu xạ - phản xạ trong và xung quanh cảng, đảo và những vùng nước nông bị ngập.

c) Các mô hình Boussinesq

Các mô hình Boussinesq áp dụng được cho các điều kiện nước nông với sóng phi tuyến yếu và phân tán tần số yếu. Các phương trình một chiều do Peregrine (1967) phát triển có dạng sau:

$$\frac{\partial \zeta}{\partial t} + \nabla \cdot [(d + \zeta)\bar{u}] = 0 \quad (10.51)$$

$$\frac{\partial \bar{u}}{\partial t} + (\bar{u} \cdot \nabla)\bar{u} + g\nabla\zeta = \frac{d}{2}\nabla\left[\nabla \cdot \left(d\frac{\partial \bar{u}}{\partial t}\right)\right] - \frac{d^2}{6}\nabla\left[\nabla \cdot \frac{\partial \bar{u}}{\partial t}\right] \quad (10.52)$$

Với ζ là mực nước và \bar{u} là vận tốc dòng chảy trung bình theo phương ngang.

Các phương trình Boussinesq bao hàm các hiệu ứng nhiễu xạ, khúc xạ, phản xạ và tương tác sóng – dòng chảy. Tác động của gió và tiêu tán năng lượng có thể được đưa vào trong mô hình dưới dạng đơn giản giống như trong các mô hình giải phương trình cho độ dốc thoải. Tương tác triad (Young, 1999) được biểu thị bằng các thành phần bậc 4. Việc đưa các thành phần này vào là một sức mạnh đặc biệt của các mô hình loại này và đặc biệt là chúng đã dự báo thành công sự biến đổi của các thành phần điều hoà có tần số lớn trong quá trình nước nông (Beji và Battjes, 1994; Madsen và cộng sự, 1997).

10.7.2 Các mô hình trung bình pha cho sóng nước sâu

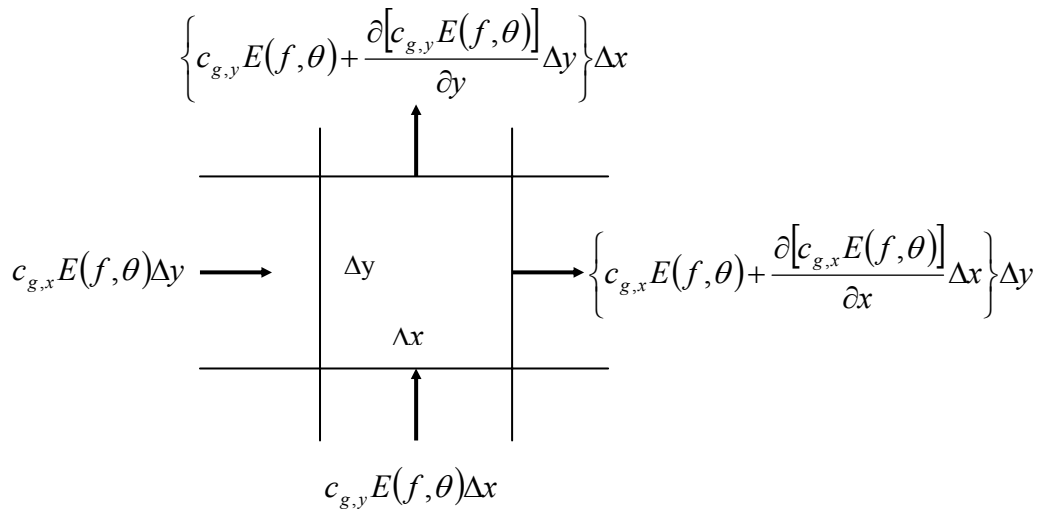
Các mô hình trung bình pha dự báo các tính chất trung bình hay tích phân của trường sóng. Dưới dạng đơn giản nhất, các đại lượng này có thể là độ cao sóng có nghĩa hay chu kỳ đỉnh. Tuy nhiên, một cách chung hơn, các mô hình trung bình pha hiện đại dự báo biến

đổi không gian và thời gian của phổ hướng $S(f, \theta)$.

Các mô hình trung bình pha mô tả trong bài giảng này giải phương trình cân bằng năng lượng phổ sóng. Trong phần này, đầu tiên là các phương trình cân bằng năng lượng phổ được rút ra. Sau đó sẽ mô tả tóm tắt một số mô hình số trị để giải các phương trình này.

a) Rút ra phương trình cân bằng năng lượng phổ

Hãy xem xét một biến đổi của năng lượng của một sóng thành phần của phổ sóng theo các phương nằm ngang. Năng lượng của một sóng thành phần như vậy phải là hàm của tần số sóng, hướng lan truyền, các tọa độ ngang và thời gian, hay nói cách khác, có thể được biểu thị bằng $E(f, \theta, x, y, t)$. Để rút ra phương trình cân bằng năng lượng phổ cho sóng này, hãy xem xét một thể tích kiểm tra vô cùng bé như chỉ ra trên hình 10.20.



Hình 10.20 Cân bằng năng lượng phổ của một thể tích kiểm tra vô cùng bé

Như chỉ ra trên hình 10.20, tốc độ biến đổi thời gian của năng lượng sóng trong thể tích kiểm tra là:

$$\frac{\partial E(f, \theta)}{\partial t} \Delta x \Delta y$$

Phần dư của năng lượng sóng đi vào và đi ra khỏi thể tích kiểm tra được biểu thị như sau:

$$-\left\{ \frac{\partial [c_{g,x} E(f, \theta)]}{\partial x} + \frac{\partial [c_{g,y} E(f, \theta)]}{\partial y} \right\} \Delta x \Delta y$$

với $c_{g,x}$ và $c_{g,y}$ lần lượt là các thành phần của vận tốc nhóm sóng theo các hướng x và y .

Ký hiệu tốc độ sản sinh năng lượng sóng trong thể tích kiểm tra là $S_{tot}(f, \theta) \Delta x \Delta y$, sự bảo toàn năng lượng sóng trong thể tích kiểm tra yêu cầu:

$$\frac{\partial E(f, \theta)}{\partial t} \Delta x \Delta y = -\frac{\partial [c_{g,x} E(f, \theta)]}{\partial x} \Delta x \Delta y - \frac{\partial [c_{g,y} E(f, \theta)]}{\partial y} \Delta x \Delta y + S_{tot}(f, \theta) \Delta x \Delta y \quad (10.53)$$

Vì rằng thể tích kiểm tra là tùy ý, có thể rút ra phương trình sau:

$$\frac{\partial E(f, \theta)}{\partial t} + \frac{\partial [c_{g,x} E(f, \theta)]}{\partial x} + \frac{\partial [c_{g,y} E(f, \theta)]}{\partial y} = S_{tot}(f, \theta) \quad (10.54)$$

Với $S_{tot}(f, \theta)$ thường được gọi là thành phần nguồn. Thành phần nguồn $S_{tot}(f, \theta)$ biểu thị tất cả các quá trình tạo và tiêu tán năng lượng và có thể được chia thành nhiều thành phần, tương ứng với các quá trình khác nhau. Thành phần đầu tiên biểu thị sự truyền năng lượng từ khí quyển (gió) cho sóng. Thành phần thứ hai biểu thị tương tác phi tuyến quadruplet giữa các thành phần phổ. Thành phần thứ ba biểu thị sự tiêu tán năng lượng bởi các quá trình rối như sóng vỡ (sóng bạc đầu). Ký hiệu các thành phần nói trên lần lượt là $S_{in}(f, \theta)$, $S_{nl}(f, \theta)$ và $S_{ds}(f, \theta)$, ta có:

$$S_{tot}(f, \theta) = S_{in}(f, \theta) + S_{nl}(f, \theta) + S_{ds}(f, \theta) \quad (10.55)$$

Vẫn còn rất nhiều vấn đề chưa thể hiểu được về bản chất vật lý của các quá trình tạo thành và tiêu tán năng lượng sóng nói trên. Trong các phần tiếp sau, các lý thuyết chính hiện có để biểu thị mỗi thành phần trên sẽ được trình bày.

a) Tiếp năng lượng từ khí quyển (nước sâu)

Như đã thảo luận trong chương 4, theo lý thuyết tạo sóng của Phillips (1957), trong pha đầu tiên của quá trình tạo sóng, trường nhiễu động áp suất (không bị ảnh hưởng bởi sóng) cộng hưởng với sóng tự do bề mặt. Phillips (1957) giả thiết rằng tốc độ truyền năng lượng từ gió cho sóng là không đổi theo thời gian và phụ thuộc vào tần số và hướng sóng.

Công thức biểu thị quá trình này như sau

$$S_{in,1}(f, \theta) = \alpha(f, \theta, P(f, \theta)) \quad (10.56)$$

với $P(f, \theta)$ là phổ áp suất.

Miles (1957) dựa trên việc khảo sát phân bố áp suất xung quanh đỉnh sóng đã tìm ra rằng áp suất pháp tuyến tại mặt nước có một giá trị cực tiểu tại sườn khuất gió của đỉnh sóng và một giá trị cực đại tại sườn đón gió của đỉnh sóng. Điều này có nghĩa là gió đã đẩy mặt nước xuống tại vị trí mà mặt nước đi xuống và kéo mặt nước lên tại vị trí mà mặt nước đi lên. Việc kết hợp giữa áp suất và chuyển động của mặt nước đã truyền năng lượng cho sóng. Quá trình có khả năng tự tăng cường: sự truyền năng lượng là hiệu quả hơn khi mà sóng phát triển. Miles đã tìm ra công thức mô tả quá trình này như sau:

$$S_{in,2}(f, \theta) = \beta(f, \theta, \bar{U})E(f, \theta) \quad (10.57)$$

với hệ số β phụ thuộc vào tốc độ và hướng của gió và sóng thành phần. Với (10.56) và (10.57), thành phần nguồn tổng cộng của sự truyền năng lượng từ gió cho sóng được mô hình hoá như sau

$$S_{in}(f, \theta) = \alpha + \beta E(f, \theta) \quad (10.58)$$

b) Tương tác phi tuyến của sóng

Trong xấp xỉ bậc nhất, sóng đại dương có thể được xem là sự chồng chất của các thành phần phổ tự do. Trong xấp xỉ cao hơn, có sự tương tác giữa các thành phần phổ sinh ra bởi sự truyền năng lượng giữa các sóng thành phần (Phillips, 1960). Bậc thấp nhất mà các tương tác đó có thể xảy ra liên quan tới tương tác của ba sóng, hay là tương tác ba. Trong trường hợp này, hai sóng tương tác một cách phi tuyến và truyền năng lượng cho một sóng thành phần thứ ba. Các tương tác này là quan trọng tại các điều kiện độ sâu giới hạn nhưng không quan trọng tại nước sâu (Hasselmann, 1962). Một lý thuyết nhiễu động chung cho tương tác phi tuyến cộng hưởng của sóng ngẫu nhiên đã được phát triển bởi Hasselmann (1962, 1963a,b). Ông tìm ra rằng một tập hợp bốn sóng có thể trao đổi năng lượng khi mà các điều kiện cộng hưởng sau đây được thoả mãn:

$$\mathbf{k}_1 + \mathbf{k}_2 = \mathbf{k}_3 + \mathbf{k}_4 \quad (10.59)$$

$$\omega_1 + \omega_2 = \omega_3 + \omega_4 \quad (10.60)$$

với ω_j là tần số góc và \mathbf{k}_j là vector số sóng ($j=1, \dots, 4$). Tần số và số sóng liên hệ với nhau qua mối liên hệ phân tán. Bốn sóng thành phần tương tác với nhau mô tả bởi (10.59) và (10.60) tạo thành một bộ bốn và tương tác giữa chúng được gọi là tương tác bốn. Biểu thức đầy đủ của các tương tác này đã được cho bởi Hasselmann (1962, 1963a,b), Zakharov (1968), Herterich và Hasselmann (1980) và Van Vledder (1990). Chúng về mặt bản chất có dạng sau:

$$S_{n/4}(\mathbf{k}_4) = \iint T_1 E(\mathbf{k}_1) E(\mathbf{k}_2) E(\mathbf{k}_3 = \mathbf{k}_4 - \mathbf{k}_1 - \mathbf{k}_2) d\mathbf{k}_1 d\mathbf{k}_2 - \iint T_2 E(\mathbf{k}_4) E(\mathbf{k}_1) E(\mathbf{k}_2) d\mathbf{k}_1 d\mathbf{k}_2 \quad (10.61)$$

với T_1 và T_2 là các hệ số vận chuyển phức tạp. Tích phân đầu tiên diễn tả phân thụ động của tương tác; nó độc lập với mật độ năng lượng của các sóng thành phần. Mật độ năng lượng của thành phần \mathbf{k}_4 tăng lên do tương tác với các thành phần \mathbf{k}_1 , \mathbf{k}_2 và \mathbf{k}_3 . Tích phân thứ hai liên quan tới phần chủ động, tức là phụ thuộc vào mật độ năng lượng của sóng thành phần \mathbf{k}_4 . Sự tương tác này làm giảm năng lượng của thành phần sóng. Các hệ số tương tác chứa mật độ năng lượng có bậc ba. Mật độ năng lượng cao (đỉnh phổ) vì vậy thống trị tương tác bốn trong phổ. Chú ý rằng các tương tác phi tuyến chỉ phân bố lại năng lượng trên phổ. Không có năng lượng được thêm vào hoặc lấy đi từ toàn phổ. Điều này được diễn tả như sau:

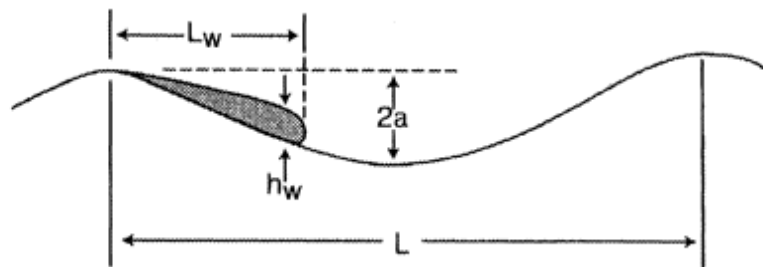
Tương tác bốn vận chuyển năng lượng từ phía tần số cao của đỉnh phổ tới các tần số cao hơn (mà năng lượng bị tiêu tán do sóng bạc đầu như sẽ trình bày sau đây) và tần số thấp hơn (mà năng lượng bị hấp thụ). Sự hấp thụ năng lượng tại các tần số thấp đã di chuyển đỉnh phổ tới các tần số thấp hơn và do vậy thống trị sự biến đổi của phổ. Một tính chất rất quan trọng của tương tác bốn là ảnh hưởng ổn định của dạng phổ. Nếu dạng phổ sai lệch nhiều so với dạng JONSWAP, tương tác bốn sẽ đưa nó về dạng JONSWAP. Các thực nghiệm số trị đã chỉ ra rằng ảnh hưởng này là khá mạnh nếu sóng được tạo bởi gió (sóng đủ dốc). Đó là lý do chính mà phổ JONSWAP thường được quan trắc trong các cơn dông, thậm chí không trong các điều kiện gần với các điều kiện lý tưởng mà phổ JONSWAP được quan sát thấy đầu tiên. Thậm chí ngay trong các cơn bão người ta cũng quan trắc thấy phổ JONSWAP (nhưng không phải tại tất cả các vị trí trong cơn bão).

Thực tế là sự cân bằng giữa sự tiếp năng lượng do gió, tương tác bốn và sóng bạc đầu đã quyết định mức độ sai lệch giữa phổ quan trắc được và phổ JONSWAP. Nếu gió là mạnh và thay đổi nhiều theo không gian (cả về tốc độ và hướng) thì sự tiếp năng lượng từ gió là lớn hơn nhiều tương tác bốn. Khi đó một phổ không giống với JONSWAP sẽ được tạo thành.

Nếu gió thay đổi chậm, tương tác bốn sẽ thắng và một phổ JONSWAP sẽ được tạo thành.

c) Sóng bạc đầu

Sự vận chuyển năng lượng từ gió cho sóng tạo nên sự tăng của biên độ sóng. Quá trình này tiếp tục cho đến khi sóng trở nên bất ổn định và vỡ. Dạng vỡ này thường được gọi là sóng bạc đầu. Do sóng bạc đầu, một phần năng lượng sóng bị mất, ký hiệu là S_{ds} . Một loạt các thí nghiệm đã được tiến hành để khảo sát động lực học của sự vỡ của một sóng đơn (Longuet-Higgins và Cokelet, 1978; Duncan, 1981; Longuet Higgins, 1988; Rapp và Melville, 1990). Trong giáo trình này sẽ trình bày biểu thị phổ của năng lượng bị mất mát.



Hình 10.21: Tương tự hình học của sóng bạc đầu và sóng nằm dưới (theo Donelan và Yuan, 1994)

Sóng bạc đầu biểu thị một quá trình phi tuyến mạnh không thể được xử lý bằng kỹ thuật nhiễu động thông thường áp dụng cho các tương tác yếu [thí dụ như S_{nl}]. Hasselmann (1974) đã khắc phục khó khăn này bằng cách giả thiết rằng sóng bạc đầu là một quá trình yếu nếu tính trung bình. Quá trình này tạo ra một thay đổi nhỏ trong phổ sóng trên một đơn vị chiều dài hay chu kỳ, và do vậy có thể áp dụng tính chất Gaussian của trường sóng tuyến tính cho các bậc thấp nhất.

Với giả thiết yếu theo trung bình, Hasselmann (1974) xử lý sóng bạc đầu như là một phân bố ngẫu nhiên của nhiễu động áp suất trên mặt nước với quy mô nhỏ so với bước sóng. Tuy nhiên trong giáo trình này sẽ không trình bày suy luận của Hasselmann (1974) mà sẽ trình bày mô tả của Donelan và Yuan (1994). Trong thực tế, người ta đều biết rằng sóng bạc đầu tạo ra ở mặt trước, hay mặt khuất gió của sóng. Donelan và Yuan (1994) giả thiết rằng sóng bạc đầu là sóng nằm dưới là tương tự hình học (Duncan, 1981) như cho trên hình 10.21. Do vậy, họ đã rút ra được công thức sau đây cho S_{ds} :

$$S_{ds}(f, \theta) = -\gamma_{ds} \omega S(f, \theta) \tag{10.62}$$

Với γ_{ds} là hệ số suy giảm, là hàm của các tính chất phi địa phương của phổ sóng. Dấu âm trong (10.62) xảy ra vì sự khác pha giữa nhiễu động áp suất và sóng. Do vậy, S_{ds} phụ thuộc chuẩn tuyến tính vào S . Sự phụ thuộc phi tuyến được cho dưới dạng phụ thuộc của γ_{ds} vào các tính chất phi địa phương của phổ. Hasselmann (1974) chỉ ra rằng dạng chuẩn tuyến tính là tính chất của bất kỳ một quá trình yếu theo trung bình nào. Trong thực tế, trong các hội thảo của nhóm WAM (Komen, 1985) trong vòng 10 năm (1984~1994), Klaus Hasselmann phản đối một cách mạnh mẽ các mô hình với giả thiết rằng S_{ds} là phi tuyến một cách địa phương [tức là $S_{ds} \sim S^n(f, \theta)$]. Một loạt các công thức thuộc dạng này đã được đề xuất, kể cả công thức của Phillips (1985).

Cùng với cơ chế nhiễu động áp suất mô tả trong (10.62), các quá trình khác cũng xảy ra trong quá trình sóng bạc đầu. Thí dụ, Banner và cộng sự (1989) đã chỉ ra rằng sự vỡ của sóng gần đỉnh phổ sẽ làm suy giảm các sóng có tần số cao trong miền sau vỡ. Cơ chế này có thể được giả thiết là hàm của tần số sóng đối với đỉnh phổ. Thêm vào đó, biên độ của hệ số tiêu tán cũng có thể được xem là phụ thuộc vào một số đo nào đó của độ dốc sóng.

Komen và cộng sự (1984) đã thử nghiệm đưa vào các hiệu ứng này bằng cách giả thiết một dạng của γ_{ds} sao cho:

$$S_{ds}(f, \theta) = -C_{ds} \left(\frac{\hat{\alpha}}{\hat{\alpha}_{PM}} \right)^m \left(\frac{\omega}{\bar{\omega}} \right)^n \omega S(f, \theta) \quad (10.63)$$

với $\bar{\omega}$ là tần số trung bình:

$$\bar{\omega} = (\sigma^2)^{-1} \int S(f, \theta) \omega df d\theta \quad (10.64)$$

và $\hat{\alpha}$ là thông số dốc tích phân:

$$\hat{\alpha} = \frac{\sigma^2 \bar{\omega}^4}{g^2} \quad (10.65)$$

Năng lượng tổng cộng hay phương sai, được biểu thị bởi $\sigma^2 = \int S(f, \theta) df d\theta$ và $\hat{\alpha}_{PM} = 4.57 \times 10^{-3}$, là giá trị lý thuyết của d đối với phổ Pierson-Moskowitz.

Các cơ chế thay thế cho mô hình nhiễu động vận tốc đã được đề xuất để tính đến năng

lượng mất mát do sóng bạc đầu. Phillips (1985) và Donelan và Pierson (1987) đã xem xét quá trình sóng bạc đầu là một quá trình phụ thuộc phi tuyến mạnh vào độ dốc sóng. Trong mô hình này, sóng bạc đầu không có ảnh hưởng cho tới khi độ dốc sóng đạt tới một giới hạn nào đó mà sóng vỡ và mất một năng lượng đáng kể. Một mô hình như thế này có thể bao hàm cả những thay đổi địa phương của độ dốc sóng gây ra do nhóm sóng.

Các mô hình nhiễu động áp suất hay độ dốc sóng là các mô hình xác định. Tuy nhiên các quan trắc cho thấy rằng sóng bạc đầu thay đổi rất mạnh. Có thể có hai sóng, theo tất cả các tiêu chuẩn, có chiều cao, chu kỳ và độ dốc. Một sóng sẽ vỡ, sóng khác thì không. Như vậy, có thể biểu thị sóng bạc đầu là một quá trình ngẫu nhiên với mỗi sóng được gắn với một xác suất vỡ. Một hàm nguồn dưới dạng này đã được Yuan và cộng sự (1986) đề xuất.

Phân tích trên cho thấy rõ ràng tiêu tán năng lượng sóng bạc đầu là một quá trình còn được hiểu một cách ít ỏi. Không có một lý thuyết chặt chẽ nào áp dụng cho sóng bạc đầu hay sự mất mát năng lượng. Khi không có lý thuyết, phép tiếp cận thông thường là dựa vào đo đạc trực tiếp. Một vấn đề nảy sinh là làm thế nào đo đạc được năng lượng suy giảm do sóng bạc đầu trong một trạng thái sóng có gió. Vấn đề chính là các cơ chế tạo sóng không được phân biệt. Sóng bạc đầu chủ động chỉ tồn tại khi có sự tiếp năng lượng của gió. Đồng thời, khi mà một phổ sóng gió tồn tại, tương tác bốn sẽ hoạt động. Các phép đo phải tách được ảnh hưởng của S_{ds} . Hiện tại có hai thiết bị có hứa hẹn về vấn đề này. Thiết bị thứ nhất đo sự tiêu tán năng lượng trong một cột nước bên dưới sóng vỡ (Drennan và cộng sự, 1996; Terray và cộng sự, 1996). Tiếp cận thứ hai bao hàm phép đo đặc dấu hiệu âm của sóng vỡ dường như là liên hệ với tiêu tán năng lượng (Melville và cộng sự, 1991). Các tiếp cận này có nhiều hứa hẹn nhưng chưa cho các kết quả rõ ràng.

d) Cân bằng phổ

Trong thảo luận trên, mỗi thành phần nguồn được xem xét riêng rẽ. Tuy nhiên, tổng của các thành phần riêng rẽ biểu thị bởi S_{tot} (10.55) là yếu tố gây ra thay đổi phổ. Thành phần nguồn cân bằng cho cả sóng “trẻ” và sóng đã “phát triển”. Sự biến đổi phổ là hệ quả của sự cân bằng giữa nhiều thành phần nguồn và đạt được không cân một giới hạn nào về dạng phổ. Tại các tần số lớn, phổ có dạng đặc trưng f^{-n} . Trong miền này, tổng của ba thành phần nguồn $S_{tot} = 0$. Điều này là kết quả của S_{nl} . Banner và Young (1994) đã chỉ ra rằng sự thay đổi trong biên độ của cả S_{in} hay S_{ds} có ảnh hưởng nhỏ tới lượng năng lượng trong đuôi phổ, nhưng ảnh hưởng ít tới số mũ suy giảm n . Thành phần phi tuyến S_{nl} liên tục buộc phổ phải tuân theo dạng này. Nguyên nhân của sự đóng góp của S_{nl} vào quá trình này vẫn chưa được giải thích.

Khi mà phổ càng phát triển hơn, đỉnh phổ càng dần chuyển tới các tần số thấp hơn và

phổ trở nên rộng hơn. Kết quả là cân bằng đã đạt được ở các tần số cao mở rộng ra một dải tần số rộng hơn. Thêm vào đó, S_{in} và S_{nl} giảm về biên độ. Sự gia tăng năng lượng từ khí quyển S_{in} giảm đi vì rằng tỷ số U_{10}/c tiến tới 1. Thành phần phi tuyến S_{nl} giảm đi vì rằng tần số đỉnh f_p giảm đi và vì sự mở rộng của dạng phổ. Thêm vào đó, độ dốc dương của S_{nl} dịch chuyển từ các tần số nhỏ hơn f_p tới các tần số bằng với f_p . Kết quả là sự dịch chuyển của f_p tới các tần số nhỏ hơn chậm lại. Miền mà ở đó các thành phần nguồn hoàn toàn cân bằng, $S_{tot} = 0$, tăng lên và sự phát triển của sóng hầu như dừng lại tại tất cả các tần số. Trạng thái này thường được gọi là trạng thái phát triển hoàn toàn.

Nguồn tổng cộng, S_{tot} , thường là âm tại các tần số lớn hơn đỉnh một chút. Kết quả là năng lượng tại một tần số cố định giảm một chút khi mà đỉnh di chuyển qua tần số đó về phía tần số thấp. Đặc điểm này đã được quan trắc tại các số liệu ghi được và được Barnett và Sutherland (1968) gọi là hiệu ứng bán quá. Như Banner và Young (1994) đã chỉ ra, cân bằng thành phần nguồn cũng ảnh hưởng tới sự phân tán hướng.

Như đã thấy trong thảo luận ở trên, các thành phần nguồn dùng để tính toán cho các kết quả phù hợp rất tốt với các số liệu quan trắc. Tuy nhiên, cho dù các kết quả tốt như thế, còn rất nhiều vấn đề chưa được giải quyết. Thứ nhất là quá trình mà Komen và cộng sự (1984) dùng để xác định S_{ds} đã buộc thành phần này chứa đựng tất cả các ảnh hưởng cần thiết để cân bằng năng lượng bổ sung và vận chuyển phi tuyến. Tất cả các đóng góp cho sự cân bằng này đều được cho là do sóng bạc đầu. Có thể có cả các quá trình khác mà bây giờ chưa được biết cũng được đưa vào trong thành phần này. Banner và Young (1994) đã chỉ ra rằng nhiều đặc điểm chi tiết của quá trình phát triển phổ (như năng lượng tại đuôi phổ và phân tán hướng) không được mô hình hoá tốt bằng các thành phần nguồn như thế.

Tuy rằng kiến thức về các thành phần nguồn đã đã phát triển đáng kể trong 30 năm gần đây, còn nhiều câu hỏi chưa có lời giải đáp. Cung cấp một kiến thức đầy đủ về bản chất vật lý của quá trình tạo sóng vẫn là một nhiệm vụ của khoa học hiện đại.

10.7.3 Các mô hình trung bình pha cho sóng nước nông

Tại nước nông, cách tiếp cận cho dự báo sóng cũng tương tự như tại nước sâu. Sóng được coi là tổng hợp của một số lớn các sóng thành phần và cân bằng năng lượng của mỗi sóng được đánh giá bằng cách theo dõi chúng khi chúng lan truyền qua miền nghiên cứu. Sự khác biệt với nước sâu là các hiện tượng sóng nước sâu cần được hiệu chỉnh cho nước nông và cần thêm vào các hiệu ứng tại nước nông.

a) Lan truyền

Sự khúc xạ có thể được thêm vào trong phương trình cân bằng năng lượng nhờ một thành phần thêm vào. Khi khúc xạ, sóng lan truyền qua không gian địa lý và thay đổi hướng. Vì vậy, mật độ năng lượng của một sóng thành phần có thể xem là lan truyền đồng thời qua không gian địa lý và vòng tròn của miền phổ (tại tần số được xem xét). Vì mật độ năng lượng là một hàm phân bố liên tục xung quanh một vòng tròn, sự biến đổi theo hướng có thể được mô hình hoá như là một thành phần vận chuyển trong không gian θ . Có thể rút ra nó theo phương pháp tương tự với các thành phần vận chuyển trong không gian địa lý. Điều này cho ta phương trình cân bằng năng lượng cho nước nông:

$$\frac{\partial}{\partial t} S(f, \theta) + \frac{\partial}{\partial x} c_{gx} S(f, \theta) + \frac{\partial}{\partial y} c_{gy} S(f, \theta) + \frac{\partial}{\partial \theta} c_{\theta} S(f, \theta) = S_{tot}(f, \theta) \quad (10.66)$$

Với c_{θ} là tốc độ khúc xạ (tốc độ xoay hướng khi chuyển động cùng với thành phần sóng với vận tốc nhóm). Vận tốc này có thể dễ dàng được rút ra bằng cách áp dụng lý thuyết sóng tuyến tính cổ điển trong đó có tốc độ xoay theo không gian (trên một đơn vị chiều dài về phía trước dọc theo tia sóng). Tốc độ xoay theo không gian này là:

$$\frac{d\theta}{ds} = \frac{1}{c} \frac{\partial c}{\partial m}$$

với m là khoảng cách theo phương ngang (dọc theo đỉnh sóng). Với vận tốc nhóm c , một khoảng cách ds có thể được chuyển thành khoảng thời gian dt , và biểu thức trở thành:

$$c_{\theta} = \frac{d\theta}{dt} = \frac{c_g}{c} \frac{\partial c}{\partial m} \quad (10.67)$$

Mật độ năng lượng cũng là hàm của tần số f sao cho mật độ năng lượng cũng lan truyền qua không gian tần số. Vì vậy cần một thành phần thêm vào dưới dạng $\partial(c_f E)/\partial f$, tức là tần số của thành phần sóng điều hoà có thể thay đổi khi lan truyền qua nước sâu hoặc nước nông. Điều này xảy ra khi mà độ sâu hay dòng chảy xung quanh không phải là hằng số theo thời gian và không gian. Những sự thay đổi này sẽ được bỏ qua ở đây sao cho $c_f = 0$ và thành phần này biến mất.

Hiệu ứng nước nông được tính đến bằng cách đưa vào mối phụ thuộc vào độ sâu của vận tốc nhóm trong các thành phần vận chuyển theo không gian.

Quá trình nhiễu xạ không được đưa vào trong phương trình cân bằng năng lượng vì rằng lý thuyết này không áp dụng được cho phổ liên tục.

b) Thành phần nguồn

Các quá trình vật lý tạo và tiêu tán bị ảnh hưởng bởi độ sâu khi mà sóng lan truyền vào miền có độ sâu nhỏ hơn $1/2$ bước sóng. Các sóng có tần số nhỏ sẽ “cảm thấy” đáy nhanh hơn các sóng có tần số lớn. Việc này sẽ làm ảnh hưởng tới tất cả các quá trình sóng. Thêm vào đó, một số quá trình không hoạt động ở nước sâu trở nên hoạt động. Sự biến đổi của các quá trình sóng nước sâu là:

Sự tạo sóng do gió:

Sự tạo sóng do gió tại nước nông vẫn chưa được nghiên cứu chi tiết. Tuy nhiên, thành phần nguồn do gió chứa tỷ số của vận tốc gió và vận tốc pha U_{10}/c . Vận tốc pha giảm tại nước nông do đó tỷ số này tăng lên, và do vậy tăng tốc độ truyền năng lượng cho sóng. Các tần số nhỏ hơn bị ảnh hưởng nhiều hơn các tần số lớn, do vậy dạng phổ có thể bị thay đổi. Nó cũng có nghĩa là phổ sẽ chuyển về hướng các tần số thấp nhanh hơn đối với nước sâu.

Tương tác giữa các sóng

Tương tác bốn sẽ bị biến đổi tại nước nông do có sự thay đổi trong cấu hình của bốn sóng (các thành phần thỏa mãn điều kiện cộng hưởng là khác nhau). Hiệu ứng của việc này là làm rộng các khoảng trong không gian tần số sao cho tương tác này trở nên đáng kể hơn. đồng thời giá trị của các hệ số liên kết tăng lên và chúng tăng cường quá trình tương tác. Tuy nhiên tại nước rất nông (độ sâu có bậc độ cao sóng có nghĩa hay bậc $1/10$ bước sóng đặc trưng), lý thuyết về tương tác bốn trở nên đáng nghi vấn và lý thuyết thay thế vẫn chưa được xây dựng. Một cách chi tiết thì trong những tình huống như thế mối liên hệ phân tán cho phép các thành phần sóng đơn gần thỏa mãn với các điều kiện cộng hưởng cho tương tác ba sóng:

$$\omega = \omega_1 + \omega_2 \quad (10.68)$$

và:

$$\mathbf{k} = \mathbf{k}_1 + \mathbf{k}_2 \quad (10.69)$$

Dường như là cho dù các điều kiện cộng hưởng không được thỏa mãn hoàn toàn thì

các sóng cũng có thể trao đổi năng lượng. Kết quả của tương tác ba sóng là năng lượng dịch chuyển tới các sóng có tần số lớn hơn và nhỏ hơn. Điều đó tạo ra hai đỉnh phụ, một ở phía tần số cao, một ở phía tần số thấp. Tuy nhiên đỉnh tần số thấp thường bị xoá đi do sóng vỡ khi tới vùng nước nông.

Tiêu tán

Như đã chỉ ra ở trên, hiện tượng sóng bạc đầu được hiểu rất hạn chế tại nước sâu và còn hạn chế hơn ở nước nông. Chúng ta chỉ có thể ngoại suy các công thức biểu thị sóng bạc đầu từ nước sâu về nước nông bằng cách nhận thấy rằng bước sóng trở nên ngắn hơn tại nước nông hơn và độ cao sóng cao hơn do hiệu ứng nước nông. Điều đó làm tăng độ dốc của sóng và do vậy tăng cường quá trình sóng bạc đầu. Sự tiêu tán năng lượng gần đáy có thể là do một số quá trình (thí dụ như sự thấm nước qua đáy rỗng) nhưng quá trình quan trọng nhất là ma sát đáy. Nó thường được mô hình hoá bằng tác động của ứng suất cắt τ ngay phía trên lớp biên rớt tại đáy:

$$\tau = -C_f \rho \mathbf{u}_b |\mathbf{u}_b| \quad (10.70)$$

với C_f là hệ số ma sát, ρ là mật độ nước và u_b biểu thị vận tốc quỹ đạo do sóng tạo ra ngay trên biên.

Khi mà sóng đi vào vùng nước rất nông (độ sâu khoảng bằng độ cao sóng có nghĩa) thì sóng bị vỡ do tương tác với đáy và tạo ra đối sóng vỡ gần bờ. Có thể dự báo tốt tổng lượng năng lượng bị tiêu tán (tích phân theo toàn bộ phổ) bằng một mô hình mà trong đó sự tiêu tán trung bình của sóng được đánh giá với điều kiện là mỗi sóng bị vỡ (chỉ các sóng cao hơn tại đuôi của phân bố Rayleigh. Theo thước đo năng lượng thì dạng phổ dường như không bị ảnh hưởng bởi sóng vỡ.

Chương 11 CÁC ĐẶC ĐIỂM CHUNG CỦA SÓNG VÙNG BIỂN VIỆT NAM

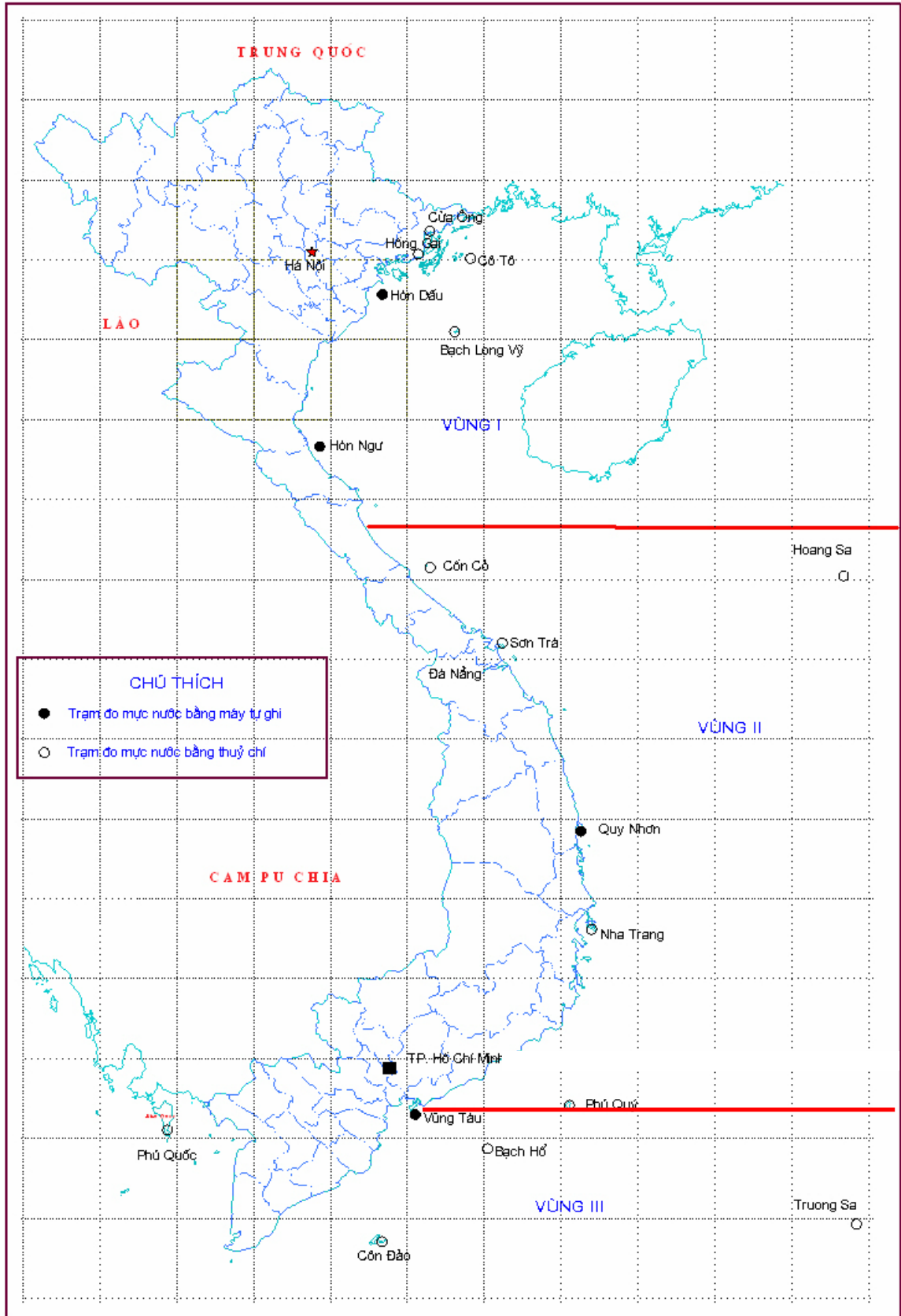
11.1 Chế độ gió vùng biển nước ta

11.1.1 Những nhận xét chung

Vì đối tượng nghiên cứu ở đây là sóng do gió tạo thành nên để có thể hiểu được các đặc điểm của sóng vùng biển nước ta cần phải có kiến thức về chế độ gió, nhất là gió mùa và gió bão. Do nước ta có chiều dài hơn 2000km từ bắc xuống nam nên khí hậu nước ta có những thay đổi rất rõ rệt khi đi từ bắc vào nam. Vì ở đây ta chỉ quan tâm tới ảnh hưởng của khí hậu biển tới chế độ sóng gió nên ta sẽ chỉ đưa ra những nhận xét cần thiết về chế độ khí hậu biển của nước ta. Căn cứ vào đặc điểm của chế độ gió và sóng, chúng tôi tạm chia vùng ven biển nước ta thành 3 vùng khí hậu: vùng khí hậu biển miền Bắc và Bắc Trung Bộ kéo dài từ Móng Cái đến Thừa Thiên – Huế, vùng khí hậu biển miền đông bằng Nam bộ kéo dài từ Vũng Tàu tới Kiên Giang và vùng khí hậu biển miền Trung và Nam Trung bộ nằm giữa hai vùng khí hậu trên. Các vùng khí hậu này được chỉ rõ trên hình 11.1.

Vì chế độ gió là yếu tố quyết định chế độ sóng của mỗi vùng nên các nhận xét về đặc điểm khí hậu của mỗi vùng về cơ bản sẽ tập trung vào mô tả chế độ gió. Các đặc trưng thống kê của chế độ gió của các vùng khí hậu chủ yếu tham khảo các kết quả của tác giả Nguyễn Doãn Toàn trong cuốn “*Sổ tay tra cứu các đặc trưng khí tượng thủy văn vùng thêm lục địa Việt nam*” do Trung tâm Khí tượng Thủy văn Biển, Tổng cục Khí tượng Thủy văn (nay thuộc Bộ Tài nguyên và Môi trường) phát hành dựa trên chuỗi số liệu quan trắc từ 1981 tới 1990. Cần chú ý rằng tốc độ gió tại các trạm khác nhau được quan trắc tại các độ cao khác nhau. Hơn nữa, địa hình tại nơi bố trí các trạm cũng rất khác nhau, có trạm ở ngay bãi biển, có trạm ở đỉnh núi trên đảo ngoài khơi. Vì những lý do trên, các đặc trưng thống kê về chế độ gió tại các trạm được đưa ra ở đây chỉ có giá trị tham khảo. Để có thể dùng các số liệu về chế độ gió tại các trạm để tính toán chế độ sóng phục vụ cho việc thiết kế, cần phải loại trừ tới mức tối đa ảnh hưởng của địa hình tại vị trí quan trắc tới tốc độ gió và hiệu chỉnh các số liệu tốc độ gió về độ cao 10m trên mặt biển.

Ngoài các đặc trưng thống kê về chế độ gió, nhiều thông tin khác được trích dẫn từ cuốn “*Khí hậu Việt nam*” của các tác giả Phạm Ngọc Toàn và Phan Tất Đắc do Nhà xuất bản Khoa học và Kỹ thuật phát hành năm 1978.



Hình 11.1 Các vùng khí hậu biển và vị trí các trạm quan trắc ven biển

11.1.2 Vùng khí hậu biển miền Bắc và Bắc Trung bộ

Một cách sơ lược thì vùng khí hậu biển miền Bắc và Bắc Trung Bộ nước ta kéo dài từ vùng biển Móng Cái đến khu vực Thừa Thiên Huế. Vùng khí hậu này chịu ảnh hưởng luân phiên của cả khối không khí miền cực đới khô lạnh từ phía bắc tràn xuống vào mùa đông và không khí nóng ẩm từ phía nam di chuyển lên vào mùa hè. Bởi vậy, tại vùng này có bốn mùa rõ rệt: mùa đông lạnh với gió mùa đông bắc rất mạnh, mùa hè nóng với gió mùa tây nam và hai mùa chuyển tiếp là mùa xuân và mùa thu. Càng đi vào phía nam, mùa đông và hai mùa chuyển tiếp càng ngắn đi và mùa hè càng dài ra.

a) Chế độ gió vùng ven biển

Gió thịnh hành trong mùa đông tại vùng này là gió bắc và đông bắc. Theo cuốn Sổ tay tra cứu các đặc trưng khí tượng thủy văn vùng thềm lục địa Việt nam của Trung tâm Khí tượng Thủy văn Biển, Tổng cục Khí tượng Thủy văn, dựa trên chuỗi số liệu quan trắc từ 1981 tới 1990 thì tần suất xuất hiện của gió hướng đông bắc tại trạm Cô Tô là 66,5% vào tháng I và 46,8% vào tháng X. Tần suất xuất hiện của gió hướng này tại trạm Bạch Long Vĩ vào các tháng tương ứng là 66,4% và 50,3%. Tại trạm Cửa Tùng, tần suất xuất hiện tổng hợp của gió theo các hướng tây bắc, bắc và đông bắc vào tháng I là 58,4%, vào tháng X là 47,3%. Gió vào mùa này tương đối mạnh và kéo dài. Tại trạm Cô Tô, tần suất xuất hiện của gió với tốc độ lớn hơn 8m/s vào tháng I là 9,5%, vào tháng X là 15,5%. Tại trạm Bạch Long Vĩ, các con số tương ứng là 50% và 37,5%. Gió tại trạm Cửa Tùng trong thời gian này yếu hơn so với hai trạm trên với tần suất xuất hiện tương ứng của gió với tốc độ lớn hơn 8m/s vào tháng I và tháng X là 5,1% và 3,5%.

Trong mùa hè, gió thịnh hành là gió đông nam, nam và tây nam. Tần suất xuất hiện tổng hợp của gió theo các hướng này vào tháng 7 của trạm Cô Tô là 64,6%, tại trạm Bạch Long Vĩ là 80,3%, tại trạm Cửa Tùng là 63%. Thời gian này là thời gian bắt đầu chịu ảnh hưởng của các cơn bão mạnh (sẽ nói chi tiết hơn ở phần sau) nên xác suất xuất hiện tốc độ gió lớn hơn 8m/s tại trạm Cô Tô là 8%. Cũng tại trạm này, xác suất xuất hiện tốc độ gió lớn hơn 29m/s trong tháng 7 là 0,19%. Tại trạm Bạch Long Vĩ, vào tháng 7, xác suất xuất hiện tốc độ gió lớn hơn 8m/s là 35%. Tại trạm Cửa Tùng, con số này là 4,5%.

b) Chế độ gió ngoài khơi Biển Đông

Vì có rất ít tư liệu về chế độ gió tại vùng này nên các nhận xét về chế độ gió ngoài khơi ở đây chủ yếu dựa vào cuốn “Khí hậu Việt nam” của tác giả Đỗ Đình Cường xuất bản tại Sài Gòn vào năm 1964 và cuốn “Khí hậu Việt nam” của các tác giả Phạm Ngọc Toàn và Phan

Tất Đắc xuất bản tại Hà Nội vào năm 1978. Các đặc trưng thống kê về chế độ gió tại vùng này dựa trên các kết quả phân tích của các tác giả trên từ chuỗi số liệu quan trắc trong thời gian 55 năm từ 1911 tới 1965 tại đảo Hoàng Sa.

Ở ngoài khơi, gió mạnh hơn ở đất liền rõ rệt và tần suất lặng gió rất nhỏ. Hướng gió trong từng mùa rất ổn định. Mùa đông hướng gió thịnh hành là đông bắc với tần suất xuất hiện vượt quá 50%, rồi đến hướng bắc với tần suất xuất hiện trên 25%. Mùa hạ, tần suất xuất hiện của gió theo các hướng nam và đông nam tương ứng là trên 50% và gần 30%. Vào thời kỳ chuyển tiếp từ đông sang hạ (tháng IV), hướng gió rất tản mạn, tần suất phân bố khá đều giữa các hướng đông bắc, đông, đông nam và nam. Vào thời kỳ chuyển tiếp từ hạ sang đông (tháng X), ưu thế thuộc về hướng gió đông bắc với tần suất xuất hiện gần 50%, tiếp đó là hướng bắc với tần suất xuất hiện gần 20%.

Tốc độ gió tại ngoài khơi Biển Đông khá lớn. Tốc độ gió trung bình năm khoảng 6.5m/s. Gió mùa đông mạnh hơn với tốc độ gió trung bình đạt tới 6,5 – 7 m/s; còn vào mùa hạ, tốc độ gió trung bình đạt vào khoảng 5,5 – 6 m/s. Vào các tháng giữa mùa gió, rất ít gặp những ngày lặng gió và gió yếu với tốc độ gió dưới 1,5 m/s (tần suất xuất hiện dưới 5%). Tần suất xuất hiện của gió với tốc độ dưới 1,5m/s trong mùa chuyển tiếp là 10 – 20%. Tốc độ gió mạnh nhất trong các cơn bão tại vùng này có thể lớn hơn 50m/s.

c) Các đặc trưng của bão và áp thấp nhiệt đới tại vùng khí hậu biển miền Bắc và Bắc Trung bộ

Các tư liệu về bão ở đây chủ yếu được trích dẫn từ cuốn “Sổ tay tra cứu các đặc trưng khí tượng thủy văn vùng thềm lục địa Việt nam” của Trung tâm Khí tượng Thủy văn Biển do Nhà xuất bản Nông nghiệp ấn hành năm 2000.

Vùng biển Việt nam nằm gần một trung tâm bão chính của thế giới – Trung tâm bão Tây Thái Bình Dương. Ở trên Biển Đông, một năm trung bình có khoảng 10 cơn bão và áp thấp nhiệt đới (ATNĐ) hoạt động. Trong thời gian 40 năm từ năm 1956 tới 1995, năm có nhiều bão nhất ở Biển Đông có 18 cơn, năm ít bão nhất có 3 cơn. Chỉ một phần trong số các cơn bão hoạt động tại Biển Đông đổ bộ vào bờ biển Việt nam. Trong khoảng thời gian 40 năm kể ở trên có tất cả 262 cơn bão đổ bộ vào vùng biển Việt nam; trong đó số cơn bão đổ bộ vào khu vực bờ biển từ Quảng Ninh đến Hải Phòng là 52 cơn, từ Thái Bình đến Ninh Bình là 13 cơn, từ Thanh Hóa đến Hà Tĩnh là 51 cơn và từ Quảng Bình đến Thừa Thiên – Huế là 47 cơn. Khoảng một nửa số cơn bão đổ bộ vào Việt nam này phát sinh từ tây Thái Bình Dương, vượt qua quãng đường rất dài và trong nhiều ngày để đến Việt nam. Một nửa còn lại các cơn bão được hình thành ngay trên Biển Đông.

Mùa bão và ATNĐ tại vùng biển và ven biển đồng bằng Bắc bộ tới Bắc Trung bộ kéo dài từ tháng VI tới tháng XII.. Khu vực từ Quảng Ninh đến Thanh Hoá, mùa bão thông thường từ tháng VI đến tháng IX, tháng VIII là tháng có nhiều bão nhất. Càng vào phía nam, mùa bão càng trở nên muộn hơn. Khu vực từ Nghệ An đến Thừa Thiên – Huế, bão và áp thấp nhiệt đới xuất hiện tập trung vào các tháng VIII, IX và X trong đó tháng IX là tháng có nhiều bão nhất. Thời gian tồn tại trung bình của một cơn bão và ATNĐ trong vùng biển nước ta khoảng từ 4 đến 5 ngày. Cũng có những cơn bão di chuyển theo đường xích đạo và có thời gian tồn tại tới hơn 10 ngày. Đặc biệt có cơn bão Wayne vào tháng IX/1986 có thời gian tồn tại là 22 ngày. Thời gian tồn tại ngắn nhất của một áp thấp nhiệt đới vào khoảng từ 2 đến 3 ngày.

Bão tại vùng biển nước ta thường có tốc độ gió rất lớn. Một số cơn bão mạnh có tốc độ gió mạnh cấp 12 hoặc trên cấp 12, gió giật có khi đạt đến cấp 13 – 15 hoặc mạnh hơn. Vùng có gió mạnh cấp 9 – 10 thường có bán kính rộng đến 50 đến 100km. Bão thường tạo ra sóng rất lớn, đôi khi có độ cao trên 10m và là nguyên nhân rất quan trọng ảnh hưởng tới độ ổn định của các công trình biển. Bão và ATNĐ thường kèm theo mưa to, sóng lớn và là một trong những nguyên nhân gây ra thiên tai quan trọng nhất của vùng ven biển.

11.1.3 Vùng khí hậu biển miền Trung và Nam Trung bộ

Vùng khí hậu miền Trung và Nam Trung bộ nằm giữa vùng khí hậu miền Bắc và Bắc Trung bộ và vùng khí hậu miền Nam. Vùng khí hậu này vẫn chịu ảnh hưởng của gió mùa đông bắc nhưng ảnh hưởng này yếu dần khi đi từ bắc vào nam. Tại vùng khí hậu này có hai mùa gió rất rõ rệt: mùa gió đông bắc và đông bắt đầu vào khoảng tháng 10 hàng năm và kết thúc vào khoảng giữa tháng 3 năm sau và mùa gió mùa nam, đông nam và tây nam trong thời gian còn lại của năm.

a) Chế độ gió vùng ven biển

Theo các số liệu quan trắc tại trạm Quy Nhơn, gió thịnh hành vào tháng I là gió bắc với tần suất xuất hiện là 40,2%. Tiếp đến là gió tây bắc với tần suất xuất hiện là 20,8%. Các cơn số tương ứng vào tháng X tại trạm này là 29% và 19,7%. Chế độ gió thay đổi dần khi đi từ Quy Nhơn vào Nha Trang. Tại Nha Trang, vào tháng I hướng gió thịnh hành không còn là hướng bắc mà phân bố khá đều giữa các hướng tây bắc, bắc và đông bắc với tần suất xuất hiện tương ứng theo các hướng kể trên là 19,8%, 21,3% và 23,9%. Vào tháng X, hướng gió tương đối thịnh hành tại Nha Trang là hướng tây nam với tần suất xuất hiện là 25,3%. Ngoài ra, gió theo các hướng đông bắc và tây cũng khá thịnh hành với các tần suất xuất hiện tương ứng là 19,2% và 17,6%. Mùa này cũng là mùa gió mạnh với tần suất xuất hiện của gió có tốc độ lớn hơn 8m/s và 10m/s tương ứng là 4% và 1% vào tháng I tại trạm Nha Trang. Ngoài

ra, từ tháng X tới tháng XII cũng là mùa bão tại đây nên xác suất xuất hiện gió mạnh rất lớn. Vào tháng X, cũng tại Nha Trang, xác suất xuất hiện gió mạnh với tốc độ lớn hơn 8m/s và 10m/s tương ứng là 7,2% và 1,7%. Đặc biệt, vào tháng này còn quan trắc thấy gió có tốc độ lớn hơn 16m/s với xác suất xuất hiện là 0,3%.

Tần suất xuất hiện của gió theo hướng đông nam vào tháng IV và tháng VII tại trạm Quy Nhơn tương ứng là 35,3% và 25,3%. Vào tháng VII, tại Quy Nhơn còn chịu ảnh hưởng mạnh của gió tây với tần suất xuất hiện là 20%. Cũng vào tháng này, hướng gió thịnh hành tại trạm Nha Trang là gió đông nam với tần suất xuất hiện là 26%. Đây cũng là tháng lặng gió với tần suất xuất hiện của những ngày lặng gió tại các trạm Quy Nhơn và Nha Trang tương ứng là 30,6% và 37,1%.

b) Chế độ gió ngoài khơi miền Trung và Nam Trung bộ

Các quan trắc từ các tàu hoạt động trên vùng biển Quy Nhơn – Nha Trang cũng cho kết quả tương tự như ở trên bờ. Vào tháng I, gió thịnh hành tại vùng biển này là gió đông bắc với tần suất xuất hiện là 50%. Tiếp đến là gió bắc với tần suất xuất hiện là 31,3%. Vào tháng X, các con số tương ứng cho gió theo hai hướng này là 27,6% và 20,9%. Ngoài ra, vào tháng X gió đông cũng xuất hiện với tần suất khá lớn là 10,6%. Tại vùng biển này, vào tháng IV, các hướng gió thịnh hành là đông bắc, đông và đông nam với tần suất xuất hiện tổng cộng lớn hơn 76%. Tới tháng VII, các hướng gió thịnh hành chuyển thành tây nam và nam với tần suất xuất hiện tổng cộng gần 57%. Đặc biệt, cho dù các con tàu phải tránh bão nên không thể quan trắc được tốc độ gió trong điều kiện bão, gió mạnh và rất mạnh được quan trắc thấy tại vùng biển này trong khoảng thời gian từ tháng X tới tháng hết tháng II năm sau. Xác suất xuất hiện của tốc độ gió lớn hơn 8m/s vào các tháng I và tháng X tại vùng biển này tương ứng là 30% và 15,9%. Các con số tương ứng cho gió có tốc độ lớn hơn 21m/s là 0,27% và 0,18%.

c) Các đặc trưng của bão và áp thấp nhiệt đới tại miền Trung và Nam Trung bộ

Trong khoảng thời gian 40 năm từ 1956 tới 1995, có tất cả 81 cơn bão đổ bộ vào vùng ven biển Trung Trung bộ từ Quảng Nam - Đà Nẵng tới Bình Thuận. Mùa bão tại vùng biển này muộn hơn tại vùng biển phía Bắc và Bắc Trung bộ. Bão thường hay đổ bộ vào vùng biển từ Quảng Nam - Đà Nẵng đến Quảng Ngãi vào các tháng IX, X, vùng biển Bình Định đến Khánh Hòa vào các tháng X và XI, vùng biển Ninh Thuận, Bình Thuận vào các tháng XI và XII. Khu vực Ninh Thuận và Bình Thuận là các khu vực có bão muộn nhất của cả nước ta. Trong 40 năm có 4 cơn bão đổ bộ vào nước ta trong tháng XII thì cả 4 cơn đều xuất hiện ở khu vực này. Nói chung, tốc độ gió cực đại trong bão đổ bộ vào vùng biển này nhỏ hơn so với các cơn bão đổ bộ vào bờ biển khu vực miền Bắc và Bắc Trung bộ. Tuy vậy, cũng có một số cơn bão rất mạnh như cơn bão Agnes đổ bộ vào Bình Định – Phú Yên đêm 7/XI/1984 với

sức gió cấp 12, giật cấp 13 hay cơn bão Kyle đổ bộ vào Tuy Hoà ngày 23/XI/1993 với sức gió cấp 12, giật cấp 13.

11.1.4 Vùng khí hậu biển miền đồng bằng Nam bộ

Vùng khí hậu biển miền Nam kéo dài từ khu vực Đồng Nai, Bà Rịa - Vũng Tàu tới Hà Tiên. Vùng khí hậu này chịu ảnh hưởng rất yếu của khối không khí miền cực đới khô lạnh từ phía bắc tràn xuống vào mùa Đông nhưng lại chịu ảnh hưởng rất mạnh của khí hậu xích đạo nên thời tiết quanh năm nóng nực. Trong một năm, tại vùng này có hai mùa rất rõ rệt: mùa khô từ khoảng cuối tháng 10 tới giữa tháng 4 năm sau với gió mùa mùa đông và mùa mưa trong khoảng thời gian còn lại của năm với gió mùa mùa hạ.

a) Chế độ gió vùng ven biển Nam bộ

Vào mùa khô, hướng gió thịnh hành là hướng đông và đông bắc. Tại Vũng Tàu, tần suất xuất hiện của gió theo các hướng đông và đông bắc trong tháng I tương ứng là 58,4% và 12,9%, trong tháng IV tương ứng là 43,2% và 4,3%. Tại Cà Mau, các con số tương ứng cho tháng I và tháng IV lần lượt là 36,3%, 9,7% và 19,3%, 1,3%. Vì tháng IV là tháng chuyển tiếp giữa mùa khô và mùa mưa nên trong tháng này đã bắt đầu xuất hiện gió đông nam với tần suất xuất hiện tại Vũng Tàu và Cà Mau tương ứng là 19,5% và 10,8%. Gió trong mùa này tương đối yếu với tốc độ gió tại Vũng Tàu vào tháng I không quá 7m/s. Vào tháng IV là thời kỳ chuyển mùa có gió khá mạnh với tốc độ gió lớn hơn 12m/s và tần suất xuất hiện 0,17% tại trạm này. Số ngày lặng gió ở đây rất nhiều. Tại Cà Mau, tần suất lặng gió vào tháng I là 50%, tháng IV là 61,3% và tháng X là 72%. Vào mùa mưa, gió thịnh hành là gió tây nam và tây với tần suất xuất hiện của gió theo hai hướng này tại Vũng Tàu vào tháng VII tương ứng là 37,7% và 26,3%. Tại Cà Mau, các con số trên là 9% và 19%. Tần suất lặng gió tại Cà Mau trong tháng này cũng khá lớn, tới 65%. Gió vào mùa này cũng không mạnh lắm với tần suất xuất hiện của gió có tốc độ lớn hơn 12m/s tại Vũng Tàu vào tháng VII là 0,32%.

b) Chế độ gió ngoài khơi Nam bộ

Hướng gió trong hai mùa tại ngoài khơi Nam bộ cũng tương tự như hướng gió ở vùng ven biển. Vào mùa khô, các hướng gió thịnh hành là đông, đông bắc và bắc. Ngoài khơi Vũng Tàu – Côn Đảo, vào tháng I, tần suất xuất hiện của gió theo hướng đông bắc là 74,1%, bắc là 16,7% và đông là 7,4%. Tại Côn Đảo, tần suất xuất hiện của gió theo hướng đông bắc vào tháng này là 92,6%. Tiến dần về phía vịnh Thái Lan, hướng gió thịnh hành chuyển dần sang đông với tần suất xuất hiện của gió theo các hướng đông bắc, đông và đông nam tại Phú Quốc vào tháng I tương ứng là 23,4%, 37,2% và 4,3%. Một điểm đáng chú ý là ngay tại Phú Quốc, tần suất lặng gió vào tháng này cũng tới 22,6%. Tốc độ gió ngoài khơi cũng lớn

hơn tốc độ gió vùng ven bờ rất nhiều. Vào tháng I, gió với tốc độ lớn hơn 12m/s tại Côn Đảo có tần suất xuất hiện là 3,2%. Đặc biệt, vào tháng X, tốc độ gió lớn hơn 21m/s có tần suất xuất hiện là 0,16% tại Côn Đảo. Vào mùa mưa, hướng gió thịnh hành là tây nam và tây với tần suất xuất hiện của gió theo các hướng này tại Côn Đảo tương ứng là 30,8% và 50,7%. Tại Phú Quốc, các con số này tương ứng là 18,5% và 47,8%. Gió vào mùa này tương đối yếu với tốc độ gió tại Côn Đảo vào tháng VII không vượt quá 12m/s, tại Phú Quốc không vượt quá 14m/s.

c) Các đặc trưng của bão và áp thấp nhiệt đới tại Nam bộ

Trong khoảng thời gian 40 năm từ 1956 tới 1995, có 18 cơn bão đổ bộ vào vùng biển từ Bà Rịa – Vũng Tàu tới Cà Mau. Bão tại khu vực này thường xảy ra vào các tháng XI và XII. Các cơn bão đổ bộ vào khu vực này thường có cường độ yếu và không gây ra thiệt hại lớn. Tuy nhiên, có những cơn bão rất mạnh như cơn bão Linda đi qua vùng biển Nam Trung bộ và Nam bộ từ 1 tới 3/XI năm 1997 với gió mạnh tới cấp gây ra sóng rất lớn những thiệt hại rất lớn về người và tài sản.

11.2 Chế độ sóng vùng biển nước ta

Như đã trình bày trong các phần trước, các đặc trưng động lực và thủy thạch động lực của trường sóng ven bờ phụ thuộc rất nhiều vào độ dốc của sóng. Thông thường, sóng do gió địa phương tạo thành là các sóng có độ dốc sóng lớn với chu kỳ ngắn (ngay cả trong trường hợp gió mạnh, chu kỳ của sóng hữu hiệu cũng chỉ từ 6 đến 8 s). Sau khi lan truyền qua một khoảng cách lớn, sóng gió biến thành sóng lừng có độ dốc sóng nhỏ hơn với chu kỳ dài hơn nhiều (khoảng từ 13 đến 15 giây).

Vì biển Đông của nước ta là một vùng biển khá kín nên sóng tới bờ biển nước ta chủ yếu là sóng do gió tạo thành trong nội tại biển Đông. Với kích thước khá nhỏ của biển Đông, quãng đường lan truyền của sóng gió trước khi chuyển thành sóng lừng khá ngắn. Như vậy, sóng gió bị biến đổi rất ít khi lan truyền từ vùng tạo sóng tới bờ. Vì những lý do trên, chu kỳ của sóng tới bờ biển nước ta nói chung nhỏ hơn nhiều so với chu kỳ sóng tới các bờ biển đối diện với đại dương như bờ biển phía đông của Nhật bản, bờ biển nước Mỹ, Úc hay Ấn độ v.v.

Cũng tương tự như gió, dựa vào các đặc trưng của sóng có thể chia biển nước ta thành ba vùng riêng biệt: sóng tại biển miền Bắc và Bắc Trung bộ, sóng tại biển miền Trung và Nam Trung bộ và sóng tại biển Trung bộ. Ta sẽ lần lượt xem xét các đặc trưng của trường sóng tại mỗi vùng biển trên.

11.2.1 Sóng tại vùng biển miền Bắc và Bắc Trung bộ.

Do đặc điểm địa lý, có thể chia vùng biển này thành hai vùng biển nhỏ hơn: vùng biển

trong vịnh Bắc bộ và vùng biển ngoài vịnh Bắc bộ. Sóng tại các vùng biển này biến đổi theo mùa rất rõ rệt. Về mùa đông, chủ yếu là sóng đông bắc do gió mùa đông bắc tạo ra; còn về mùa hè, chủ yếu là sóng đông nam do gió mùa nam và đông nam tạo ra. Tuy nhiên, các tính chất của sóng trong và ngoài vịnh Bắc Bộ rất khác nhau.

a) Vùng biển trong vịnh Bắc bộ

Cũng giống như tại vùng biển miền Bắc và Bắc Trung bộ, về mùa đông sóng trong vịnh Bắc Bộ chủ yếu do gió mùa đông bắc tạo ra và có hướng thịnh hành là hướng đông bắc và đông. Vịnh Bắc Bộ là một vùng biển khá kín được che chắn từ phía bắc và đông bắc bởi bán đảo Lôi Châu và đảo Hải Nam nên về mùa đông sóng do gió mùa đông bắc tạo ra ngoài khơi Biển Đông rất khó lan truyền vào trong vịnh. Bởi vậy, sóng trong vịnh về mùa này chủ yếu là sóng do gió tạo thành ngay tại trong vịnh. Tuy nhiên, càng gần tới cửa vịnh, ảnh hưởng của sóng lan truyền từ ngoài biển Đông vào vịnh càng lớn dần lên. Xác suất xuất hiện của sóng theo các hướng đông bắc và đông tại trạm Cô Tô trong khoảng thời gian từ tháng XI tới tháng I tương ứng là 24,1% và 45,4%. Các con số tương ứng cho khoảng thời gian từ tháng II tới tháng IV tại trạm này là 11,2% và 33,4%. Tại trạm Bạch Long Vĩ, các con số tương ứng cho khoảng thời gian từ tháng XI tới tháng I là 67,4% và 18,8%; cho khoảng thời gian từ tháng II tới tháng IV là 35,9% và 8,2%. Tuy nhiên, tại trạm này vào khoảng thời gian từ tháng I tới tháng IV sóng theo các hướng đông nam và nam có tần suất xuất hiện rất đáng kể với các giá trị tương ứng là 15,8% và 26%. Lưu ý rằng tần suất xuất hiện của gió theo hướng đông nam và nam vào tháng IV tại đây tương ứng là 15% và 20%. Như vậy, tần suất xuất hiện của sóng hướng nam vào thời gian này tại đây lớn hơn tần suất xuất hiện của gió theo cùng hướng. Điều này có thể giải thích được nếu lưu ý rằng trạm Bạch Long Vĩ nằm ngoài khơi Vịnh Bắc Bộ và chịu ảnh hưởng rất mạnh của sóng theo các hướng đông, đông nam và nam ngoài Biển Đông lan truyền vào. Sóng từ các hướng trên ở ngoài khơi Biển Đông khi lan truyền tới trạm Bạch Long Vĩ sẽ đổi hướng thành hướng nam. Bởi vậy, ta có thể thấy rằng tần suất xuất hiện của sóng theo hướng đông nam tại đây gần bằng tần suất xuất hiện của gió theo cùng hướng trong khi đó tần suất xuất hiện của sóng theo hướng nam lớn hơn tần suất xuất hiện của gió theo hướng này. Như đã nhận xét ở trên, càng gần cửa vịnh thì sóng càng chịu ảnh hưởng mạnh của sóng lan truyền từ ngoài Biển Đông vào. Điều này có nghĩa là hướng sóng tới càng gần với hướng sóng ngoài Biển Đông. Ta có thể thấy rõ điều này căn cứ vào tần suất xuất hiện của sóng theo các hướng tại trạm Hòn Ngư. Trạm này khá gần cửa vịnh nên sóng tới theo hướng đông nam có thể truyền trực tiếp từ ngoài khơi vào trạm nên có độ cao tương đối nhỏ và chu kỳ tương đối ngắn.

Vì rằng độ sâu biển trong vùng này khá nhỏ (nhỏ hơn 1/100), sóng vỡ cách bờ khá xa và suy giảm rất nhiều khi lan truyền tới bờ. Vì vậy, sóng mùa đông không gây ra xói lở nghiêm trọng tại bờ. Sự ảnh hưởng của sóng tới thay đổi địa hình chủ yếu là do sóng tạo ra dòng bùn cát vận chuyển dọc bờ. Cần nhận thấy rằng tại một số địa điểm, như là bờ biển từ

Tiền Hải tới Hải Hậu, hiện tại vấn đề xói lở bờ là rất nghiêm trọng. Tuy nhiên, vai trò của sóng trong vấn đề xói lở cần được nghiên cứu kỹ hơn.

Trong khu vực này, sóng lớn trong các trận bão kết hợp với triều cường và nước dâng bão có thể gây ra những thiên tai nghiêm trọng ở vùng ven biển.

b) Vùng biển bên ngoài vịnh Bắc Bộ

Đây là một vùng biển hở và bờ biển trong vùng này nhìn trực tiếp ra Biển Đông. Như vậy, sóng trong khu vực này chủ yếu là sóng lan truyền vào từ Biển Đông. Tương tự như chế độ gió, có hai mùa sóng trong một năm. Vào mùa Đông từ tháng 10 tới tháng 4 năm sau, hướng sóng chính là hướng đông bắc và bắc. Sóng trong giai đoạn này là tương đối mạnh và đôi khi gây ra xói lở bờ. Vào mùa hè từ tháng 5 đến tháng 9, hướng sóng chính là nam và đông nam. Đầu hè, từ tháng 5 tới tháng 7, do ảnh hưởng của gió tây thổi từ bờ ra biển mà biển khá lặng. Sóng chủ yếu là sóng lừng lan truyền từ ngoài khơi vào bờ ngược với hướng gió và do vậy năng lượng sóng bị tiêu tán đáng kể. Nói chung độ cao sóng không lớn hơn 0.5m. Cuối hè và thu, do có gió đông nam và bắt đầu mùa bão, sóng trở nên lớn hơn. Sóng lớn trong các cơn bão có độ cao tới 10m cùng với triều cường và nước dâng gây ra xói lở bờ, phá hoại các công trình ven biển và lũ lụt cho vùng đất ven biển. Nếu không có biện pháp phòng chống thích hợp, thiệt hại về người và của có thể là rất lớn.

11.2.2 Các đặc trưng của sóng gió ngoài khơi và duyên hải miền Trung

Đặc điểm của sóng tại vùng duyên hải miền Trung là tương tự với miền Bắc. Độ dốc bãi cát ven bờ thường là rất lớn. Điều này cho phép sóng tấn công trực tiếp vào bờ mà không bị mất mát năng lượng một cách đáng kể. Vào mùa đông (mùa khô), hướng sóng chính là hướng bắc, đông bắc và đông. Sóng trong thời gian tháng Giêng và tháng 2 là rất mạnh, tạo ra nước dâng sóng rất đáng kể gần bờ. Nước dâng do sóng kết hợp với triều cường cho phép sóng tấn công trực tiếp vào bờ, gây xói lở bờ nghiêm trọng. Đặc biệt là trong thời gian gần đây, sự xây dựng của một loạt hồ chứa nước ở thượng nguồn các sông đã chặn dòng bùn cát chảy từ sông ra biển. Vì vậy, dòng cát vận chuyển dọc bờ bị giảm đi và vấn đề xói lở bờ dưới tác dụng của sóng vào mùa đông trở nên nghiêm trọng hơn. Nước dâng do sóng và gió cùng với triều cường cũng gây ngập lụt tại một số địa phương như TP Hồ Chí Minh. Sóng cũng gây bồi lấp tại các luồng tàu và thậm chí lấp một số cửa sông, gây ảnh hưởng rất nhiều tới giao thông vận tải.

Vào cuối mùa khô, vào tháng 4 và tháng 5, vì gió yếu nên biển rất lặng. Đầu hè, gió đổi hướng thành gió tây và tây nam, thổi từ bờ ra biển. Gió đã triệt tiêu sóng lừng truyền từ biển vào bờ và làm cho biển rất lặng. Cuối hè, mùa bão bắt đầu và sóng trở nên mạnh hơn. Đặc biệt là từ tháng 10, gió mùa đông bắc bắt đầu và gây ra biển động liên tục hầu như suốt mùa đông.

11.2.3 Các đặc trưng của sóng gió ngoài khơi và duyên hải Miền Nam

Cũng tương tự như các đặc trưng của sóng vùng bờ biển Miền Trung, sóng gió tại vùng biển Miền Nam có hai mùa rõ rệt. Vào mùa khô, sóng chủ yếu có hướng đông bắc và đông. Sóng hướng nam cũng được quan trắc. Sóng trong mùa này là khá mạnh. Tuy nhiên, vì rằng đáy biển trong vùng này là khá phẳng và tại nhiều vị trí bị che phủ bởi một lớp bùn rất dày và rừng ngập mặn nên sóng bị suy giảm rất nhiều khi lan truyền vào bờ. Do vậy, vấn đề xói lở bờ do sóng là không quá nghiêm trọng trong vùng này. Tuy nhiên, gần đây, do sự tàn phá của rừng ngập mặn mà sóng có thể lan truyền và bờ gây ra xói lở tại một số vùng biển như Gò Công. Vấn đề ngăn chặn xói lở do sóng ở đây cần được nghiên cứu kỹ càng để đề ra giải pháp thích hợp chống xói lở.

Vào cuối mùa khô và đầu mùa mưa, vì gió lạnh nên biển rất lặng. Vào tháng 6, độ cao sóng có nghĩa nói chung không vượt quá 0.5m. Cuối hè, cùng với gió mùa tây nam, sóng trở nên mạnh hơn. Cuối hè, sóng lớn từ ngoài khơi truyền vào có thể gây ra nước dâng sóng đáng kể. Nước dâng sóng cùng với triều cường có thể ngăn trở lũ thoát từ các sông trong vùng đồng bằng, gây nên ngập lụt nghiêm trọng hơn.

Tài liệu tham khảo

Đỗ Đình Cường (1964) Khí hậu Việt nam. Xuất bản tại Sài gòn.

Nguyễn Doãn Toàn (1988) Các đặc trưng xác suất của tốc độ gió khu vực ngoài khơi Biển Đông. Khí tượng thủy văn. Tập san khoa học kỹ thuật Tổng cục Khí tượng Thủy văn. Số 12-336. Trang 12-16.

Nguyễn Doãn Toàn (2000) Tính toán các đặc trưng về chế độ sóng. Sổ tay tra cứu các đặc trưng khí tượng thủy văn vùng thêm lục địa Việt nam, Nhà xuất bản Nông nghiệp. Trang 31-66.

Nguyễn Doãn Toàn (2000) Các đặc trưng về chế độ gió vùng thêm lục địa Việt nam. Sổ tay tra cứu các đặc trưng khí tượng thủy văn vùng thêm lục địa Việt nam, Nhà xuất bản Nông nghiệp. Trang 189-231.

Nguyen Doan Toan, Tran Hong Lam, Nguyen Thi Hai and others. Report on wave characteristics. Vietnam coastal zone vulnerability assesment. Hanoi, 1995.

Nguyễn Thế Tường, Nguyễn Thành Vinh (2000) Bão và áp thấp nhiệt đới. Sổ tay tra cứu các đặc trưng khí tượng thủy văn vùng thêm lục địa Việt nam, Nhà xuất bản Nông nghiệp. Trang

189-231.

Phạm Ngọc Toàn, Phan Tất Đắc Khí hậu Việt nam. Nhà xuất bản khoa học và kỹ thuật. Hà nội, 1978. 320 trang.

Trung tâm Khí tượng Thủy văn Biển (2000) Sổ tay tra cứu các đặc trưng khí tượng thủy văn vùng thềm lục địa Việt nam. Nhà xuất bản Nông nghiệp. 277 trang.

1. AIRY, G.B. 1845. Tides and waves. *Encyclopedia Metropolitana*, V, Article 1992, 241-396.
2. BERKHOFF, J. C. W. 1972. Computation of combined refraction-diffraction. *Proc. 13th Inter. Conf. Coastal Eng., ASCE 1*: 471-90.
3. BLUE, F. L., and JOHNSON, J. W. 1949. Diffraction of water waves passing through a breakwater gap. *Trans. Am. Geophys. Un. 30*: 705-18.
4. BOOIJ, N. 1983. A note on the accuracy of the mild-slope equation. *Coastal Eng. 7*: 191-203.
5. BOUSINESQ, J. 1872. Theorie des ondes et des remous qui se propagent le long d'un canal rectangulaire horizontal, en communiquant au liquide contenu dans ce canal de vitesses sensiblement pareilles de la surface au fond. *Jour. Mathematiques Pures et Appliquees 17*: 55-108.
6. BOUWS, E., GÜNTHER, H., ROSENTHAL, W., and VINCENT, C. L. 1985. Similarity of the wind wave spectrum in finite depth water. 1. spectral form. *J. Geophys. Res. 90*: (C1): 975-86.
7. BRETHERTON, F. P., and GARRETT, C. J. 1969. Wave trains in inhomogeneous moving media. *Proc. Roy. Soc. London, Ser. A 302*: 529-54.
8. BRETSCHNEIDER, C. L. 1957. Hurricane design wave practice. *Proc. Waterways, Harbor Div., ASCE 83 (WW2)*: paper 1238.
9. ----- . 1958. Revisions in wave forecasting: deep and shallow water. *Pro. 6th Inter. Conf. Coastal Eng., ASCE 1*:30-67.
10. ----- . 1959. Wave variability and wave spectra for wind generated gravity waves. *Beach Erosion Board, Tech. Rep., 7, no. 1*, 1-23.
11. ----- . 1977. On the determination of the design ocean wave spectrum. Look Lab., Hawaii Univ., Tech. Rep., 7 no. 1, 1-23.
12. CARTWRIGHT, D. E., and LONGUET-HIGGINS, M. S. 1956. The statistical distribution of the maxima of a random function. *Proc. Roy. Soc. London, Ser. A237*: 212-232.
13. CHAPPELEAR, J. E. 1961a. Direct numerical calculation of wave properties. *J. Geophys. Res. 66*: 501-08.
14. ----- . 1961b. On the description of short – crested waves. U.S. Army Corps Engrs., Beach Erosion board, Tech. Menmo. No. 125.
15. ----- . 1962. Shallow water waves *J. Geophys. Res. 67*: 4693- 704.

16. COKELET, E. D. 1977. Steep gravity waves in water of arbitrary uniform depth. *Phi. Trans. Royal Soc., Ser. A 286: 183-260.*
17. DANIEL, P. 1952. On the limiting clapotis. *Gravity Waves, Natl. Bur. Stds., Circ. 521, 35-38.*
18. DARBYSHIRE, J. 1952. The generation of waves by wind. *Proc. Roy. Soc., Ser. A275: 299-328.*
19. DEAN, R. G. 1965. Stream function wave theory: validity and application. *Proc., ASCE Specialty Conf. Coastal Eng., 269-300.*
20. ----- . 1970. Relative validities of water wave theories. *J. Waterways and Harbors Div., ASCE 96 (WW1): 105-19.*
21. ----- . 1974. Evaluation and development of water wave theories for engineering applications, Vols. I & II. U.S. Corps of Engineers, Coastal Eng. Res. Center, Special Rep. No. 1.
22. ----- . 1990. Stream function wave theory and applications. *Handbook of Coastal and Ocean Engineering, Vol. 1, ed. J. B. Herbich. Houston, Texas: Gulf Publishing Co., 63-94.*
23. DEAN, R. G., and DALRYMPLE, R. A. 1984. *Water Waves Mechanics for Engineers and Scientists.* Englewood Cliffs, N.J.: Prentice Hall.
24. DORE, B. D. 1974. The mass transport velocity due to interacting wave trains. *Meccanica 9: 172-78.*
25. FAN, S. H., CUMMING, J. E., and WIEGEL, R. L. 1967. Computed solutions of wave diffraction by semi-infinite breakwater. *Univ. Calif., Berkeley, Tech. Rep. HEL-1-8.*
26. FENTON, J. D. 1972. A ninth-order solution for the solitary wave. *J. Fluid Mech. 53: 257-71.*
27. ----- . 1985. A fifth-order Stokes theory for steady waves. *J. Waterway, Port, Coastal and Ocean Eng., ASCE 111(2): 216-34.*
28. FUCHS, R. A. 1952. On the theory of short-crested oscillatory waves. *Gravity Waves, U. S. Natl. Bur. Stds., Circ. 521, 187-200.*
29. GODA, Y. 1967. The fourth order approximation to pressure of standing waves. *Coastal Eng. In Japan 10: 1-11.*
30. ----- . 1974. Wave forces on a vertical cylinder: Experiments and a proposed method of wave force computation. *Port and Harbour Res. Inst., Tech. Rep.8.*

- 31.----- . 1983. Analysis of waves and spectra of long-travelled swell. *Port and Harbour Res. Inst.*, Rep. 22, No.1, 3-41.
- 32.----- . 1985. *Random Seas and Design of Maritime Structures*. Tokyo: University of Tokyo Press.
- 33.----- . 1990. Random waves and spectra. *Handbook of Coastal and Ocean Engineering, Vol. 1*, ed. J. B. Herbich. Houston, Texas: Gulf Publishing Co., 175-212.
- 34.GRIMSHAW, R. 1971. The solitary wave in water of variable depth. *J. Fluid Mech.* 46: 644-52.
- 35.HAMADA, T. 1965. The secondary interactions of surface waves. *Port and Harbour Res. Inst., Japan, Rep. No. 10*.
- 36.HASHIMOTO, H. 1982 Numerical solution of the parabolic equation for wave refraction and diffraction. *Proc. 29th Japan Conf. Coastal Eng., JSCE*, 115-19. (In Japan)
- 37.HASSELMANN, K., et al. 1973. Measurements of wind-wave growth and swell decay during the Joint North Sea Wave Project (JONSWAP). *Deut. Hydrogr. Inst.*, Hamburg, rep. No. 12.
- 38.HASSELMANN, K., ROSS, D. B., MÜLLER, P., and SELL, W. 1976. A parametric wave prediction model. *J. Physical Ocean.* 6: 200-208.
- 39.HERBICH, J. B., ed. 1990. *Handbook of Coastal and Ocean Engineering, Vol. 1*. Houston, Texas: Gulf Publishing Co.
- 40.HINO, M. 1966. A theory on the fetch graph, the roughness of the sea and the energy transfer between wind and wave. *Coastal Eng. In Japan* 9: 1-26, 1966; also *Proc. 10th Inter. Conf. Coastal Eng., ASCE* 1: 18-37,1966
- 41.HOLLIDAY, C. 1969. On the maximum sustained winds occurring in Atlantic hurricanes. *U.S. Dept. Comm.*, Tech. Mem. WBTM-SR-45.
- 42.HORIKAWA, K. 1978. *Coastal Engineering: An Introduction to Ocean Engineering*. Tokyo: University of Tokyo Press.
- 43.HSU, J.R.C. 1979. Short-crested water waves. *Ph.D. thesis*, University of Western Australia.
- 44.----- . 1990. Short-crested waves. *Handbook of Coastal and Ocean Engineering, Vol. 1*, ed. J. B. Herbich. Houston, Texas: Gulf Publishing Co., 95-174.
- 45.HSU, J. R. C., and SILVESTER, R. 1989. Model test results of scour along breakwaters. *J. Waterway, Port, Coastal and Ocean Eng., ASCE* 115(1): 66-85.

46. HSU, J. R. C., SILVESTER, R., and TSUCHIYA, Y. 1979. Third-order approximation to short-crested waves. *J. Fluid Mech.* 90: 179-96.
47. HSU, J. R. C., TSUCHIYA, Y., and SILVESTER, R., 1980. Boundary-layer velocities and mass transport in short-crested waves. *J. Fluid Mech.* 99:321-42.
48. Hughes, S. A. 1984. The TMA shallow-water spectrum description and applications. U.S. Army Corps of Engrs. *Coastal Eng. Res. Center*, Waterways Expt. Station, Vicksburg, Miss., Tech. Rep CERC-84-7.
49. Hughes, S. A., and MILLER, H. C. 1987. Transformation of significant wave heights. *J. Waterway, Port, Coastal and ocean Eng.*, ASCE 113(6): 588-605.
50. HURDLE, D. P., and STIVE, R. J.H. 1989. Revision of SPM 1984 wave hind-cast model to avoid inconsistencies in engineering applications. *Coastal Eng.* 12: 339-51.
51. IAHR-PIANC. 1986. List of sea state parameters. Joint publ. By IAHR Section on Maritime Hydraulics. And PIANC, Supplement to Bulletin No. 52.
52. IPPEN, A. T., ed. 1966. *Estuary and Coastline Hydrodynamics*. New York: McGraw-Hill, Inc.
53. IWAGAKI, Y., Sakai, T., TSUKIOKA, K., and SAWAI, N. 1974. Relationship between vertical distribution of water particle velocity and type of breakers on beaches. *Coastal Eng. In Japan* 17: 51-58.
54. JEFFREYS, H. 1925. On the formation of water waves by winds. *Proc. Royal Soc. London, Ser. A* 107:189-206.
55. KAMRONRITHISORN, P. 1978. Determination of JONSWAP spectral parameters. *Master Eng. Thesis*, Asian Inst. Of Tech., Bangkok.
56. KARLSSON, T. 1969. Refraction of continuous ocean wave spectra. *J. Waterways and Harbors Div.*, ASCE 95 (WW4): 437-48.
57. KELLER, J. B. 1948. The solitary wave and periodic waves in shallow water. *Comm. Appl. Math.* 1: 323-39.
58. KEULEGAN, GH., and PATTERSON, G. W. 1940. Mathematical theory of irrotational translation waves. *J. Res. National Bureau Standard*, U. S. Dept. Commerce, 24, Res. Paper RP-1272, 47-101.
59. KINSMAN, B. 1965. *Wind Waves*. Englewood Cliffs, N. J.: Prentice Hall.
60. KIBBY, J. T., and DALRYMPLE, R. A. 1983. A parabolic equation for the combined refraction-diffraction of Stokes waves by mildly varying topography. *J. Fluid Mech.* 136: 453-66.

61. KISHI, T. 1957. Clapotis in shallow water. *J. Public Works Res. Inst., Japan*, 2, Paper 5, 1-10.
62. KITAIGORODSKII, S. A. 1961. Application of the theory of similarity to the analysis of wind-generated wave motion as a stochastic process. *Izv. Akad. Nauk., S. S. S. R. Ser Geofiz.* 1: 105-17. (English transl. 1: 73-80).
63. KITAIGORODSKII, S. A., KRASITSKII, V. P., and ZASLAVSKII, M. M. 1975. On Phillips' theory of equilibrium range in the spectra of wind-generated gravity waves. *J. Physical Ocean.* 5: 410-20.
64. KRAFT, R. H. 1961. The hurricane central pressure and highest winds. *Mariner's Weather Log.* 5.(5).
65. LACOMEBE, H. 1952. The diffraction of a swell. A practical approximate solution and its justification. *Gravity Waves*, U. S. Natl. Bur. Stds., Circ. 521, 129-40.
66. LAITONE, E V. 1959. Water waves, IV; shallow water waves. *Univ. of California, Berkeley, Inst. Eng. Res., Tech. Rep. No. 82-11.*
67. LAMB, SIR H. 1932. *Hydrodynamics.* New York: Dover Publications.
68. LARRAS, J. 1966. Diffraction de la houle par les obstacles rectilignes semi-indéfinis sous incidence oblique. *Cah. Océanogr.* 18:661-67.
69. LEBLOND, P. H., and MYSAK, L. A. 1978. *Waves in the Ocean.* Amsterdam: Elsevier.
70. LE MÉHAUTÉ, B. 1976. *An Introduction to Hydrodynamics and Water Waves.* New York: Springer-Verlag.
71. LE MÉHAUTÉ, B., and WANG, J. D. 1980. Transformation of monochromatic waves from deep to shallow water. U. S. Army Corp of Engrs., *Coastal Eng. Res. Center*, tech. Rep. 80-2.
72. LE MÉHAUTÉ, B., DIVOKY, D. M. and LIN, A. C. 1968. Shallow water waves: a comparison of theories and experiments. *Proc. 11th Inter. Conf. Coastal Eng., ASCE 1:* 86-107.
73. LIM, T. K. 1968. Wave diffraction. *Master Eng. Thesis, Asian Inst. of Tech., Bangkok.*
74. LIU, P. C. 1971. Normalized and equilibrium spectra of wind wave in Lake Michigan. *J. Phys. Ocean.* 1: 249-59.
75. LIU, P. L. -F. 1983. Wave-current interactions on a slowly varying topography. *J. Geophys. Res.* 88: 4421-26.

76. LIU, P. L. -F., and TSAI, T. K. 1984. Refraction-diffraction model for weakly nonlinear water waves. *J. Fluid Mech.* 141: 265-74.
77. LONGUET-HIGGINS, M. S. 1952. On the statistical distribution of the heights of sea waves. *J. Marine Res.* 11: 245-66.
78. ----- . 1953. Mass transport in water waves. *Phil. Trans. Roy. Soc., Ser. A* 245: 535-81.
79. ----- . 1957. On the transformation of a continuous spectrum by refraction. *Proc. Camb. Phil. Soc.* 53(I), 226-29.
80. ----- . 1963. The effect of non-linearities in statistical distributions in the theory of sea waves. *J. Fluid Mech.* 17: 459-80.
81. ----- . 1969. A non-linear mechanism for the generation of sea waves. *Proc. R. Soc., Ser A* 311: 371-89.
82. LONGUET-HIGGINS, M. S., and STEWART, R. W. 1960. Changes in form of short gravity waves on long waves and tidal currents. *J. Fluid Mech.* 8: 565-83.
83. LONGUET-HIGGINS, M. S., CARTWRIGHT, D. E., and SMITH, N. D. 1963. Observations of the directional spectrum of sea waves using the motions of a floating buoy. *Proc. Conf. Ocean Wave Spectra*, 111-31.
84. LOZANO, C. J., and LIU, P. L. -F. 1980. Refraction-diffraction model for linear surface water waves. *J. Fluid Mech.* 101: 705-20.
85. MASSEL, S.R. 1989. Hydrodynamics of Coastal Zones. Amsterdam: Elsevier.
86. MAYECON, R. 1969. Etude statistique des observations de vagues. *Cah. Oceanogr.* 21: 487-501.
87. MCCOWAN, J. 1891. On the solitary waves. *Phil. Magazine*, 5th ser. 32: 45-48.
88. MEI, C. C. 1983. The Applied Dynamics of Ocean Surface Waves. New York: Wiley-Interscience.
89. MEI, C. C., LIU, P. L. -F., and CARTER, T. G. 1972. Mass transport in water waves. *Ralph M. Parsons Lab., M.I.T., Rep.* No. 146.
90. MICHÉ, R. 1944. Mouvements undulatoires des mers en profondeur constante ou décroissant 4. *Ann. Ponts Chaussées* 114, 25-78; 131-64; 270-92; 369--406.
91. NILES, J. W. 1957. On the generation of surface waves by shear flows. *J. Fluid Mech.*, 3: 185-204.
92. MISTUYASU, H. 1968. On the growth of the spectrum of wind-generated waves I. *Res. Inst. Applied Mechanics*, Kyushu Univ., Japan, Rep. 16, No. 55, 459-82.

93. ----- . 1969. On the growth of the spectrum of wind-generated waves 11. *Res. Inst. Applied Mechanics*, Kyushu Univ., Japan, Rep. 17, No. 59, 235-48.
94. MOBAREK, I. E. 1962. Effects of bottom slope on wave diffraction. *Univ. Calif. Berkeley*, Tech. Rep. HEL-1-1.
95. *Monthly Meteorological Charts*, H.M.S.O. London, or Atlas of Sea and Swell Charts, U.S. Govt. Printing Office, Washington, D.C. (data listed for various oceans).
96. MORSE, P. M. and RUBENSTEIN, P. J. 1938. The diffraction of waves by ribbons and slits. *Phys. Rev* 54: 895-98.
97. MOSKOWITZ, L. 1964. Estimates of power spectrum for fully developed seas for speeds of 20 to 40 knots. *J. Geophys. Res.* 69: 5161-79.
98. MOSKOWITZ, L., PIERSON, W. J., and MEHR, E. 1962. Wave spectra estimated from wave records obtained by O.W.S. Weather Explorer and O.W.S. Weather Reporter, 1, 2. New York Univ., Tech. Rep. 3.
99. MUNK, W. H., and ARTHUR, R. S. 1952. Wave intensity along a refracted ray. *Gravity Waves*, U.S. Nat. Bur. Stand., Circ. 521, 95-109.
100. NEUMANN, G. 1953. On ocean wave spectra and a new method of forecasting wind generated sea. U.S. Army Corps of Engrs., *Beach Erosion Board*, Tech. Mem. 43.
101. NODA, H. 1968. A study on mass transport in boundary layers in standing waves. *Proc. 11th Inter. Conf. Coastal Eng., ASCE* 1: 227-47.
102. PENNEY W. G., and PRICE A. T. 1952. The diffraction theory of sea waves and shelter afforded by breakwater. *Phil. Trans. Roy. Soc., Ser. A* 224: 236-53.
103. PHILLIPS. O, M. 1957. On the generation of waves of turbulent winds. *J. Fluid Mech.* 2, 417-45.
104. ----- . 1958. The equilibrium range in the spectrum of wind generated waves. *J. Fluid Mech.* 4: 426-34.
105. ----- . *The Dynamics of the Upper Ocean*. 2nd ed. Cambridge, UK: Cambridge University Press.
106. PHILLIPS, O. M., and KATZ, E. J. 1961. The low frequency components of the spectrum of wind-generated waves. *J. Fluid Mech.* 19: 57-69.
107. PIERSON, W. J. 1964. The interpretation of wave spectrums in terms of the wind profile instead of the wind measured at a constant height. *J. Geophys. Res.* 69: 5191-5203.

108. PIERSON, W. J., NEUMANN, G., and JAMES, R. W. 1955. Practical methods for observing and forecasting ocean waves. *U.S. Hydrogr. Office, Publ.* 603.
109. PIERSON, W. J., and MOSKOWITZ, L. 1964. A proposed spectral form for fully developed wind seas based on the similarity theory of S. A. Kitaigorodskii. *J. Geophys. Res.* 69: 5181-90.
110. PUTMAN, J. A., and ARTHUR, R. S. 1948. Diffraction of water waves by breakwaters. *Trans. Am. Geophys. Union* 29: 481-90.
111. RADDER, A. C. 1979. On the parabolic equation method for water-wave propagation. *J. Fluid Mech.* 95: 159-76.
112. RAYLEIGH, LORD. 1880. On the resultant of a large number of vibrations of the same pitch and of arbitrary phase. *Phil. Mag.* 10. 73-78.
113. READER'S DIGEST. 1983. *Guide to the Australian Coast*. Sydney, Australia: Reader's Digest Services Pty Ltd.
114. ROBERTS, A. J. 1983. Highly nonlinear short-crested waves. *J. Fluid Mech.* 135: 301-21.
115. SCHWARTZ, L. W. 1974. Computer extension and analytical continuation of Stokes expansion for gravity waves. *J. Fluid Mech.* 62: 553-78.
116. SCOTT, J. R. 1968. Some average sea spectra. *Q. Trans. R. Inst. Mar. Archit.* 110: 233-39.
117. SHEPPARD, P. A. 1958. Transfer across the earth's surface and through the air above. *Q. J. R. Meteorol.* 84: 205-24.
118. *Shore Protection Manual*. 1984. 4th ed., U.S. Army Corps Engrs., Coastal Eng. Res. Center, U.S. Govt. Printing Office, Washington, D.C.
119. SILVESTER, R. 1966. An aid to constructing wave-refraction diagram. *Trans. Inst. Engr. Aust. CE* 8, 123-27.
120. ----- . 1974a. Coastal Engineering, 1. Amsterdam: Elsevier.
121. ----- . 1974b. Water particle orbits in deep to Shallow water waves. *Proc. 5th Austral. Conf. Hyd. and Fluid Mech.*, 310-16.
122. ----- . 1978. Diffraction through a breakwater gap. *Proc. 4th Inter. Conf. Coastal Eng., ASCE*, 128-31.
123. ----- . 1981. Diffraction through a breakwater gap. *Trans. Instn. Engrs. Aust., CE23(2)*: 114-17.
124. ----- . 1985. Sediment by-passing across coastal inlets by natural means. *Coastal Eng.* 9: 327-46.

125. SILVESTER, R., and Lim, T. K. 1968. Application of wave diffraction data. *Proc. 11th Inter. Conf. Coastal Eng., ASCE 1*: 248-70.
126. SILVESTER, R., and VONGVISESSOMJAI, S. 1970. Energy distribution curves of developing and fully arisen seas. *J. Hydr. Res., IAHR 8*: 493-521.
127. ----- . 197 1. Computation of storm waves and swell. *Proc. Instn. Civil Engrs. 48*: 259-83.
128. ----- . 1978. Spectral growth of waves to the fully arisen sea. *Proc. Inter. Conf. on Water Res. Eng., A.I.T., Bangkok, 1*: 375-94.
129. SNODGRASS, F. E., GROVES, G. W., HASSELMAN, K. F., MILLER, G. R., MUNK, W. 14., and POWERS, W. H. 1966. Propagation of ocean swell across the Pacific. *Phil. Trans. Roy. Soc., Ser. A 259*: 431-97.
130. STANTON, T. 1937. The growth of waves on water due to the action of wind. *Proc. Roy. Soc., Ser. A 137*: 283-93.
131. STEWART, R. W. 1961. The wave drag of wind over water. *J. Fluid Mech. 10*: 189-94.
132. STIASSNIE, M., and PEREGRINE, D. H. 1980. Shoaling of finite-amplitude surface waves on water of slowly-varying depth. *J. Fluid Mech. 97*: 783-805.
133. STOKER, J. J. 1957. *Water Waves*. New York: Interscience.
134. STOCKER, G. G. 1847. On the theory of oscillatory waves. *Math. and Phys. Papers, London: Cambridge University Press, 1*: 314-26.
135. SVERDRUP, H. V., and MUNK, W. H. 1947. Wind sea and swell theory of relations for forecasting. *U.S. Hydrogr. Office, Publ. 601*.
136. TADJBAKHSI, I., and KELLER, J. B. 1960. Standing surface waves of finite amplitude. *J. Fluid Mech. 8*: 442-51.
137. TANAKA, N., IRIE, I., and OZASA, H. 1972. A study on the velocity distribution and mass transport caused by diagonal, partial standing waves. *Rep., Port and Harbour Res. Inst. Japan 11(3)*: 112-40. (In Japanese)
138. THOM, H. C. S. 197 1. Asymptotic extreme value distributions of wave heights in the open ocean. *J. Mar. Res. 29*: 19-27.
139. THOMPSON, E. F., and VINCENT, C. L. 1985. Significant wave height for shallow water design. *J. Waterway, Port, Coastal and Ocean Eng., ASCE, 111(5)*: 828-42.
140. TOBA, Y. 1913. Local balance in the air-sea boundary process. III: On the spectrum of wind waves. *J. Oceanogr. Soc. Japan 19*: 209-20.

141. TUCKER, M. J. 1956. A ship-borne wave recorder. *Trans. Inst. Nav. Archit.* 98: 236-50.
142. ----- . 1957. The analysis of finite length records of fluctuating signals. *Brit. J. Appl. Phys.* 137-42.
143. ----- . 1961. Simple measurement of wave records. *Proc. Conf. Wave Recording, Civil Eng., Natl. Inst. Oceanogr.*, 22-23.
144. INCENT, C. L. 1982. Depth-limited significant wave height: a spectral approach. U.S Army Corps of Engrs., *Coastal Eng. Res. Center, Waterways Expt. Station, Vicksburg, Miss., Tech. Rep.* 82-3.
145. ----- . 1984. Shallow water waves: a spectral approach. *Proc. 19th Inter. Conf. Coastal Eng., ASCE 1*: 370-82.
146. ----- . 1985. Depth-controlled wave height. *J. Waterway, Port, Coastal and Ocean Eng., ASCE 111(3)*: 459-75.
147. INCENT, C. L., and HUGHES, S. A. 1985. Wind wave growth in shallow water. *J. Waterway, Port, Coastal and Ocean Eng., ASCE 111(4)*: 765-70.
148. INCENT, C. L., and RESIO, D. T. 1990. Wave forecasting and hind-casting in deep and shallow water. *Handbook of Coastal and Ocean Engineering*, Vol. 1, ed. J. B. Herbich., Houston, Texas: Gulf Publishing Co., 213-48.
149. WADA, A. 1965. On a method of solution of diffraction problems. *Coastal Eng. in Japan* 8: 1-19.
150. WALDEN, H. 1963. Comparison of one-dimensional wave spectra recorded in the German Bight with various theoretical spectra. *Proc. Conf. Ocean Wave Spectra 1963*, 67-91.
151. WALLET, A., and RUELLAN, F. 1950. Trajectories of particles within a partial clapotis. *La Houille Blanche* 5: 483-89.
152. WEHAUSEN, J. V., and LARRONE, E. V. 1960. Surface Waves. *Handbuch der Physik*, ed. W. Flügge, Berlin: Springer-Verlag, 9: 446-78.
153. WHITHAM, G. B. 1974. *Linear and Nonlinear Waves*. New York: Wiley-Interscience.
154. WIEGEL, R. L. 1962. Diffraction of waves by semi-infinite breakwaters. *Proc. ASCE 88(HYI)*: 27-44.
155. ----- . 1964. *Oceanographical Engineering*. Englewood Cliffs, N.J: Prentice Hall.

156. WILSON, B. W. 1960. Note on surface wind stress over water at low and high wind speeds. *J. Geophys. Res.* 65: 337742.
157. WILSON, W. S. 1966. A method for calculating and plotting surface wave rays. U.S. Army Corps of Engrs., *Coastal Eng. Res. Center*, Tech. Mem. No. 17.
158. WU, J. 1969. Wind stress and surface roughness at the sea interface. *J. Geophys. Res.* 74: 444-55.
159. ----- 1971. Observations on long waves sweeping through short waves. *Tellus* 23: 364-70.
160. YASUDA, T., GOTO, S., and TSUCHIYA, Y. 1982. On the relation between changes in integral quantities of shoaling waves and breaking inception. Proc. 18th Inter. Conf. Coastal Eng., ASCE 1: 22-37.
161. YOUNG, I. R. 1988a. A parametric model for tropical cyclone waves. *Uni. College, Aust. Defense Force Acad.*, Uni. of New South Wales, Res. Pap. 28.

KHÁI QUÁT CHUNG VỀ KỸ THUẬT BỜ BIỂN (2)

VÙNG VEN BIỂN

Giới hạn trên:

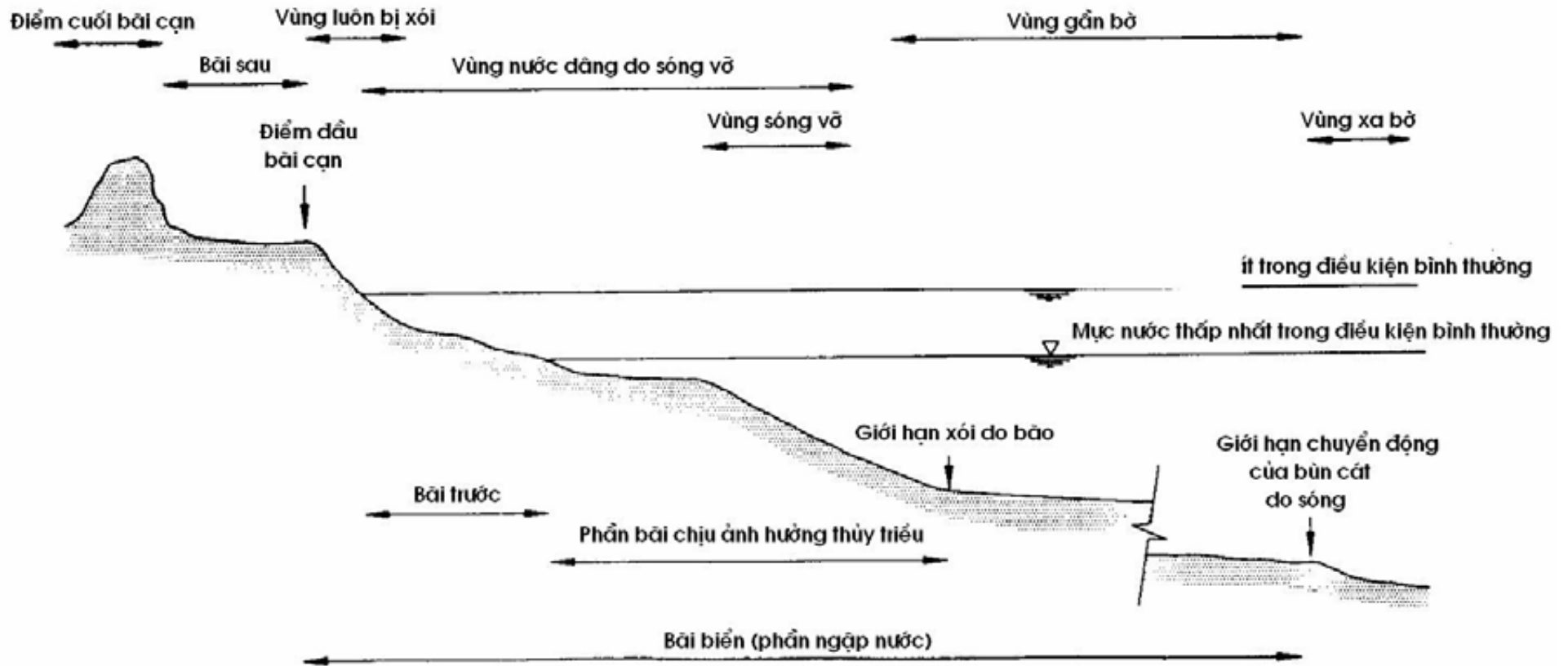
- Giới hạn cao nhất của dòng triều
- Mực nước triều lớn nhất
- Giới hạn cao độ + 10 m
- Các xã giáp biển và các xã vùng cát

Giới hạn dưới:

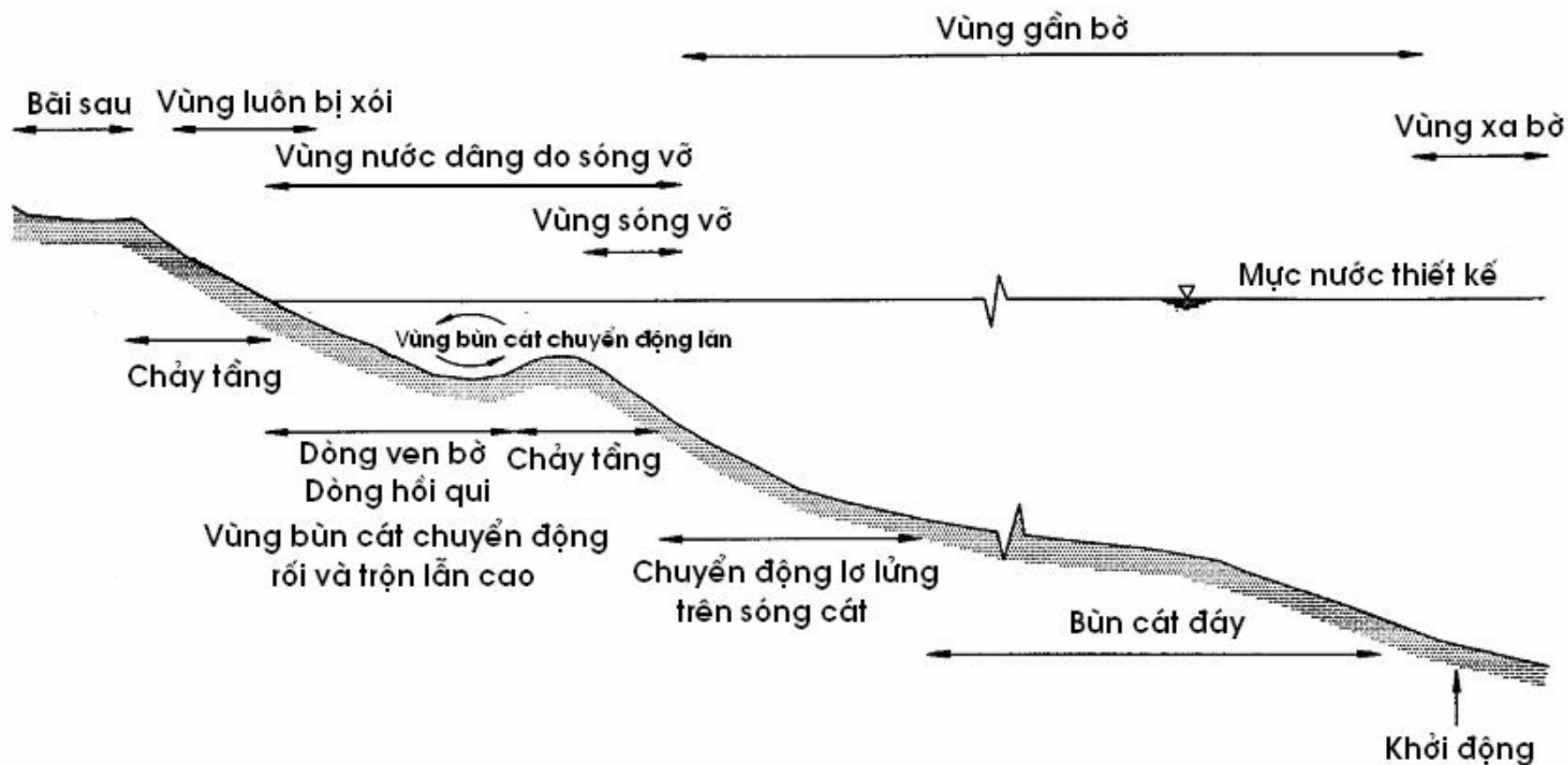
- Mực nước triều nhỏ nhất
- Giới hạn cao độ – 10 m / – 30 m
- Sóng ảnh hưởng tới đáy biển

Ưu khuyết
điểm của
mỗi cách
phân loại ?

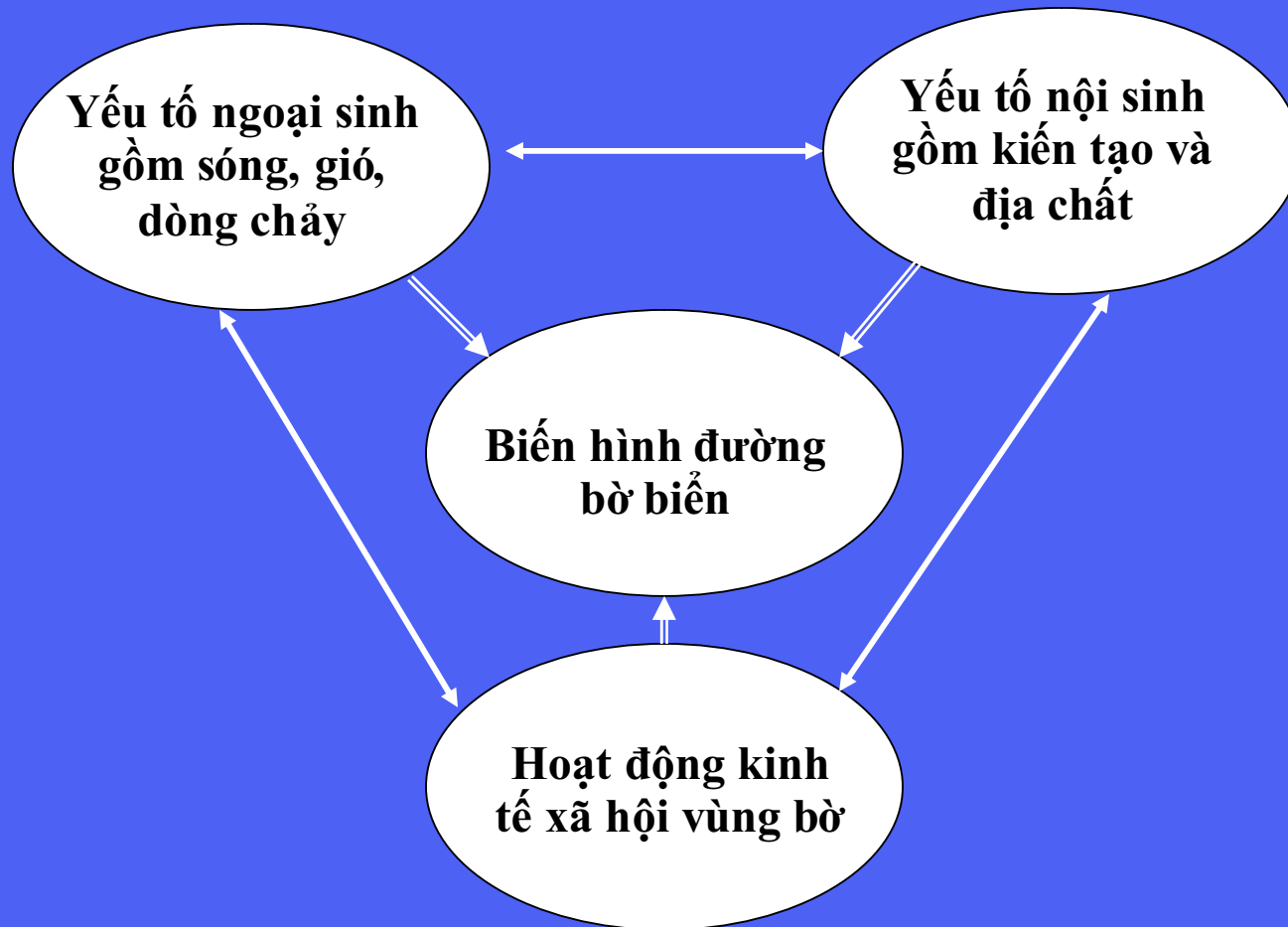
Phân chia dải bờ biển theo chiều ngang



Phân chia dải bờ biển theo điều kiện biên



Quan hệ giữa các nhân tố trong quá trình hình thành đường bờ



Yếu tố ngoại sinh gồm sóng, gió, dòng chảy

- ✓ Gió là nguyên nhân sinh ra sóng (wave): sẽ được nghiên cứu sâu trong môn học khí tượng biển
- ✓ Sóng sẽ được nghiên cứu trong môn học riêng.
 - ✓ Do gió (Wind wave)
 - ✓ Do động đất, núi lửa (là nguyên nhân xây ra sóng thần)
 - ✓ Sóng triều (tương tác giữa mặt trời – mặt trăng – trái đất)
- ✓ Dòng chảy:
 - ✓ Dòng hải lưu: Không xét trong chương trình này
 - ✓ Dòng chảy do thủy triều
 - ✓ Dòng chảy do sóng
 - ✓ Tương tác giữa các loại trên

Yếu tố nội sinh gồm ki ết ạo v à đị ạch ất

✓ Điều kiện kiến tạo chính là quá trình nâng lên hạ xuống của lớp vỏ trái đất

✓ Là nhân tố cơ bản hình thành nên các dạng bờ biển khác nhau



Đường bờ đá thấp



Đường bờ kiểu bãi cát

Đường bờ kiểu bãi thoái thấp



Đường bờ kiểu đầm phá

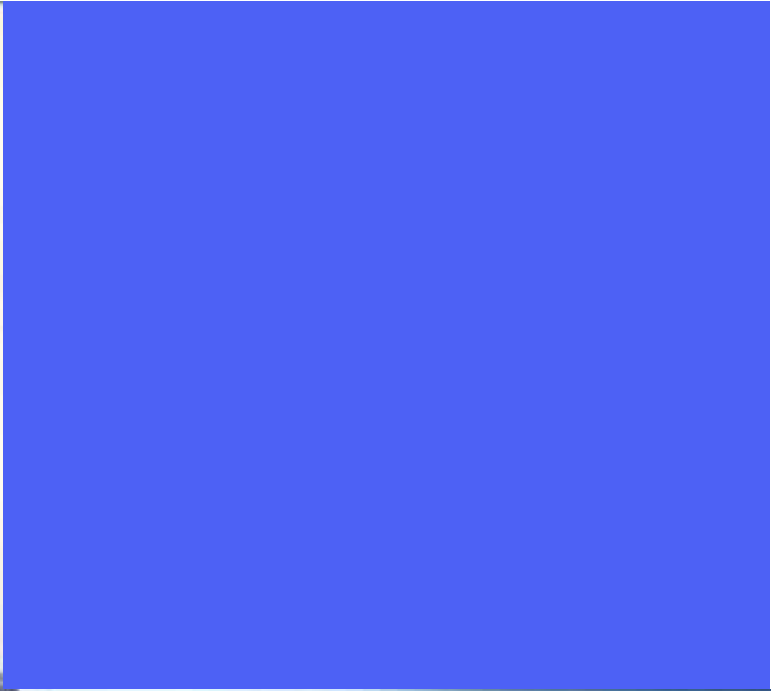


Đường bờ có cây ngập mặn



Đường bờ có đảo chắn





Kiểu đường bờ cầu
tạo bởi san hô sống
hoặc chết



Hoạt động kinh tế xã hội vùng bờ

- ✓ **Nông nghiệp:** Các tỉnh ven biển sản xuất nông nghiệp lớn
- ✓ **Thủy sản**
 - ✓ Đánh bắt tự nhiên (gần bờ và xa bờ)
 - ✓ Nuôi trồng: tranh chấp giữa nông nghiệp > < Thủy sản
- ✓ **Xây dựng cơ sở hạ tầng và các hoạt động kinh tế**
 - ✓ Phát triển thành phố
 - ✓ Phát triển các khu công nghiệp, các khu chế xuất
 - ✓ Phát triển giao thông, khai khoáng
- ✓ **Xây dựng các công trình bảo vệ bờ**
 - ✓ Hệ thống đê chống nước tràn vào đồng
 - ✓ Kè, mỏ hàn, đê chắn sóng
 - ✓ Phát triển hệ thống rừng ngập mặn
 - ✓ Bảo vệ các hệ sinh thái ngập nước
 - ✓ Rất nhiều hoạt động khác nữa
- ✓ **Du lịch dịch vụ**

Một số hình ảnh hoạt động kinh tế xã hội vùng bờ

Nuôi trồng thủy sản



Hệ sinh thái đầm
phá TT – Huế



Thành phố ven biển



Kè biển



Hải Triều 1995



Hải Triều 2001



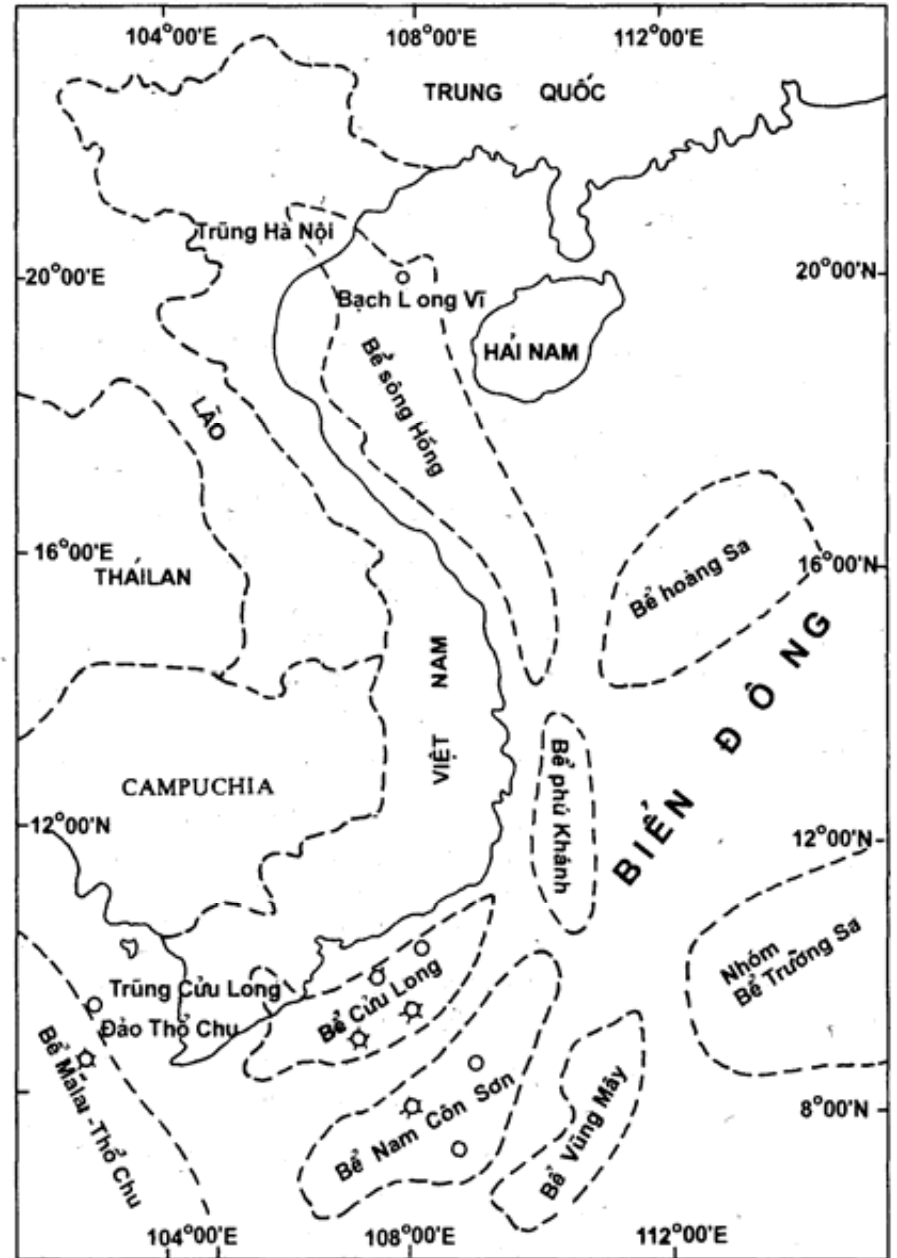
Hải Triều 2003



Làm muối



Cảng cá



Hình 13. Sơ đồ phân bố các bể trầm tích Kainozoi và các mỏ dầu khí ở Việt Nam.

CÁC MÔN HỌC VÀ MỐI LIÊN HỆ GIỮA CHÚNG

1. Cơ học chất lỏng
2. Khí tượng biển
3. Mực nước và dòng chảy
4. Sóng do gió
5. Hình thái bờ biển
6. Hệ sinh thái biển
7. Quản lý dải ven bờ
8. Công trình bảo vệ bờ, đáy sông biển
9. Xã hội học
10. Qui hoạch và ra quyết định
11. Phương pháp luận thiết kế
12. Thiết kế theo lý thuyết độ tin cậy
13. Vận tải thủy
14. Kinh tế vùng ven biển



Cơ
sở
kỹ
thuật
bờ
biển

TRƯỜNG ĐẠI HỌC THỦY LỢI

**GIÁO TRÌNH
CƠ SỞ KỸ THUẬT BỜ BIỂN**



**Biên soạn: PGS. TS. Vũ Minh Cát
Hiệu đính: PGS. TS. Vũ Thanh Ca**

Hà Nội, tháng 5 năm 2005

KHÁI QUÁT CHUNG VỀ KỸ THUẬT BỜ BIỂN (2)

VÙNG VEN BIỂN

Giới hạn trên:

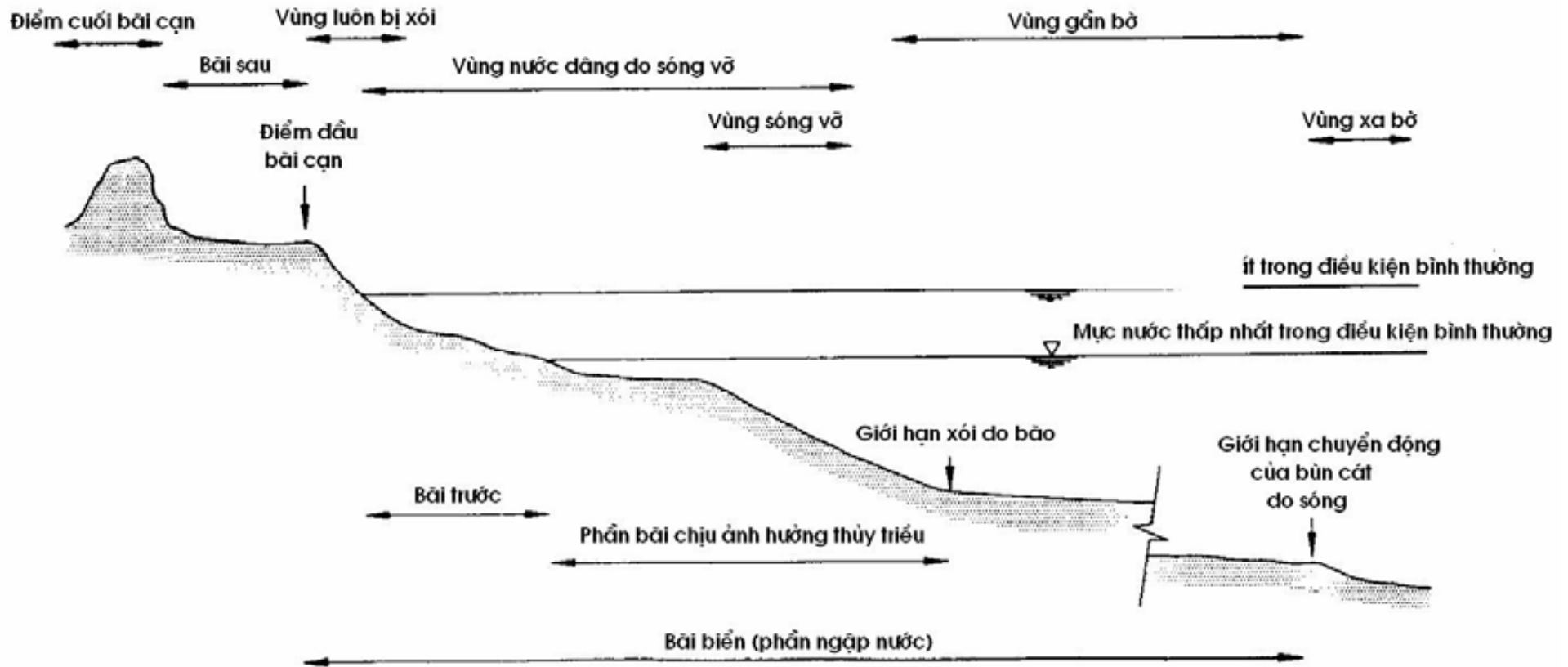
- Giới hạn cao nhất của dòng triều
- Mức nước triều lớn nhất
- Giới hạn cao độ + 10 m
- Các xã giáp biển và các xã vùng cát

Giới hạn dưới:

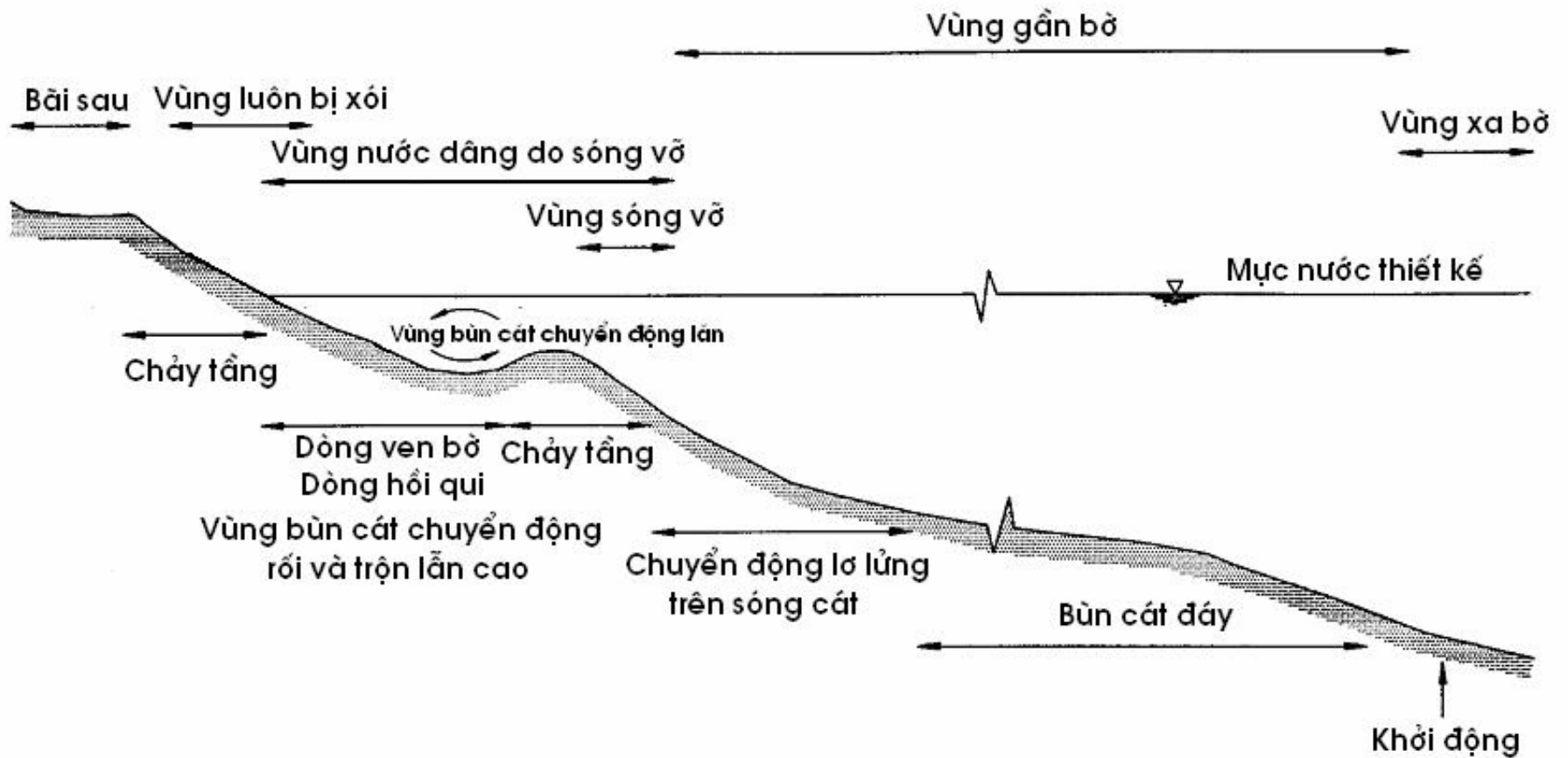
- Mức nước triều nhỏ nhất
- Giới hạn cao độ – 10 m / – 30 m
- Sóng ảnh hưởng tới đáy biển

Ưu khuyết
điểm của
mỗi cách
phân loại ?

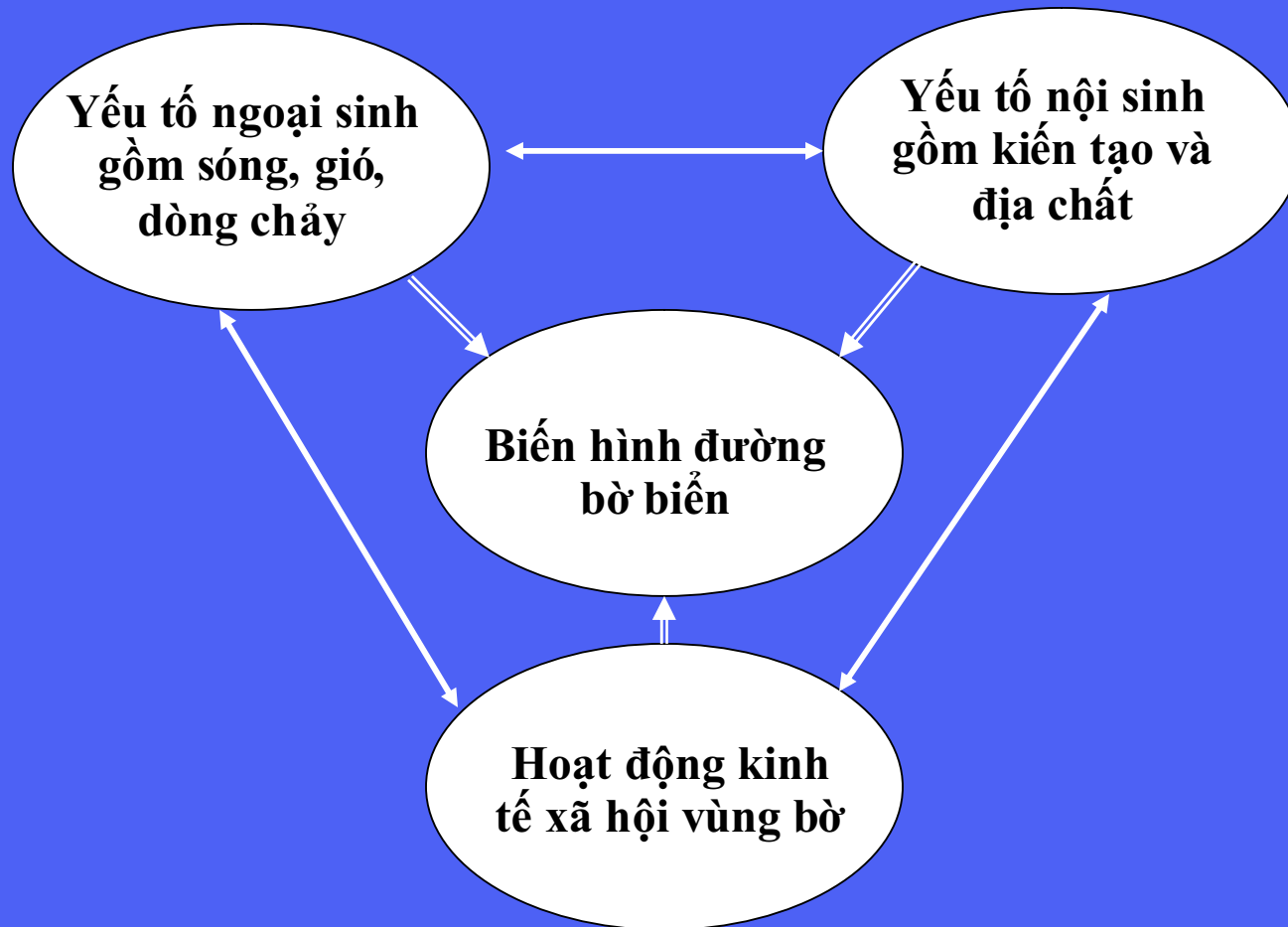
Phân chia dải bờ biển theo chiều ngang



Phân chia dải bờ biển theo điều kiện biên



Quan hệ giữa các nhân tố trong quá trình hình thành đường bờ



Yếu tố ngoại sinh gồm sóng, gió, dòng chảy

- ✓ Gió là nguyên nhân sinh ra sóng (wave): sẽ được nghiên cứu sâu trong môn học khí tượng biển
- ✓ Sóng sẽ được nghiên cứu trong môn học riêng.
 - ✓ Do gió (Wind wave)
 - ✓ Do động đất, núi lửa (là nguyên nhân xây ra sóng thần)
 - ✓ Sóng triều (tương tác giữa mặt trời – mặt trăng – trái đất)
- ✓ Dòng chảy:
 - ✓ Dòng hải lưu: Không xét trong chương trình này
 - ✓ Dòng chảy do thủy triều
 - ✓ Dòng chảy do sóng
 - ✓ Tương tác giữa các loại trên

Yếu tố nội sinh gồm ki ết ạo v à đị ạch ất

✓ Điều kiện kiến tạo chính là quá trình nâng lên hạ xuống của lớp vỏ trái đất

✓ Là nhân tố cơ bản hình thành nên các dạng bờ biển khác nhau



Đường bờ đá thấp



Đường bờ kiểu bãi cát

Đường bờ kiểu bãi thoái thấp



Đường bờ kiểu đầm phá

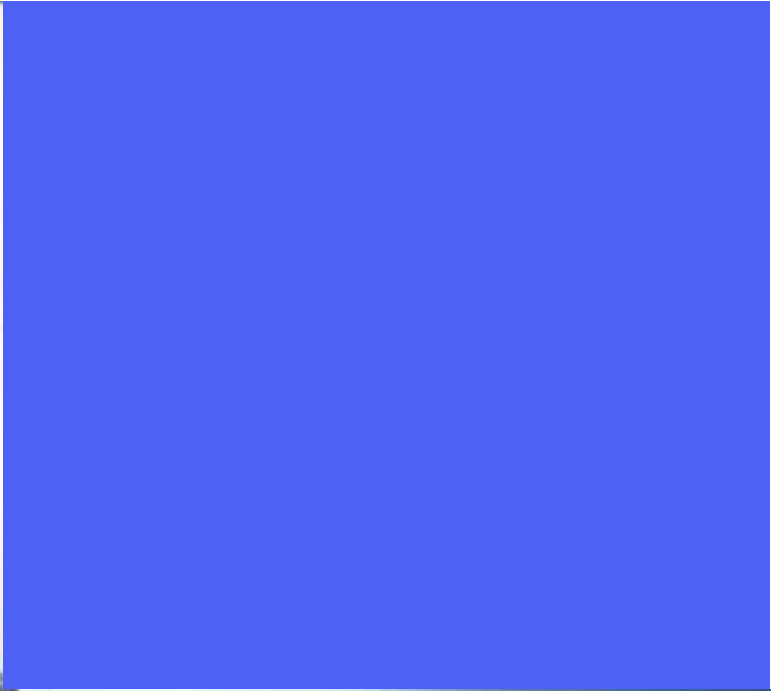


Đường bờ có cây ngập mặn



Đường bờ có đảo chắn





Kiểu đường bờ cầu
tạo bởi san hô sống
hoặc chết



Hoạt động kinh tế xã hội vùng bờ

- ✓ **Nông nghiệp:** Các tỉnh ven biển sản xuất nông nghiệp lớn
- ✓ **Thủy sản**
 - ✓ Đánh bắt tự nhiên (gần bờ và xa bờ)
 - ✓ Nuôi trồng: tranh chấp giữa nông nghiệp > < Thủy sản
- ✓ **Xây dựng cơ sở hạ tầng và các hoạt động kinh tế**
 - ✓ Phát triển thành phố
 - ✓ Phát triển các khu công nghiệp, các khu chế xuất
 - ✓ Phát triển giao thông, khai khoáng
- ✓ **Xây dựng các công trình bảo vệ bờ**
 - ✓ Hệ thống đê chống nước tràn vào đồng
 - ✓ Kè, mỏ hàn, đê chắn sóng
 - ✓ Phát triển hệ thống rừng ngập mặn
 - ✓ Bảo vệ các hệ sinh thái ngập nước
 - ✓ Rất nhiều hoạt động khác nữa
- ✓ **Du lịch dịch vụ**

Một số hình ảnh hoạt động kinh tế xã hội vùng bờ

Nuôi trồng thủy sản



Hệ sinh thái đầm
phá TT – Huế



Thành phố ven biển



Kè biển



Hải Triều 1995



Hải Triều 2001



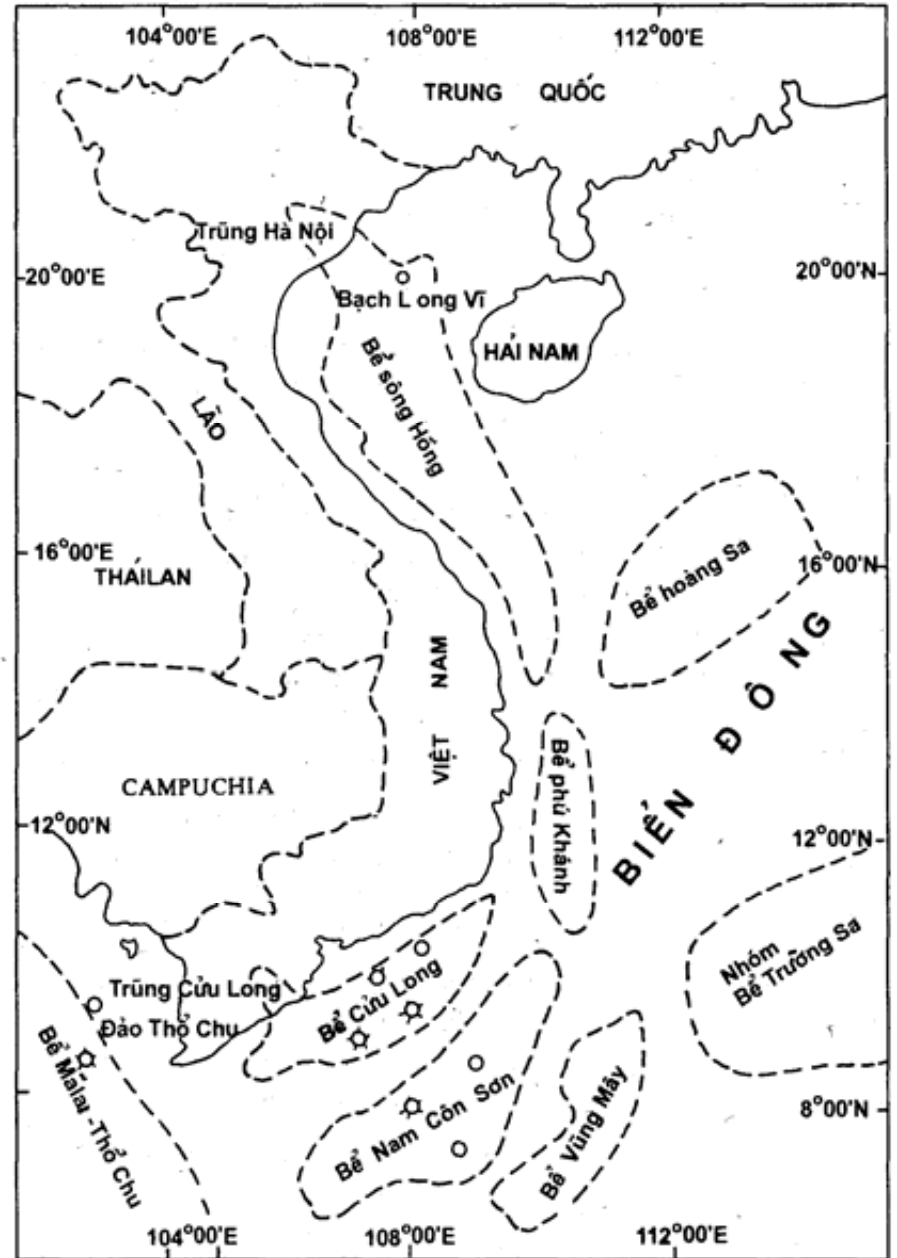
Hải Triều 2003



Làm muối



Cảng cá



Hình 13. Sơ đồ phân bố các bể trầm tích Kainozoi và các mỏ dầu khí ở Việt Nam.

CÁC MÔN HỌC VÀ MỐI LIÊN HỆ GIỮA CHÚNG

1. Cơ học chất lỏng
2. Khí tượng biển
3. Mực nước và dòng chảy
4. Sóng do gió
5. Hình thái bờ biển
6. Hệ sinh thái biển
7. Quản lý dải ven bờ
8. Công trình bảo vệ bờ, đáy sông biển
9. Xã hội học
10. Qui hoạch và ra quyết định
11. Phương pháp luận thiết kế
12. Thiết kế theo lý thuyết độ tin cậy
13. Vận tải thủy
14. Kinh tế vùng ven biển



Cơ
sở
kỹ
thuật
bờ
biển

CÁC KIỂU BỜ BIỂN (5)

1. Mở đầu

2. Đường bờ biển cát

- a. Vùng cửa sông
- b. Bãi triều
- c. Đồng bằng ven biển
- d. Bãi biển
- e. Cồn cát, đụn cát
- f. Đầm phá
- g. Bờ biển được che chắn
- h. Cửa lạch triều, vịnh triều

3. Đường bờ chịu ảnh hưởng trội của hệ sinh thái biển

- a. Các đầm nước mặn
- b. Rừng ngập mặn
- c. Hệ thực vật sống trên cát
- d. Dải san hô

4. Bờ biển đá

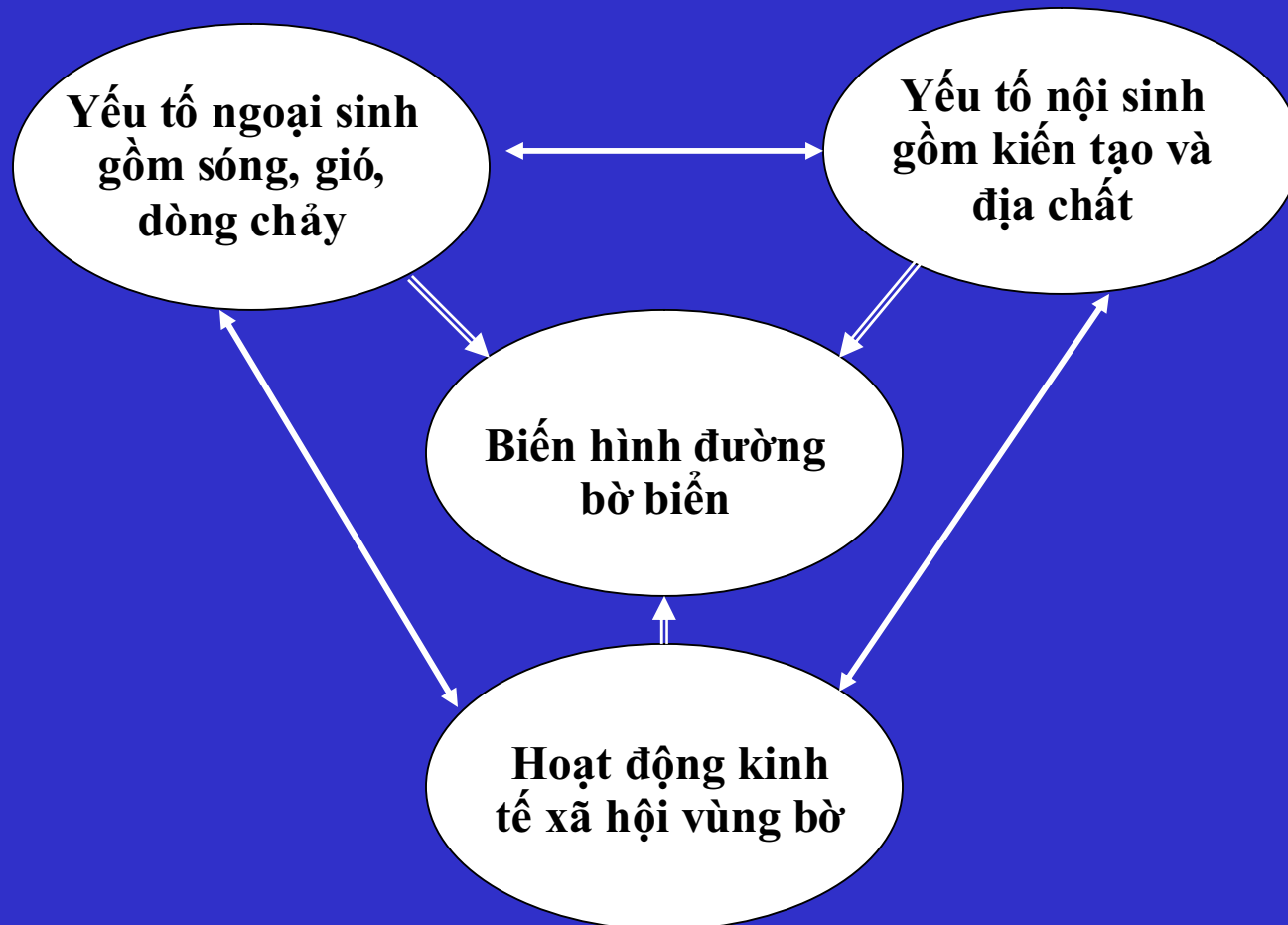
- a. Nguồn gốc
- b. Bờ đá xâm thực

5. Các dạng bờ biển của Việt Nam

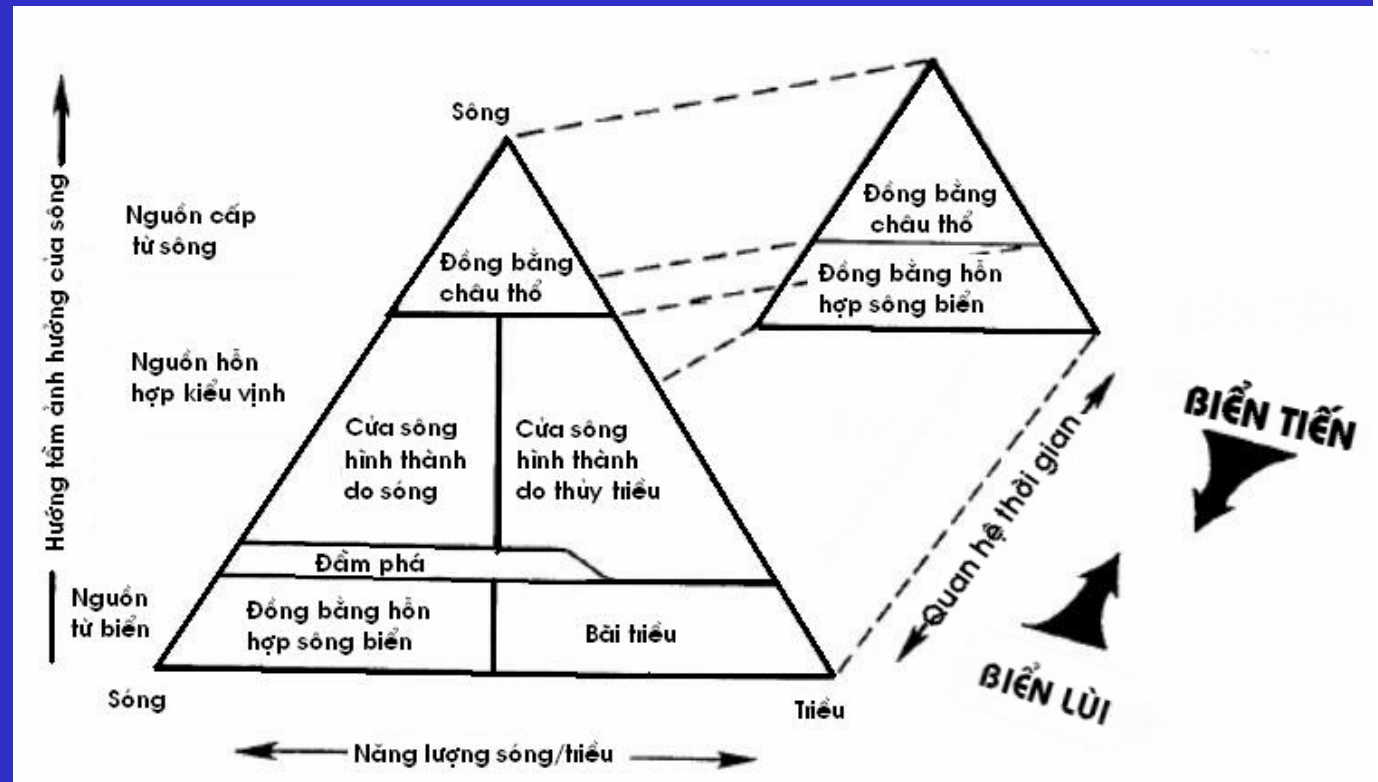
- a. Bờ đá và san hô
- b. Bãi vùng cửa sông
- c. Đồng bằng châu thổ
- d. Đường bờ vùng đầm phá
- e. Cửa vào vịnh triều
- f. Đầm lầy, rừng ngập mặn và các loài cỏ biển

1.M ở đầu

Quan hệ giữa các nhân tố trong quá trình hình thành đường bờ



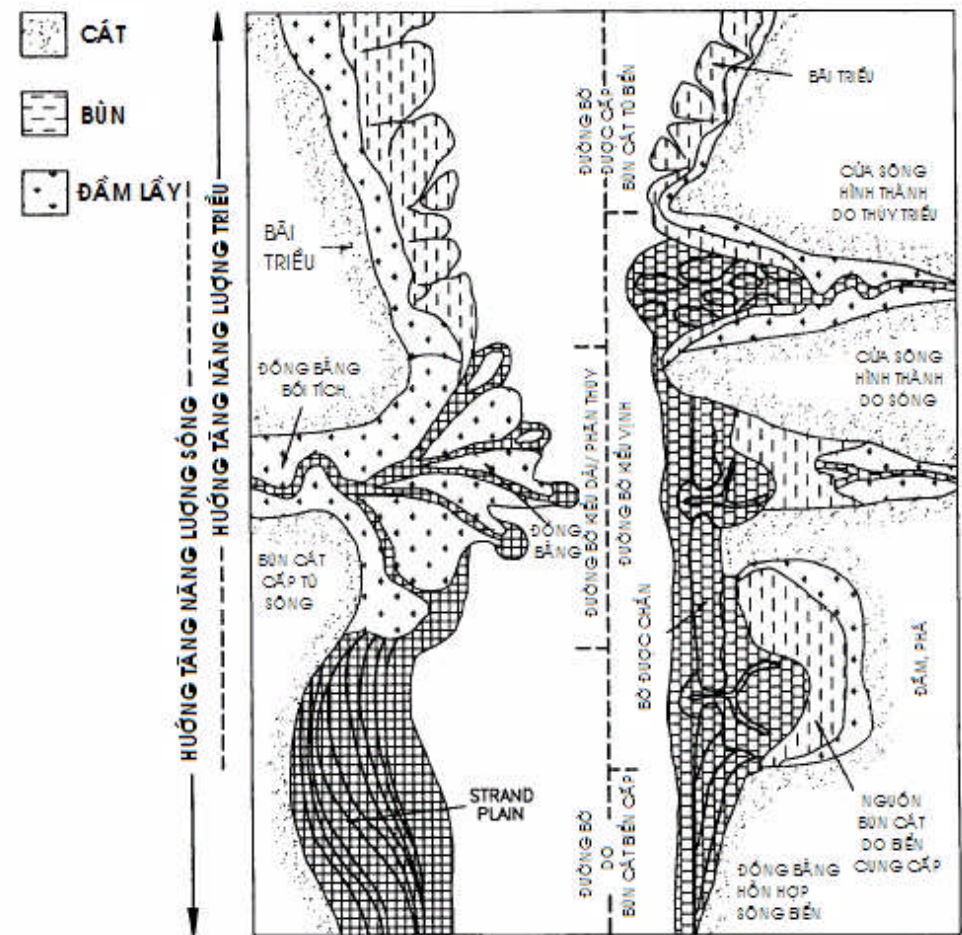
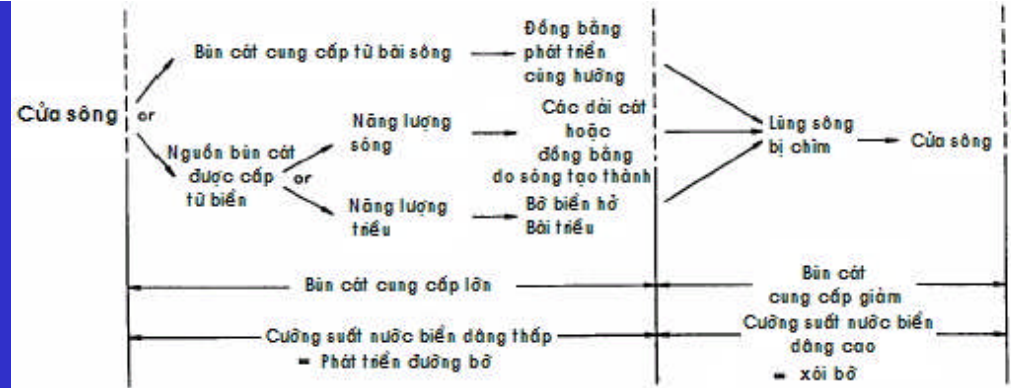
Biển lùi: Quá trình bồi
Biển tiến: QT xói



1. Theo hướng trục Y: Phía trong: Lục địa; Phía ngoài: tiến ra biển
2. Theo hướng trục Z: ảnh hưởng của sông tăng dần theo thời gian
3. Theo hướng trục X: Phía trái ảnh hưởng trội của sóng; phải của triều

SỰ PHÁT TRIỂN CÁC VÙNG CỬA SÔNG VÀ BÃI TRIỀU

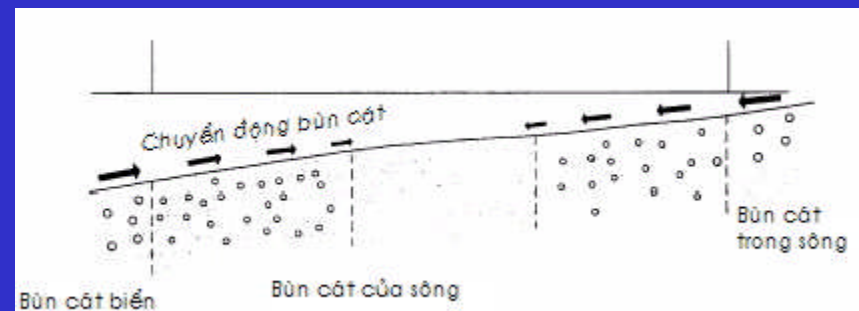
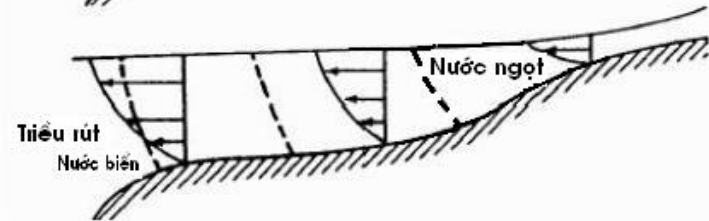
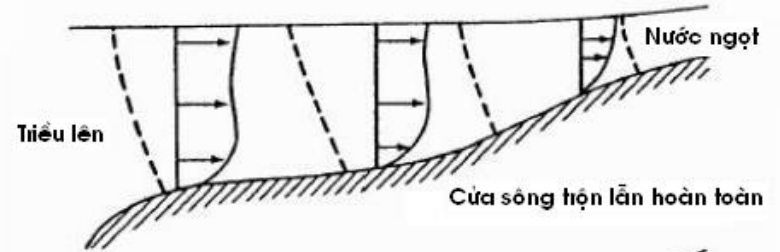
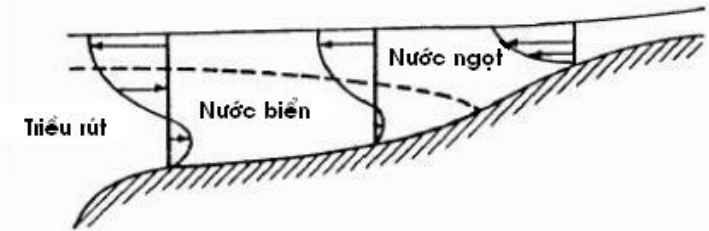
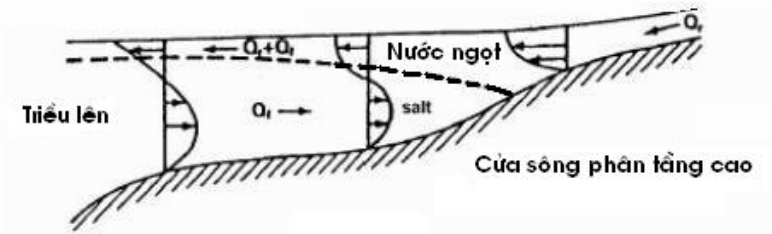
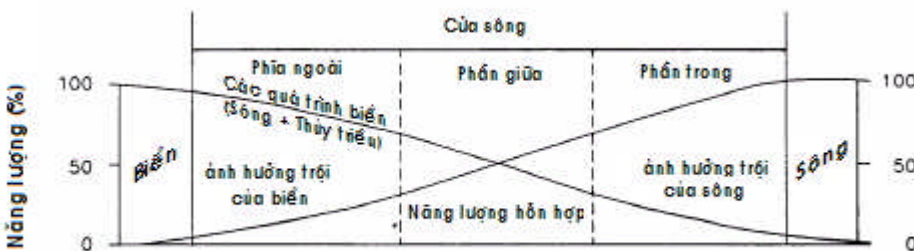
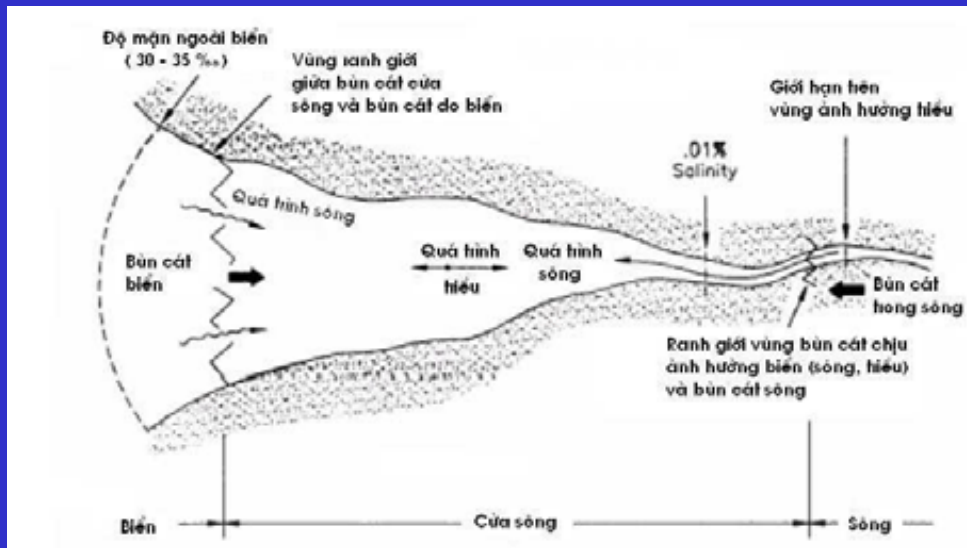
- Hình bên trái: Bình đồ biểu diễn phát triển vùng cửa sông
- Hình phải phân loại tổ hợp nguồn cung cấp bùn cát và yếu tố ảnh hưởng trội
- Ví dụ:
 - ✓ Vùng ảnh hưởng trội của sông và yếu tố của thủy triều: Đường bờ phát triển theo dạng tam giác châu: Đồng bằng sông Hồng, Mê Công
 - ✓ Vùng ảnh hưởng thường xuyên của biển, theo mùa của sông, vật chất khu vực cát chủ yếu: Đầm phá TT-Huế
 - ✓ Vùng ảnh hưởng trội của biển, ít hoặc không có nguồn từ sông: Dải bờ cát
 - ✓ Nếu sóng chiếm ưu thế, biên độ triều đủ lớn: bãi ngăn, dốc
 - ✓ Nếu sóng nhỏ, triều biên độ nhỏ: bãi thoải,



2. ĐƯỜNG BỜ BIỂN CÁT

a. Vùng cửa sông

- Nếu chịu ảnh hưởng triều không mạnh: Phân bố lưu tốc theo dọc sông khi triều lên và xuống như hình 1+2 \Rightarrow bồi tụ kiểu phân tầng
- Khi ảnh hưởng triều mạnh \Rightarrow Hỗn hợp



B. BÃI TRIỀU

1. Bãi triều là vùng đất lộ ra khi triều thấp và ngập khi triều lên
Phạm vi bãi triều phụ thuộc vào:
2. Thủy triều
 - ✓ Độ lớn triều
 - ✓ Chế độ triều
 - ✓ Dòng triều
3. Hình dạng cửa sông
4. Hàm lượng bùn cát chuyển ra từ trong sông
5. Ví dụ
 - ✓ Bùn cát nhiều, dòng triều lớn: bãi bị chia cắt không theo qui luật: Bãi triều vùng Hải Phòng
 - ✓ Bùn cát lớn, dòng triều nhỏ: bãi thoải rộng: Bãi Vùng Ninh Bình, Cà Mau
 - ✓ Ít bùn cát từ sông, dòng triều đáng kể: Bãi ngấn, dốc: Vùng bờ Quảng Bình, khu vực xa cửa sông; Dải bờ miền Trung (Trừ bờ đá)
 - ✓ Ít bùn cát, dòng triều nhỏ: bãi rộng, thoải: Trà Cổ (Q.Ninh)

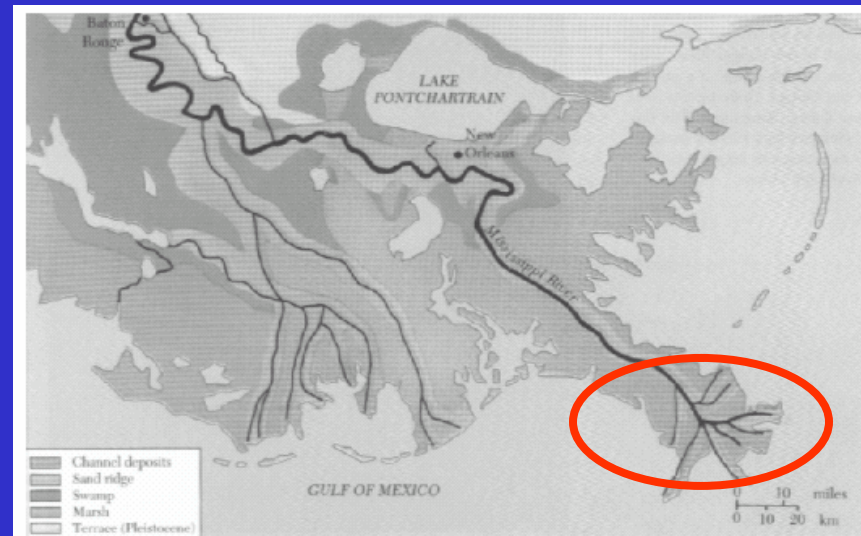
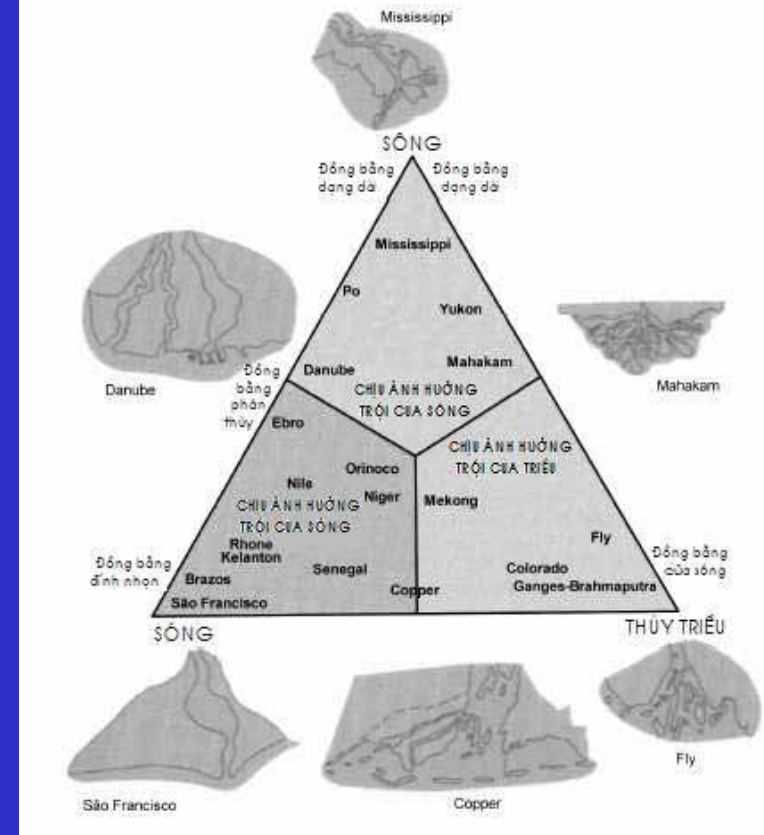
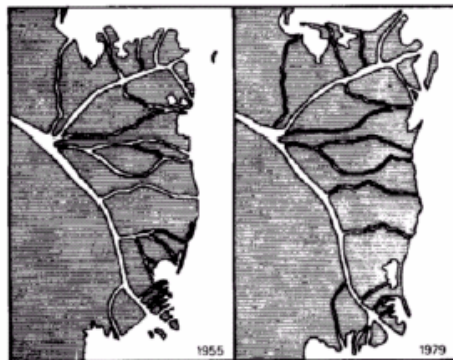
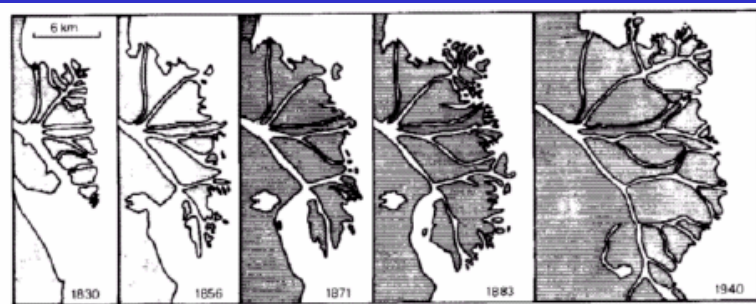
C. ĐỒNG BẰNG VEN BIỂN

1. Phân loại: Sông, Sóng và Thủy triều
2. Các loại đồng bằng

✓ Dạng chân chim:

Phù sa sông nhiều, triều nhỏ và sóng yếu.
Đồng bằng Mississippi, Danube
(Rumani) hay đồng bằng sông Cửu long
(Việt Nam)

Danube, Romania

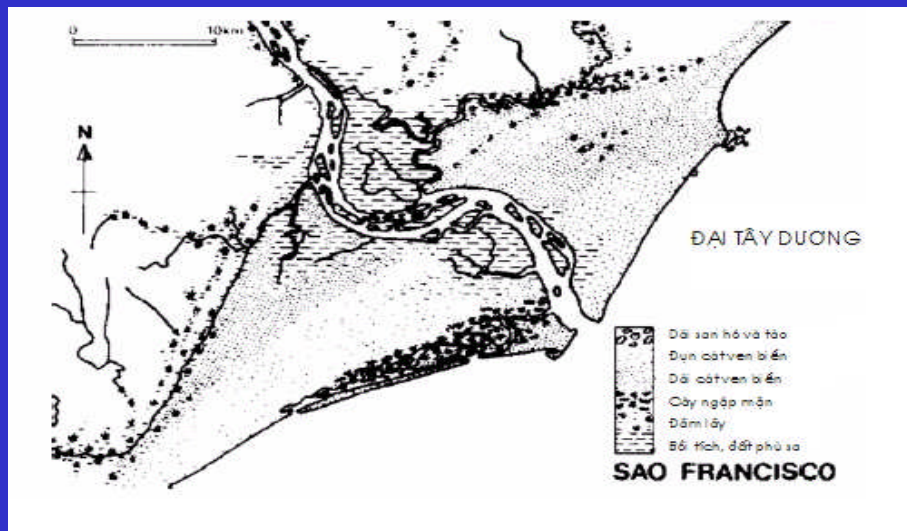


Đồng
bằng
sông
Mississ-
-ippi

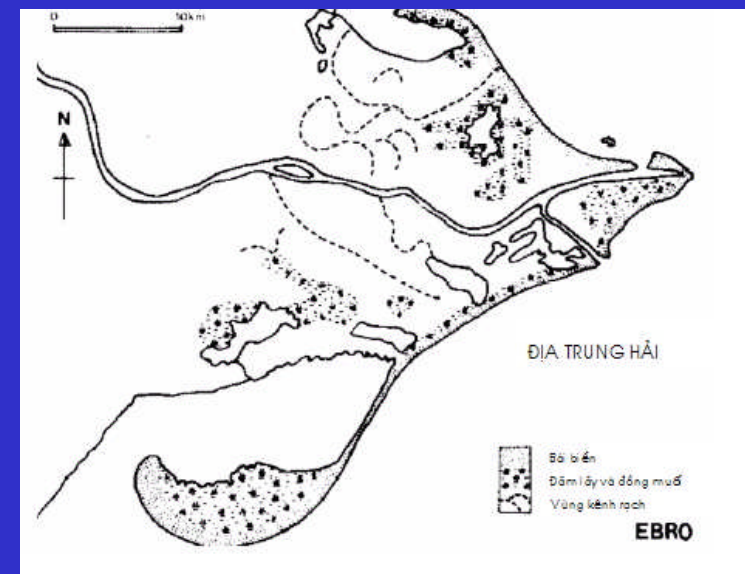
Đồng bằng khu vực có

- ✓ Độ lớn triều lớn
- ✓ Dòng triều đáng kể.
- ✓ Sóng từ trung bình đến nhỏ
- ✓ Dòng ven bờ khá yếu.

Các đồng bằng hình thành cùng với các vùng đầm phá, đầm lầy và bãi triều. Ví dụ điển hình của loại đồng bằng này là đồng bằng sông Fly thuộc bờ biển nam Papua New Guinea.



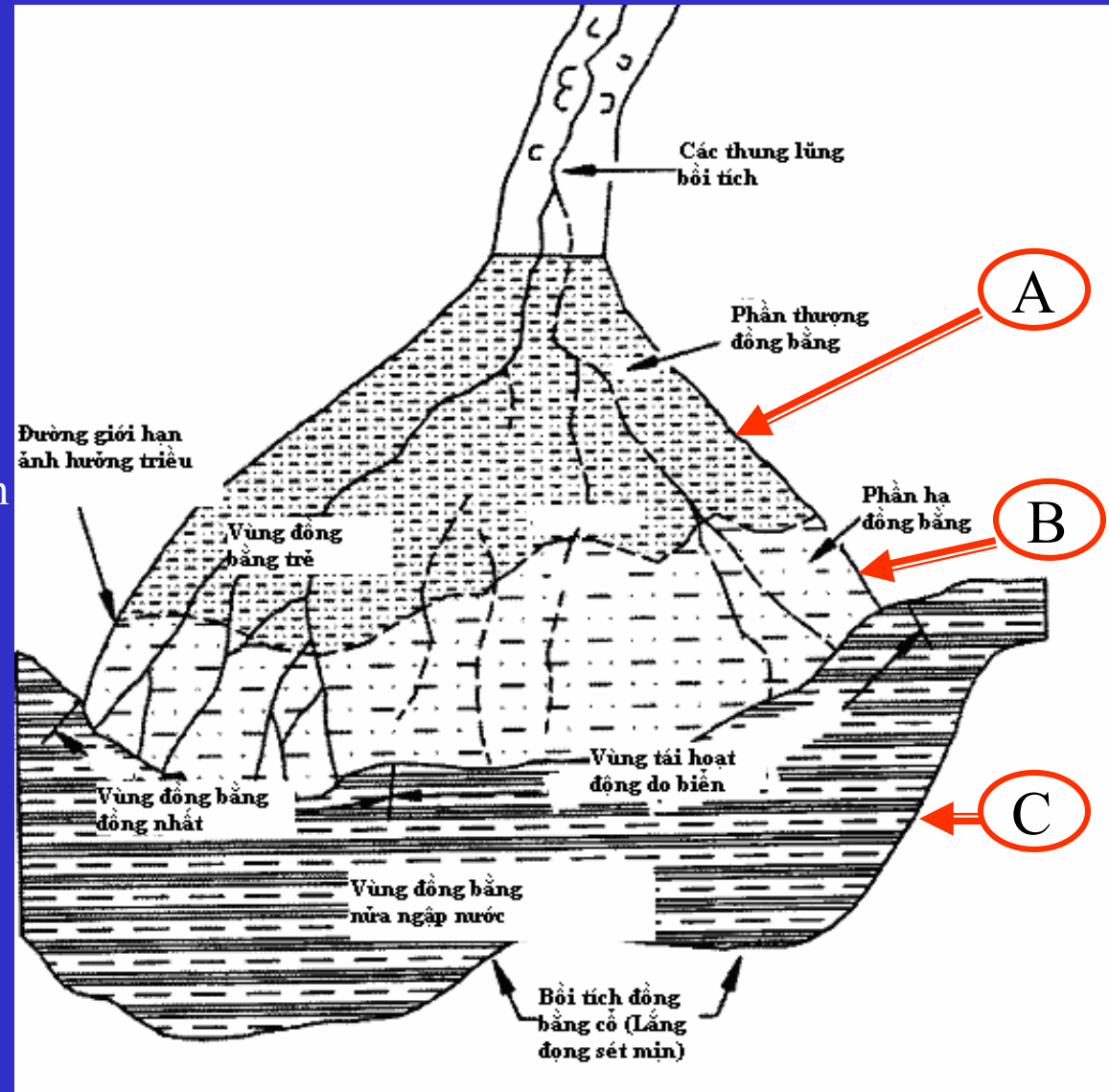
Đồng bằng hình thành do sóng, ít nguồn cấp từ trong sông, dạng đối xứng

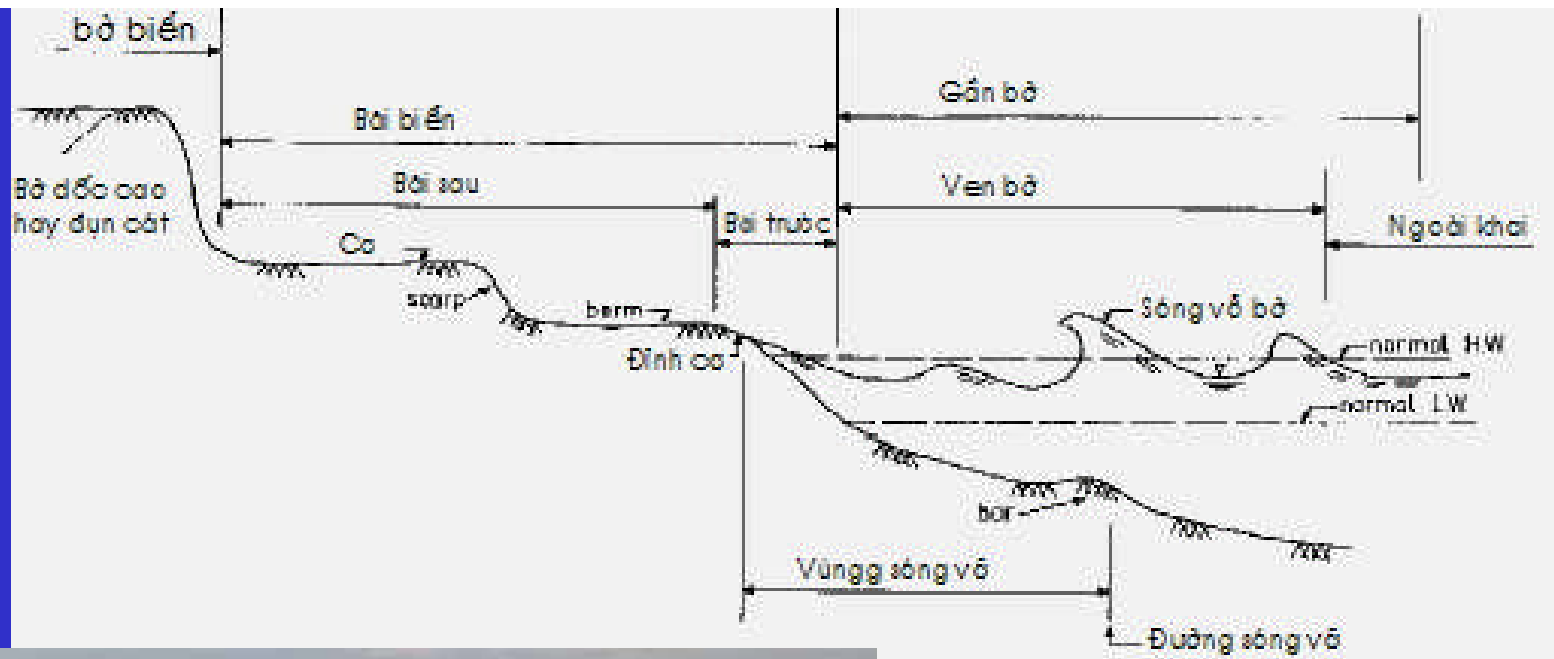


Đồng bằng hình thành do sóng, ít nguồn cấp từ trong sông, dạng không đối xứng

DẠNG ĐỊA MẠO ĐIỂN HÌNH ĐỒNG BẰNG

- A. Phần thượng đồng bằng, phía dưới là bồi tích biển, phần trên là bồi tích sông khá ổn định
- B. Phần hạ chịu ảnh hưởng trội của sông và yếu của biển với dạng địa hình bằng phẳng xen kẽ với hồ ao, đầm lầy
- C. Vùng bán ngập do thủy triều ảnh hưởng trội của biển và yếu của sông. Đây là vùng đất mới với sự phát triển của hệ sinh thái đất ngập nước, chịu mặn



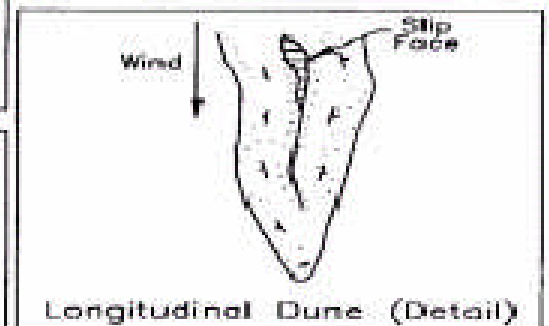
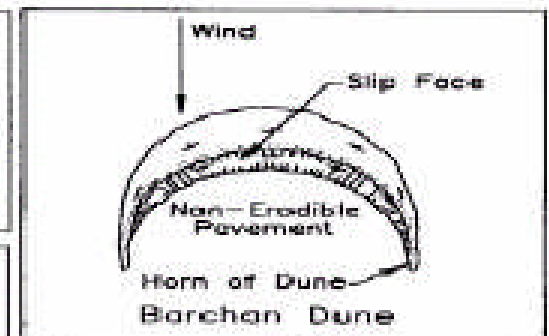
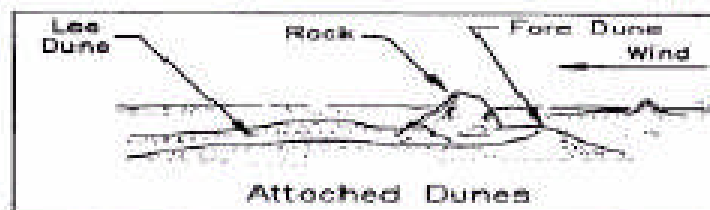
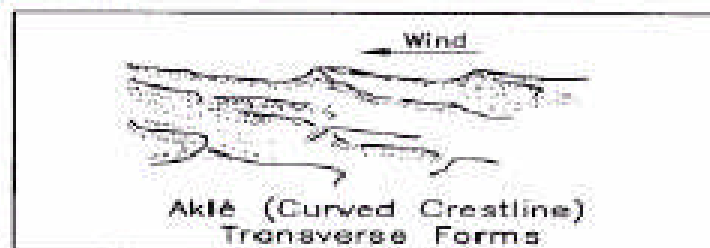
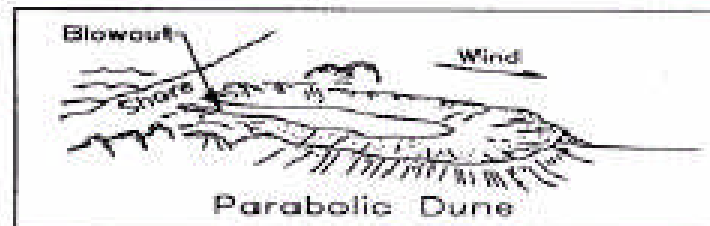
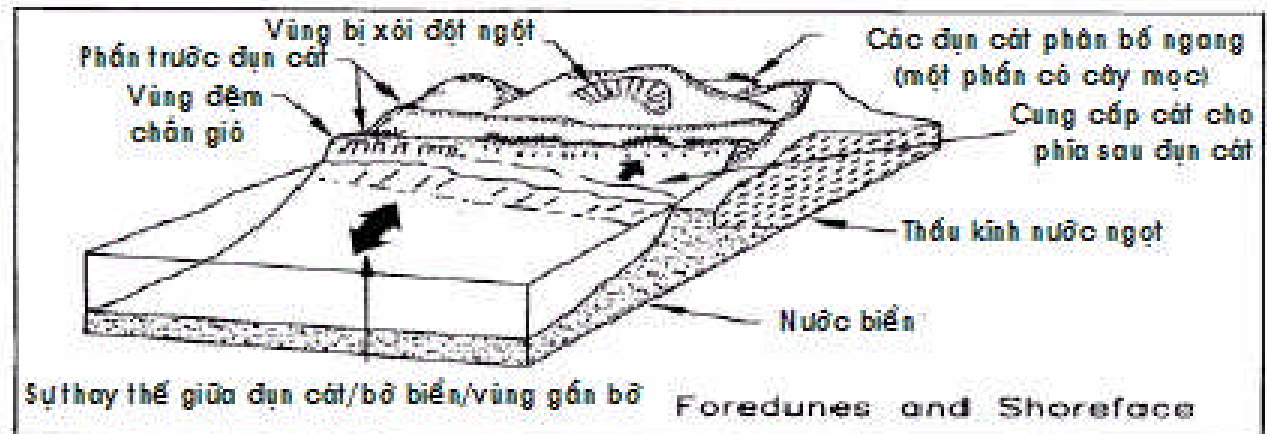


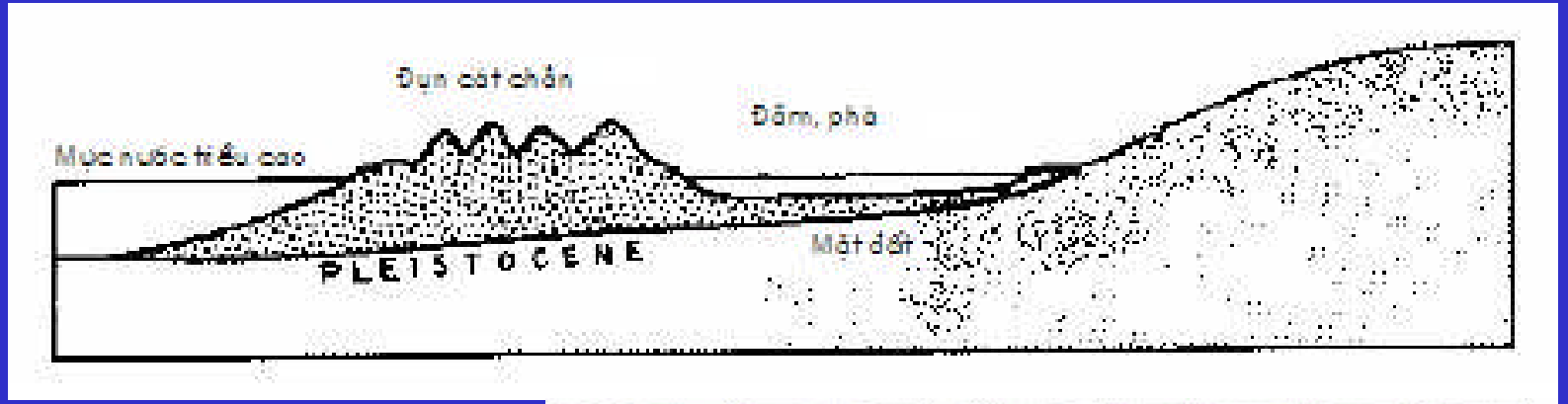
My Khe beach (seeing towards to Hoi An)

d. Bãi biển

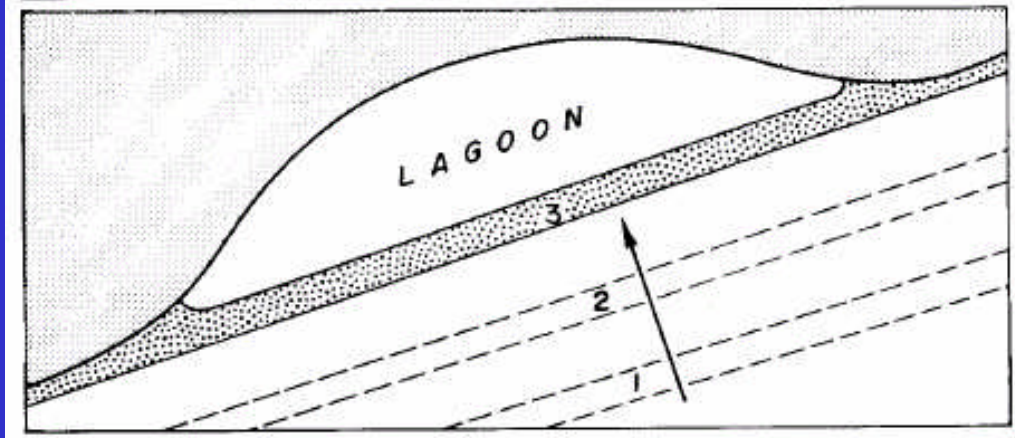
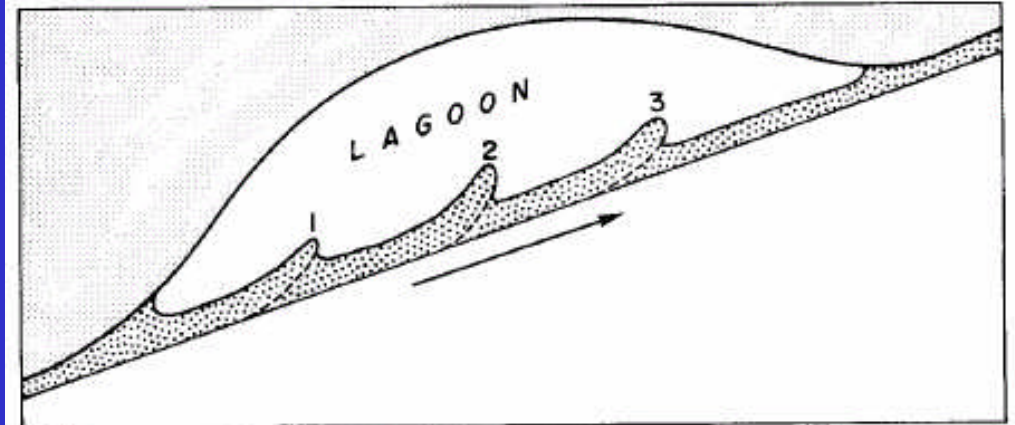
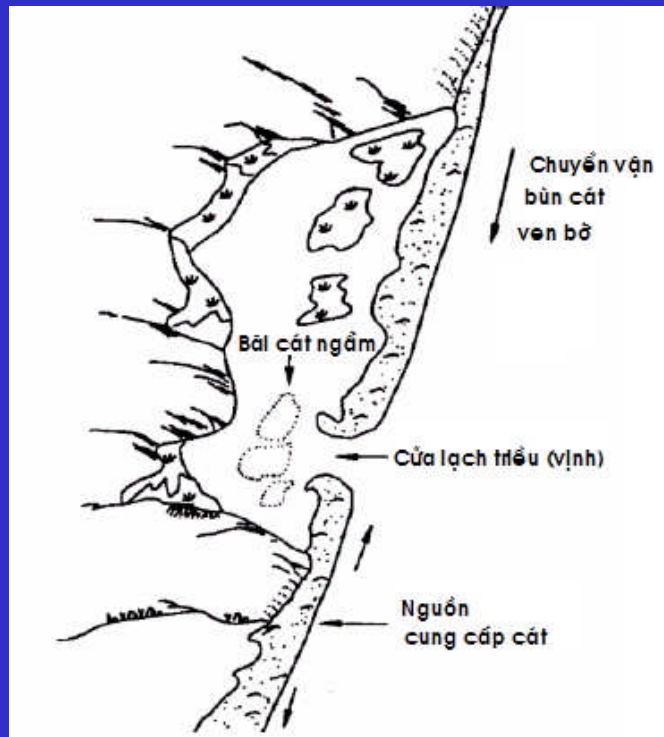
E. CỒN CÁT, Đụn CÁT VÀ SỰ PHÁT TRIỂN CỦA NÓ

1. Phần không ngập nước: chịu ảnh hưởng của gió và hệ thực vật trên cát
2. Phần ngập nước chịu chi phối của sóng, dòng chảy
3. Chiều cao cột nước ngọt trên MSL chỉ bằng 1/40 chiều sâu cột nước biển.

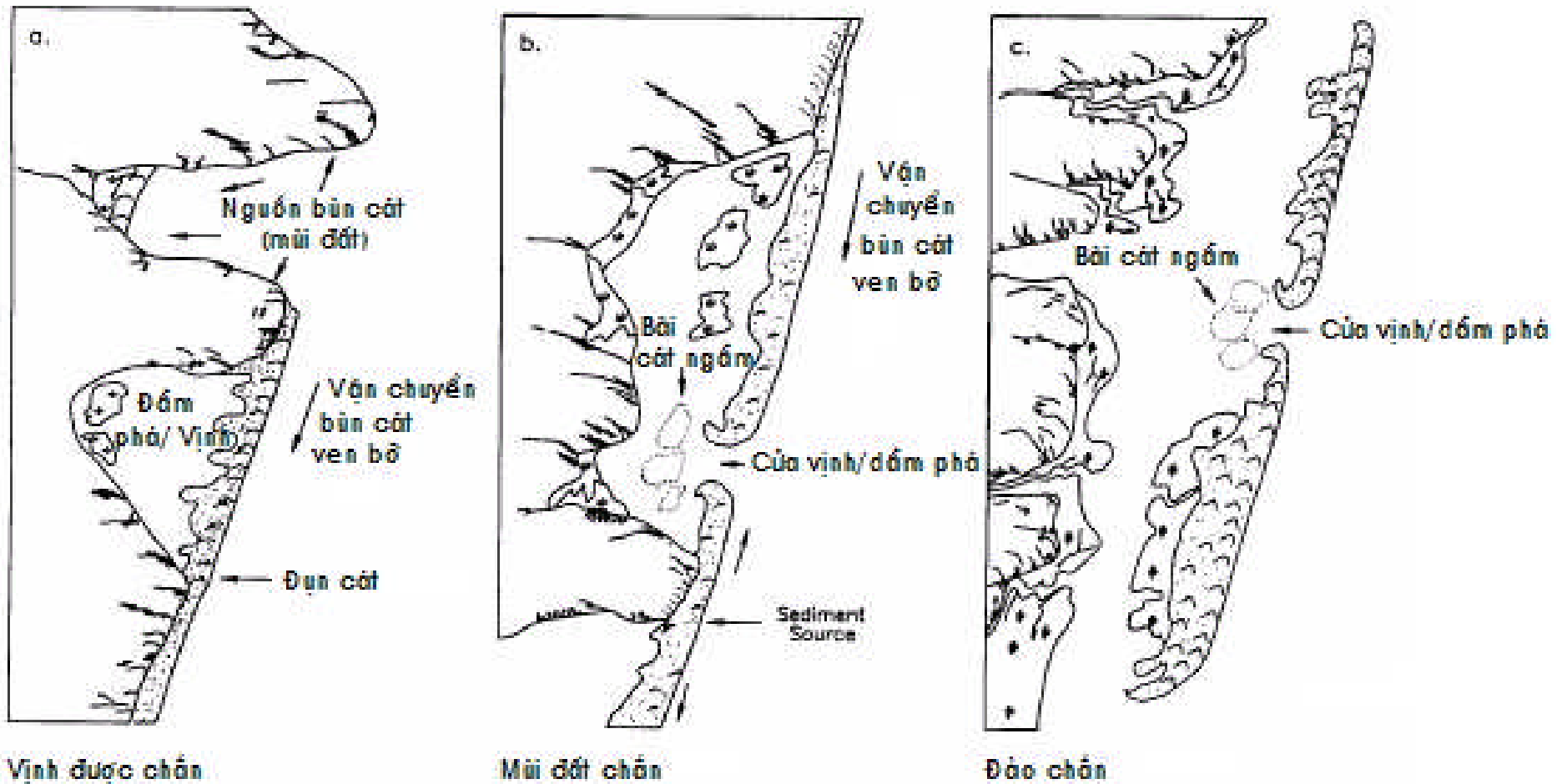




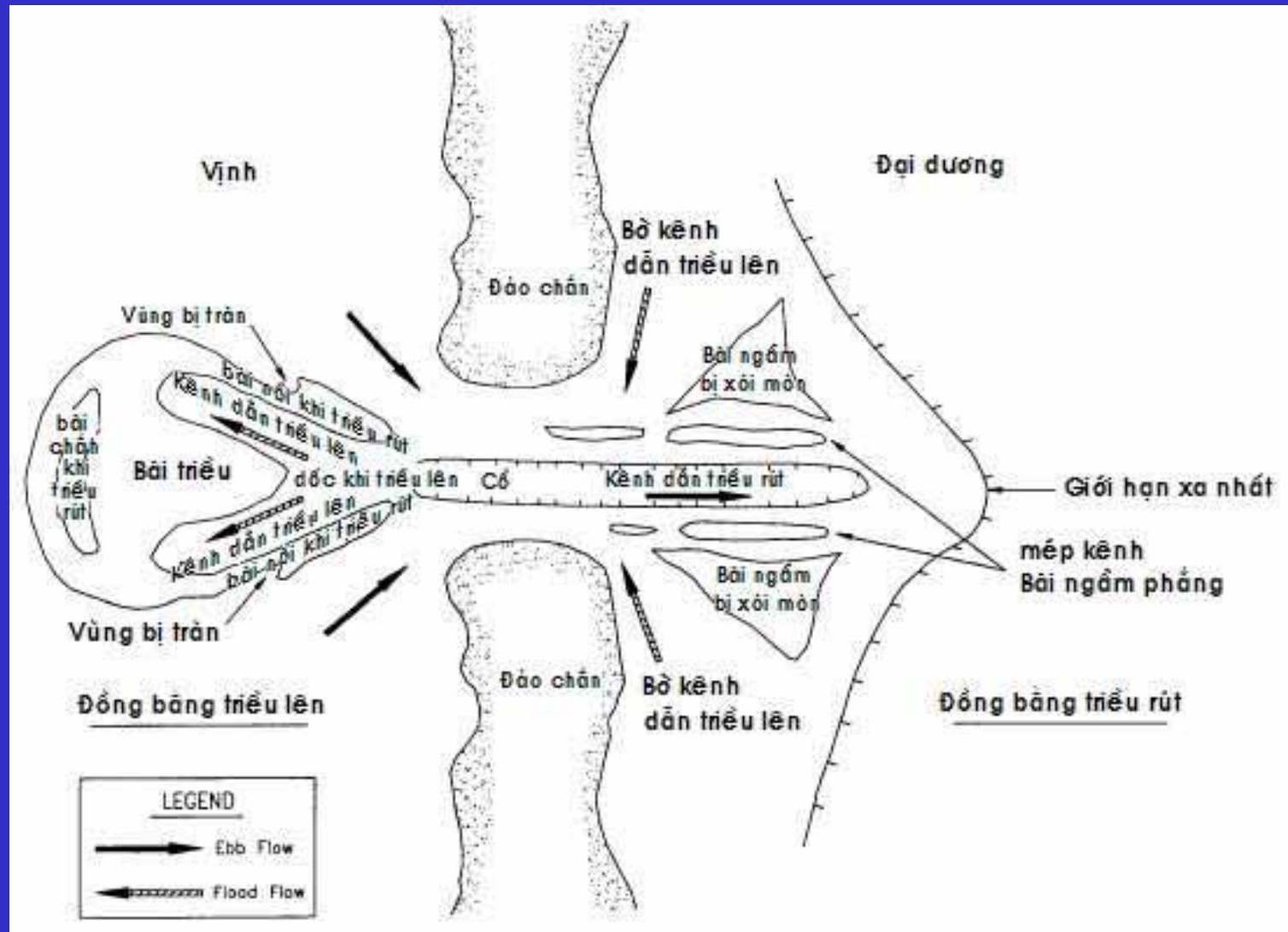
F. Bờ biển kiểu đầm phá



G. BỜ BIÊN ĐƯỢC CHE CHẮN



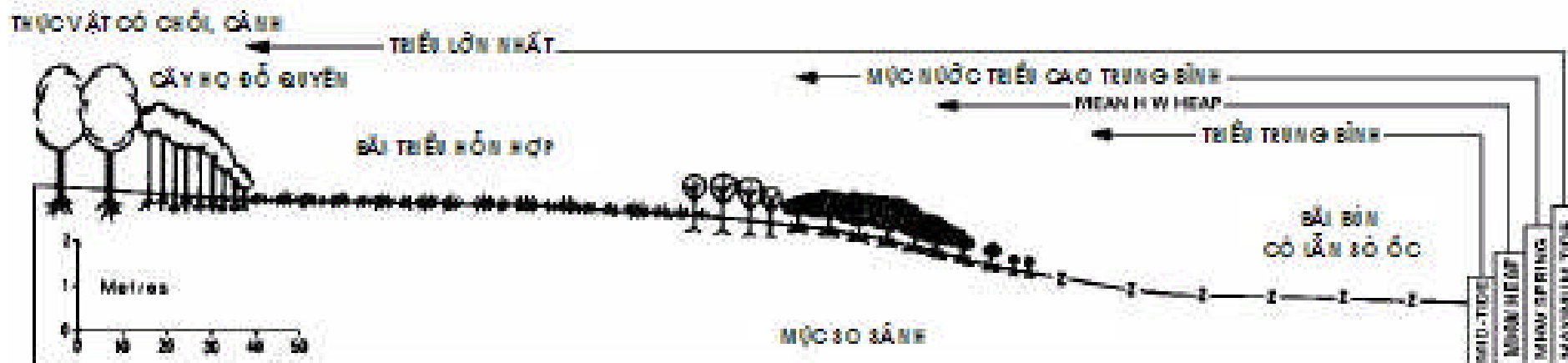
H. CỬA LẠCH TRIỀU, VỊNH TRIỀU



ĐƯỜNG BỜ CHỊU ẢNH HƯỞNG TRỘT CỦA HỆ SINH THÁI BIỂN

a. Các đầm nước mặn

- ✓ Khi bùn cát chuyển vận ra cửa bồi lắng tạo thành bãi với cao trình nâng dần hình thành các đầm nước mặn ven biển
- ✓ Các loài cây hình thành theo thời gian là:
 - ⇒ Các loài rong, cỏ biển
 - ⇒ Cây thân mềm họ cói (miền Bắc), dừa nước (miền Nam)
 - ⇒ Cây ngập mặn (vùng ngập thường xuyên và bán ngập do thủy triều)
 - ⇒ Các vùng ngập sẽ được ngọt hóa dần do được bồi đắp dần theo thời gian và được con người cải tạo
- ✓ Ở nước ta các vùng điển hình như:
 - ⇒ Hải Phòng: Huyện Tiên Lãng từ năm 1960 đến nay đã tiến ra biển khoảng 20 km
 - ⇒ Tiền Hải, Thái Thụy (Thái Bình)
 - ⇒ Nông trường Rạng Đông (Ninh Bình): Tiến ra biển khoảng 30 km/40 năm từ 1960
 - ⇒ Nam Bộ nhiều vùng đầm lầy trở thành các vùng đất trồng trọt



3. ĐƯỜNG BỜ CHỊU ẢNH HƯỞNG TRỌI CỦA HỆ SINH THÁI BIỂN

a. Đầm nước mặn:

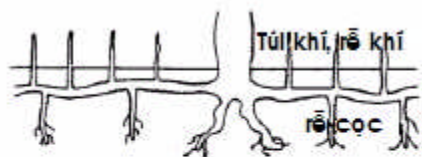
b. Rừng ngập mặn

- ✓ Phát triển ở vùng nhiệt đới tại các cửa sông lớn có nhiều phù sa
- ✓ Sóng, dòng ven không lớn
- ✓ Phát triển khá phong phú ở nước ta đặc biệt là đồng bằng sông Hồng và Cửu Long



AVICENNIA

RHIZOPHORA



c. Hệ thực vật sống trên cát

- ✓ Chỉ tồn tại trên diện tích hoàn toàn không ngập nước
- ✓ Hệ sinh thái này khác nhau ở các vùng miền
- ✓ Các hệ điển hình như các hình dưới



Pandanus to protect sand dunes at Hoa Duan

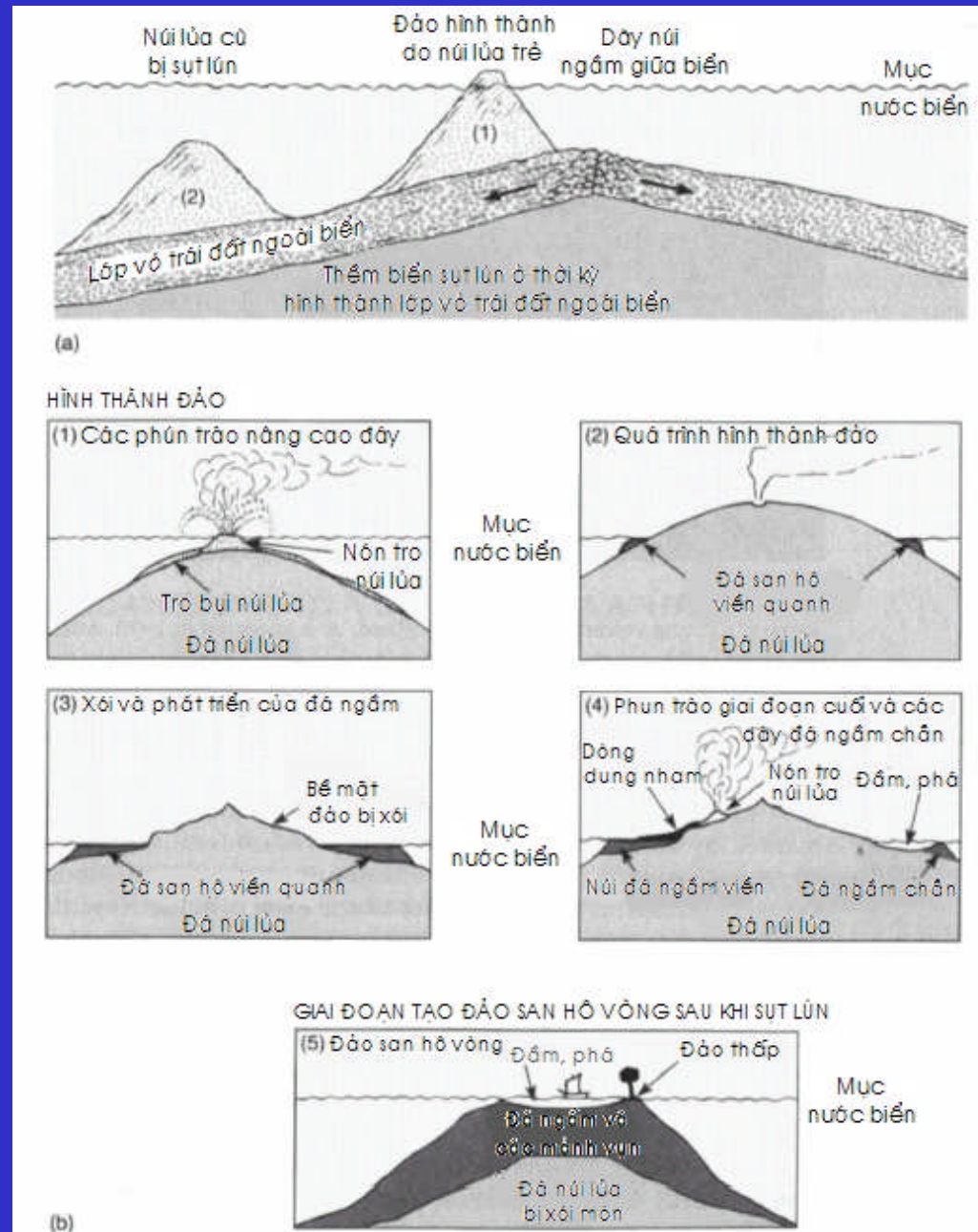


Sea bindweed at Hai An beach near TH river mouth



d. Dải san hô

- ✓ San hô là thủy động vật ưa ánh sáng và nước ấm
- ✓ Đảo san hô là một trong những quần xã hóa thạch lớn nhất ở đáy biển
- ✓ Stoddard (1989) đã đưa ra 4 loại san hô chính, đó là:
 - ⇒ Vía san hô
 - ⇒ Vía ngầm chắn trước eo biển
 - ⇒ Bãi san hô
 - ⇒ Vòng cung san hô
- ✓ Ở Việt nam, các dải san hô, bãi san hô ngầm hình thành ở khu vực Quảng Ninh, Đà Nẵng, Phú Yên, Khánh Hòa, Bà Rịa – Vũng Tàu v.v.



4. Bờ biển đá

a. Nguồn gốc

- Bờ biển đá là quá trình kiến tạo nâng lên của thạch quyển

b. Bờ đá xâm thực

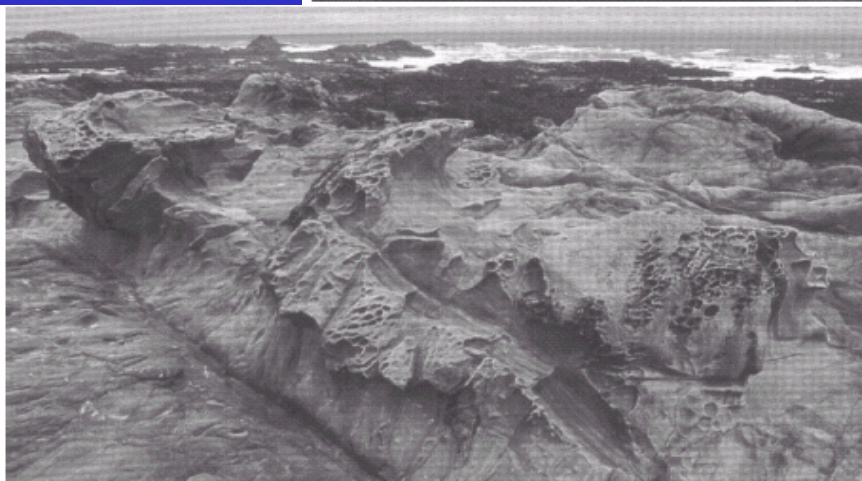
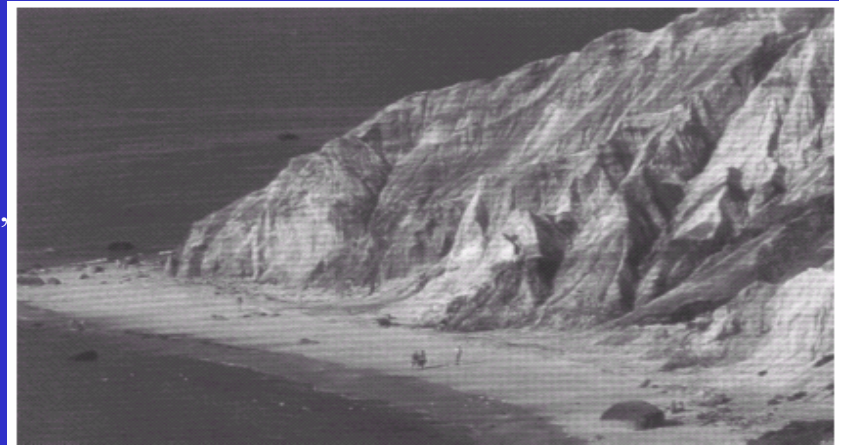
- Do sóng là tác nhân chủ yếu tạo ra các dạng bờ đá khác nhau
- Do nhiệt (quá trình khô ướt thay thế nhau làm vỡ vụn đá gốc)

c. Một số dạng bờ đá điển hình



Công viên quốc gia Fjord ở Kenai Fjords, Alaska

Bờ đá Gay Head, Martha's Vineyard, Massachusetts



Đá bị làm thủng thành các lỗ hình cầu tại Called Tafari, San Mateo County, California

5. Các dạng bờ biển ở Việt Nam

- a. Bờ đá và san hô
- b. Bãi vùng cửa sông
- c. Đồng bằng châu thổ
- d. Đường bờ vùng đầm phá
- e. Cửa vào vịnh triều
- f. Đầm lầy, rừng ngập mặn và các loài cỏ biển

Đường bờ của Việt Nam

Please see the file

c:\...\Bai giang\cat-diachat.ppt

Thank you for your attention

Thủy triều (8 tiết)

Chương này trình bày các nội dung:

1. Khái niệm chung
2. Các lực sinh thủy triều
3. Phân loại thủy triều và các dạng triều
4. Tính toán thủy triều
5. Ví dụ tính toán thủy triều
6. Nước dâng do gió
7. Sóng thần
8. Thủy triều dọc bờ biển Việt Nam

1. Khái niệm chung

Nước thấp (LowTide)



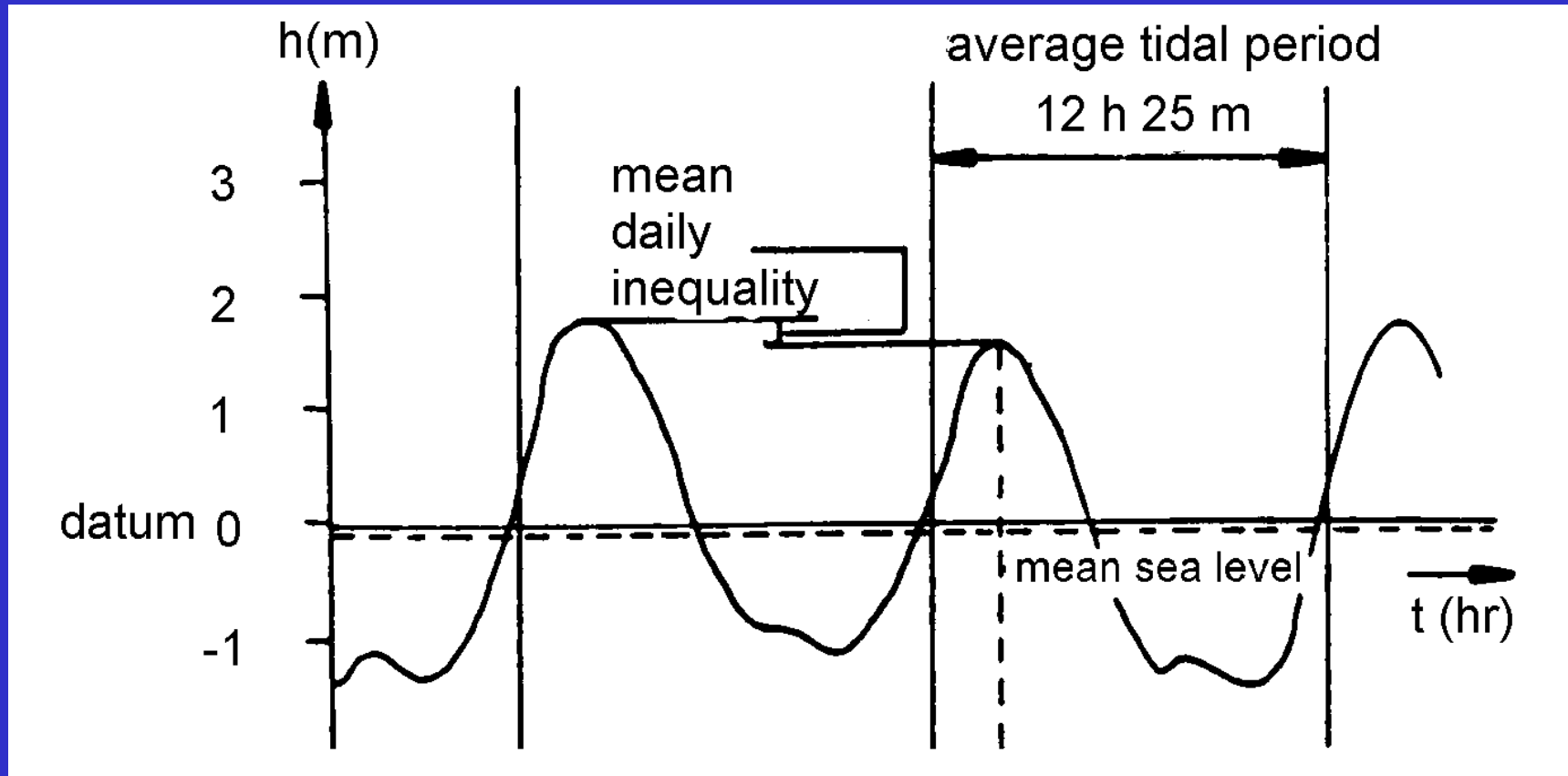
Nước cao (Hightide)



Mức nước triều đặc trưng

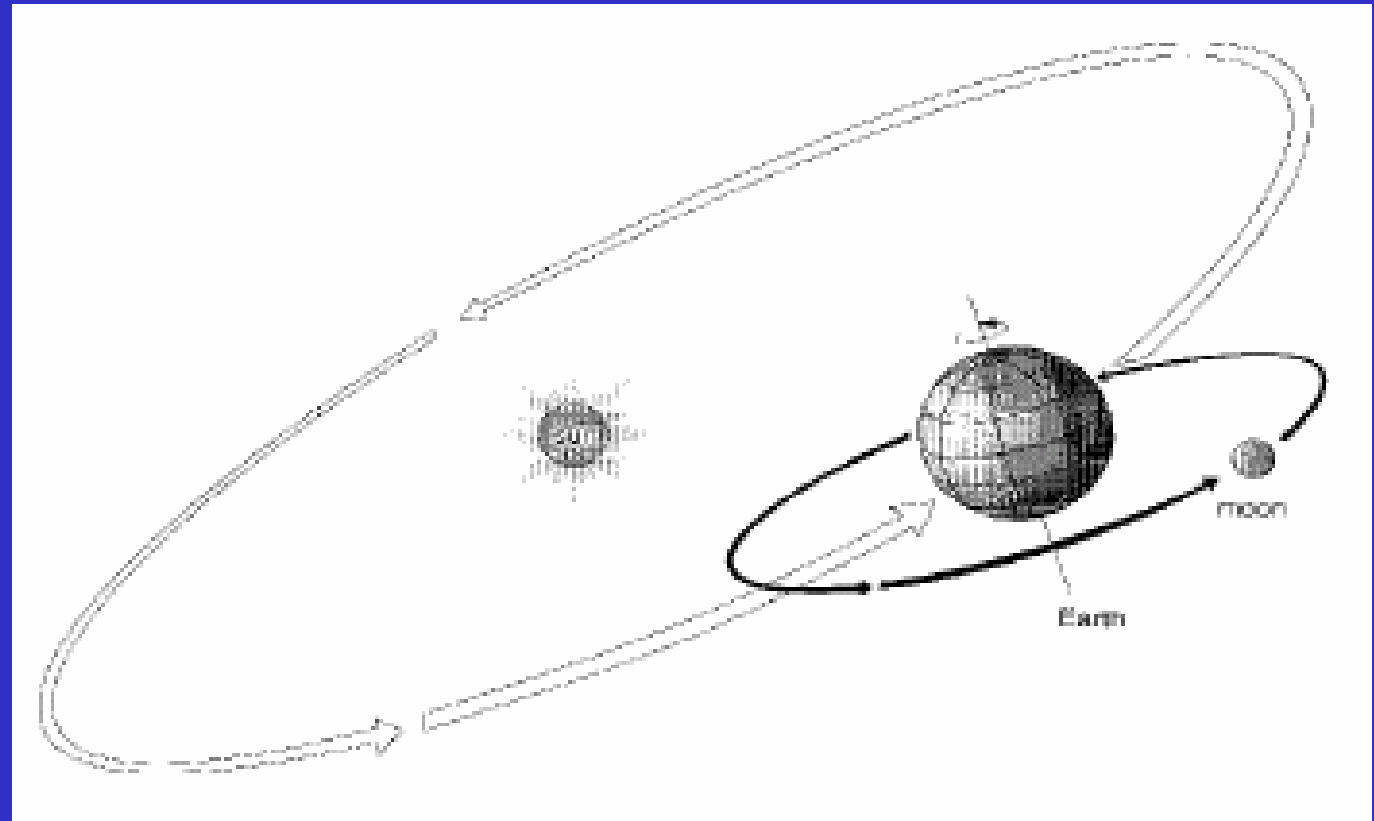
1. Triều thiên văn cao nhất (H.A.T) và Triều thiên văn thấp nhất (L.A.T). Đó là mức nước cao nhất và thấp nhất xuất hiện trong điều kiện khí tượng bình thường tổ hợp với các điều kiện thiên văn. Các mức nước này không phải xuất hiện hàng năm và chúng cũng không phải là mức nước lớn nhất (mức nước lớn nhất có thể xảy ra khi gặp bão tạo nước dâng).
2. Mức nước trung bình đỉnh triều cao (M.H.W.S) là giá trị trung bình của 2 lần mức nước cao liên tiếp trong vòng 24 giờ khi độ lớn triều đạt lớn nhất. Nó xảy ra khoảng 1 lần trong vòng 15 ngày.
3. Mức nước trung bình đỉnh triều thấp (M.L.W.S) là giá trị trung bình của 2 lần mức nước đỉnh triều thấp liên tiếp trong vòng 24 giờ khi độ lớn triều đạt lớn nhất. Nó xảy ra khoảng 1 lần trong vòng 15 ngày.
4. Mức nước trung bình chân triều cao (M.H.W.N) là giá trị trung bình hai chân triều cao xảy ra trong vòng nửa tháng trong kỳ triều kém.
5. Mức nước trung bình chân triều thấp (M.L.W.N) là giá trị trung bình hai chân triều thấp xảy ra trong vòng nửa tháng trong kỳ triều kém.
6. Mức nước biển trung bình (M.S.L) là mức nước trung bình trong một thời khoảng dài (ít nhất là 18.6 năm) hay còn gọi là mức nước giả thiết là không có dao động triều.
7. Mức nước trung bình cao nhất (M.H.H.W): là giá trị mức nước trung bình ngày của 2 đỉnh triều (bán nhật triều) hoặc lớn nhất (nhật triều) trong khoảng thời gian rất dài (ít nhất là 18.6 năm).
8. Mức nước trung bình của đỉnh triều thấp trong những ngày nước cao (M.L.H.W): là giá trị trung bình ngày của đỉnh triều thấp hơn (bán nhật triều) trong những ngày nước cao trong khoảng thời gian rất dài (ít nhất là 18.6 năm). Khi chỉ có một đỉnh trong một số ngày thì kí hiệu " Δ " trong bảng M.L.H.W có nghĩa là những ngày nhật triều.
9. Mức nước trung bình của đỉnh triều cao trong những ngày nước thấp (M.H.L.W): là giá trị trung bình ngày của đỉnh triều cao hơn (bán nhật triều) trong những ngày nước thấp trong khoảng thời gian rất dài (ít nhất là 18.6 năm). Khi chỉ có một đỉnh trong một số ngày thì kí hiệu " Δ " trong bảng M.L.H.W có nghĩa là những ngày nhật triều.
10. Mức nước trung bình của đỉnh triều thấp trong những ngày nước thấp (M.L.L.W): là giá trị trung bình ngày của đỉnh triều thấp hơn (bán nhật triều) trong những ngày nước thấp trong khoảng thời gian rất dài (ít nhất là 18.6 năm). Khi chỉ có một đỉnh trong một số ngày thì được lấy như giá trị mức nước thấp nhất.

Số liệu quan trắc thủy triều



2. Các lực sinh thủy triều

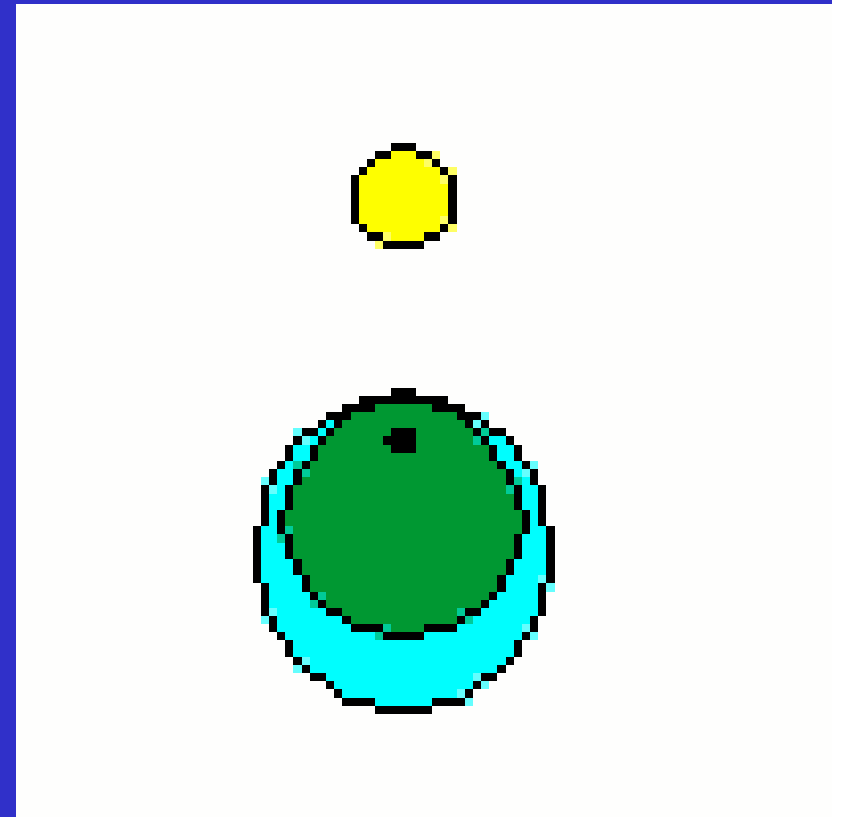
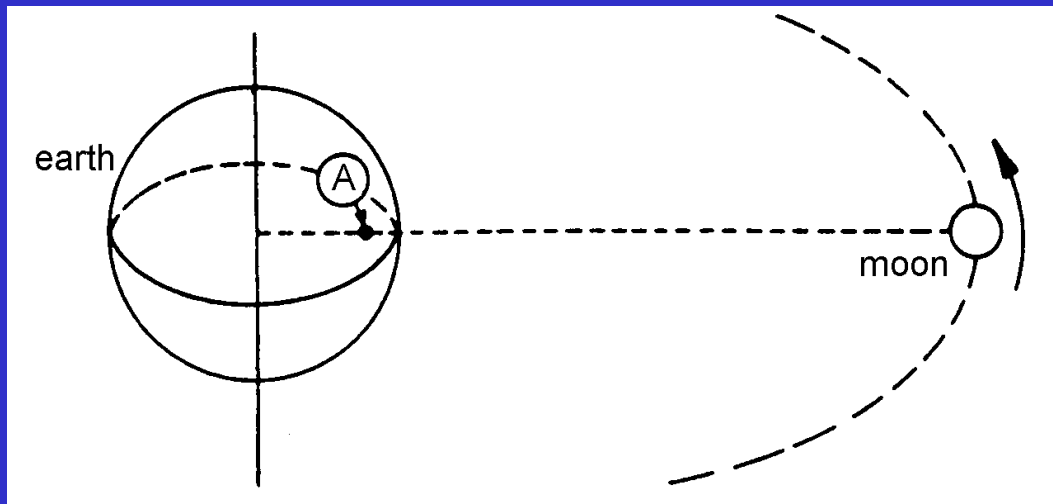
Chuyển động
quay của trái
đất và mặt
trăng trong
hệ mặt trời



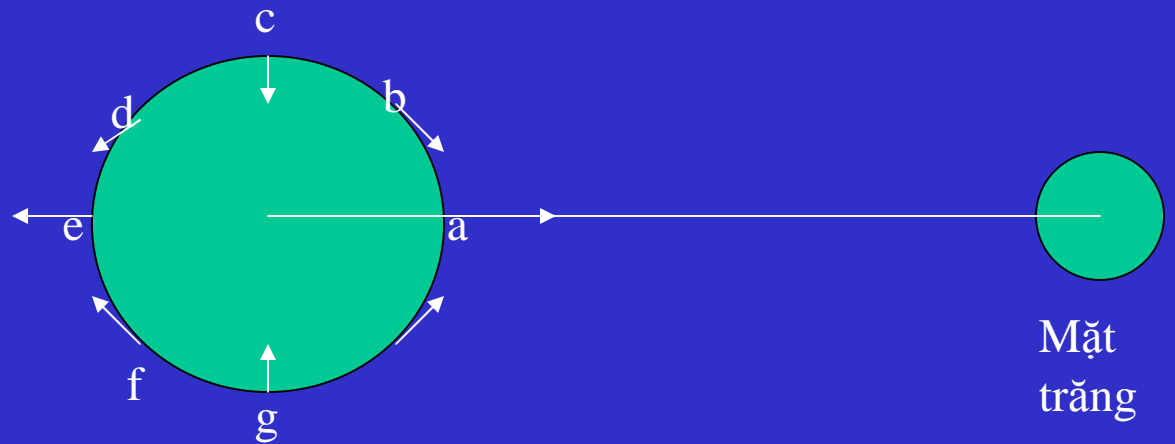
Theo Newton thủy triều chịu lực hấp dẫn tổng hợp của Mặt trời – trái đất – mặt trăng.

- Trái đất chuyển động quanh mặt trời 365 ngày
- Mặt trăng chuyển động quanh trái đất 27.3 ngày
- Trái đất tự quay xung quanh trục là 24 hours.

Sự kết hợp trọng tâm của trái đất và mặt trăng

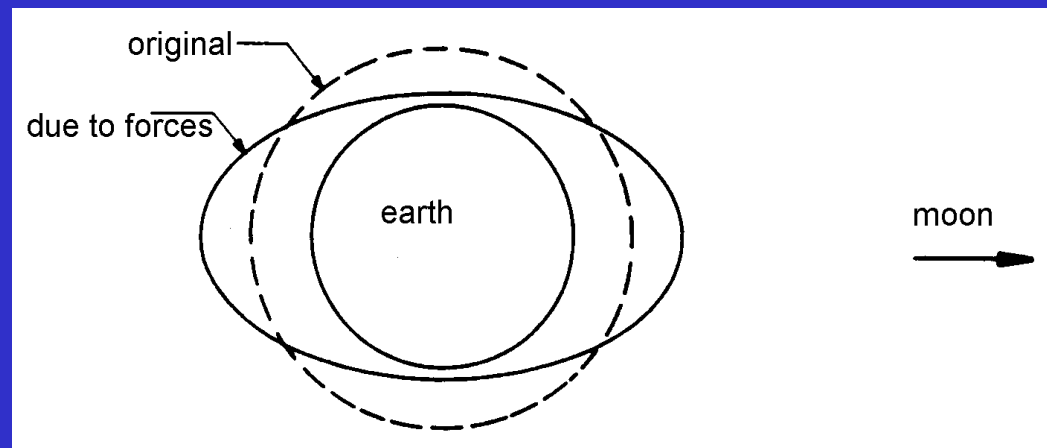


Lực hấp dẫn hệ thống Trái đất – mặt trăng



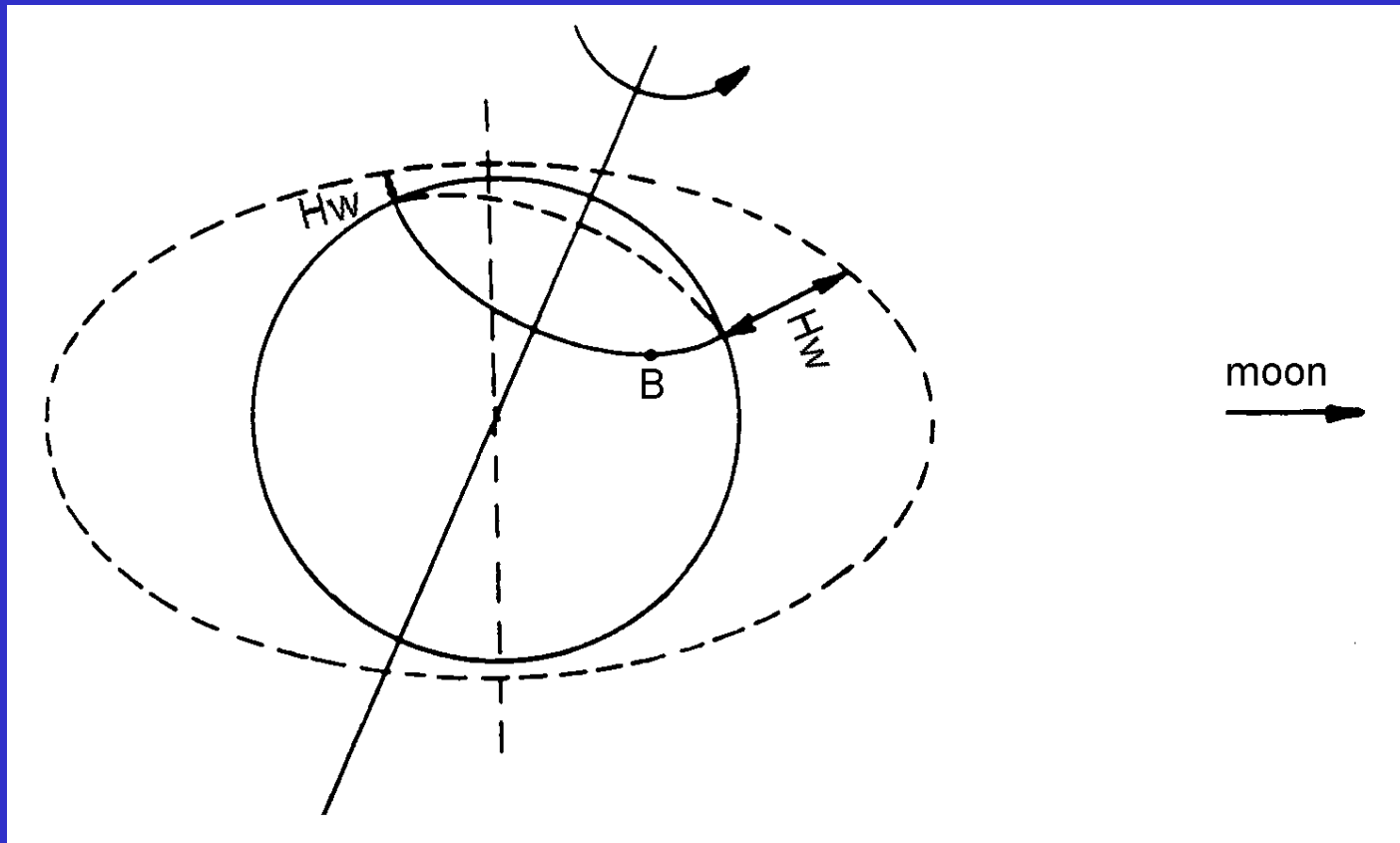
Trái đất

- Tại các điểm a, e: Hợp lực hướng ra ngoài \Rightarrow mực nước cao hơn so với bình thường
- Tại các điểm c, g hợp lực hướng vào trong \Rightarrow mực nước thấp hơn so với bình thường
- Mỗi ngày mặt trăng di chuyển góc $= 360^\circ/27.3=13^\circ$
 \Rightarrow thời gian nước cường, nước kém cũng dịch chuyển khoảng 50 phút mỗi ngày



2 lần nước cường trong 1 ngày

Tính không đối xứng trong ngày do trục nghiêng của trái đất
⇒ Lực hút tại các vị trí đặc trưng cũng thay đổi ⇒ Mực nước
đỉnh triều (chân triều) cũng không bằng nhau



3. Phân loại thủy triều và các dạng triều

Phân loại theo công thức sau:

$$\gamma = (h_{K1} + h_{O1}) / (h_{M1} + h_{S1});$$

$\gamma < 0.25$: Bán nhật triều

$\gamma > 1.00$: Nhật triều

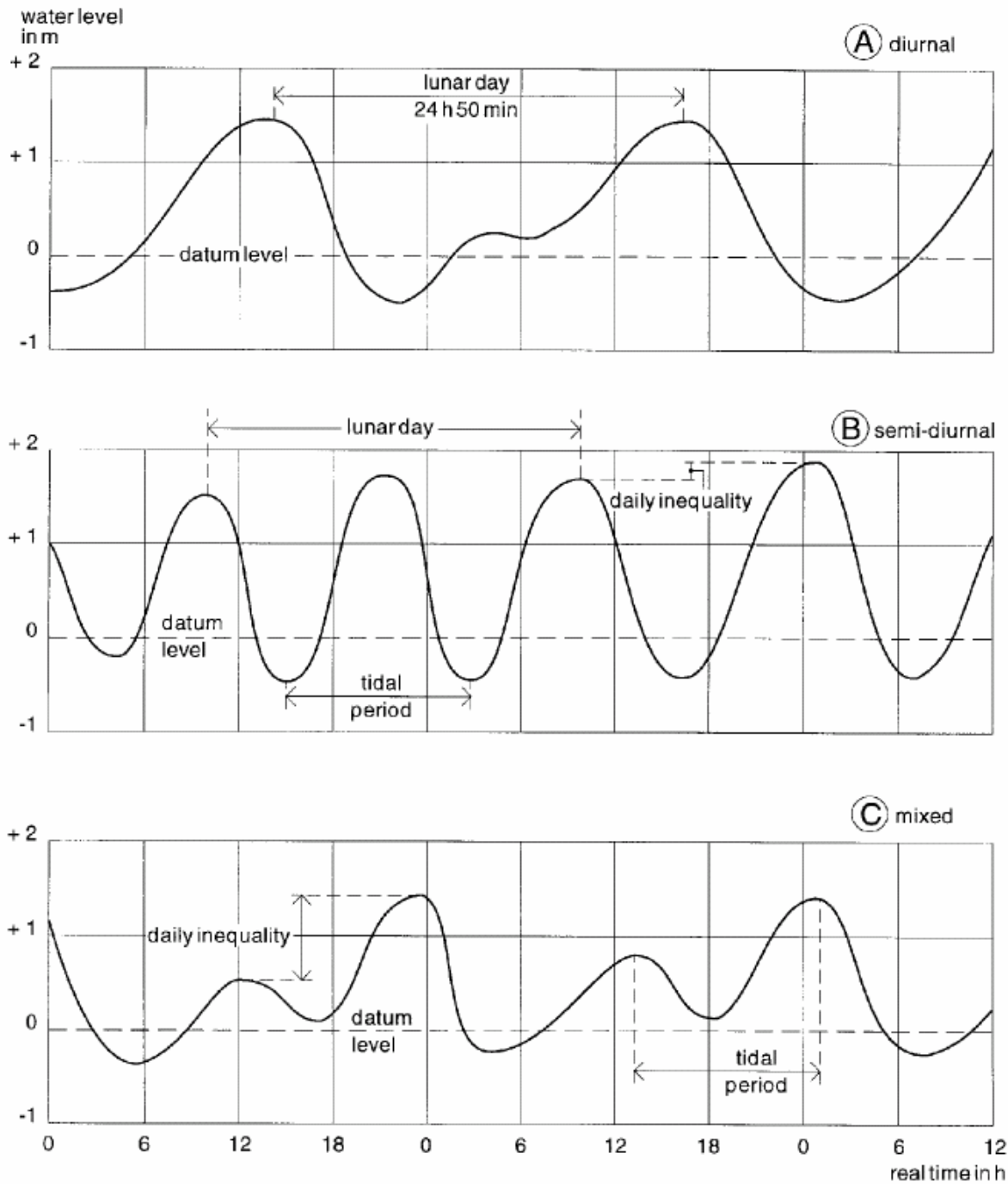
$0.25 < \gamma < 1.00$: triều hỗn hợp

M_1 Triều chính mặt trăng

S_1 Triều chính mặt trời

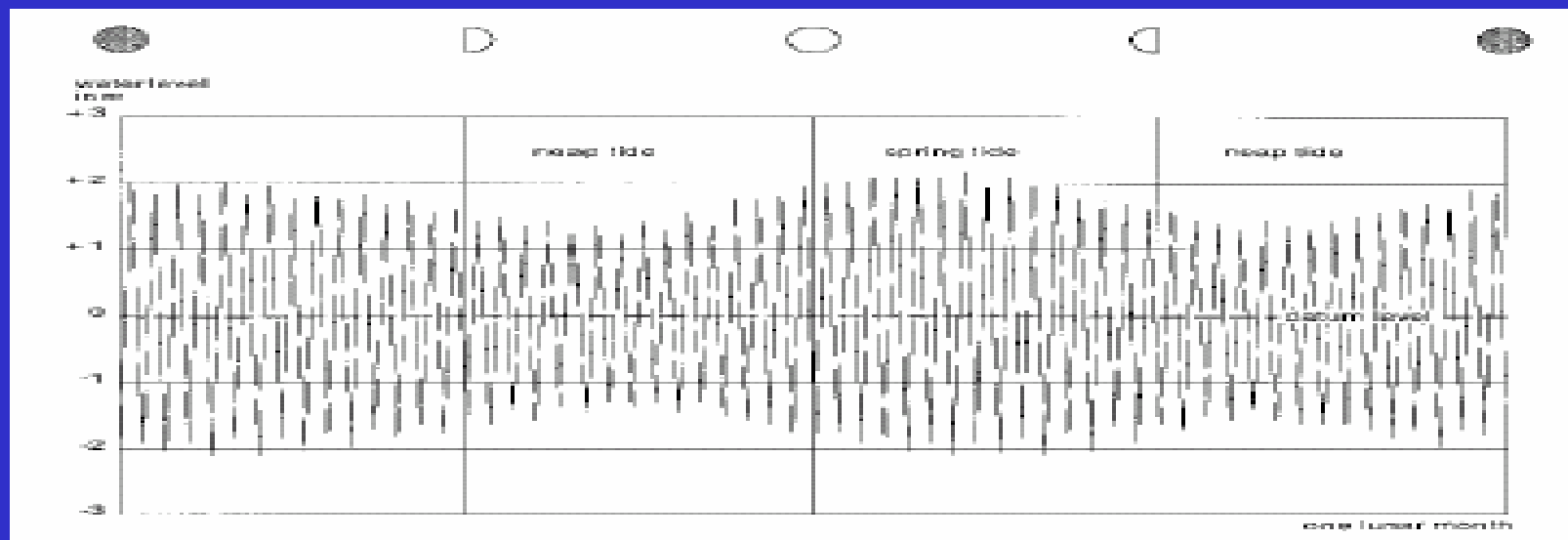
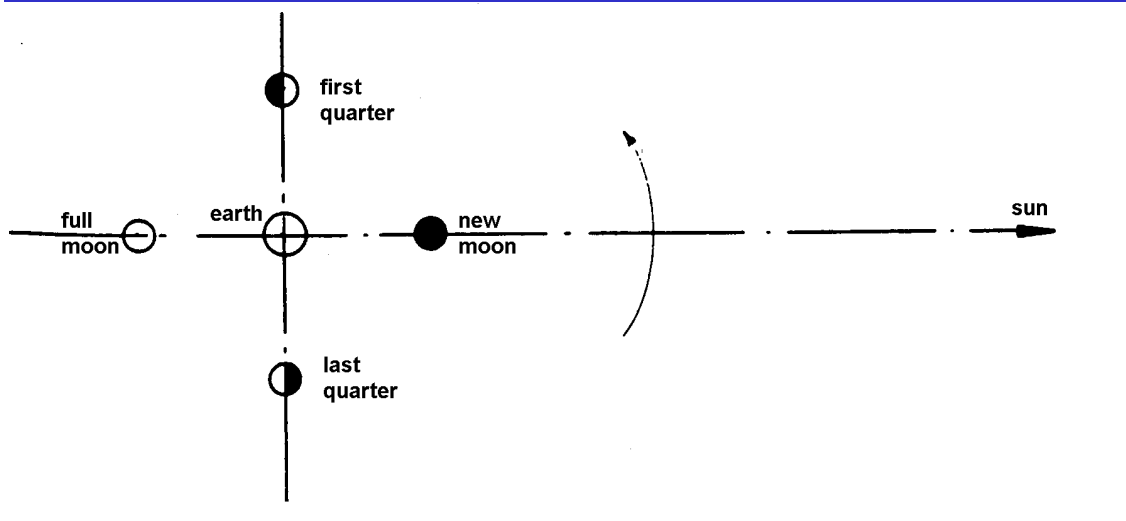
K_1 Triều do độ nghiêng mặt trăng trên quỹ đạo mặt trời

O_1 Triều do độ nghiêng của mặt trăng



Các
dạng
thủy
triều
hình
thành
trên
thế
giới

VỊ TRÍ CỦA MẶT TRĂNG VÀ THỦY TRIỀU



4. Tính toán thủy triều

1. Phương pháp phân tích điều hòa do Doodson tìm vào năm 1930's.
2. Mực nước biển thay đổi do các thành phần thủy triều và là tổng hợp của các thành phần điều hòa mà mỗi thành phần ở một vị trí xác định, tại một thời điểm được đặc trưng bởi 3 yếu tố:
 - Biên độ h_j , đó là khoảng dao động thẳng đứng giữa mực nước cao nhất hoặc nhỏ nhất so với mực nước trung bình do thành phần thứ i gây ra (m);
 - Chu kỳ ω_j , là khoảng thời gian cần thiết để ảnh hưởng của thành phần này quay trở lại ($^\circ$ /giờ). Trị số nghịch đảo của ω_j gọi là chu kỳ;
 - Độ lệch pha α_j , là khoảng thời gian giữa chuyển động của thiên thể (mặt trăng hoặc mặt trời) đi qua thiên đỉnh của vị trí nghiên cứu và thời gian thực xảy ra (tính bằng độ).

$$h(t) = h_0 + \sum_{i=1}^N h_i \cos(\omega_i t - \alpha_i)$$

h_t	Mực nước triều tính toán tại thời điểm t (m);
h_0	Mực nước trung bình (là giá trị trung bình của chuỗi triều giờ quan trắc trong khoảng thời gian khá dài, m);
t	Thời điểm tính toán (giờ); ($t = 0$: thời điểm bắt đầu đo đạc để có các số liệu về h_j và α_j).
N	Số thành phần tính toán

Công thức thực hành tính toán thủy triều tại 1 điểm xác định

$$h_t = h_o + \sum_{i=1}^n \left[f_j * H_j \cos(\omega_j * t + (V_o + u) - g_j) \right]$$

f_j : Hệ số hiệu chỉnh triều thuần nhất trong năm (lấy từ bảng)

t : Số giờ lấy đến 0 giờ của ngày tính toán.

(V_o+u) : Các biến số triều thuần nhất trong năm (lấy từ bảng)

S : Số ngày tính từ ngày 1/1 đến 0 giờ ngày tính toán

g_j : Hệ số sửa chữa kappa (lấy từ bảng)

Theo nghiên cứu có trên 200 thành phần ảnh hưởng đến triều tổng hợp tại mọi vị trí trên trái đất, nhưng chỉ có 4 thành phần chính là M_2 , S_2 , K_1 và O_1 tạo ra thủy triều trong khi các thành phần khác rất nhỏ so với 4 thành phần trên.

Ở một vị trí nhất định và tại một thời điểm nào đó nếu biết h_{M_2} , h_{S_2} , h_{K_1} , h_{O_1} và α_{M_2} , α_{S_2} , α_{K_1} and α_{O_1} thì mực nước tổng hợp tính được

Ghi chú: Giá trị ω_j và T là như nhau cho mọi vị trí trên trái đất, ở bất kỳ thời điểm nào. Giá trị h_j và α_j lấy từ số liệu quan trắc.

Ký hiệu	Thành phần triều chủ yếu	Tốc độ góc ω_j ($^\circ$ /giờ)	Chu kỳ T (giờ) (= $360^\circ / \omega_j$)
M_2	Bán nhật triều chính mặt trăng	28.98410	12.42
S_2	Bán nhật triều chính mặt trời	30.00000	12.00
K_1	Nhật triều do độ nghiêng mặt trăng trên quỹ đạo mặt trời	15.04107	23.93
O_1	Nhật triều do độ nghiêng của mặt trăng	13.94303	25.82

Một số thành phần triều chính (Thiên văn + Nước nông)

Kí hiệu	Thành phần triều chủ yếu	Tốc độ góc ($^{\circ}$ / giờ)	Chu kỳ	Ghi chú
P1	Nhật triều mặt trời do mặt phẳng nghiêng	14.9589	24.07	Triều thiên văn
N2	Bán nhật triều Elip mặt trăng	28.4397	12.66	Triều thiên văn
K2	Bán nhật triều do quỹ đạo nghiêng giữa Mặt trăng – Mặt Trời	30.0821	11.97	Triều thiên văn
Q1	Nhật triều Elip mặt trăng	13.3987	26.87	Triều thiên văn
L2	Bán nhật triều Elip mặt trăng	29.5285	12.19	Triều thiên văn
Mf	Triều mặt trăng chu kỳ dài	1.0980	328	Triều thiên văn
Mm	Triều mặt trăng chu kỳ dài	0.5444	661	Triều thiên văn
Ssa	Triều mặt trời chu kỳ dài	0.0821	4383	Triều thiên văn
M4	$\frac{1}{4}$ nhật triều gốc từ $2M_2$	57.9682	6.21	Triều nước nông
MS4	$\frac{1}{4}$ nhật triều gốc từ $M_2 + S_2$	58.9841	6.10	Triều nước nông
MN4	$\frac{1}{4}$ nhật triều gốc từ $M_2 + N_2$	57.4238	6.27	Triều nước nông
M6	$\frac{1}{6}$ nhật triều gốc từ $3M_2$	86.9523	4.14	Triều nước nông
M8	$\frac{1}{8}$ nhật triều gốc từ $4M_2$	115.9364	3.11	Triều nước nông

K1

	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1970	1.1052	1.0884	1.0627	1.0294	0.9910	0.9514	0.9161	0.8912	0.8817	0.8897
1980	0.9133	0.9479	0.9873	1.0260	1.0600	1.0864	1.1040	1.1122	1.1108	1.0998
1990	1.0795	1.0507	1.0150	0.9755	0.9369	0.9050	0.8855	0.8827	0.8972	0.9257
2000	0.9629	1.0027	1.0399	1.0712	1.0943	1.1083	1.1128	1.1077	1.0930	1.0693
2010	1.0375	0.9999	0.9602	0.9234	0.8957	0.8824	0.8864	0.9068	0.9394	0.9782
2020	1.0176	1.0529	1.0812	1.1008	1.1112	1.1119	1.1031	1.0849	1.0578	1.0235
2030	0.9845	0.9453	0.9113	0.8886	0.8818	0.8925	0.9183	0.9541		

K2

	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1970	1.2888	1.2313	1.1495	1.0538	0.9566	0.8697	0.8026	0.7610	0.7462	0.7585
1980	0.7977	0.8626	0.9480	1.0447	1.1411	1.2247	1.2847	1.3140	1.3089	1.2699
1990	1.2020	1.1135	1.0157	0.9210	0.8409	0.7834	0.7521	0.7478	0.7705	0.8199
2000	0.8936	0.9848	1.0828	1.1755	1.2511	1.3000	1.3162	1.2977	1.2467	1.1695
2010	1.0761	0.9781	0.8878	0.8156	0.7680	0.7472	0.7534	0.7865	0.8458	0.9272
2020	1.0225	1.1201	1.2075	1.2736	1.3103	1.3131	1.2815	1.2195	1.1347	1.0379
2030	0.9415	0.8573	0.7941	0.7567	0.7464	0.7630	0.8065	0.8751		

M2

	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1970	0.9665	0.9734	0.9833	0.9953	1.0078	1.0195	1.0291	1.0355	1.0378	1.0359
1980	1.0299	1.0205	1.0089	0.9964	0.9844	0.9742	0.9670	0.9635	0.9641	0.9687
1990	0.9769	0.9878	1.0001	1.0125	1.0236	1.0320	1.0369	1.0376	1.0340	1.0266
2000	1.0162	1.0041	0.9916	0.9802	0.9710	0.9651	0.9632	0.9654	0.9715	0.9809
2010	0.9925	1.0050	1.0170	1.0272	1.0344	1.0377	1.0367	1.0315	1.0229	1.0117
2020	0.9992	0.9870	0.9763	0.9683	0.9639	0.9636	0.9674	0.9748	0.9852	0.9973
2030	1.0098	1.0212	1.0304	1.0361	1.0378	1.0352	1.0286	1.0188		

O1

	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1970	1.1702	1.1428	1.1010	1.0470	0.9849	0.9207	0.8629	0.8216	0.8057	0.8190
1980	0.8582	0.9150	0.9789	1.0415	1.0965	1.1395	1.1683	1.1818	1.1794	1.1613
1990	1.1282	1.0814	1.0237	0.9598	0.8970	0.8444	0.8121	0.8074	0.8315	0.8786
2000	0.9394	1.0038	1.0640	1.1146	1.1524	1.1754	1.1828	1.1743	1.1503	1.1115
2010	1.0601	0.9994	0.9349	0.8748	0.8290	0.8068	0.8135	0.8475	0.9011	0.9643
2020	1.0279	1.0850	1.1309	1.1631	1.1801	1.1813	1.1668	1.1370	1.0930	1.0374
2030	0.9745	0.9107	0.8549	0.8171	0.8059	0.8237	0.8665	0.9250		

Hệ số f

1. Hệ số f tại điểm giữa năm từ 1970 – 2037
2. Hệ số f của các thành phần MS, 2SM và MSf bằng hệ số f của M2;
3. Hệ số f của các thành phần P1, R2, S1, S2, S4, S6, T2, Sa và Ssa bằng 1.0

K1

	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1970	13.44	15.49	17.10	19.05	19.16	18.22	16.17	14.11	10.46	6.78
1980	3.66	2.49	1.46	1.47	2.36	4.91	6.93	9.21	11.55	14.76
1990	16.66	18.05	18.71	19.41	18.04	15.58	12.24	9.48	5.96	3.18
2000	1.46	1.83	2.21	3.38	5.15	8.28	10.60	12.92	15.04	17.76
2010	18.89	19.20	18.51	17.70	14.86	11.30	7.56	5.26	2.87	1.58
2020	1.37	3.07	4.49	6.43	8.66	12.00	14.26	16.25	17.78	19.60
2030	19.55	18.43	16.21	14.02	10.32	6.69	3.71	2.72		

K2

	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1970	207.25	211.54	214.77	218.44	218.22	215.87	211.50	207.58	200.89	194.16
1980	188.16	185.60	183.05	182.63	184.17	189.26	193.46	198.30	203.30	209.98
1990	213.91	216.60	217.60	218.53	215.36	210.34	204.04	199.21	192.68	187.17
2000	183.36	183.61	183.99	186.18	189.78	196.26	201.21	206.15	210.62	216.10
2010	218.18	218.42	216.55	214.58	208.98	202.40	195.61	191.35	186.43	183.41
2020	182.51	185.62	188.41	192.41	197.15	204.13	208.93	213.08	216.10	219.49
2030	218.93	216.23	211.57	207.47	200.72	194.06	188.25	185.98		

M2

	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1970	165.43	266.78	7.96	84.54	185.26	285.75	26.03	101.78	201.83	301.88
1980	42.01	117.89	218.36	319.06	60.00	136.77	238.11	339.56	81.04	158.08
1990	259.37	0.47	101.33	177.58	277.98	18.20	118.30	193.96	294.03	34.20
2000	134.53	210.71	311.50	52.53	153.76	230.77	332.24	73.70	175.08	251.92
2010	352.94	93.71	194.25	270.19	10.35	110.42	210.46	286.18	26.41	126.83
2020	227.47	303.98	45.09	146.39	247.82	324.92	66.36	167.68	268.83	345.37
2030	86.05	186.50	286.76	2.49	102.54	202.60	302.74	18.65		

M4

	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1970	330.86	173.56	15.92	169.08	10.52	211.49	52.06	203.56	43.67	243.77
1980	84.01	235.78	76.72	278.11	119.99	273.55	116.22	319.12	162.07	316.15
1990	158.73	0.93	202.67	355.16	195.97	36.40	236.59	27.91	228.05	68.39
2000	269.07	61.41	263.00	105.05	307.52	101.54	304.48	147.41	350.17	143.85
2010	345.87	187.43	28.50	180.39	20.71	220.84	60.93	212.36	52.82	253.66
2020	94.94	247.95	90.18	292.78	135.64	289.83	132.72	335.37	177.66	330.75
2030	172.11	13.01	213.52	4.99	205.08	45.20	245.48	37.31		

N2

	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1970	270.11	282.73	295.19	269.98	281.98	293.74	305.31	279.27	290.60	301.93
1980	313.33	287.43	299.17	311.15	323.36	298.35	310.97	323.69	336.45	311.70
1990	324.27	336.65	348.79	323.25	334.93	346.43	357.80	331.67	343.02	354.47
2000	6.08	340.47	352.54	4.84	17.36	352.58	5.32	18.07	30.72	5.78
2010	18.07	30.12	41.94	16.09	27.53	38.87	50.20	24.13	35.63	47.33
2020	59.25	33.97	46.36	58.94	71.64	46.95	59.67	72.28	84.70	59.45
2030	71.41	83.14	94.67	68.62	79.95	91.28	102.70	76.83		

Giá trị ($V_0 + u$) (tính bằng độ) tại kinh tuyến gốc Greenwich) tại thời điểm bắt đầu các năm dương lịch bắt đầu từ 1970 đến 2037 gồm K1, K2, M2, M4, N2, O1, P1, S2

O1

	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1970	150.70	249.04	347.76	61.72	161.97	263.47	6.50	85.70	191.28	296.92
1980	41.60	119.41	221.05	321.40	60.80	134.19	232.56	330.72	68.82	141.65
1990	240.11	339.03	78.68	154.01	256.08	359.72	104.77	185.15	290.51	34.64
2000	137.21	212.94	312.88	52.01	150.59	223.48	321.60	59.73	158.00	231.24
2010	330.41	70.43	171.62	248.92	353.16	98.58	204.31	283.91	27.45	129.41
2020	230.02	304.24	43.13	141.57	239.75	312.48	50.65	149.04	247.83	321.92
2030	62.35	164.09	267.37	346.78	92.45	197.99	302.46	20.01		

P1

	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1970	349.76	350.00	350.24	349.50	349.73	349.97	350.21	349.46	349.70	349.94
1980	350.18	349.43	349.67	349.91	350.15	349.40	349.64	349.88	350.12	349.37
1990	349.61	349.85	350.09	349.34	349.58	349.82	350.06	349.31	349.55	349.79
2000	350.03	349.28	349.52	349.76	350.00	349.25	349.49	349.73	349.97	349.22
2010	349.46	349.70	349.93	349.19	349.43	349.67	349.90	349.16	349.40	349.63
2020	349.87	349.13	349.36	349.60	349.84	349.10	349.33	349.57	349.81	349.06
2030	349.30	349.54	349.78	349.03	349.27	349.51	349.75	349.00		

S2

	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1970	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1980	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1990	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2010	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2020	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2030	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		

Giá trị $(V_0 + u)$ (tính bằng độ) tại kinh tuyến gốc (Greenwich) tại thời điểm bắt đầu các năm dương lịch bắt đầu từ 1970 đến 2037

Tốc độ góc các thành phần triều (ω) ($^{\circ}$ /giờ)

Thành phần	K1	O1	P1	M2	S2	N2	K2	M4	MS4
ω ($^{\circ}$ /giờ)	15.04107	13.94303	14.95893	28.98410	30.00000	28.43972	30.08214	57.96820	58.98410

Ví dụ tính toán thủy triều 12 giờ ngày 23/4/1990 tại Hook of Holland (Hà Lan)

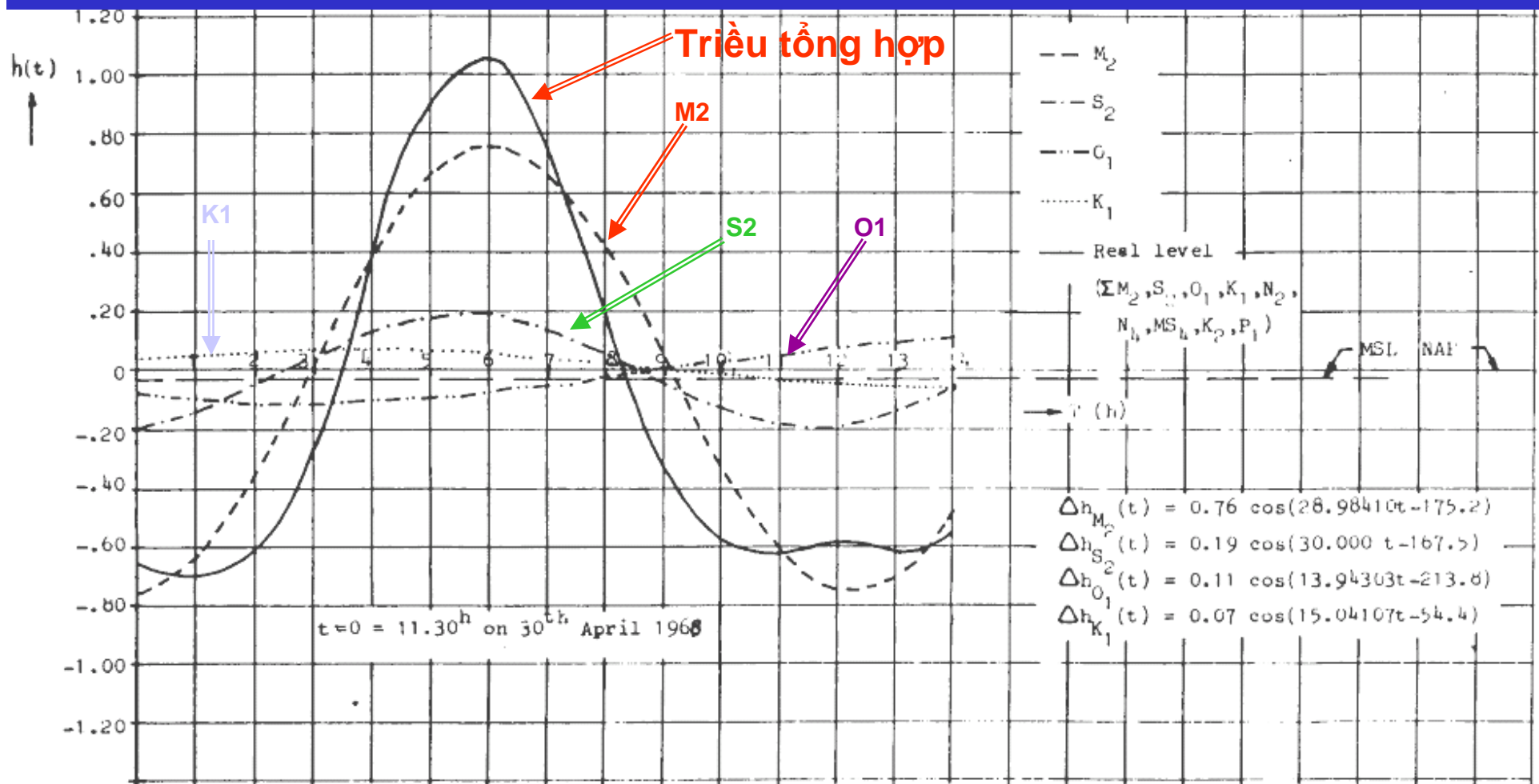
Thành phần	ω_i ($^{\circ}$ /h)	h_i (m)	g_i ($^{\circ}$)
O_1	13.943	0.10	187
N_2	28.440	0.12	59
M_2	28.984	0.79	85
S_2	30.000	0.19	145

Thành phần	f_i	1 Jan 1990 0 h (v_i+u_i)	1 Apr 1990 0 h (v_i+u_i)	23 Apr 1990 0 h (v_i+u_i)	23 Apr 1990 12 h (v_i+u_i)
O_1	1.128	240	236	161	167
N_2	0.977	324	229	256	341
M_2	0.977	259	325	183	347
S_2	1	0	0	0	360

Tổng hợp các thành phần triều

Thành phần	f_i	h_i	$\cos [(\omega_i t + (v_i + u_i) - g_i)]$
O_1	1.128	10	$\cos (167 + 240 + 236 + 161 - 187) = - 0.22$
N_2	0.977	12	$\cos (341 + 324 + 229 + 256 - 59) = + 0.98$
M_2	0.977	79	$\cos (347 + 259 + 325 + 183 - 85) = + 0.62$
S_2	1	19	$\cos (360 + 0 + 0 + 0 - 145) = - 0.81$

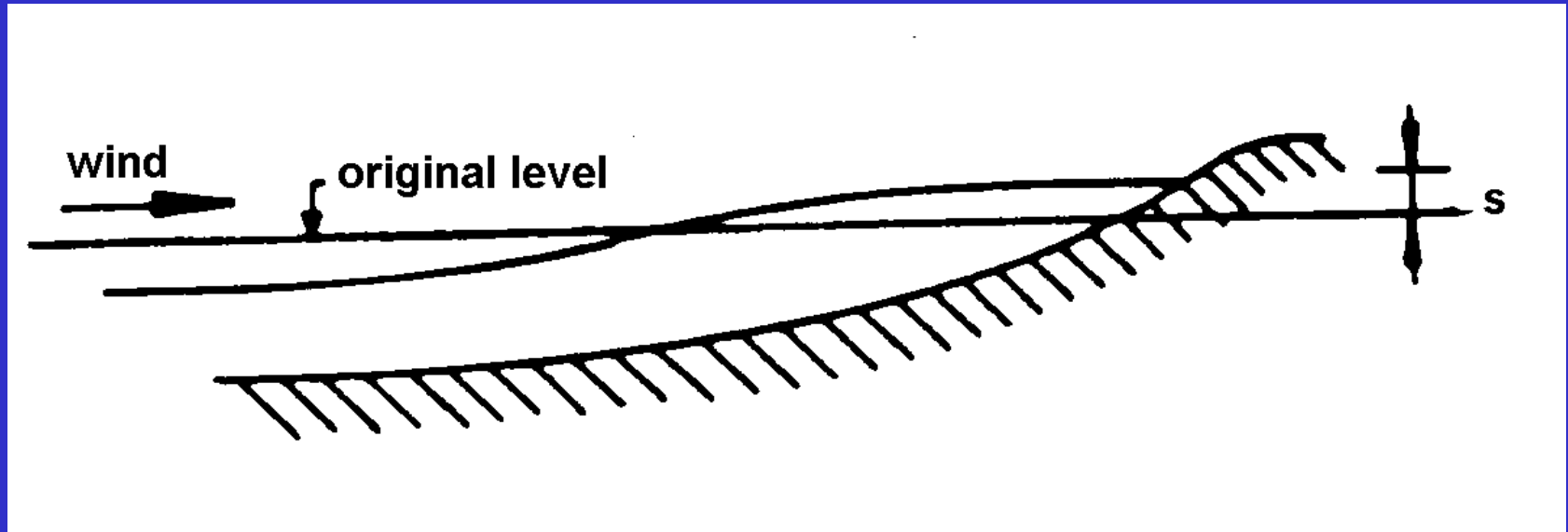
Tính toán thủy triều tại Hook of Holland(Hà Lan) ngày 30/4/68.



Đường quá trình triều do 4 thành phần M_2 , S_2 , O_1 và K_1 tạo ra 4 thành phần riêng rẽ và đường tổng hợp

5. Ví dụ tính toán triều

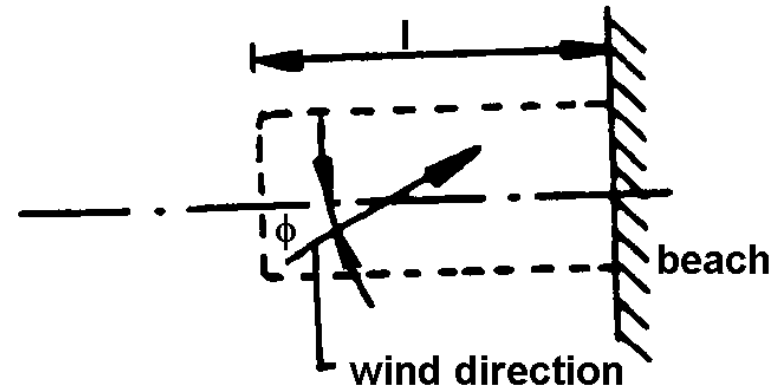
6. Nước dâng do gió



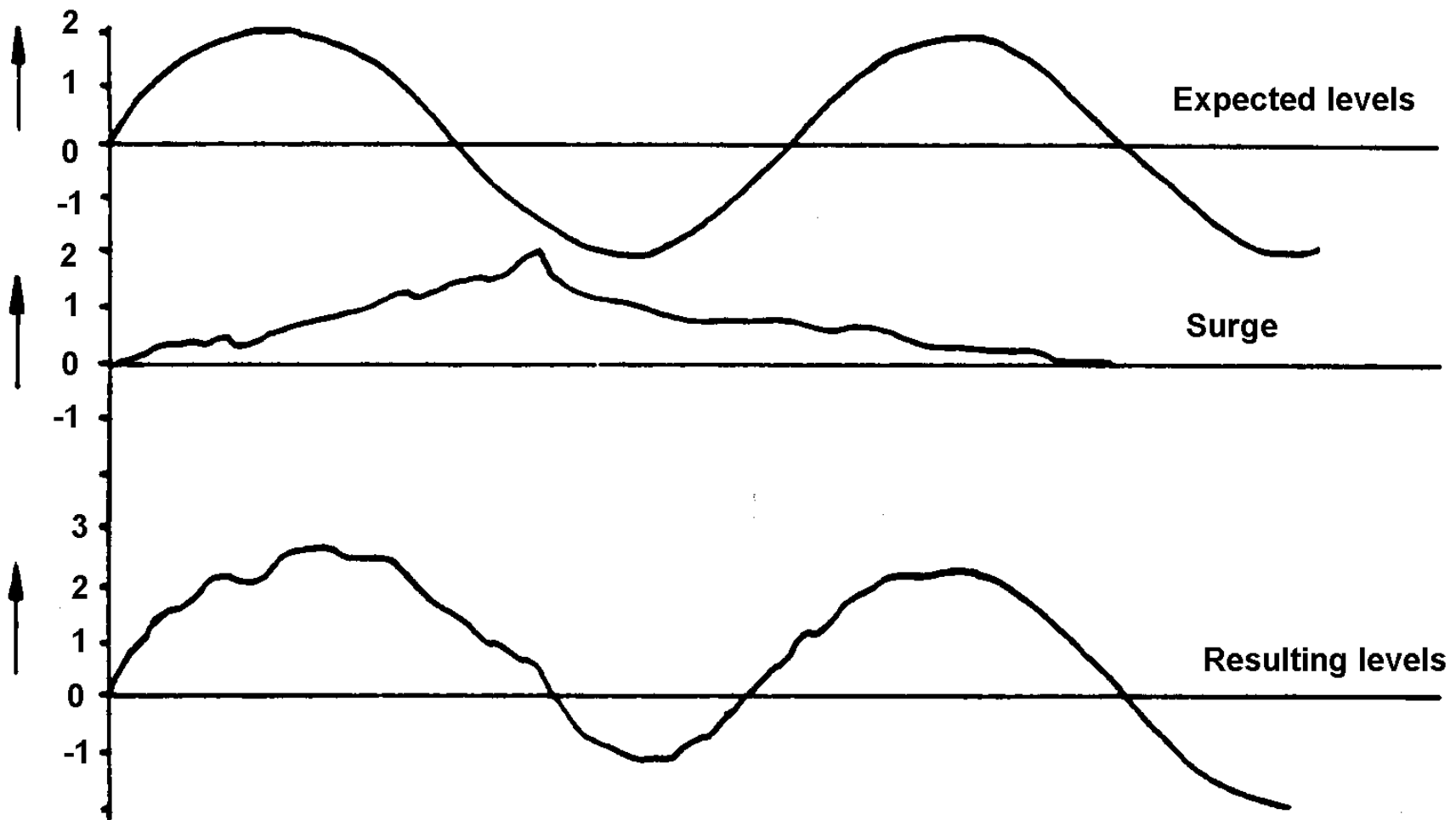
✓ Nước dâng là hiện tượng mực nước tăng lên (hoặc hạ xuống) so với một giá trị bình thường tại thời điểm đó do tác dụng của gió trên bề mặt nước

✓ Các loại nước dâng thường gặp

- ⇒ Nước dâng do gió
- ⇒ Nước dâng do bão
- ⇒ Nước dâng do động đất (Sóng thần)



Nước dâng + Thủy triều



7. Sóng thần (Tsunami)

✓ Là sóng do động đất hình thành trong lòng đại dương ở độ sâu từ 1 – 10 km

✓ Đặc trưng

✓ Bước sóng dài từ hàng trăm đến hàng nghìn km

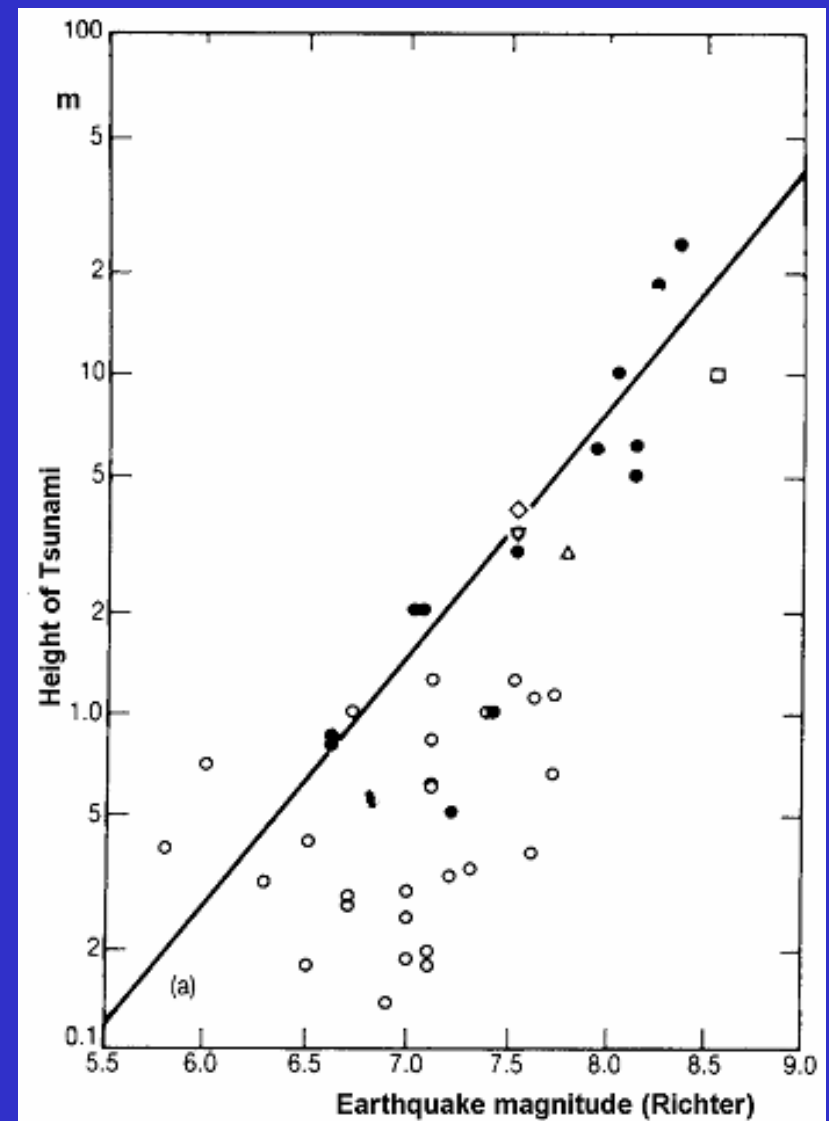
✓ Chu kỳ sóng tính bằng phút

✓ Ít bị biến dạng khi tiến vào bờ

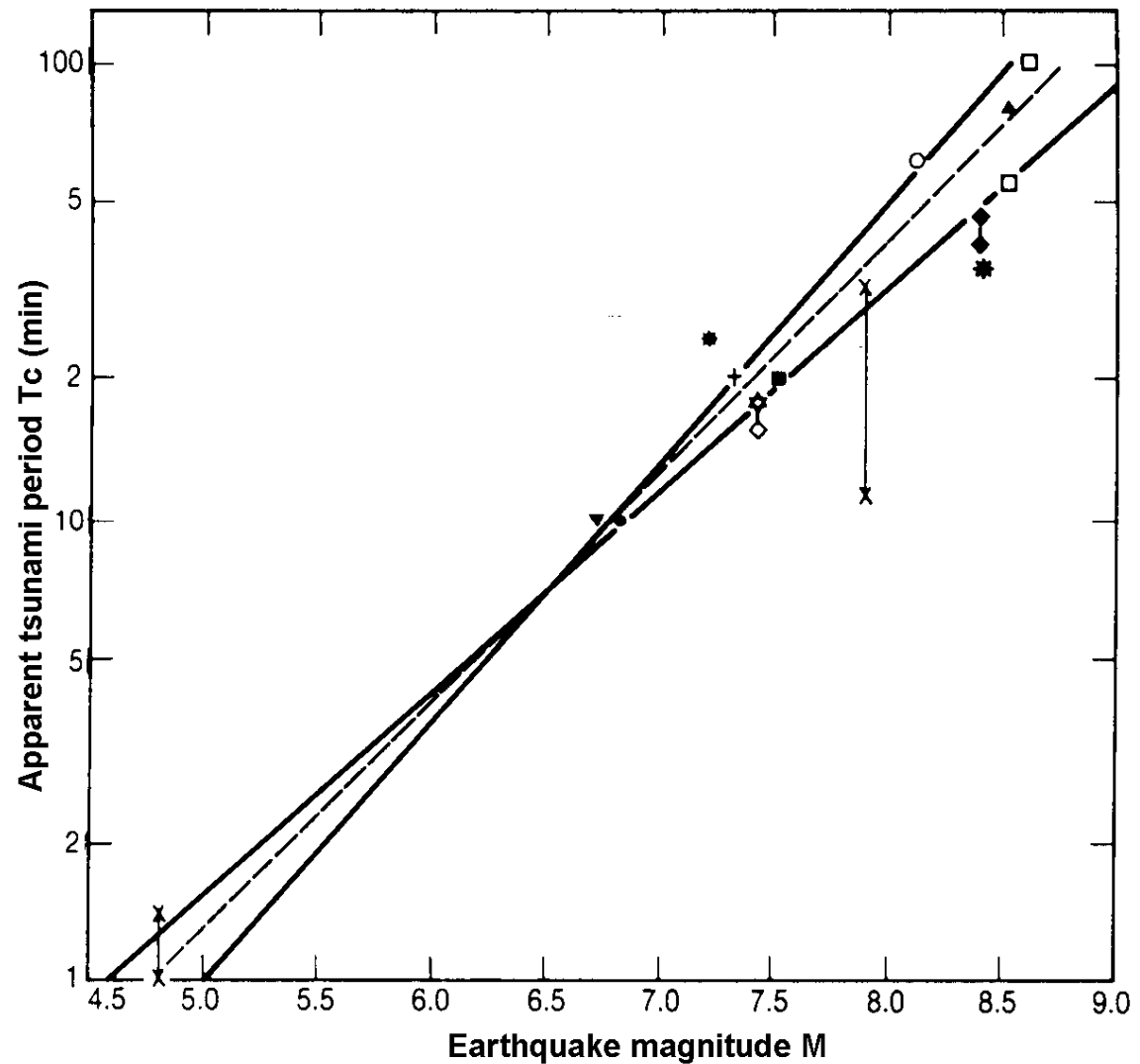
✓ Khi tiến vào bờ \Rightarrow nước nông dần
 \Rightarrow Chiều cao sóng tăng dần

✓ Trận sóng thần ngày 26/12/2004 xảy ra trên Ấn Độ Dương đã làm chết hơn 280.000 người và xóa sạch các làng mạc thuộc các quốc gia Indonesia, Srilanca, India, Thailand và 1 số quốc gia châu Phi cách xa tâm chấn tới trên 1000 km.

Quan hệ giữa độ lớn của động đất và sóng thần

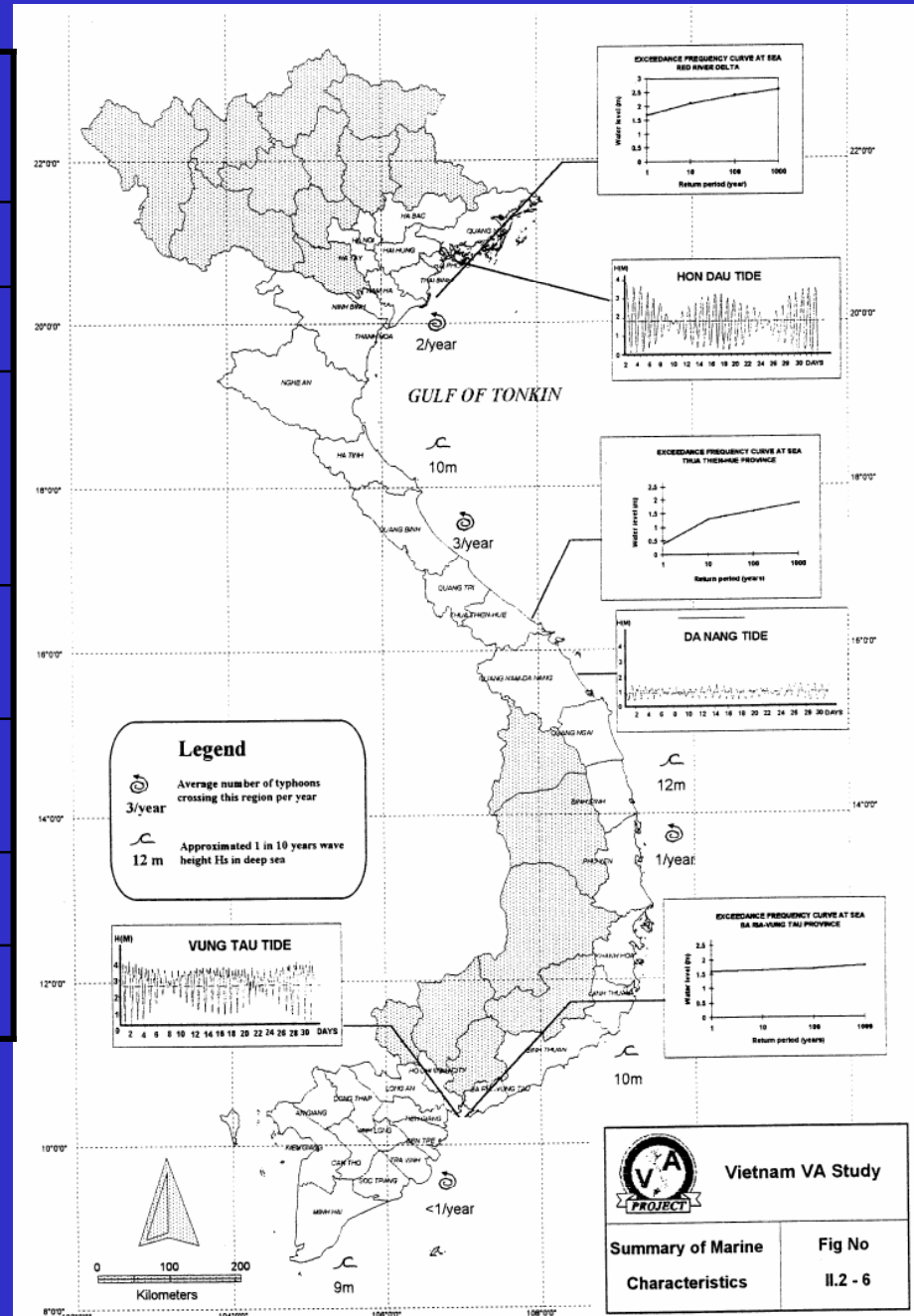


Quan hệ
giữa độ lớn
của động đất
và chu kỳ
sóng thần



8. Chế độ triều dọc bờ biển Việt Nam

Đoạn bờ	Chế độ	Độ lớn (m)
Móng Cái - Ninh Bình	Nhật triều	3 - 4
Th.Hóa – Hà Tĩnh	BNTKĐ	< 3
Hà Tĩnh – Quảng Bình	BNTKĐ ⇒ BNTĐ	< 2
Tại cửa Tùng, cửa Việt		< 0.4
Cửa Tùng – Quảng Nam	BNTĐ ⇒ BNTKĐ	0.5 - 2
Quảng Nam–Phan Thiết	BNT ⇒ NT	1.5 - 2
Bà Rịa – Cà Mau	BNTKĐ	3 – 4
Cà Mau – Hà Tiên	NTĐ	< 1



HẢI DƯƠNG HỌC(5)

1. Hải dương học là gì? Đối tượng nghiên cứu
 - ✓ Sinh học biển
 - ✓ Hóa học biển
 - ✓ Địa chất biển
 - ✓ Vật lý biển
2. Hệ thống gió
 - ✓ Toàn cầu
 - ✓ Khu vực biển Việt Nam
3. Dòng chảy do gió – Hải lưu
4. Dòng mật độ

1. HẢI DƯƠNG HỌC LÀ GÌ? ĐỐI TƯỢNG NGHIÊN CỨU

- a. Định nghĩa: Là môn KH nghiên cứu về biển. Mọi thứ có liên quan đến biển đều được đề cập đến
- b. Đối tượng nghiên cứu: Nhiều, nhưng tập hợp lại gồm các nhóm sau:

b.1 SINH HỌC BIỂN

- ✓ Đời sống các sinh vật trong lòng biển (Trong khối nước biển và lớp vật chất đáy biển).
- ✓ Sự hiện diện của 1 quần thể hay 1 cá thể là tổng hòa của các nhân tố trên một khu vực xác định.
 - ✓ Ví dụ cây ngập mặn về lý thuyết có thể sống trên toàn dải bờ biển VN. Tuy nhiên nó chỉ tồn tại và phát triển ở vùng Châu thổ sông Hồng, Sông Cửu Long? Giải thích
 - ✓ Tại sao san hô lại ít phát triển trên các vùng biển lạnh?
 - ✓ Tại sao lại có thể phát hiện ra các bãi cá lớn? v.v...
- ✓ Nghiên cứu sự phát triển của biển và đại dương qua các trầm tích do xác sinh vật để lại – Môn Cổ sinh học
 - ✓ Tại sao biết Hà Nội trước kia là biển (Cổ tích Sơn Tinh – Thủy Tinh)
 - ✓ Xác các sinh vật biển còn để lại trong các lớp đất đá

b.2 HÓA HỌC BIỂN

✓ Thành phần hóa học của nước biển

⇒ Vô cơ (Fe, Cu, Pb, Mn, SO₄, Cl...)

⇒ Hữu cơ (BOD, COD, CO ...)

✓ Các đặc trưng biểu thị tính chất hóa học của nước biển

⇒ Mùi, màu, vị

⇒ Nhiệt độ, áp suất

⇒ Nồng độ ρ (kg/m³), độ mặn (‰)

✓ Sự biến đổi tính chất hóa học của nước biển

⇒ Phụ thuộc vào nhiệt độ, áp suất và độ mặn thông qua mối quan hệ

$$\sigma_t = \rho_t - 1000$$

Trong đó: ρ_t là nồng độ tại nhiệt độ t và áp suất p;

σ_t được tra bằng bảng và việc tính nồng độ nước biển như sau:

Ví dụ: Tính nồng độ nước biển khi độ mặn bằng 32 ‰ ở nhiệt độ 24^{0c}

Tra bảng ta có $\sigma = 21.51 \Rightarrow \rho_{24} = 1021.51$ (kg/m³)

⇒ Để đơn giản có thể tính gần đúng

$$\sigma_t = 0.75 S \text{ với } S \text{ là độ mặn tính bằng } (\text{‰})$$

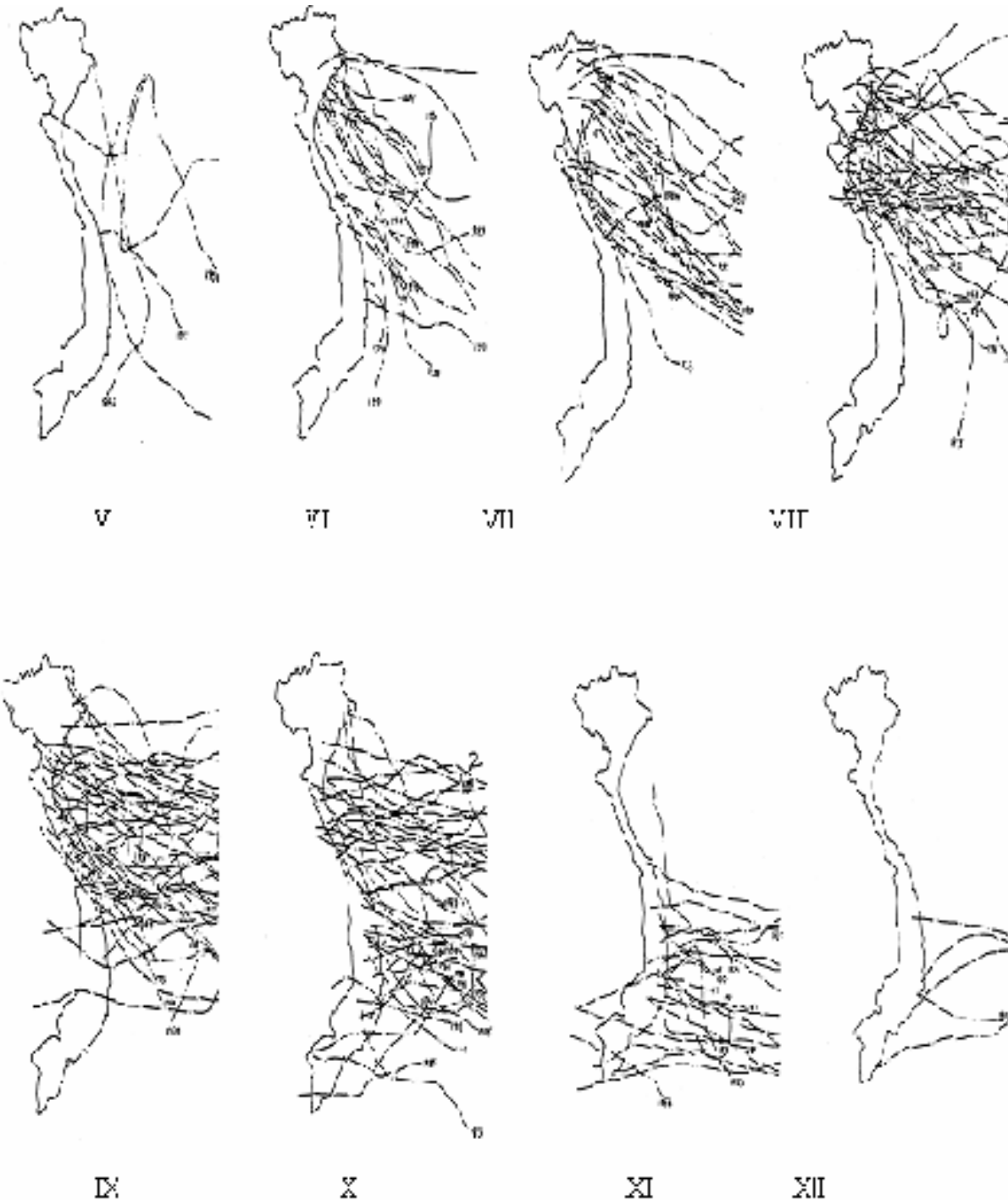
Thay các số liệu trên vào ta có: $\sigma_t = 0.75 \times 32 = 24$

TEMPERATURE IN °C																						
5%	0	2	4	6	9	10	12	14	16	18	20	22	24	26	28	30	32	34	36	38	40	5%
C	-0.16	-0.06	-0.03	-0.06	-0.15	-0.30	-0.50	-0.75	-1.03	-1.40	-1.79	-2.23	-2.70	-3.21	-3.76	-4.35	-4.97	-5.62	-6.21	-7.03	-7.78	0
1	+0.65	+0.75	+0.78	+0.74	+0.64	+0.49	+0.28	+0.02	-0.28	-0.62	-1.03	-1.47	-1.94	-2.45	-3.01	-3.60	-4.22	-4.88	-5.57	-6.29	-7.34	
2	1.46	1.57	1.58	1.54	1.44	1.28	1.06	0.80	+0.49	+0.14	-0.26	-0.70	-1.18	-1.70	-2.26	-2.85	-3.48	-4.13	-4.83	-5.56	-6.30	2
3	2.30	2.38	2.39	2.34	2.23	2.04	1.85	1.58	1.26	0.90	+0.50	-0.06	-0.43	-0.95	-1.51	-2.10	-2.73	-3.39	-4.08	-4.81	-5.56	3
4	3.12	3.19	3.19	3.14	3.02	2.85	2.63	2.36	2.04	1.67	1.27	0.82	+0.33	-0.13	-0.75	-1.35	-1.98	-2.64	-3.34	-4.07	-4.83	4
5	3.94	4.00	4.00	3.94	3.81	3.64	3.41	3.13	2.81	2.44	2.03	1.58	1.09	+0.65	0.00	-0.60	-1.23	-1.90	-2.60	-3.33	-4.09	5
6	4.76	4.81	4.80	4.73	4.61	4.42	4.19	3.91	3.58	3.21	2.80	2.34	1.85	1.32	-0.75	+0.15	-0.49	-1.16	-1.86	-2.59	-3.35	6
7	5.56	5.63	5.61	5.53	5.40	5.21	4.97	4.69	4.35	3.98	3.56	3.10	2.61	2.07	1.50	0.90	+0.26	-0.41	-1.11	-1.85	-2.61	7
8	6.40	6.44	6.41	6.33	6.19	6.00	5.75	5.46	5.13	4.75	4.32	3.86	3.36	2.83	2.25	1.65	1.01	+0.35	-0.37	-1.11	-1.87	8
9	7.22	7.24	7.21	7.12	6.98	6.78	6.53	6.24	5.90	5.51	5.09	4.62	4.12	3.58	3.01	2.40	1.75	1.08	+0.37	-0.36	-1.13	9
10	8.02	8.05	8.02	7.92	7.77	7.57	7.31	7.01	6.67	6.28	5.85	5.38	4.88	4.34	3.76	3.15	2.50	1.82	1.12	+0.33	-0.39	10
11	8.85	8.86	8.82	8.71	8.56	8.36	8.09	7.79	7.44	7.05	6.62	6.14	5.64	5.09	4.51	3.90	3.25	2.57	1.88	1.12	+0.35	11
12	9.66	9.67	9.62	9.51	9.35	9.13	8.87	8.56	8.21	7.82	7.38	6.90	6.39	5.84	5.26	4.54	4.00	3.31	2.63	1.86	1.09	12
13	10.48	10.48	10.42	10.30	10.14	9.92	9.65	9.34	8.98	8.58	8.14	7.56	7.05	6.50	5.91	5.30	4.74	4.06	3.38	2.60	1.82	13
14	11.29	11.28	11.22	11.10	10.93	10.70	10.43	10.11	9.75	9.35	8.91	8.42	7.91	7.35	6.76	6.14	5.49	4.80	4.09	3.34	2.56	14
15	12.10	12.09	12.02	11.89	11.71	11.48	11.21	10.89	10.52	10.11	9.67	9.18	8.66	8.11	7.52	6.89	6.24	5.55	4.83	4.08	3.30	15
16	12.92	12.90	12.82	12.69	12.50	12.27	11.99	11.66	11.29	10.88	10.43	9.94	9.42	8.86	8.27	7.61	6.96	6.29	5.57	4.82	4.04	16
17	13.73	13.70	13.62	13.48	13.29	13.05	12.76	12.43	12.06	11.65	11.19	10.70	10.18	9.61	9.02	8.39	7.73	7.04	6.31	5.56	4.78	17
18	14.54	14.50	14.41	14.27	14.08	13.83	13.54	13.21	12.83	12.41	11.96	11.46	10.93	10.37	9.77	9.14	8.48	7.78	7.05	6.30	5.52	18
19	15.35	15.31	15.21	15.06	14.86	14.61	14.32	13.98	13.60	13.18	12.72	12.22	11.69	11.12	10.52	9.89	9.22	8.53	7.83	7.04	6.26	19
20	16.16	16.11	16.01	15.85	15.65	15.39	15.10	14.75	14.37	13.94	13.48	12.98	12.45	11.88	11.27	10.64	9.97	9.27	8.54	7.78	7.00	20
21	16.97	16.91	16.81	16.64	16.43	16.18	15.87	15.53	15.14	14.71	14.24	13.74	13.20	12.63	12.02	11.38	10.71	10.01	9.29	8.52	7.74	21
22	17.78	17.72	17.60	17.44	17.22	16.96	16.65	16.30	15.91	15.47	15.00	14.50	13.96	13.38	12.77	12.13	11.46	10.76	10.03	9.26	8.47	22
23	18.59	18.52	18.40	18.23	18.00	17.74	17.42	17.07	16.67	16.24	15.77	15.26	14.71	14.14	13.52	12.88	12.21	11.50	10.77	10.01	9.21	23
24	19.40	19.32	19.19	19.02	18.79	18.52	18.20	17.84	17.44	17.00	16.53	16.02	15.47	14.89	14.26	13.63	12.95	12.26	11.51	10.75	9.95	24
25	20.20	20.12	19.99	19.80	19.57	19.30	18.96	18.61	18.21	17.77	17.29	16.77	16.22	15.64	15.03	14.38	13.70	12.96	12.25	11.49	10.69	25
26	21.01	20.92	20.78	20.59	20.36	20.08	19.75	19.38	18.99	18.55	18.05	17.53	16.98	16.39	15.78	15.13	14.45	13.74	13.00	12.23	11.43	26
27	21.81	21.72	21.58	21.38	21.14	20.86	20.53	20.15	19.74	19.30	18.81	18.29	17.74	17.15	16.53	15.88	15.19	14.46	13.74	12.97	12.17	27
28	22.62	22.52	22.37	22.17	21.92	21.63	21.30	20.93	20.51	20.06	19.57	19.05	18.49	17.90	17.28	16.62	15.94	15.23	14.48	13.71	12.91	28
29	23.43	23.32	23.16	22.96	22.71	22.41	22.07	21.70	21.28	20.82	20.33	19.81	19.25	18.66	18.05	17.37	16.69	15.97	15.23	14.45	13.65	29
30	24.23	24.12	23.95	23.75	23.49	23.19	22.85	22.47	22.05	21.58	21.09	20.56	20.00	19.41	18.76	18.12	17.43	16.72	15.97	15.19	14.39	30
31	25.03	24.91	24.75	24.53	24.27	23.97	23.62	23.24	22.81	22.35	21.85	21.32	20.76	20.16	19.53	18.87	18.18	17.46	16.71	15.93	15.13	31
32	25.84	25.71	25.54	25.32	25.05	24.75	24.40	24.01	23.58	23.11	22.61	22.07	21.51	20.91	20.28	19.62	18.93	18.20	17.45	16.68	15.87	32
33	26.64	26.51	26.33	26.11	25.84	25.52	25.17	24.78	24.34	23.86	23.37	22.84	22.27	21.66	21.03	20.37	19.67	18.96	18.20	17.42	16.61	33
34	27.44	27.30	27.12	26.89	26.62	26.30	25.94	25.54	25.11	24.64	24.13	23.59	23.02	22.42	21.76	21.11	20.42	19.68	18.94	18.16	17.35	34
35	28.24	28.10	27.91	27.68	27.40	27.08	26.72	26.31	25.88	25.40	24.89	24.35	23.78	23.17	22.55	21.86	21.17	20.44	19.68	18.90	18.09	35
36	29.04	28.90	28.70	28.46	28.18	27.85	27.49	27.08	26.64	26.16	25.65	25.11	24.53	23.92	23.28	22.61	21.91	21.16	20.43	19.64	18.83	36
37	29.84	29.69	29.49	29.25	28.96	28.63	28.26	27.85	27.41	26.93	26.41	25.87	25.28	24.67	24.03	23.36	22.66	21.93	21.17	20.38	19.57	37
38	30.64	30.48	30.28	30.03	29.74	29.41	29.03	28.62	28.17	27.69	27.17	26.62	26.04	25.43	24.78	24.11	23.40	22.67	21.91	21.12	20.31	38
39	31.44	31.28	31.07	30.81	30.52	30.19	29.80	29.39	28.94	28.45	27.93	27.38	26.79	26.18	25.53	24.86	24.15	23.42	22.66	21.87	21.05	39
40	32.24	32.07	31.86	31.60	31.30	30.96	30.56	30.16	29.73	29.21	28.69	28.14	27.55	26.93	26.26	25.60	24.90	24.16	23.40	22.61	21.79	40

b.3 ĐỊA CHẤT BIỂN (đã được nghiên cứu trong chương II)

b.4 VẬT LÝ BIỂN

- ✓ Các yếu tố vật lý biển bao gồm: Sóng, gió, mực nước, dòng chảy
- ✓ Sóng sẽ nghiên cứu kỹ trong chương 6
- ✓ Gió sẽ được trình bày kỹ trong môn học “Marine Climate”. Trong chương này chỉ trình bày những điểm chung.
- ✓ Mực nước, Dòng chảy: Cũng tương tự gió chỉ trình bày những kiến thức cơ bản



b) Bão ảnh hưởng tới VN
 ✓ Bão hình thành trên biển Thái Bình dương các tháng trong năm, nhưng trực tiếp đổ bộ vào bờ biển Việt nam từ tháng 5 đến tháng 12

✓ Bão chậm dần từ bắc vào nam

✓ Vùng ảnh hưởng nhiều nhất và lớn nhất là bắc bộ đến Nam Trung bộ. Nam bộ hầu như không có bão.

Hậu quả của bão

⇒ Nước dâng

⇒ Nước tràn

⇒ Phá hủy CS hạ tầng + Người

c) Các hệ thống gió địa phương

✓ Gió biển và gió đất

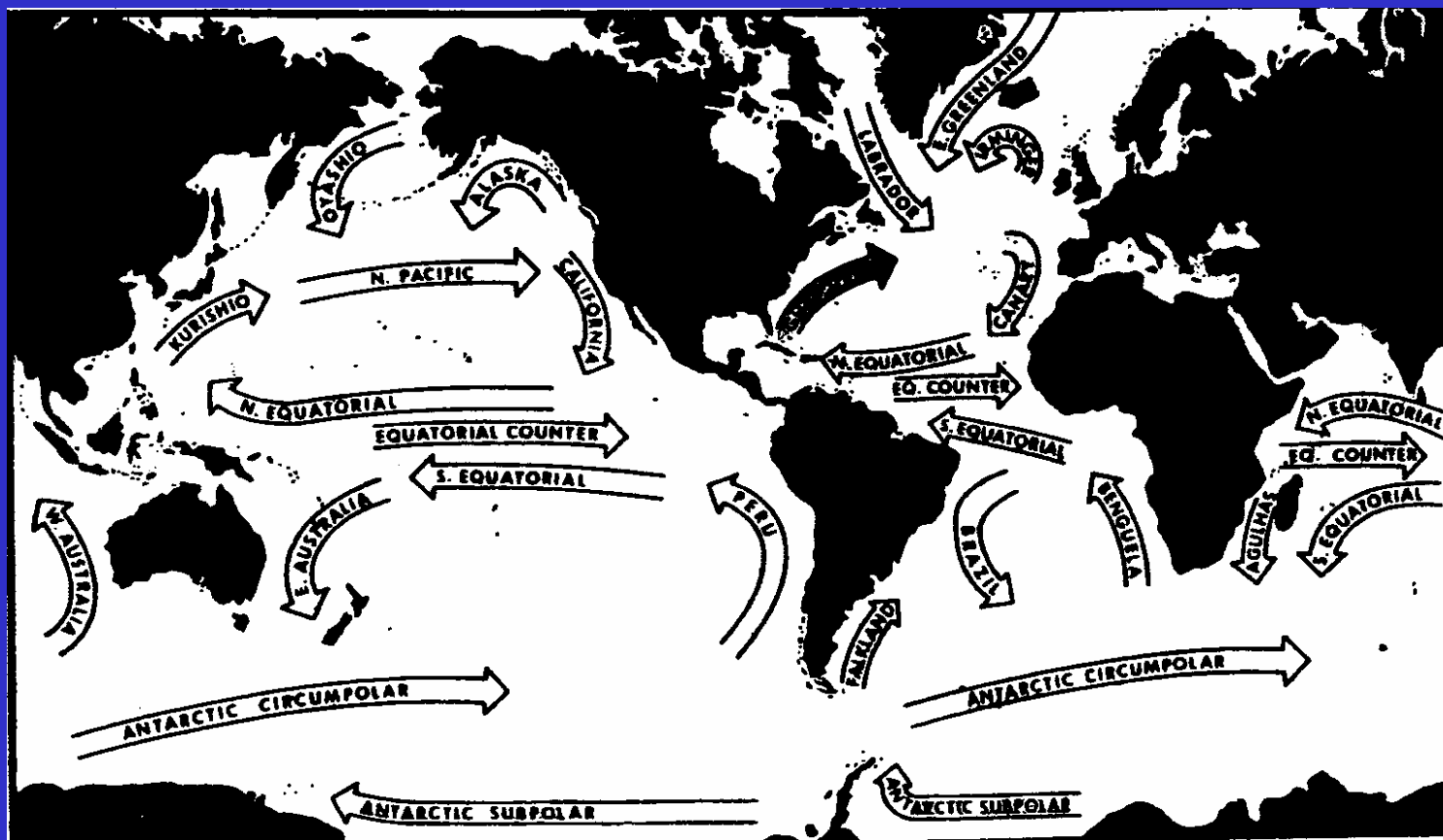
✓ Gió núi và thung lũng

✓ Đông nhiệt

⇒ Ảnh hưởng cục bộ

Dòng chảy do gió – Hải lưu

- ✓ Dòng biển còn gọi là hải lưu do các hệ thống gió toàn cầu quyết định và hình thành các vòng khép kín.
- ✓ Có dòng hải lưu sẽ giúp trao đổi nhiệt nhanh hơn giữa các vĩ độ làm giảm đi tính cực hạn phân bố nhiệt độ trên mặt đại dương.



Sự khác nhau về cao trình mực nước biển trung bình tại các vĩ độ

a) Đặc điểm dòng hải lưu

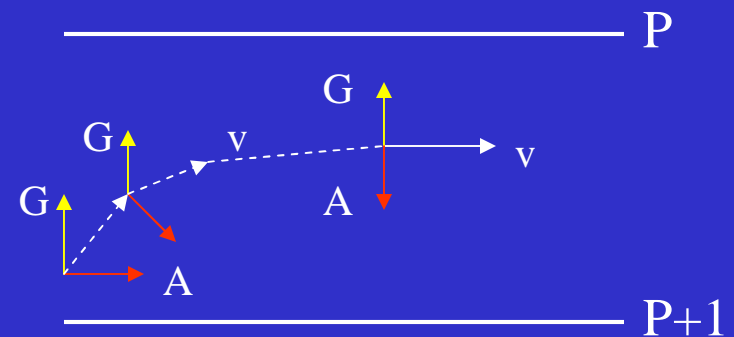
- Rất rộng và rất sâu
- Tốc độ chảy hầu như không đổi và không lớn $< 1\text{m/s}$

b) Các lực tác dụng lên chất điểm nước chuyển động

- Lực Gradient khí áp $dp/\rho dn$
- Lực Coriolit $A = 2 \omega V \sin \varphi$

c) Hướng chuyển động tổng hợp được giải thích như hình dưới

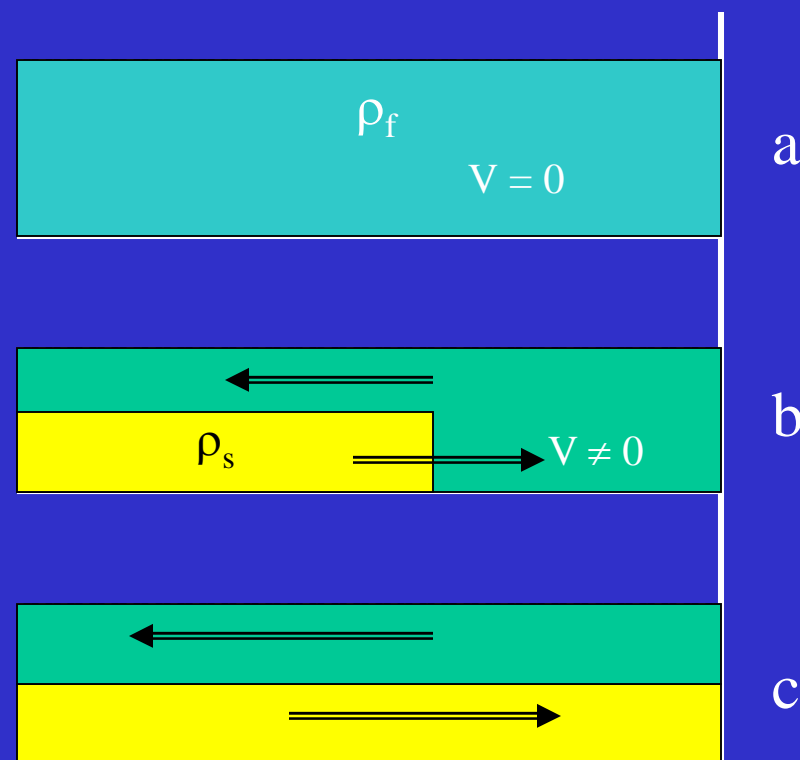
Khi $G = A$ thì chảy ổn định



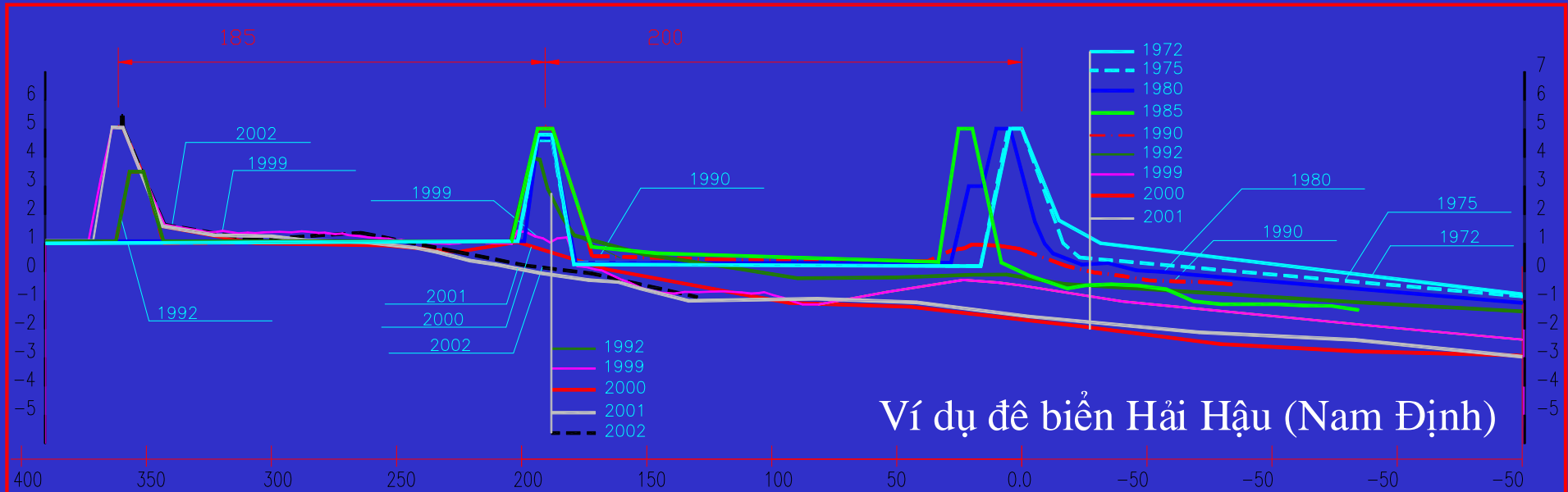
Dòng mật độ

✓ Khi các vùng nước có mật độ khác nhau khi xâm nhập vào nhau sinh ra dòng chảy gọi là dòng mật độ.

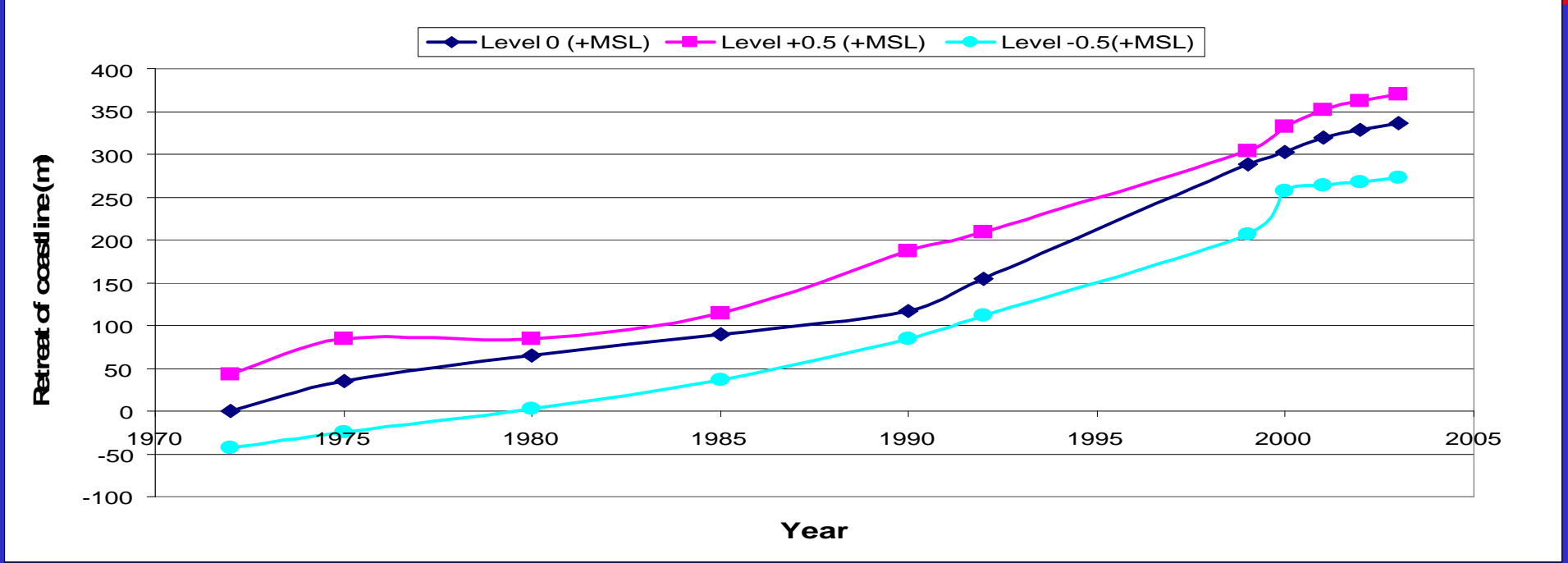
✓ Nước mặn $\rho_s > \rho_f$ quá trình chuyển động vào trong cảng sẽ diễn ra như hình vẽ



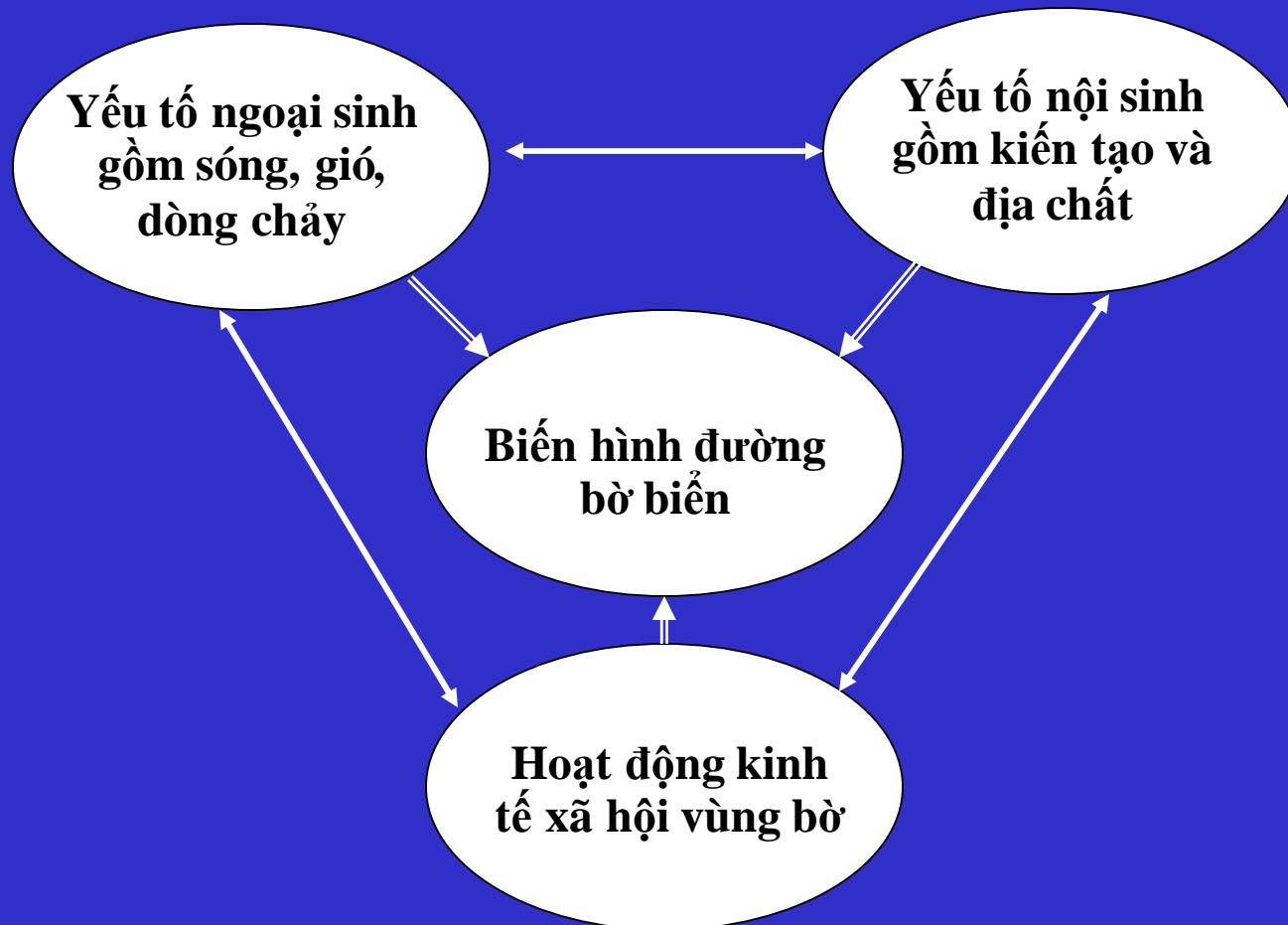
KHÍ HẬU BIỂN(4)



Ví dụ đê biển Hải Hậu (Nam Định)



Quan hệ giữa các nhân tố trong quá trình hình thành đường bờ



Nguyên nhân làm biến hình đường bờ

- ✓ Sự thay đổi đường bờ do 3 nguyên nhân:
 - ✓ Nội sinh: Kiến tạo, động đất, núi lửa
 - ✓ Yếu tố ngoại sinh gồm sóng, gió, dòng chảy
 - ✓ Hoạt động kinh tế - xã hội của con người
- ✓ Khí hậu là yếu tố ngoại sinh là nguyên nhân cơ bản sinh ra Gió
- ✓ Gió sinh ra sóng (wave) và dòng chảy.
- ✓ Như vậy trong chương này chúng ta nghiên cứu các nội dung sau:
 - ✓ Các đặc trưng khí tượng
 - ✓ Từ khí tượng đến khí hậu
 - ✓ Tuần hoàn nước
 - ✓ Bức xạ và phân bố nhiệt toàn cầu
 - ✓ Hệ thống hoàn lưu (gió)

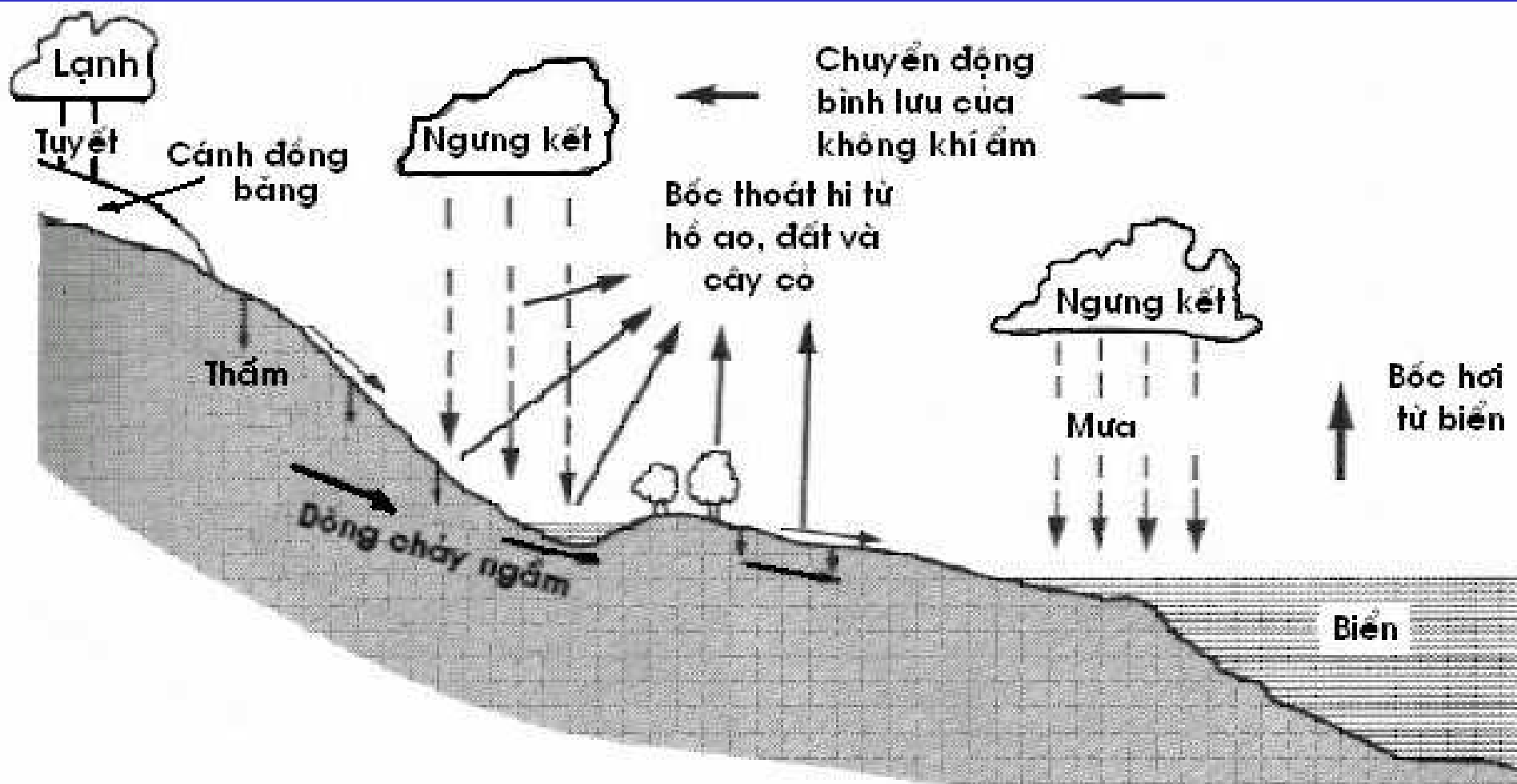
1. Các đặc trưng khí tượng

- ✓ Nhiệt độ
- ✓ Áp suất khí quyển
- ✓ Độ ẩm không khí
- ✓ Mật độ không khí
- ✓ Chuyển động đối lưu (Chuyển động đối lưu)
- ✓ Chuyển động ngang (gió)

2. Bức xạ mặt trời là nguyên nhân cơ bản nhất hình thành các đặc trưng khí tượng

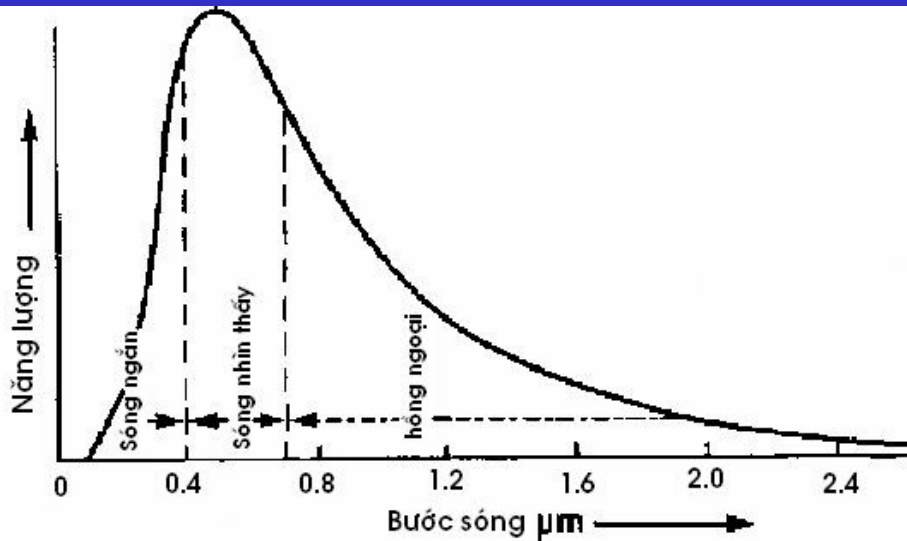
3. Từ khí tượng đến khí hậu

- ✓ Khí hậu là nền của khí tượng hay nói cách khác khí hậu là giá trị trung bình của các đặc trưng khí tượng và được qui định bởi lượng bức xạ (Nhân tố vĩ mô)
- ✓ Tại sao lại có khí hậu lạnh, nóng (vĩ độ qui định)
- ✓ Nhân tố địa phương qui định kiểu khí hậu.



Chu trình tuần hoàn nước

Bức xạ và phân bố nhiệt toàn cầu

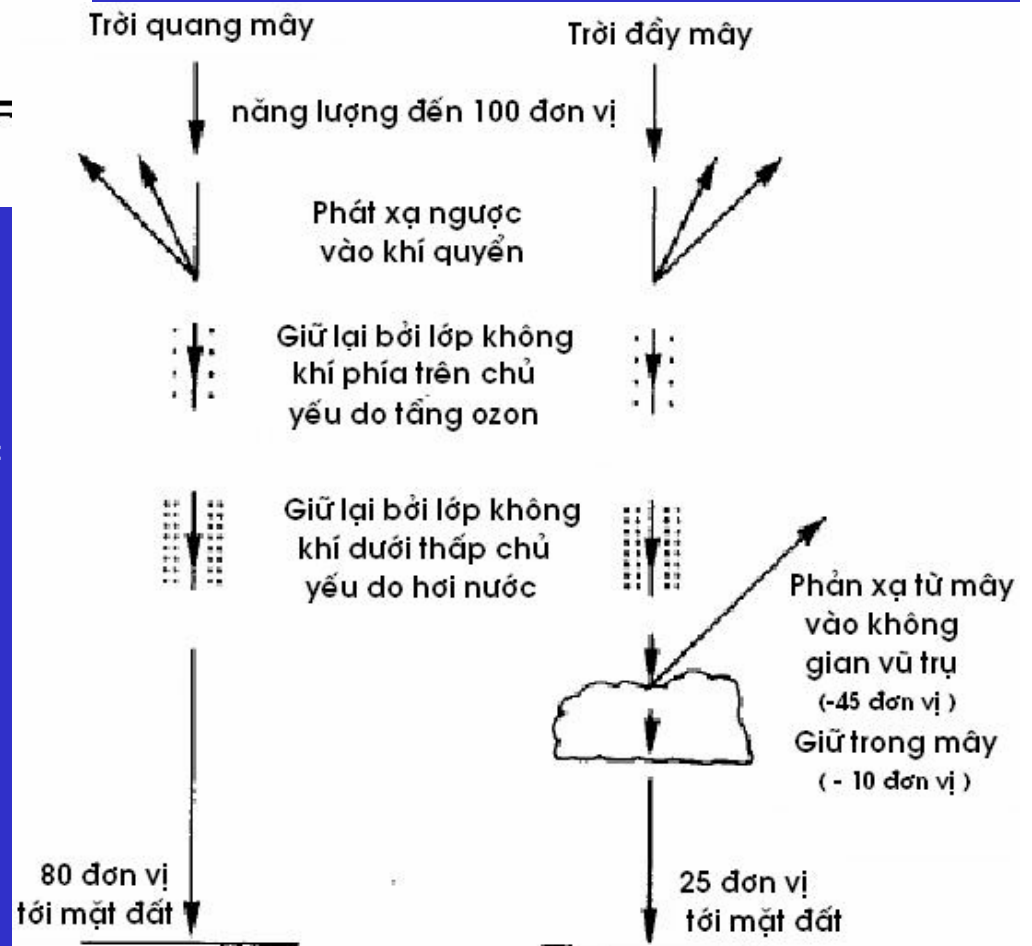


Những thông tin cơ bản:

✓Bức xạ mặt trời là dạng bức xạ tổng hợp bao gồm bức xạ nhiệt và bức xạ hạt, nhưng bức xạ hạt nhỏ.

✓Quang phổ bức xạ mặt trời như hình bên

- ✓Mặt trời là thiên thể bao gồm khí + nguyên tố hóa học. $R=6,96 \times 10^8 \text{m} = 109$ lần r trái đất; $m=1,99 \times 10^{30} \text{kg} = 330.000$ lần trái đất
- ✓Bề mặt nhìn thấy gọi là quang cầu với $T=4.500 - 6.000^0\text{K}$
- ✓ Năng lượng phát ra do các phản ứng nhiệt hạch $T=20.000 - 6.000^0\text{K}$ từ tâm ra
- ✓Năng lượng mặt trời bị suy giảm khi đi vào khí quyển trái đất do bị hấp thụ và phản xạ của khí quyển, bụi và hơi nước.
- ✓Hiện tượng Green House hay còn gọi là hiệu ứng nhà kính.



Bức xạ và phân bố nhiệt toàn cầu (tiếp theo)

Năng lượng mặt trời được chuyển hóa thành nhiệt và phụ thuộc vào 5 nhân tố:

1. Vĩ độ địa lý
2. Độ cao
3. Bản chất vật chất và bề mặt nhận nhiệt
4. Thời gian (ngày, đêm, mùa...)
5. Chuyển động nằm ngang của khí quyển

1. Vĩ độ địa lý

- ✓ Nếu lấy trái đất làm chuẩn thì theo phương vĩ tuyến Mặt trời chỉ di chuyển từ $23^{\circ}27' N$ đến $23^{\circ}27' S$ (do quán tính có thể xấp xỉ tới vĩ độ 300)
- ✓ Năng lượng mặt trời = f (độ cao mặt trời, khoảng cách từ mặt trời đến trái đất và độ đục khí quyển)
- ⇒ Nếu ở cùng một điều kiện khí quyển thì càng xa xích đạo càng nhận được ít năng lượng do
 - Độ cao mặt trời giảm dần
 - Thời gian chiếu sáng ít
 - Khoảng cách từ mặt trời đến điểm xét càng dài

2. Độ cao (so sánh với mặt biển MSL)

- ✓ Càng lên cao nhiệt độ càng giảm với $\Delta T / \Delta Z = 0.6^{\circ} / 100m$
- ⇒ Chính vì vậy tại một vị trí càng lên cao càng mát (Tam Đảo là một ví dụ)

3. Bản chất vật chất và bề mặt nhận nhiệt

✓ Vật có nhiệt dung lớn thì nóng lên và nguội đi chậm:
Không khí nóng nhanh hơn đất; đất nóng nhanh hơn nước
(Khái niệm nhiệt dung)

✓ Bề mặt sáng phản xạ nhiệt tốt, bề mặt tối hấp thụ nhiệt tốt

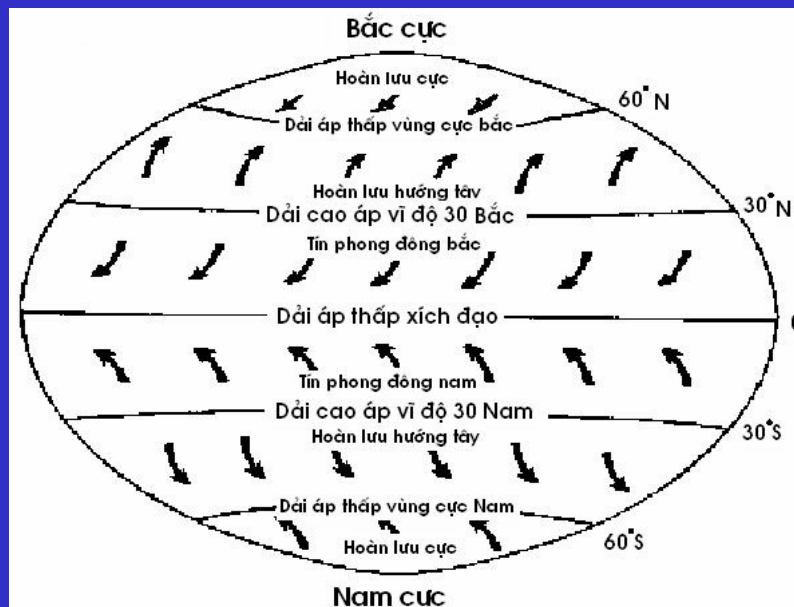
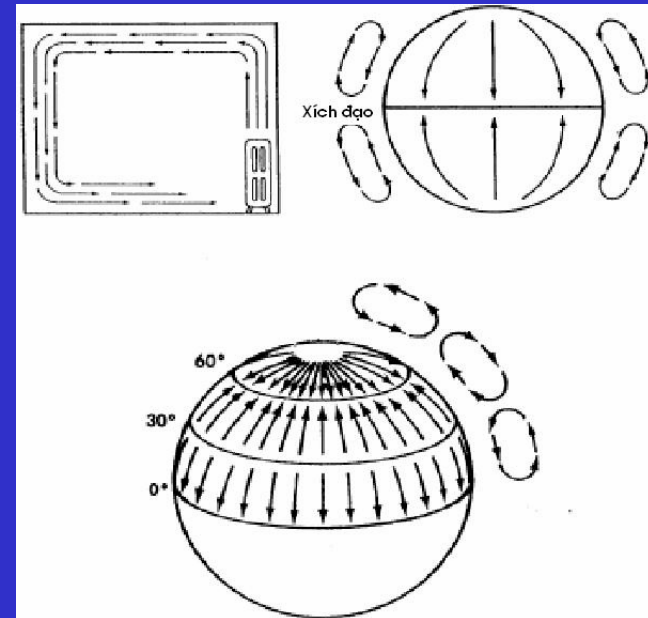
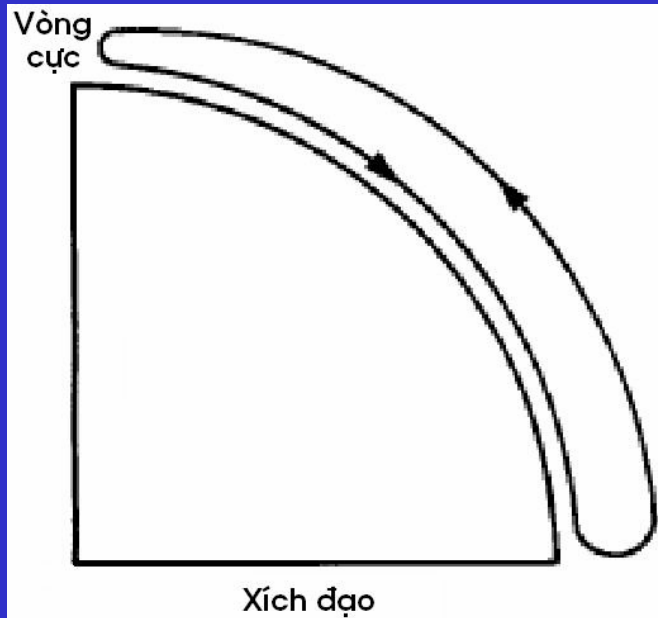
4. Thời gian

✓ Ngày nhận nhiệt; đêm phát xạ ngược vào khí quyển

✓ Mùa hè nhận được nhiệt nhiều hơn mùa đông

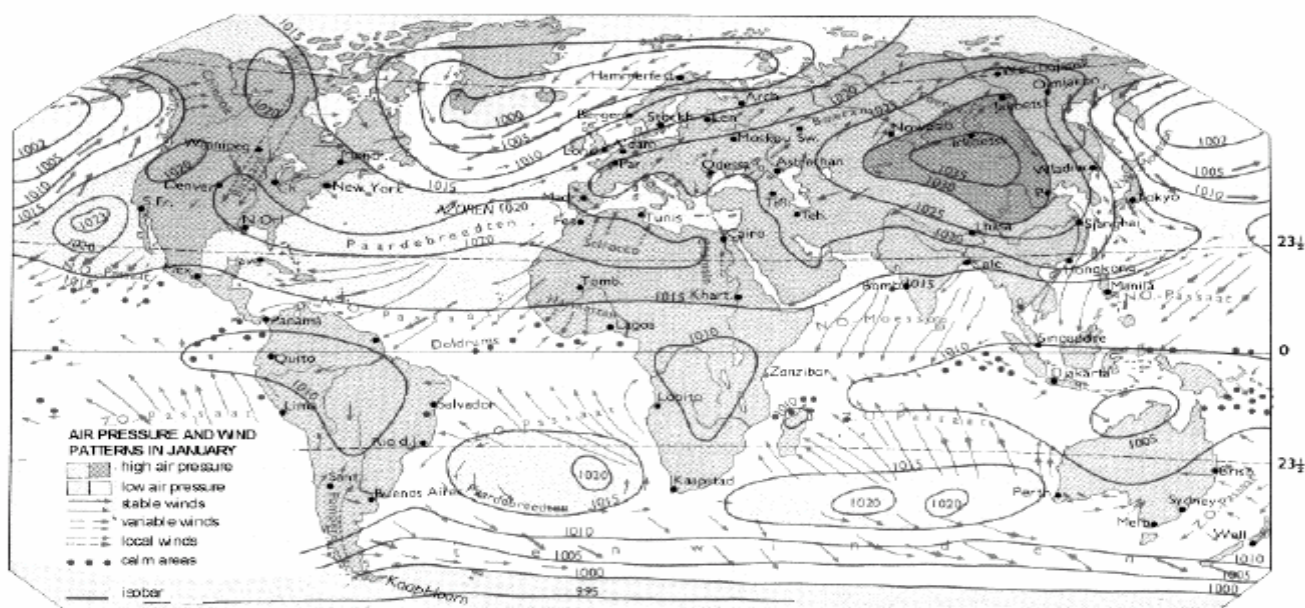
Chuyển động nằm ngang của khí quyển - Gió

Mặt
đệm
đồng
nhất,
trái
đất
không
quay

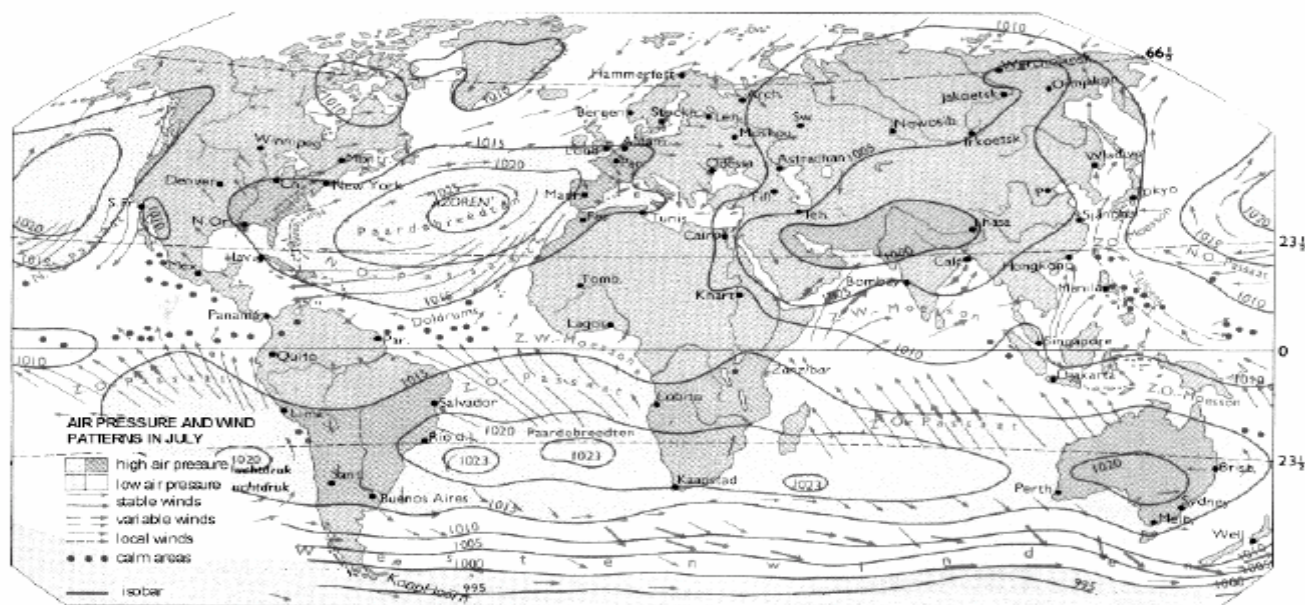


Mặt
đệm
đồng
nhất,
trái
đất
quay

Chuyển động nằm ngang của khí quyển – Gió (Tiếp theo)



Bản đồ khí áp và gió tháng I



Bản đồ khí áp và gió tháng VII

TỪ SỰ RA ĐỜIIC ỦAV Ữ TRỤ TỚI VIỆCHÌNH THÀNH ĐƯỜNGB Ở BIỂN(4).

Đường bờ biển tại bất cứ thời điểm nào cũng là kết quả của sự tương tác:

- ✓ Quá trình phát triển địa chất kiến tạo
- ✓ Sự thay đổi của mực nước biển
- ✓ Tác động thường xuyên của sóng, gió, địa chất
- ✓ Tác động của con người thông qua các hoạt động kinh tế xã hội

Sự hình thành của vũ trụ, trái đất, đại dương và khí quyển

1. Các vụ nổ tạo ra vũ trụ

Sự kiện	Thời gian tính tới thời điểm hiện nay (tỉ năm)
Các vụ nổ hình thành vũ trụ	20
Hình thành các hạt	20
Vũ trụ dưới dạng các vật chất đơn giản	20
Vũ trụ dưới dạng trong suốt	19.7
Sự hình thành vật chất đơn giản	18-19
Sự hình thành các nhóm vật chất	17
Quá trình kết hợp và phá hủy	16
Các ngôi sao đầu tiên hình thành	15.9
Sự hình thành mây giữa các vì sao	4.8
Sự phá hủy các tinh vân nguyên sơ	4.7
Sự ra đời của hành tinh:	4.6
Quá trình đông đặc của đá	

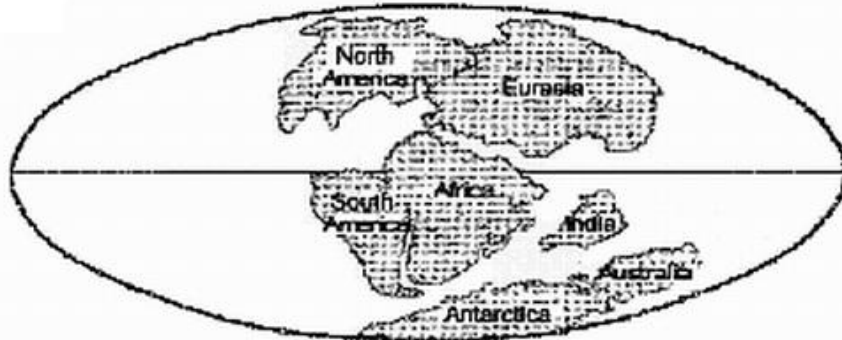
Cấu tạo địa chất của trái đất

- ✓ đ- ợc xác định thông qua:
 - (i) Các hóa thạch
 - (ii) Ph- ơng pháp phóng xạ (C14)
- ✓ đ- ợc chia thành các đại: Cổ sinh, trung sinh, tân sinh
- ✓ Trong mỗi đại lại đ- ợc chia thành các kỷ (xem bảng 2-2)
- ✓ Đường bờ biển hình thành liên quan tới:
 - ✓ Lục địa trôi
 - ✓ Sự thay đổi của mực n- ớc biển

Thuộc kỷ Pleistocene và Holocene cách chúng ta khoảng 1.8 triệu năm



200 triệu năm trước công nguyên

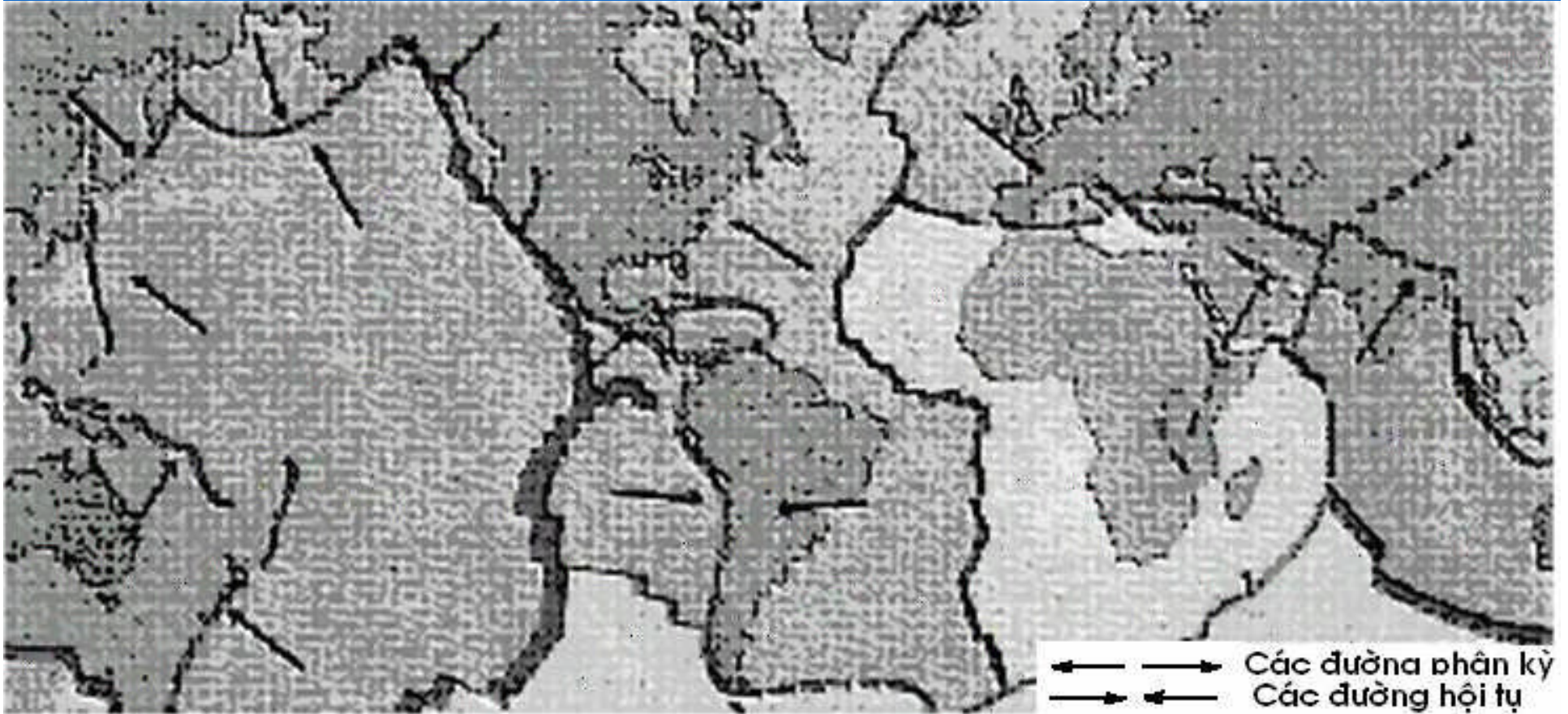


135 triệu năm trước công nguyên



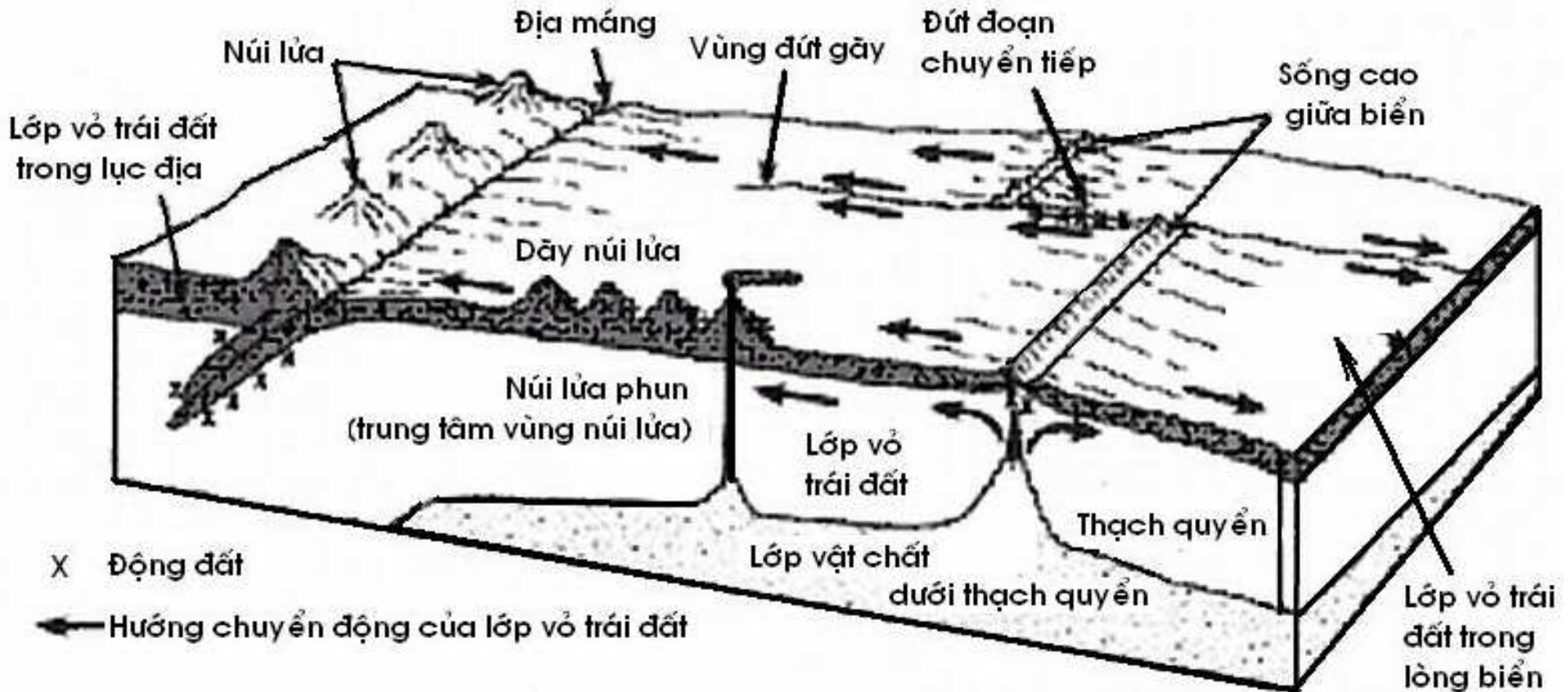
Ngày nay

Quá trình
hình
thành
biển và
lục địa
theo lý
thuyết lục
địa trôi



Chuyển động các lục địa trôi (Spectrum Atlas, 1973)

Chuyển động của lớp vỏ trái đất



Theo ph- ơng thẳng đứng:

- ✓ Phía trên mặt là lớp thạch quyển (lớp vỏ trái đất)
- ✓ Phía d- ưới là lớp vật chất lỏng có nhiệt độ tăng dần vào tâm trái đất
- ✓ Có sự chuyển động t- ơng đối giữa 2 lớp với tốc độ khác nhau
- ✓ Nén ép của vùng lớp thạch quyển dày; nâng lên của lớp vỏ mỏng đã gây ra động đất, núi lửa là nguyên nhân gây sóng thần



Khe nứt tại khu vực gi- a biển Atlantic tại công viên Thingviller, Iceland

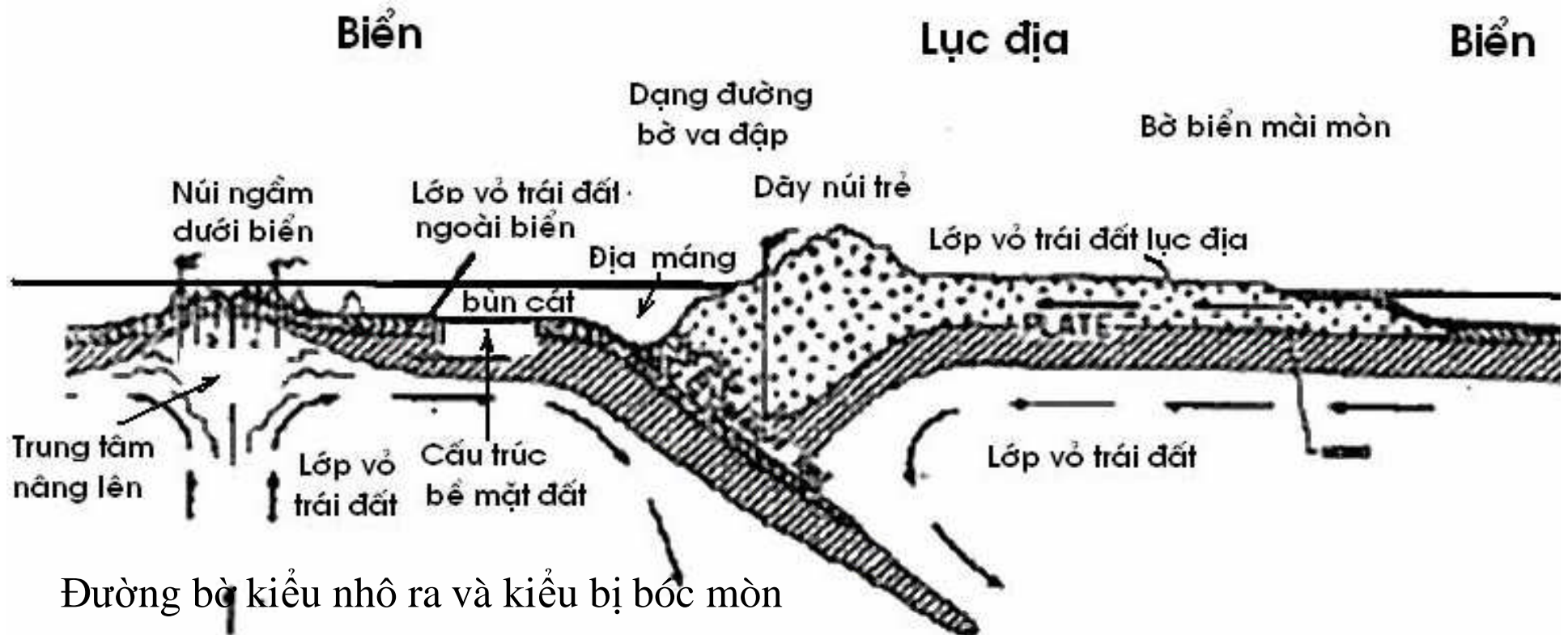
Sự thay đổi của mực nước biển (Davis, 1994)

- ✓ Hoạt động kiến tạo (Tectonic movement; Earthquake; Volcano)
- ✓ Thay đổi khí hậu (do tự nhiên hoặc do con người): Green house Effect
- ✓ Sụt lún đất do chắt tai và rút nước ngầm (Subsidence and GW taking)
- ✓ Sụt lún và nâng lên của thạch quyển (Vĩ mô)
- ✓ Thay đổi của khối lượng nước biển toàn cầu (Vĩ mô)
- ✓ Sự dày lên hay mỏng đi của các lớp băng (Do thay đổi khí hậu)
- ✓ Sự nâng lên hay hạ xuống của các lục địa

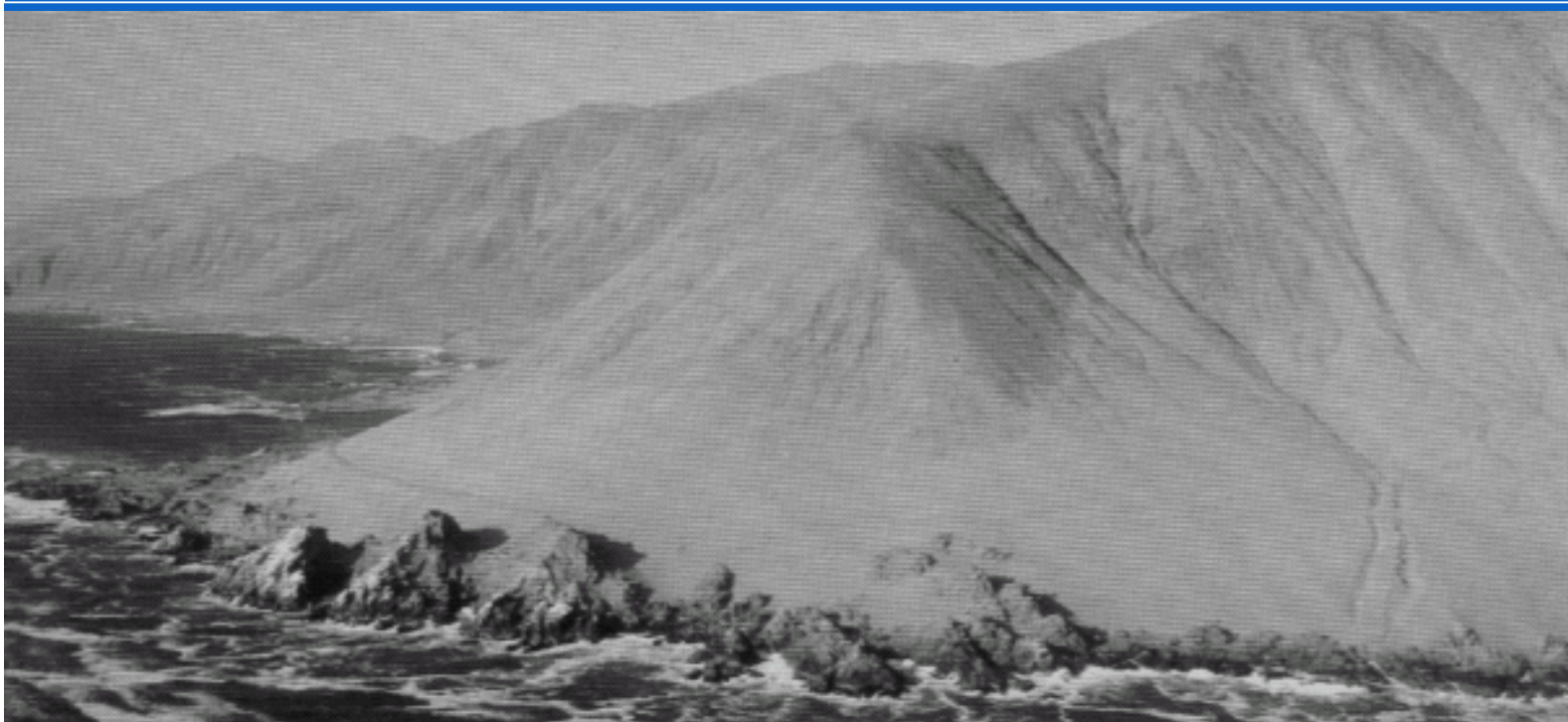
Nước biển tăng \implies Nguyên nhân gây ngập úng các vùng đất ven biển

Phân loại đường bờ theo quan điểm kiến tạo

1. Kiểu nhô ra do quá trình va chạm
2. Kiểu bị bóc mòn
3. Kiểu nổi địa với các đảo do núi lửa hoạt động



1. Nếu xét về tỷ trọng thì vật chất phần biển nặng hơn phần lục địa dẫn tới quá trình chìm và nổi tương đối theo chiều thẳng đứng
2. Theo phương nằm ngang thì các mảng lục địa, biển trôi với vận tốc khác nhau và theo các hướng khác nhau
3. Nếu biển và lục địa trôi theo hướng ngược nhau va chạm vào nhau sẽ tạo thành các vùng nâng (vùng hội tụ) và tạo thành các dạng đường bờ lồi (nhô ra) và là các dãy núi (Rìa Tây Châu Mỹ - dãy núi Andes là ví dụ điển hình). Ngoài ra có thể thấy dạng đường bờ kiểu nhô ra ở Malaysia, Nhật bản, Bồ Đào Nha ⇨ **Không thể có đồng bằng lớn**

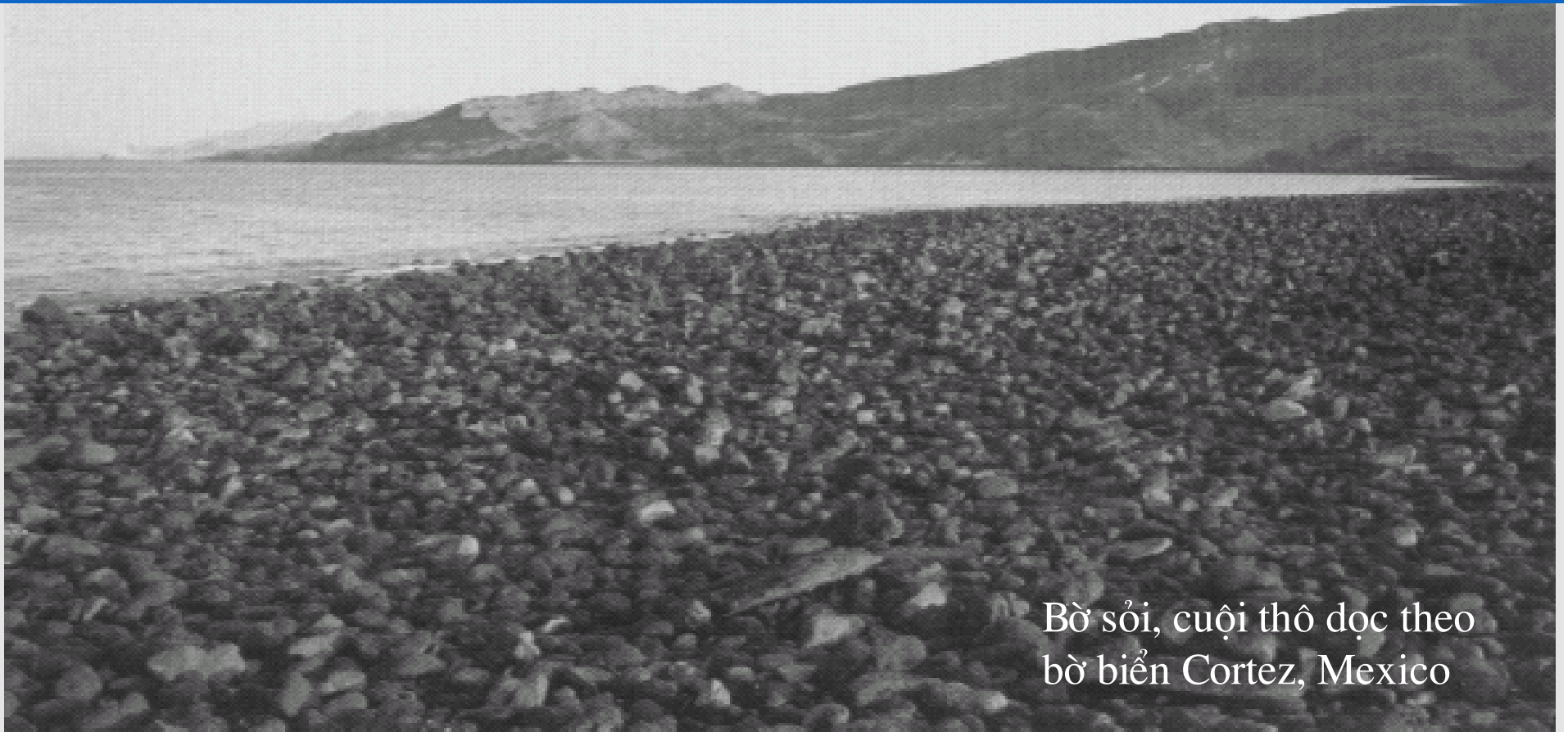


Bờ biển nhô ra gần Antofagasta, Chile [Theo Davis (1994)]

4. Tại các vùng tương đối ổn định về mặt kiến tạo (Các mảng trôi cùng hướng/các mảng có tỷ trọng xấp xỉ nhau \Rightarrow Ít có hiện tượng nâng hạ kiến tạo \Rightarrow Sẽ hình thành bờ biển dạng bào mòn/mài mòn
5. Hiện tượng mài mòn chủ yếu do ngoại lực (sóng, gió, mưa, lún ...) tạo nên các đường bờ thoải dần, hình thành các bãi và có rất nhiều các trầm tích do gió, sóng và dòng chảy tạo thành.
6. Theo quan điểm địa chất Inman và Nordstrom chia thành 3 kiểu bờ biển mài mòn với tên gọi Neo, Afro và Amero. Dưới đây sẽ trình bày 3 kiểu điển hình

1. Kiểu Neo

- ✓ Hình thành sau thời Proto-atlantic khi châu Phi và Nam Mỹ tách khỏi nhau tại kỷ Triat cách bây giờ 190 triệu năm.
- ✓ Kiểu này quá trình bào mòn từ trung tâm ra ngoài để lộ các vật chất kiến tạo trước đó với thành tạo rắn chiếm ưu thế



Bờ sỏi, cuội thô dọc theo bờ biển Cortez, Mexico

2. Kiểu Afro

- ✓ Nằm ở trung tâm lục địa châu phi, nơi các quá trình kiến tạo xảy ra không mạnh \Rightarrow Ít có núi cao
- ✓ Do mưa không lớn, địa hình lại bằng phẳng nên sông suối phát triển không nhiều.
- ✓ Bờ biển hình thành tại vùng rìa châu Phi, nhưng do lượng bùn cát ít, lại không có khả năng tải ra đến cửa sông nên không phát triển thành các đồng bằng lớn

3. Kiểu Amero

- ✓ Đây là vùng cách xa rìa các lục địa và đã hình thành vài chục năm
- ✓ Do hoạt động kiến tạo đã hình thành các vùng núi cao tại trung tâm tổ hợp với lượng mưa lớn đã hình thành các hệ thống sông lớn.
- ✓ Lượng bùn cát khổng lồ mang ra biển hình thành các đồng bằng lớn
- ✓ Sóng không lớn nên bùn cát lắng đọng nhanh phát triển đồng bằng



Đường
bờ biển
vùng
cửa sông
Amazon
(Brazil)

Đường bờ của Việt Nam

Continuedwith file

c:\...\Bai giang\cat-diachat.ppt

TỪ SỰ RA ĐỜIIC ỦAV Ữ TRỤ TỚI VIỆCHÌNH THÀNH ĐƯỜNGB Ở BIỂN(4).

Đường bờ biển tại bất cứ thời điểm nào cũng là kết quả của sự tương tác:

- ✓ Quá trình phát triển địa chất kiến tạo
- ✓ Sự thay đổi của mực nước biển
- ✓ Tác động thường xuyên của sóng, gió, địa chất
- ✓ Tác động của con người thông qua các hoạt động kinh tế xã hội

Sự hình thành của vũ trụ, trái đất, đại dương và khí quyển

1. Các vụ nổ tạo ra vũ trụ

Sự kiện	Thời gian tính tới thời điểm hiện nay (tỉ năm)
Các vụ nổ hình thành vũ trụ	20
Hình thành các hạt	20
Vũ trụ dưới dạng các vật chất đơn giản	20
Vũ trụ dưới dạng trong suốt	19.7
Sự hình thành vật chất đơn giản	18-19
Sự hình thành các nhóm vật chất	17
Quá trình kết hợp và phá hủy	16
Các ngôi sao đầu tiên hình thành	15.9
Sự hình thành mây giữa các vì sao	4.8
Sự phá hủy các tinh vân nguyên sơ	4.7
Sự ra đời của hành tinh:	4.6
Quá trình đông đặc của đá	

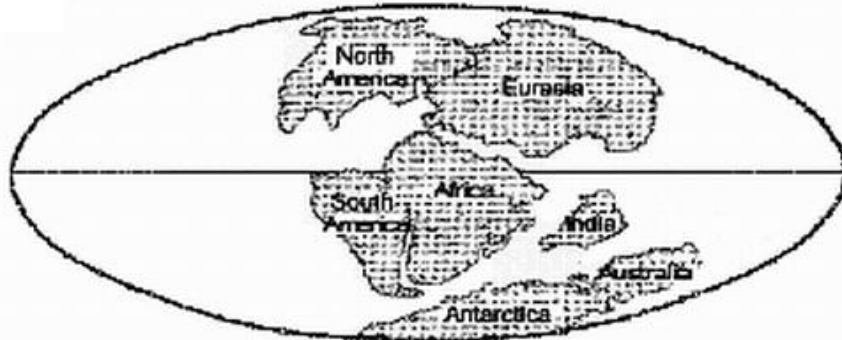
Cấu tạo địa chất của trái đất

- ✓ đ- ợc xác định thông qua:
 - (i) Các hóa thạch
 - (ii) Ph- ơng pháp phóng xạ (C14)
- ✓ đ- ợc chia thành các đại: Cổ sinh, trung sinh, tân sinh
- ✓ Trong mỗi đại lại đ- ợc chia thành các kỷ (xem bảng 2-2)
- ✓ Đường bờ biển hình thành liên quan tới:
 - ✓ Lục địa trôi
 - ✓ Sự thay đổi của mực n- ớc biển

Thuộc kỷ Pleistocene và Holocene cách chúng ta khoảng 1.8 triệu năm



200 triệu năm trước công nguyên

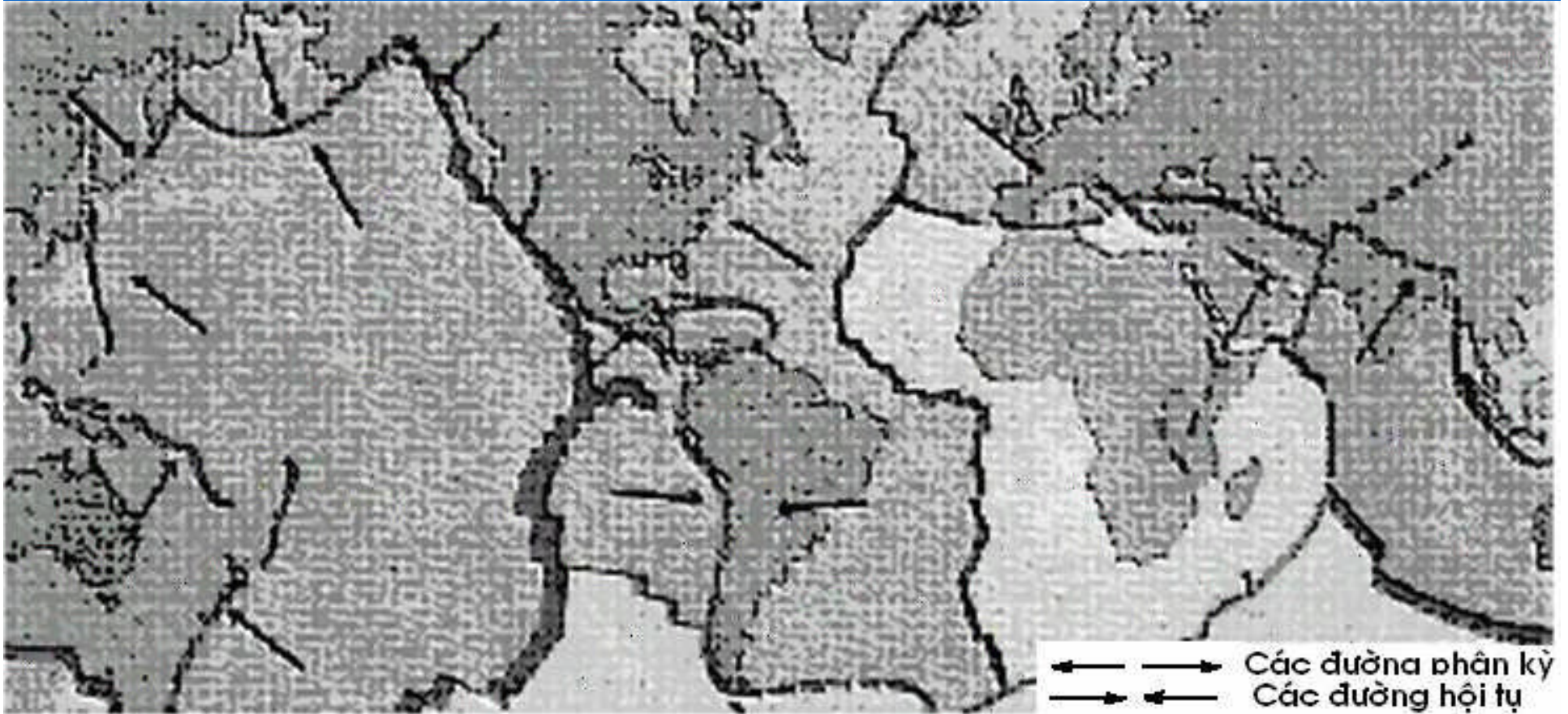


135 triệu năm trước công nguyên



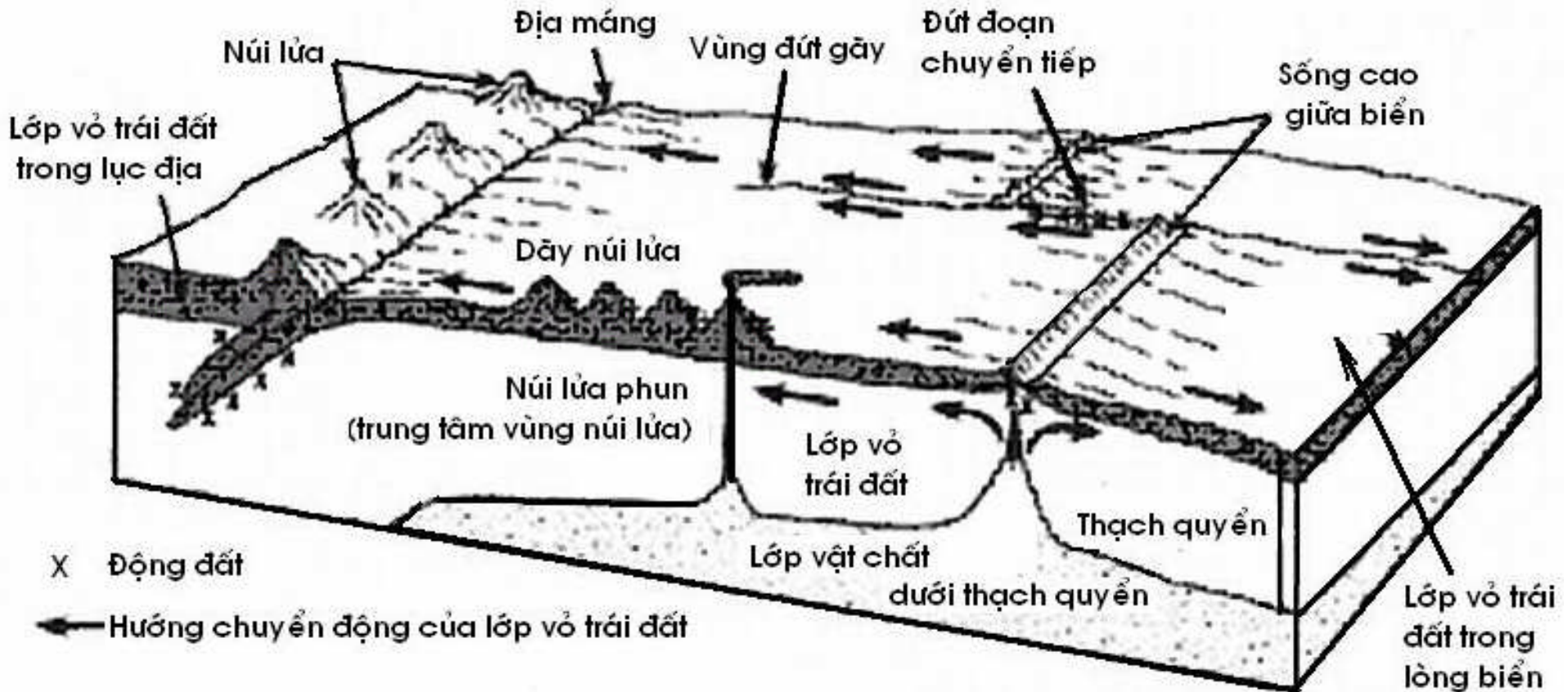
Ngày nay

Quá trình
hình
thành
biển và
lục địa
theo lý
thuyết lục
địa trôi



Chuyển động các lục địa trôi (Spectrum Atlas, 1973)

Chuyển động của lớp vỏ trái đất



Theo ph- ơng thẳng đứng:

- ✓ Phía trên mặt là lớp thạch quyển (lớp vỏ trái đất)
- ✓ Phía d- ưới là lớp vật chất lỏng có nhiệt độ tăng dần vào tâm trái đất
- ✓ Có sự chuyển động t- ơng đối giữa 2 lớp với tốc độ khác nhau
- ✓ Nén ép của vùng lớp thạch quyển dày; nâng lên của lớp vỏ mỏng đã gây ra động đất, núi lửa là nguyên nhân gây sóng thần



Khe nứt tại khu vực gi- a biển Atlantic tại công viên Thingviller, Iceland

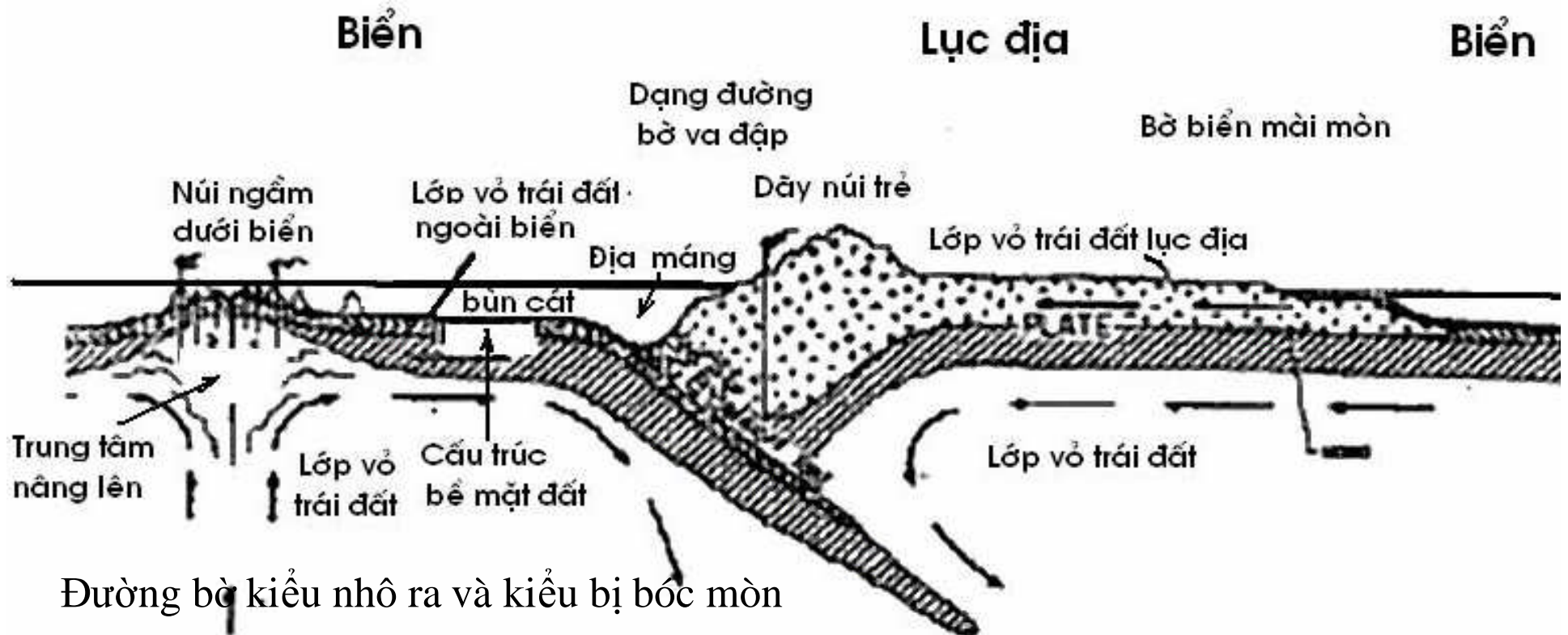
Sự thay đổi của mực nước biển (Davis, 1994)

- ✓ Hoạt động kiến tạo (Tectonic movement; Earthquake; Volcano)
- ✓ Thay đổi khí hậu (do tự nhiên hoặc do con người): Green house Effect
- ✓ Sụt lún đất do chặt tai và rút nước ngầm (Subsidence and GW taking)
- ✓ Sụt lún và nâng lên của thạch quyển (Vĩ mô)
- ✓ Thay đổi của khối lượng nước biển toàn cầu (Vĩ mô)
- ✓ Sự dày lên hay mỏng đi của các lớp băng (Do thay đổi khí hậu)
- ✓ Sự nâng lên hay hạ xuống của các lục địa

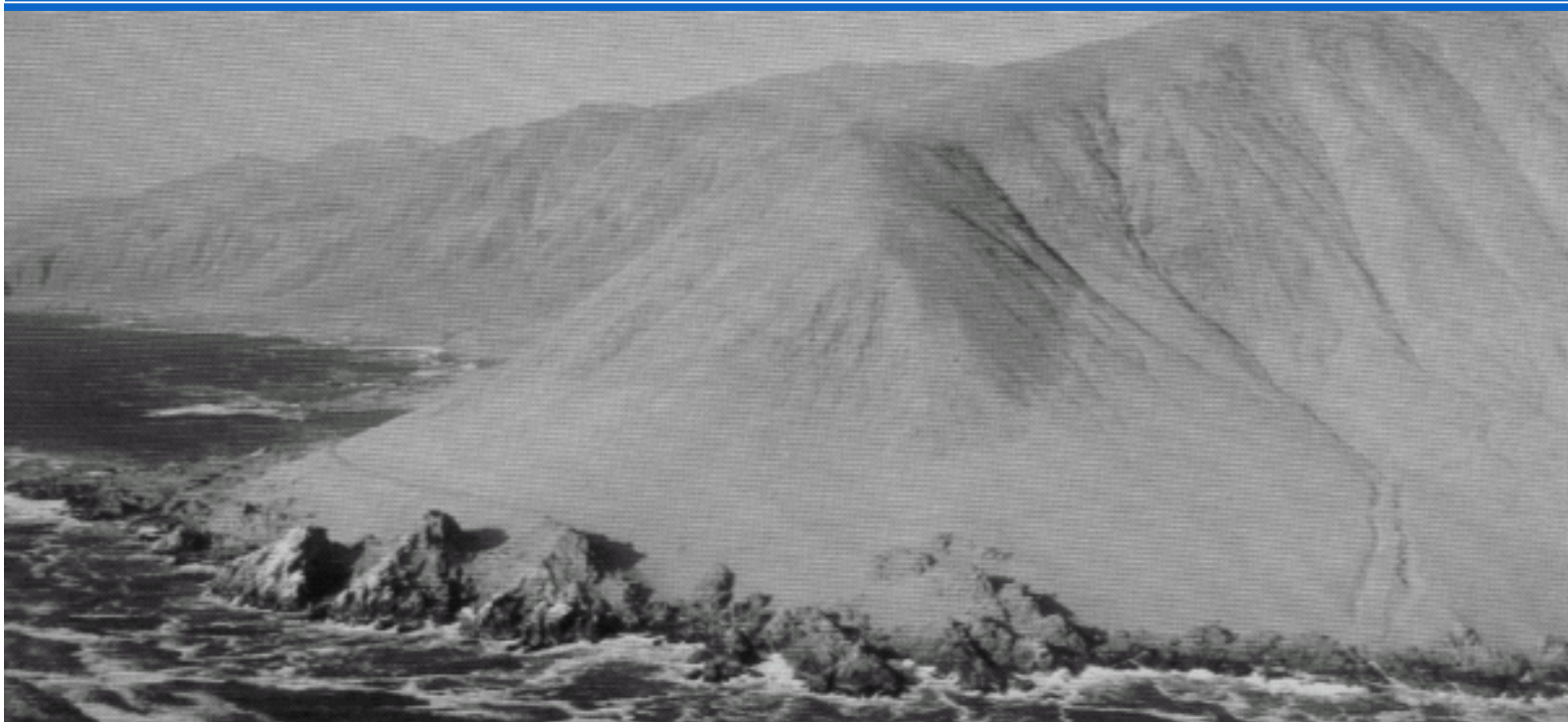
Nước biển tăng \implies Nguyên nhân gây ngập úng các vùng đất ven biển

Phân loại đường bờ theo quan điểm kiến tạo

1. Kiểu nhô ra do quá trình va chạm
2. Kiểu bị bóc mòn
3. Kiểu nổi địa với các đảo do núi lửa hoạt động



1. Nếu xét về tỷ trọng thì vật chất phần biển nặng hơn phần lục địa dẫn tới quá trình chìm và nổi tương đối theo chiều thẳng đứng
2. Theo phương nằm ngang thì các mảng lục địa, biển trôi với vận tốc khác nhau và theo các hướng khác nhau
3. Nếu biển và lục địa trôi theo hướng ngược nhau va chạm vào nhau sẽ tạo thành các vùng nâng (vùng hội tụ) và tạo thành các dạng đường bờ lồi (nhô ra) và là các dãy núi (Rìa Tây Châu Mỹ - dãy núi Andes là ví dụ điển hình). Ngoài ra có thể thấy dạng đường bờ kiểu nhô ra ở Malaysia, Nhật bản, Bồ Đào Nha ⇨ **Không thể có đồng bằng lớn**

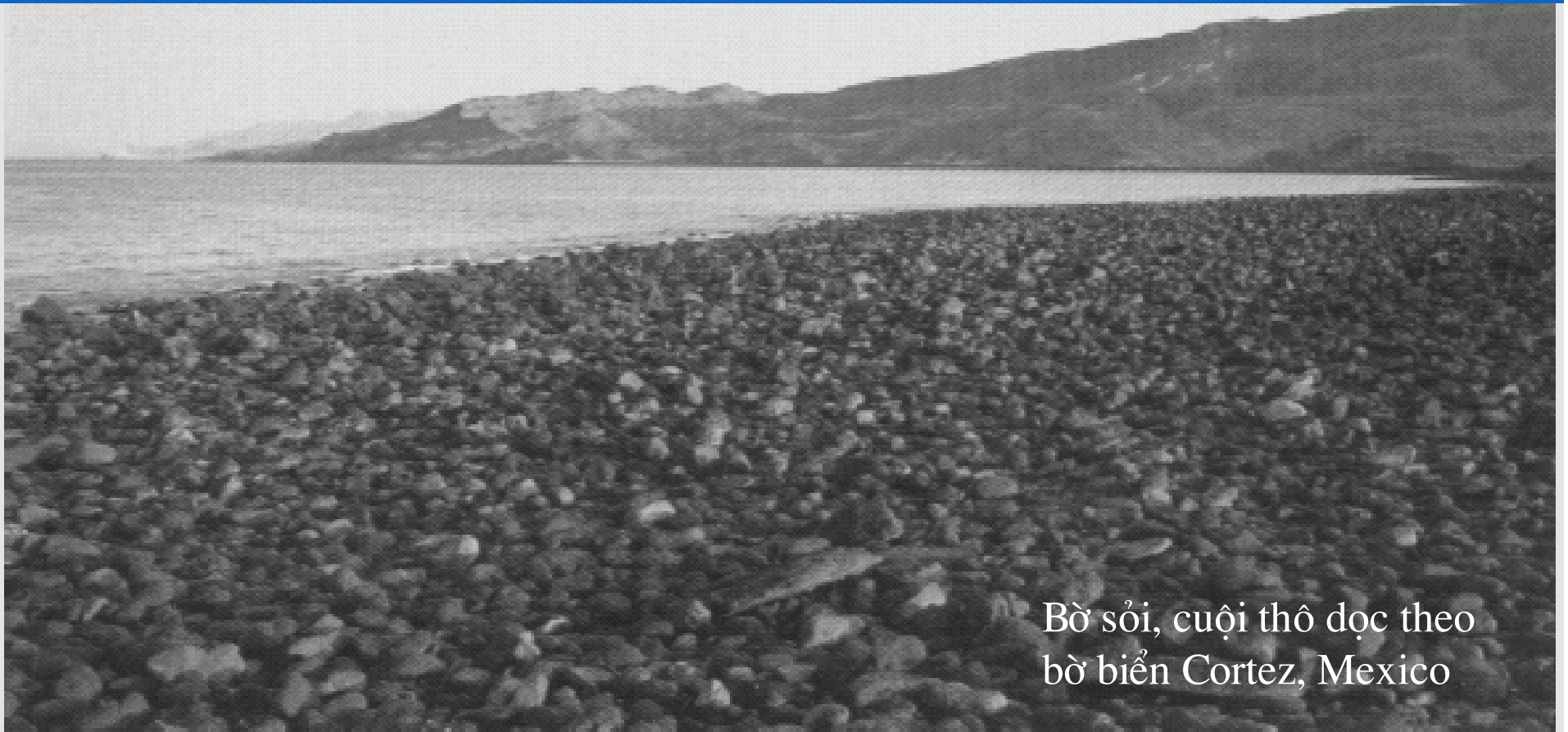


Bờ biển nhô ra gần Antofagasta, Chile [Theo Davis (1994)]

4. Tại các vùng tương đối ổn định về mặt kiến tạo (Các mảng trôi cùng hướng/các mảng có tỷ trọng xấp xỉ nhau \Rightarrow Ít có hiện tượng nâng hạ kiến tạo \Rightarrow Sẽ hình thành bờ biển dạng bào mòn/mài mòn
5. Hiện tượng mài mòn chủ yếu do ngoại lực (sóng, gió, mưa, lún ...) tạo nên các đường bờ thoải dần, hình thành các bãi và có rất nhiều các trầm tích do gió, sóng và dòng chảy tạo thành.
6. Theo quan điểm địa chất Inman và Nordstrom chia thành 3 kiểu bờ biển mài mòn với tên gọi Neo, Afro và Amero. Dưới đây sẽ trình bày 3 kiểu điển hình

1. Kiểu Neo

- ✓ Hình thành sau thời Proto-atlantic khi châu Phi và Nam Mỹ tách khỏi nhau tại kỷ Triat cách bây giờ 190 triệu năm.
- ✓ Kiểu này quá trình bào mòn từ trung tâm ra ngoài để lộ các vật chất kiến tạo trước đó với thành tạo rắn chiếm ưu thế



Bờ sỏi, cuội thô dọc theo bờ biển Cortez, Mexico

2. Kiểu Afro

- ✓ Nằm ở trung tâm lục địa châu phi, nơi các quá trình kiến tạo xảy ra không mạnh \Rightarrow Ít có núi cao
- ✓ Do mưa không lớn, địa hình lại bằng phẳng nên sông suối phát triển không nhiều.
- ✓ Bờ biển hình thành tại vùng rìa châu Phi, nhưng do lượng bùn cát ít, lại không có khả năng tải ra đến cửa sông nên không phát triển thành các đồng bằng lớn

3. Kiểu Amero

- ✓ Đây là vùng cách xa rìa các lục địa và đã hình thành vài chục năm
- ✓ Do hoạt động kiến tạo đã hình thành các vùng núi cao tại trung tâm tổ hợp với lượng mưa lớn đã hình thành các hệ thống sông lớn.
- ✓ Lượng bùn cát khổng lồ mang ra biển hình thành các đồng bằng lớn
- ✓ Sóng không lớn nên bùn cát lắng đọng nhanh phát triển đồng bằng



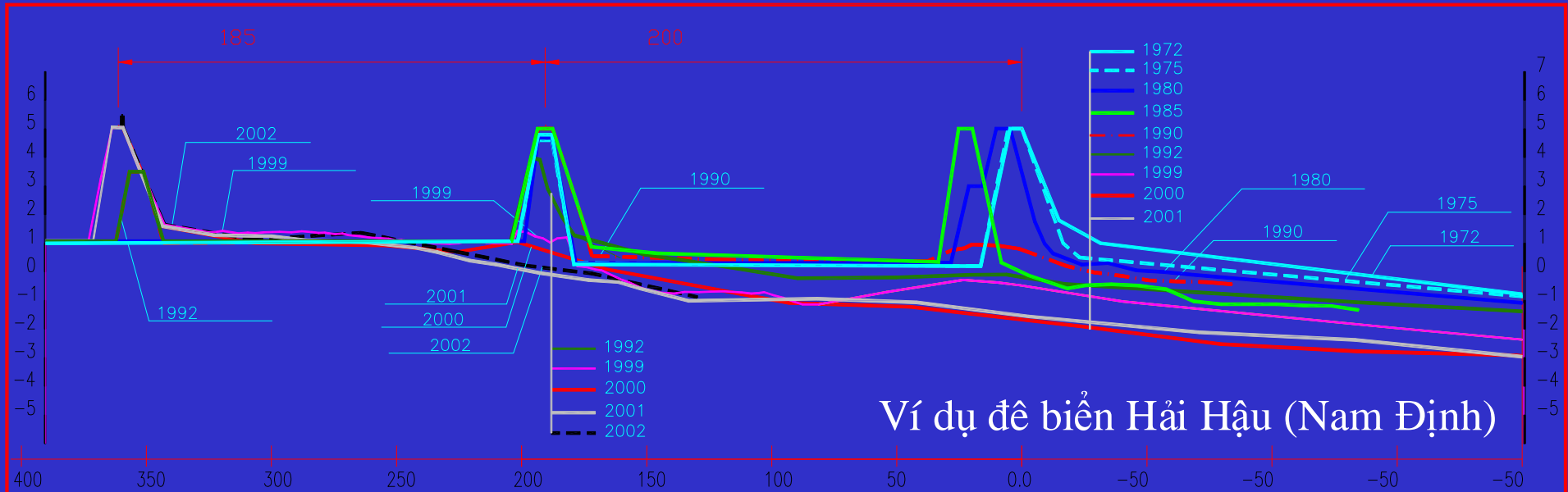
Đường
bờ biển
vùng
cửa sông
Amazon
(Brazil)

Đường bờ của Việt Nam

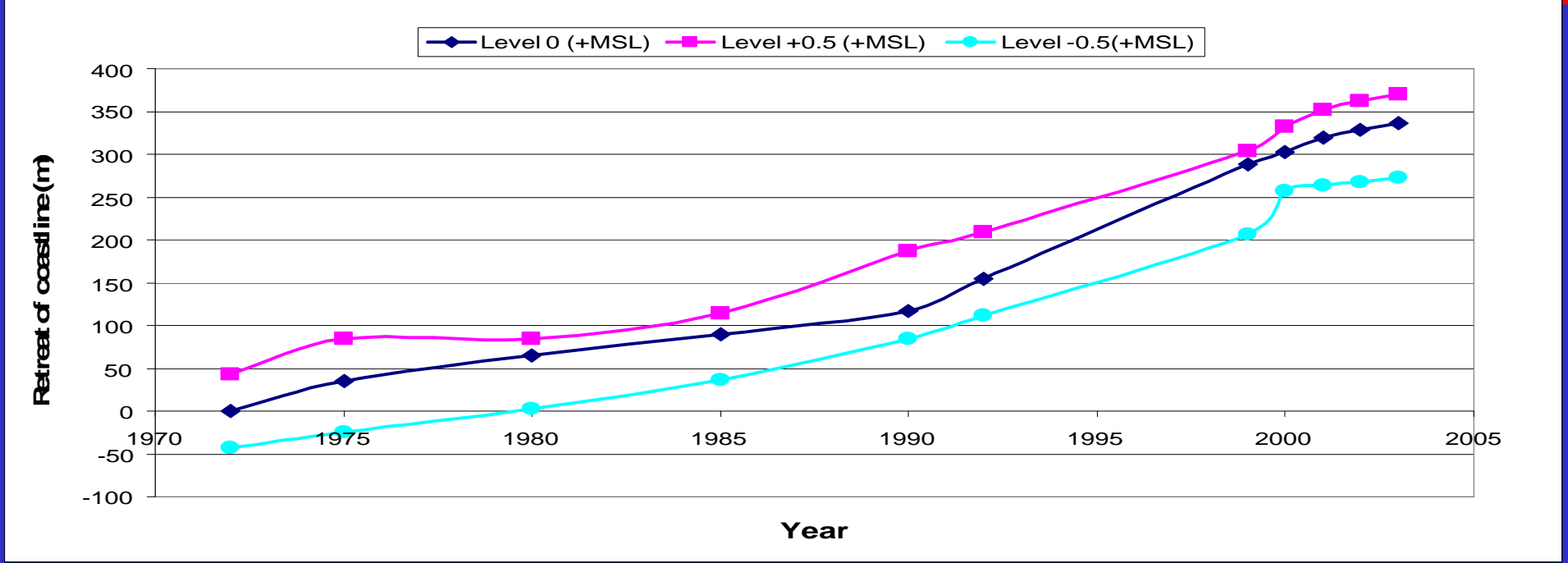
Continuedwith file

c:\...\Bai giang\cat-diachat.ppt

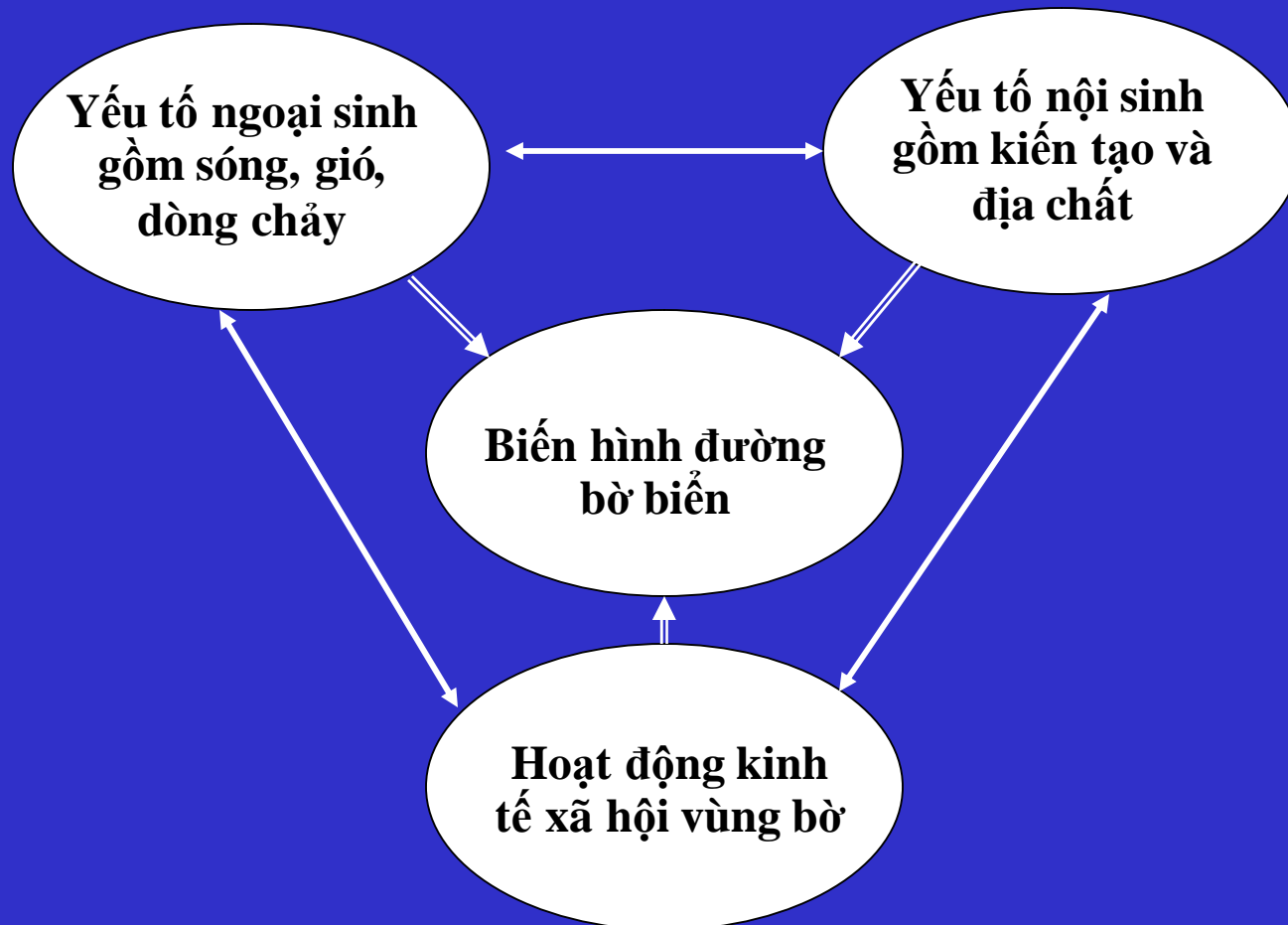
KHÍ HẬU BIỂN(4)



Ví dụ đê biển Hải Hậu (Nam Định)



Quan hệ giữa các nhân tố trong quá trình hình thành đường bờ



Nguyên nhân làm biến hình đường bờ

- ✓ Sự thay đổi đường bờ do 3 nguyên nhân:
 - ✓ Nội sinh: Kiến tạo, động đất, núi lửa
 - ✓ Yếu tố ngoại sinh gồm sóng, gió, dòng chảy
 - ✓ Hoạt động kinh tế - xã hội của con người
- ✓ Khí hậu là yếu tố ngoại sinh là nguyên nhân cơ bản sinh ra Gió
- ✓ Gió sinh ra sóng (wave) và dòng chảy.
- ✓ Như vậy trong chương này chúng ta nghiên cứu các nội dung sau:
 - ✓ Các đặc trưng khí tượng
 - ✓ Từ khí tượng đến khí hậu
 - ✓ Tuần hoàn nước
 - ✓ Bức xạ và phân bố nhiệt toàn cầu
 - ✓ Hệ thống hoàn lưu (gió)

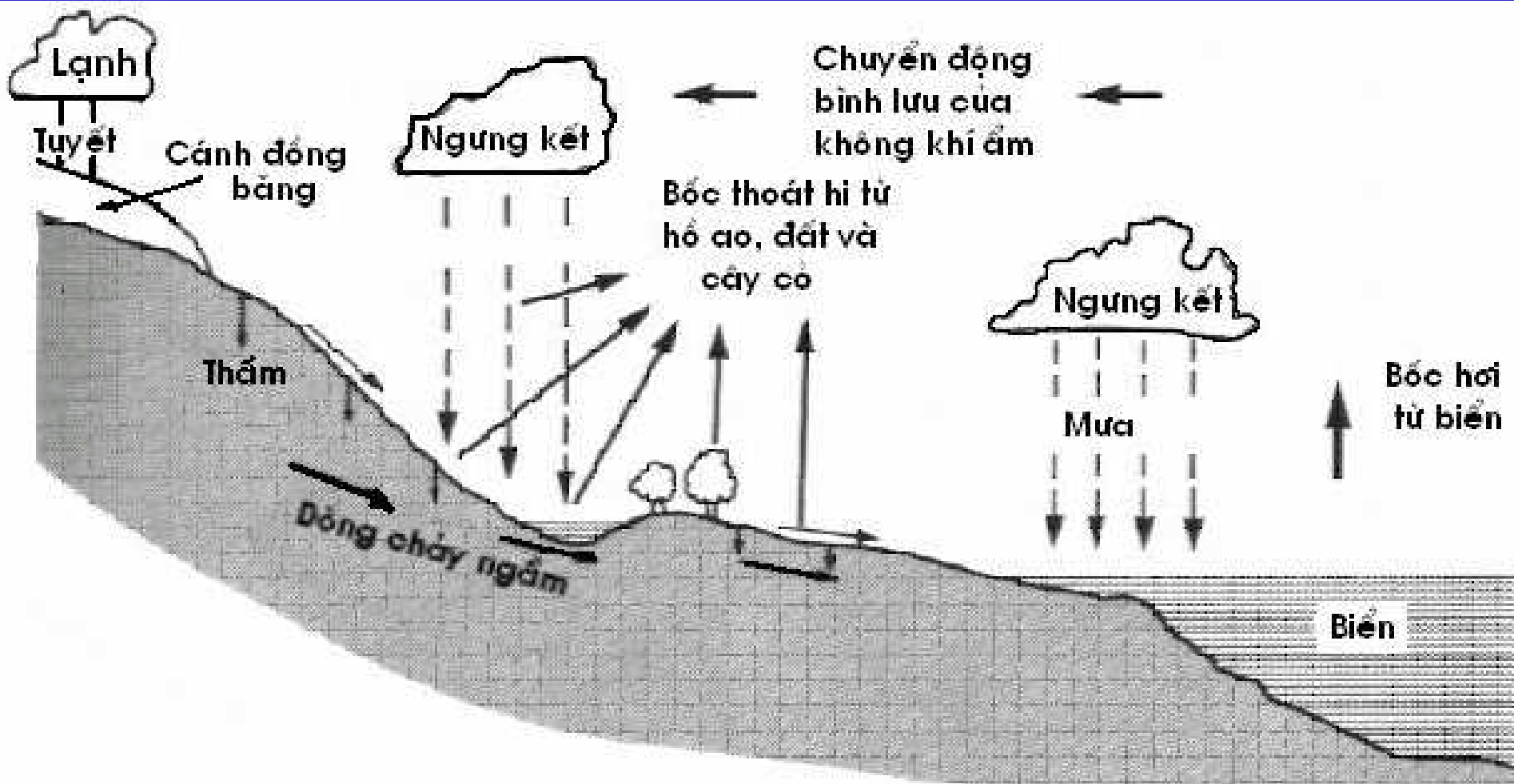
1. Các đặc trưng khí tượng

- ✓ Nhiệt độ
- ✓ Áp suất khí quyển
- ✓ Độ ẩm không khí
- ✓ Mật độ không khí
- ✓ Chuyển động đối lưu (Chuyển động đối lưu)
- ✓ Chuyển động ngang (gió)

2. Bức xạ mặt trời là nguyên nhân cơ bản nhất hình thành các đặc trưng khí tượng

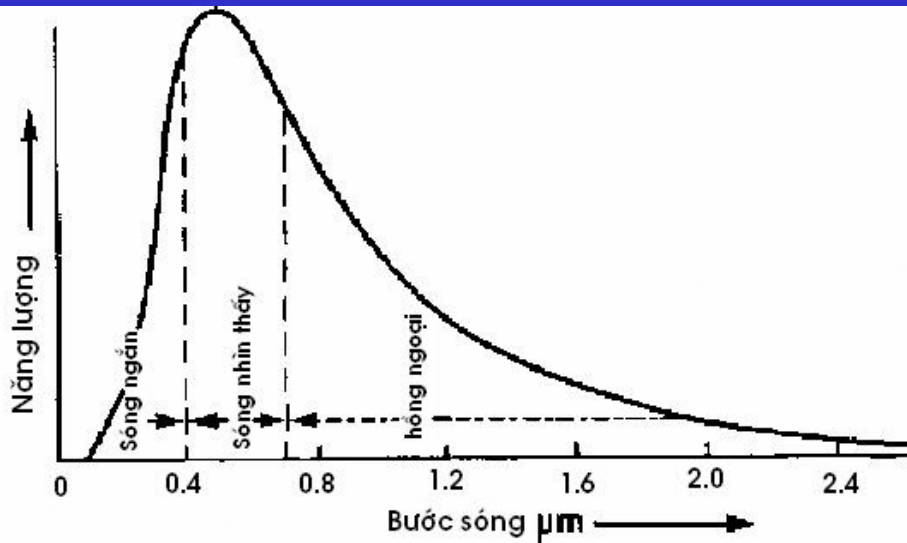
3. Từ khí tượng đến khí hậu

- ✓ Khí hậu là nền của khí tượng hay nói cách khác khí hậu là giá trị trung bình của các đặc trưng khí tượng và được qui định bởi lượng bức xạ (Nhân tố vĩ mô)
- ✓ Tại sao lại có khí hậu lạnh, nóng (vĩ độ qui định)
- ✓ Nhân tố địa phương qui định kiểu khí hậu.



Chu trình tuần hoàn nước

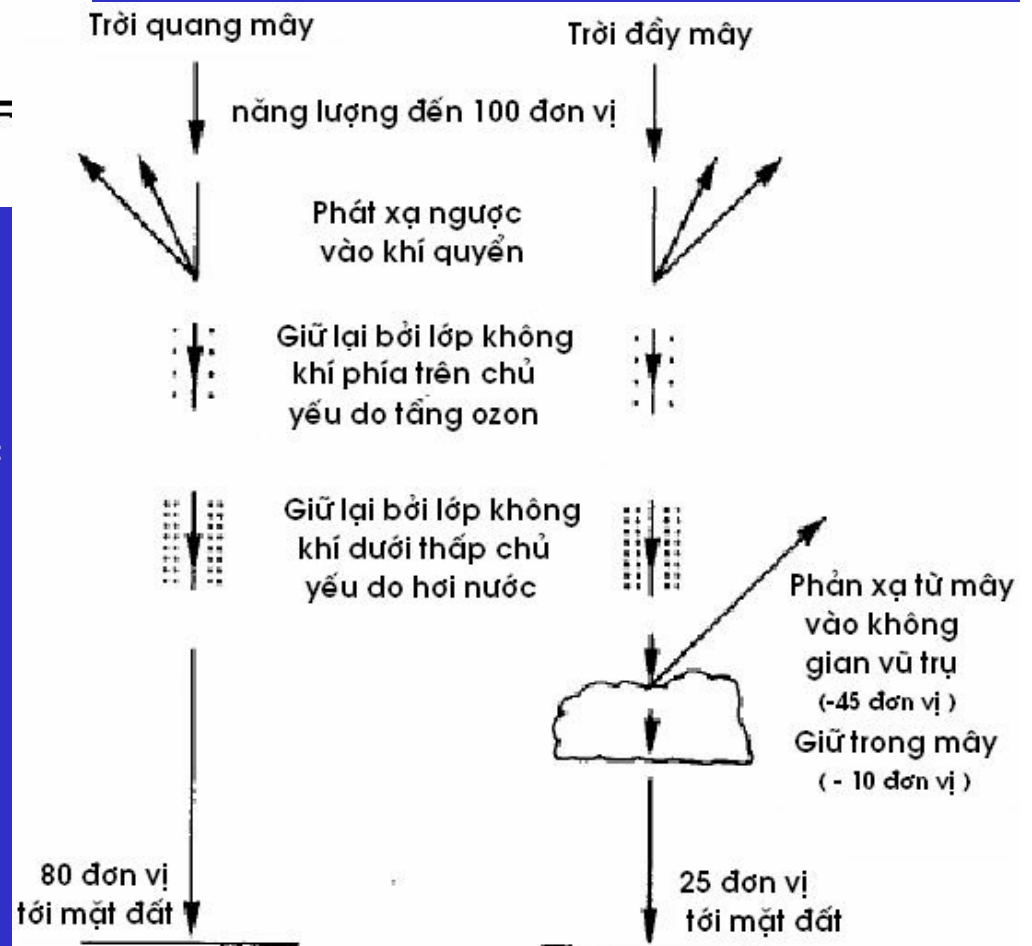
Bức xạ và phân bố nhiệt toàn cầu



Những thông tin cơ bản:

- ✓ **Bức xạ mặt trời là dạng bức xạ tổng hợp bao gồm bức xạ nhiệt và bức xạ hạt, nhưng bức xạ hạt nhỏ.**
- ✓ **Quang phổ bức xạ mặt trời như hình bên**

- ✓ **Mặt trời là thiên thể bao gồm khí + nguyên tố hóa học. $R=6,96 \times 10^8 \text{m} = 109$ lần r trái đất; $m=1,99 \times 10^{30} \text{kg} = 330.000$ lần trái đất**
- ✓ **Bề mặt nhìn thấy gọi là quang cầu với $T=4.500 - 6.000^0\text{K}$**
- ✓ **Năng lượng phát ra do các phản ứng nhiệt hạch $T=20.000 - 6.000^0\text{K}$ từ tâm ra**
- ✓ **Năng lượng mặt trời bị suy giảm khi đi vào khí quyển trái đất do bị hấp thụ và phản xạ của khí quyển, bụi và hơi nước.**
- ✓ **Hiên tượng Green House hay còn gọi là hiệu ứng nhà kính.**



Bức xạ và phân bố nhiệt toàn cầu (tiếp theo)

Năng lượng mặt trời được chuyển hóa thành nhiệt và phụ thuộc vào 5 nhân tố:

1. Vĩ độ địa lý
2. Độ cao
3. Bản chất vật chất và bề mặt nhận nhiệt
4. Thời gian (ngày, đêm, mùa...)
5. Chuyển động nằm ngang của khí quyển

1. Vĩ độ địa lý

- ✓ Nếu lấy trái đất làm chuẩn thì theo phương vĩ tuyến Mặt trời chỉ di chuyển từ $23^{\circ}27' N$ đến $23^{\circ}27' S$ (do quán tính có thể xấp xỉ tới vĩ độ 300)
- ✓ Năng lượng mặt trời = f (độ cao mặt trời, khoảng cách từ mặt trời đến trái đất và độ đục khí quyển)
- ⇒ Nếu ở cùng một điều kiện khí quyển thì càng xa xích đạo càng nhận được ít năng lượng do
 - Độ cao mặt trời giảm dần
 - Thời gian chiếu sáng ít
 - Khoảng cách từ mặt trời đến điểm xét càng dài

2. Độ cao (so sánh với mặt biển MSL)

- ✓ Càng lên cao nhiệt độ càng giảm với $\Delta T / \Delta Z = 0.6^{\circ} / 100m$
- ⇒ Chính vì vậy tại một vị trí càng lên cao càng mát (Tam Đảo là một ví dụ)

3. Bản chất vật chất và bề mặt nhận nhiệt

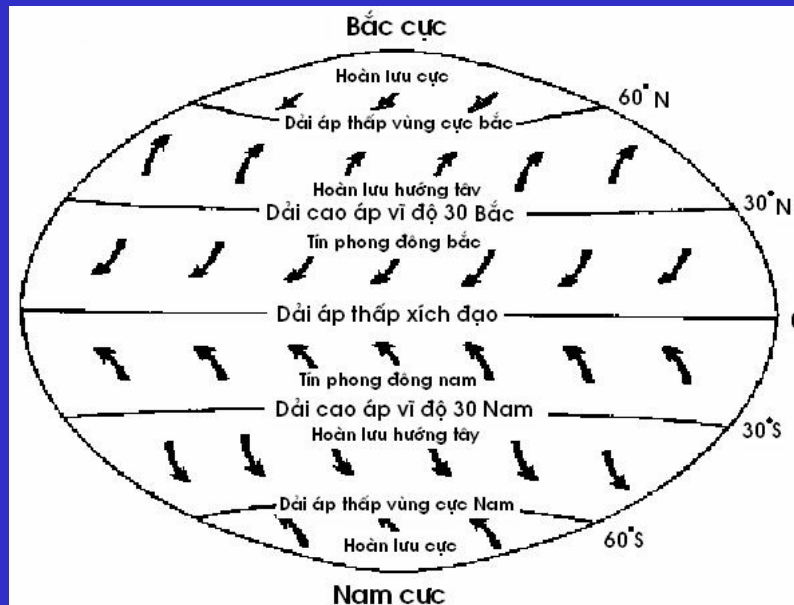
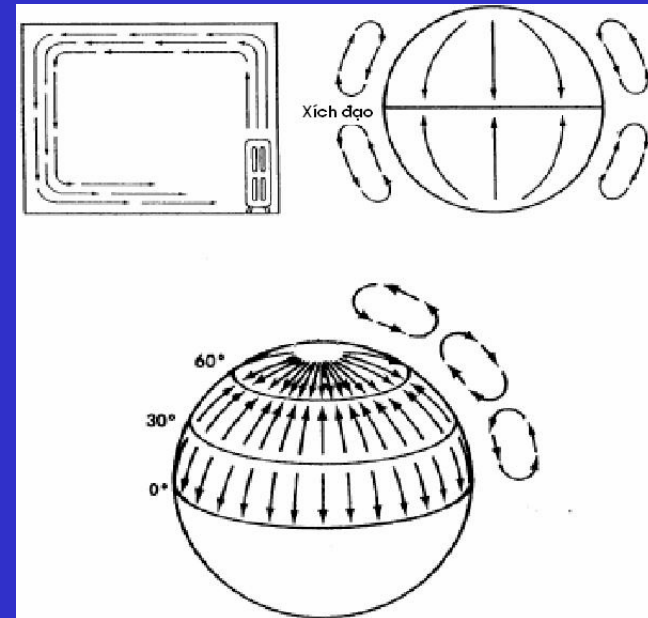
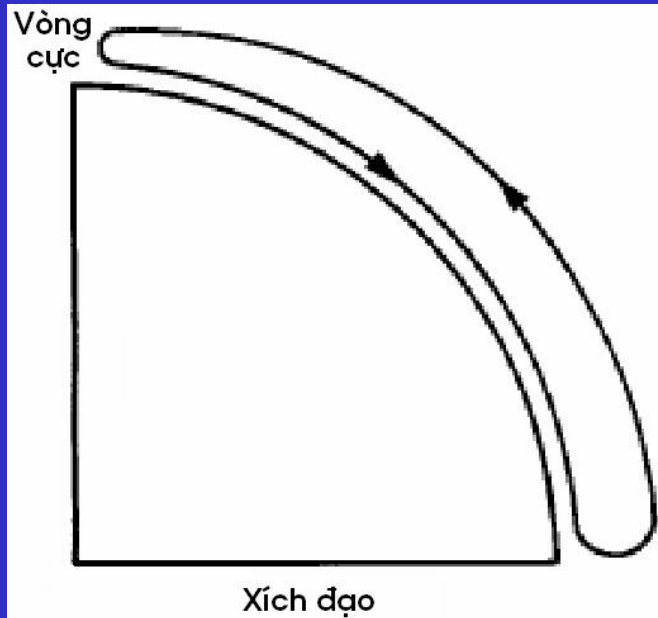
- ✓ Vật có nhiệt dung lớn thì nóng lên và nguội đi chậm:
Không khí nóng nhanh hơn đất; đất nóng nhanh hơn nước
(Khái niệm nhiệt dung)
- ✓ Bề mặt sáng phản xạ nhiệt tốt, bề mặt tối hấp thụ nhiệt tốt

4. Thời gian

- ✓ Ngày nhận nhiệt; đêm phát xạ ngược vào khí quyển
- ✓ Mùa hè nhận được nhiệt nhiều hơn mùa đông

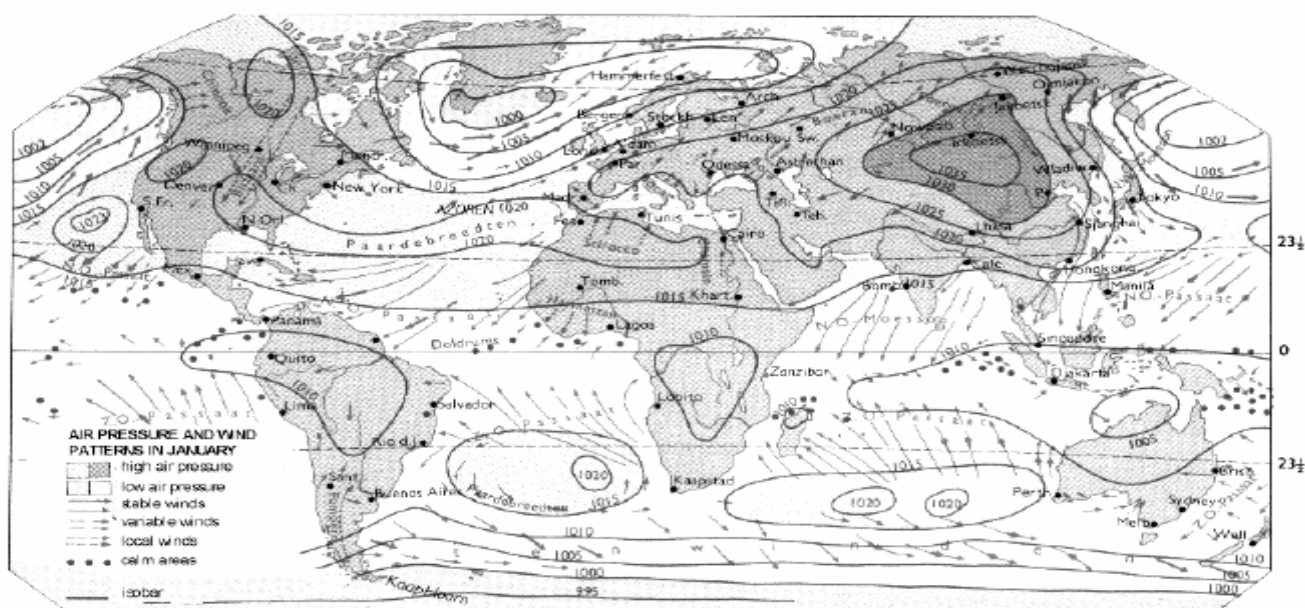
Chuyển động nằm ngang của khí quyển - Gió

Mặt
đệm
đồng
nhất,
trái
đất
không
quay

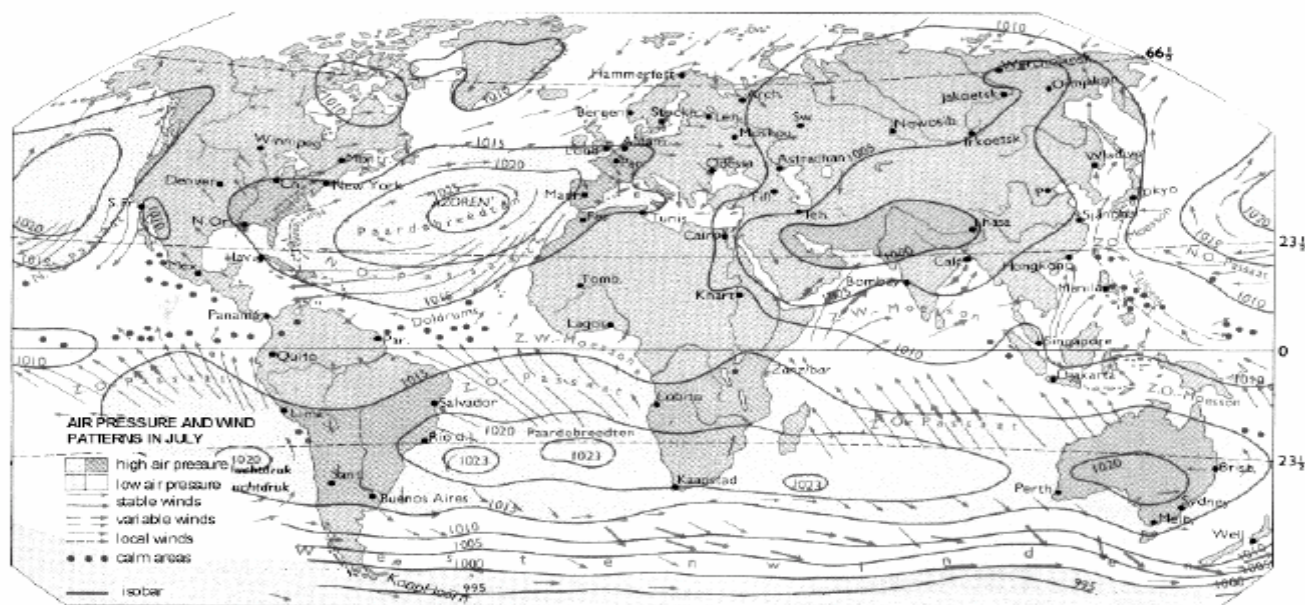


Mặt
đệm
đồng
nhất,
trái
đất
quay

Chuyển động nằm ngang của khí quyển – Gió (Tiếp theo)



Bản đồ khí áp và gió tháng I



Bản đồ khí áp và gió tháng VII

Thủy triều (8 tiết)

Chương này trình bày các nội dung:

1. Khái niệm chung
2. Các lực sinh thủy triều
3. Phân loại thủy triều và các dạng triều
4. Tính toán thủy triều
5. Ví dụ tính toán thủy triều
6. Nước dâng do gió
7. Sóng thần
8. Thủy triều dọc bờ biển Việt Nam

1. Khái niệm chung

Nước thấp (LowTide)



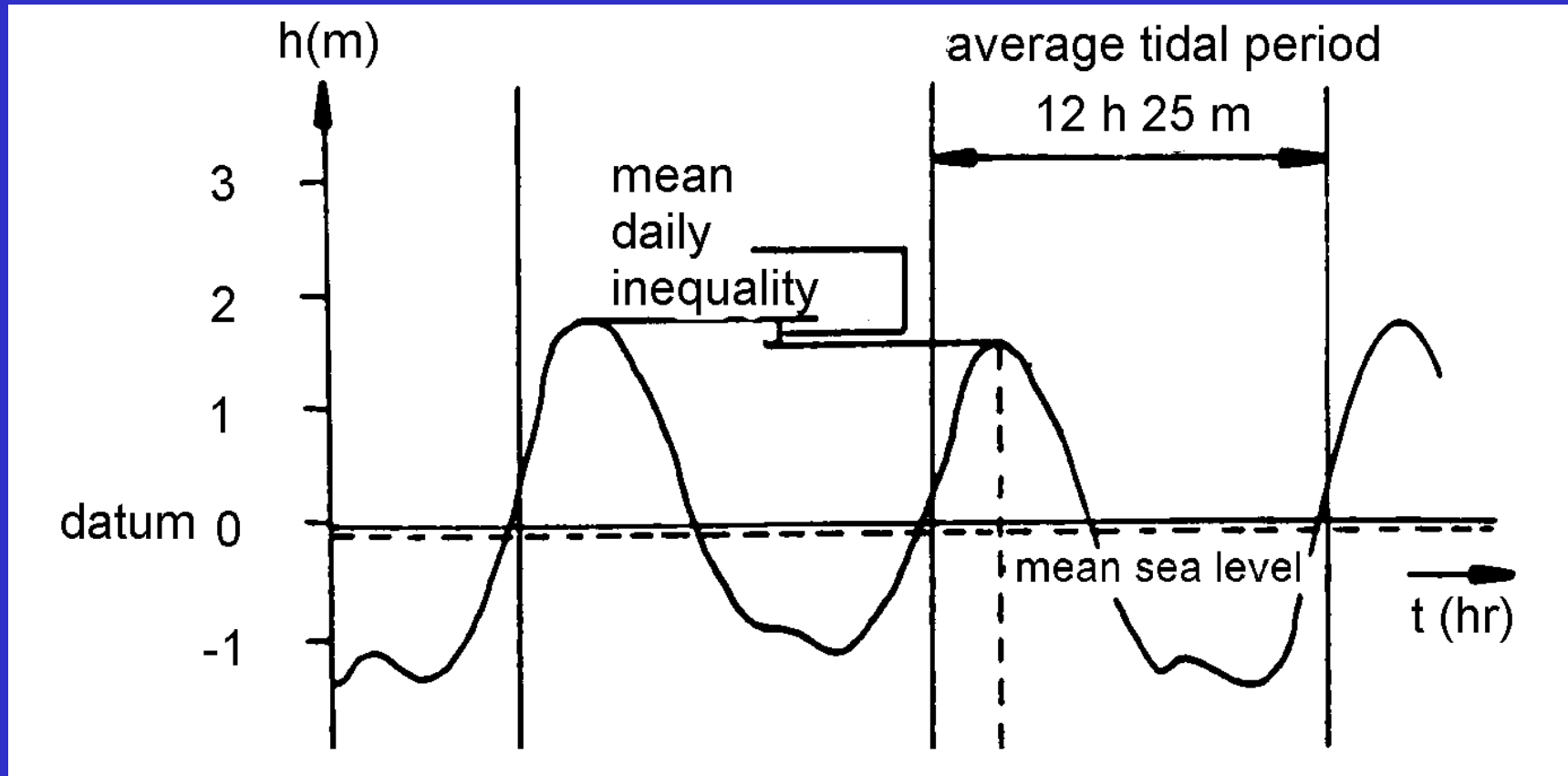
Nước cao (Hightide)



Mực nước triều đặc trưng

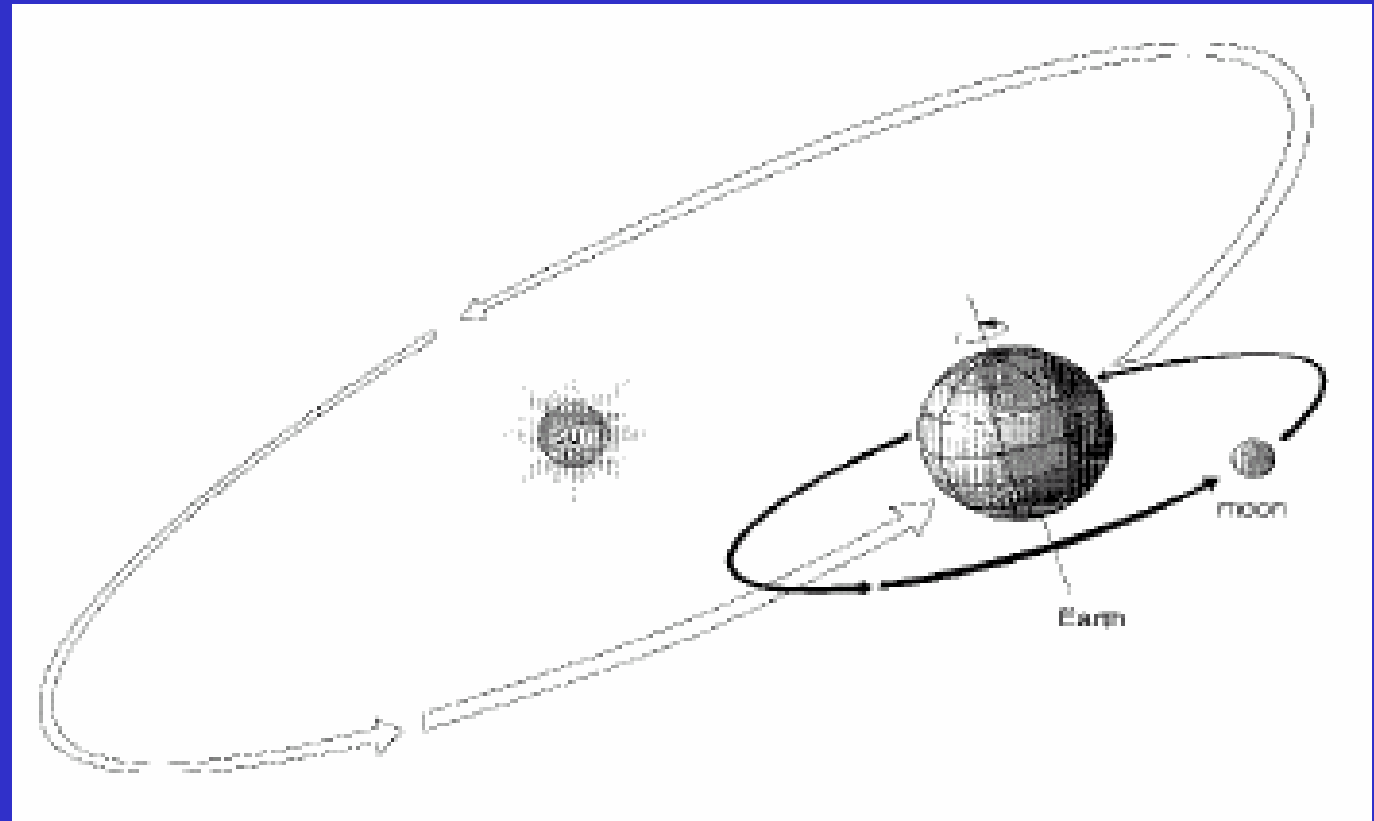
1. Triều thiên văn cao nhất (H.A.T) và Triều thiên văn thấp nhất (L.A.T). Đó là mực nước cao nhất và thấp nhất xuất hiện trong điều kiện khí tượng bình thường tổ hợp với các điều kiện thiên văn. Các mực nước này không phải xuất hiện hàng năm và chúng cũng không phải là mực nước lớn nhất (mực nước lớn nhất có thể xảy ra khi gặp bão tạo nước dâng).
2. Mực nước trung bình đỉnh triều cao (M.H.W.S) là giá trị trung bình của 2 lần mực nước cao liên tiếp trong vòng 24 giờ khi độ lớn triều đạt lớn nhất. Nó xảy ra khoảng 1 lần trong vòng 15 ngày.
3. Mực nước trung bình đỉnh triều thấp (M.L.W.S) là giá trị trung bình của 2 lần mực nước đỉnh triều thấp liên tiếp trong vòng 24 giờ khi độ lớn triều đạt lớn nhất. Nó xảy ra khoảng 1 lần trong vòng 15 ngày.
4. Mực nước trung bình chân triều cao (M.H.W.N) là giá trị trung bình hai chân triều cao xảy ra trong vòng nửa tháng trong kỳ triều kém.
5. Mực nước trung bình chân triều thấp (M.L.W.N) là giá trị trung bình hai chân triều thấp xảy ra trong vòng nửa tháng trong kỳ triều kém.
6. Mực nước biển trung bình (M.S.L) là mực nước trung bình trong một thời khoảng dài (ít nhất là 18.6 năm) hay còn gọi là mực nước giả thiết là không có dao động triều.
7. Mực nước trung bình cao nhất (M.H.H.W): là giá trị mực nước trung bình ngày của 2 đỉnh triều (bán nhật triều) hoặc lớn nhất (nhật triều) trong khoảng thời gian rất dài (ít nhất là 18.6 năm).
8. Mực nước trung bình của đỉnh triều thấp trong những ngày nước cao (M.L.H.W): là giá trị trung bình ngày của đỉnh triều thấp hơn (bán nhật triều) trong những ngày nước cao trong khoảng thời gian rất dài (ít nhất là 18.6 năm). Khi chỉ có một đỉnh trong một số ngày thì kí hiệu " Δ " trong bảng M.L.H.W có nghĩa là những ngày nhật triều.
9. Mực nước trung bình của đỉnh triều cao trong những ngày nước thấp (M.H.L.W): là giá trị trung bình ngày của đỉnh triều cao hơn (bán nhật triều) trong những ngày nước thấp trong khoảng thời gian rất dài (ít nhất là 18.6 năm). Khi chỉ có một đỉnh trong một số ngày thì kí hiệu " Δ " trong bảng M.L.H.W có nghĩa là những ngày nhật triều.
10. Mực nước trung bình của đỉnh triều thấp trong những ngày nước thấp (M.L.L.W): là giá trị trung bình ngày của đỉnh triều thấp hơn (bán nhật triều) trong những ngày nước thấp trong khoảng thời gian rất dài (ít nhất là 18.6 năm). Khi chỉ có một đỉnh trong một số ngày thì được lấy như giá trị mực nước thấp nhất.

Số liệu quan trắc thủy triều



2. Các lực sinh thủy triều

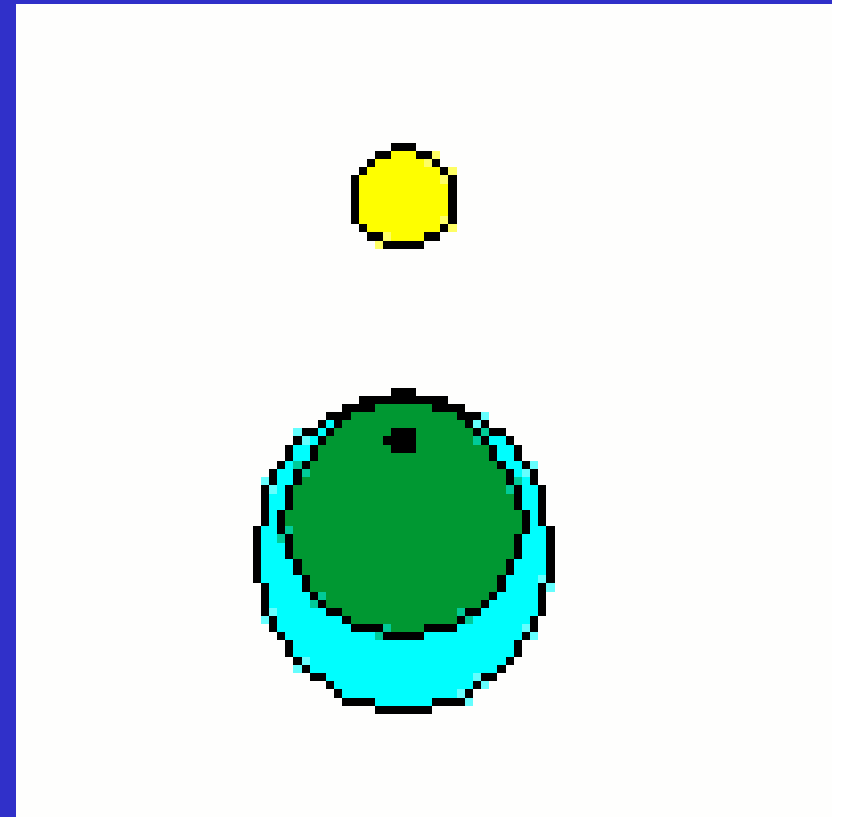
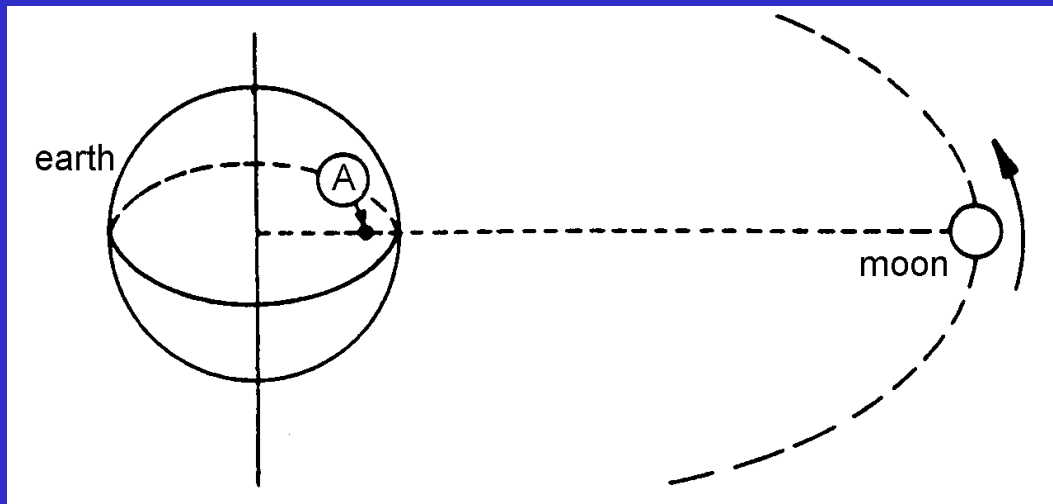
Chuyển động
quay của trái
đất và mặt
trăng trong
hệ mặt trời



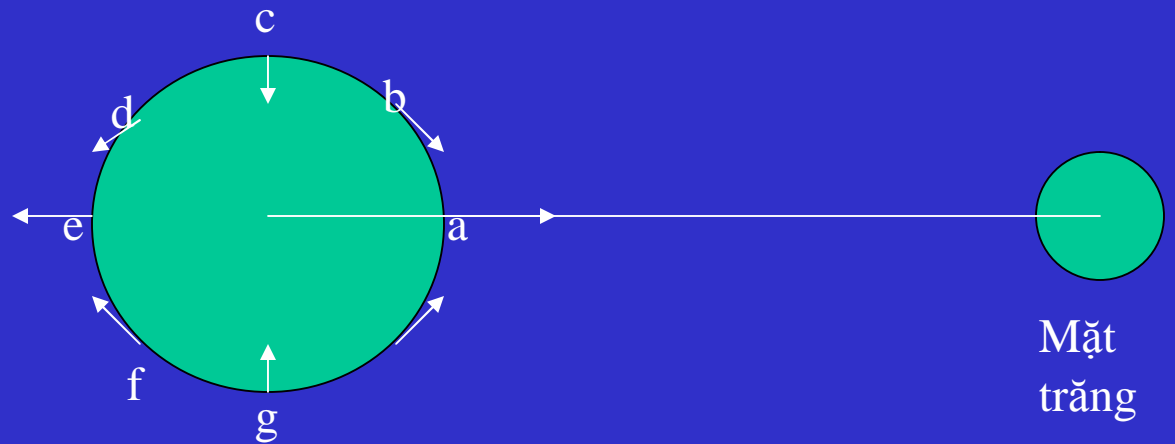
Theo Newton thủy triều chịu lực hấp dẫn tổng hợp của Mặt trời – trái đất – mặt trăng.

- Trái đất chuyển động quanh mặt trời 365 ngày
- Mặt trăng chuyển động quanh trái đất 27.3 ngày
- Trái đất tự quay xung quanh trục là 24 hours.

Sự kết hợp trọng tâm của trái đất và mặt trăng

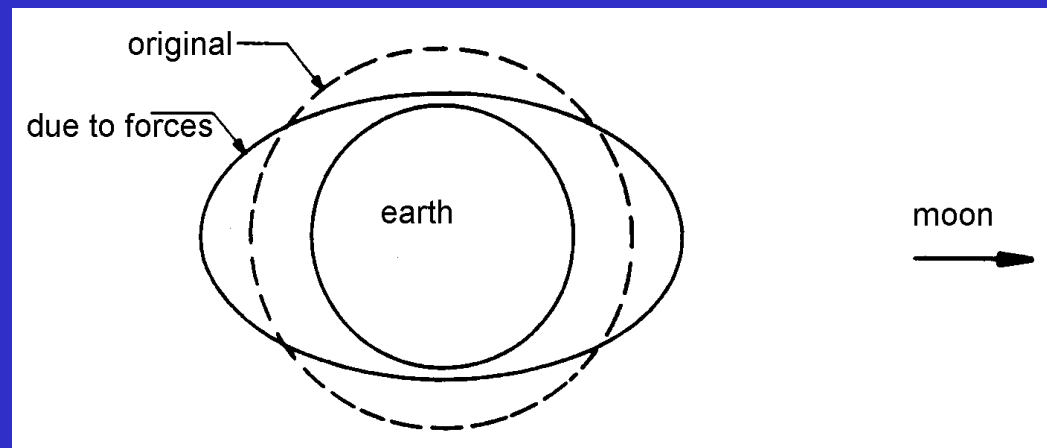


Lực hấp dẫn hệ thống Trái đất – mặt trăng



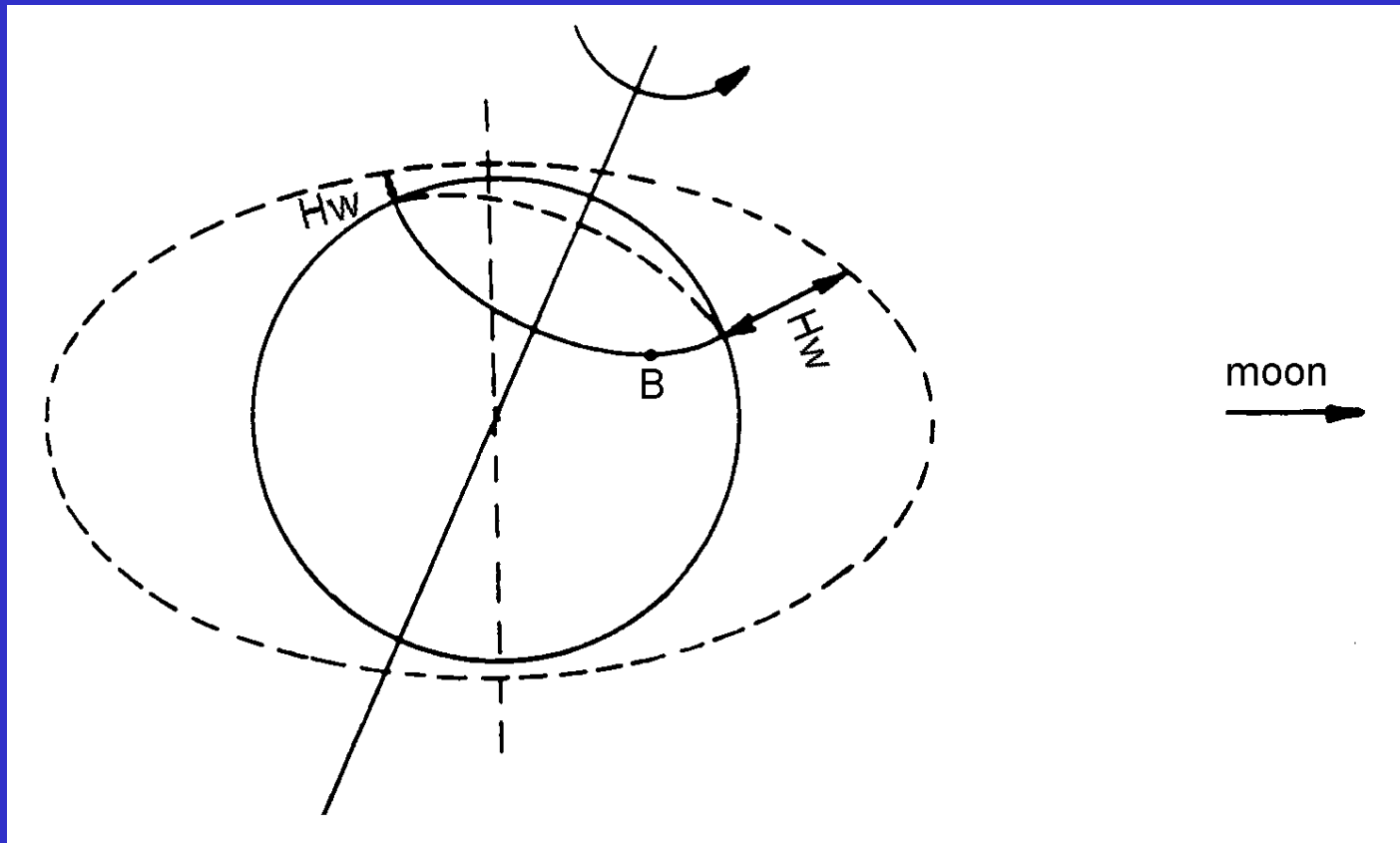
Trái đất

- Tại các điểm a, e: Hợp lực hướng ra ngoài \Rightarrow mực nước cao hơn so với bình thường
- Tại các điểm c, g hợp lực hướng vào trong \Rightarrow mực nước thấp hơn so với bình thường
- Mỗi ngày mặt trăng di chuyển góc $= 360^\circ/27.3=13^\circ$
 \Rightarrow thời gian nước cường, nước kém cũng dịch chuyển khoảng 50 phút mỗi ngày



2 lần nước cường trong 1 ngày

Tính không đối xứng trong ngày do trục nghiêng của trái đất
⇒ Lực hút tại các vị trí đặc trưng cũng thay đổi ⇒ Mực nước
đỉnh triều (chân triều) cũng không bằng nhau



3. Phân loại thủy triều và các dạng triều

Phân loại theo công thức sau:

$$\gamma = (h_{K_1} + h_{O_1}) / (h_{M_1} + h_{S_1});$$

$\gamma < 0.25$: Bán nhật triều

$\gamma > 1.00$: Nhật triều

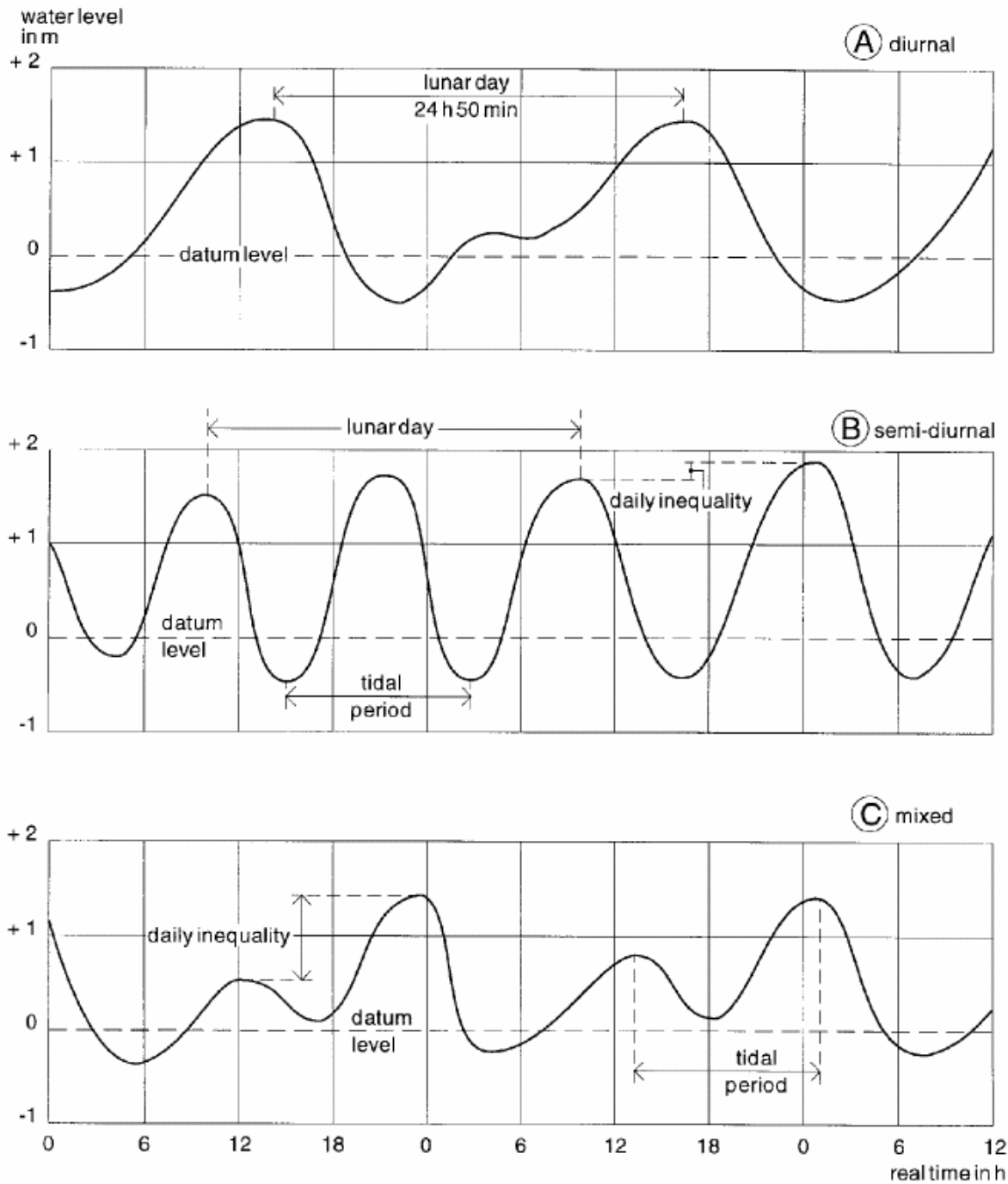
$0.25 < \gamma < 1.00$: triều hỗn hợp

M_1 Triều chính mặt trăng

S_1 Triều chính mặt trời

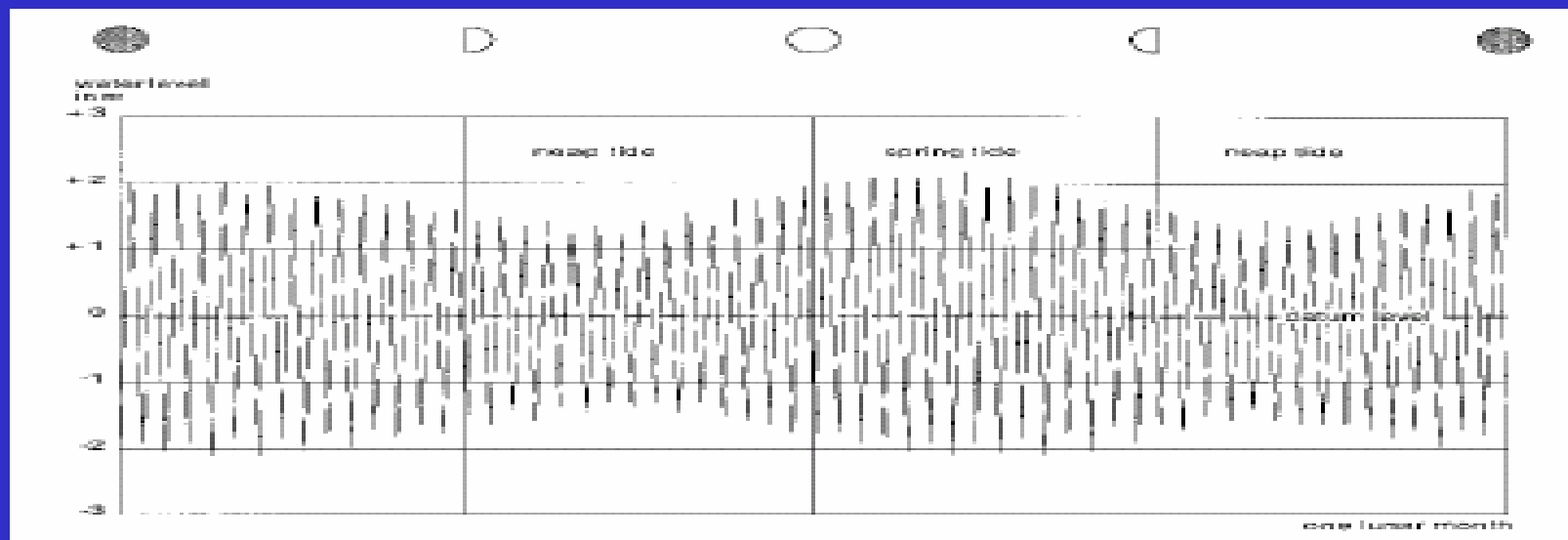
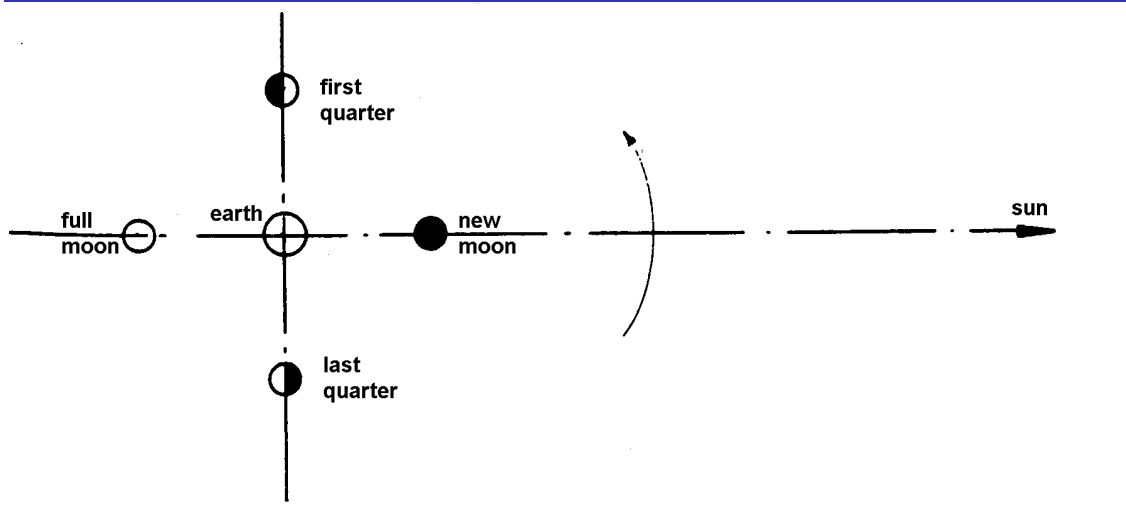
K_1 Triều do độ nghiêng mặt trăng trên quỹ đạo mặt trời

O_1 Triều do độ nghiêng của mặt trăng



Các
dạng
thủy
triều
hình
thành
trên
thế
giới

VỊ TRÍ CỦA MẶT TRĂNG VÀ THỦY TRIỀU



4. Tính toán thủy triều

1. Phương pháp phân tích điều hòa do Doodson tìm vào năm 1930's.
2. Mực nước biển thay đổi do các thành phần thủy triều và là tổng hợp của các thành phần điều hòa mà mỗi thành phần ở một vị trí xác định, tại một thời điểm được đặc trưng bởi 3 yếu tố:
 - Biên độ h_j , đó là khoảng dao động thẳng đứng giữa mực nước cao nhất hoặc nhỏ nhất so với mực nước trung bình do thành phần thứ i gây ra (m);
 - Chu kỳ ω_j , là khoảng thời gian cần thiết để ảnh hưởng của thành phần này quay trở lại ($^\circ$ /giờ). Trị số nghịch đảo của ω_j gọi là chu kỳ;
 - Độ lệch pha α_j , là khoảng thời gian giữa chuyển động của thiên thể (mặt trăng hoặc mặt trời) đi qua thiên đỉnh của vị trí nghiên cứu và thời gian thực xảy ra (tính bằng độ).

$$h(t) = h_0 + \sum_{i=1}^N h_i \cos(\omega_i t - \alpha_i)$$

h_t	Mực nước triều tính toán tại thời điểm t (m);
h_0	Mực nước trung bình (là giá trị trung bình của chuỗi triều giờ quan trắc trong khoảng thời gian khá dài, m);
t	Thời điểm tính toán (giờ); ($t = 0$: thời điểm bắt đầu đo đạc để có các số liệu về h_j và α_j).
N	Số thành phần tính toán

Công thức thực hành tính toán thủy triều tại 1 điểm xác định

$$h_t = h_o + \sum_{i=1}^n \left[f_j * H_j \cos(\omega_j * t + (V_o + u) - g_j) \right]$$

f_j : Hệ số hiệu chỉnh triều thuần nhất trong năm (lấy từ bảng)

t : Số giờ lấy đến 0 giờ của ngày tính toán.

(V_o+u) : Các biến số triều thuần nhất trong năm (lấy từ bảng)

S : Số ngày tính từ ngày 1/1 đến 0 giờ ngày tính toán

g_j : Hệ số sửa chữa kappa (lấy từ bảng)

Theo nghiên cứu có trên 200 thành phần ảnh hưởng đến triều tổng hợp tại mọi vị trí trên trái đất, nhưng chỉ có 4 thành phần chính là M_2 , S_2 , K_1 và O_1 tạo ra thủy triều trong khi các thành phần khác rất nhỏ so với 4 thành phần trên.

Ở một vị trí nhất định và tại một thời điểm nào đó nếu biết h_{M_2} , h_{S_2} , h_{K_1} , h_{O_1} và α_{M_2} , α_{S_2} , α_{K_1} and α_{O_1} thì mực nước tổng hợp tính được

Ghi chú: Giá trị ω_j và T là như nhau cho mọi vị trí trên trái đất, ở bất kỳ thời điểm nào. Giá trị h_j và α_j lấy từ số liệu quan trắc.

Ký hiệu	Thành phần triều chủ yếu	Tốc độ góc ω_j ($^\circ$ /giờ)	Chu kỳ T (giờ) (= $360^\circ / \omega_j$)
M_2	Bán nhật triều chính mặt trăng	28.98410	12.42
S_2	Bán nhật triều chính mặt trời	30.00000	12.00
K_1	Nhật triều do độ nghiêng mặt trăng trên quỹ đạo mặt trời	15.04107	23.93
O_1	Nhật triều do độ nghiêng của mặt trăng	13.94303	25.82

Một số thành phần triều chính (Thiên văn + Nước nông)

Kí hiệu	Thành phần triều chủ yếu	Tốc độ góc ($^{\circ}$ / giờ)	Chu kỳ	Ghi chú
P1	Nhật triều mặt trời do mặt phẳng nghiêng	14.9589	24.07	Triều thiên văn
N2	Bán nhật triều Elip mặt trăng	28.4397	12.66	Triều thiên văn
K2	Bán nhật triều do quỹ đạo nghiêng giữa Mặt trăng – Mặt Trời	30.0821	11.97	Triều thiên văn
Q1	Nhật triều Elip mặt trăng	13.3987	26.87	Triều thiên văn
L2	Bán nhật triều Elip mặt trăng	29.5285	12.19	Triều thiên văn
Mf	Triều mặt trăng chu kỳ dài	1.0980	328	Triều thiên văn
Mm	Triều mặt trăng chu kỳ dài	0.5444	661	Triều thiên văn
Ssa	Triều mặt trời chu kỳ dài	0.0821	4383	Triều thiên văn
M4	$\frac{1}{4}$ nhật triều gốc từ $2M_2$	57.9682	6.21	Triều nước nông
MS4	$\frac{1}{4}$ nhật triều gốc từ $M_2 + S_2$	58.9841	6.10	Triều nước nông
MN4	$\frac{1}{4}$ nhật triều gốc từ $M_2 + N_2$	57.4238	6.27	Triều nước nông
M6	$\frac{1}{6}$ nhật triều gốc từ $3M_2$	86.9523	4.14	Triều nước nông
M8	$\frac{1}{8}$ nhật triều gốc từ $4M_2$	115.9364	3.11	Triều nước nông

K1

	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1970	1.1052	1.0884	1.0627	1.0294	0.9910	0.9514	0.9161	0.8912	0.8817	0.8897
1980	0.9133	0.9479	0.9873	1.0260	1.0600	1.0864	1.1040	1.1122	1.1108	1.0998
1990	1.0795	1.0507	1.0150	0.9755	0.9369	0.9050	0.8855	0.8827	0.8972	0.9257
2000	0.9629	1.0027	1.0399	1.0712	1.0943	1.1083	1.1128	1.1077	1.0930	1.0693
2010	1.0375	0.9999	0.9602	0.9234	0.8957	0.8824	0.8864	0.9068	0.9394	0.9782
2020	1.0176	1.0529	1.0812	1.1008	1.1112	1.1119	1.1031	1.0849	1.0578	1.0235
2030	0.9845	0.9453	0.9113	0.8886	0.8818	0.8925	0.9183	0.9541		

K2

	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1970	1.2888	1.2313	1.1495	1.0538	0.9566	0.8697	0.8026	0.7610	0.7462	0.7585
1980	0.7977	0.8626	0.9480	1.0447	1.1411	1.2247	1.2847	1.3140	1.3089	1.2699
1990	1.2020	1.1135	1.0157	0.9210	0.8409	0.7834	0.7521	0.7478	0.7705	0.8199
2000	0.8936	0.9848	1.0828	1.1755	1.2511	1.3000	1.3162	1.2977	1.2467	1.1695
2010	1.0761	0.9781	0.8878	0.8156	0.7680	0.7472	0.7534	0.7865	0.8458	0.9272
2020	1.0225	1.1201	1.2075	1.2736	1.3103	1.3131	1.2815	1.2195	1.1347	1.0379
2030	0.9415	0.8573	0.7941	0.7567	0.7464	0.7630	0.8065	0.8751		

M2

	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1970	0.9665	0.9734	0.9833	0.9953	1.0078	1.0195	1.0291	1.0355	1.0378	1.0359
1980	1.0299	1.0205	1.0089	0.9964	0.9844	0.9742	0.9670	0.9635	0.9641	0.9687
1990	0.9769	0.9878	1.0001	1.0125	1.0236	1.0320	1.0369	1.0376	1.0340	1.0266
2000	1.0162	1.0041	0.9916	0.9802	0.9710	0.9651	0.9632	0.9654	0.9715	0.9809
2010	0.9925	1.0050	1.0170	1.0272	1.0344	1.0377	1.0367	1.0315	1.0229	1.0117
2020	0.9992	0.9870	0.9763	0.9683	0.9639	0.9636	0.9674	0.9748	0.9852	0.9973
2030	1.0098	1.0212	1.0304	1.0361	1.0378	1.0352	1.0286	1.0188		

O1

	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1970	1.1702	1.1428	1.1010	1.0470	0.9849	0.9207	0.8629	0.8216	0.8057	0.8190
1980	0.8582	0.9150	0.9789	1.0415	1.0965	1.1395	1.1683	1.1818	1.1794	1.1613
1990	1.1282	1.0814	1.0237	0.9598	0.8970	0.8444	0.8121	0.8074	0.8315	0.8786
2000	0.9394	1.0038	1.0640	1.1146	1.1524	1.1754	1.1828	1.1743	1.1503	1.1115
2010	1.0601	0.9994	0.9349	0.8748	0.8290	0.8068	0.8135	0.8475	0.9011	0.9643
2020	1.0279	1.0850	1.1309	1.1631	1.1801	1.1813	1.1668	1.1370	1.0930	1.0374
2030	0.9745	0.9107	0.8549	0.8171	0.8059	0.8237	0.8665	0.9250		

Hệ số f

1. Hệ số f tại điểm giữa năm từ 1970 – 2037
2. Hệ số f của các thành phần MS, 2SM và MSf bằng hệ số f của M2;
3. Hệ số f của các thành phần P1, R2, S1, S2, S4, S6, T2, Sa và Ssa bằng 1.0

K1

	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1970	13.44	15.49	17.10	19.05	19.16	18.22	16.17	14.11	10.46	6.78
1980	3.66	2.49	1.46	1.47	2.36	4.91	6.93	9.21	11.55	14.76
1990	16.66	18.05	18.71	19.41	18.04	15.58	12.24	9.48	5.96	3.18
2000	1.46	1.83	2.21	3.38	5.15	8.28	10.60	12.92	15.04	17.76
2010	18.89	19.20	18.51	17.70	14.86	11.30	7.56	5.26	2.87	1.58
2020	1.37	3.07	4.49	6.43	8.66	12.00	14.26	16.25	17.78	19.60
2030	19.55	18.43	16.21	14.02	10.32	6.69	3.71	2.72		

K2

	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1970	207.25	211.54	214.77	218.44	218.22	215.87	211.50	207.58	200.89	194.16
1980	188.16	185.60	183.05	182.63	184.17	189.26	193.46	198.30	203.30	209.98
1990	213.91	216.60	217.60	218.53	215.36	210.34	204.04	199.21	192.68	187.17
2000	183.36	183.61	183.99	186.18	189.78	196.26	201.21	206.15	210.62	216.10
2010	218.18	218.42	216.55	214.58	208.98	202.40	195.61	191.35	186.43	183.41
2020	182.51	185.62	188.41	192.41	197.15	204.13	208.93	213.08	216.10	219.49
2030	218.93	216.23	211.57	207.47	200.72	194.06	188.25	185.98		

M2

	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1970	165.43	266.78	7.96	84.54	185.26	285.75	26.03	101.78	201.83	301.88
1980	42.01	117.89	218.36	319.06	60.00	136.77	238.11	339.56	81.04	158.08
1990	259.37	0.47	101.33	177.58	277.98	18.20	118.30	193.96	294.03	34.20
2000	134.53	210.71	311.50	52.53	153.76	230.77	332.24	73.70	175.08	251.92
2010	352.94	93.71	194.25	270.19	10.35	110.42	210.46	286.18	26.41	126.83
2020	227.47	303.98	45.09	146.39	247.82	324.92	66.36	167.68	268.83	345.37
2030	86.05	186.50	286.76	2.49	102.54	202.60	302.74	18.65		

M4

	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1970	330.86	173.56	15.92	169.08	10.52	211.49	52.06	203.56	43.67	243.77
1980	84.01	235.78	76.72	278.11	119.99	273.55	116.22	319.12	162.07	316.15
1990	158.73	0.93	202.67	355.16	195.97	36.40	236.59	27.91	228.05	68.39
2000	269.07	61.41	263.00	105.05	307.52	101.54	304.48	147.41	350.17	143.85
2010	345.87	187.43	28.50	180.39	20.71	220.84	60.93	212.36	52.82	253.66
2020	94.94	247.95	90.18	292.78	135.64	289.83	132.72	335.37	177.66	330.75
2030	172.11	13.01	213.52	4.99	205.08	45.20	245.48	37.31		

N2

	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1970	270.11	282.73	295.19	269.98	281.98	293.74	305.31	279.27	290.60	301.93
1980	313.33	287.43	299.17	311.15	323.36	298.35	310.97	323.69	336.45	311.70
1990	324.27	336.65	348.79	323.25	334.93	346.43	357.80	331.67	343.02	354.47
2000	6.08	340.47	352.54	4.84	17.36	352.58	5.32	18.07	30.72	5.78
2010	18.07	30.12	41.94	16.09	27.53	38.87	50.20	24.13	35.63	47.33
2020	59.25	33.97	46.36	58.94	71.64	46.95	59.67	72.28	84.70	59.45
2030	71.41	83.14	94.67	68.62	79.95	91.28	102.70	76.83		

Giá trị ($V_0 + u$) (tính bằng độ) tại kinh tuyến gốc Greenwich) tại thời điểm bắt đầu các năm dương lịch bắt đầu từ 1970 đến 2037 gồm K1, K2, M2, M4, N2, O1, P1, S2

O1

	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1970	150.70	249.04	347.76	61.72	161.97	263.47	6.50	85.70	191.28	296.92
1980	41.60	119.41	221.05	321.40	60.80	134.19	232.56	330.72	68.82	141.65
1990	240.11	339.03	78.68	154.01	256.08	359.72	104.77	185.15	290.51	34.64
2000	137.21	212.94	312.88	52.01	150.59	223.48	321.60	59.73	158.00	231.24
2010	330.41	70.43	171.62	248.92	353.16	98.58	204.31	283.91	27.45	129.41
2020	230.02	304.24	43.13	141.57	239.75	312.48	50.65	149.04	247.83	321.92
2030	62.35	164.09	267.37	346.78	92.45	197.99	302.46	20.01		

P1

	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1970	349.76	350.00	350.24	349.50	349.73	349.97	350.21	349.46	349.70	349.94
1980	350.18	349.43	349.67	349.91	350.15	349.40	349.64	349.88	350.12	349.37
1990	349.61	349.85	350.09	349.34	349.58	349.82	350.06	349.31	349.55	349.79
2000	350.03	349.28	349.52	349.76	350.00	349.25	349.49	349.73	349.97	349.22
2010	349.46	349.70	349.93	349.19	349.43	349.67	349.90	349.16	349.40	349.63
2020	349.87	349.13	349.36	349.60	349.84	349.10	349.33	349.57	349.81	349.06
2030	349.30	349.54	349.78	349.03	349.27	349.51	349.75	349.00		

S2

	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1970	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1980	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
1990	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2000	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2010	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2020	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
2030	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00		

Giá trị $(V_0 + u)$ (tính bằng độ) tại kinh tuyến gốc (Greenwich) tại thời điểm bắt đầu các năm dương lịch bắt đầu từ 1970 đến 2037

Tốc độ góc các thành phần triều (ω) ($^{\circ}$ /giờ)

Thành phần	K1	O1	P1	M2	S2	N2	K2	M4	MS4
ω ($^{\circ}$ /giờ)	15.04107	13.94303	14.95893	28.98410	30.00000	28.43972	30.08214	57.96820	58.98410

Ví dụ tính toán thủy triều 12 giờ ngày 23/4/1990 tại Hook of Holland (Hà Lan)

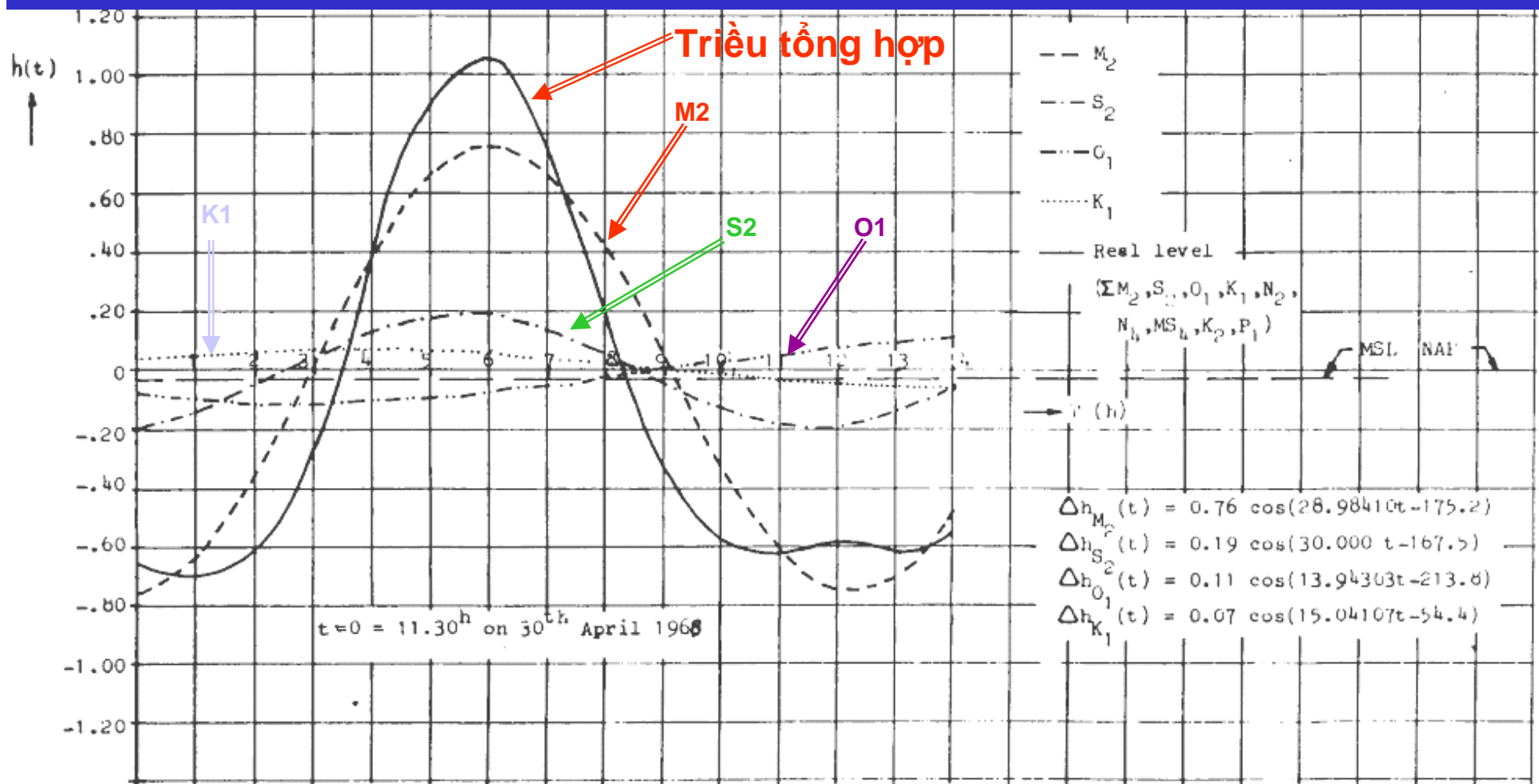
Thành phần	ω_i ($^{\circ}$ /h)	h_i (m)	g_i ($^{\circ}$)
O_1	13.943	0.10	187
N_2	28.440	0.12	59
M_2	28.984	0.79	85
S_2	30.000	0.19	145

Thành phần	f_i	1 Jan 1990 0 h (v_i+u_i)	1 Apr 1990 0 h (v_i+u_i)	23 Apr 1990 0 h (v_i+u_i)	23 Apr 1990 12 h (v_i+u_i)
O_1	1.128	240	236	161	167
N_2	0.977	324	229	256	341
M_2	0.977	259	325	183	347
S_2	1	0	0	0	360

Tổng hợp các thành phần triều

Thành phần	f_i	h_i	$\cos [(\omega_i t + (v_i + u_i) - g_i)]$
O_1	1.128	10	$\cos (167 + 240 + 236 + 161 - 187) = - 0.22$
N_2	0.977	12	$\cos (341 + 324 + 229 + 256 - 59) = + 0.98$
M_2	0.977	79	$\cos (347 + 259 + 325 + 183 - 85) = + 0.62$
S_2	1	19	$\cos (360 + 0 + 0 + 0 - 145) = - 0.81$

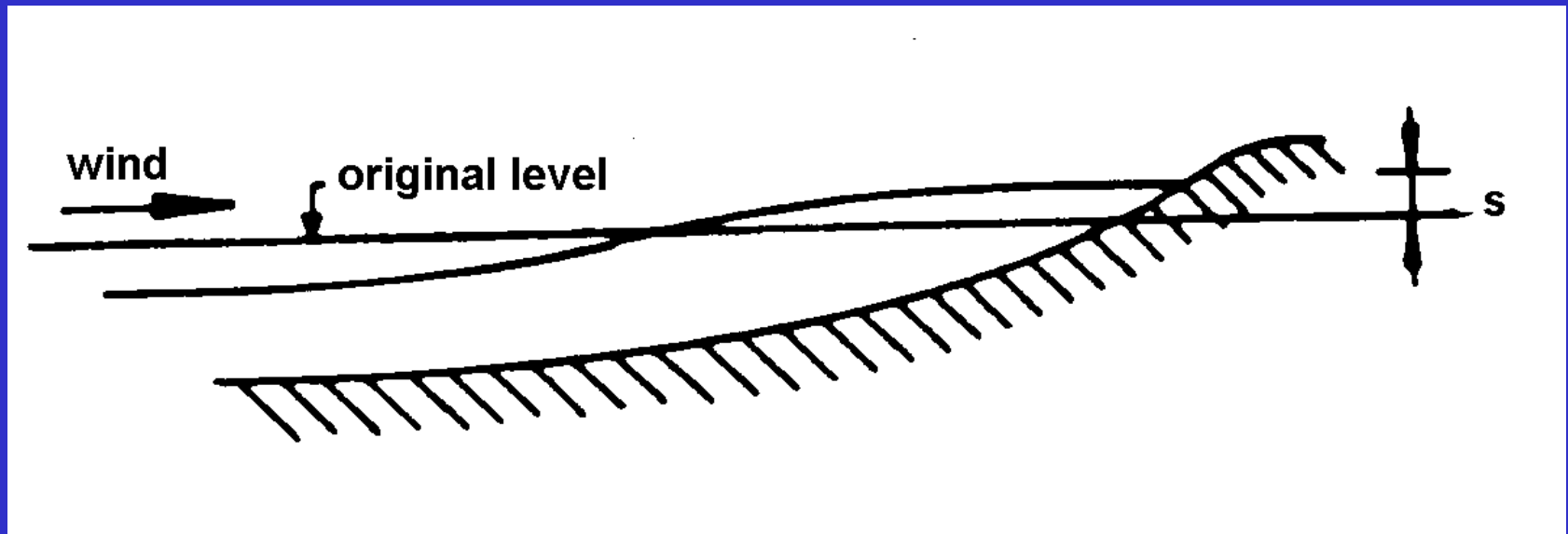
Tính toán thủy triều tại Hook of Holland(Hà Lan) ngày 30/4/68.



Đường quá trình triều do 4 thành phần M_2 , S_2 , O_1 và K_1 tạo ra 4 thành phần riêng rẽ và đường tổng hợp

5. Ví dụ tính toán triều

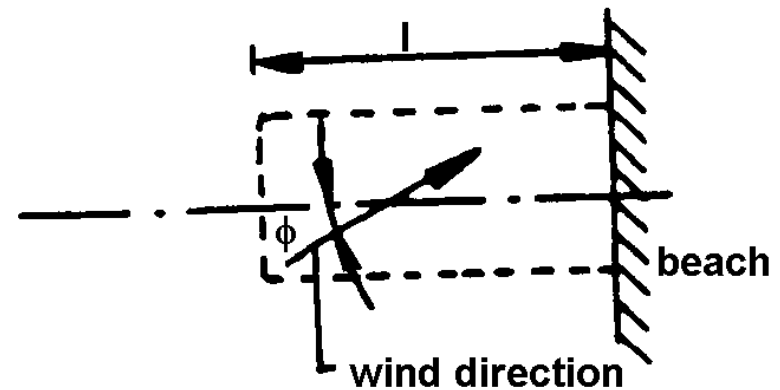
6. Nước dâng do gió



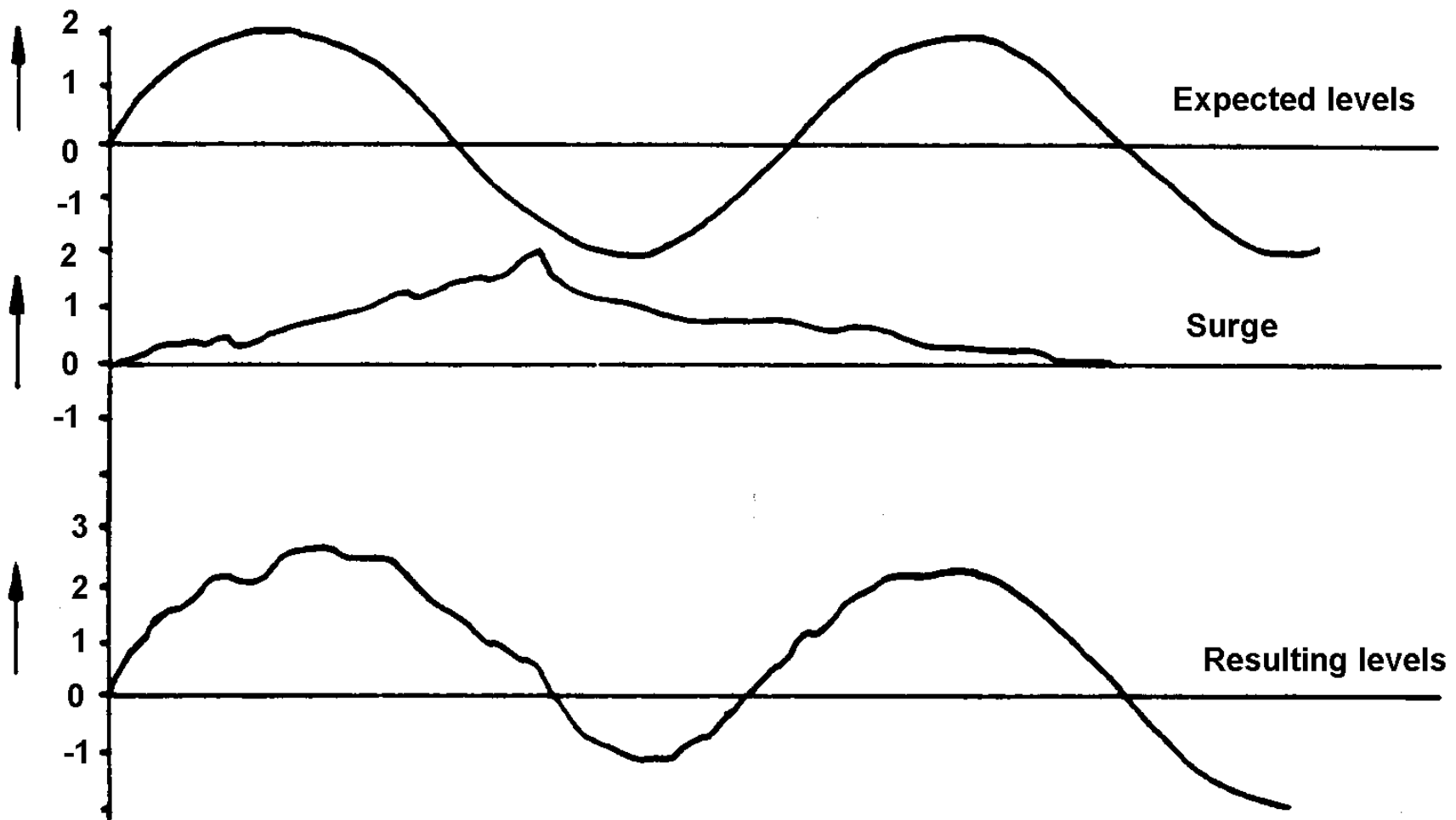
✓ Nước dâng là hiện tượng mực nước tăng lên (hoặc hạ xuống) so với một giá trị bình thường tại thời điểm đó do tác dụng của gió trên bề mặt nước

✓ Các loại nước dâng thường gặp

- ⇒ Nước dâng do gió
- ⇒ Nước dâng do bão
- ⇒ Nước dâng do động đất (Sóng thần)



Nước dâng + Thủy triều



7. Sóng thần (Tsunami)

✓ Là sóng do động đất hình thành trong lòng đại dương ở độ sâu từ 1 – 10 km

✓ Đặc trưng

✓ Bước sóng dài từ hàng trăm đến hàng nghìn km

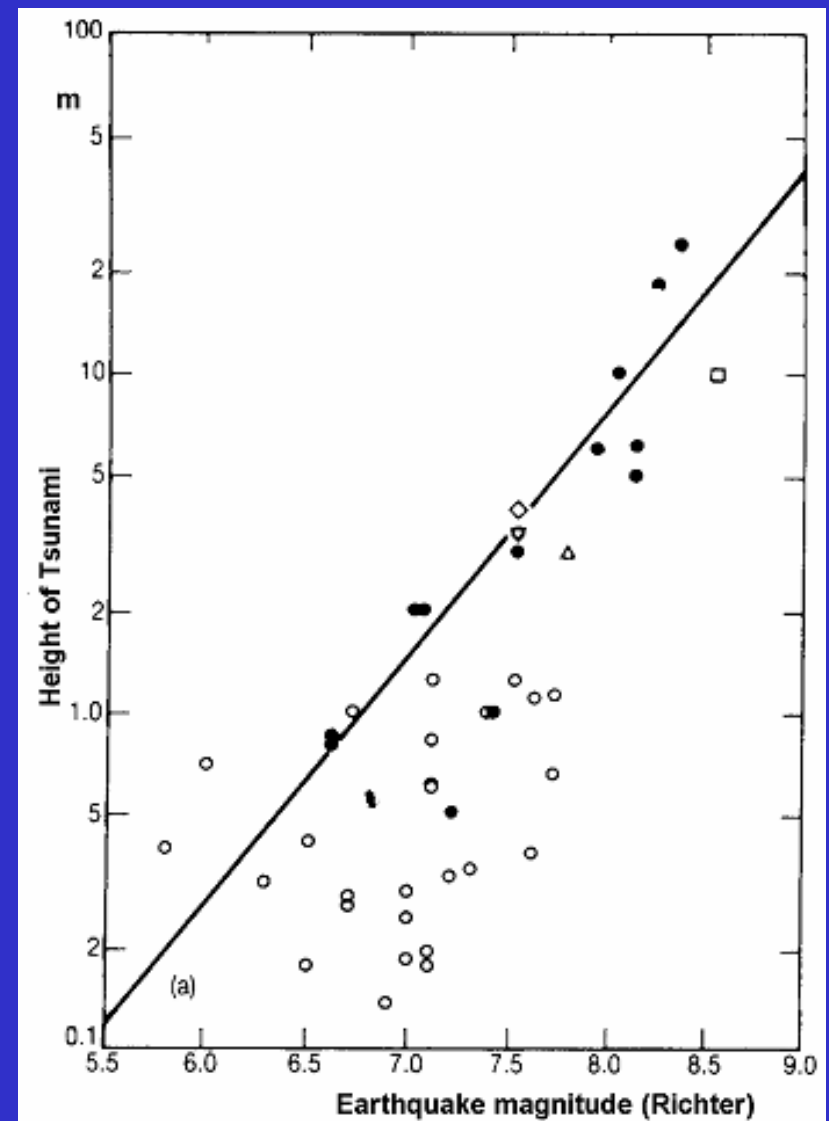
✓ Chu kỳ sóng tính bằng phút

✓ Ít bị biến dạng khi tiến vào bờ

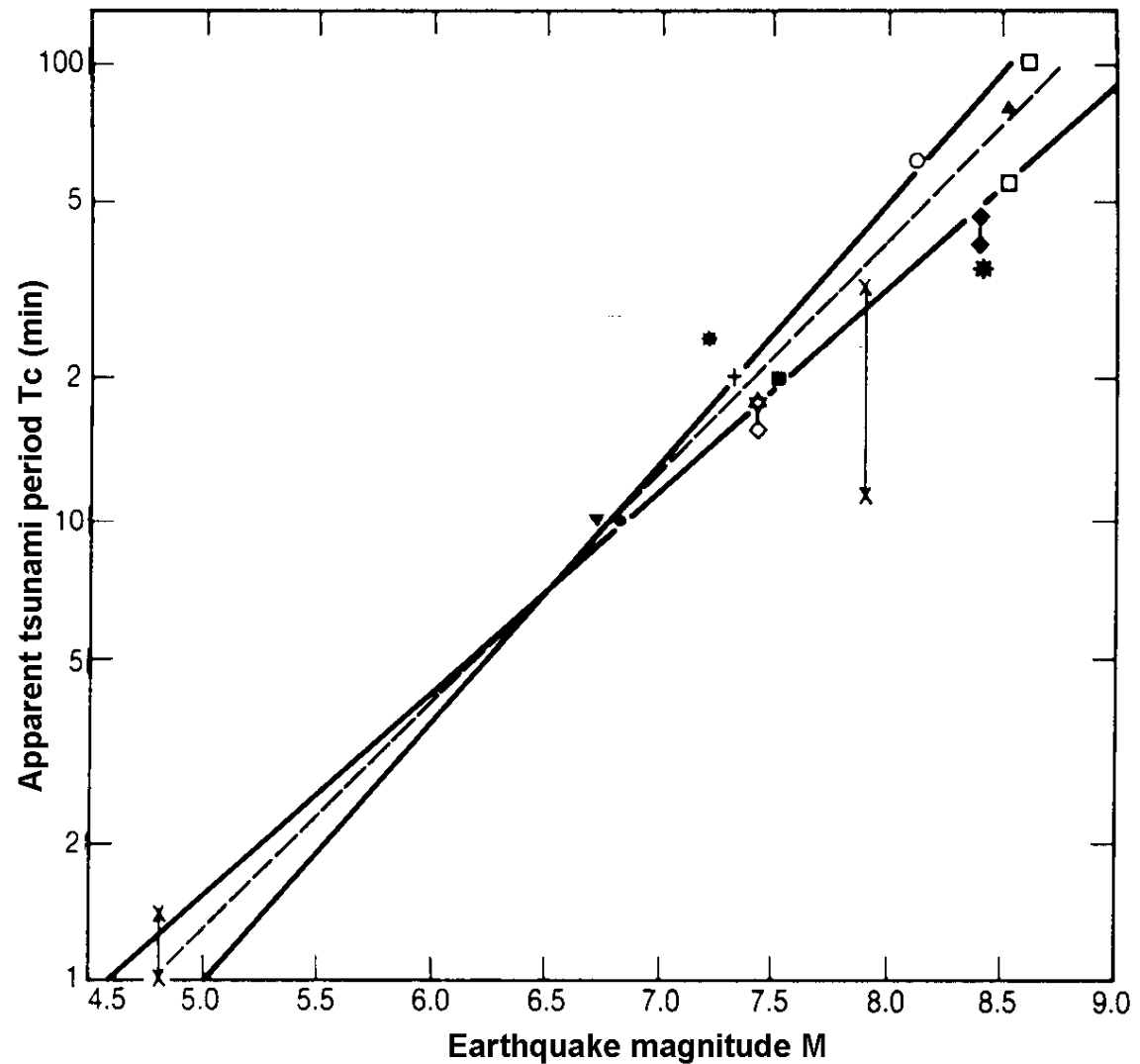
✓ Khi tiến vào bờ \Rightarrow nước nông dần
 \Rightarrow Chiều cao sóng tăng dần

✓ Trận sóng thần ngày 26/12/2004 xảy ra trên Ấn Độ Dương đã làm chết hơn 280.000 người và xóa sạch các làng mạc thuộc các quốc gia Indonesia, Srilanca, India, Thailand và 1 số quốc gia châu Phi cách xa tâm chấn tới trên 1000 km.

Quan hệ giữa độ lớn của động đất và sóng thần

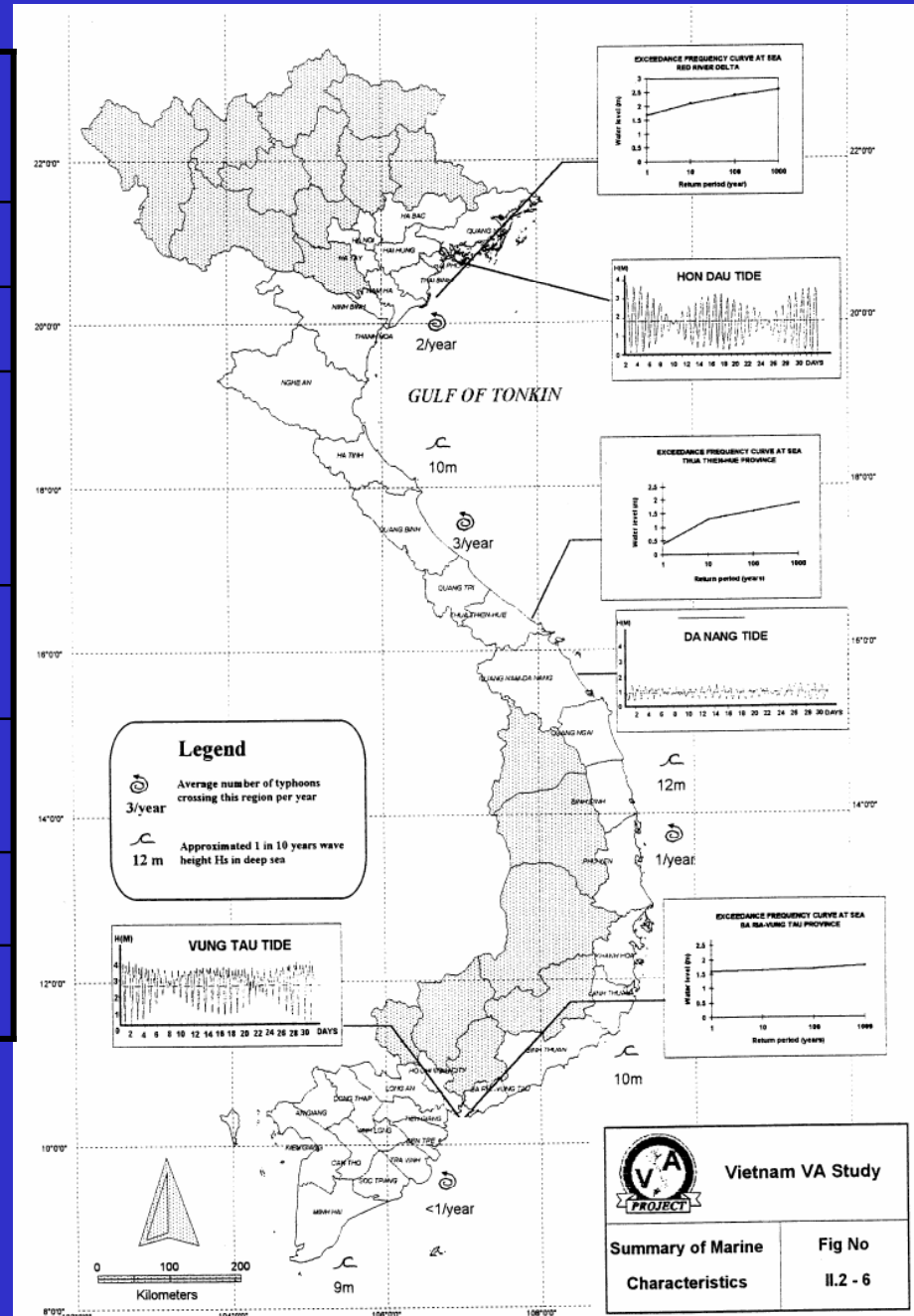


Quan hệ
giữa độ lớn
của động đất
và chu kỳ
sóng thần



8. Chế độ triều dọc bờ biển Việt Nam

Đoạn bờ	Chế độ	Độ lớn (m)
Móng Cái - Ninh Bình	Nhật triều	3 - 4
Th.Hóa – Hà Tĩnh	BNTKĐ	< 3
Hà Tĩnh – Quảng Bình	BNTKĐ ⇒ BNTĐ	< 2
Tại cửa Tùng, cửa Việt		< 0.4
Cửa Tùng – Quảng Nam	BNTĐ ⇒ BNTKĐ	0.5 - 2
Quảng Nam – Phan Thiết	BNT ⇒ NT	1.5 - 2
Bà Rịa – Cà Mau	BNTKĐ	3 - 4
Cà Mau – Hà Tiên	NTĐ	< 1



CÁC KIỂU BỜ BIỂN (5)

1. Mở đầu

2. Đường bờ biển cát

- a. Vùng cửa sông
- b. Bãi triều
- c. Đồng bằng ven biển
- d. Bãi biển
- e. Cồn cát, đụn cát
- f. Đầm phá
- g. Bờ biển được che chắn
- h. Cửa lạch triều, vịnh triều

3. Đường bờ chịu ảnh hưởng trội của hệ sinh thái biển

- a. Các đầm nước mặn
- b. Rừng ngập mặn
- c. Hệ thực vật sống trên cát
- d. Dải san hô

4. Bờ biển đá

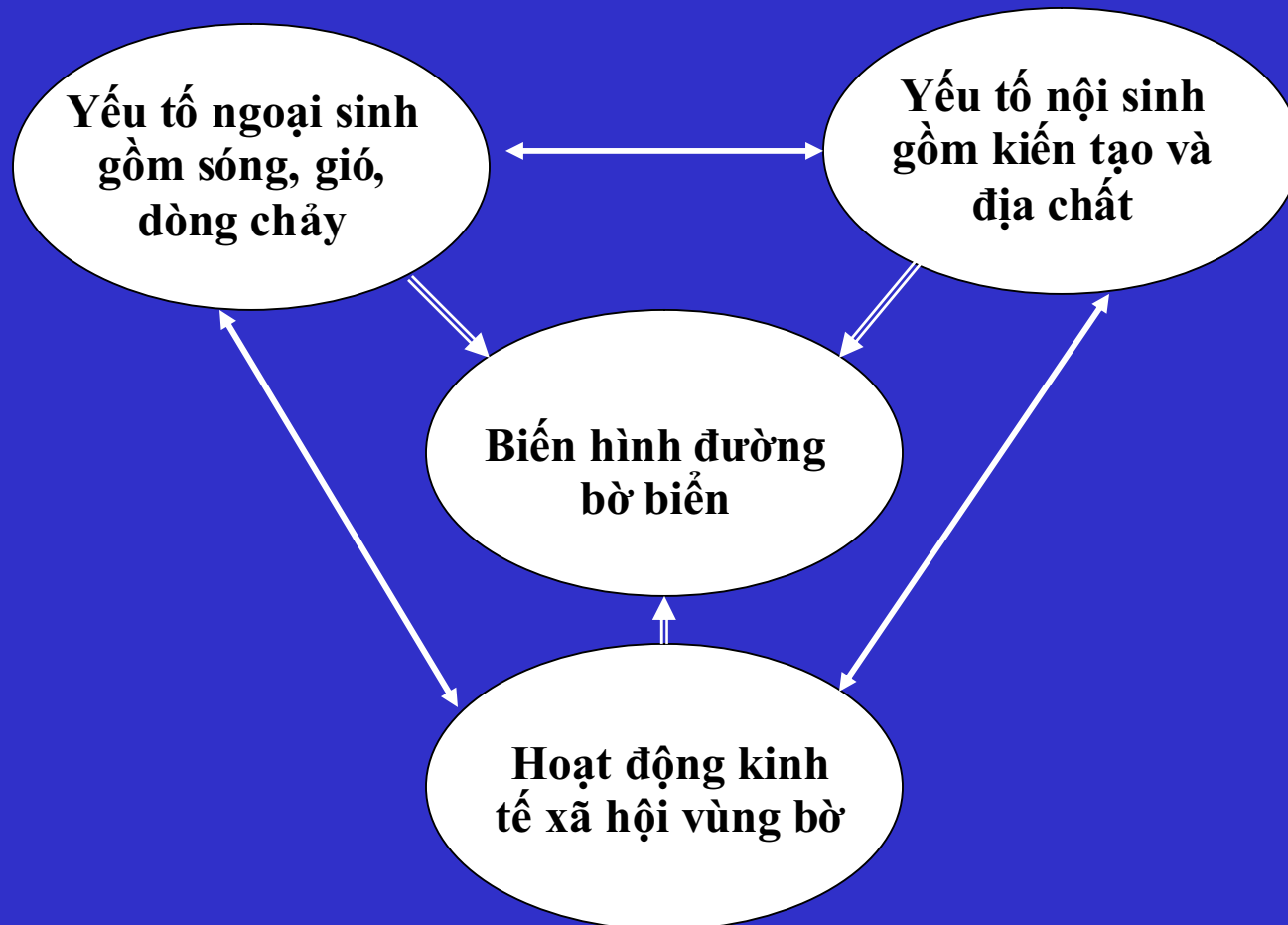
- a. Nguồn gốc
- b. Bờ đá xâm thực

5. Các dạng bờ biển của Việt Nam

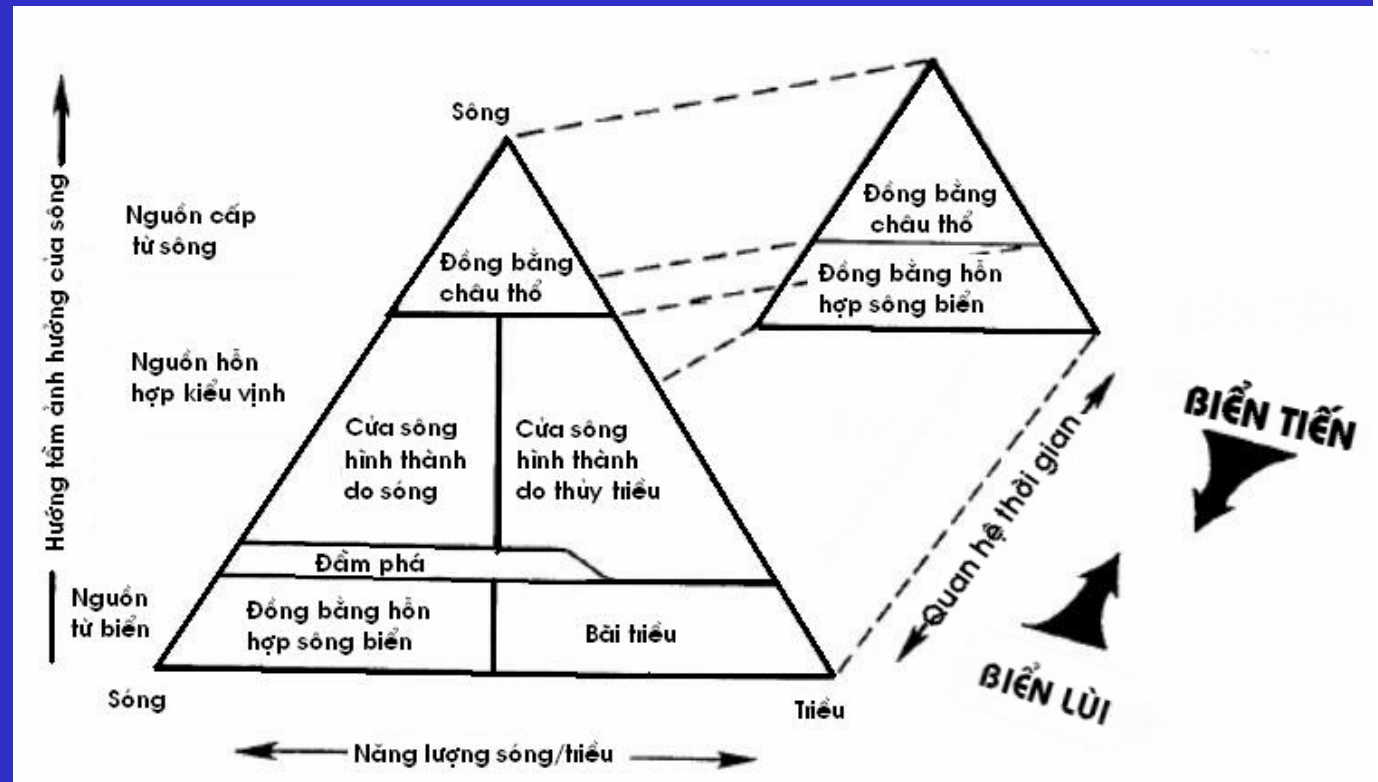
- a. Bờ đá và san hô
- b. Bãi vùng cửa sông
- c. Đồng bằng châu thổ
- d. Đường bờ vùng đầm phá
- e. Cửa vào vịnh triều
- f. Đầm lầy, rừng ngập mặn và các loài cỏ biển

1.M ở đầu

Quan hệ giữa các nhân tố trong quá trình hình thành đường bờ



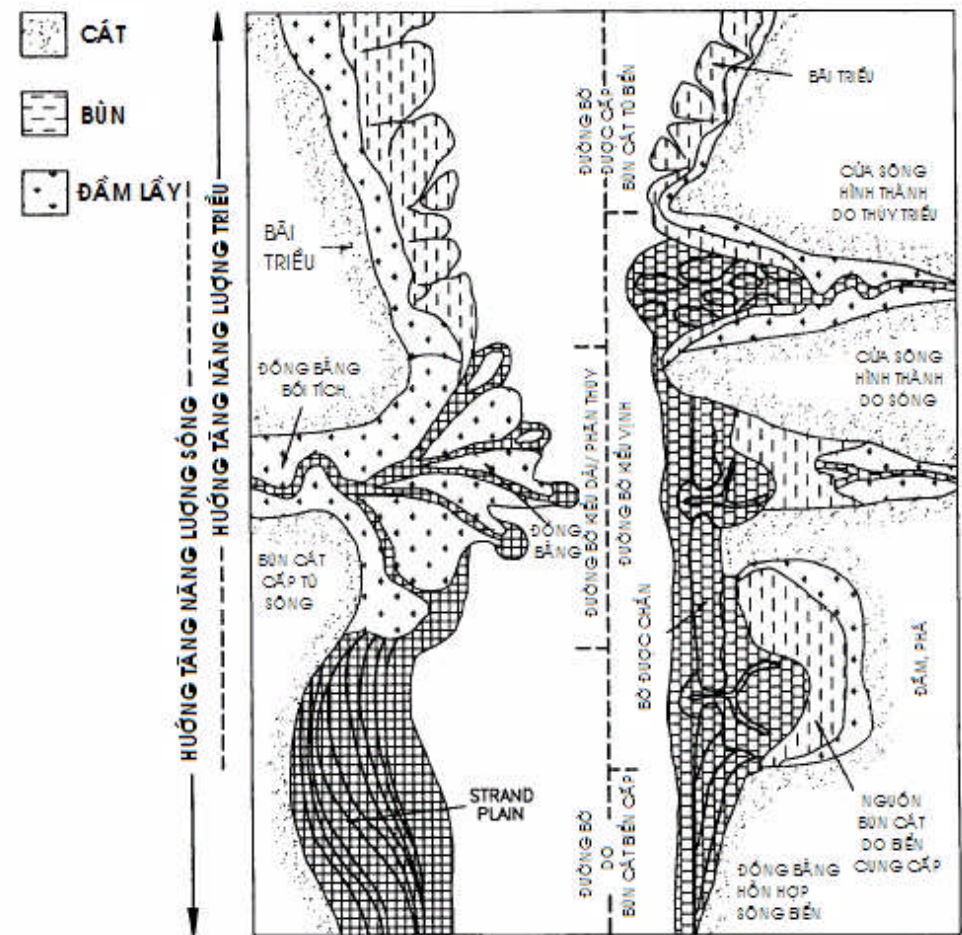
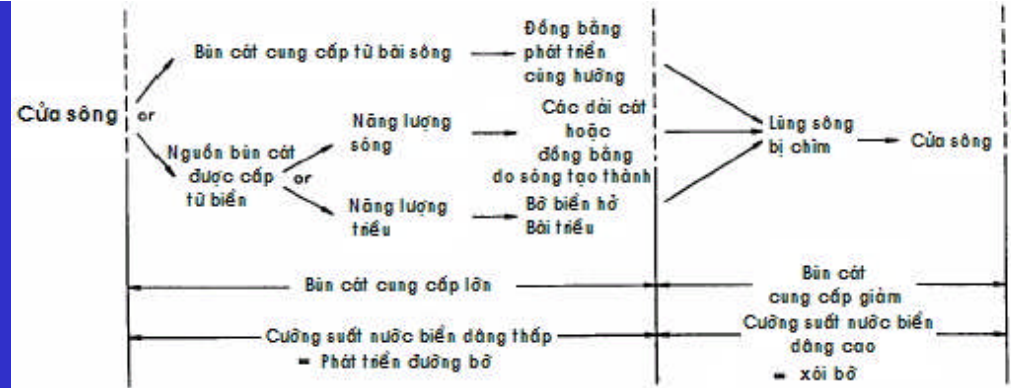
Biển lùi: Quá trình bồi
Biển tiến: QT xói



1. Theo hướng trục Y: Phía trong: Lục địa; Phía ngoài: tiến ra biển
2. Theo hướng trục Z: ảnh hưởng của sông tăng dần theo thời gian
3. Theo hướng trục X: Phía trái ảnh hưởng trội của sông; phải của triều

SỰ PHÁT TRIỂN CÁC VÙNG CỬA SÔNG VÀ BÃI TRIỀU

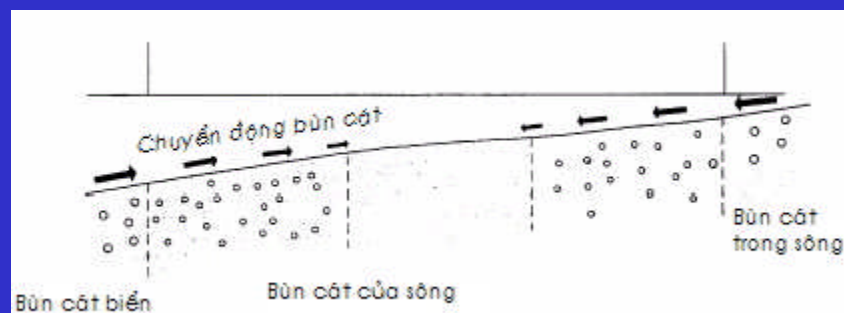
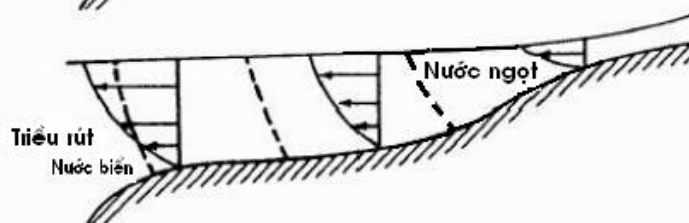
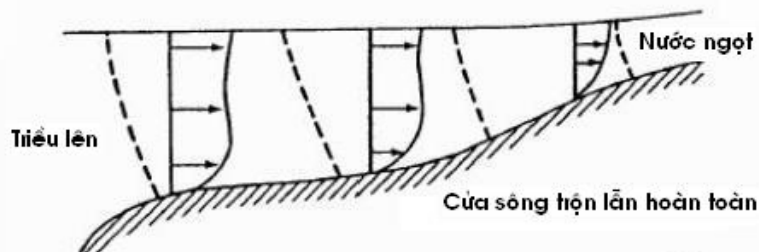
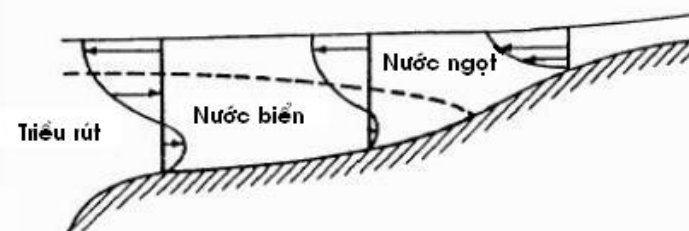
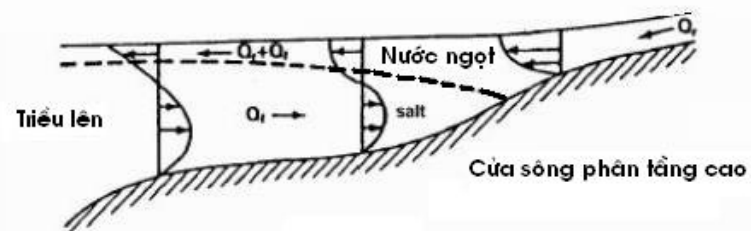
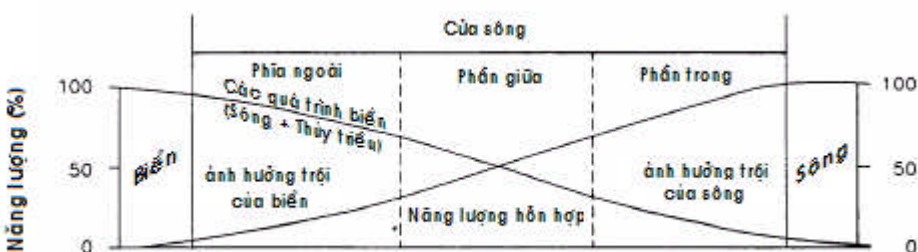
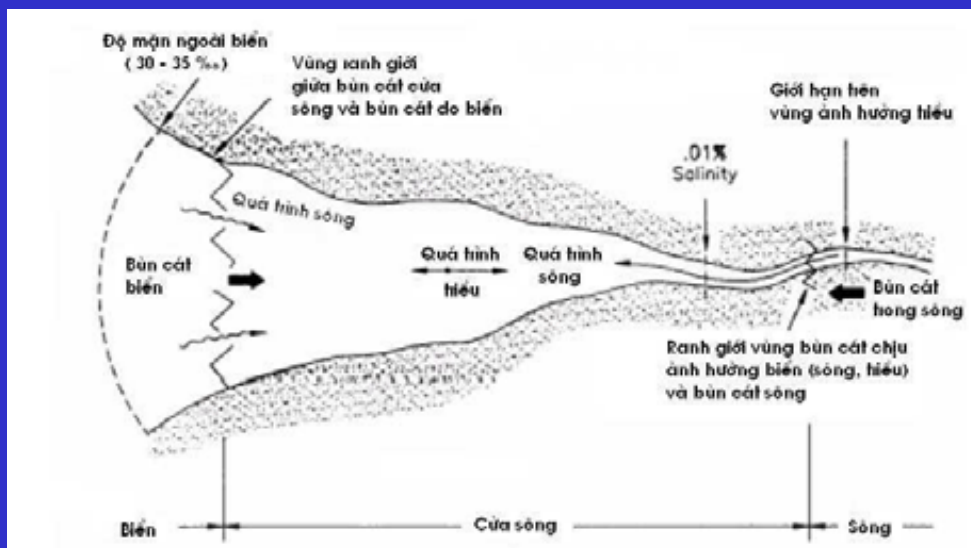
- Hình bên trái: Bình đồ biểu diễn phát triển vùng cửa sông
- Hình phải phân loại tổ hợp nguồn cung cấp bùn cát và yếu tố ảnh hưởng trội
- Ví dụ:
 - ✓ Vùng ảnh hưởng trội của sông và yếu tố của thủy triều: Đường bờ phát triển theo dạng tam giác châu: Đồng bằng sông Hồng, Mê Công
 - ✓ Vùng ảnh hưởng thường xuyên của biển, theo mùa của sông, vật chất khu vực cát chủ yếu: Đầm phá TT-Huế
 - ✓ Vùng ảnh hưởng trội của biển, ít hoặc không có nguồn từ sông: Dải bờ cát
 - ✓ Nếu sóng chiếm ưu thế, biên độ triều đủ lớn: bãi ngăn, dốc
 - ✓ Nếu sóng nhỏ, triều biên độ nhỏ: bãi thoải,



2. ĐƯỜNG BỜ BIỂN CÁT

a. Vùng cửa sông

- Nếu chịu ảnh hưởng triều không mạnh: Phân bố lưu tốc theo dọc sông khi triều lên và xuống như hình 1+2 \Rightarrow bồi tụ kiểu phân tầng
- Khi ảnh hưởng triều mạnh \Rightarrow Hỗn hợp



B. BÃI TRIỀU

1. Bãi triều là vùng đất lộ ra khi triều thấp và ngập khi triều lên
Phạm vi bãi triều phụ thuộc vào:
2. Thủy triều
 - ✓ Độ lớn triều
 - ✓ Chế độ triều
 - ✓ Dòng triều
3. Hình dạng cửa sông
4. Hàm lượng bùn cát chuyển ra từ trong sông
5. Ví dụ
 - ✓ Bùn cát nhiều, dòng triều lớn: bãi bị chia cắt không theo qui luật: Bãi triều vùng Hải Phòng
 - ✓ Bùn cát lớn, dòng triều nhỏ: bãi thoải rộng: Bãi Vùng Ninh Bình, Cà Mau
 - ✓ Ít bùn cát từ sông, dòng triều đáng kể: Bãi ngấn, dốc: Vùng bờ Quảng Bình, khu vực xa cửa sông; Dải bờ miền Trung (Trừ bờ đá)
 - ✓ Ít bùn cát, dòng triều nhỏ: bãi rộng, thoải: Trà Cổ (Q.Ninh)

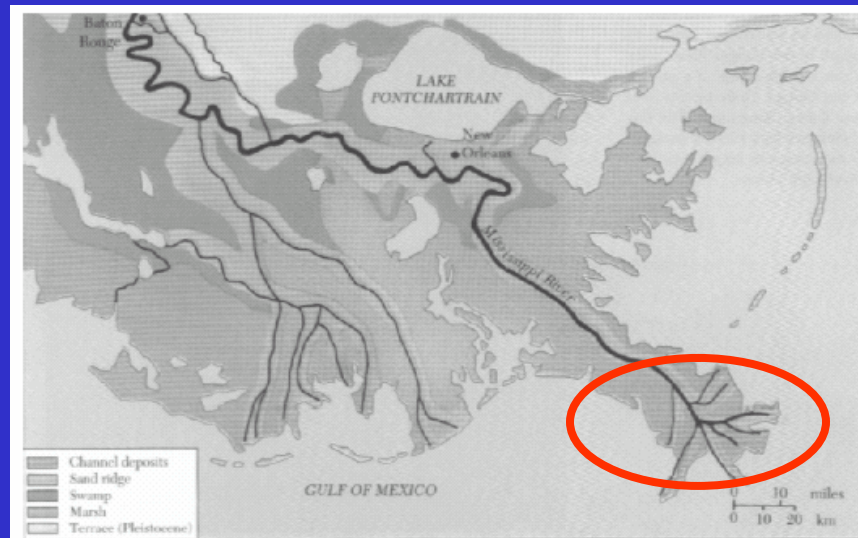
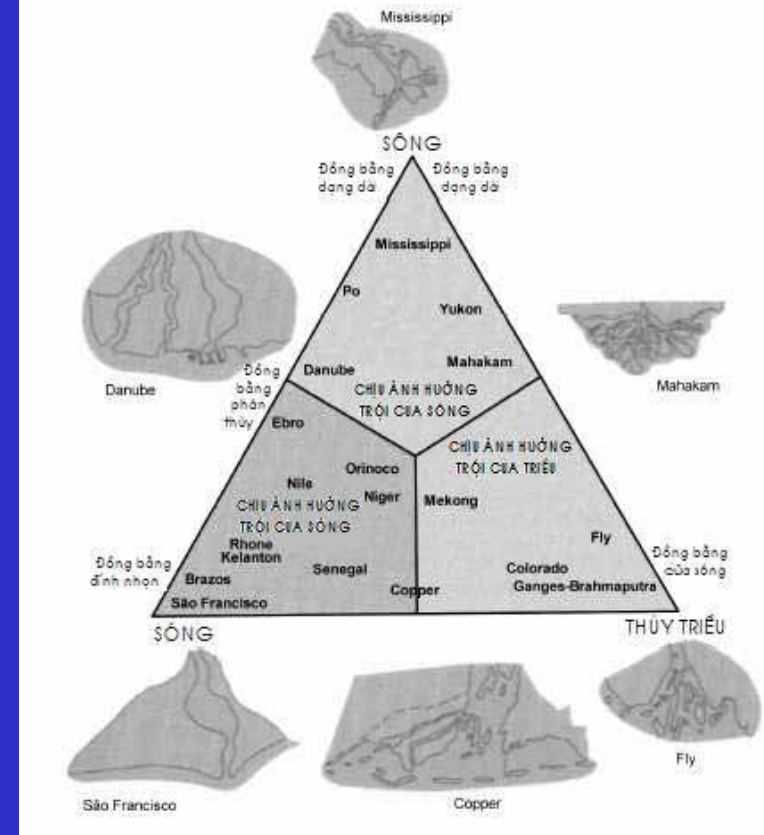
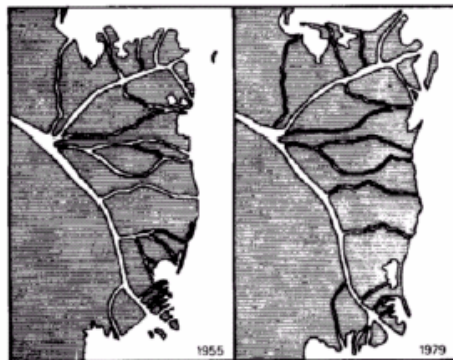
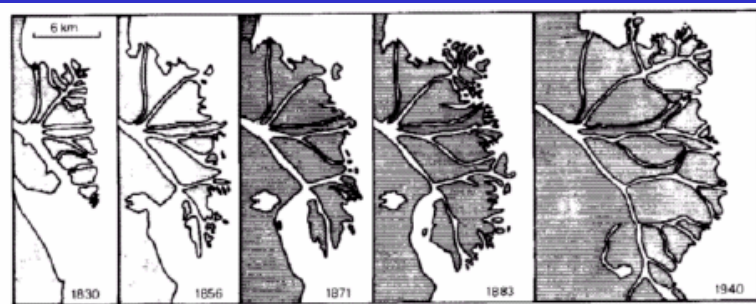
C. ĐỒNG BẰNG VEN BIỂN

1. Phân loại: Sông, Sóng và Thủy triều
2. Các loại đồng bằng

✓ Dạng chân chim:

Phù sa sông nhiều, triều nhỏ và sóng yếu.
Đồng bằng Mississippi, Danube
(Rumani) hay đồng bằng sông Cửu long
(Việt Nam)

Danube, Romania

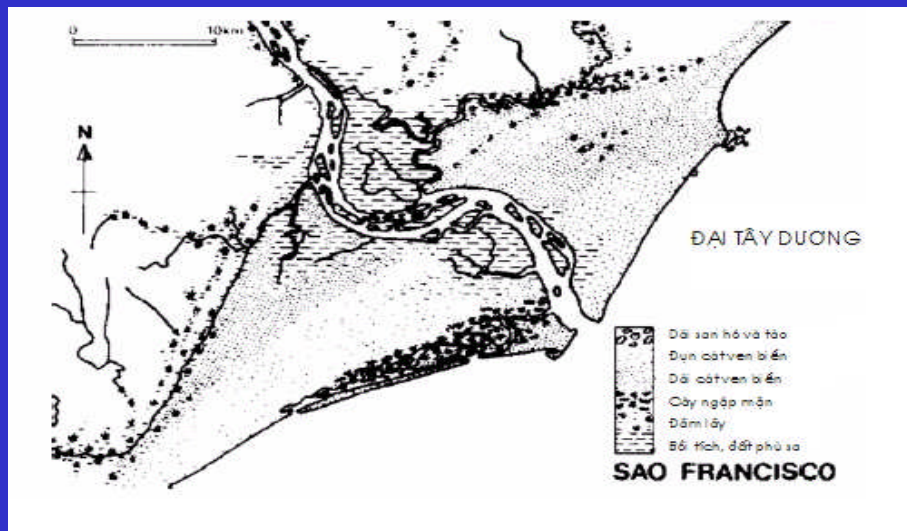


Đồng
bằng
sông
Mississ-
-ippi

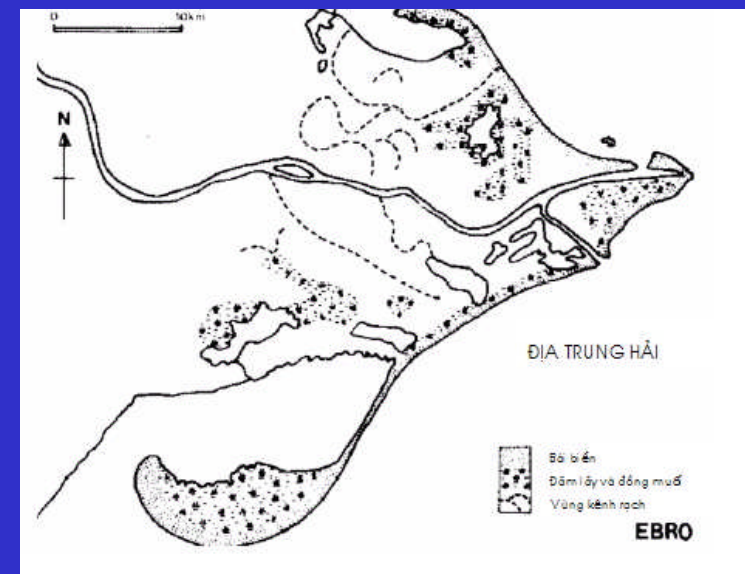
Đồng bằng khu vực có

- ✓ Độ lớn triều lớn
- ✓ Dòng triều đáng kể.
- ✓ Sóng từ trung bình đến nhỏ
- ✓ Dòng ven bờ khá yếu.

Các đồng bằng hình thành cùng với các vùng đầm phá, đầm lầy và bãi triều. Ví dụ điển hình của loại đồng bằng này là đồng bằng sông Fly thuộc bờ biển nam Papua New Guinea.



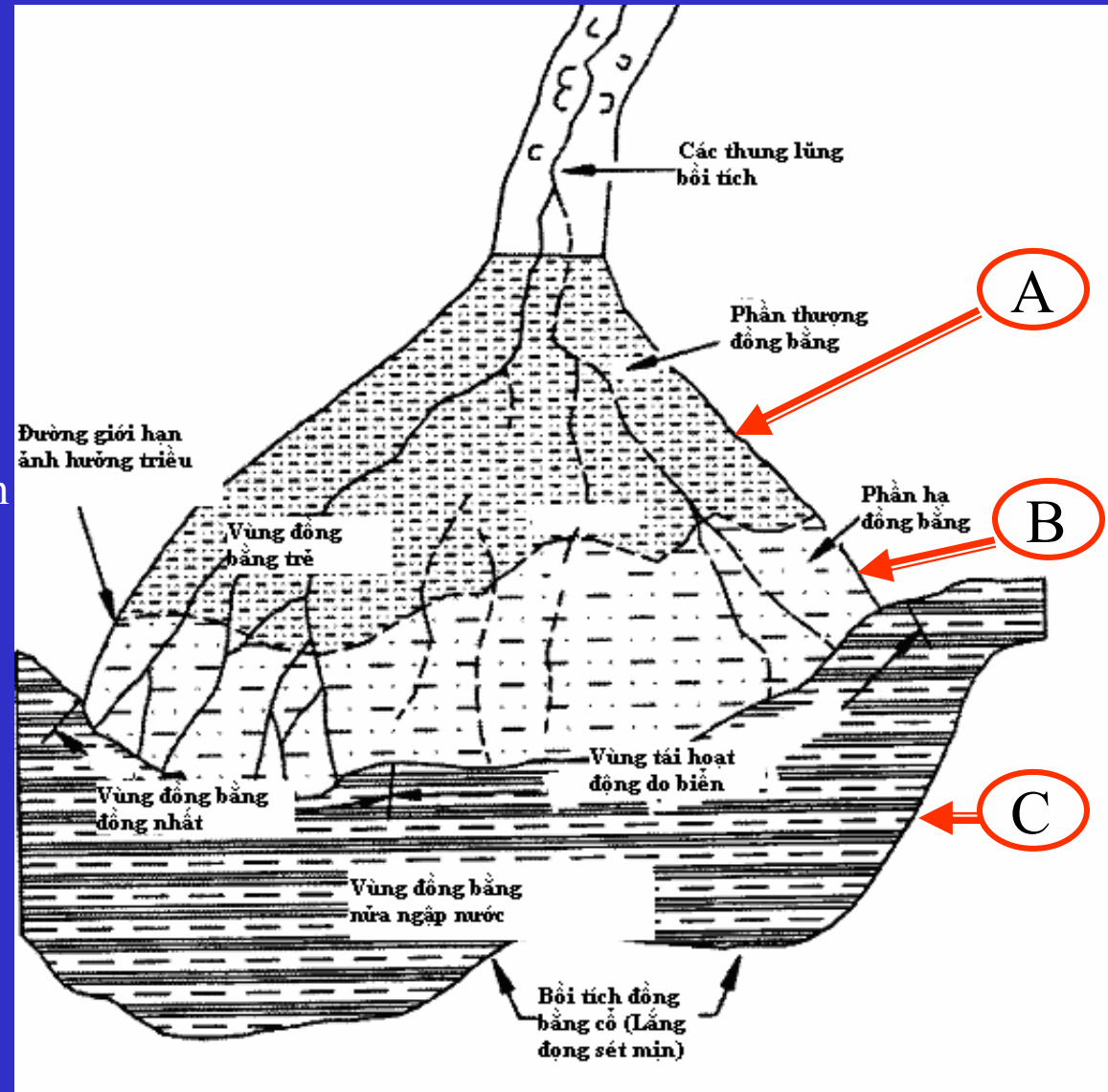
Đồng bằng hình thành do sóng, ít nguồn cấp từ trong sông, dạng đối xứng

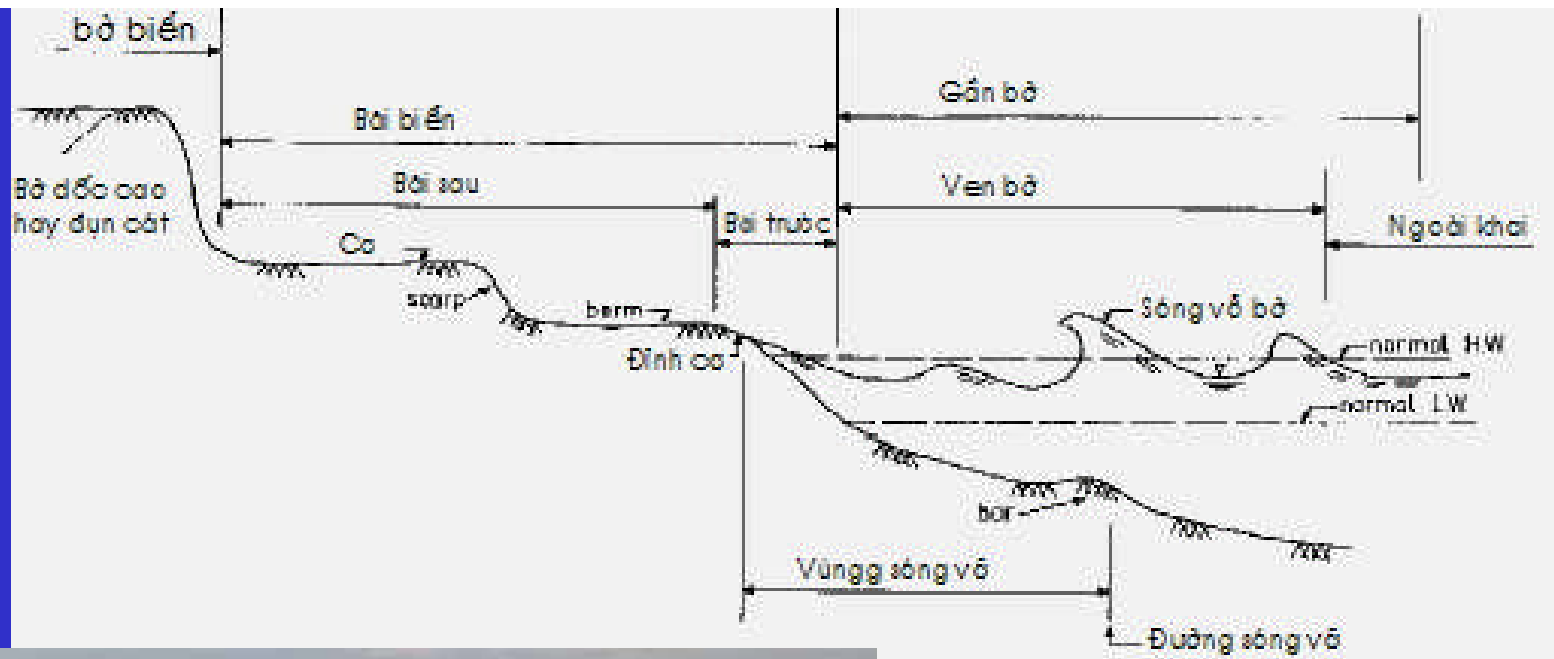


Đồng bằng hình thành do sóng, ít nguồn cấp từ trong sông, dạng không đối xứng

DẠNG ĐỊA MẠO ĐIỂN HÌNH ĐỒNG BẰNG

- A. Phần thượng đồng bằng, phía dưới là bồi tích biển, phần trên là bồi tích sông khá ổn định
- B. Phần hạ chịu ảnh hưởng trội của sông và yếu của biển với dạng địa hình bằng phẳng xen kẽ với hồ ao, đầm lầy
- C. Vùng bán ngập do thủy triều ảnh hưởng trội của biển và yếu của sông. Đây là vùng đất mới với sự phát triển của hệ sinh thái đất ngập nước, chịu mặn



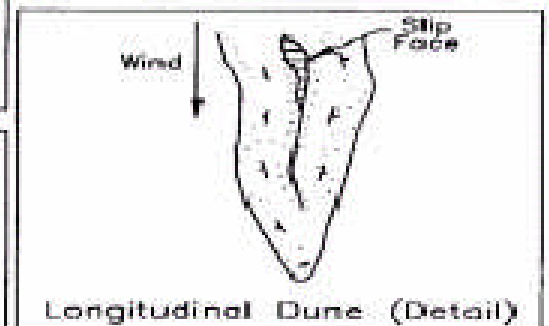
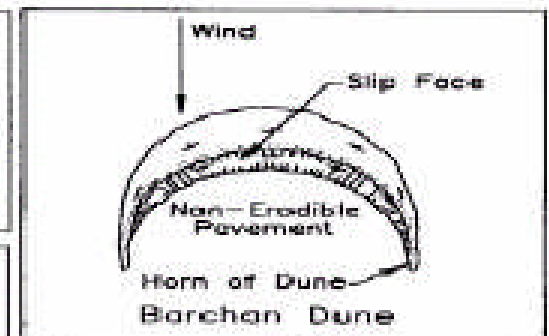
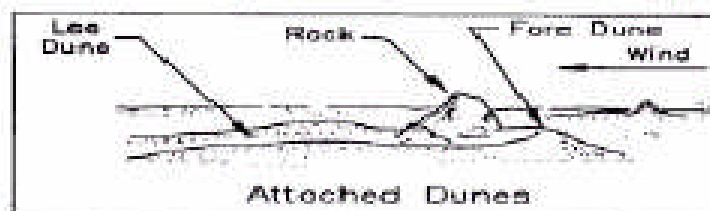
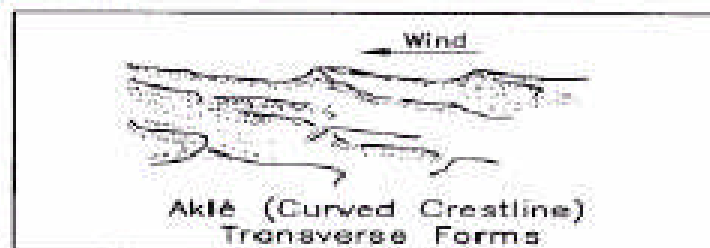
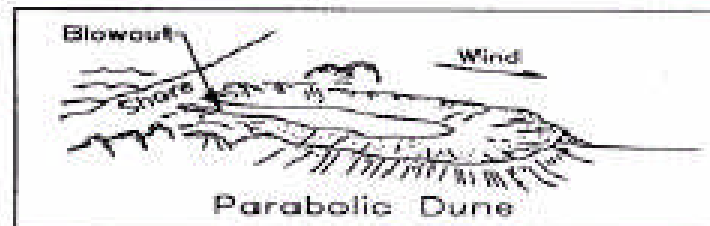
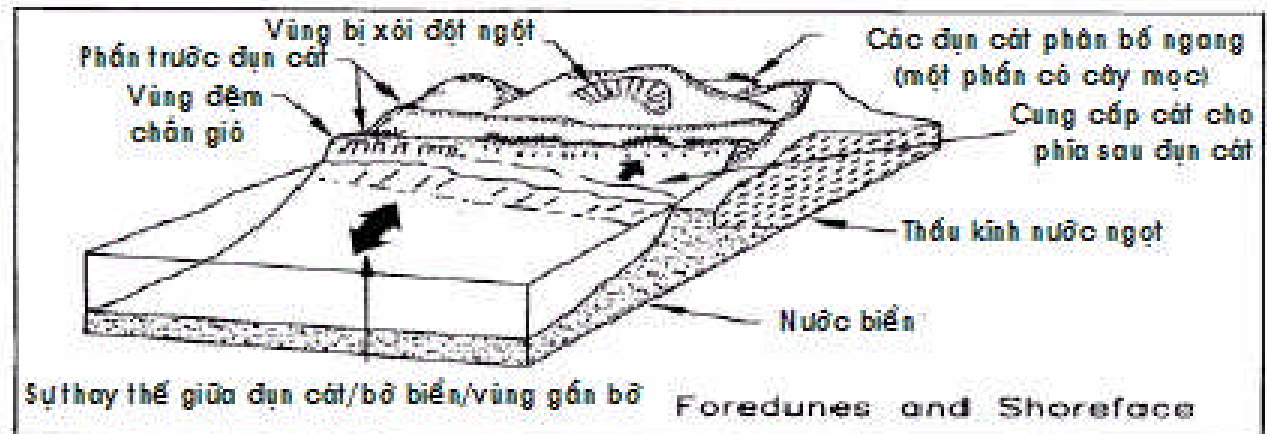


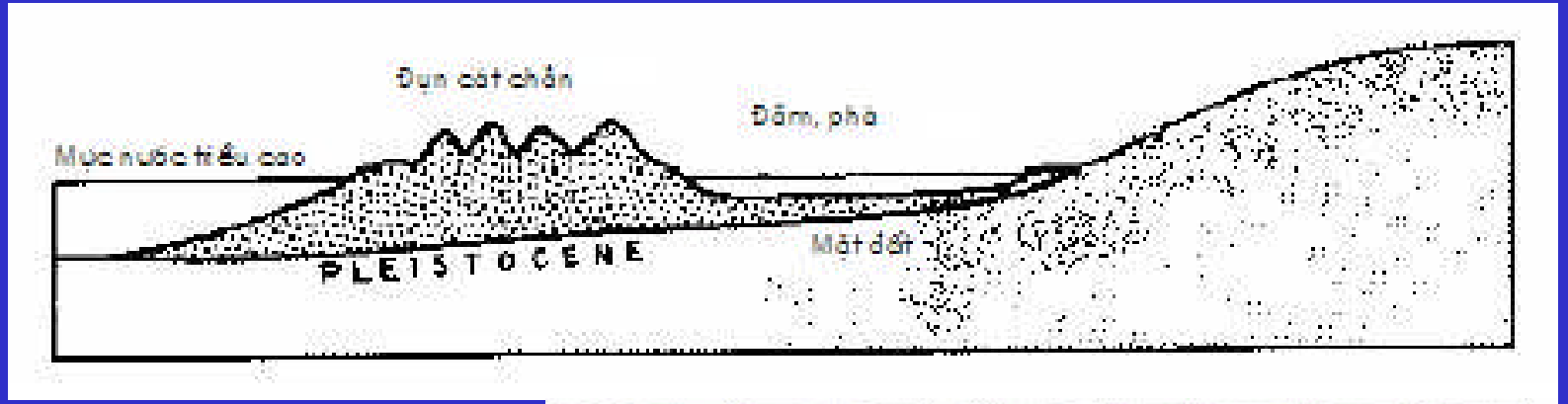
My Khe beach (seeing towards to Hoi An)

d. Bãi biển

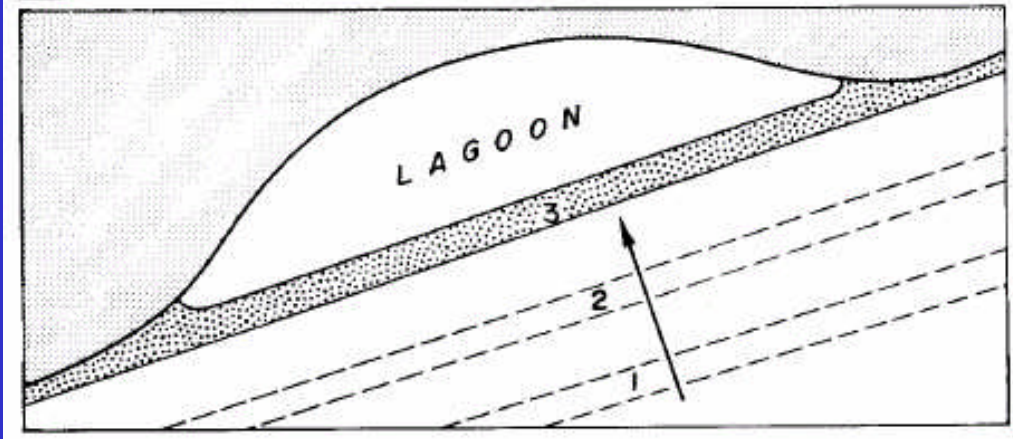
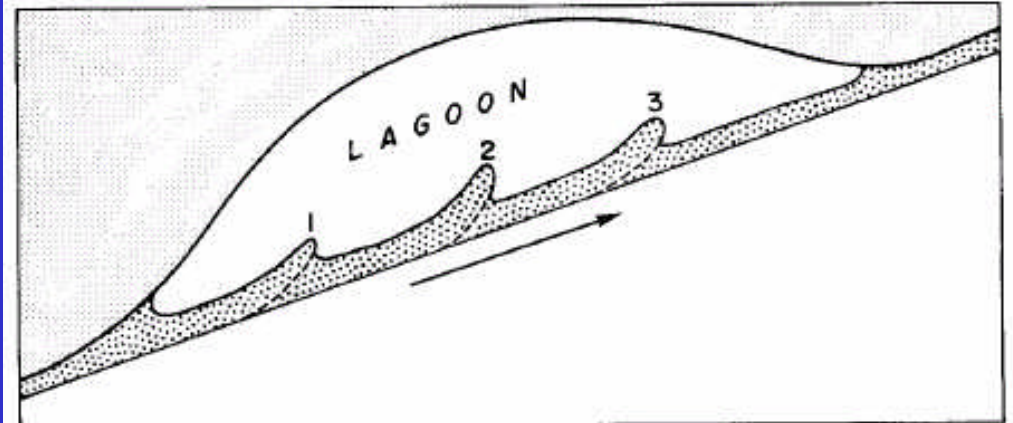
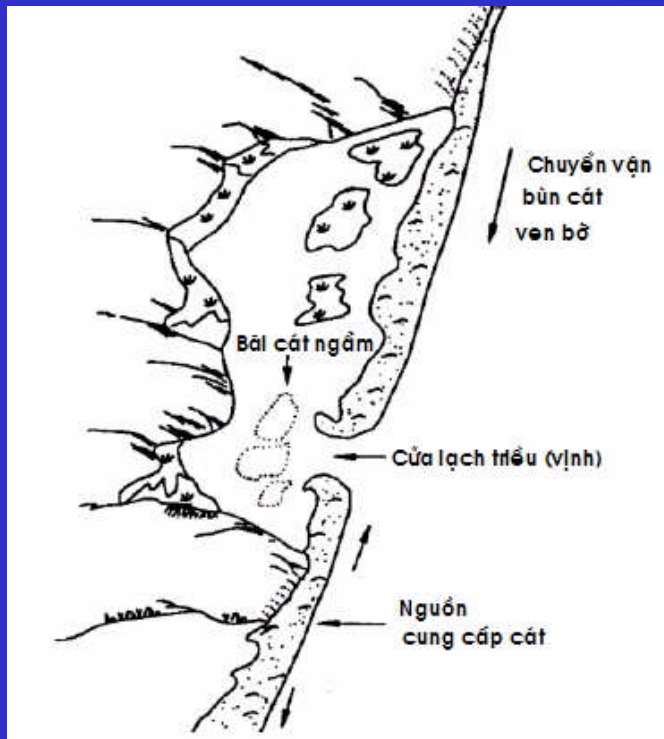
E. CỒN CÁT, Đụn CÁT VÀ SỰ PHÁT TRIỂN CỦA NÓ

1. Phần không ngập nước: chịu ảnh hưởng của gió và hệ thực vật trên cát
2. Phần ngập nước chịu chi phối của sóng, dòng chảy
3. Chiều cao cột nước ngọt trên MSL chỉ bằng 1/40 chiều sâu cột nước biển.

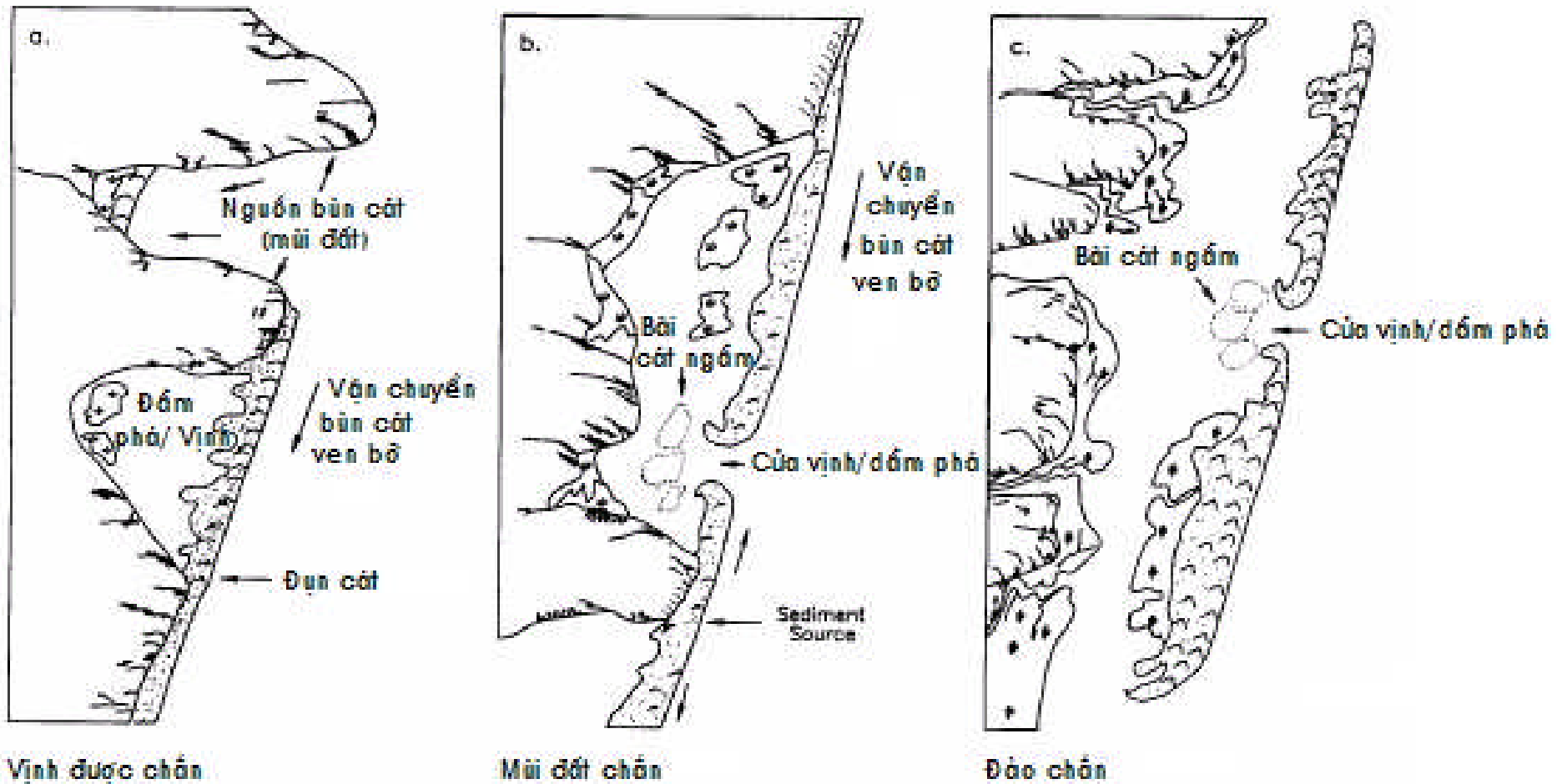




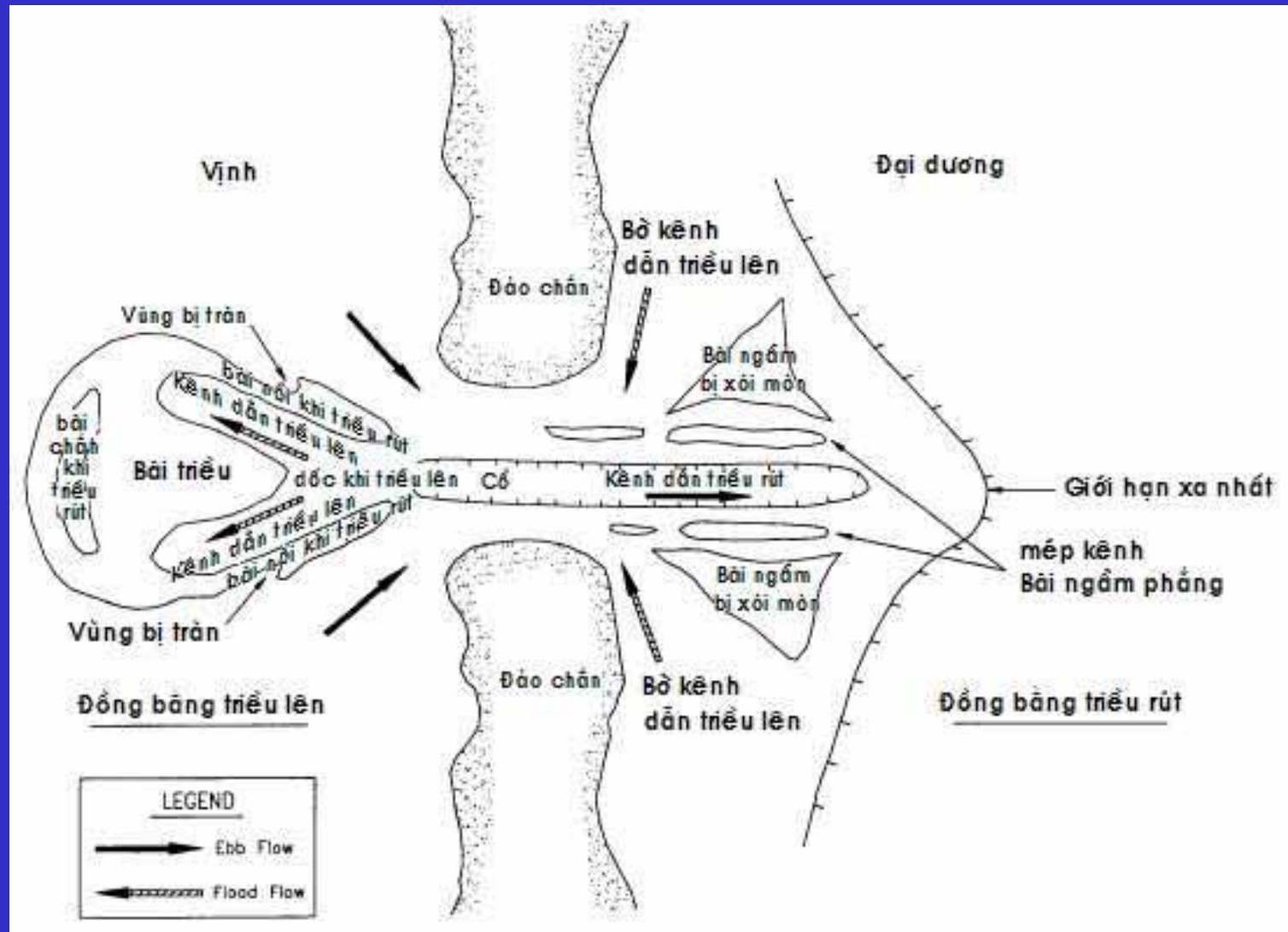
F. Bờ biển kiểu đầm phá



G. BỜ BIÊN ĐƯỢC CHE CHẮN



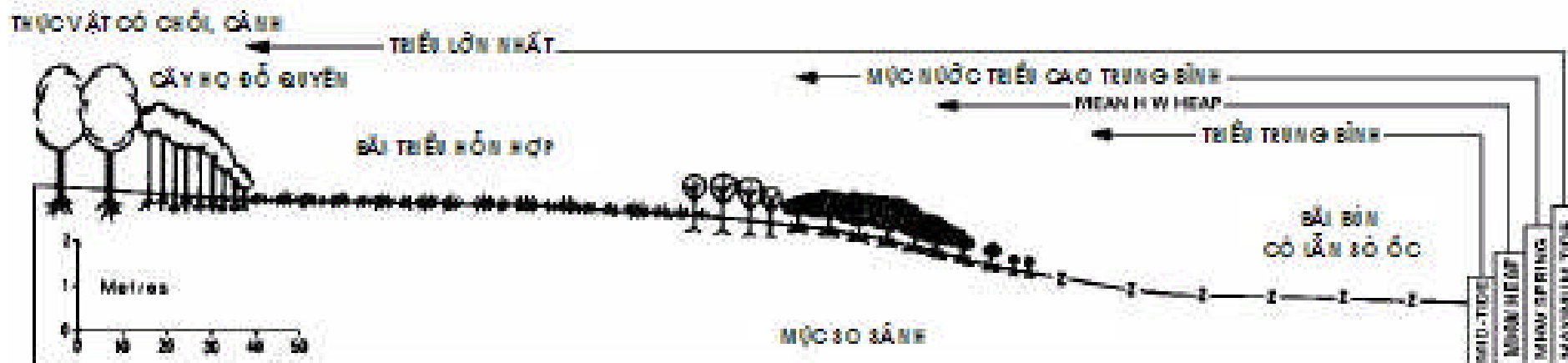
H. CỬA LẠCH TRIỀU, VỊNH TRIỀU



ĐƯỜNG BỜ CHỊU ẢNH HƯỞNG TRỘT CỦA HỆ SINH THÁI BIỂN

a. Các đầm nước mặn

- ✓ Khi bùn cát chuyển vận ra cửa bồi lắng tạo thành bãi với cao trình nâng dần hình thành các đầm nước mặn ven biển
- ✓ Các loài cây hình thành theo thời gian là:
 - ⇒ Các loài rong, cỏ biển
 - ⇒ Cây thân mềm họ cói (miền Bắc), dừa nước (miền Nam)
 - ⇒ Cây ngập mặn (vùng ngập thường xuyên và bán ngập do thủy triều)
 - ⇒ Các vùng ngập sẽ được ngọt hóa dần do được bồi đắp dần theo thời gian và được con người cải tạo
- ✓ Ở nước ta các vùng điển hình như:
 - ⇒ Hải Phòng: Huyện Tiên Lãng từ năm 1960 đến nay đã tiến ra biển khoảng 20 km
 - ⇒ Tiền Hải, Thái Thụy (Thái Bình)
 - ⇒ Nông trường Rạng Đông (Ninh Bình): Tiến ra biển khoảng 30 km/40 năm từ 1960
 - ⇒ Nam Bộ nhiều vùng đầm lầy trở thành các vùng đất trồng trọt



3. ĐƯỜNG BỜ CHỊU ẢNH HƯỞNG TRỌI CỦA HỆ SINH THÁI BIỂN

a. Đầm nước mặn:

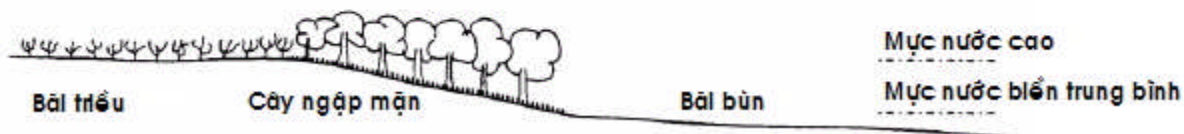
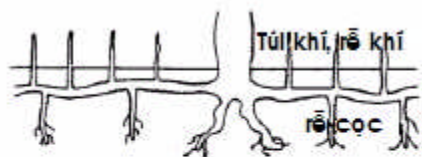
b. Rừng ngập mặn

- ✓ Phát triển ở vùng nhiệt đới tại các cửa sông lớn có nhiều phù sa
- ✓ Sóng, dòng ven không lớn
- ✓ Phát triển khá phong phú ở nước ta đặc biệt là đồng bằng sông Hồng và Cửu Long



AVICENNIA

RHIZOPHORA



c. Hệ thực vật sống trên cát

- ✓ Chỉ tồn tại trên diện tích hoàn toàn không ngập nước
- ✓ Hệ sinh thái này khác nhau ở các vùng miền
- ✓ Các hệ điển hình như các hình dưới



Pandanus to protect sand dunes at Hoa Duan

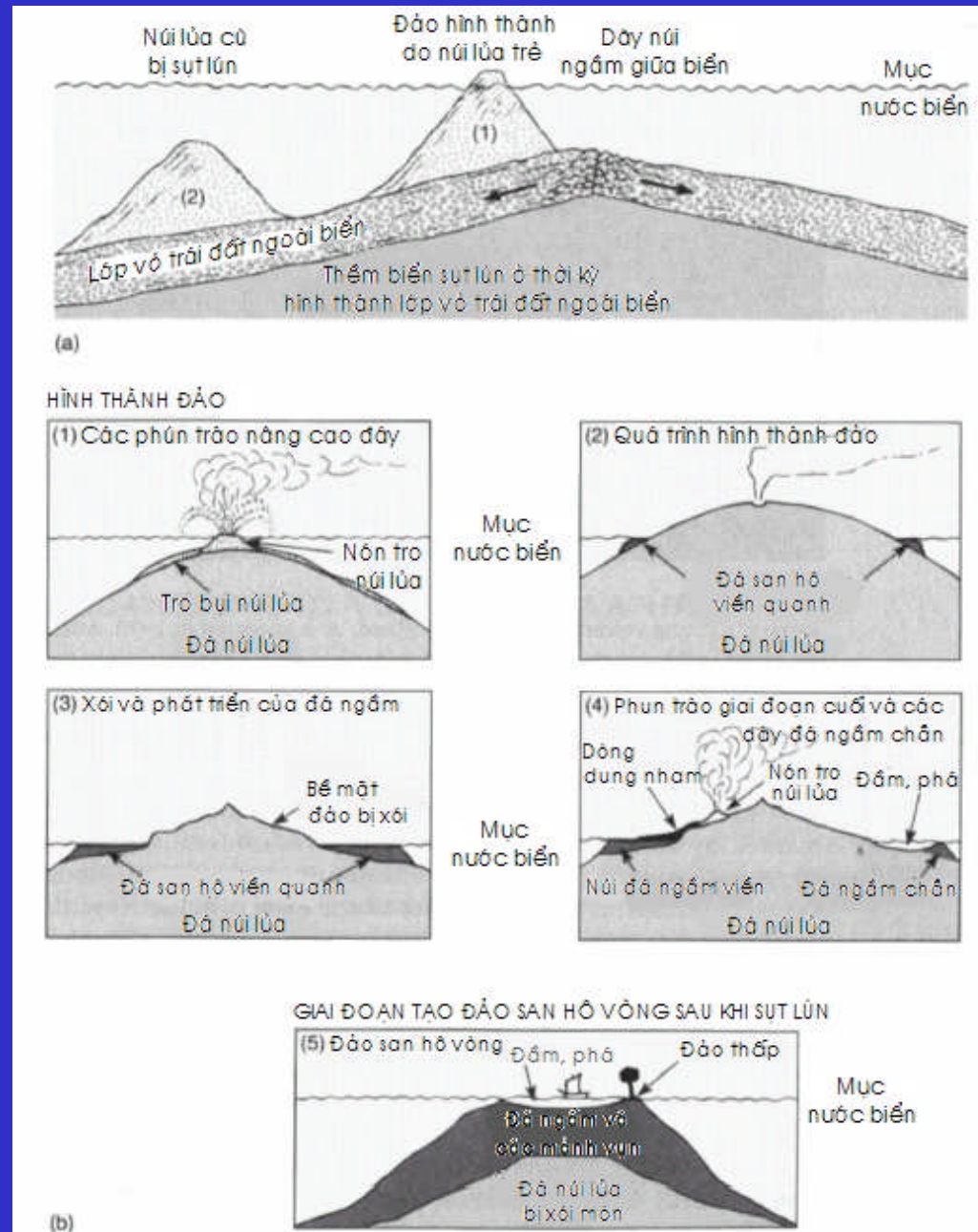


Sea bindweed at Hai An beach near TH river mouth



d. Dải san hô

- ✓ San hô là thủy động vật ưa ánh sáng và nước ấm
- ✓ Đảo san hô là một trong những quần xã hóa thạch lớn nhất ở đáy biển
- ✓ Stoddard (1989) đã đưa ra 4 loại san hô chính, đó là:
 - ⇒ Vía san hô
 - ⇒ Vía ngầm chắn trước eo biển
 - ⇒ Bãi san hô
 - ⇒ Vòng cung san hô
- ✓ Ở Việt nam, các dải san hô, bãi san hô ngầm hình thành ở khu vực Quảng Ninh, Đà Nẵng, Phú Yên, Khánh Hòa, Bà Rịa – Vũng Tàu v.v.



4. Bờ biển đá

a. Nguồn gốc

- Bờ biển đá là quá trình kiến tạo nâng lên của thạch quyển

b. Bờ đá xâm thực

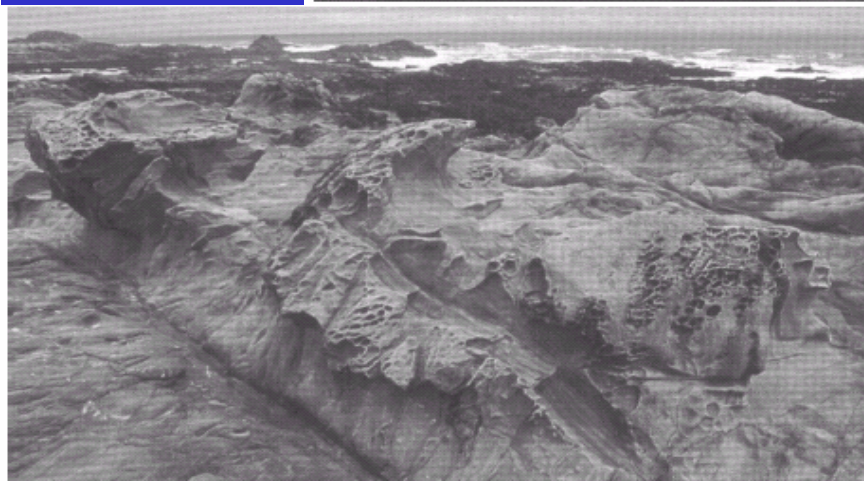
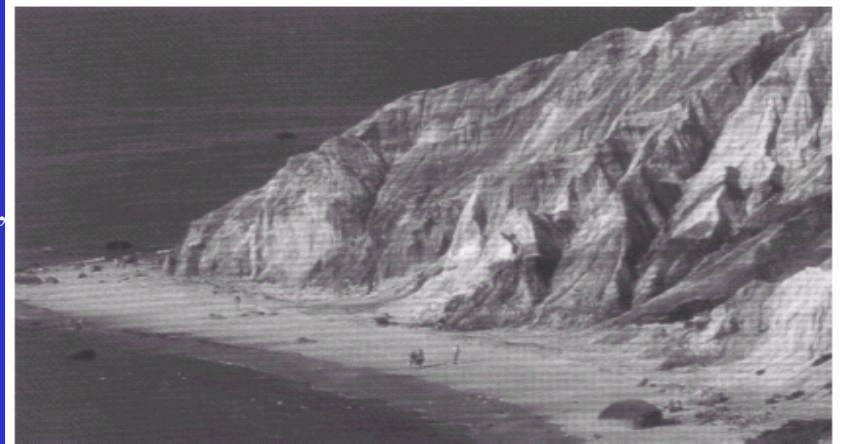
- Do sóng là tác nhân chủ yếu tạo ra các dạng bờ đá khác nhau
- Do nhiệt (quá trình khô ướt thay thế nhau làm vỡ vụn đá gốc)

c. Một số dạng bờ đá điển hình



Công viên quốc gia Fjord ở Kenai Fjords, Alaska

Bờ đá Gay Head, Martha's Vineyard, Massachusetts



Đá bị làm thủng thành các lỗ hình cầu tại Called Tafari, San Mateo County, California

5. Các dạng bờ biển ở Việt Nam

- a. Bờ đá và san hô
- b. Bãi vùng cửa sông
- c. Đồng bằng châu thổ
- d. Đường bờ vùng đầm phá
- e. Cửa vào vịnh triều
- f. Đầm lầy, rừng ngập mặn và các loài cỏ biển

Đường bờ của Việt Nam

Please see the file

c:\...\Bai giang\cat-diachat.ppt

Thank you for your attention