



## CHƯƠNG I: GIỚI THIỆU CHUNG

### §1.1 ĐẶC ĐIỂM CHUNG VỀ CẦU KIM LOẠI

#### 1.1-Đặc điểm về vật liệu thép:

Thép là vật liệu hoàn chỉnh được sử dụng rất rộng rãi trong mọi ngành kinh tế quốc dân, đặc biệt trong ngành xây dựng và giao thông vận tải. Đặc điểm nổi bật là:

- Có độ bền cao ứng với mọi loại ứng suất như kéo, nén, cắt, uốn, xoắn,...
- Vật liệu có tính đồng nhất, đẳng hướng cao.

Do vậy nó được sử dụng để xây dựng tất cả các loại cầu khác nhau như cầu dầm, cầu dàn, cầu treo, cầu vòm và hệ liên hợp.

Thép có trọng lượng bản thân rất nhẹ vì chỉ số  $C_{thép} = \frac{\gamma}{R}$  của thép nhỏ hơn (là tỷ số giữa trọng lượng riêng và cường độ tính toán vật liệu). Do vậy thép có khả năng vượt nhịp rất lớn mà các vật liệu khác không thực hiện được. Hiện nay nhịp lớn nhất của cầu dầm văng dầm cứng BTCT hoặc vòm BTCT còn dưới 500m trong khi cầu dàn thép đạt đến 550m, cây dầm văng dầm thép gần 1000m, cầu treo dầm văng đạt đến 2000m và còn có dự án lên đến 4500m.

Thép còn có môđun đàn hồi lớn nên độ cứng lớn, độ võng nhỏ nên cầu thép vẫn đáp ứng được điều kiện khai thác bình thường, chịu được ảnh hưởng của các loại tải trọng có tính chu kỳ như động đất, gió bão.

Thép có độ dẻo cao. Sự phá hoại của thép thường diễn ra ở trạng thái dẻo tức là kèm theo biến dạng lớn làm phân bố lại nội lực và ứng suất. Do đó thép chịu xung kích và mỏi tốt.

Về mặt lý hoá thép có tính đồng nhất cao. Dưới ảnh hưởng của nhiệt độ, cường độ và môđun đàn hồi ít thay đổi nên thường làm việc tốt trong điều kiện nhiệt độ của môi trường biến đổi. Môđun đàn hồi tốt và tính chịu nhiệt cao là ưu điểm cơ bản của thép so với các loại vật liệu chất dẻo hiện nay.

Về mặt chế tạo, thép dễ gia công, dễ cắt, rèn dập, đúc cán, hàn nên có thể tạo thành các chi tiết, các loại kết cấu thoả mãn các yêu cầu hình dáng kiến trúc; đồng thời tạo khả năng công nghiệp hoá, tự động hoá chế tạo trong công xưởng, cơ giới hoá cao trong vận chuyển và lắp ráp tạo điều kiện thi công nhanh và sớm đưa công trình vào sử dụng.

Một đặc điểm rất quan trọng nữa của cầu thép là có nhiều dạng liên kết tin cậy như bulông, đinh tán, hàn và dán. Các loại liên kết này đảm bảo tính lắp ghép cao, dễ lắp, dễ tháo, có thể dùng được trong các công trình vĩnh cửu, kết cấu phụ tạm và công trình trong quốc phòng.

Thép trong quá trình sử dụng bị gỉ do tác dụng của môi trường ẩm, mặn, acid và các hơi khí độc khác. Hiện tượng gỉ sẽ ăn mòn thép làm giảm tiết diện chịu lực, hư hỏng liên kết và giảm tuổi thọ công trình. Hiện nay có nhiều biện pháp chống gỉ như sơn, mạ và dùng thép không gỉ nhưng nói chung cầu thép thường xuyên được kiểm tra, bảo quản, cạo gỉ và sơn phủ định kỳ.

⇒ Mặc dù có những nhược điểm trên nhưng vẫn không hạn chế việc sử dụng vật liệu thép trong công trình cầu vượt nhịp lớn trên đường ô tô, đường sắt, các loại cầu tạm, công trình có yêu cầu thi công nhanh, vận chuyển dễ dàng và các công trình quân sự.

## **1.2-Uưu nhược điểm của cầu thép:**

### **1.2.1-Uưu điểm:**

Thép là loại vật liệu hoàn chỉnh nhất. Nó có tính đồng nhất, đẳng hướng, làm việc hoàn toàn đàn hồi trước khi đạt cường độ chảy, có cường độ chịu nén và chịu kéo cùng cao. Thép có độ dự trữ biến dạng và cường độ cao mà các vật liệu khác không có được do đó chỉ được ổn định và tải trọng động tốt.

Thời gian xây dựng cầu thép nhanh hơn cầu bê tông. Nó có thể được lắp dựng dễ dàng qua sông suối, thung lũng trong các điều kiện môi trường khác nhau nên giảm giá thành xây dựng.

Kết cấu cầu thép có trọng lượng nhẹ nên làm giảm giá thành kết cấu phần dưới. Điều này càng có ý nghĩa khi gặp địa chất xấu.

Kết cấu nhịp cầu thép có thể thiết kế chiều cao thấp hơn cầu bê tông nên giảm được chiều cao kiến trúc khi sử dụng cầu vượt, cầu trên đường cao tốc,...

Cầu thép dễ sửa chữa và sửa chữa nhanh hơn cầu bê tông.

### **1.2.2-Nhược điểm:**

Gỉ của thép là vấn đề dai dẳng và tốn kém trong việc duy tu bảo dưỡng cầu. Đó là nguyên nhân chính dẫn đến phá hỏng cầu thép. Hiện nay đã sử dụng các loại thép chống gỉ nhưng không như công bố của các nhà sản xuất.



Hình 1-1: Hiện tượng gỉ cầu thép

Giá thành sơn cầu thép trong suốt thời gian phục vụ là rất lớn. Vấn đề cạo gỉ ảnh hưởng đến môi trường và sức khỏe con người. Việc cạo sạch sơn cũ và thu gom các phế thải độc hại vô cùng đắt đỏ, đôi khi giá thành này lại lớn hơn việc bỏ cầu cũ và xây

dựng cầu mới. Việc sơn cầu cũng gây nhiều phiền toái như vậy do vậy cần có chỉ dẫn riêng về sơn cầu.

⇒ Chính vì những nhược điểm này mà làm giảm sự hấp dẫn của nó so với cầu bê tông ứng suất trước.

### **1.3-Vài nét về lịch sử phát triển cầu thép:**

#### **1.3.1-Trên thế giới:**

Cầu thép ra đời và phát triển cùng với sự lớn mạnh của công nghiệp luyện kim trên thế giới. Những chiếc cầu kim loại đầu tiên được xây dựng ở Trung Quốc, Ấn Độ vào những năm đầu Công nguyên, đó là những cầu thô sơ có dây xích bằng sắt để làm cầu treo, cho đến thế kỷ 17 mới được xây dựng tương tự ở châu Âu, châu Mỹ.

Ở châu Âu, cầu kim loại xuất hiện thế kỷ 18 cùng với sự ra đời ngành công nghiệp luyện kim. Sản phẩm trong giai đoạn đầu chỉ là gang và sắt. Vì gang chịu uốn và kéo kém nên cầu gang dạng dầm ít phát triển mà phát triển dạng vòm. Chiếc cầu vòm gang đầu tiên được xây dựng ở Anh qua sông Severn năm 1776-1779 (**Hình 1-2**).

Cầu vòm gang được làm từ các thanh mảnh không chịu được mômen và xung kích lớn nên nó phát triển theo hướng dùng các khối lớn có tiết diện hình hộp hoặc chữ I. Điển hình cho dạng cầu này là cầu Kerbetze ở St Peterburg xây dựng năm 1850 (**Hình 1-3**).



Hình 1-2: Cầu vòm gang đầu tiên được xây dựng ở Anh năm 1776-1779



Hình 1-3: Cầu Kerbetze (Trinity) có 7 nhịp vòm từ 48-52m, thanh vòm có tiết diện chữ I

Đồng thời với cầu vòm gang, cầu treo dây xích bằng sắt cũng ra đời sớm và được phát triển mạnh mẽ ở Mỹ, Pháp, Anh, Nga,... cầu treo dây xích đầu tiên được xây dựng ở Pennsylvania (Mỹ). Đặc điểm của cầu treo là trọng lượng bản thân nhẹ, lắp ráp nhanh, đơn giản, vượt qua sông sâu và không cần trụ. Chiều dài nhịp tăng lên đồng thời kết cấu cũng được hoàn thiện hơn; ví dụ thay các mắt xích thép tròn bằng bản thép có liên kết khớp, bulông và đưa dầm cứng vào như bộ phận chịu lực của cầu. Điển hình cho cầu loại này là cầu Menai ở Anh (**Hình 1-4**) hoàn thành 30-1-1826 có nhịp chính 176.6m, nằm cao trên mặt nước 31m.



Hình 1-4: Cầu Menai ở Anh

Đến đầu thế kỷ 19, cầu treo phát triển mạnh nhờ việc thay dây xích bằng dấy cáp sợi. Ở Pháp, cầu Freiburg đã có nhịp đến 265m, xây dựng năm 1834. Một trong những cây cầu nổi tiếng được xây dựng khoảng giữa thế kỷ 19, đầu thế kỷ 20 là cầu Chain (**Hình 1-5**) qua sông Danuble ở Budapest (Hungary) với nhịp chính 203m, cầu này bị phá huỷ trong chiến tranh thế giới lần thứ 2 và được xây dựng lại năm 1949.



Hình 1-5: Cầu Chain xây dựng năm 1839, chiều dài cầu 380m

Nửa đầu thế kỷ 19, tuy đạt được nhiều thành tựu về cầu treo nhưng do chưa hiểu hết tính năng làm việc, vai trò của từng bộ phận kết cấu và lý luận tính toán nên các công trình không đủ độ cứng theo cả phương dọc và phương ngang. Nhược điểm này là nguyên nhân chính của 1 loạt tai nạn cầu treo thời bấy giờ:

- Một số cầu bị phá huỷ do bão như cầu qua sông Vilen ở Pháp nhịp 198m xây dựng năm 1836 bị phá huỷ năm 1852.
- Một số cầu bị phá huỷ do tải trọng có tính chu kỳ như cầu qua sông Suikin ở Philadelphia (Mỹ) xây dựng năm 1809 bị phá huỷ 1811 khi có 1 đoàn xúc vật đi



qua và cầu này được khôi phục lại năm 1816 và lại phá huỷ do tuyết đọng. Cầu qua sông Men (Pháp) xây dựng năm 1828 đến năm 1850 bị sập do có 1 đoàn quân đi đều qua cầu trong lúc gió bão làm 226 người thiệt mạng.

Các tai nạn cầu treo ảnh hưởng đến sự phát triển và cấu tạo cầu treo sau này. Những người ưa thích cầu treo luôn tìm cách tăng độ cứng của cầu bằng cách dùng dầm cứng, dây chéo,... Tuy nhiên nó chỉ cải thiện phần nào điều kiện chịu lực nhưng bản thân nó vẫn là hệ mềm, làm việc kém khi hoạt tải lớn.

Cuối thế kỷ 18, nền công nghiệp phát triển với các ngành luyện kim, chế tạo máy. Sự phát minh ra đầu máy hơi nước và sự xuất hiện đường sắt đòi hỏi phương tiện vượt sông đảm bảo hơn. Cầu treo và cầu vòm gang bấy giờ không thoả mãn các điều kiện xây dựng và kỹ thuật. Đây là thời kỳ phát triển hệ dầm.

Những chiếc cầu dầm gang dùng cho cầu xe lửa có dạng chữ I. Nhưng do nhược điểm là chịu kéo và xung kích kém nên có nhiều tai nạn xảy ra. Do vậy dần dần thay gang bằng sắt và hệ liên hợp sắt-gang cho đến khi ngành công nghiệp luyện kim khá hơn thì cầu gang được thay thế bằng cầu thép.

Một trong những chiếc cầu dầm thép đầu tiên dùng cho cầu xe lửa là cầu Britania qua vịnh Menai ở Anh (**Hình 1-6**) xây dựng năm 1846-1850. Cầu có dạng liên tục 2 nhịp, có mặt cắt ngang là 1 hộp kín đường xe chạy dưới. Lúc đầu cầu được thiết kế là 1 cầu treo có dầm cứng tương đối lớn nhưng qua nghiên cứu thấy chỉ riêng dầm cũng chịu đủ nên không cần lắp dây treo mặc dù tháp cầu bằng đá đã xây dựng xong.



Hình 1-6: Cầu Britania về sau này được nâng cấp có 2 tầng và tăng cường kết cấu nhịp dạng vòm thép

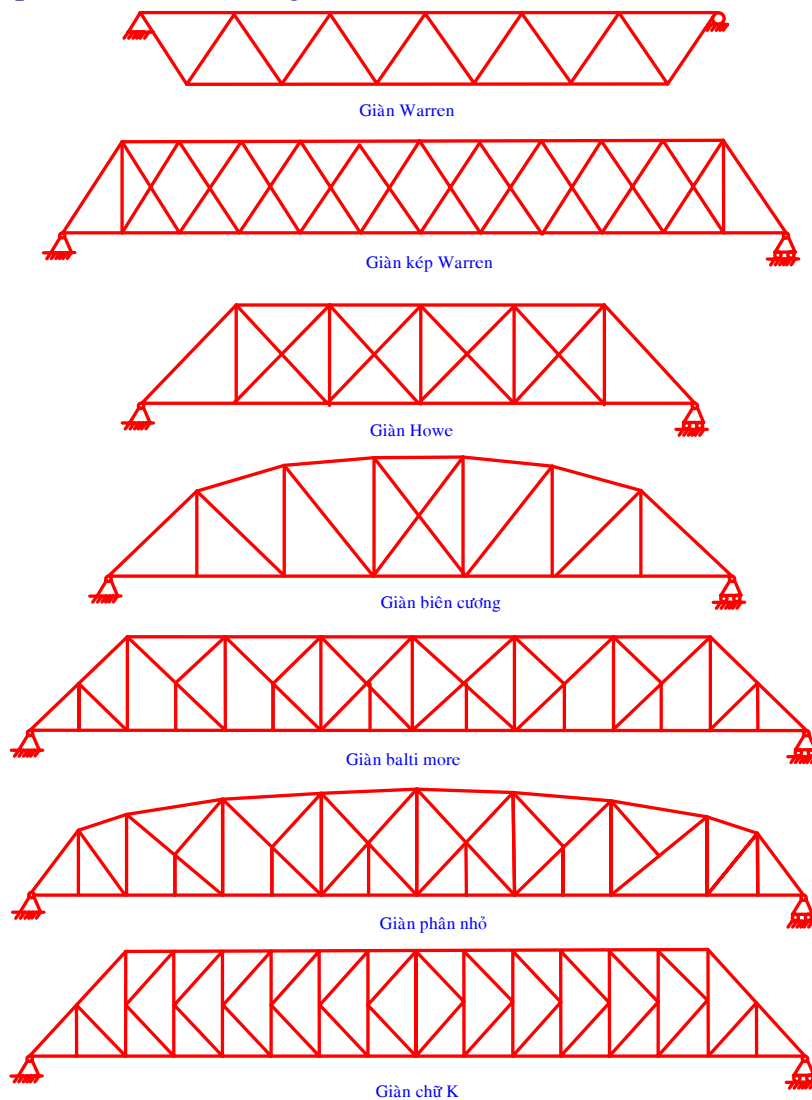
Các dầm hộp tỏ ra không kinh tế với các nhịp lớn vì không sử dụng hết cường độ vật liệu của vách dầm, do đó kết cấu nặng nề, tốn thép, chiều cao kiến trúc lớn và khai thác không thuận tiện khi bố trí đường xe chạy dưới. Không lâu nó được thay thế bằng tiết diện chữ T như cầu Xemenov ở Peterbourg năm 1957,..., nhưng nói chung cũng nặng nề khi vượt nhịp lớn. Từ đó bắt đầu kỳ chuyển cầu dầm sang cầu dàn.

Những chiếc cầu dàn đầu tiên còn chịu ảnh hưởng của cầu gỗ bấy giờ cả hình dáng bên ngoài lẫn cấu tạo chi tiết, hầu hết là các loại dàn thanh xiên. Chiếc cầu dàn thép đầu tiên xây dựng qua kênh Eric ở New York nhịp 24.5m năm 1840. Ở Anh xây dựng cầu dàn đầu tiên năm 1885 có dạng mác cáo giống cầu dàn gỗ của Mỹ. Năm 1846

ở Bỉ xây dựng cầu dàn nhiều thanh xiên nhưng không có thanh đứng kiểu Warren. Cầu dàn nhiều thanh xiên điển hình được xây dựng năm 1853-1857 qua sông Luga (Nga). Nhược điểm của dàn nhiều thanh xiên là cấu tạo phức tạp và rất khó đánh giá chính xác sự làm việc các thanh. Do đó nó được nghiên cứu và phát triển theo hướng đơn giản hoá hệ thanh bằng các nút dàn.

Những năm 50 của thế kỷ 19, dàn rỗng phổ biến loại dùng liên kết chốt. Nhược điểm loại này là tỏ ra bất lợi khi chịu lực xung kích, võng và rung lắc nhiều cho đến cuối thế kỷ 19 mới chuyển sang loại liên kết tiến bộ hơn là đinh tán.

Cuối thế kỷ 19, nhiều nhà khoa học tìm tòi sơ đồ, kết cấu dàn hợp lý hơn như dàn có biên dạng hyperbole, parabol và nhiều dạng biên cong khác. Ngoài ra, người ta cũng nghiên cứu sơ đồ dàn mới càng gần đúng với sơ đồ tính toán là khớp, giải quyết ứng suất phụ phát sinh do độ cứng của nút dàn và nhiều vấn đề khác.



Hình 1-7: Sự phát triển của các sơ đồ dàn thép

Cuối thế kỷ 19 và đầu thế kỷ 20 là thời kỳ khoa học kỹ thuật thế giới phát triển mạnh mẽ, do đó ảnh hưởng trực tiếp đến ngành xây dựng cầu. Cầu thép trước đây thường làm cầu dầm liên tục, loại này có chỉ tiêu kinh tế kỹ thuật tốt nhưng gây ứng suất phụ khi gối lún không đều, biến dạng do nhiệt độ lớn; đồng thời lý thuyết tính toán và công nghệ thi công móng trong địa chất phức tạp chưa hoàn chỉnh nên có thời kỳ

người ta ưa chuộng các hệ tĩnh định bằng cách thêm liên khớp để tạo thành hệ dầm hẫng. Ý tưởng này nảy sinh trong quá trình nghiên cứu thí nghiệm dầm hộp kín ở cầu Britania. Vào những năm cuối thế kỷ 19, đã xây dựng hàng loạt cầu dầm hẫng có nhịp 100-200m như cầu qua sông Đơniép ở Smolenco, cầu qua sông Danube nhịp 175m xây dựng năm 1897. Năm 1890 đã xây dựng xong chiếc cầu dầm hẫng Firth of Forth (**Hình 1-8**) lớn nhất thế giới lúc bấy giờ qua vịnh Forth ở Scotland có nhịp đến 521m.



Hình 1-8: Cầu qua vịnh Forth ở Scotland

Sang nửa đầu thế kỷ 20 với nhịp độ phát triển nhanh của khoa học kỹ thuật và công nghiệp, ngành xây dựng cầu cũng đạt nhiều thành tích rực rỡ về chiều dài nhịp cũng như về phương pháp thi công mố trụ. Năm 1917 đã xây dựng xong cầu dầm nhịp hẫng lớn nhất thế giới 549m sau 2 lần thất bại là cầu Quebec (Canada).



Hình 1-9a: Cầu dầm hẫng Quebec ở Canada có nhịp lớn nhất thế giới 549m



Hình 1-9b: Cầu dầm hẫng Quebec khi bị sụp đổ do lắp ráp

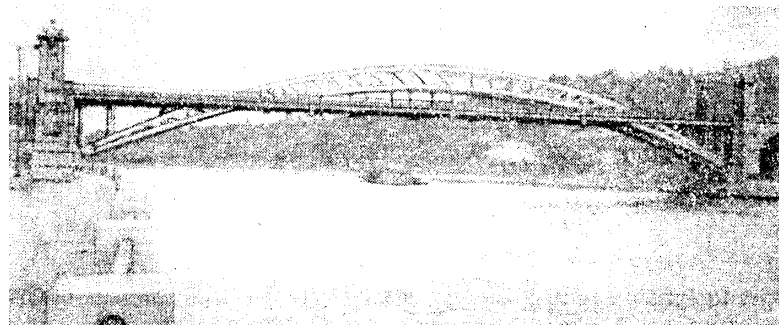


Cầu vòm kim loại trước đây làm bằng gang, đến năm 1890 bắt đầu thay bằng thép và được ứng dụng rộng rãi ở Đức, Nga, Mỹ, Thụy Điển,... Chiếc cầu vòm thép Eads 3 nhịp 153+159+153m qua sông Mississippi năm 1868-1874, cầu có 2 làn xe lửa chạy trên và dưới (**Hình 1-10**).



Hình 1-10: Cầu Eads

Sang đầu thế kỷ 20 đã sử dụng cầu vòm có đường tên thoải, đồng thời đã sử dụng cầu vòm có đường tên rất thoải; cũng như sử dụng hệ vòm có thanh kéo biến mố trụ cầu vòm làm việc như mố trụ cầu dầm. Chiếc cầu vòm thoải nhịp lớn trên đường sắt thời bấy giờ là cầu qua sông Moscow năm 1874.



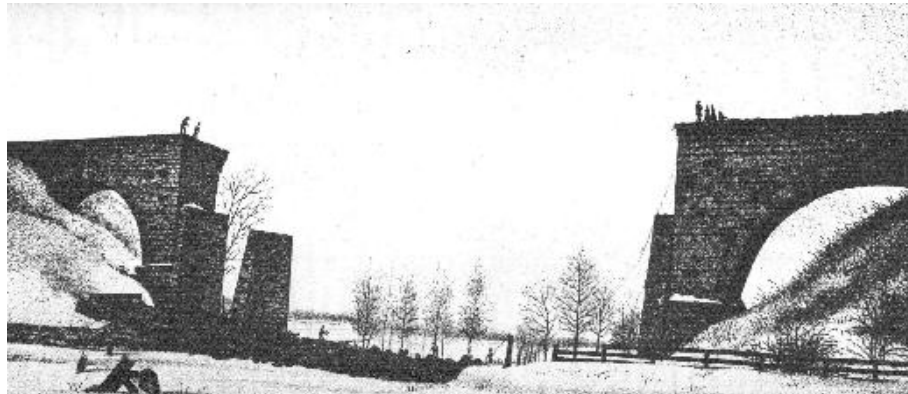
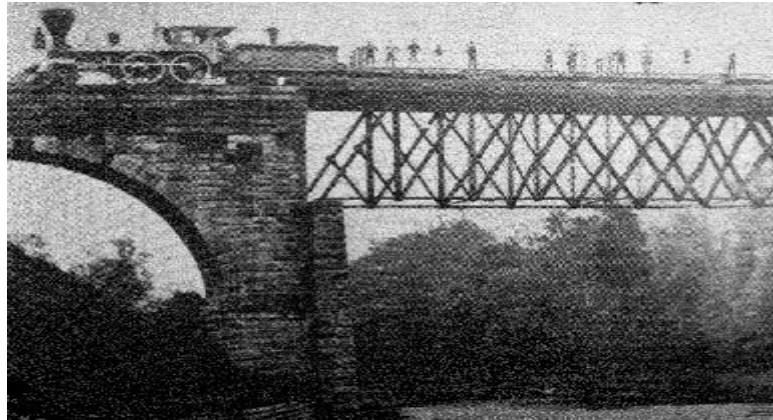
Hình 1-11: Cầu vòm đường sắt qua sông Moscow

Một trong những cầu vòm nổi tiếng trên thế giới là cầu Sydney ở Australia (**Hình 1-12**) xây dựng năm 1924-1932, có nhịp chính 503m, có bề rộng đến 48.8m cho 2 làn xe lửa, 8 làn xe ô tô, 1 làn xe đạp và 1 lề người đi bộ.



Hình 1-12: Cầu Sydney Harbor nhịp chính 503m, đỉnh vòm cách mặt nước 137m

Mặc dù đã đạt được các thành công rực rỡ trong việc áp dụng các vật liệu mới từ sắt đến thép, vẫn có khá nhiều tai nạn sập cầu ở cả châu Âu và Mỹ. Tại nạn đầu tiên là cầu dầm Ashtabula ở Ohio (Mỹ) bị sập năm 1876 trong 1 đêm có tuyết làm cho hơn 80 người thiệt mạng và 11 toa xe lửa rơi xuống sông.



Hình 1-13: Hình ảnh cầu Ashtabula bị sập

Thập kỷ sau vụ sập cầu Ashtabula, khoảng 200 cầu khác ở Mỹ bị sập. Cầu ô tô cũng sập nhiều như cầu đường sắt. Nhiều cầu ở châu Âu cũng bị sập vào thế kỷ 19 như cầu Tay (Scotland) sập năm 1878,...

Song song với cầu dầm và vòm, cầu treo cũng tiếp tục được phát triển mạnh mẽ. Ở Mỹ có nhiều sông rộng và sâu nên buộc phải làm nhiều cầu treo có nhịp rất lớn. Năm 1885 đã xây dựng xong cầu Brooklyn nhịp 786m, năm 1937 cầu Golden Gate nhịp 1280m, năm 1956 cầu Verrzano nhịp 1298.5m



Hình 1-14: Cầu Brooklyn xây dựng năm 1885, nhịp chính 786m





Hình 1-15: Cầu Golden Gate nhịp chính 1280m từng giữ kỷ lục thế giới



Hình 1-16: Cầu Verrzano nhịp chính 1298.5m

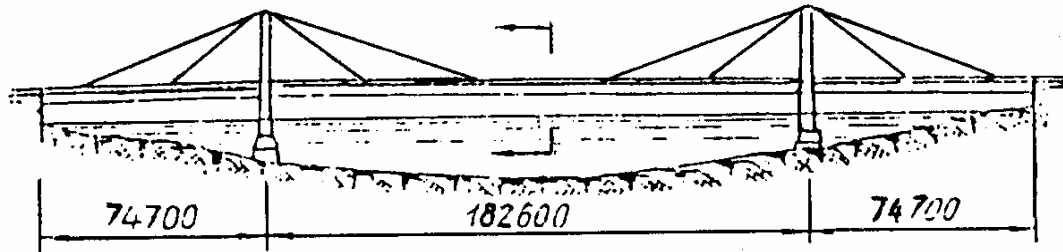
Để đạt những thành tựu trên, nước Mỹ phải trải qua nhiều thất bại. Tai nạn lớn nhất về cầu treo xảy ra ở cầu Tacoma nhịp 855m, bị phá huỷ do bão.



Hình 1-17: Cầu Tacoma bị phá huỷ do bão

Các tai nạn cầu treo cuối thế kỷ 19 ảnh hưởng đến sự phát triển cầu treo ở châu Âu. Đầu thế kỷ 20, Pháp đi theo hướng tìm hệ dàn dây trong đó các thanh chỉ chịu kéo và làm việc theo sơ đồ không biến dạng hình học. Đứng đầu trường phái này là Gisclar. Năm 1938, GS người Đức Dischinger đã thử thiết kế 1 cầu treo cho đường sắt đôi qua sông Elbe nhịp 750m, ông đưa các dây cáp căng xiên vào cầu treo để tăng cường độ

cứng; dây cáp xiên có tiết diện lớn để đỡ dầm cứng như gối tựa đàn hồi. Kỹ thuật tất nhiên không phải là mới vì nó đã được dùng trước đó như cầu Niagara năm 1855, cầu Cincinnati năm 1866, cầu Brooklyn năm 1883; nhưng các dây ở cầu này quá yếu và đóng vai trò không đáng kể. Đề nghị của Dishinbger được thực hiện vào cầu Stromsund (Sweed) năm 1955, cầu có dầm cứng 3 nhịp liên tục, nhịp chính 183m, bản mặt cầu bằng BTCT.



Hình 1-18: Cầu Stromsund nhịp 182.6m năm 1955

Cuối thế kỷ 20 là cuộc chạy đua về chiều dài nhịp cầu treo và cầu dây văng. Các cầu dây văng nhịp lớn lần lượt bị phá kỷ lục: cầu Skarnsundet (Na Uy) nhịp chính 530m năm 1991, cầu Nam Phố (Shanghai) 602m/1993, cầu Normandie (Pháp) 856m/1999, cầu Tataru (Nhật) 890m/1999 đang giữ kỷ lục hiện nay.



Hình 1-19: Cầu Saint Nazaire (Pháp) nhịp chính 404m xây dựng năm 1975



Hình 1-20: Cầu Skarnsundet (Na Uy) nhịp 503m xây dựng năm 1991





Hình 1-21: Cầu Normandie (Pháp) nhịp 856m xây dựng năm 1995



Hình 1-22: Cầu Tataru nhịp chính 890m xây dựng năm 1999

Ngoài ra còn có cầu Rion-Antirion (Gefyra-Hy Lạp) tuy không giữ kỷ lục về chiều dài nhịp mà nó có giá thành lên đến 800 triệu USD vừa được khánh thành năm 2004 nhân Olympic. Cầu dây văng này dài nhất thế giới 2252m với 5 nhịp dây văng dài 560m.



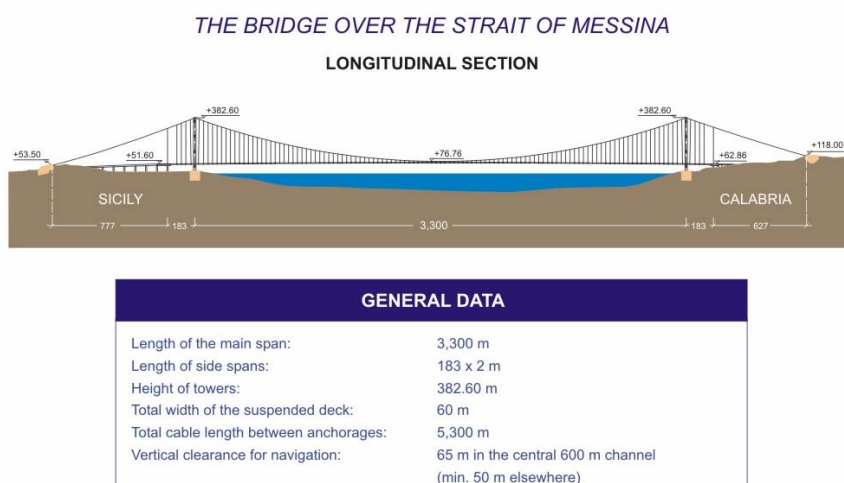
Hình 1-23: Cầu Rion-Antirion xây dựng năm 2004

Cầu treo dây hiện nay đang giữ kỷ lục thế giới hiện nay là cầu Akashi Kaiyo (Nhật) với nhịp chính 1991m, xây dựng năm 1999.



Hình 1-24: Cầu Akashi Kaiyo nhịp chính 1991m đang giữ kỷ lục thế giới

Trong tương lai có rất nhiều dự án vượt nhịp lớn như cầu Messina (Italia) có nhịp chính 3300m bề rộng cầu lên đến 56m, cầu Gibraltar nhịp chính lên đến 5000m.



Hình 1-25: Dự án cầu Messina 183+3300+183m



Hình 1-26: Dự án cầu Gibraltar nhịp chính dài 5000m có kết cấu hệ treo liên hợp

Ngoài ra còn 1 số cầu thép giữ kỷ lục chiều dài nhịp về dạng kết cấu:



Hình 1-27: Cầu Lupu là cầu vòm có nhịp lớn nhất thế giới 550m, hoàn thành 2003



Hình 1-28: Cầu Ponte Costa E Silva (Brasil) dầm thép nhịp chính 300m lớn nhất thế giới, hoàn thành năm 1974

### 1.3.2-Ở Việt Nam:

Ở Việt Nam lịch sử phát triển cầu thép trải qua nhiều giai đoạn. Thời Pháp thuộc, mạng lưới giao thông đường sắt và đường bộ được triển khai, đặc biệt là tuyến đường sắt xuyên Việt (1920-1936), nhiều cầu dàn thép được xây dựng. Đặc điểm nổi bật của cầu thép trong giai đoạn này là khổ hẹp, tải trọng nhẹ, kết cấu theo các dạng cổ điển của các cầu châu Âu vào cuối thế kỷ 19. Cầu đường sắt và cầu ô tô đi chung, còn đối với dành riêng cho cầu ô tô chỉ bố trí 1 làn.

Một số cầu có kiến trúc đặc biệt như cầu Long Biên với chiều dài toàn cầu 3000m, trong đó phần dàn thép dài 1860m, kết cấu nhịp hẫng 130m, nhịp treo 52.5m



được xây dựng 1893-1903. Chiếc cầu vòm nổi tiếng về kiến trúc là cầu Hàm Rồng (Thanh Hoá) nhịp 160m theo sơ đồ vòm 3 khớp có thanh kéo nhưng bị đánh sập năm 1946 và được xây dựng lại thành sơ đồ liên tục 2 nhịp 80+80m. Sau khi kết thúc cuộc khác chiến chống Pháp, trong 1 thời gian ngắn chúng ta đã khôi phục và làm mới hàng loạt cầu thép như Việt Trì, Lèn, Hàm Rồng.



Hình 1-29: Cầu Long Biên (Hà Nội)



Hình 1-30: Cầu Hàm Rồng được xây dựng lại bằng dàn liên tục 2 nhịp



Hình 1-31: Cầu Trường Tiền (Huế)

Ở miền Nam, Mỹ đầu tư khá nhiều vào giao thông vận tải nhưng chủ yếu các công trình tạm phục vụ quân sự. Đường sắt hoàn toàn bị đình trệ. Một vài chiếc cầu thép được xây dựng như cầu Sài Gòn, Bình Triệu, Bình Phước, Tân An, Hoà An, Bến Lức. Ở



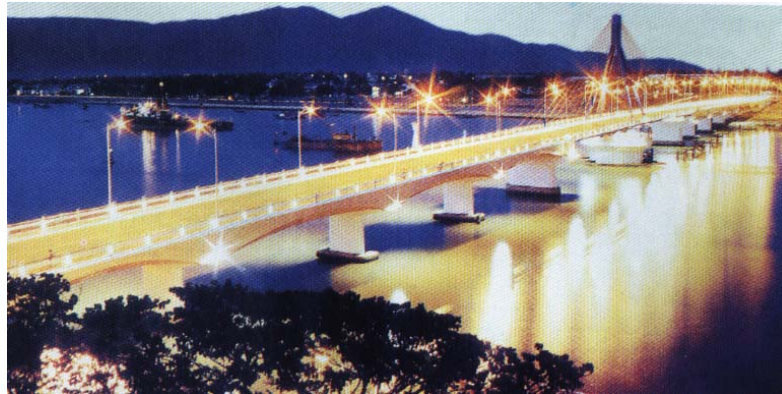
miền Bắc 1964-1972 hầu hết các công trình cầu đều bị phá hoại. Các công trình cầu trong giai đoạn này chủ yếu là các công trình tạm để phục vụ giao thông.

Sau khi đất nước được giải phóng, đất nước ta bước vào thời kỳ mới, phục hồi nền kinh tế quốc dân. Các cầu thép trên tuyến đường sắt xuyên Việt lần lượt được thay thế, xây dựng mới, trong đó đáng kể là cầu Thăng Long nhịp liên tục 112m có 2 tầng, cầu Long Đại liên tục 2 nhịp dài 158m năm 1976, cầu Chương Dương nhịp 97.6m năm 1985.

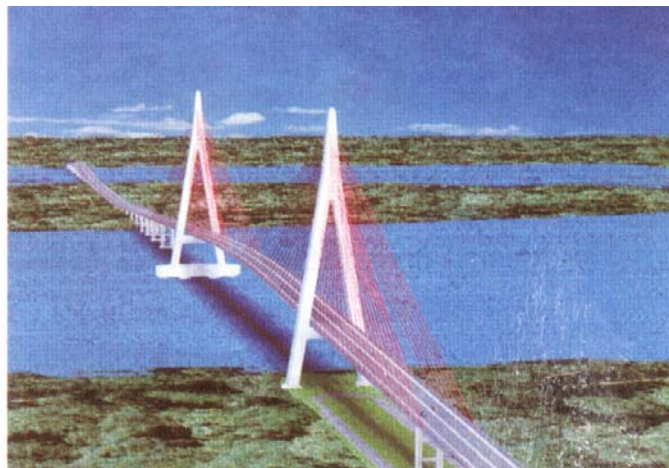


Hình 1-32: Cầu Thăng Long 2 tầng

Cầu dây văng được áp dụng từ năm 1976 tại cầu Đắc Krông (Quảng Trị), cầu sông Hàn với nhịp thép quay độc đáo, cầu Cần Thơ với kết cấu hộp thép bê tông đã được khởi công xây dựng, nhịp chính 500m.



Hình 1-33: Cầu Sông Hàn với nhịp quay bằng dây văng



Hình 1-34: Cầu Cần Thơ với dầm hộp thép khởi công năm 2004, lớn nhất Đông Nam Á

## §1.2 PHƯƠNG HƯỚNG PHÁT TRIỂN CẦU KIM LOẠI

Phân tích 1 loạt các cầu thép hiện đại được xây dựng trên thế giới trong những năm gần đây, ta thấy nổi bật có 3 phương hướng rõ rệt:

- Phương hướng 1: sử dụng các loại thép chất lượng cao nhằm giảm giá thành công tác duy tu bảo dưỡng, một việc làm tốn kém ảnh hưởng đến sức khoẻ cộng đồng, gây ô nhiễm môi trường.
- Phương hướng 2: tiếp tục nghiên cứu, tìm kiếm các hệ liên hợp để vượt nhịp dài, có tính thẩm mỹ cao.
- Phương hướng thứ 3: giảm khối lượng và chi phí chế tạo, xây dựng cầu thép.

### 2.1-Phương hướng thứ nhất:

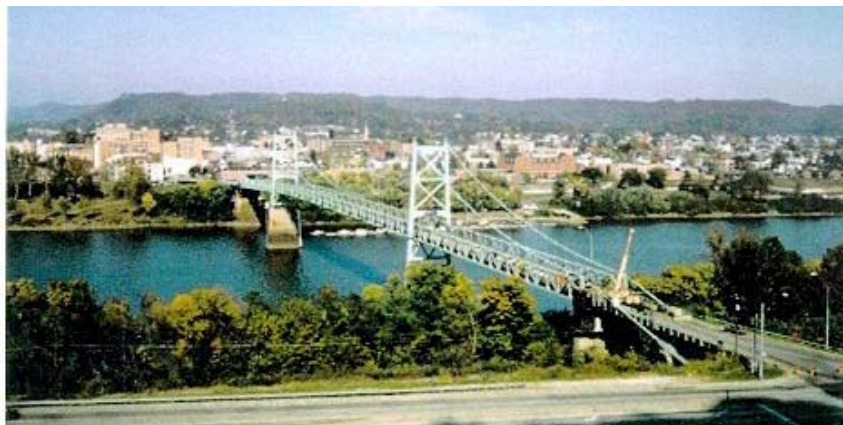
Các chuyên gia tiếp tục nghiên cứu các biện pháp chống gỉ cho vật liệu thép. Các loại thép chống gỉ (không sơn) đã thành thương phẩm và đã được AASHTO chấp nhận đưa vào tiêu chuẩn thiết kế. Tuy nhiên theo bản hướng dẫn, thép không gỉ mới chỉ được dùng trong những điều kiện đặc biệt và vẫn cần sơn những bộ phận nhạy cảm gỉ. Vì vậy việc nghiên cứu hoàn thiện chất lượng thép không gỉ vẫn phải tiếp tục tiến hành.

Hiện nay vẫn phải sử dụng các biện pháp bọc lót hữu hiệu các công trình. Nhiều loại sơn mới chất lượng cao được nghiên cứu nhằm kéo dài tuổi thọ cầu (cho phép 15-20 năm sơn lại).

Vấn đề bọc các bó cáp cường độ cao trong cầu treo và cầu dây văng cũng cần được quan tâm vì đã phát hiện hiện tượng gỉ bó cáp và việc thay cáp rất phức tạp.

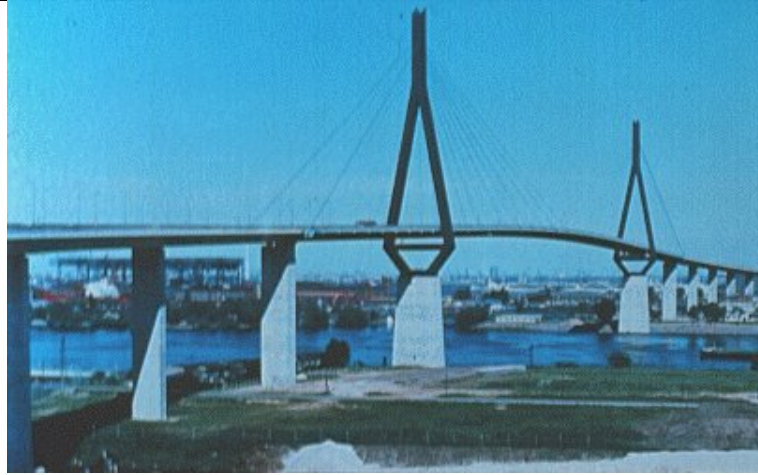


Hình 1-35: Cầu Tancarville (Pháp) với nhịp chính 608m, phải thay cáp



Hình 1-36: Cầu Grant (Ohio) cũng phải thay cáp





Hình 1-37: Cầu dây văng Kohlbrand (Đức) cũng thay cáp

### 2.2-Phương hướng thứ hai:

Các sơ đồ cầu thép hệ liên hợp tiếp tục được nghiên cứu áp dụng và thành công rực rỡ. Các kỷ lục về chiều dài nhịp treo và cầu dây văng liên tục bị phá trong những năm cuối thế kỷ 20. Hiện có nhiều dự án với chiều dài nhịp rất lớn như cầu treo Messina (Italia) 3300m, cầu treo liên hợp dây văng và dây văng Gibraltar 5000m,...đang được nghiên cứu triển khai.

Cầu dây văng ra đời và được phát triển hầu như thay thế cho cầu dàn thép trên đường ô tô; cầu dàn thép chỉ còn được sử dụng cho cầu đường sắt có tải trọng lớn. Cầu vòm thép dạng dàn sau thời gian bị quên lãng vì phức tạp trong chế tạo và thi công thì cầu vòm thanh kéo thế hệ mới gồm vòm chủ bằng ống thép nhồi bê tông đang được nghiên cứu áp dụng cho các cầu qua kênh rạch trong thành phố, khu du lịch và có yêu cầu thẩm mỹ cao.



Hình 1-38: Tianjin (Trung Quốc)-vòm thép nhồi bê tông

### 2.3-Phương hướng thứ ba:

Trên đường ô tô áp dụng hệ cầu dầm thép, liên tục, chiều cao không đổi để giảm giá thành chế tạo và thi công thay cho việc dùng dàn cổ điển; dùng các cầu dầm có đường xe chạy trên liên hợp với bản BTCT hoặc mặt cầu bằng thép trực hướng và hiện nay tiết diện hộp kín được nghiên cứu áp dụng để tăng độ cứng chống xoắn và để tạo môi trường không gỉ bên trong lòng hộp.

Về liên kết trong cầu thép, cùng với sự tiến bộ về thép chất lượng cao, liên kết đinh tán không còn thích hợp nữa. Hiện nay 2 loại liên kết mang tính công nghiệp và hiện đại đang được ưa dùng là liên kết hàn và bulông cường độ cao. Ngoài ra còn có liên kết dán đang bước vào giai đoạn ứng dụng. Liên kết dán hoàn toàn hoặc dán kết hợp với bulông cường độ cao không làm giảm yếu tiết diện thanh và bản nút nên tiết kiệm thép, liên kết dán có ưu điểm là cấu tạo bản nút đơn giản.

Vấn đề hiệu chỉnh nội lực trong kết cấu từ lâu được coi là biện pháp có hiệu quả lớn trong việc chủ động phân bố 1 cách hợp lý nội lực và ứng suất trong kết cấu công trình nhằm nâng cao khả năng chịu lực và tiết kiệm vật liệu.





## CHƯƠNG II: VẬT LIỆU THÉP TRONG XÂY DỰNG CẦU

### §2.1 KHÁI NIỆM CHUNG VÀ CÁC LOẠI THÉP DÙNG TRONG CẦU THÉP

#### 1.1-Khái niệm chung:

Thép là 1 hợp chất chủ yếu của sắt, cacbon và 1 số thành phần khác. Tùy theo hàm lượng cacbon mà ta phân biệt được gang và thép. Trong xây dựng cầu hiện đại, người ta sử dụng thép cán có chứa 0.1-0.25% cacbon để thép có cường độ cao, dễ gia công và dễ hàn. Khi hàm lượng cacbon tăng làm tăng độ bền và giới hạn chảy nhưng tăng tính giòn, giảm độ dẻo dai, khó hàn và gia công. Do đó trong cầu không nên dùng thép có nhiều cacbon vì dễ gây phá hủy đột ngột.

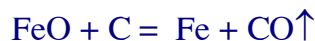
Thép còn chứa 1 số chất khác như Mangan, Silic là những chất có lợi như làm tăng giới hạn bền, giới hạn chảy. Tuy nhiên Si có phần làm giảm tính chống gỉ. Chất phụ gia có lợi nữa là Cu vì làm tăng tính chống gỉ và dễ gia công. Thép thường có nhiều chất phụ gia có lợi gọi là thép hợp kim. Trong cầu thường dùng thép hợp kim thấp chứa hàm lượng không lớn các chất phụ gia nói trên.

Ngoài ra, thép có chứa những chất có hại như S, P, O<sub>2</sub>, N<sub>2</sub>: S làm cho thép giòn khi nóng, P làm cho thép giòn khi lạnh, O<sub>2</sub> cũng như S, N<sub>2</sub> làm cho thép già theo thời gian.

Thép được nấu trong lò Mactanh hoặc lò chuyển nhưng nấu trong lò Mactanh cho chất lượng cao hơn do đó thường được dùng trong cầu. Theo phương pháp nấu, ta phân ra 2 loại là thép sôi và thép lắng:

- Thép lắng:

- ✚ Là loại thép mà quá trình khử O<sub>2</sub> theo phản ứng:



- ✚ Quá trình trên diễn ra đến cùng đảm bảo thép cứng ngay trong khuôn đúc mà không có hiện tượng bốc hơi. Vì thế thép lắng có độ bền và đồng nhất cao. Sự khử oxy được thực hiện vào giai đoạn cuối cùng bằng cách thêm vào các chất khử oxy như Si, Mn, P.

- Thép sôi:

- ✚ Là thép mà quá trình khử oxy không diễn ra đến cùng. Trong quá trình cứng và nguội, thép vẫn tạo thành hơi CO. Quá trình nguội, hơi khí không có lối thoát nên tạo thành lỗ rỗng làm cho thép kém đồng chất. Mặt ngoài do cứng trước nên ít oxy và các chất khác hơn là ở giữa.

- ✚ Sự tạo thành lỗ rỗng cũng xuất hiện trong quá trình khử P, S và các tạp chất khác. Tính không đồng nhất diễn ra ở thép cán mà ở đó các lỗ rỗng tạo thành khe hẹp chứa P, S. Các khe này làm xuất hiện nứt khi hàn.

⇒ Ta thấy thép sôi có chất lượng kém hơn, rẻ hơn so với thép lắng. Công trình cầu thường chịu tải lớn, xung kích, chịu sự thay đổi nhiệt độ nhiều nên dùng thép lắng. Đặc biệt trong cầu dùng liên kết hàn nhất định phải dùng thép lắng.

#### 1.2-Các loại thép dùng trong cầu:

##### 1.2.1-Thép than cán nóng:

Các bộ phận chính của cầu thường dùng 2 loại thép nấu trong lò Mactanh là thép cán nóng CT3 để chế tạo kết cấu cầu có liên kết đỉnh tán và thép M16C dùng cho cầu dùng liên kết hàn. Thép CT3 và M16C dễ gia công, khoan, đột, gọt. Khi nóng dễ rèn, hàn nhưng M16C dễ hàn hơn.

Đỉnh tán thường dùng loại thép mềm hơn thép chính như thép CT2. Đối với bộ phận chịu lực ít hat không chịu lực thì có thể dùng thép chất lượng thấp hơn.

Các chỉ tiêu thép cán dùng trong cầu:

Bảng 2.1

Loại thép	Số hiệu	$\sigma_b$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{ch}$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\epsilon$ (%)
Dùng cho các bộ phận cầu chính	CT3	$\geq 3800$	$\geq 2400$	$\geq 22-24$
	M16C	$\geq 3800$	$\geq 2300$	$\geq 22-24$
Đỉnh tán		$\geq 3400$	$\geq 2100$	$\geq 26$

Thép đảm bảo thành phần hoá học:

Bảng 2.2

Loại thép	Thành phần hoá học %				
	C	Mn	Si	S	P
CT3	$\geq 0.14-0.22$	$\geq 0.40-0.65$	$\geq 0.15-0.30$	$\leq 0.05$	$\leq 0.045$
M16C	$\geq 0.12-0.20$	$\geq 0.40-0.70$	$\geq 0.12-0.25$	$\leq 0.045$	$\leq 0.04$

→Ngoài ra đối với thép M16C hàm lượng Cr, Ni, Cu không  $> 0.3\%$ .

Khả năng chịu lực của thép được xác định bởi giới hạn chảy. Dựa vào giới hạn chảy, xác định cường độ tính toán công trình. Nếu thép đạt đến giới hạn chảy thì kết cấu biến dạng quá lớn nên cường độ thiết kế lấy sao cho đảm bảo 1 độ an toàn nào đó với giới hạn chảy; trừ 1 số điểm đặc biệt như lực tập trung, chỗ thay đổi đột ngột tiết diện thì có thể lấy đạt hoặc vượt quá giới hạn chảy.

### 1.2.2-Thép hợp kim thấp:

Thép có chứa 1 số chất phụ gia có lợi: Ni, Cr, Mn, Si, Cu,...nhưng chứa hàm lượng không lớn nên gọi là thép hợp kim. Thép hợp kim trong cầu thường có hàm lượng C không  $> (0.1-0.18)\%$ , nếu có nhiều Ni thì thép chịu tải trọng động khi nhiệt độ thấp tốt hơn.

Các chất phụ gia làm tăng giới hạn bền và chảy. Khi tính toán cường độ của thép hợp kim thấp lớn hơn 1.4 lần cường độ tính toán của thép than. Do đó kết cấu có trọng lượng nhẹ hơn, vượt nhịp lớn (nhưng cũng chú ý là kết cấu võng lớn). Tuy giá thành đắt nhưng sử dụng nó hoàn toàn có hiệu quả kinh tế, đặc biệt đối với cầu nhịp lớn.

Thép hợp kim thấp có giới hạn mỏi tương đối thấp, các thanh dàn làm việc chịu nén kém hơn chịu kéo. Vì vậy hệ số ổn định và mỏi phải lấy thấp hơn. Tuy nhiên những nhược điểm trên của nó không hạn chế việc ứng dụng thép hợp kim thấp và không hạn chế hiệu quả kinh tế khi chiều dài nhịp lớn.

### 1.2.3-Thép đúc:

Đối với gối cầu, khớp và 1 số chi tiết đặc biệt của cầu thì dùng thép đúc. Thép đúc tạo thành từ lò Mactanh chứa 0.22-0.3% cacbon và 1 lượng nhỏ Si, Mn có giới hạn bền 4500kg/cm<sup>2</sup>, giới hạn chảy 2400kg/cm<sup>2</sup>, biến dạng tương đối 19%, độ dẻo va chạm 4kg.m/cm<sup>2</sup>, môđun đàn hồi 2.10<sup>6</sup>kg/cm<sup>2</sup>.

Các thành phẩm của thép đúc trong lò phải được ủ nóng trong các lò đặc biệt để khử các nội ứng suất phát sinh do thép nguội không đều, đồng thời làm cho thép có kết cấu nhỏ hạt và đồng nhất do có sự kết tinh lại trong quá trình rắn. Độ cứng của thép đúc phụ thuộc vào tốc độ làm lạnh khi ủ. Khi làm lạnh nhanh thì thép cứng hơn.

Các bộ phận quan trọng của gối cầu như khớp và các bộ phận đặc biệt đôi khi dùng thép rèn nóng.

#### 1.2.4-Thép làm cáp và que hàn:

Trong cầu treo, cầu dàn dây, cầu UST, ta dùng cáp không có lõi bằng các sợi thép cán nguội có độ bền từ 12.000-18.000kg/cm<sup>2</sup>.

Trong kết cấu hàn, chất lượng que hàn ảnh hưởng đến chất lượng mối hàn:

- Khi hàn tự động và bán tự động các thanh thép than M16C thì ta dùng que hàn thép than số hiệu CB-08A hoặc CB-08ΓA. Đối với thép hợp kim thấp dùng que hàn CB-08ΓA, CB-08ΓC, CB-10Γ2.
- Khi hàn tay thép M16C dùng que hàn ε42A, còn khi hàn thép hợp kim thấp dùng ε50A.

#### 1.2.5-Thép hợp kim nhôm:

Kết cấu thép hợp kim nhôm có ưu điểm là nhẹ hơn so với thép. Nó có tác dụng chống gỉ, khi bị dòn khi lạnh. Thép này có lợi nhất khi cần vận chuyển xa và khi lắp ráp hoặc khi sửa chữa, thay mặt cầu thì dùng thép hợp kim nhôm sẽ làm giảm trọng lượng bản thân so với cầu cũ.

Nhôm nguyên chất có các chỉ tiêu cơ học rất thấp nên đối với công trình xây dựng, đặc biệt đối với cầu thường dùng hợp kim của Al với Cu, Mg và các thành phần khác. Các chất Fe, Si,... làm giảm chất lượng của hợp kim Al. Tùy thuộc vào thành phần mà ta gọi tên hợp kim Al:

- Hợp kim Al-Mg.
- Hợp kim Al-Mn.
- Hợp kim Al-Cu-Mg-Mn.

Một số tính chất cơ lý của nó:

- Trọng lượng  $\gamma = 2.8t/m^3$  (nhẹ hơn 2 lần so với thép).
- Giới hạn bền: 4.000 - 4.500kg/cm<sup>2</sup> (gần như thép than).
- Giới hạn chảy: 2.500 - 3000kg/cm<sup>2</sup>.
- Độ dẫn dài 12 - 18%.
- Hệ số dẫn nở vì nhiệt 22-24.10<sup>-6</sup> (lớn hơn 2 lần thép và bê tông).
- Môđun đàn hồi: 700.000 - 750.000 kg/cm<sup>2</sup>, nhỏ hơn 3 lần thép than. Đây là nhược điểm cơ bản của nó.

Hợp kim Al có tính chất như sau:



- Khi nhiệt độ giảm, cường độ tăng mà độ dẻo không thay đổi nên thích hợp vùng nhiệt độ thấp. Khi nhiệt độ tăng, cường độ giảm nên tránh dùng nên có nhiệt độ cao do đó quy định không dùng cho đỉnh tán nóng.
- Nói chung tính chống gỉ kém nên để bảo vệ cần mạ lớp mỏng Al tráng bên ngoài.
- Liên kết: khi dùng đỉnh tán nguội đa số dùng thép hợp kim Al.

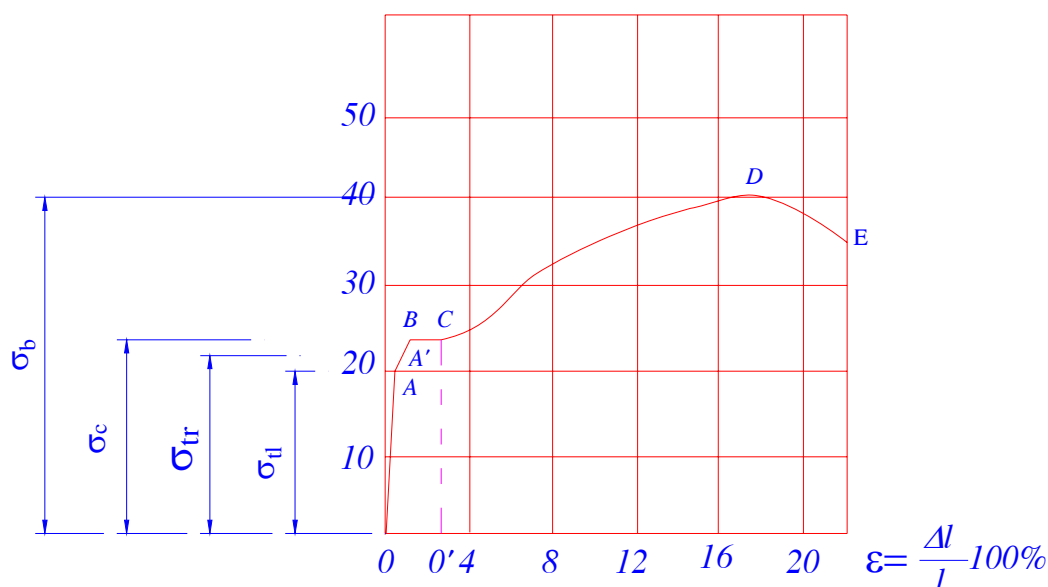
## §2.2 SỰ LÀM VIỆC VÀ TÍNH CHẤT CƠ LÝ CỦA THÉP

### 2.1-Sự làm việc của thép:

#### 2.1.1-Thí nghiệm thép chịu kéo:

Thí nghiệm kéo mẫu thép tiêu chuẩn, ta có được quan hệ giữa ứng suất và biến dạng như sau:

$$\sigma = \frac{P}{F} \text{ KN/cm}^2$$



Hình 2.1: Biểu đồ quan hệ ứng suất và biến dạng

- Đoạn O-A: biểu đồ là đường thẳng, quan hệ giữa ứng suất và biến dạng là bậc nhất. Vật liệu tuân theo định luật Hooke, coi vật liệu là đàn hồi lý tưởng. Khi đó:

$$\begin{cases} \sigma = \varepsilon \cdot E \\ E = tg \alpha \end{cases} \quad (2.1)$$

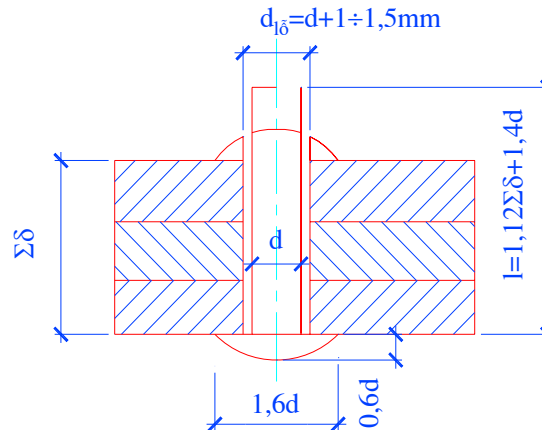
Ta gọi E là môđun đàn hồi của thép. Nếu đến điểm A mà dỡ tải trọng thì đường biểu diễn về O. Đây là giai đoạn đàn hồi. Ứng suất tương ứng với điểm A là giới hạn tỷ lệ  $\sigma_{II}$ .

- Đoạn A-A' với A' là điểm trên điểm A 1 chút. Đường thẳng hơi cong 1 chút không còn giai đoạn tỷ lệ nữa nhưng thép vẫn làm việc đàn hồi nghĩa là biến dạng sẽ hoàn toàn mất đi khi không còn tải trọng. Ứng suất tại điểm A' gọi là giới hạn đàn hồi  $\sigma_{dh}$ . Thực tế  $\sigma_{dh}$  và  $\sigma_{II}$  khác rất ít nên người ta thường đồng nhất 2 giai đoạn làm việc này.

## §2.8 LIÊN KẾT ĐINH TÁN VÀ BULÔNG TRONG KẾT CẤU THÉP

### 8.1-Liên kết đinh tán:

#### 8.1.1-Đặc điểm chung:



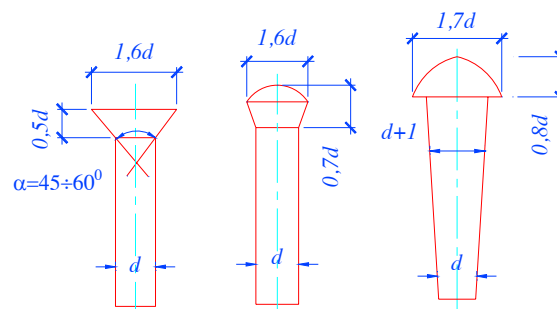
Hình 2.33: Cấu tạo đinh tán

Trong cầu đinh tán thường dùng đinh có đường kính  $d = 16,5 \div 25\text{mm}$  có 1 đầu làm sẵn thành mũ đinh, đầu kia được tán thành mũ sau khi lắp đinh vào liên kết. Đinh tán được nung nóng tới nhiệt độ  $750^\circ \div 1000^\circ\text{C}$  (màu sáng trắng) rồi sủ qua lỗ, 1 đầu giữ và dùng búa đóng đẹt đầu còn lại. Dưới áp lực búa khi tán, thân đinh phình ra lấp chặt lỗ. Khi tán xong, đinh nguội và co lại tạo thành lực ép trong liên kết làm liên kết chịu ma sát. Do đó làm việc như 1 khối liền. Sau khi tán đinh xong nhiệt độ của đinh ở  $500^\circ\text{C}$ , quanh thành lỗ  $300^\circ\text{C}$ . Ở nhiệt độ cao dễ làm thép bị già gây ứng suất tập trung vì vậy phải ủ đinh trong quá trình làm nguội, tránh làm nguội đột ngột gây giòn.

Yêu cầu đinh tán:

- Đinh tán và lỗ đinh thật khít, sai lệch không lớn hơn 1-1.5mm. Ví dụ đinh có  $d = 17-19-23-26$  thì đường kính lỗ 18-20-24-27,...
- Chiều dài đinh đủ để tạo thành mũ:  $l_d = 1,12 \sum \delta + 1,4d$  với  $\sum \delta$  là tổng chiều dày bản thép tán đinh. Quy định  $\sum \delta$  không  $> 5d$ , nếu lớn hơn phải dùng đinh tán đầu cao (đinh tán từ 2 đầu).
- Thép làm đinh cần dẻo để dễ tán nên thường dùng thép CT<sub>2</sub>.

Các loại đầu đinh tán:



Đinh tán đầu chìm - Đinh tán nửa chìm - Đinh tán đầu cao

Hình 2.34: Các loại đầu đinh tán

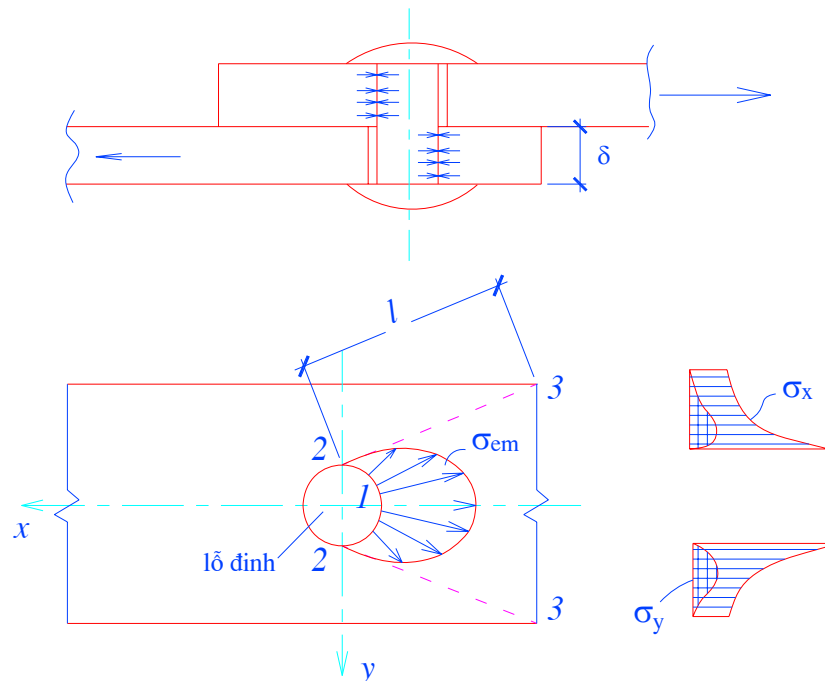
Kỹ thuật tạo lỗ và tán đinh:

- Phương pháp tạo lỗ đinh:
  - ✚ Lỗ đinh có thể đột: sẽ làm lỗ đinh không nhẵn, xung quanh lỗ thép bị già và tập trung ứng suất nhưng phương pháp này nhanh.
  - ✚ Lỗ đinh có thể khoan: sẽ cho lỗ đinh tốt hơn nhưng chậm.
  - ✚ Lỗ đinh đột rồi khoan: đột trước để tạo lỗ nhỏ hơn từ 2÷3mm rồi tiến hành khoan.
- Phương pháp tán đinh:
  - ✚ Tán nguội: không dùng tán thép hợp kim. Khi đường kính đinh  $\leq 13\text{mm}$  dùng búa thường và  $\leq 23\text{mm}$  dùng búa hơi. Phương pháp này có ưu điểm là lỗ đinh khít, không có hiện tượng khe hở.
  - ✚ Tán nóng: áp dụng cho nhiều loại đinh có đường kính khác nhau. Phương pháp này thông dụng hơn.

### 8.1.2-Sự làm việc của đinh tán:

Khi ngoại lực đủ thắng lực ma sát giữa các bản thép sẽ có sự trượt tương đối giữa chúng. Thân đinh tì sát vào thành lỗ, liên kết có thể bị phá hoại do cắt ngang thân đinh hoặc ép mặt.

#### 8.1.2.1-Đinh tán chịu ép mặt:



Hình 2.35: Đinh tán chịu ép mặt

Dưới tác dụng của lực, thân đinh ép vào thành lỗ, tại vị trí tiếp xúc sẽ gây ra ép mặt. Có 2 khả năng xảy ra:

- Khi đinh lớn và bản thép mỏng: lỗ đinh bị ép mở rộng ra, tại chỗ tiếp xúc có ứng suất tập trung lớn gây biến dạng dẻo nên lỗ đinh bị phá hoại mà ở đây là bản thép bị phá hoại.
- Khi bản thép dày và đinh nhỏ: sẽ phá hoại đinh do ép mặt.

Như vậy có thể nói sự phá hoại giữa đinh và bản thép có quan hệ giữa  $\delta$  và  $d$ :



- ✚ Khi  $\delta < 0.6d$ : bản thép bị phá hoại.
- ✚ Khi  $\delta > 0.6d$ : đỉnh bị phá hoại.
- ✚ Khi  $\delta = 0.6d$ : đỉnh và bản thép cùng bị phá hoại.

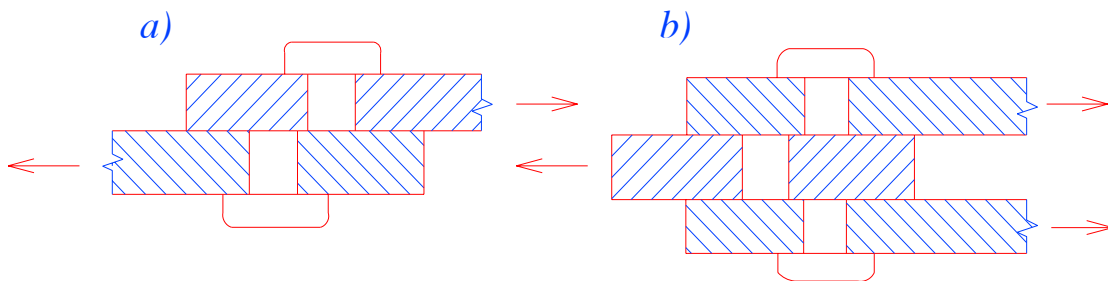
Công thức tính khả năng chịu ép mặt của 1 đỉnh:

$$[S]_{em}^d = m \cdot R_{em}^d \cdot d \cdot \delta \quad (2.21)$$

Trong đó:

- +d: đường kính đỉnh tán.
- + $\delta$ : chiều dày bản thép hay tổng chiều dày bản thép bị ép về 1 phía.
- +m: hệ số điều kiện làm việc xét đến ảnh hưởng của lỗ đỉnh  $m=0.8$
- + $R_{em}^d$ : cường độ tính toán chịu ép mặt của đỉnh tán, được lấy  $R_{em}^d = (1.75 \div 2)R_o$ : khi tán ngoài công trường lấy 1.75 và khi tán ở công xưởng lấy 2.0
- + $R_o$ : cường độ chịu kéo của thép.

### 8.1.2.2-Đỉnh tán chịu cắt:



Hình 2.36: Đỉnh tán chịu cắt  
a- Đỉnh chịu cắt 1 mặt b- Đỉnh chịu cắt 2 mặt

Thực tế không đơn thuần đỉnh chịu cắt mà còn chịu uốn và ma sát (chịu cắt chủ yếu khi bản thép dày). Sau khi thắng lực ma sát, đỉnh chạm vào thành lỗ sau đó đỉnh chịu cắt và uốn. Khi tính toán chỉ tính toán đỉnh chịu cắt thuần túy, các ảnh hưởng khác đưa vào cường độ chịu cắt của đỉnh  $R_c^d$ .

Khả năng chịu cắt 1 đỉnh:

- Khi đỉnh chịu cắt 1 mặt:  $[S]_c^d = m \cdot R_c^d \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4} \quad (2.22a)$

- Khi đỉnh chịu cắt 2 mặt:  $[S]_c^d = m \cdot 2 \cdot R_c^d \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4} \quad (2.22b)$

Trong đó:

+m: hệ số điều kiện làm việc  $m = 0.8$  khi tán ở công xưởng và  $0.7$  ở công trường.

+ $R_c^d$ : cường độ tính toán chịu cắt của đỉnh tán, được lấy  $R_c^d = (0.7 \div 0.8)R_o$ .

### 8.1.2.3-Đỉnh tán chịu kéo (bi đứt đầu đỉnh):

Đỉnh tán làm việc chịu kéo khi lực tác dụng song song với thân đỉnh. Đỉnh bị phá hoại khi ứng suất trong thân đỉnh bằng cường độ chịu kéo của vật liệu làm đỉnh  $R_k^d$ .

Khả năng chịu kéo của 1 đỉnh tán:

$$[S]_k^d = m.R_k^d \cdot \frac{\pi.d^2}{4} \quad (2.23)$$

Trong đó:

+m: hệ số điều kiện làm việc  $m = 0.8$  khi tán đầu chìm và nửa chìm,  $m=0.6$  đối với đỉnh chịu kéo lệch tâm và  $m = 1$  đối với các trường hợp khác.

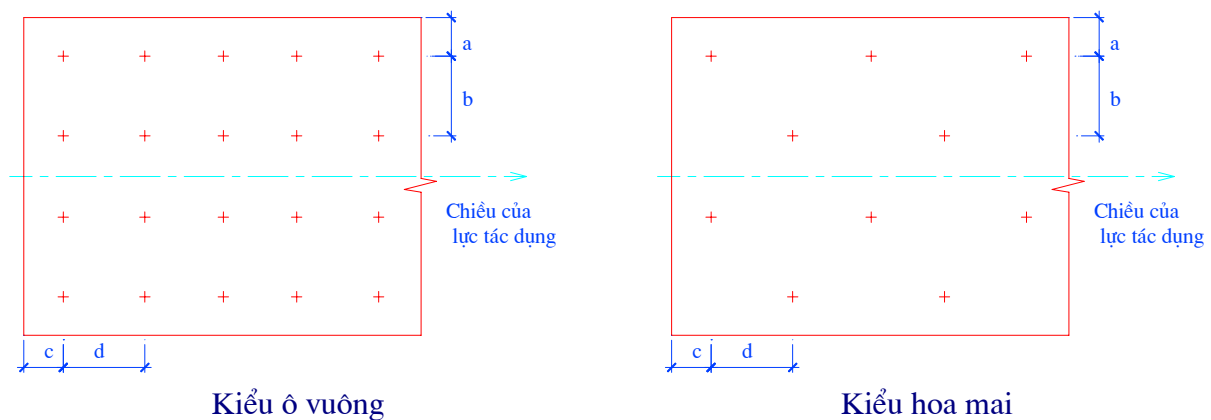
### 8.1.3-Cấu tạo mối nối đỉnh tán:

Yêu cầu mối nối:

- Dễ thi công, tốn ít thép bản, dễ tiêu chuẩn hóa.
- Tâm của các đỉnh tán trùng với tâm của tiết diện thanh.
- Phải đủ kích thước do yêu cầu thi công, cấu tạo và chịu lực.

Các loại bố trí đỉnh tán: có 2 phương pháp

- Kiểu ô vuông: có ưu điểm dễ thi công.



Kiểu ô vuông

Kiểu hoa mai

Hình 2.37: Cấu tạo mối nối đỉnh tán kiểu ô vuông và hoa mai

#### 🔧 Quy định khoảng cách giữa các tim lỗ đỉnh:

- $a$  không  $< 1.5d$  và không  $> 8d$  và  $120\text{mm}$ .
- $c$  không  $< 2d$  và không  $> 8d$  và  $120\text{mm}$ .
- $b$  không  $< 3d$  và không  $> 24\delta$ .
- $d$  không  $< 3d$  và không  $> 16\delta$  (nén) và  $24\delta$  (kéo)

#### 🔧 Khoảng cách không $< 1.5d$ và $2d$ nhằm đảm bảo thép không bị cháy khi tán đỉnh, với $d$ là đường kính đỉnh.

#### 🔧 Các khoảng cách không $>$ nhằm tránh cho thép các bản thép không bị ép chặt và không bị ẩm, với $\delta$ là bề dày bản thép mỏng nhất.

- Kiểu hoa mai:

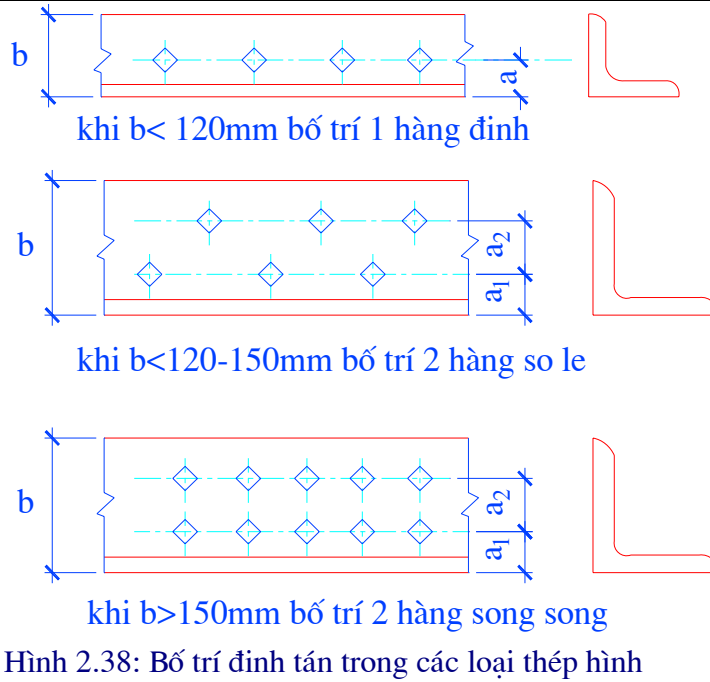
#### 🔧 Khoảng cách giữa 2 hàng đỉnh lấy như trên.

#### 🔧 Phương pháp này tiết kiệm được thép cơ bản vì tiết diện giảm yếu ít.

Chú ý:

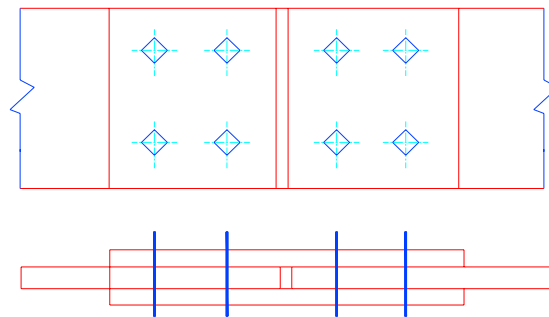
- Khoảng cách đỉnh tán bố trí sao cho dễ thi công nên khoảng cách thường lấy tròn số.
- Trong 1 công trình nên dùng 1 loại đỉnh tán, tối đa là 2 loại.

Bố trí đỉnh trên các thép hình đảm bảo các quy định sau:



**8.1.4-Cấu tạo liên kết tán đinh:**

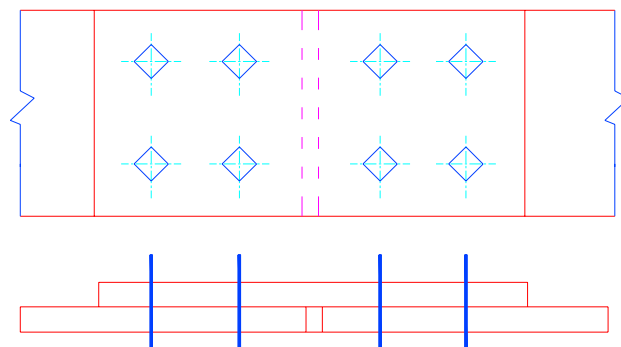
**8.1.4.1-Liên kết đối xứng:**



Hình 2.39: Cấu tạo liên kết đinh tán đối xứng

Loại này chịu lực tốt, đinh chịu cắt 2 mặt nên số lượng đinh giảm và được sử dụng nhiều.

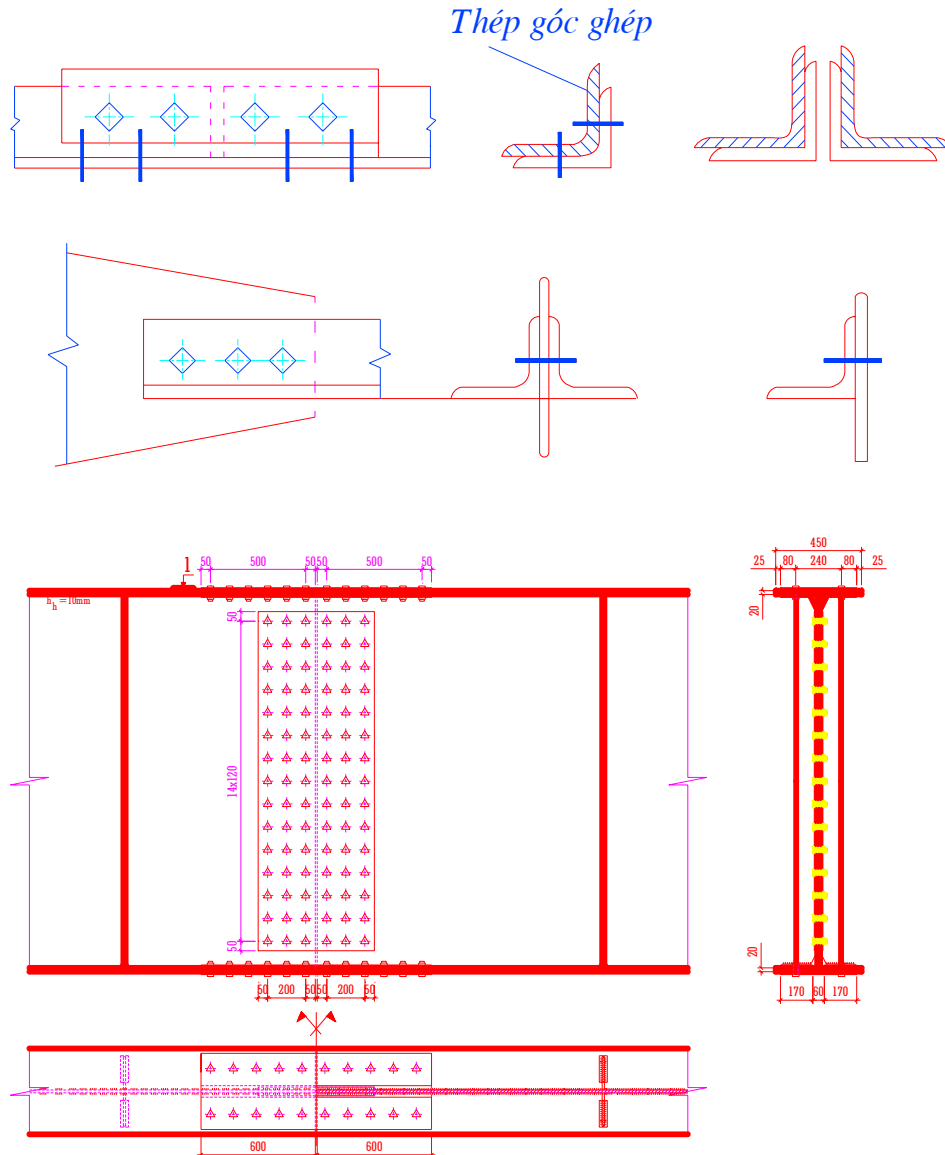
**8.1.4.2-Liên kết không đối xứng:**



Hình 2.40: Cấu tạo liên kết đinh tán không đối xứng

Loại này chịu lực kém hơn, bản nổi còn chịu uốn nên ít dùng trừ khi dùng loại đối xứng không được.



**8.1.4.3-Liên đối với các loại thép hình:**

Hình 2.41: Cấu tạo liên kết đỉnh tán trong thép hình

**8.1.5-Tính toán mối nối đỉnh tán:**

Nội dung tính toán bao gồm các công việc: tính số lượng đỉnh tán và độ bền của bản nối. Xác định số lượng đỉnh tán có 2 phương pháp tính:

- Tính theo lực tác dụng.
- Tính theo tiết diện.

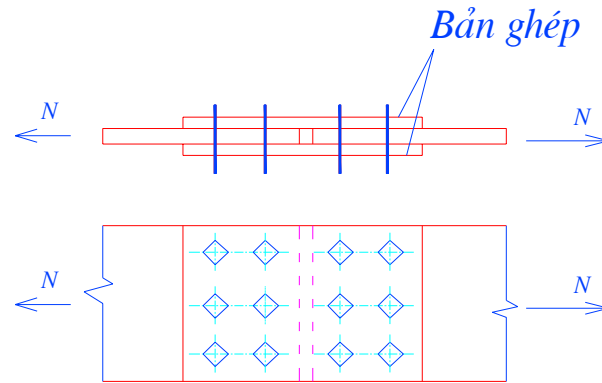
**8.1.5.1-Tính số lượng đỉnh tán theo lực tác dụng:**

Tính số lượng đỉnh tán:

- Tính theo điều kiện chịu cắt: 
$$n = \frac{N_{tt}}{[S]_c^d} \quad (2.23)$$

- Tính theo điều kiện chịu ép mặt: 
$$n = \frac{N_{tt}}{[S]_{em}^d} \quad (2.24)$$

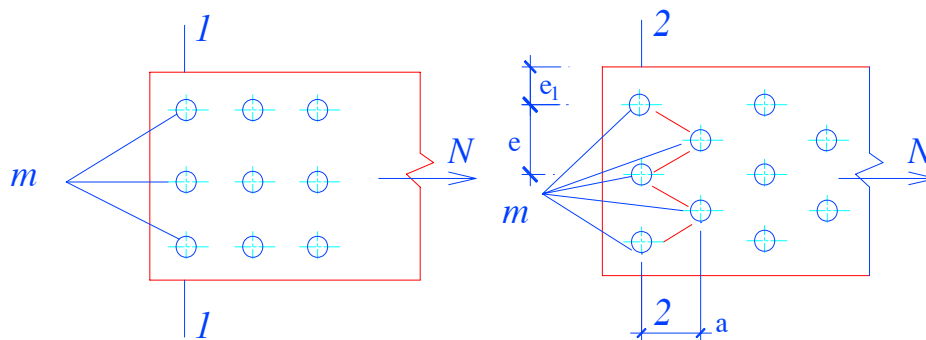
Ta chọn số đỉnh theo (2.23) và (2.24) nào lớn hơn để bố trí.



Hình 2.42: Tính định tán theo lực tác dụng

- Kiểm tra định chịu kéo hay bị đứt đầu đinh: 
$$n = \frac{N_{tt}}{[S]_k^d} \quad (2.25)$$

Kiểm tra độ bền của bản nối:



Hình 2.43: Duyệt bản nút

- Duyệt hàng định tán đầu tiên ở mặt cắt 1-1:

$$N \leq m.R.F_{gy} \quad (2.26)$$

Trong đó:

- +R: cường độ tính toán của bản nối.
- + $F_{gy}$ : tiết diện bản nối có xét đến giảm yếu do lỗ đinh,  $F_{gy} = F_{nguyên} - n.d.\delta$
- +n: số đinh ở hàng định tán đầu tiên.
- +d: đường kính định tán.
- + $\delta$ : chiều dày bản nối.
- Khi định tán bố trí kiểu hoa mai, ta kiểm tra theo mặt cắt zích zắc 2-2: diện tích giảm yếu được tính  $F_{gy} = [2e_1 + (n-1)\sqrt{a^2 + e^2} - n.d]$  với n là số đinh bố trí trên đường zích zắc.

Phương pháp tính toán định theo lực tác dụng chỉ áp dụng cho công trình nhỏ, kết cấu phụ thứ yếu trong công trình.

### 8.1.5.2-Tính số lượng định tán theo tiết diện:

Ta biết rằng thanh và định tán cùng chịu lực do vậy ta phải thiết kế sao cho khi phá hoại thì đinh và thanh cùng bị phá hoại. Phương pháp này xuất phát từ điều kiện sử dụng hết cường độ của vật liệu. Số lượng định tán cũng xuất phát từ khả năng làm việc

lớn nhất của chúng do tải trọng gây ra. Do vậy phương pháp này dùng cho các công trình quan trọng.

Theo điều kiện trên, nội lực lớn nhất trong thanh có thể xảy ra:

- Thanh chịu kéo:  $[N] = R_o \cdot F_{gy}$  (2.27a)

- Thanh chịu nén:

- ☛ Theo độ bền:  $[N] = R_o \cdot F_{gy}$  (2.27b)

- ☛ Theo điều kiện ổn định:  $[N] = \varphi \cdot R_o \cdot F_{ng}$  (2.27c)

Tính số lượng đỉnh:

- Theo điều kiện chịu cắt:  $n = \frac{[N]}{[S]_c^d}$  (2.28a)

- ☛ Thanh chịu kéo:  $n = \frac{[N]}{[S]_c^d} = \frac{R_o \cdot F_{gy}}{R_c^d \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4}}$  (2.28b)

- ☛ Thanh chịu nén:

- Theo độ bền:  $n = \frac{[N]}{[S]_c^d} = \frac{R_o \cdot F_{gy}}{R_c^d \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4}}$  (2.28c)

- Theo điều kiện ổn định:  $n = \frac{[N]}{[S]_c^d} = \frac{\varphi \cdot R_o \cdot F_{ng}}{R_c^d \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4}}$  (2.28d)

Nếu ta đặt:  $\begin{cases} k_c = \frac{R_c^d}{R_o} \\ \mu_c = \frac{1}{k_c \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4}} \end{cases}$  thì số lượng đỉnh tán được tính  $\begin{cases} n = \mu_c \cdot F_{gy} \\ n = \varphi \cdot \mu_c \cdot F_{ng} \end{cases}$  (2.28e)

Trong đó:

+ $k_c$ : hệ số chuyển đổi cường độ tính toán cơ bản của thanh sang cường độ tính toán của đỉnh chịu cắt và được tra bảng.

+ $\mu_c$ : hệ số tính toán chịu cắt tức là số lượng đỉnh tán trên 1 cm<sup>2</sup> diện tích thanh.

Ta thấy  $\mu_c$  chỉ phụ thuộc vào  $d$  và được tra bảng. Nếu đỉnh chịu cắt 2 mặt thì chia đôi.

**Bảng tra trị số  $\mu_c$  của liên kết đỉnh tán**

**Bảng 2.4**

Hệ số	Vật liệu làm đỉnh tán và làm kết cấu	Đường kính đỉnh (mm)					
		20		23		26	
		X	T	X	T	X	T
$\mu_c$	Giống nhau	0.398	0.455	0.301	0.344	0.236	0.269
	Khác nhau	0.579	0.637	0.438	0.482	0.343	0.377

X: đỉnh tán tại công trường, T: đỉnh tán tại phân xưởng.

- Theo điều kiện chịu ép mặt:



Tương tự như trên ta đặt  $\begin{cases} k_{em} = \frac{R_{em}^d}{R_0} \\ \mu_{em} = \frac{1}{k_{em} \cdot d \cdot \delta} \end{cases}$ , ta tính được số đinh:

☛ Thanh chịu kéo:  $n = \mu_{em} \cdot F_{gy}$

(2.29a)

☛ Thanh chịu nén:  $n = \mu_{em} \cdot \varphi \cdot F_{gy}$

(2.29b)

**Bảng tra trị số  $\mu_{em}$  của liên kết đinh tán**

**Bảng 2.5**

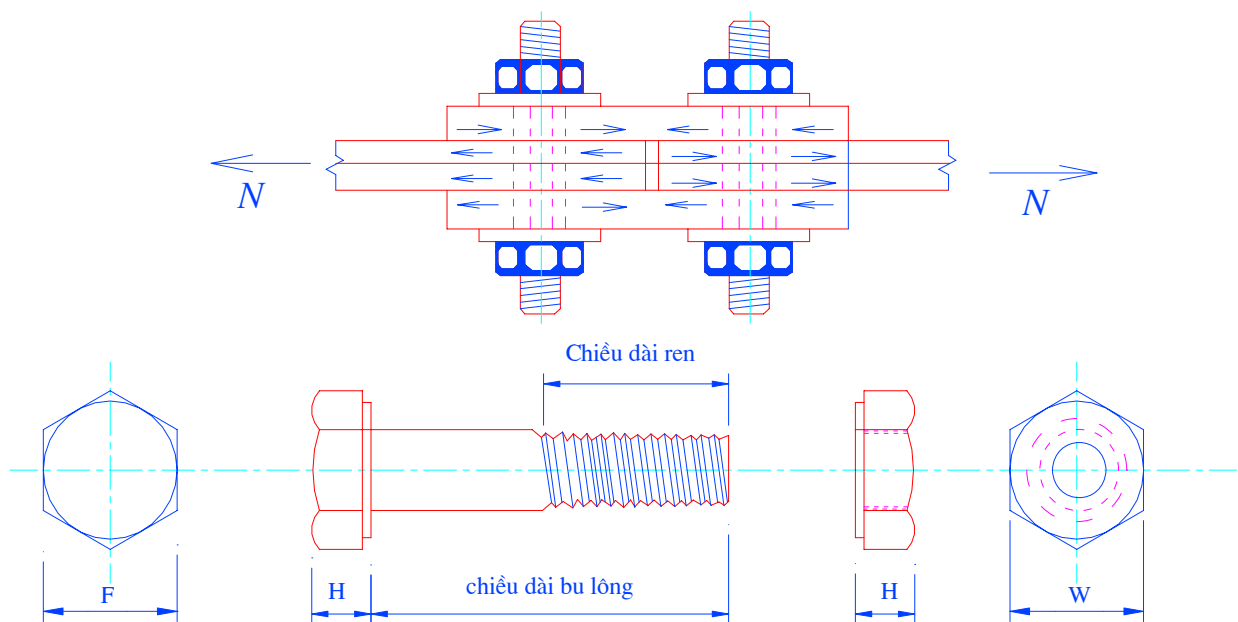
Hệ số	Bề dày ép mặt (cm)	Đường kính đinh (mm)					
		20		23		26	
		X	T	X	T	X	T
$\mu_{em}$	$\delta$	0.250	0.286	0.217	0.248	0.192	0.220
		$\delta$	$\delta$	$\delta$	$\delta$	$\delta$	$\delta$

Ngoài ra ta còn xét thêm điều kiện chịu mỏi.

**8.2-Liên kết bulông:**

**8.2.1-Các loại bulông:**

Liên kết đinh tán đòi hỏi phải chính xác, công nhân có kỹ thuật cao và phải có thiết bị phức tạp. Khi tập bản dày quá sẽ không dùng được vì dễ làm đinh cong queo khi tán. Liên kết bulông có thể giải quyết 1 số vấn đề tồn tại trên như tháo lắp dễ dàng, thi công dễ dàng, nhanh. Nhược điểm nhất là bulông thường là chịu lực xung kích kém, võng lớn, đinh làm việc không đều.



Hình 2.44: Cấu tạo bulông

Phân loại: có 3 loại

- Bulông thường.

- Bulông tinh chế.
- Bulông cường độ cao.

### 8.2.1.1-Bulông thường:

Trong cầu thường có  $d = 6\div 48\text{mm}$ ,  $l$  đến 300mm. Đường kính bulông thường nhỏ hơn đường kính lỗ từ  $2\div 3\text{mm}$  nên khi liên kết gây biến hình lớn. Do vậy thường không tính bulông chịu cắt mà tính bulông chịu kéo. Loại này ít dùng chỉ dùng trong công trình phụ tạm phục vụ thi công ,...

### 8.2.1.2-Bulông tinh chế:

So với loại trên, loại này chính xác hơn nhiều. Nó làm việc giống như đinh tán tức là chịu cắt, uốn và ma sát. Loại này gia công phải chính xác vì đường kính lỗ chỉ lớn hơn đường kính đinh từ  $0.3\div 0.5\text{mm}$ , đối với cầu là  $0.3\text{mm}$ . Đường kính bulông  $d = 10\div 48\text{mm}$ ,  $l = 40\div 200\text{mm}$ . Loại này cũng rất ít dùng vì yêu cầu độ chính xác cao và khó thi công.

### 8.2.1.3-Bulông cường độ cao:

Bulông cường độ cao là hình thức liên kết mới, tiên tiến. Nó có tất cả các ưu điểm của bulông khi lắp ráp và không kém gì liên kết đinh tán về phương diện chất lượng làm việc trong quá trình sử dụng. Nó được chế tạo bằng thép cường độ cao  $10000\div 13000\text{kg/cm}^2$ . Nguyên lý làm việc của liên kết bulông cường độ cao là do lực xiết bulông tạo ra lực ép rất lớn gây ma sát lớn giữa các bản thép. Do vậy bản thép hoàn toàn làm việc nhờ tác dụng của lực ma sát, còn bulông làm việc chịu kéo mà không chịu cắt và ép mặt. Như vậy ta thấy bản thép làm việc như 1 khối hoàn chỉnh và được coi như không có giảm yếu mặc dù có khoan tạo lỗ nên tiết kiệm thép hơn.

Để tạo ra lực ma sát lớn, ta phải tạo mặt tiếp xúc có độ nhám. Có 3 phương pháp gây nhám sau đây:

- Dùng súng phun cát: dùng khí ép để phun cát khô có kích thước hạt  $2\div 3\text{mm}$  với áp suất đầu súng  $3.5\div 5\text{kg/cm}^2$ . Phương pháp khá tốt tạo ra hệ số ma sát  $f = 0.4$  đối với thép than và  $f = 0.45$  đối với thép hợp kim.
- Phương pháp thổi lửa: dùng ngọn lửa hỗn hợp khí  $\text{O}_2$  và  $\text{C}_2\text{H}_2$ , ngọn lửa nghiêng  $45^\circ$  để quét bụi bẩn, sơn dầu sau đó dùng bàn chải sắt nhẹ.
- Dùng bàn chải sắt là phương pháp tạo nhám đơn giản nhất, được dùng làm sạch bản nhưng không tạo được nhám và không chải hết gỉ; do đó hệ số ma sát chỉ bằng mặt thép chưa gia công ở dạng sạch.

Chú ý:

- Mặt bản làm sạch cần được bảo vệ tránh bản làm giảm hệ số ma sát, thời gian từ khi làm sạch đến khi sử dụng không quá 3 ngày đêm.
- Mỗi phương pháp có hệ số ma sát khác nhau vì vậy dùng phương pháp nào là phải do cơ quan thiết kế quy định vì nó ảnh hưởng trực tiếp khả năng chịu lực của liên kết; nếu không có quy định phải dùng súng phun cát vì nó cho hệ số ma sát lớn nhất.

Hiện nay, người ta dùng bulông cường độ cao làm từ thép 40X có đường kính 18, 22 và 24mm ứng với lỗ đinh 21, 25 và 28mm và dùng những cờ lê vặn đai ốc có lực kế đặc biệt để vặn.

Trong suốt quá trình chịu lực, bulông luôn chịu kéo rất lớn nên phải dùng longden dày để tránh cháy thép bản đồng thời khống chế được lực xiết.

### 8.2.2-Tính toán liên kết bulông:

Bulông cũng bố trí theo cùng 1 quy định như đối với đinh tán, chỉ khác ở chỗ khoảng cách tối thiểu giữa tâm các bulông không nhỏ hơn  $3.5d$  và không nhỏ hơn kích thước cần thiết để đặt cờ lê vặn êcu lúc xiết bulông. Đường kính ngoài của loại cờ lê vặn có lỗ bằng  $2.5d$ , của loại cờ lê vặn kiểu mở khoảng  $(4-4.5)d$ . Đối với bulông thường và tinh chế tính toán chịu cắt và chịu ép mặt như tính đinh tán. Cường độ tính toán đối với bulông tinh chế cũng lấy như đối với đinh tán nhưng đối với bulông thô làm từ thép CT3 lấy giảm đi 20%.

Bulông cường độ cao tính toán dựa vào nội lực tại mối nối liên kết truyền qua sự ma sát. Khả năng chịu lực của 1 bulông cường độ cao được xác định theo công thức:

$$[S_d] = 0.78kN_o f \quad (2.30)$$

Trong đó:

+k: số mặt phẳng ma sát giữa các phân tố cần liên kết tại mối nối.

+ $N_o$ : nội lực kiểm tra tiêu chuẩn khi xiết bulông. Đối với bulông đường kính 18, 22 và 24mm thì nội lực lấy tương ứng 13, 20 và 24t.

+f: hệ số ma sát giữa các bề mặt tiếp xúc. Nếu bề mặt đó được làm sạch bằng phương pháp thổi lửa kết hợp với bàn chải sắt hoặc máy phun cát thì lấy 0.4 cho thép cacbon và 0.45 cho thép hợp kim thấp.

+0.78: hệ số tổng hợp kể đến khả năng các trị số  $N_o$  và f có thể khác với những trị số tiêu chuẩn, và cũng kể đến hệ số điều kiện làm việc chung  $m_1=0.9$

Khi tính bulông cường độ cao theo nội lực tính toán thì số lượng bulông xác định theo công thức:

- Khi tính theo cường độ:  $n = \frac{N}{[S_b]} \quad (2.31)$

- Khi tính theo mỏi:  $n = \frac{N_{tc}}{[S_b]\gamma_b} \quad (2.32)$

Trong đó:

+N,  $N_{tc}$ : nội lực tại mối liên kết do tải trọng tính toán và do tải trọng tiêu chuẩn gây ra.

+ $\gamma_b$ : hệ số giảm cường độ tính toán khi tính bulông cường độ cao về mỏi.

Ngoài ra ta cũng có thể tính số lượng bulông theo phương pháp diện tích như trường hợp đinh tán nhưng hệ số  $\mu_b$  (số lượng bulông trên  $1cm^2$  diện tích thanh) lấy khác và cũng được tra bảng. Chú ý rằng giá trị  $\mu_b$  trong bảng này được tính với số mặt ma sát  $k = 1$ , nếu  $k > 1$  thì phải chia cho k.

**Bảng tra trị số  $\mu_b$  của liên kết bulông**

**Bảng 2.6**

Đường kính (mm)		$N_o$	Phân tố liên kết làm bằng thép			
			Cacbon		Hợp kim thấp	
Bulông	Lỗ		$\mu_b$	$S_b$	$\mu_b$	$S_b$
18	21	13	0.462	4.1	0.587	4.6



22	25	20	0.306	6.2	0.386	7.0
24	28	24	0.253	7.5	0.322	8.4

Các chú ý:

- Khi tính theo điều kiện bền các phân tố liên kết bằng bulông cường độ cao, người ta tính với tiết diện giảm yếu và giả thiết rằng 40% nội lực tác dụng lên mỗi bulông tại tiết diện khảo sát được truyền qua lực ma sát.
- Tính toán về bền các bản nối và bản nút liên kết bằng bulông cường độ cao thì tính với tiết diện giảm yếu với toàn bộ nội lực tác dụng tại tiết diện khảo sát.
- Tính toán về mỏi và ổn định các thanh liên kết bằng bulông cường độ cao thì tính với tiết diện nguyên.
- Khi mối liên kết chịu tác dụng lực có xu hướng làm tách các phân tố ra thì  $[S_b]$  xác định như (2.30) với  $N_o$  đã giảm đi trị số lực làm tách đó nhưng không được lớn hơn  $0.5N_o$ .
- Hệ số điều kiện làm việc đối với các loại mối nối và mối liên kết bằng bulông cường độ cao lấy trong phạm vi 0.75-0.9



## CHƯƠNG III: CẤU TẠO CHUNG CỦA CẦU THÉP

### §3.1 CÁC HỆ THỐNG CƠ BẢN CỦA CẦU THÉP

Có nhiều cách phân loại và tùy theo mỗi cách mà cầu thép được chia thành những loại khác nhau. Nếu phân theo sơ đồ tĩnh học và đặc điểm kết cấu, người ta phân thành 4 hệ thống chính sau:

- Hệ thống cầu dầm.
- Hệ thống cầu dàn.
- Hệ thống cầu vòm.
- Hệ thống cầu treo và hệ liên hợp.

#### 1.1-Hệ thống cầu dầm:

Đây là hệ thống được sử dụng rộng rãi nhất. Trước kia nó làm nhịp nhỏ và vừa (<150m), ngày nay nhờ sử dụng vật liệu mới và sơ đồ kết cấu hợp lý nên có thể vượt nhịp từ 300÷500m.



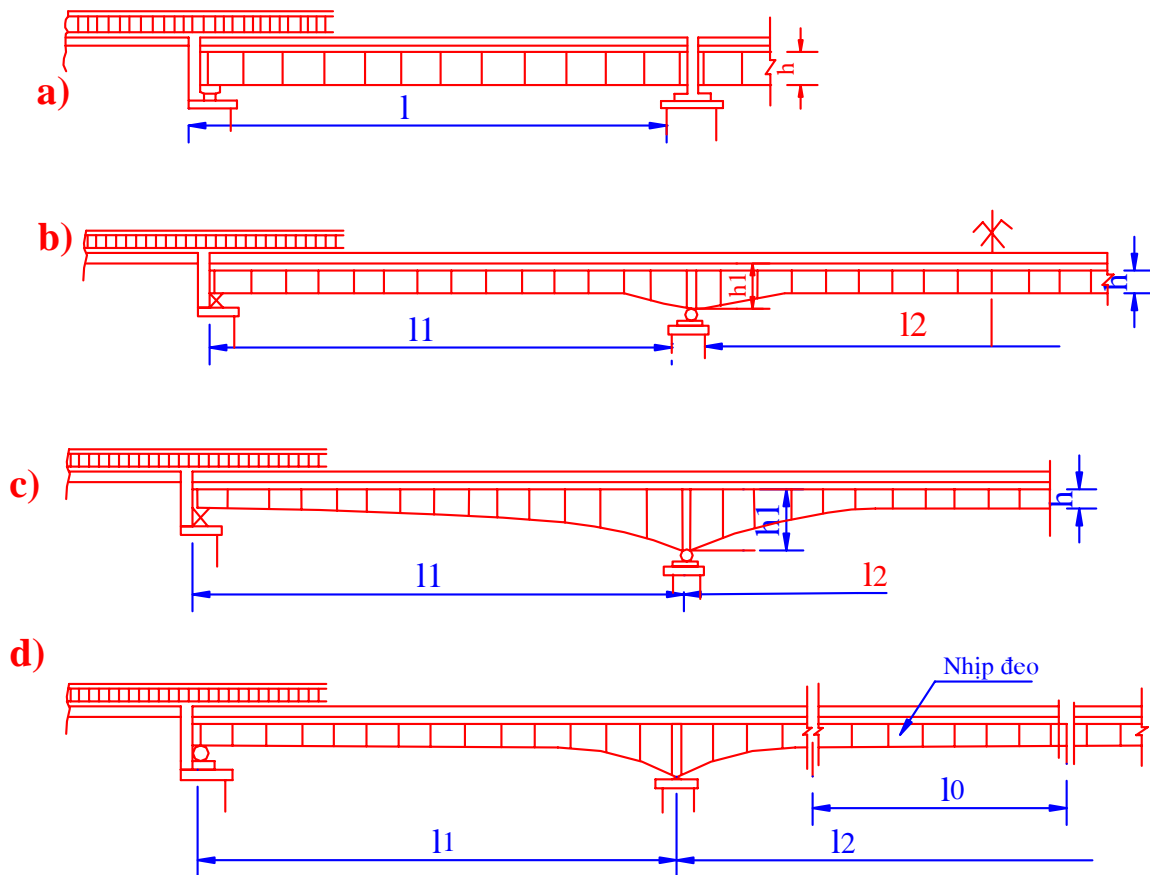
Hình 3.1: Cầu dầm thép Ponte Costa e Silva (Brazil) nhịp 300m lớn nhất thế giới, hoàn thành năm 1974



Hình 3.2: Cầu dầm thép Neck Artalbrucke-1 (Đức) nhịp 263m lớn nhì thế giới, hoàn thành năm 1978

Đặc điểm cầu dầm là dưới tác dụng tải trọng thẳng đứng tại gối tựa chỉ có xuất hiện 1 thành phần phản lực thẳng đứng. Do đó móng trụ và cấu tạo dầm thường đơn giản nên thi công dễ hơn so với các hệ thống khác.

Tùy theo sơ đồ tĩnh học mà cầu dầm gồm các loại: đơn giản, liên tục và mút thừa.



Hình 3.3: Các sơ đồ tĩnh học của cầu dầm thép

- a. Cầu dầm đơn giản
- b. Cầu dầm liên tục có biên dưới gãy khúc
- c. Cầu dầm liên tục có biên dưới cong
- d. Cầu dầm mút thừa có nhịp đo

### 1.1.1-Cầu dầm đơn giản:

Đây là loại cầu đơn giản nhất về thiết kế, tính toán, cấu tạo và thi công. Ưu điểm của nó là áp dụng cho những nơi có địa chất bất kỳ, các nhịp làm việc độc lập, lún của móng trụ không ảnh hưởng đến nội lực; dễ tiêu chuẩn hóa, định hình hóa; cấu tạo và thi công đơn giản và sử dụng rộng rãi trong cầu ô tô và đường sắt. Nhược điểm là tốn vật liệu hơn so với các sơ đồ khác, vượt nhịp nhỏ; và trên trụ có 2 hàng gối làm trụ chịu nén lệch tâm nhiều nên thường có kích thước lớn.

### 1.1.2-Cầu dầm liên tục:

Cầu dầm liên tục là cầu có dầm bắc qua 2 hoặc nhiều nhịp. Ưu điểm của nó là nhờ có mômen gối nên làm giảm mômen giữa nhịp nên tiết kiệm được vật liệu hơn so với sơ đồ dầm đơn giản và điều này càng có ý nghĩa khi cầu có nhịp lớn; trên trụ chỉ có 1 hàng gối nên chịu nén đúng tâm, do đó trụ có kích thước nhỏ hơn; dầm liên tục có độ cứng lớn nên độ võng nhỏ hơn; đường đàn hồi liên tục nên xe chạy êm thuận; khe biến dạng ít hơn và cấu tạo mặt cầu đơn giản; và có thể áp dụng nhiều công nghệ thi công như lắp hẫng, lao kéo dọc, giàn giáo treo,... Tuy nhiên, nhược điểm là hệ siêu tĩnh nên

sự lún của mố trụ, sự thay đổi nhiệt độ hoặc chế tạo không chính xác sẽ gây nên nội lực phụ trong kết cấu.

Nói chung dầm liên tục được sử dụng nhiều trong cầu đường ô tô và đường thành phố.

### **1.1.3-Cầu dầm mút thừa:**

Về mặt tiết kiệm vật liệu gần giống cầu dầm liên tục nhưng có nhiều nhược điểm là đường đàn hồi gãy khúc tại khớp nên xe chạy không êm thuận, lực xung kích lớn nên rất nguy hiểm cho cầu xe lửa và rất hạn chế dùng cho cầu thành phố vì gây ồn; và cấu tạo khớp phức tạp và bất lợi. Do vậy không được sử dụng rộng rãi như cầu dầm liên tục. Tuy nhiên, ưu điểm của cầu dầm mút thừa là thường là kết cấu tĩnh định nên áp dụng những nơi có địa chất xấu; mố trụ chịu nén đúng tâm nên có kích thước nhỏ, có thể điều chỉnh được nội lực khi thay đổi vị trí khớp và thi công có thể áp dụng công nghệ lắp hẫng hoặc giàn giáo treo.

### **1.2-Hệ thống cầu dàn:**



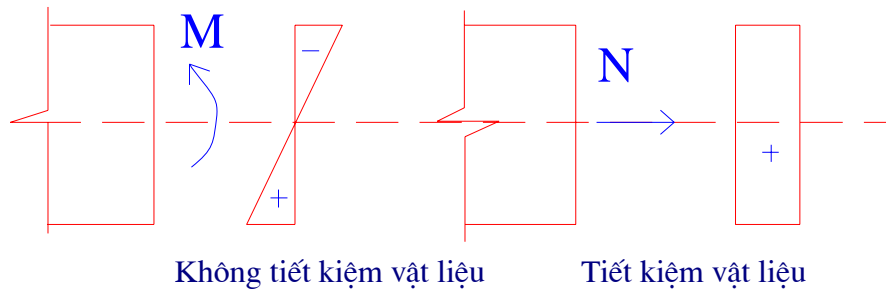
Hình 3.4: Cầu dàn Ponte de Quebec (Canada) có nhịp 549m lớn nhất thế giới, hoàn thành năm 1917



Hình 3.5: Cầu dàn Firth of Forth có nhịp 521m lớn thứ 2 thế giới, hoàn thành năm 1890

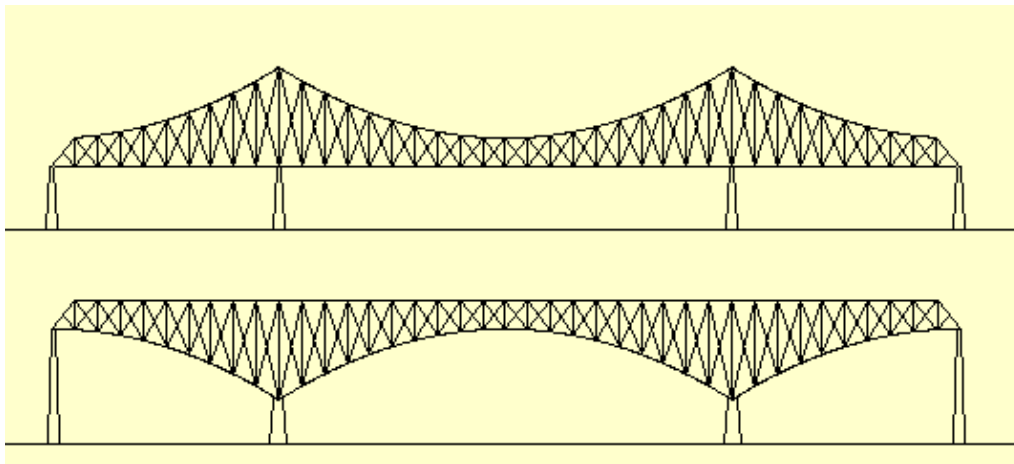
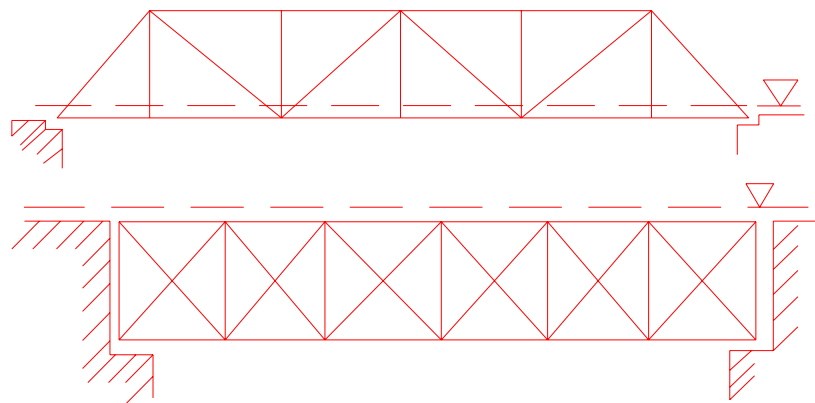
Kết cấu dàn gồm nhiều thanh được liên kết với nhau bởi các nút. Các thanh chịu lực chủ yếu là kéo và nén. Đó là điều khác với cầu dầm chịu uốn là chính.





Hình 3.6: Ứng suất trong thanh dầm

Tùy theo sơ đồ tĩnh học, ta có các loại cầu như đơn giản, liên tục hay nút thừa và tùy theo đường xe chạy mà có loại dầm có đường xe chạy trên và dưới.



Hình 3.7: Các sơ đồ cầu dầm đường xe chạy dưới và chạy trên



Hình 3.8: Cầu dầm Commodore Barry (Mỹ) có đường xe chạy dưới

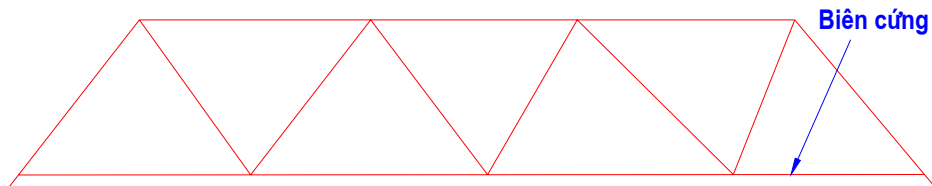


Hình 3.9: Cầu dàn Mimato (Nhật Bản) có đường xe chạy trên

Tùy theo cấu tạo, dàn có chiều cao không đổi (2 biên song song) và dàn có chiều cao thay đổi (biên gãy khúc):

- Dàn có biên song song cấu tạo và thi công đơn giản hơn loại biên gãy khúc, ngoài ra rất dễ tiêu chuẩn hóa.
- Dàn có biên gãy khúc có thể áp dụng khi nhịp lớn, tiết kiệm vật liệu nhưng thi công phức tạp, ngày nay ít dùng.

Để tăng cường độ cứng kết cấu, ngày nay còn dùng dàn có biên cứng, giảm số lượng thanh và nút dàn. Biên cứng vừa chịu uốn, cắt, lực dọc.



Hình 3.10: Sơ đồ cầu dàn biên cứng

Cầu dàn nói chung có thể áp dụng phương pháp thi công hiện đại như lắp hẫng hay lắp trên giàn giáo treo,...

### 1.3-Hệ thống cầu vòm:

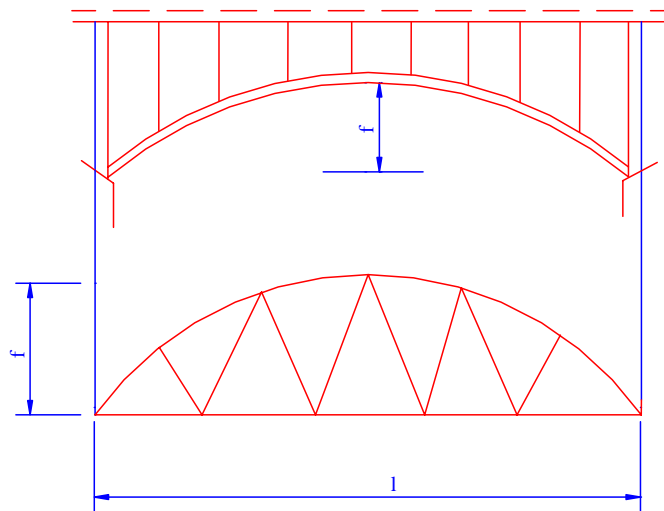


Hình 3.11: Cầu Lupu (Trung Quốc) có nhịp lớn nhất thế giới 550m, hoàn thành 2003



Hình 3.12: Cầu Sydney (Australia) nổi tiếng trên thế giới, hoàn thành 1932

Kết cấu cầu vòm chủ yếu là chịu nén. Nếu chọn trục hợp lý thì mômen trong vòm bằng 0 nên tiết kiệm vật liệu thép. Ta hãy thử so sánh cầu vòm và cầu dàn thép có cùng chiều dài nhịp 1. Ta thấy mặt cầu 2 loại tương đương, thanh đứng vòm tương đương các thanh xiên của dàn, biên của dàn:  $F = \frac{N}{R} = \frac{M_d}{h} = \frac{M_d}{f}$  và trong vòm vật liệu cũng tương đương như biên trên của dàn. Như vậy cầu dàn tốn thêm biên dưới.



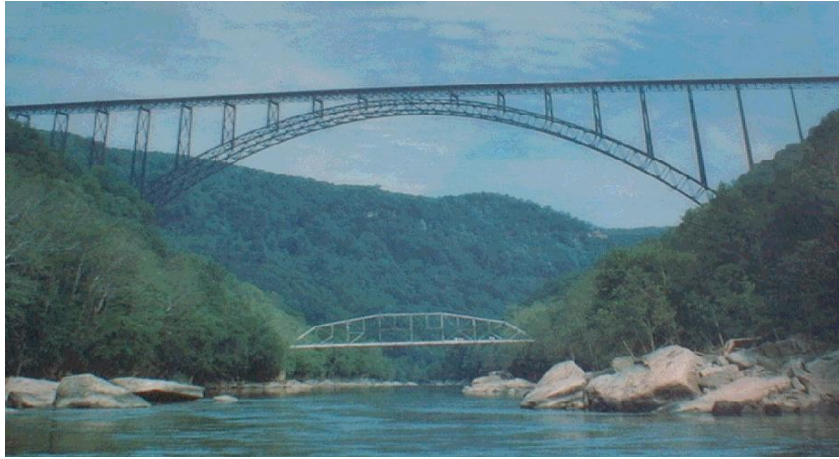
Hình 3.13: So sánh sự làm việc sơ đồ cầu vòm và dàn

Kết cấu vòm có ưu điểm là nếu địa chất tốt thì tiết kiệm vật liệu và được dùng ở những nơi có yêu cầu mỹ quan cao. Tuy nhiên, nhược điểm của nó là tại gối tựa của vòm có lực đẩy ngang nên tốn vật liệu cho mố trụ; nếu địa chất xấu thì phần tiết kiệm vật liệu của kết cấu nhịp không đủ bù vào mố cầu vòm; kết cấu không được tiêu chuẩn hóa, không thích hợp khi có chiến tranh.; và thi công khó khăn, phức tạp.

Cầu vòm có nhiều loại: vòm chạy trên, chạy dưới và chạy giữa. Vòm có tiết diện đặc hoặc vòm dàn gồm nhiều thanh ghép lại.

Để khắc phục lực ngang chân vòm, người ta dùng vòm có thanh căng để chịu lực ngang. Khi đó vòm chỉ chịu phản lực thẳng đứng.

Cầu vòm có thể vượt nhịp lớn 200÷300m, có khi đến 500m.



Hình 3.14: Cầu vòm New River Gorge (Mỹ) có đường xe chạy trên



Hình 3.15: Cầu vòm Portmann (Canada) có đường xe chạy giữa



Hình 3.16: Cầu vòm Francis Scottkey (Mỹ) có đường xe chạy dưới

#### **1.4-Hệ thống cầu treo - hệ liên hợp:**

Cầu liên hợp là gồm những hệ đơn giản được kết hợp lại với nhau 1 cách hợp lý để tận dụng tính ưu việt của mỗi loại. Đặc điểm của hệ liên hợp là hệ siêu tĩnh và lợi dụng hệ siêu tĩnh để điều chỉnh ứng suất trong kết cấu và tiết kiệm vật liệu. Nói chung hệ liên hợp phức tạp, khó khăn trong tính toán thiết kế và thi công.



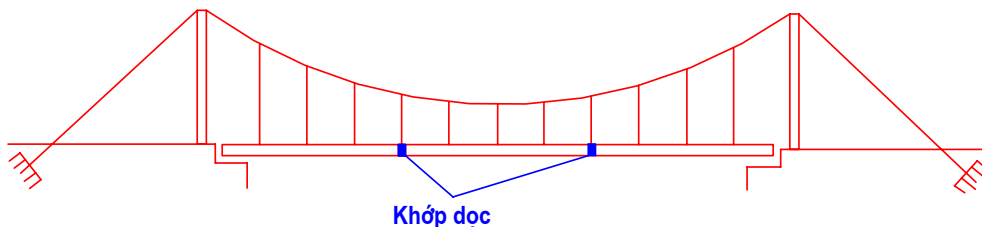
### 1.4.1-Hệ cầu treo dạng parabol:

Bộ phận chịu lực chủ yếu của cầu treo là dây cáp, dây xích hoặc bó sợi thép cường độ cao. Tùy theo độ cứng của hệ dầm mà ta có thể phân thành 2 loại: cầu treo dầm mềm và cầu treo dầm cứng:

- Cầu treo dầm mềm:
  - ✚ Loại này hệ mặt cầu có độ cứng nhỏ và được treo trên các dây chủ qua các dây treo đứng.
  - ✚ Khi chịu hoạt tải tác dụng lên kết cấu nhịp thì dây cáp bị biến hình tương ứng với vị trí của hoạt tải. Độ võng của dây chủ càng lớn thì tỷ số giữa hoạt tải và tĩnh tải càng lớn, cũng có nghĩa độ võng phụ thuộc vào tỷ số lực căng trong dây cáp do tĩnh tải và hoạt tải gây nên.
  - ✚ Do có độ cứng nhỏ nên dưới tác dụng của hoạt tải và tải trọng gió có thể xuất hiện các dao động uốn và xoắn, đôi khi biên độ dao động rất lớn làm ảnh hưởng tới sự khác thác bình thường và gây hư hỏng phá hoại công trình. Thực tế cũng đã có nhiều tai nạn xảy ra.

Vì vậy phạm vi ứng dụng loại cầu treo dầm mềm ngày nay bị hạn chế. Nó chỉ được sử dụng khi tĩnh tải lớn hơn rất nhiều so với hoạt tải hoặc chỉ chịu tác động của tĩnh tải như kết cấu ống dẫn nước, dẫn dầu, khí đốt,...

- Cầu treo dầm cứng:
  - ✚ Việc tăng cường độ cứng có thể đạt được bằng nhiều biện pháp:
    - Phổ biến hơn cả là bố trí 1 dầm cứng với 1 số khớp dọc theo chiều dài nhịp để khống chế mômen uốn trong kết cấu nhịp. Dầm cứng có tác dụng phân phối đều tải trọng lên dây và giảm độ võng.

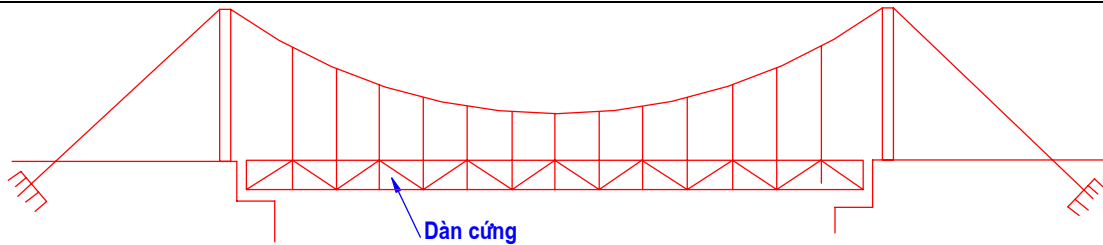


Hình 3.17: Sơ đồ cầu treo có bố trí khớp dọc

- Trong trường hợp dầm cứng đủ lớn để chịu mômen uốn thì không cần cấu tạo khớp. Nếu nhịp lớn người ta có thể bố trí dầm cứng ở phần xe chạy. Khi đó trở thành cầu treo dầm cứng.

Tùy theo cách neo dây, cầu treo dầm cứng có thể phân thành các loại như sau:

- Cầu treo dầm cứng có lực đẩy ngang là kết cấu có dây cáp chủ được neo vào mố neo. Khi đó mố neo phải có kích thước và trọng lượng lớn để có khả năng chống lật, nhỏ và trượt. Do vậy bản thân mố neo bao giờ cũng là công trình đồ sộ, tốn kém và thường hạn chế áp dụng khi nằm trong vùng địa chất xấu.
- Cầu treo dầm cứng không có lực đẩy ngang là kết cấu có dây cáp chủ được neo vào dầm cứng. Khi đó không cần cấu tạo mố neo nhưng dầm ngoài chịu uốn còn chịu lực nén dọc lớn do vậy kích thước dầm phải lớn hơn.

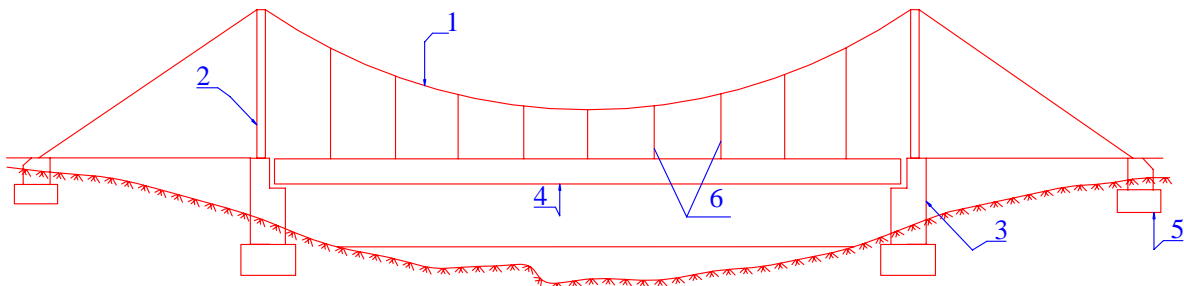


Hình 3.18: Sơ đồ cầu treo có dàn cứng

- ✚ Để giảm mômen uốn trong dầm cứng thường không cho dầm chịu tĩnh tải bằng cách điều chỉnh nội lực hoặc tạo các khớp tạm trên dầm cứng trong giai đoạn thi công. Ví dụ khi lắp ráp dầm người ta cấu tạo các khớp tạm tại các điểm treo dây và chỉ nối cứng sau khi đã hoàn toàn lắp ráp xong các đốt dầm và hệ mặt cầu. Khi đó trong dầm sẽ xuất hiện mômen uốn cục bộ trong phạm vi khoang, chiều dài các khoang thường rất nhỏ so với nhịp nên trị số mômen uốn này không đáng kể so với mômen tổng thể do hoạt tải. Vì vậy thực tế có thể xem dầm không chịu tĩnh tải.
- ✚ Chiều cao dầm cứng thường lấy  $1/50-1/70$  chiều dài nhịp. Trong các cầu nhịp lớn hơn 500-600m tỷ số này có thể lấy nhỏ hơn khoảng  $1/80$ , còn nhịp lớn trên 1000m lấy  $1/120$  hoặc nhỏ hơn.

#### 1.4.1.1-Cầu treo dầm cứng có lực đẩy ngang:

##### a/Cầu treo 1 nhịp:



1. Cáp chủ 2. Tháp cầu 3. Trụ bờ 4. Dầm cứng 5. Mố neo 6. Dây treo đứng

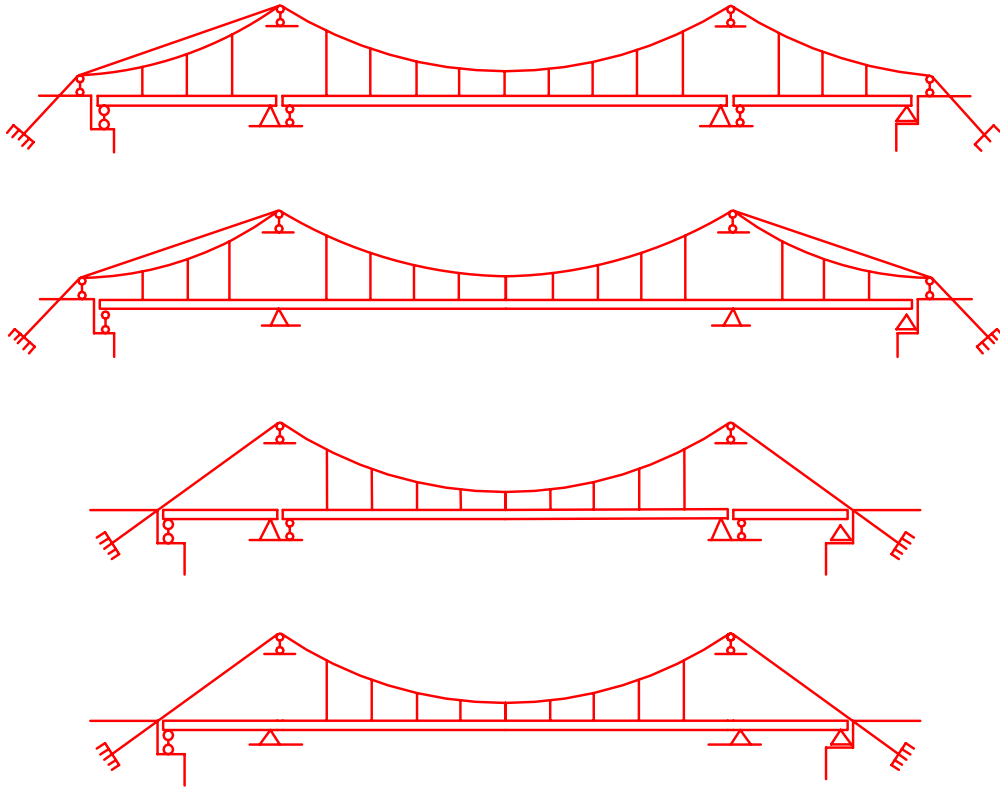
Hình 3.19: Sơ đồ cầu treo 1 nhịp

Cầu treo 1 nhịp gồm 2 trụ bờ đỡ tháp cầu và làm gối tựa cho dầm cứng. Dây cáp chủ có dạng đường cong parabol được vát đỉnh tháp và 2 đầu được neo vào các mố neo. Loại này có ưu điểm là các dây neo nối từ tháp cầu xuống mố neo coi như thanh thẳng nên khi chịu lực dây chỉ làm việc đàn hồi tuyến tính, tránh được biến dạng hình học phi tuyến của dây chủ phần nhịp biên khi tải trọng đứng trên dầm cứng. Do đó hệ 1 nhịp là hệ có độ cứng lớn nhất so với hệ 3 nhịp và nhiều nhịp. Ngoài ra hệ này tỏ ra hợp lý để vượt sông không sâu lắm hoặc qua các thung lũng mà điều kiện địa chất, địa hình không thuận lợi cho việc xây dựng trụ.

##### b/Cầu treo 3 nhịp:

Trong những trường hợp cần vượt qua các sông lớn, bãi sông rộng, chiều cao tĩnh không thông thuyền lớn, hệ cầu dẫn rất dài thì cần nghiên cứu hệ cầu treo 3 nhịp để vừa cho phép cầu dài vừa tận dụng khả năng làm việc của hệ cáp neo. Để cân bằng lực căng trong dây, các điểm tựa của dây trên đỉnh tháp được đảm bảo chuyển vị tự do theo

phương dọc cầu. Dầm cứng có thể là loại dầm có sườn đặc hoặc dàn. Về mặt tĩnh học có thể có sơ đồ dầm đơn giản hoặc dầm liên tục.



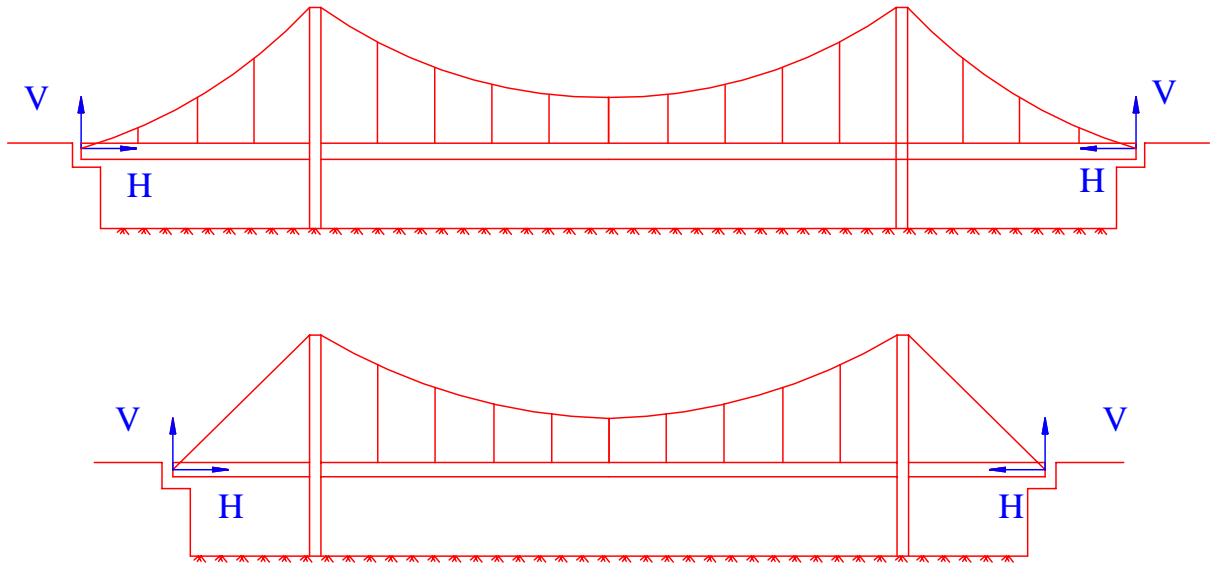
Hình 3.20: Sơ đồ cầu treo 3 nhịp

Chiều dài nhịp biên có thể lấy tới  $1/2$  nhịp chính, tuy nhiên có thể nhỏ hơn tùy thuộc vào tình hình phân bố nhịp cụ thể trên sông. Khi chiều dài nhịp biên nhỏ hơn  $1/4$  nhịp chính và dầm cứng nhịp biên đủ khả năng chịu lực độc lập thì có thể không bố trí dây treo đứng.

#### 1.4.1.2-Cầu treo dầm cứng không có lực đẩy ngang:

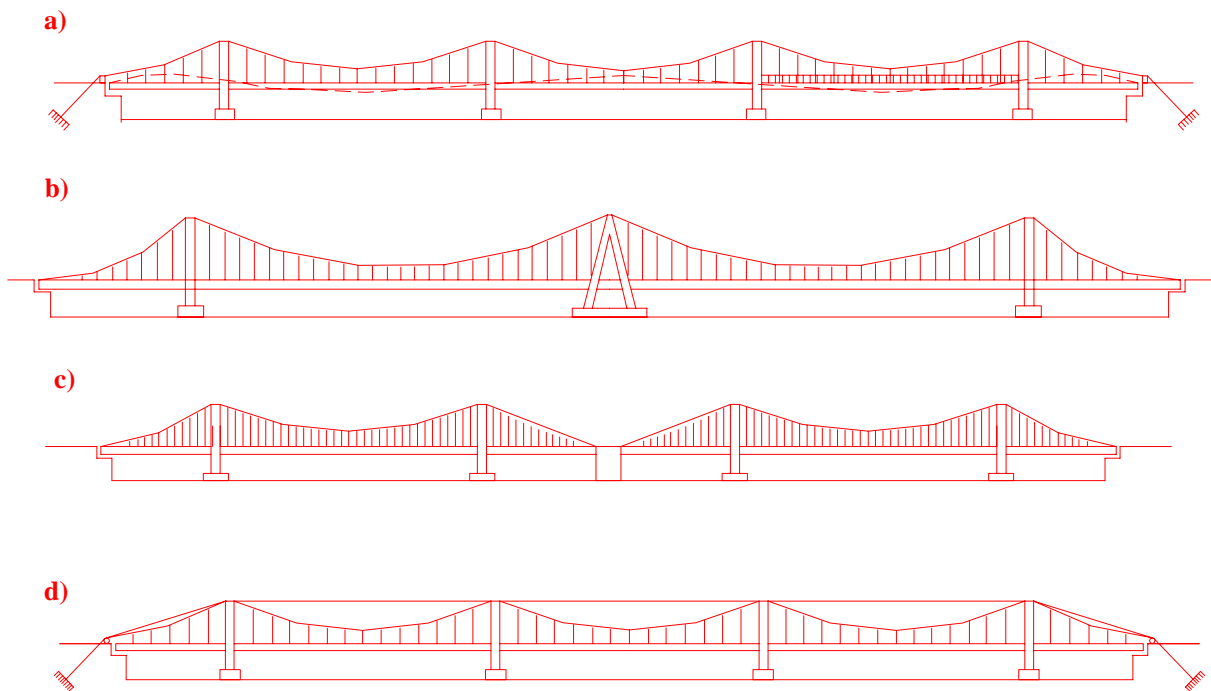
Trong trường hợp này dầm cứng sẽ chịu hoàn toàn lực đẩy ngang thay cho mố neo. Khi đó hệ trở thành cầu treo dầm cứng không có lực đẩy ngang và mở ra triển vọng áp dụng dầm cứng bằng bê tông cốt thép trong cầu treo. Loại này thường áp dụng với sơ đồ 3 nhịp với nhịp biên có và không có dây treo, tuy nhiên cũng có thể áp dụng cho cầu nhiều nhịp.

Loại này có ưu điểm là không cần xây dựng mố neo, đặc biệt trong trường hợp địa chất không thuận lợi cho việc xây dựng mố thì giải pháp neo dây vào đầu dầm cứng càng tỏ tính ưu việt; giảm đáng kể ảnh hưởng của sự thay đổi nhiệt độ đến sự làm việc của hệ; có lợi thế khi sử dụng dầm cứng bê tông cốt thép vì lợi dụng lực nén dọc do dây cáp truyền vào. Lực nén này có thể điều chỉnh được bằng cách thay đổi mũi tên võng của dây cáp và có thể áp dụng nhịp đến 500m. Tuy nhiên, nhược điểm của nó là vì dầm cứng phải được lắp ráp trước để neo dây nên khi thi công cần có giàn giáo, trụ tạm hoặc dây neo tạm; do phải chịu thêm lực dọc nên dầm cứng phải đủ lớn, làm tăng lượng vật liệu sử dụng đôi khi dẫn đến sự kém hiệu quả kinh tế cho cả phương án cầu; khi hoạt tải tác động thì độ võng của dầm cứng và dây cáp sẽ tăng thêm do tác động của lực nén truyền vào dầm. Do những nhược điểm này mà cầu treo dầm cứng không có lực đẩy ngang ít được sử dụng trong thực tế.



Hình 3.22: Sơ đồ cầu treo dầm cứng không có lực đẩy ngang

### 1.4.1.3-Cầu treo nhiều nhịp:



Hình 3.22: Sơ đồ cầu treo nhiều nhịp

- Cầu treo nhiều nhịp và sơ đồ biến dạng
- Cầu treo nhiều nhịp có tháp cứng
- Cầu treo nhiều nhịp có trụ neo trung gian
- Cầu treo nhiều nhịp có dây neo phụ

Trong cầu treo nhiều nhịp, dây cáp được bố trí liên tục qua tất cả các nhịp hoặc qua 1 số nhịp và neo vào móng ở 2 đầu. Các nhịp chính trong sơ đồ cầu nhiều nhịp có thể bố trí như nhau để đảm bảo mỹ quan và sự chịu lực đồng đều của hệ dây, tuy nhiên để tăng cường độ cứng có thể bố trí các nhịp khác nhau. Dầm cứng nên sử dụng dầm đơn giản với các lý do phân tích ở trên. Nhược điểm của cầu treo nhiều nhịp là khi chất tải



đứng và  $n_v$  là số đỉnh liên kết giữa thép góc và vai kê thì phần phản lực truyền cho vai kê sẽ là  $A_v$ :

$$A_v = \frac{n_v}{n} \cdot Q_g \quad (3.10)$$

- Dưới tác dụng  $A_v$  và  $S$ , vai kê sẽ chịu mômen uốn:

$$M_v = A_v \cdot c - S \cdot z \quad (3.11)$$

Trong đó:

+c: khoảng cách từ điểm đặt lực  $A_v$  đến trục của các đỉnh liên kết thép góc đứng.

+z: khoảng cách từ mức đặt lực  $S$  đến trọng tâm của các đỉnh liên kết với vai kê.

- Dưới tác dụng của các lực  $A_v$ ,  $S$  và  $M_v$ , nội lực lên đỉnh lớn nhất sẽ là:

$$N_{\max} = \sqrt{\left(\frac{A_v}{n_v}\right)^2 + \left(\frac{S}{n_v} + M_v \cdot \frac{e_{\max}}{\sum e_i^2}\right)^2} \quad (3.12)$$

Trong đó:

+ $e_i$ : khoảng cách giữa các cặp đỉnh đối xứng nhau qua trọng tâm của các đỉnh liên kết với vai kê.

+ $e_{\max}$ : như trên nhưng đối với 2 đỉnh xa nhất.

- Điều kiện kiểm tra:

$$N_{\max} \leq [S]_d$$

(3.13)

### b/Trường hợp vai kê liên kết hàn:

Trong liên kết này, đầu dầm dọc và vai kê được hàn với nhau tạo thành 1 khối thống nhất. Như vậy bản biên dưới của dầm dọc phải được khoét rãnh để tẩm thép ở đầu dầm dọc đặt vào. Chính do cấu tạo như vậy ta có xem bản con cá và các đỉnh liên kết tẩm thép đầu dầm vào thép góc liên kết cùng làm việc với nhau. Khi đó cách tính toán như sau:

- Diện tích tiết diện của bản con cá và đỉnh liên kết:  $F = F_{gi}^c + n \cdot d \cdot \delta_v$  (3.14)

Trong đó:

+ $F_{gi}^c$ : diện tích giảm yếu của bản con cá.

+n, d: số đỉnh và đường kính đỉnh.

+ $\delta_v$ : chiều dày vai kê.

- Mômen tĩnh của tiết diện đối với trục đi qua tâm đỉnh dưới cùng:

$$S = F_{gi}^c \cdot (e_0 + e_1) + n \cdot d \cdot \delta_v \cdot \frac{e_1}{2} \quad (3.15)$$

- Khoảng cách từ trọng tâm của tiết diện đối với trục qua tâm đỉnh dưới cùng:

$$y_d = \frac{S}{F} \quad (3.16)$$

- Mômen quán tính tiết diện:

$$I = F_{gi}^c \cdot y_t^2 + \frac{d \cdot \delta_v}{2} \cdot \sum e_i^2 + n \cdot d \cdot \delta_v \cdot \left(y_d - \frac{e_1}{2}\right)^2 \quad (3.17)$$

Trong đó:

+e<sub>i</sub>: khoảng cách giữa các cặp đỉnh đối xứng qua trọng tâm của các đỉnh.

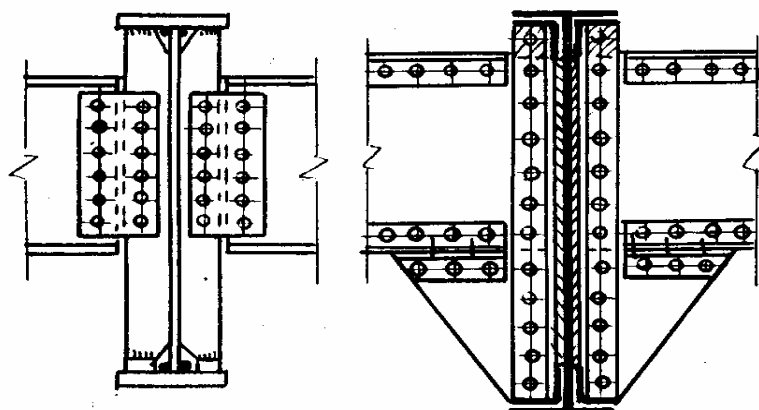
- Nội lực trong bản con cá:  $S = \frac{M_g}{I} \cdot y_i \cdot F_{ng}^c$  (3.18)

- Nội lực trong đỉnh dưới cùng N<sub>max</sub> do mômen M<sub>g</sub> và lực cắt Q<sub>g</sub> là:

$$\begin{cases} N_M = \frac{M_g}{I} \cdot y_d \cdot d \cdot \delta_v \\ N_Q = \frac{Q_g}{n} \end{cases} \rightarrow N_{\max} = \sqrt{N_M^2 + N_Q^2} \quad (3.19)$$

Từ đó ta dễ dàng tính toán số đỉnh liên kết bản con cá và kiểm tra lực tác dụng lên đỉnh dưới cùng như đã trình bày ở phần trước.

**4.2.2-Liên kết dầm dọc thấp hơn dầm ngang:**



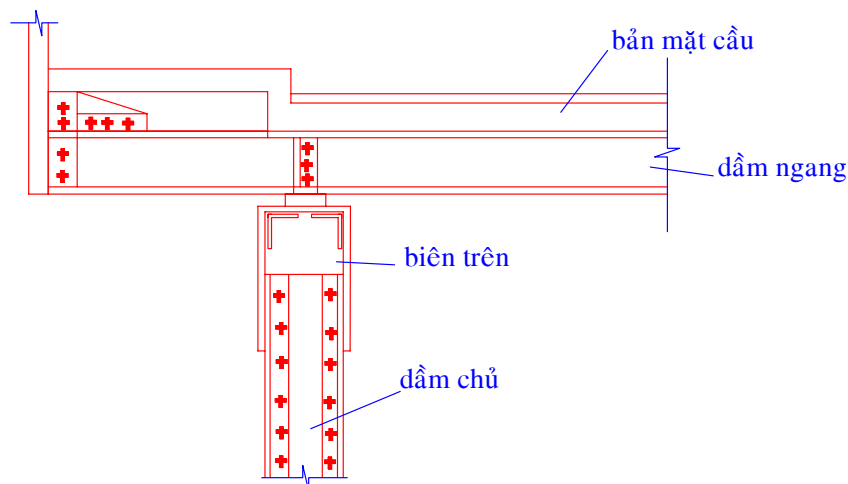
Hình 3.57: Liên kết dầm dọc thấp hơn dầm ngang

Cách liên kết này hay được sử dụng vì chiều cao kiến trúc nhỏ nhất, đặc biệt trong cầu xe lửa. Người ta dùng thép góc liên kết và vai kê tam giác để nối dầm dọc vào dầm ngang hoặc đối với dầm hàn thì dùng bản nối.

**4.3-Liên kết dầm ngang vào dàn chủ:**

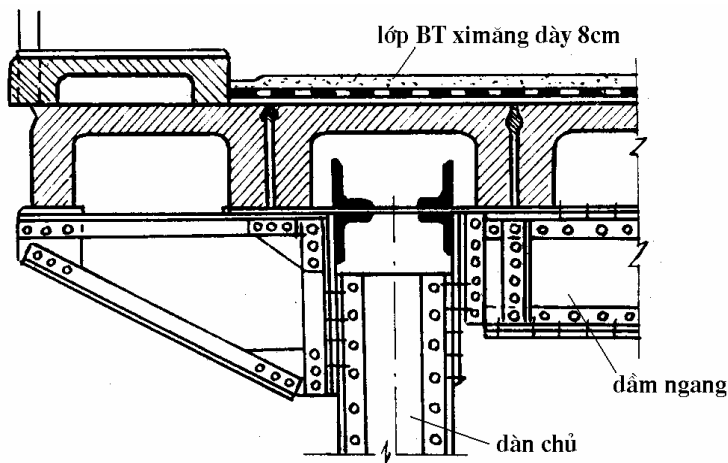
**4.3.1-Cấu tạo:**

**4.3.1.1-Liên kết tầng và liên kết đồng mức:**



Hình 3.58: Liên kết tầng

Liên kết tầng là liên kết đặt chồng dầm ngang lên dầm chủ. Do đó nó có cấu tạo đơn giản nhưng chiều cao kiến trúc lớn cho nên cách này áp dụng cho trường hợp không hạn chế về chiều cao kiến trúc.

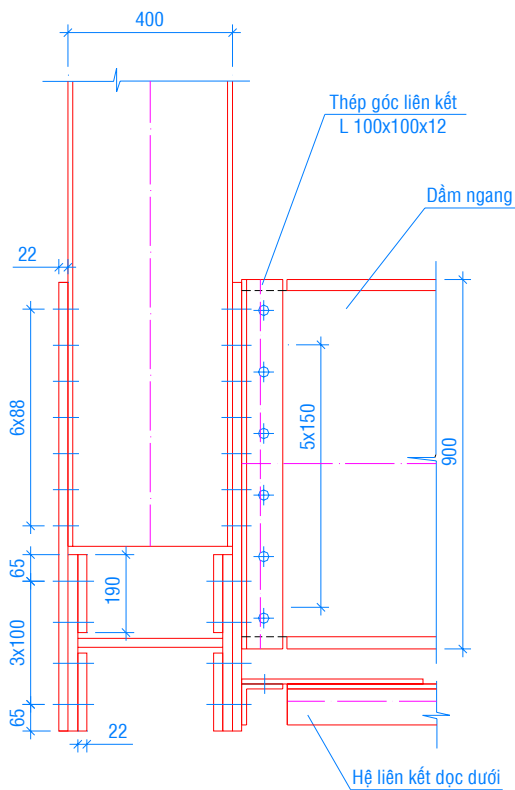


Hình 3.59: Liên kết đồng mức

Liên kết này người ta đặt dầm ngang ngang với biên trên của dầm chủ mục đích để giảm chiều cao kiến trúc của kết cấu nhịp.

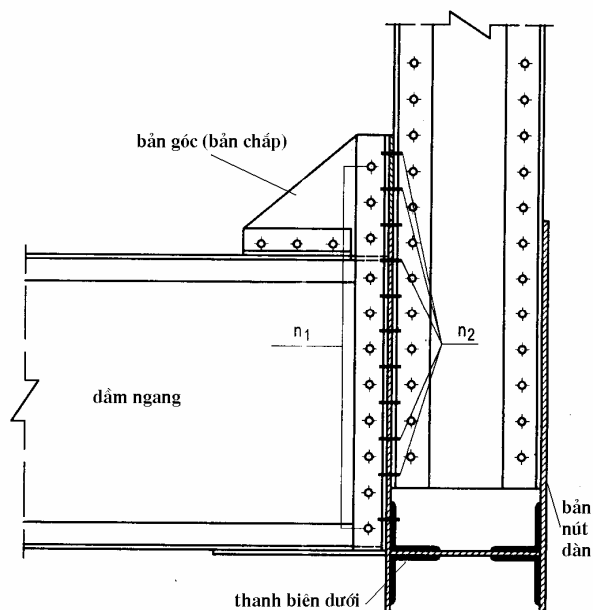
**4.3.1.2-Liên kết thép:**

Liên kết này đơn giản nhất là dùng thép góc áp cánh và liên kết đinh vào sườn dầm ngang. Nếu bố trí 1 hàng đinh không đủ có thể tăng bề rộng thép góc liên kết để tăng số hàng đinh. Loại này được sử dụng khi chiều cao sườn dầm ngang đủ bố trí lượng đinh liên kết vào dầm chủ.



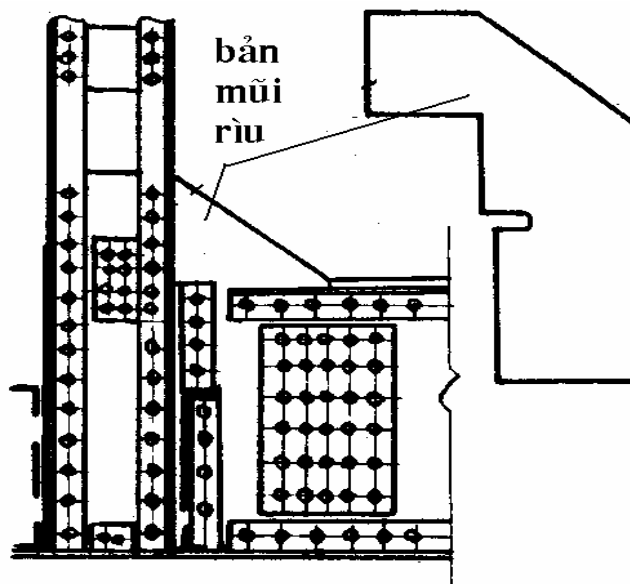
Hình 3.60: Liên kết dùng thép góc

Khi chiều cao sườn dầm ngang không đủ bố trí được 60-70% tổng số đinh cần thiết để liên kết dầm ngang vào dàn chủ thì ta dùng bản góc (bản chấp) để mở rộng diện tích liên kết.



Hình 3.61: Liên kết dùng thép góc và bản góc

Khi nối dầm ngang vào dàn chủ theo những cách nói trên mà dùng đinh tán có 1 nhược điểm chung là các đinh tán nằm ở phần trên của thép góc liên kết áp vào bản nút dàn bị rút đầu đinh rất bất lợi. Để khắc phục nhược điểm này, ta dùng bản mũi rìu; mặt khác bản mũi rìu còn giúp cho liên kết được chắc chắn hơn và áp lực từ dầm ngang truyền sang 2 nhánh của các thanh biên dàn cũng đều hơn.

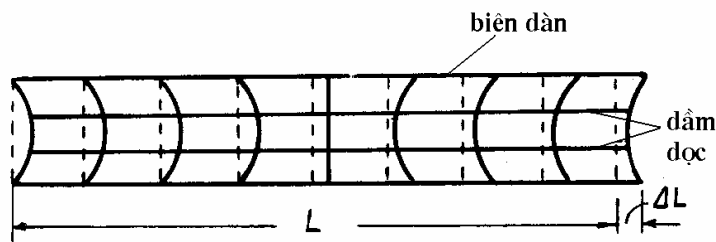


Hình 3.62: Liên kết dùng bản mũi rìu

Tuy nhiên loại này có nhược điểm lắp ráp rất khó khăn, phải lách bản đó vào 2 nhánh thanh đứng dàn chủ. Do vậy mặc dù có ưu điểm nói trên, loại bản lưới rìu ngày nay hầu như hoàn toàn không dùng.



Chú ý:



Hình 3.61: Sơ đồ biến dạng của hệ dầm mặt cầu khi thanh biên dàn chủ bị dãn dài ra

- Ta biết hệ thống dầm mặt cầu cùng chịu lực với dàn chủ dưới tác dụng của tải trọng thẳng đứng. Khi đó dầm dọc sẽ xuất hiện lực dọc phụ và dầm ngang bị uốn và xoắn. Nguyên nhân: dưới tác dụng của tải trọng thẳng đứng, chiều dài dầm dọc không thay đổi nhưng các thanh biên dàn chủ cùng mức mặt cầu bị biến dạng dài ra hoặc ngắn lại gây ra nội lực phụ trong dầm dọc và dầm ngang. Dầm ngang đầu cùng bị uốn nhiều nhất, còn dầm dọc ở các khoang giữa có lực dọc phụ lớn nhất.
- Khi chiều dài nhịp càng lớn thì nội lực phụ càng lớn. Để khắc phục, người ta giải quyết bằng cách phân mặt cầu thành những đoạn có chiều dài 50-60m, dầm dọc tại vị trí đó được cấu tạo gián đoạn.

#### 4.3.2-Tính toán:

Ta coi liên kết không chịu mômen mà chỉ chịu phản lực gối dầm ngang  $Q_g$  khi coi dầm ngang là dầm đơn giản.

Số lượng đỉnh được tính:

$$\begin{cases} n_1 = \mu \cdot \frac{Q_g}{m_2 \cdot R_0} \\ n_2 = \mu \cdot \frac{Q_g}{m_2 \cdot R_0} \end{cases} \quad (3.20)$$

Trong đó:

+ $n_1$ : số đỉnh liên kết sườn dầm ngang với thép góc liên kết, ứng với hệ số điều kiện làm việc  $m_2 = 0.9$

+ $n_2$ : số đỉnh liên kết dàn chủ với thép góc liên kết, ứng với hệ số điều kiện làm việc  $m_2 = 0.85$

Ta cần chú ý rằng số đỉnh dùng để liên kết cánh thép góc với thành đứng của thanh biên dàn chủ sẽ không thuộc nhóm  $n_2$ .



## CHƯƠNG IV: THIẾT KẾ CẦU DẦM

### §4.1 KHÁI NIỆM CHUNG

#### 1.1-Uu, nhược điểm và phạm vi áp dụng:

Cầu dầm là cầu mà bộ phận chịu lực chính của nó là dầm có sườn đứng ở dạng đặc. Từ khi xuất hiện cầu dàn tiết kiệm vật liệu hơn thì phạm vi sử dụng của cầu dầm có phần bị thu hẹp để dùng cho nhịp ngắn hơn từ 20-25m. Tuy nhiên do nó có kết cấu đơn giản, thi công nhanh, dễ dàng, rẻ tiền hơn mặc dù có tốn thép nhưng cầu dầm vẫn dùng cho nhịp 50-80m, thậm chí đến 150-300m.

Hầu hết cầu dầm có mặt cầu đi trên, vì thế có thể thu hẹp bề ngang mố trụ cầu, đồng thời mặt cầu có phần đơn giản về mặt cấu tạo. Hơn nữa, toàn bộ kết cấu nhịp được phân mặt cầu ở bên trên che cho không bị nước mưa. Chỉ trong những trường hợp đặc biệt khi chiều cao kiến trúc quá hạn chế mới làm mặt cầu đi dưới.

Ưu điểm:

- Cấu tạo đơn giản, lắp ráp nhanh.
- Với nhịp  $\leq 50-80m$  thì kinh tế hơn so với cầu dàn.
- Có chiều cao kiến trúc nhỏ, thường dùng cho cầu có đường xe chạy trên.
- Rất tiện lợi khi dùng liên kết hàn.

Nhược điểm:

- Tốn vật liệu thép nhất là khi chiều dài nhịp tăng.

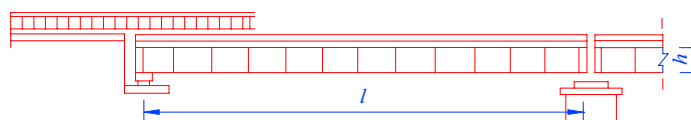
Phạm vi sử dụng:

- Sự phát triển, ứng dụng liên kết hàn vào kết cấu cầu, sự hoàn chỉnh các phương pháp tính toán chính xác về ổn định của sườn dầm đồng thời đề xuất những loại kết cấu và hệ thống cầu hợp lý như bản BTCT cùng chịu uốn với dầm, bản trực giao,... đã mở ra những triển vọng mới về ứng dụng rộng rãi cầu dầm và thực tế đã xây dựng cầu dầm có nhịp đến 300m.
- Nói chung cầu dầm được sử dụng rất rộng rãi trong cầu đường ô tô, xe lửa.

#### 1.2-Sơ đồ cầu dầm:

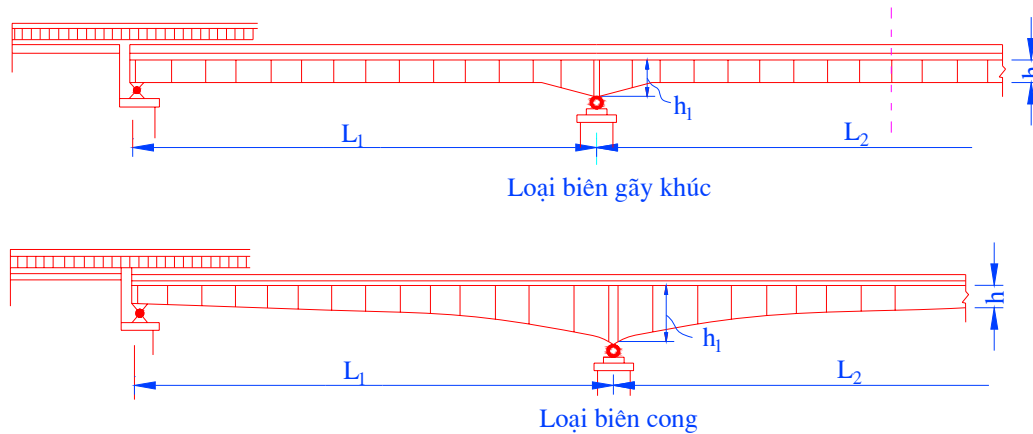
Theo sơ đồ tĩnh học có 3 loại: dầm đơn giản, liên tục và mút thừa.

##### 1.2.1-Cầu dầm đơn giản:



Hình 4.1: Cầu dầm đơn giản

Cầu dầm đơn giản thường dùng  $l \leq 40-60m$ , đối với nhịp  $l \leq 25-30m$  thì rất kinh tế. Mặc dù nó có khối lượng thép lớn nhưng do cấu tạo, thi công đơn giản nên giá thành vẫn rẻ. Nó có thể áp dụng cho các loại địa chất và rất thích hợp cầu nhiều nhịp. Cầu dầm đơn giản thường làm chiều cao  $h$  không thay đổi.

**1.2.2-Cầu dầm liên tục:**

Hình 4.2: Cầu dầm liên tục

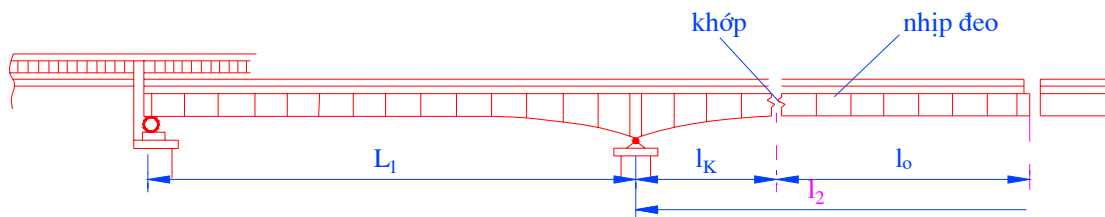
Cầu dầm liên tục có thể sử dụng khi nhịp  $l \geq 50\text{m}$ . Khi nhịp  $l \leq 50-60\text{m}$  có thể làm chiều cao không đổi, khi nhịp lớn  $60-80\text{m}$  thì cần làm chiều cao thay đổi dưới dạng biên gãy khúc hoặc biên cong. Dầm liên tục thường làm số nhịp  $\geq 3$ , nhịp biên nhỏ hơn các nhịp giữa  $l_1 = (0.7-0.8)l_2$  để cho các mômen 2 nhịp gần bằng nhau.

Ưu điểm:

- Nội lực nhỏ hơn so với cầu dầm đơn giản cùng nhịp, nó có độ cứng lớn nên độ võng nhỏ hơn.
- Trên trụ cầu có 1 hàng gối đặt đúng tâm nên kích thước trụ nhỏ hơn.
- Đường đàn hồi liên tục nên xe chạy êm thuận.
- Ít khe nối.

Nhược điểm:

- Có ứng suất phụ khi mố trụ lún không đồng, sự thay đổi nhiệt độ.
- Cấu tạo và thi công phức tạp hơn.

**1.2.3-Cầu dầm mút thừa:**

Hình 4.3: Cầu dầm mút thừa

Khi địa chất xấu khó dùng cầu liên tục, người ta dùng cầu dầm mút thừa. Về mặt ưu điểm nó gần như cầu dầm liên tục nhưng do có khớp nên chế tạo, thi công và sử dụng bất lợi; nó có đường đàn hồi gãy khúc nên xe chạy không êm thuận.

Cầu dầm mút thừa này có thể điều chỉnh được nội lực khi ta thay đổi vị trí của khớp. Chính từ điều kiện phân phối mômen tại trụ và giữa nhịp hợp lý nên người ta thường lấy  $l_k = (0.2-0.35)l_1$  khi có nhịp thừa và  $l_k = 0.2l_1$  khi không có nhịp thừa.

**1.3-Kích thước cơ bản của cầu dầm:**

Các kích thước cơ bản của cầu dầm là:

- Chiều dài nhịp l.
- Chiều cao dầm h.
- Khoảng cách giữa các dầm chủ d.

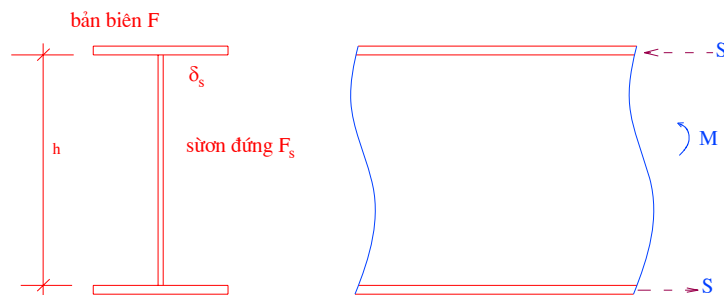
### 1.3.1-Chiều cao dầm chủ h:

Chiều cao h được xác định xuất phát từ các điều kiện sau:

- Kinh tế có nghĩa là khối lượng thép nhỏ nhất.
- Không chế độ cứng.
- Chiều cao kiến trúc, chế tạo và vận chuyển.

#### 1.3.1.1-Chọn theo điều kiện kinh tế:

Ta xét 1 tiết diện dầm chịu mômen M như sau:



Hình 4.4: Sơ đồ tính toán h theo điều kiện kinh tế

- Mômen M được quy thành lực S:  $S = \frac{M}{h}$ , khi đó diện tích bản biên cần thiết

$F_b = \frac{S}{R_u}$  với  $R_u$  là cường độ của thép. Khi đó khối lượng bản biên trên 1 m dài

là  $v_b = \frac{S}{R_u} \cdot 1 \cdot \psi_b = \frac{M \cdot \psi_b}{R_u \cdot h}$  với  $\psi_b$  là hệ số cấu tạo biên dầm.

- Diện tích sườn dầm sẽ là  $F_s = h \cdot \delta_s$ . Khi đó khối lượng sườn dầm trên 1m dài  $v_s = \delta_s \cdot h \cdot \psi_s$  với  $\psi_s$  là hệ số cấu tạo sườn dầm. Ta thấy  $\delta_s$  phụ thuộc vào h nên ta có thể đặt  $\delta_s = \alpha \cdot h$ , thay vào ta có:  $v_s = \alpha \cdot h^2 \cdot \psi_s$

- Khối lượng thép tổng cộng:  $V = v_b + v_s = \frac{M}{R_u \cdot h} \cdot \psi_b + \alpha \cdot h^2 \cdot \psi_s$ .

- Ta tìm khối lượng thép nhỏ nhất  $V_{\min}$  bằng các giải phương trình đạo hàm:

$$\frac{dV}{dh} = 0 \rightarrow -\frac{M}{R_u \cdot h^2} \cdot \psi_b + \alpha \cdot h \cdot \psi_s = 0 \rightarrow \alpha \cdot h^3 \cdot \psi_s = \frac{M}{R_u} \cdot \psi_b \rightarrow h = \sqrt[3]{\frac{\psi_b \cdot M}{\alpha \cdot \psi_s \cdot R_u}}$$

- Đặt  $k = \sqrt[3]{\frac{\psi_b}{\alpha \cdot \psi_s}}$ , ta được  $h = k \cdot \sqrt[3]{\frac{M}{R_u}}$ . Mặt khác  $W = \frac{M}{R_0}$  là mômen quán tính chống uốn. Do vậy ta có công thức đi tìm chiều cao h để thỏa mãn điều kiện kinh tế là:

$$h = k \cdot \sqrt[3]{\frac{M}{R_u}} \quad (4.1)$$

Trong đó:

+k: hệ số lấy theo kinh nghiệm về cấu tạo bản biên và sườn dầm,  $k=5.5-6.5$ ; lấy giá trị lớn đối với dầm hàn nhịp nhỏ và lấy giá trị nhỏ đối với dầm đỉnh tán, bulông và nhịp lớn.

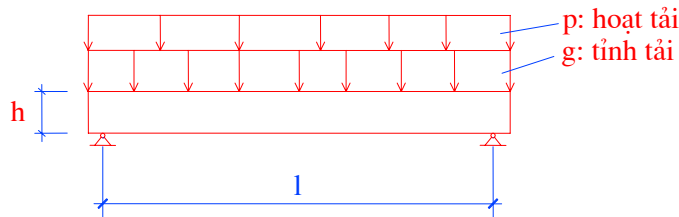
+M: mômen tính toán tại tiết diện giữa nhịp.

+ $R_u$ : cường độ chịu uốn của thép dầm chủ.

Chiều cao dầm chủ có thể chọn sai khác so với công thức (4.1) nhưng không nên quá 25% đối với dầm đỉnh tán, bulông và 15% đối với dầm hàn.

### 1.3.1.2-Chọn theo điều kiện khống chế độ cứng:

Ta xét 1 dầm đơn giản chịu tải trọng phân bố đều của tĩnh tải g và hoạt tải p:



Hình 4.5: Sơ đồ tính toán h theo điều kiện khống chế độ cứng

- Tại giữa nhịp, ứng suất pháp do mômen của hoạt tải gây ra là  $\sigma_h$ . Ta có:

$$M = \sigma_h \cdot W = \frac{\sigma_h \cdot I}{0.5h}, \text{ với } h \text{ và } I \text{ là chiều cao và mômen quán tính của dầm chủ.}$$

- Độ võng của dầm là  $f = \frac{5}{48} \cdot \frac{M l^2}{EI} = \frac{5}{24} \cdot \frac{\sigma_h l^2}{E \cdot h}$ , với E là môđun đàn hồi của vật liệu dầm chủ.

- Điều kiện bền của dầm xác định theo công thức:  $n_t \cdot \sigma_t + n_h \cdot (1 + \mu) \cdot \sigma_h = R_u$ . Mặt

$$\text{khác ta cũng có } \frac{\sigma_t}{\sigma_h} = \frac{g}{p} \rightarrow n_t \cdot \frac{g}{p} + n_h \cdot (1 + \mu) = \frac{R_u}{\sigma_h}.$$

- Từ các công thức trên, ta có:  $\frac{h}{l} = \frac{5}{24} \cdot \frac{\sigma_h}{E \cdot \frac{f}{l}} = \frac{5}{24} \cdot \frac{R_u}{\left[ n_t \cdot \frac{g}{p} + n_h \cdot (1 + \mu) \right] \cdot E \cdot \frac{f}{l}}$ .

- Công thức xác định  $h_{\min}$  dầm chủ theo yêu cầu khống chế độ cứng:

$$h_{\min} = \frac{5}{24} \cdot \frac{a \cdot R_u}{\left[ n_t \cdot \frac{g}{p} + n_h \cdot (1 + \mu) \right] \cdot \left[ \frac{f}{l} \right] \cdot E \cdot \alpha} \cdot l \quad (4.2)$$

Trong đó:

+ $n_t, n_h$ : hệ số vượt tải của tĩnh tải và của hoạt tải.

+ $(1+\mu)$ : hệ số xung kích.

+g: cường độ phân bố của tĩnh tải gồm tĩnh tải phần 1 và phần 2.

+p: cường độ phân bố của hoạt tải hoặc tải trọng tương đương được tra bảng có kể thêm hệ số làn xe  $\beta$  và hệ số phân bố ngang  $\eta$ .

+ $R_u, E$ : cường độ tính toán chịu uốn và môđun đàn hồi của thép.



+  $\left[ \frac{f}{l} \right]$ : độ võng cho phép của kết cấu nhịp, lấy 1/400 đối với cầu ô tô và 1/800

đối với cầu xe lửa.

+a: hệ số xét đến sự thay đổi của tiết diện dầm theo chiều dài nhịp, lấy a=1.1

+ $\alpha$ : hệ số xét đến tiết diện nguyên và giảm yếu, lấy bằng 1 đối với dầm hàn và 1.17 đối với dầm đinh tán, bulông.

Từ công thức (4.1) và (4.2), ta xác định chiều cao của dầm chủ.

### 1.3.1.3-Chọn theo điều kiện kinh nghiệm:

Trong thực tế, người ta thường lấy theo kinh nghiệm như sau:

- Cầu dầm đơn giản:

✚ Đối với cầu ô tô:  $\frac{h}{l} = \frac{1}{12} \div \frac{1}{15}$ .

✚ Đối với cầu đường sắt:  $\frac{h}{l} = \frac{1}{9} \div \frac{1}{11}$ .

- Cầu dầm thép liên hợp với bản BTCT:

✚ Đối với cầu ô tô:  $\frac{h}{l} = \frac{1}{15} \div \frac{1}{20}$ .

✚ Đối với cầu đường sắt:  $\frac{h}{l} = \frac{1}{10} \div \frac{1}{16}$ .

- Cầu dầm liên tục và mút thừa:

✚  $\frac{h}{l} = \frac{1}{20} \div \frac{1}{25}$  hoặc có thể lấy nhỏ hơn.

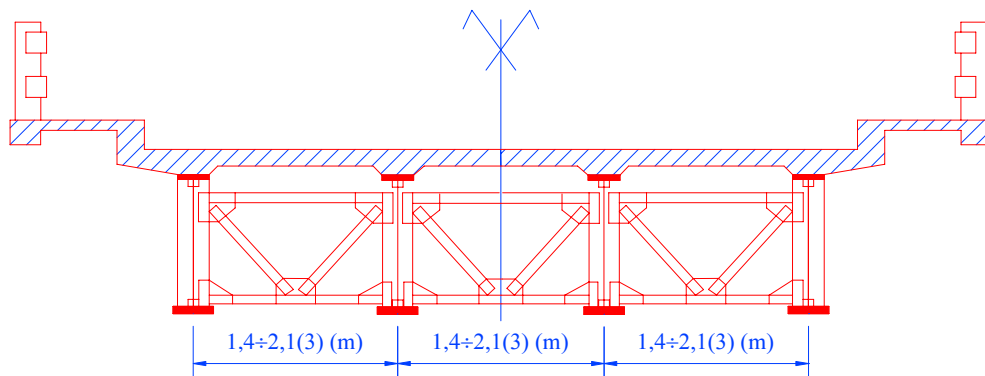
✚ Nếu dầm có biên gãy khúc thì  $h_1=(1.2-1.3)h$  với  $h_1$  là chiều cao tại trụ và  $h$  là chiều cao tại giữa nhịp và mố.

✚ Nếu dầm có biên cong và bản mặt cầu cùng làm việc với dầm chủ thì

$$\frac{h}{l} = \frac{1}{45} \div \frac{1}{60} \text{ và } \frac{h_1}{l} = \frac{1}{20} \div \frac{1}{30}.$$

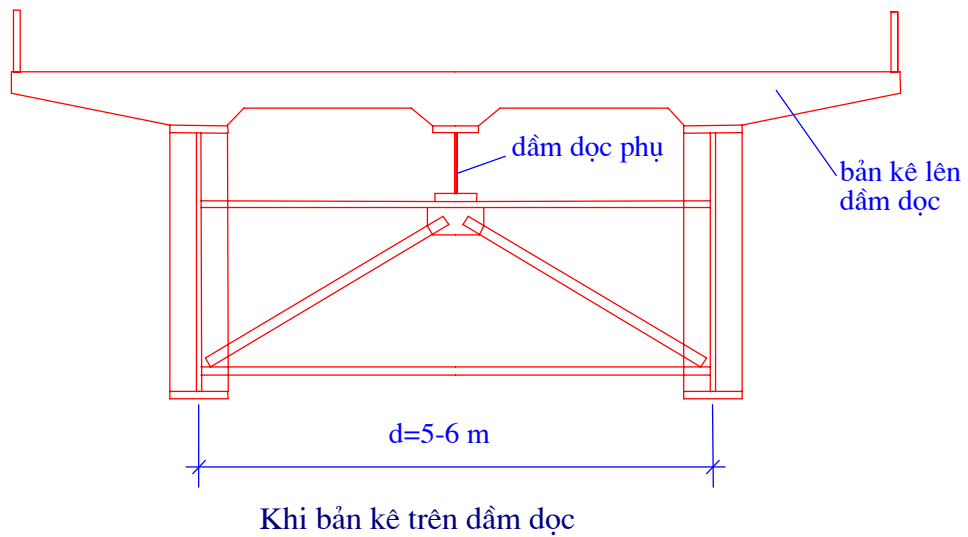
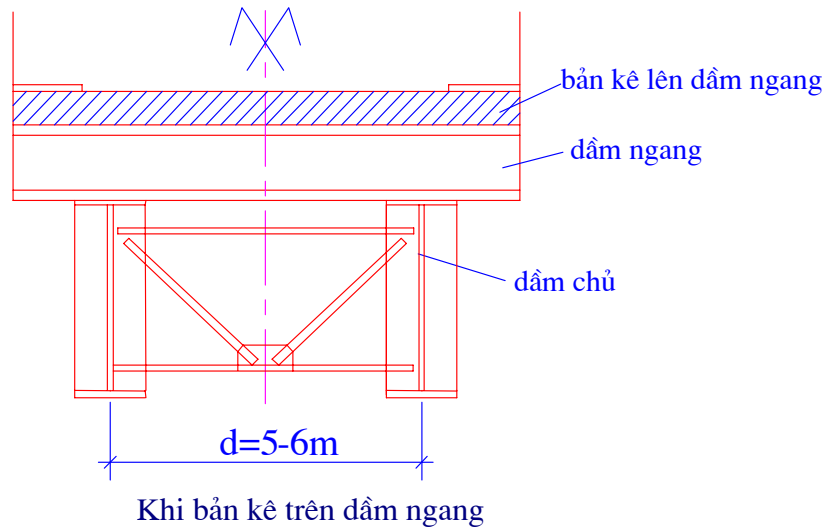
### 1.3.2-Số lượng dầm chủ và các loại tiết diện ngang:

Số lượng dầm chủ trước hết phụ thuộc vào bề rộng cầu, tải trọng và chiều dài nhịp. Trong cầu ô tô và khi chiều dài nhịp nhỏ, thường dùng dầm chữ I đặt cách nhau 1.4-2m có khi đến 3m. Bản mặt cầu có thể đặt trực tiếp lên dầm chủ hoặc liên hợp với dầm chủ.



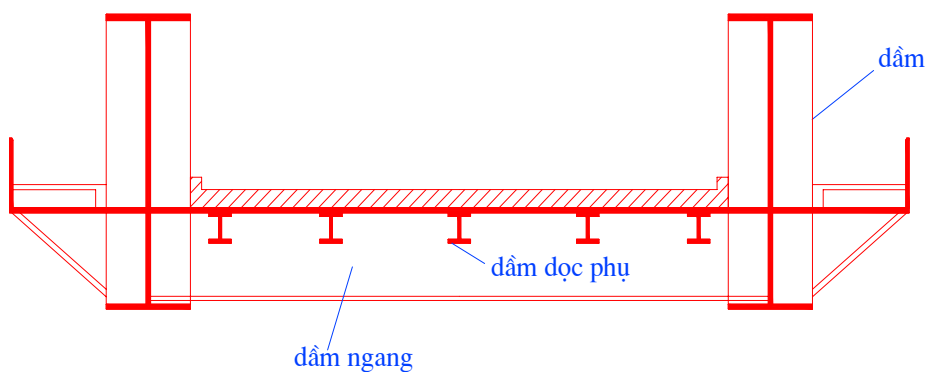
Hình 4.6: Khoảng cách dầm chủ khi nhịp nhỏ

Khi chiều dài nhịp tăng lên dùng ít dầm có lợi hơn. Tùy theo cấu tạo của bản có thể dùng dầm ngang hoặc thêm dầm dọc phụ. Trong cầu khổ lớn có thể dùng  $\geq 2$  dầm dọc phụ.

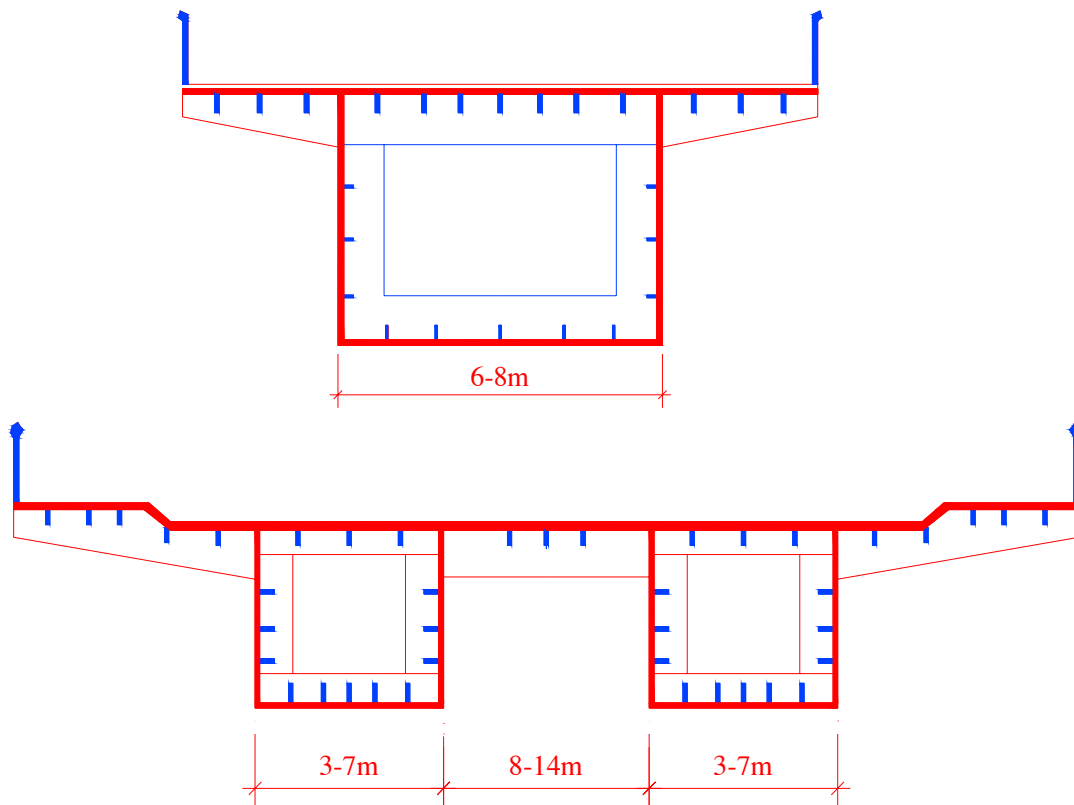


Hình 4.7: Khoảng cách dầm chủ khi nhịp lớn

Trong cầu dầm có đường xe chạy dưới dầm khi chiều cao kiến trúc bị hạn chế:

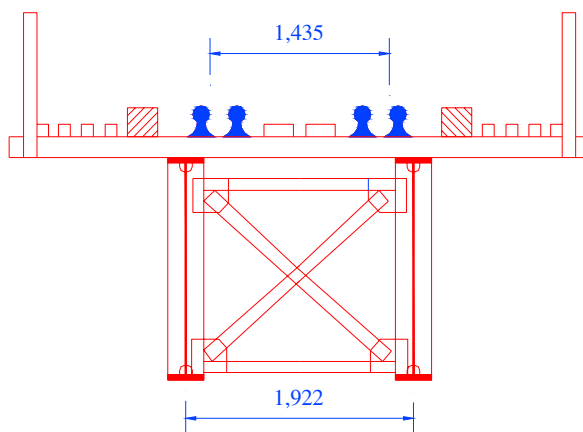


Trong các cầu nhịp lớn hiện đại, người ta thường làm tiết diện hình hộp, dùng bản thép có sườn:



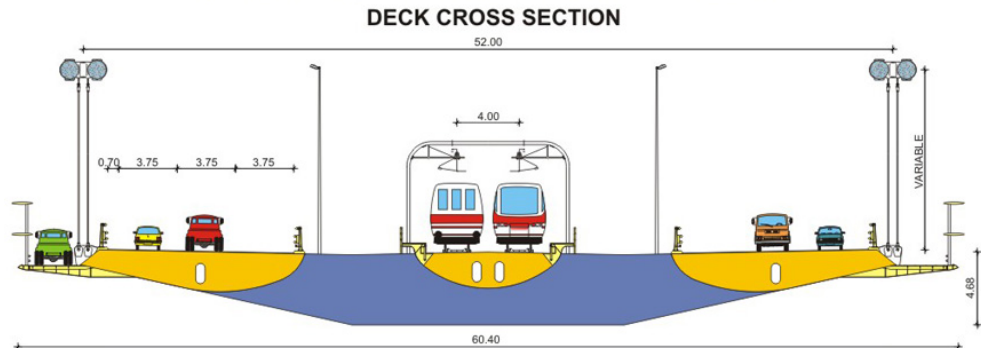
Hình 4.9: Mặt cắt ngang hộp

Trong cầu xe lửa người ta thường bố trí 2 dầm chủ khoảng cách 1.9-2,2m, tà vẹt đặt trực tiếp lên dầm:



Hình 4.10: Mặt cắt ngang cầu xe lửa

Ngoài ra trên cầu có thể bố trí ô tô và tàu điện đi chung:

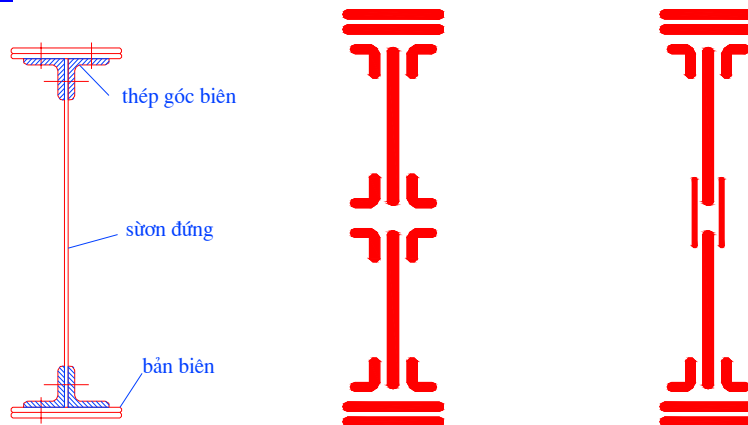


Hình 4.11: Mặt cắt ngang cầu có ô tô và tàu điện đi chung

## §4.2 CẦU TẠO DẦM ĐẶC

### 2.1-Dầm tán đỉnh, bulông:

#### 2.1.1-Tiết diện:



Hình 4.12: Tiết diện ngang dầm tán đỉnh, bulông

Tiết diện thường hay dùng nhất là tiết diện chữ I, cấu tạo gồm các phần là sườn đứng, thép góc biên và bản biên.

#### 2.1.1.1-Sườn đứng:

Sườn đứng thường làm chiều dày  $\delta_s$  không thay đổi trên chiều dài nhịp. Nó chủ yếu chịu cắt, chịu mômen rất ít nên chọn trị số tối thiểu để tiết kiệm nhưng cũng cần chú ý đến hiện tượng sườn dầm bị phình tức là mất ổn định cục bộ.

Chiều cao sườn dầm  $h_s$  trong những cầu đơn giản, nhịp nhỏ thường không đổi. Khi nhịp lớn thì có thể thay đổi theo chiều dài nhịp. Chiều cao sườn  $h_s$  nhỏ hơn chiều cao dầm chủ khoảng 4% đối với dầm đỉnh tán, bulông và 5% đối với dầm hàn. Khi chiều cao dầm  $\leq 1.8-2m$  sườn đứng có thể làm 1 bản liền và khi lớn hơn có thể làm 2 hoặc 3 bản (khi đó có mối nối dọc theo chiều dài dầm).

Bề dày sườn dầm  $\delta_s$  có thể lấy:

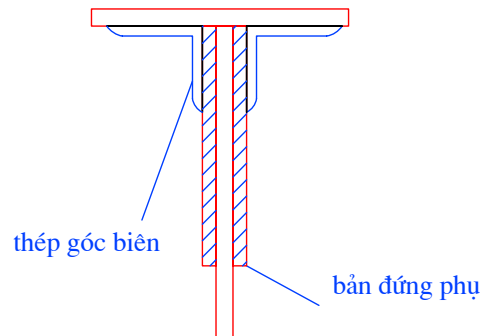
- Không  $< \left( \frac{1}{100} \div \frac{1}{200} \right)$  chiều cao dầm chủ đối với dầm giản đơn và  $\left( \frac{1}{250} \div \frac{1}{300} \right)$  chiều cao dầm chủ đối với dầm liên tục khẩu độ lớn.
- $\delta_s = (7 + 3.h)$  (mm) với h là chiều cao dầm chủ tính bằng m.

- $\delta_s = \frac{1}{12.5} \cdot \sqrt{h_s}$  (cm) đối với thép than và  $\delta_s = \frac{1}{10} \cdot \sqrt{h_s}$  (cm) đối với thép hợp kim thấp, với  $h_s$  đơn vị cm.
- Không < 10mm đối với dầm tán đinh và 12mm đối với dầm hàn.

Khi  $\delta_s \geq \left(\frac{1}{50} \div \frac{1}{80}\right) h_s$  thì đảm bảo điều kiện ổn định, nếu nhỏ hơn phải tính toán kiểm tra ổn định và làm sườn tăng cường.

### 2.1.1.2-Thép góc biên:

Nó thường làm 1 loại và không thay đổi suốt chiều dài dầm. Để đảm bảo đủ truyền lực, yêu cầu diện tích tiết diện các thép góc biên lấy khoảng 30-40% diện tích toàn bộ bản biên. Nếu không đủ bố trí thì thêm các bản đứng phụ, bề rộng bản đứng này lấy rộng hơn cánh đứng của thép góc biên đủ để bố trí 1-2 hàng đinh.



Hình 4.12: Bố trí bản đứng phụ

Thép góc biên thường dùng loại đều cạnh, trường hợp muốn tăng mômen quán tính thì dùng loại không đều cạnh. Quy định thép góc biên dùng cho dầm chủ không < L100\*100\*10 và L80\*80\*8 cho dầm mặt cầu. Bề rộng cánh thép góc lấy  $\left(\frac{1}{8} \div \frac{1}{12}\right) h_s$ , nếu dầm lớn hơn  $h = 3-4m$  thì có thể lấy  $\left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{20}\right) h_s$ . Ngoài ra có thể dùng công thức kinh nghiệm để xác định sơ bộ:

$$b_{thepgoc} = (20 + 80 \cdot h_s) (mm) \quad (4.3)$$

Trong đó:

+  $h_s$ : chiều cao sườn dầm tính bằng m.

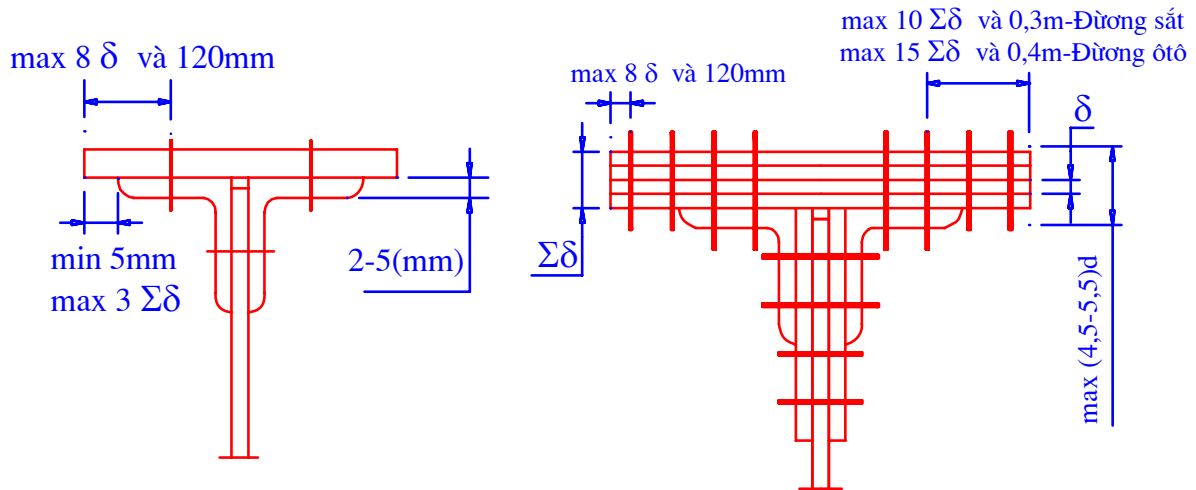
### 2.1.1.3-Bản biên:

Bản biên thường làm chiều dày và chiều rộng không đổi. Số lượng bản biên trong 1 biên dầm thường 3-4 bản, chiều dày mỗi bản không < 10mm và không > 20mm (để đảm bảo chất lượng thép).

Bề rộng bản biên không < 1/5 chiều cao dầm và không < 1/20 khoảng cách giữa các điểm được liên kết cố định trong phương ngang (bởi các thanh liên kết đứng hoặc liên kết nằm ngang).

Để đảm bảo các yêu cầu về ổn định, cấu tạo và tán đinh, các yêu cầu về cấu tạo được quy định như sau:





Hình 4.13: Các quy định về cấu tạo bản biên

- Bề rộng các bản biên lấy thừa ra ngoài các cánh thép góc biên không  $< 5\text{mm}$  (có xét đến kích thước của bản biên và thép góc biên có thể có sai lệch) và không  $> 3\Sigma\delta$ . Nếu các bản biên rộng hơn nữa thì phải đảm bảo có thể tán 1-2 hàng đinh.
- Khoảng cách từ mép bản biên đến hàng đinh ngoài cùng gần nhất không  $> 8\delta$  và  $120\text{mm}$  với  $\delta$  là chiều dày bản thép biên mỏng nhất.
- Khoảng cách từ mép bản biên đến hàng đinh ngoài cùng của thép góc biên không  $> 10\Sigma\delta$  và  $0,3\text{m}$  đối với cầu đường sắt và không  $> 15\Sigma\delta$  và  $0,4\text{m}$  đối với cầu ô tô để cho các bộ phận biên dầm được ngang bằng.
- Tổng chiều dày tán ghép (kể cả thép góc nối và bản nối biên dầm) không  $> 4,5d$ , còn khi tán bằng búa hình móc câu hoặc tán bằng 2 búa thì không  $> 5,5d$  với  $d$  là đường kính đinh. Bên cạnh đó cũng có quy định về số lượng phân tổ tán ghép bằng đinh tán không được nhiều hơn 7, nếu tán bằng 2 búa thì không nhiều hơn 8 đối với  $d=23\text{mm}$  và tương ứng không nhiều hơn 8 và 9 đối với  $d=26\text{mm}$ .

⇒ Tóm lại ta có thể chọn tiết diện dầm theo trình tự sau:

1. Đã biết trước mômen  $M$  và cường độ tính toán  $R_u$ .
2. Xác định mômen chống uốn của tiết diện dầm chưa trừ giảm yếu:

$$W_{ng} = \frac{M}{0,82R_u} \quad \text{với } 0,82 \text{ là hệ số xét đến sự giảm yếu của tiết diện thường}$$

chiếm 15-18%.

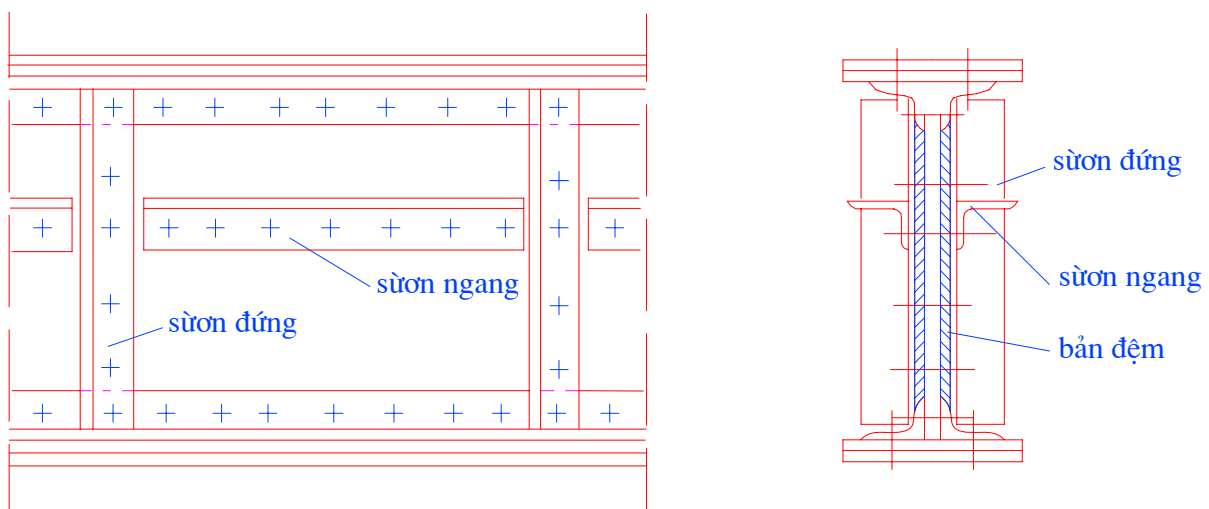
3. Xác định mômen quán tính sườn dầm:  $I_s = \frac{\delta_s \cdot h_s^3}{12}$ .

4. Xác định mômen quán tính của biên dầm:  $I_b = I_{ng} - I_s = W_{ng} \cdot \frac{h_s}{2} \cdot 1,04 - I_s$ ,  
với 1,04 là hệ số xét đến chiều cao toàn bộ dầm lớn hơn chiều cao sườn dầm khoảng 4%.

5. Xác định mômen quán tính của các thép góc biên:  $I_{thg} = 4f_{thg} \left( \frac{h_s}{2} - c_{thg} \right)^2$ ,  
 với  $f_{thg}$  là diện tích 1 thép góc biên chưa trừ giảm yếu,  $c_{thg}$  là khoảng cách từ cánh thép góc đến trọng tâm của nó.
6. Xác định mômen quán tính của các bản biên:  $I_{bng} = I_b - I_{thg}$  và diện tích tiết diện các bản biên:  $I_{bng} = F_{bng} \cdot \left( \frac{h}{2} \cdot 1.02 \right)^2 \rightarrow F_{bng} = \frac{I_{bng}}{\left( \frac{h}{2} \cdot 1.02 \right)^2}$ , với  $\frac{h}{2} \cdot 1.02$  là trị số gần đúng của khoảng cách từ trục trung hòa của dầm đến trọng tâm của các biên dầm.
7. Căn cứ vào  $F_{bng}$  để chọn số lượng các bản biên, bề rộng và chiều dày của chúng sao cho vẫn đảm bảo các yêu cầu cấu tạo nói trên.

### 2.1.2-Sườn tăng cường:

Để tăng cường ổn định cho sườn dầm, người ta làm sườn tăng cường. Nó có thể làm bằng sắt góc hoặc thép bản.

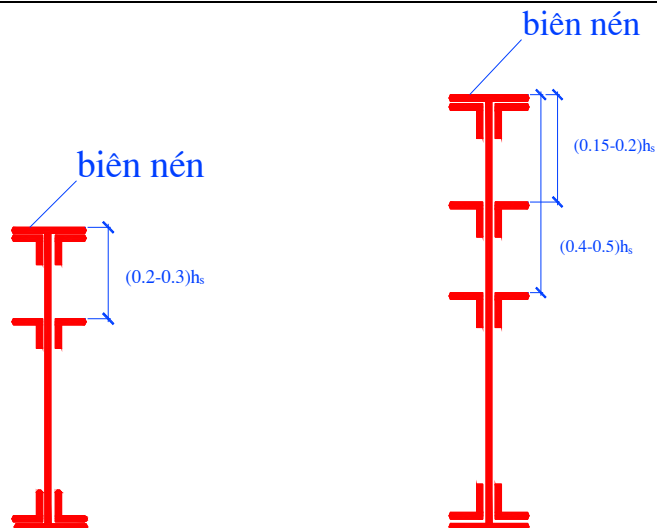


Hình 4.14: Sườn tăng cường đứng và ngang

Sườn tăng cường đứng bố trí ở vị trí có lực tập trung, nơi có tiết diện thay đổi và nên đặt đối xứng ở cả 2 bên sườn dầm. Khoảng cách bố trí theo lực cắt, dày ở gối và thưa ở giữa nhịp; thông thường theo cấu tạo bố trí cách đều nhau.

Khi sườn dầm chỉ được tăng cường các sườn tăng cường đứng thì bề rộng của nó không  $< \left( \frac{h_s}{30} + 40mm \right)$  với  $h_s$  là chiều cao sườn dầm đơn vị mm; bề dày sườn tăng cường không  $< 1/15$  bề rộng và không  $< 10mm$ .

Trong những dầm nhỏ có khi chỉ bố trí sườn tăng cường đứng. Trong dầm lớn có chiều cao lớn ngoài sườn tăng cường đứng còn bố trí sườn tăng cường ngang; chú ý việc bố trí thêm này phụ thuộc vào tính toán. Sườn ngang được bố trí vào vùng chịu nén của dầm chủ.



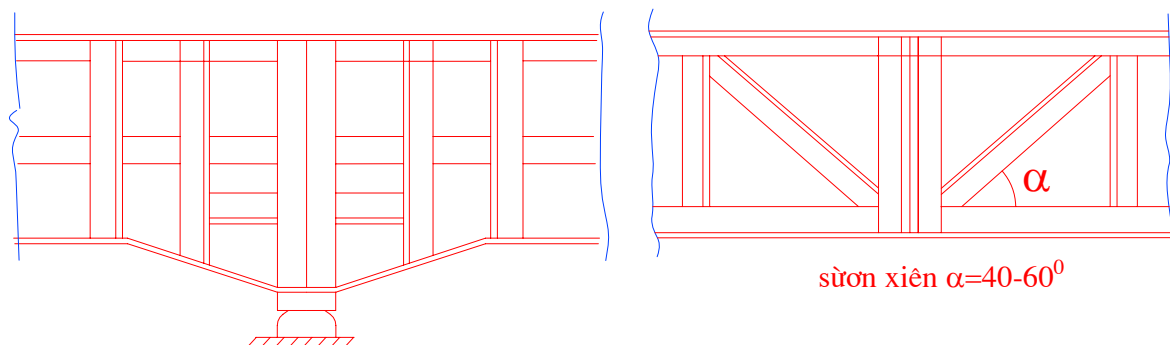
Hình 4.15: Bố trí sườn tăng cường ngang

Trong dầm liên tục và nút thừa, tại tiết diện gối rất nguy hiểm do mất ổn định cục bộ vì có M, Q cùng lớn. Do vậy thường bố trí cả sườn tăng cường đứng và ngang.

Khi vừa tăng cường bằng cả sườn đứng và sườn ngang thì mômen quán tính của tiết diện sườn phải thỏa mãn:

- Đối với sườn đứng:  $I = 3 \cdot h_s \cdot \delta_s^3$ .
- Đối với sườn ngang:  $I = \left( 2.5 - 0.45 \frac{a}{h_s} \right) \cdot \frac{a^2}{h_s} \cdot \delta_s^3$  với điều kiện  $\begin{cases} \geq 1.5 h_s \delta_s^3 \\ \leq 7 h_s \delta_s^3 \end{cases}$ ; trong đó

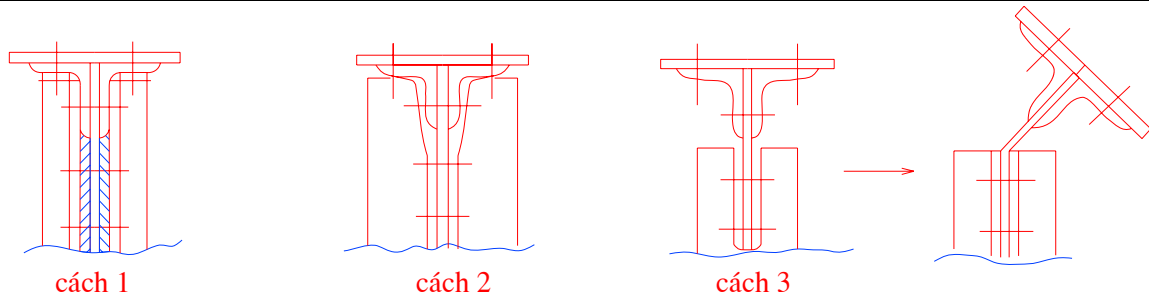
a là khoảng cách giữa các sườn tăng cường đứng,  $\delta_s$  và  $h_s$  là bề dày và chiều cao của sườn dầm.



Hình 4.16: Sườn tăng cường đứng và ngang bố trí tại chỗ có M và Q cùng lớn

Chú ý:

- Trong dầm tán đỉnh sườn đứng liên tục, sườn ngang gián đoạn; trong dầm hàn thì ngược lại.
- Sườn tăng cường thường làm 2 bên ép vào nhau. Sườn nối vào biên dầm có các cách như sau:



Hình 4.17: Các cách nối sườn tăng cường vào biên dầm

- 🔧 Cách 1: tốt nhất nhưng tốn thép làm bản đệm.
- 🔧 Cách 2: tốn công gia công, không dùng khi lực tập trung lớn.
- 🔧 Cách 3: đơn giản nhưng yếu, dễ gãy.

### 2.1.3-Mối nối dầm chủ:

Ta phải nối dầm do 2 nguyên nhân:

- Thép có kích thước hạn chế.
- Do công tác vận chuyển, lao lắp,...

Các mối nối dầm chia làm 2 loại:

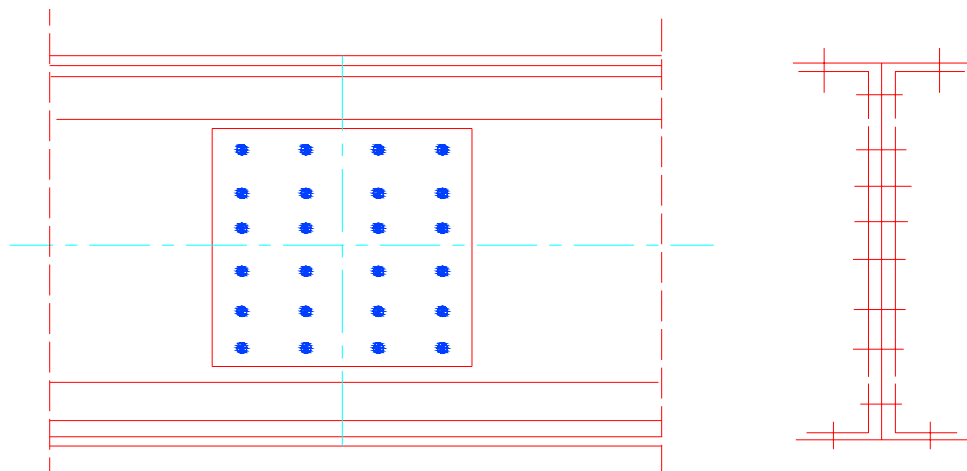
- Mối nối tiến hành trong nhà máy: tức là nối từng bộ phận, có nghĩa không nhất thiết tất cả các bộ phận cùng phải nối tại 1 chỗ. Sở dĩ có mối nối trong nhà máy là vì chiều dài các thép tấm, thép hình sản xuất ra có giới hạn nhất định.
- Mối nối tại công trường: tức là nối toàn diện, có nghĩa toàn bộ tiết diện dầm như sườn dầm, biên dầm đều cùng phải nối tại 1 mặt cắt hoặc trong vài mặt cắt rất gần nhau. Sở dĩ có mối nối tại công trường là do đảm bảo các điều kiện chuyên chở và năng lực các loại cần trục thi công cầu.

Việc phân đoạn mối nối cần sao cho không nối vào vị trí nội lực lớn nhất, mối nối phải đơn giản và thường được bố trí đối xứng qua giữa nhịp.

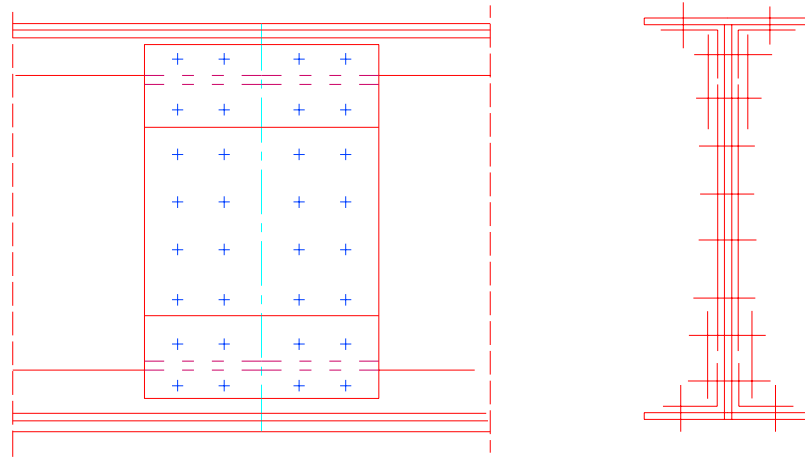
#### 2.1.3.1-Mối nối từng bộ phận (trong nhà máy):

##### a/Nối sườn dầm:

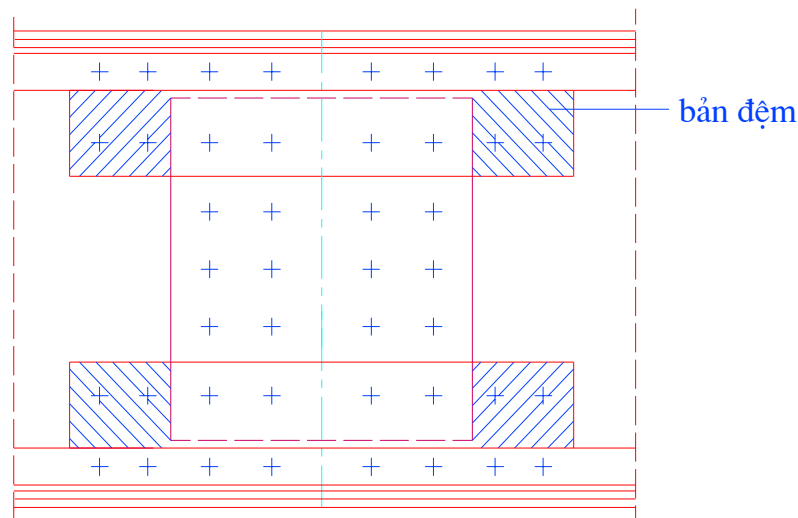
Có các cách nối như sau:



Cách 1



Cách 2



Cách 3

Hình 4.18: Các mối nối sườn dầm

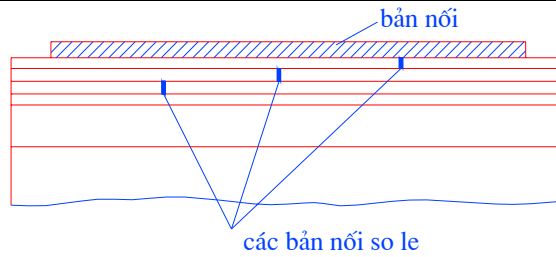
- Cách 1: nối sườn dầm bằng bản nối có chiều cao lọt trong khoảng các giữa các thép góc biên trên và dưới. Cách này đơn giản nhưng yếu vì các thép góc biên và bản biên sẽ làm việc tăng thêm do 1 bộ phận ứng suất trong sườn dầm không được nối truyền qua. Cách này thường dùng khi mômen nhỏ.
- Cách 2: cách này đặt thêm các bản nối phủ lên cánh thép góc biên nên khắc phục được nhược điểm trên nhưng có nhược điểm là những đỉnh ở thép góc biên của phần nối sẽ chịu lực lớn và phần đỉnh trục trung hòa chịu lực ít hơn.
- Cách 3: đây là cách tốt nhất do việc tăng số đỉnh ra xa trục trung hoà. Do đó áp dụng cho tiết diện có M lớn.

#### b/Nối biên dầm:

Nối bản biên:

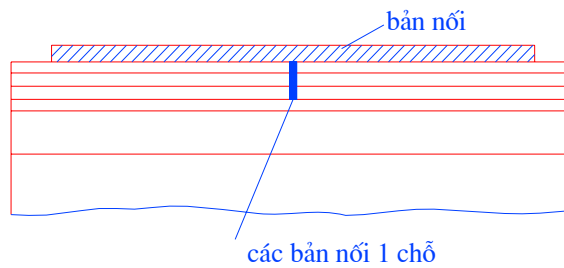
- Để tránh nối nhiều bản cùng 1 tiết diện, người ta đặt so le các vị trí nối. Cách này số đỉnh tính toán thực tế tăng thêm 10% so với tính toán do nối không trực tiếp lên bản nối và bản nối có chiều dày tối thiểu bằng chiều dày bản biên lớn nhất.





Hình 4.19: Các mối nối bản biên đặt so le nhau

- Trường hợp không được như trên thì phải nối tại 1 chỗ, khi đó chiều dày của bản nối sẽ tăng lên.



Hình 4.20: Các mối nối bản biên tại 1 chỗ

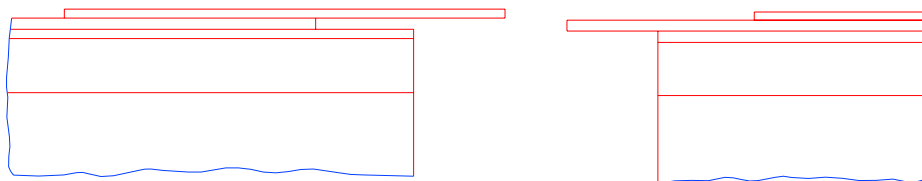
Nối thép góc biên:

- Có thể dùng bản nối hoặc thép góc để nối thép góc biên. Tuy nhiên việc dùng thép góc để nối sẽ mất công gọt sống thép góc nối.
- Cấu tạo nối đã trình bày chương II.

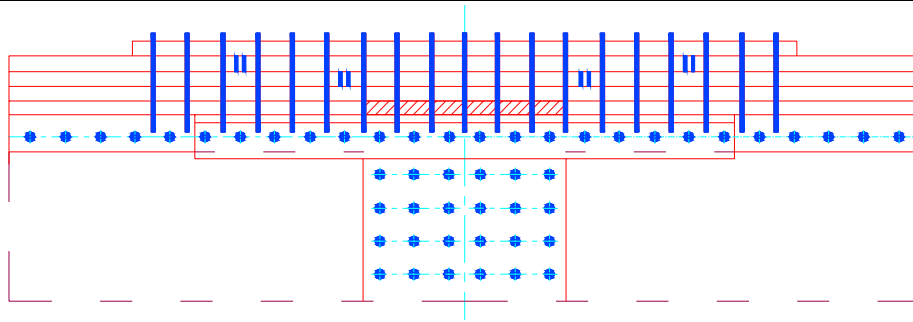
### 2.1.3.2-Mối nối toàn tiết diện (tại công trường):

Mối nối tại công trường phải cấu tạo sao cho tránh hiện tượng xen kẽ kiểu răng lược, gây khó khăn lớn cho vấn đề lắp ráp và phải đảm bảo khả năng đưa mảnh dầm lên xuống theo phương đứng để liên kết.

Cách nối ở hình (4.22): các bản biên được nối bằng 2 bản nối đặt nằm, sườn dầm được nối bằng 2 bản nối đứng có chiều cao bằng chiều cao sườn dầm như vậy thép góc biên phải cắt ngay từ mép bản nối sườn dầm và cũng được nối bằng thép góc cùng cỡ hoặc bằng các bản đứng và bản nằm. Nếu mỗi biên dầm có 1 hoặc 2 bản ngang thì cắt chúng tại tim của mối nối và dùng 1 bản nối chung. Nếu số bản ngang lớn hơn 2 thì phải nối so le nhau.



Hình 4.21: Các bản thép xen kẽ răng lược (hạn chế dùng)

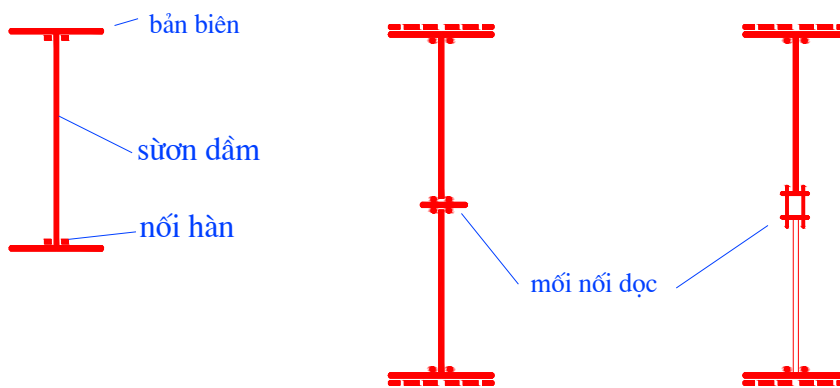


Hình 4.22: Mối nối toàn tiết diện

## 2.2-Dầm hàn:

### 2.2.1-Tiết diện:

Cũng tương tự như dầm tán đinh và bulông, dầm hàn thường có dạng chữ I gồm bản biên và sườn đứng.



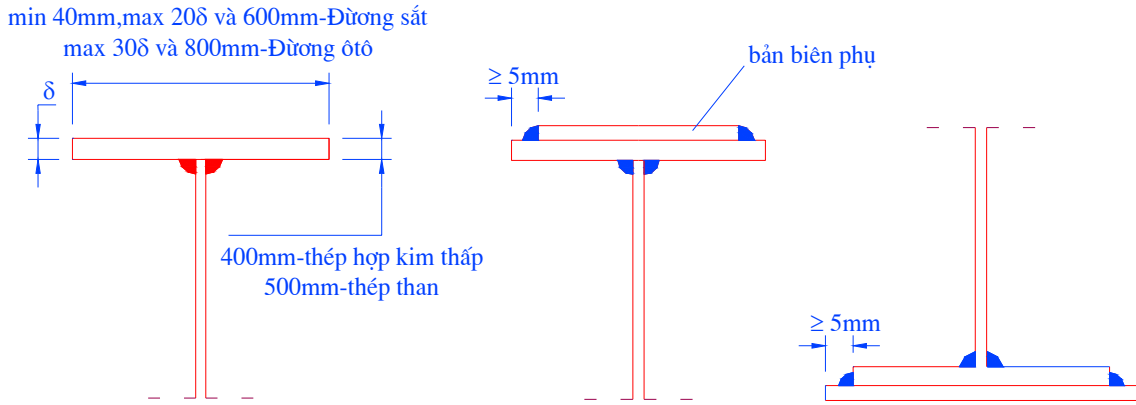
Hình 4.23: Các tiết diện dầm hàn

Chiều cao tiết diện lấy tương tự như dầm đinh tán và bulông. Khi chiều cao dầm lớn > 2.2-2.4m thì có thể cấu tạo mối nối dọc sườn dầm.

#### 2.2.1.1-Bản biên:

Mỗi biên dầm nên cố gắng làm 1 bản để giảm khối lượng đường hàn. Kích thước của bản biên thỏa mãn các quy định sau đây:

- Bề rộng bản biên không <  $1/5$  chiều cao dầm và không <  $1/20$  khoảng cách giữa các điểm được liên kết cố định trong phương ngang. Ngoài ra đối với cầu đường sắt không nhỏ hơn 40mm. (\*Mục đích để đảm bảo độ cứng của dầm\*).
- Bề rộng bản biên không >  $30\delta$  và 800mm đối với cầu ô tô, không >  $20\delta$  và 600mm đối với cầu đường sắt với  $\delta$  là chiều dày bản thép. (\*Mục đích để tránh mất ổn định cục bộ\*).

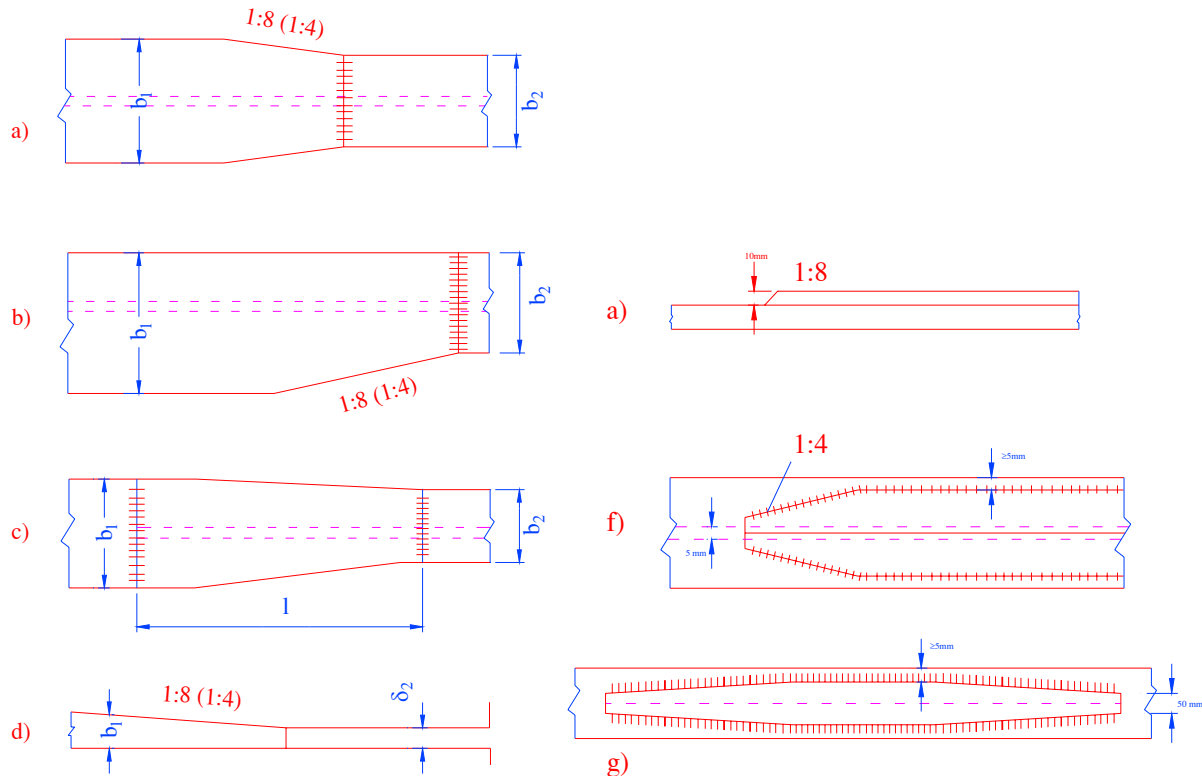


Hình 4.24: Các yêu cầu cấu tạo bản biên dầm hàn

- Bề dày bản biên không  $< 1/30$  bề rộng của nó; không  $> 50\text{mm}$  đối với thép than và không  $> 40\text{mm}$  đối với thép hợp kim thấp. (\*Mục đích để tăng hiệu quả làm việc của thép cũng như đảm bảo giới hạn chảy của thép mà vẫn giữ các đặc trưng khác của thép\*).
- Nếu bề dày bản biên theo tính toán mà vượt quá quy định trên thì có thể phát triển tiết diện dầm bằng cách hàn thêm những bản biên phụ sao cho thỏa mãn các yêu cầu cấu tạo:
  - ✚ Bề dày của nó không  $>$  bề dày bản biên chính, không  $< 1/20$  bề rộng của nó đối với cầu xe lửa và  $1/30$  đối với cầu ô tô.
  - ✚ Các bản biên phụ nhỏ hơn bản biên chính và khoảng cách giữa các mép bản biên chính và phụ không  $< 5\text{mm}$ .

Để thay đổi mômen quán tính, người ta có thể thay đổi bề rộng và chiều dày của bản biên:

- Trường hợp mỗi biên có 1 tấm:
  - ✚ Để tránh hiện tượng tập trung ứng suất, từ tấm thép này sang tấm thép kia phải thay đổi 1 cách hài hòa bằng cách cắt gọt với độ dốc 1:8 đối với biên chịu kéo và 1:4 đối với biên chịu nén (hình 4.25a, b, d).
  - ✚ Bề rộng tấm thép có thể thay đổi trên 1 đoạn dài hơn nhiều so với quy định bằng cách dùng 1 bản thép hình thang (hình 4.25c), vừa phù hợp biểu đồ mômen hơn vừa tiết kiệm thép hơn.
- Trường hợp mỗi biên có 2 tấm:
  - ✚ Bề rộng các mép của tấm thép không  $< 5\text{mm}$ .
  - ✚ Các tấm biên ở phạm vi cắt cần được gọt mỏng dần với độ dốc không quá 1:8 nhưng vẫn để bề dày mép cuối là 10mm (hình 4.25e). Bề rộng tấm thép cũng cắt vát với độ dốc không quá 1:4 nhưng đảm bảo bề rộng cuối tấm là 50mm (hình 4.25f). Nếu có thể thì cấu tạo tấm thép có dạng hình thang trên 1 đoạn dài là tốt hơn cả (hình 4.25g).



Hình 4.25: Thay đổi bề rộng và bề dày bản biên

### 2.2.1.2-Sườn dầm:

Bề dày sườn lấy tương tự đối với dầm đỉnh tán và bulông nhưng không < 12mm đối với dầm chủ và không < 10mm đối với dầm mặt cầu.

⇒ Tóm lại ta có thể chọn tiết diện dầm theo trình tự sau:

1. Đã biết trước mômen M và cường độ tính toán  $R_u$ .
2. Xác định mômen chống uốn của tiết diện dầm không giảm yếu:

$$W_{ng} = \frac{M}{R_u}$$

3. Xác định mômen quán tính sườn dầm:  $I_s = \frac{\delta_s \cdot h_s^3}{12}$ .

4. Xác định mômen quán tính của biên dầm:  $I_b = I_{ng} - I_s = W_{ng} \cdot \frac{h_s}{2} \cdot 1.05 - I_s$ , với 1.05 là hệ số xét đến chiều cao toàn bộ dầm lớn hơn chiều cao sườn dầm khoảng 5%.

5. Xác định mômen quán tính của các bản biên:  $I_{bng} = I_b - I_{thg}$  và diện tích

$$\text{tiết diện các bản biên: } I_{bng} = F_{bng} \cdot \left( \frac{h}{2} \cdot 1.025 \right)^2 \rightarrow F_{bng} = \frac{I_{bng}}{\left( \frac{h}{2} \cdot 1.025 \right)^2}, \text{ với}$$

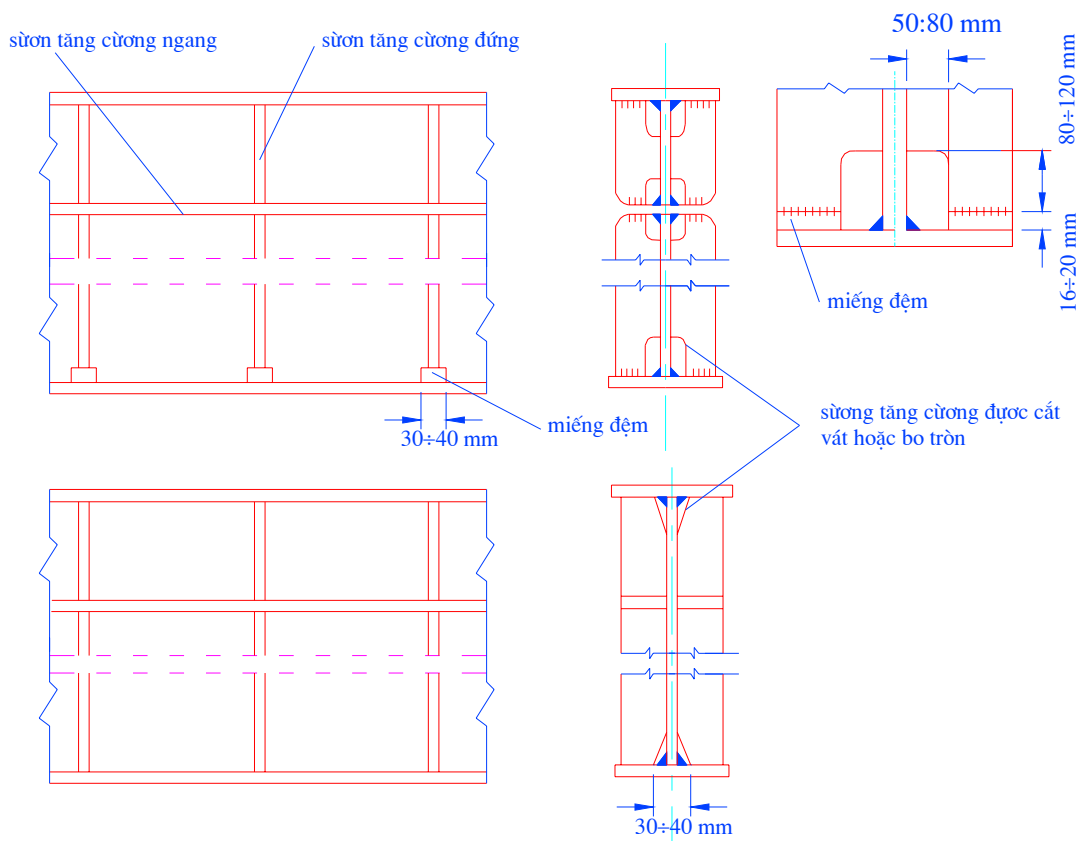
$\frac{h}{2} \cdot 1.025$  là trị số gần đúng của khoảng cách từ trục trung hòa của dầm đến trọng tâm của các bản biên.

6. Căn cứ vào  $F_{bng}$  để chọn số lượng các bản biên, bề rộng và chiều dày của chúng sao cho vẫn đảm bảo các yêu cầu cấu tạo nói trên.

### 2.2.2-Sườn tăng cường:

Sườn tăng cường của dầm hàn làm bằng những bản thép dày 10-12mm, riêng tại gối có thể dày 20-30mm. Ngoài ra nó phải đảm bảo các yêu cầu về mômen quán tính đã trình bày trong dầm đỉnh tán và bulông.

Sườn tăng cường đứng được hàn dính 1 đầu vào biên chịu nén của dầm nhưng đầu kia không nên hàn vào biên chịu kéo mà phải chêm bằng tấm đệm dày 16-20mm, rộng 30-40mm. Miếng đệm này được chêm chặt và hàn dính vào sườn tăng cường chứ không được hàn vào biên chịu kéo vì nếu hàn vào trực tiếp sẽ tạo ra các mối hàn ngang vuông góc phương ứng suất kéo sẽ làm khả năng chịu mỏi giảm đi. Riêng đối với sườn tại gối thì được hàn trực tiếp vào biên để chịu lực lớn hơn.

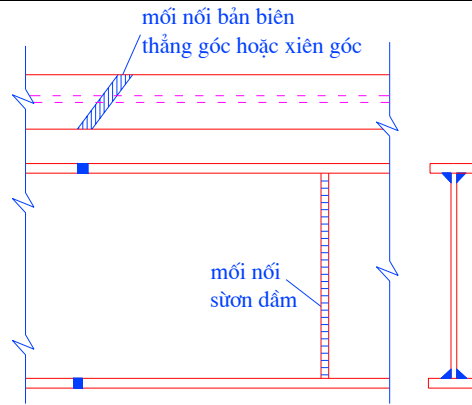


Hình 4.26: Sườn tăng cường trong dầm hàn

Sườn tăng cường trước khi hàn với biên dầm cần được khoét lỗ hoặc vát để khỏi vướng đường hàn.

### 2.2.3-Mối nối:

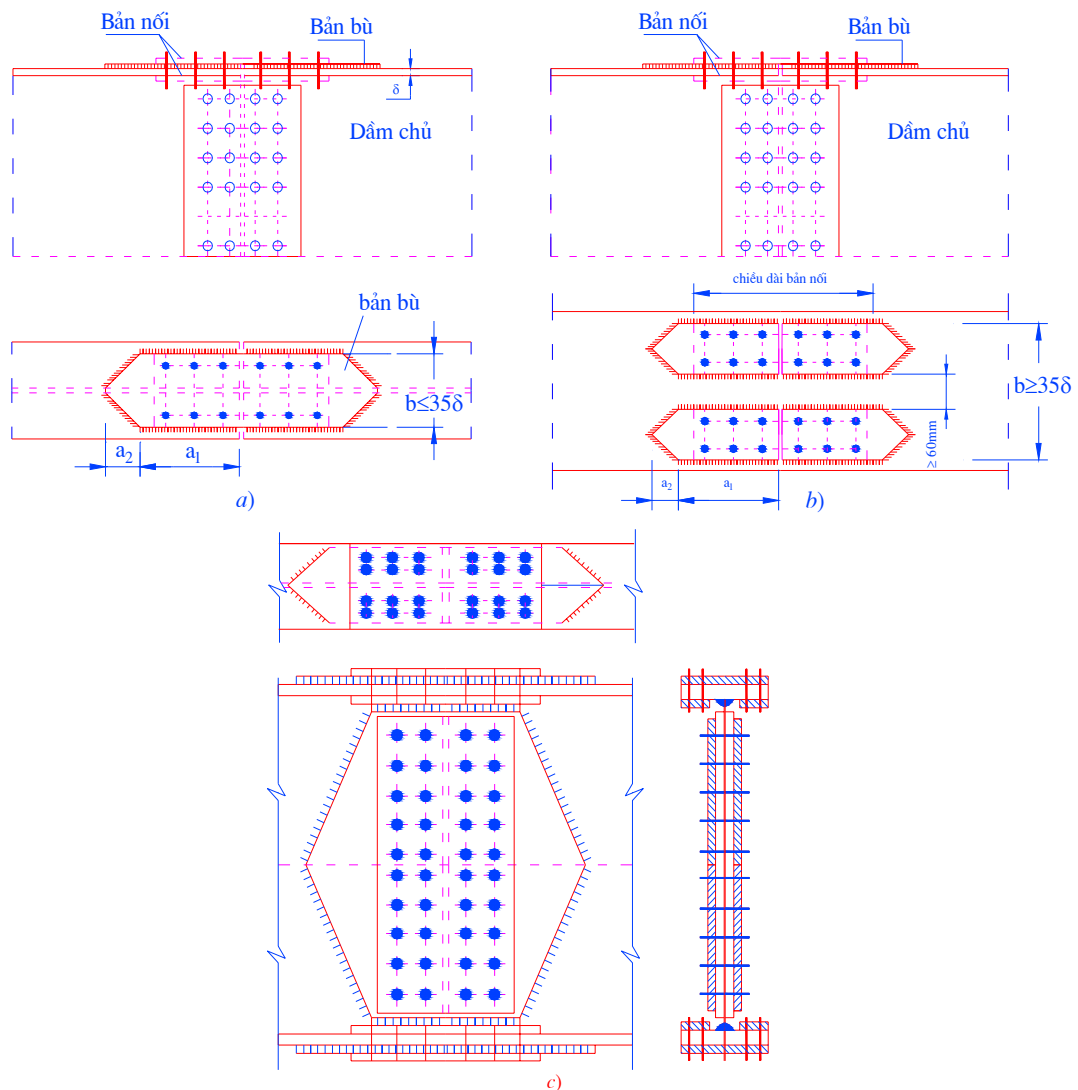




Hình 4.27: Mối nối trong công xưởng dầm hàn

Mối nối trong công xưởng trong cầu thép, người ta thường dùng mối hàn và hàn đối đầu là tốt nhất. Mối nối bản biên và sườn bố trí so le nhau tránh hàn tại 1 tiết diện. Trước đây người ta dùng thêm bản nối nhưng cách này không tốt nên ít dùng.

Các mối nối ở công trường phần lớn liên kết bằng đinh tán hay bulông cường độ cao vì điều kiện trên công trường không tốt như điều kiện thi công, thời tiết,... Mối nối này cấu tạo tương tự như dầm tán đinh hoặc bulông nhưng có nhược điểm làm giảm yếu tiết diện nên có thể khắc phục bằng cách hàn thêm bản bù:



Hình 4.28: Mối nối tại công trường dầm hàn

- Có các loại bản bù: bản bù dày, bản bù rộng và bản bù riêng.
- Bản bù riêng là tấm thép mỏng không  $< 6\text{mm}$  hàn tấp vào các bản biên phải nối sao cho có bề rộng không  $> 35$  bề dày của nó (hình 4.28a). Trường hợp lớn hơn thì dùng 2 bản bù có bề rộng nhỏ hơn (hình 4.28b). Chú ý chúng phải được cắt vát để giảm ứng suất tập trung và đảm bảo các yêu cầu:
  - ✚ Khoảng cách giữa các đường hàn của 2 bản bù kề nhau không  $< 60\text{mm}$ .
  - ✚ Khoảng cách từ tim lỗ đỉnh đến mép bản bù không  $< 2$  lần đường kính lỗ đỉnh.
  - ✚ Bản bù được cắt vát theo tỷ lệ không quá 1:1.
  - ✚ Đường hàn xiên nên dùng đường hàn thoải tỷ lệ 1:2.

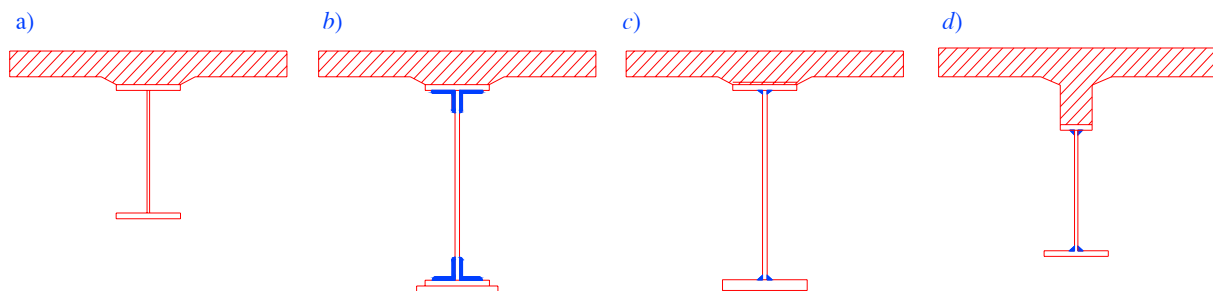
Loại này có nhược điểm là giữa bản nối và bản bù có khe hở nên dễ đọng nước và gây gỉ.

- Sự giảm yếu của sườn dầm do các lỗ đỉnh tương đối ít ảnh hưởng đến mômen quán tính chung cho nên có thể không cần bản bù sườn dầm mà chỉ cần tăng kích thước bản bù biên lên 1 ít.

## §4.3 CẤU TẠO DẦM THÉP LIÊN HỢP VỚI BẢN BÊ TÔNG CỐT THÉP

### 3.1-Khái niệm:

Lợi dụng khả năng chịu nén của bê tông, người ta đưa bản mặt cầu BTCT cùng tham gia làm việc chịu uốn với dầm thép. Nếu không liên kết bản BT với dầm thì bản BT làm việc độc lập với dầm thép, khi đó tiết diện làm việc của dầm chỉ có dầm thép. Nếu liên hợp bản BT với dầm thép thì tiết diện làm việc gồm cả bản BT và dầm thép sao cho trong bản chịu ứng suất nén và dầm thép chịu ứng suất kéo.



Hình 4.29: Các dạng tiết diện ngang dầm thép liên hợp với bản BTCT

- Dầm I định hình hoặc I định hình có tấp thêm bản tấp vào biên dưới
- , c) Dầm I tổ hợp định hình hoặc hàn có kích thước biên dưới lớn hơn biên trên
- Dầm có bản BTCT dạng chữ T để tận dụng dầm định hình hoặc tiết kiệm thép đến mức tối đa.

Ưu nhược điểm:

- Do bản BT chịu lực đỡ cho dầm thép nên tăng chiều cao có hiệu của dầm nên tiết kiệm được thép.
- Giảm được chiều cao dầm nên chiều cao kiến trúc giảm.
- Độ cứng tăng lên.
- Cấu tạo và thi công phức tạp hơn.

Ứng dụng:

- Nó có nhiều hiệu quả nhất là ứng dụng trong cầu đơn giản chỉ có mômen dương, bản mặt cầu nằm trong vùng chịu nén.
- Đối với cầu dầm liên tục, nút thừa do có mômen âm nên bản mặt cầu rơi vào khu chịu kéo. Ta có thể khắc phục bằng các biện pháp sau:
  - ✚ Không cho bản cùng tham gia chịu lực với dầm thép bằng cách không tạo liên kết bản và dầm trong vùng có mômen âm đó.
  - ✚ Khi cho bản cùng tham gia làm việc với dầm thép thì bố trí cốt thép đặc biệt chịu kéo hoặc điều chỉnh ứng suất.

Yêu cầu:

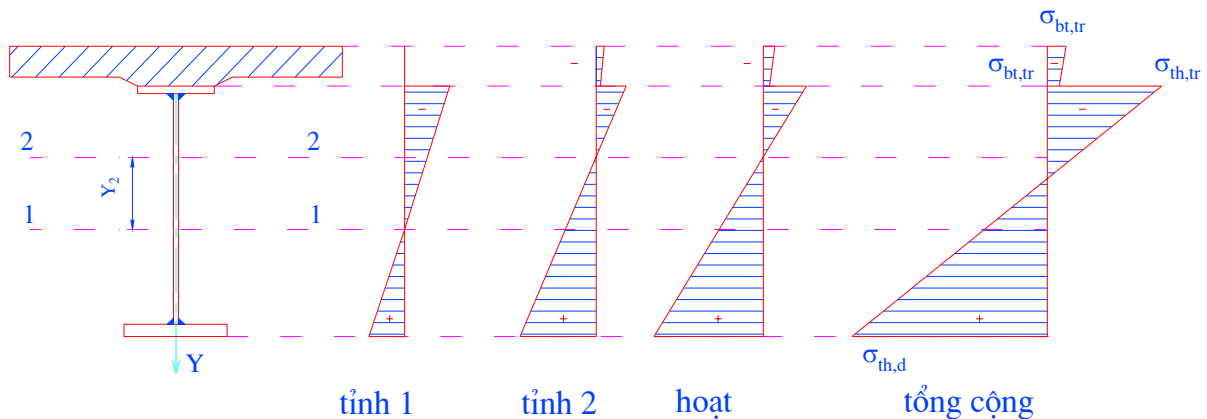
- Phải đảm bảo liên kết chắc chắn để cho bản cùng làm việc với dầm, giữa bản và dầm phải có lực dính bám.

### 3.2- Nguyên lý làm việc:

Sự làm việc của dầm thép liên hợp với bản BTCT có liên quan mật thiết đến phương pháp thi công kết cấu nhịp. Thông thường ta thi công như sau:

- Lao dầm thép ra trước có cả hệ liên kết, neo,...
- Thi công bản mặt cầu tại chỗ hay lắp ghép.

Như vậy dầm liên hợp sẽ làm việc theo 2 giai đoạn:



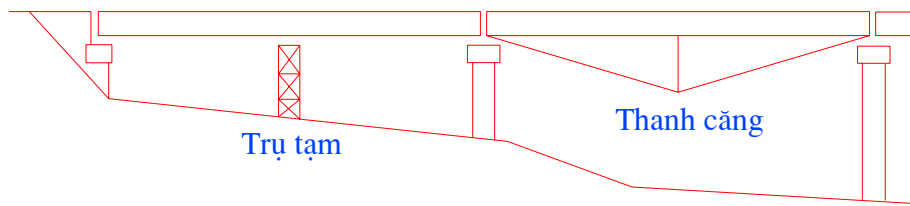
Hình 4.29: Các giai đoạn làm việc và biểu đồ ứng suất pháp của dầm

- Giai đoạn 1:
  - ✚ Tải trọng tác dụng: bản thân dầm thép, bản BT, hệ liên kết, ván khuôn,...
  - ✚ Tiết diện dầm làm việc: chỉ riêng dầm thép.
- Giai đoạn 2:
  - ✚ Tải trọng tác dụng: các lớp mặt cầu, đường người đi, lan can, tay vịn,...
  - ✚ Tiết diện dầm làm việc: tiết diện liên hợp gồm cả dầm thép và bản BT.

Ta phải thiết kế sao cho ứng suất trong giai đoạn sử dụng là:  $\sigma_{th,d} \approx \sigma_{th,tr} \leq R_{th}$  và  $\sigma_{bt,tr} \leq R_b$ . Như vậy biên trên của dầm thép rất nhỏ so với biên dưới, chỉ trừ khi nào dùng dầm thép I cân sẵn (nhịp ngắn) thì tiết diện dầm mới đối xứng.

Nhận xét: Ta nhận thấy bản BTCT chỉ chịu tĩnh tải 2 và hoạt tải. Nếu như bản BTCT tham gia chịu tải trọng nhiều hơn sẽ làm giảm tải cho dầm thép cũng như giảm kích thước, trọng lượng của chúng. Một giải pháp có thể đạt được mục tiêu như vậy là điều

chỉnh ứng suất. Trong kết cấu nhịp dầm giản đơn, trước khi đổ bê tông hay lấp mặt cầu, người ta dùng kích đặt trên trụ tạm hoặc thanh căng để uốn ngược dầm thép. Nhờ đó bản BTCT sau khi liên hợp sẽ chịu thêm tĩnh tải phân 1. Những cũng cần lưu ý trong tính toán là dầm thép trong giai đoạn 1 sẽ chịu thêm lực kích và trong giai đoạn 2 cũng chịu thêm lực đó nhưng có chiều ngược lại.



Hình 4.30: Các giải pháp nâng cao năng lực của dầm liên hợp

### 3.3-Cấu tạo của dầm thép liên hợp với bản BTCT:

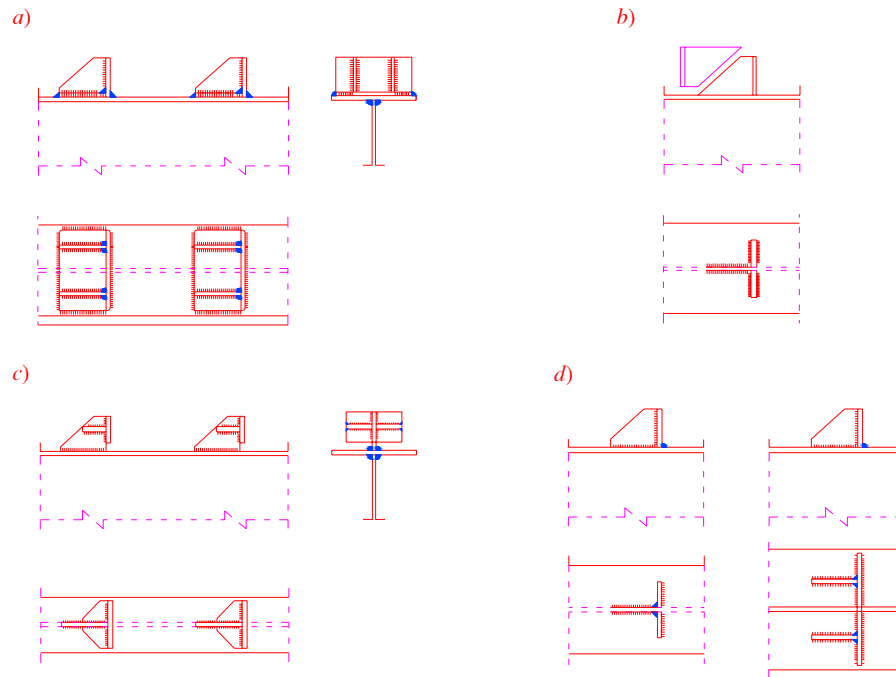
Sơ đồ mặt cắt ngang cầu, số lượng dầm chủ và khoảng cách giữa chúng có thể chọn giống như dầm thép có bản BTCT không liên hợp.

Chiều cao của dầm thép liên hợp với bản BTCT nhỏ hơn dầm thép bình thường khoảng 15-20%. Chiều cao dầm thép không kể chiều dày của bản BTCT có thể lấy như sau:

- Dầm đơn giản:  $h = \left(\frac{1}{15} - \frac{1}{25}\right)l$  đối với cầu ô tô và  $h = \left(\frac{1}{12} - \frac{1}{18}\right)l$  đối với cầu xe lửa.
- Dầm liên tục có chiều cao không đổi:  $h = H = \left(\frac{1}{25} - \frac{1}{35}\right)l$ .
- Dầm liên tục có chiều cao thay đổi:  $h = \left(\frac{1}{40} - \frac{1}{60}\right)l$  và  $H = \left(\frac{1}{20} - \frac{1}{25}\right)l$

Để tạo được liên kết chắc chắn giữa bản với dầm, ta cần phải dùng các neo bố trí vào mặt trên của dầm thép. Hình thức cấu tạo, kích thước và số lượng neo phải đảm bảo dầm thép và bản BTCT không trượt lên nhau. Về hình thức cấu tạo, ta có thể phân thành các loại là neo cứng, neo mềm, neo cốt thép nghiêng và bulông cường độ cao:

- Neo cứng:



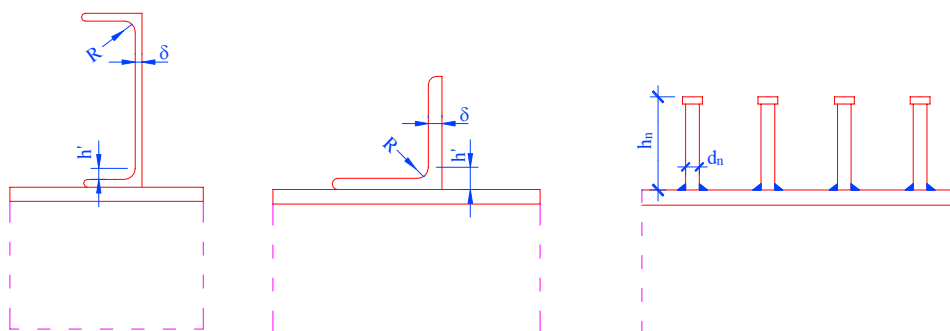
Hình 4.31: Các loại neo cứng

Neo cứng được làm bằng thép góc có cánh dày 10-12mm hoặc bằng thép bản, có hàn thêm 1 hoặc 2 sống tăng cường dày 8-10mm (hình 4.31a, d). Ta cũng có thể giảm bớt công chế tạo neo nếu dùng thép I cắt cánh (hình 4.31b). Ngoài ra để nâng cao diện truyền lực trượt từ bản BTCT sang neo ta dùng kết cấu neo phức tạp hơn ở hình 4.31c, khi đó độ lệch tâm giữa tâm của bản và tâm ép mặt của neo sẽ giảm xuống tức là giảm mômen cục bộ có xu hướng bóc bản BTCT khỏi dầm thép.

Chiều rộng các neo chọn sao cho đủ bố trí đường hàn, thường lấy nhỏ hơn bề rộng biên trên dầm thép khoảng 3-5cm. Nếu neo chỉ nằm trong phạm vi sườn hoặc vút của bản BTCT thì chiều rộng của nó không  $> \frac{b_s}{1.5}$ , với  $b_s$  là bề rộng sườn hoặc vút của bản BTCT tại mức ứng với điểm giữa chiều cao của neo.

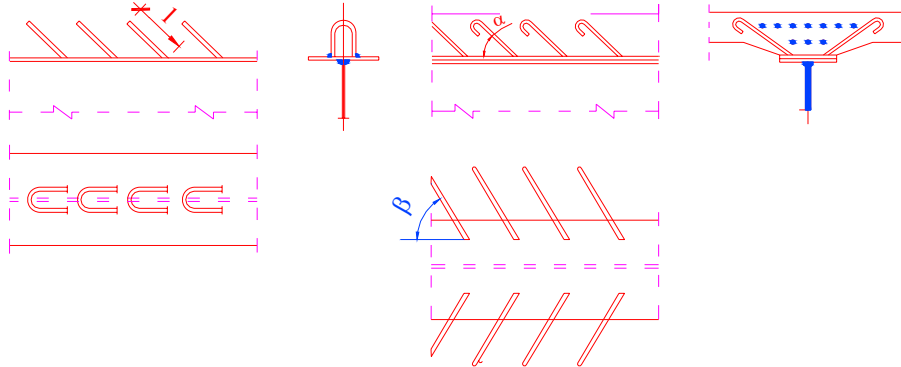
Nói chung neo cứng hiện nay ít dùng vì sớm hư hỏng và ảnh hưởng xấu đến tuổi thọ công trình.

- Neo mềm:



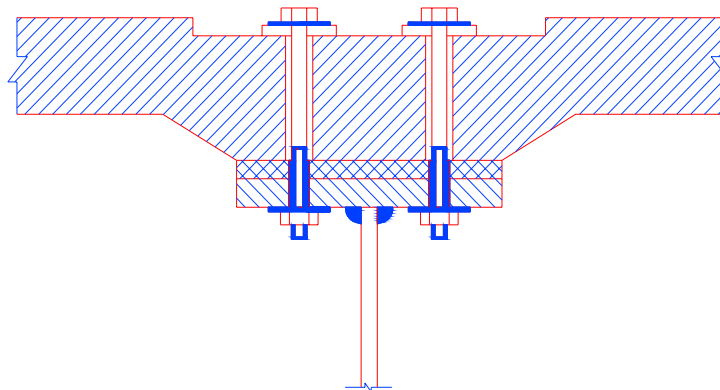
Hình 4.31: Các loại neo mềm

- ✚ Nó được làm từ thép hình hoặc các đoạn thép tròn có mũ. Loại này dùng cho bản có sườn.
  - ✚ Do có thể đàn hồi 1 chút nên neo mềm có khả năng phân bố và làm dịu lực trượt tập trung từ bản sang dầm tốt hơn.
  - ✚ Loại này tốt thép hơn, hàn khó khăn hơn.
- Neo cốt thép nghiêng (cũng có thể gọi là neo mềm):



Hình 4.32: Các loại neo cốt thép xiên

- ✚ Được làm bằng cốt thép dưới hình thức quai sanh hoặc những nhánh đơn hàn dính vào biên trên của dầm thép.
  - ✚ Neo quai sanh cho sự liên kết giữa bản và dầm thép rất tốt do lực từ neo truyền qua bê tông không những thông qua lực dính mà còn cả sự ép mặt của bê tông vào quai sanh. Neo có những nhánh đơn thường có móc để tăng sự liên kết, loại này có ưu điểm có thể đặt chéo trên mặt bằng nên chịu ứng suất kéo chính tốt hơn và rất thích hợp trong kết cấu liên tục, nút thừa có cốt thép dọc đặt trong bản.
- Neo bằng bulông cường độ cao:



Hình 4.32: Neo bằng bulông cường độ cao

- ✚ Thường dùng trong kết cấu bản BTCT lắp ghép. Loại này làm tăng khả năng làm việc tối đa của kết cấu liên hợp dưới tải trọng trùng phục và thi công không phụ thuộc vào thời tiết.
- ✚ Đường kính bulông  $d=22-24\text{mm}$ , khoảng cách giữa tim các bulông từ 16-24cm, khoảng cách đến mép bản không  $< 10\text{cm}$  khi  $d=16\text{mm}$  và 12cm khi  $d=24\text{mm}$ .

Chú ý:



- Khoảng cách tĩnh giữa các vấu neo cứng và giữa neo cứng với các cấu kiện liên kết khác không > 8 lần chiều dày bình quân của bản và không < 3.5 lần chiều cao của diện ép mặt tính toán của bê tông vào neo.
- Khoảng cách tĩnh giữa các neo mềm không < 3 đường kính cốt thép làm neo.

## §4.4 TÍNH TOÁN CẦU DẦM ĐẶC

### 4.1-Xác định nội lực trong dầm chủ:

#### 4.1.1-Tải trọng:

Tĩnh tải:

- Trọng lượng bản thân các lớp mặt cầu, có thể lấy gần đúng  $0.3t/m^2$ .
- Trọng lượng bản thân lan can, tay vịn,...
- Trọng lượng bản mặt cầu.
- Trọng lượng dầm thép trên 1m dài được xác định theo công thức của Streletski:

$$g_d = \frac{n_h \cdot k_0 + n_1 \cdot g_{bmc} + n_2 \cdot g_{lmc}}{\frac{R_u}{\gamma} - n_1 \cdot (1 + \alpha)} \cdot a.l \quad (4.4)$$

Trong đó:

- +l: nhịp tính toán của dầm, m.
- + $R_u$ : cường độ tính toán của dầm thép,  $t/m^2$ .
- + $\gamma$ : trọng lượng thể tích của dầm thép, lấy  $7.85t/m^3$ .
- + $\alpha$ : hệ số xét đến trọng lượng hệ liên kết giữa các dầm chủ, có thể lấy  $\alpha=0.1-0.12$ .
- +a: hệ số đặc trưng trọng lượng ứng với dầm đơn giản, có thể lấy  $a=5$ .
- + $n_h, n_1, n_2$ : các hệ số vượt tải của hoạt tải, tĩnh tải 1 và tĩnh tải 2.
- + $g_{bmc}, g_{lmc}$ : tĩnh tải 1 và tĩnh tải 2.
- + $k_0$ : hoạt tải tác dụng lên dầm. được tính như sau:  $k_0 = (1 + \mu)k_{1/4} \cdot \beta_0 \cdot \eta_0 + q_n \cdot \eta_n$  đối với cầu ô tô,  $k_0 = 0.5(1 + \mu)k_{1/4}$  đối với cầu xe lửa.
- + $\eta_0, \eta_n$ : hệ số phân phối ngang của ô tô và người.
- + $(1+\mu)$ : hệ số xung kích.
- + $k_{1/4}$ : tải trọng tương đương của 1 làn xe ô tô hoặc xe lửa với đường ảnh hưởng tam giác có đỉnh ở 1/4 nhịp.
- + $q_n$ : cường độ tải trọng người,  $t/m^2$ .

Nếu dầm chủ là dầm tán đỉnh thì  $g_d$  xác định theo (4.4) phải được nhân thêm hệ số cấu tạo khoảng 1.2-1.5.

- Trọng lượng hệ liên kết: lấy bằng 0.1-0.12 trọng lượng dầm chủ theo (4.4).

Chú ý:

- Nếu dầm thay đổi kích thước theo chiều dài và cường độ tĩnh tải chênh lệch nhau không > 15% thì có thể xem như phân bố đều.
- Nếu độ cứng EI thay đổi theo chiều dài nhịp nếu tại gối và tại giữa nhịp chênh lệch nhau không > 2 lần thì có thể xem EI không đổi.

Hoạt tải: đã biết.

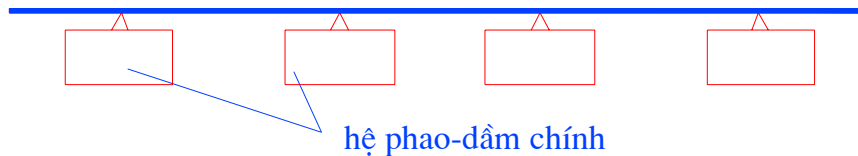
#### 4.1.2-Hệ số phân bố ngang:

##### 4.1.2.1-Phương pháp đòn bẩy:

Giả thiết:

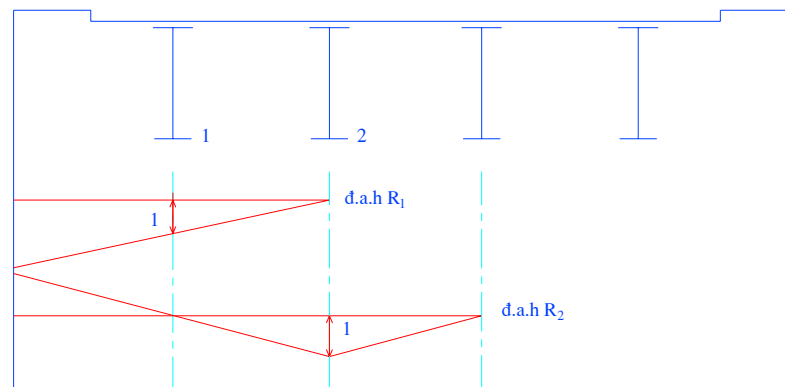
- Liên kết ngang gồm bản mặt cầu và dầm ngang là các đoạn dầm kê tự do lên dầm chính.
- Độ cứng liên kết ngang bằng 0 tại gối tựa trừ phần bản mút thừa.
- Các hệ dầm độc lập với nhau.

Từ đó ta có thể mô hình hóa như hệ phao:



Hình 4.33: Mô hình hóa phương pháp đòn bẩy

Nguyên tắc phân bố tải trọng:



Hình 4.34: Tính toán theo phương pháp đòn bẩy

Hệ số phân phối ngang được tính:  $\eta = \frac{1}{2} \sum y_i$ .

Ưu, nhược điểm của phương pháp:

- Đơn giản, xếp tải trọng không phức tạp.
- Không đúng với thực tế.

Phạm vi áp dụng:

- Kết cấu nhịp có 2 dầm chính, 2 dầm chủ.
- Kết cấu nhịp có nhiều dầm chính:
  - ✚ Tại gối: vì tại gối có độ cứng lớn nên dầm ngang có độ cứng không đáng kể.
  - ✚ Dầm thép có bản mặt cầu lắp ghép.
- Kết cấu hộp liên kết mềm theo phương ngang.
- Cầu cũ bị nứt ở nách dầm.

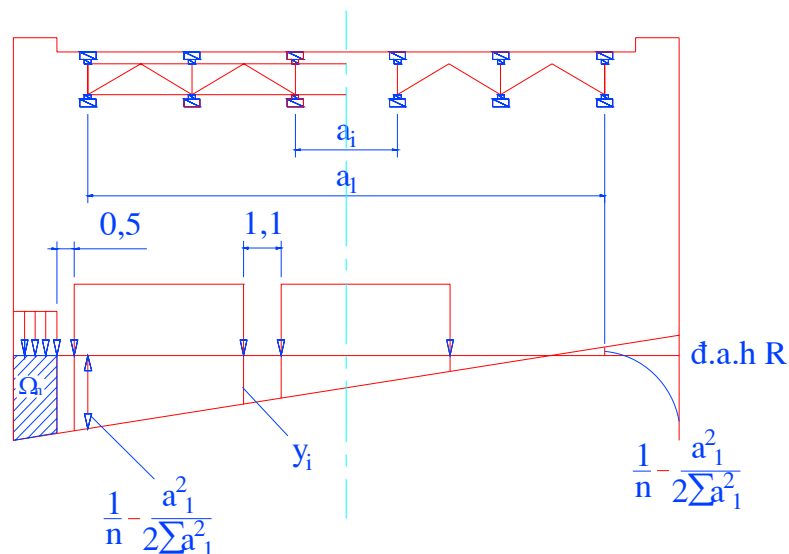
##### 4.1.2.2-Phương pháp nén lệch tâm:

Giả thiết:

- Độ cứng liên kết ngang là vô cùng.
- Dầm ngang chỉ có chuyển vị mà không có biến dạng.

Nguyên tắc phân bố tải trọng: có 2 cách xác định:

- Cách 1: bằng cách vẽ đ.a.h



Hình 4.35: Tính toán theo phương pháp nén lệch tâm

- Cách 2: không cần vẽ đ.a.h mà xác định trực tiếp hệ số phân bố ngang lên dầm thứ  $i$ .

$$\eta_i = m \cdot \left( \frac{1}{n} + \frac{e \cdot a_i}{\sum a_i^2} \right) \quad (4.5)$$

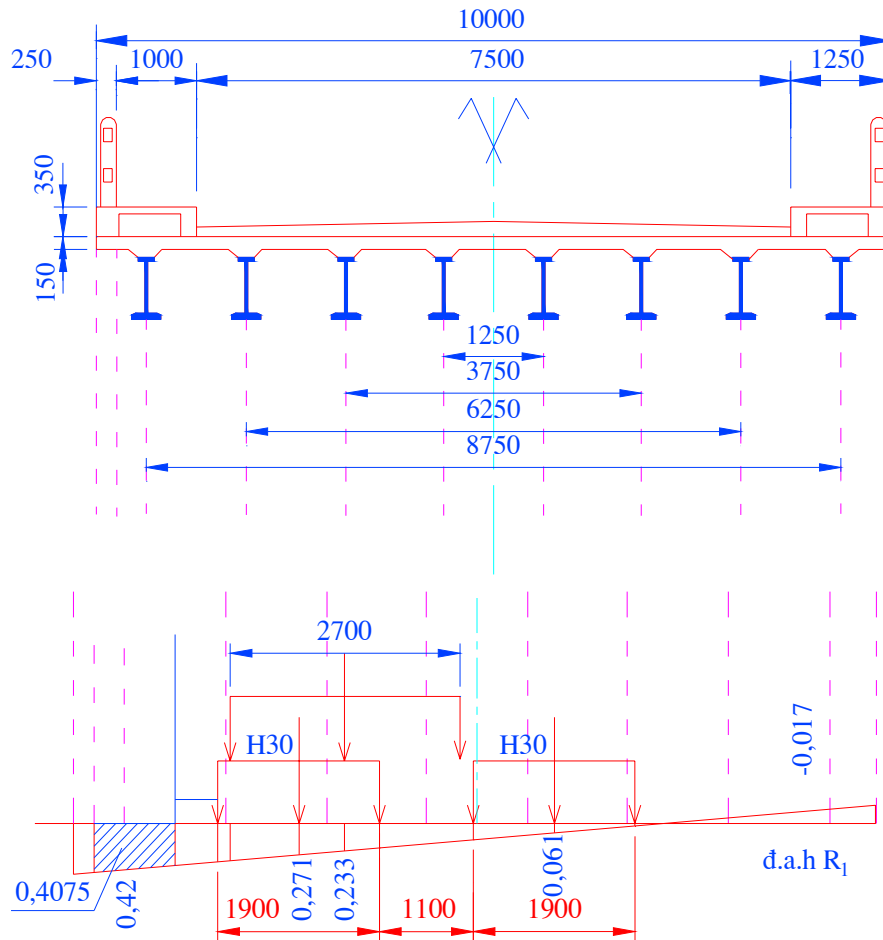
Trong đó:

- +m: số làn xe.
- +n: số dầm chính.
- +e: độ lệch tâm của hợp lực tải trọng đối với tim cầu.
- + $a_i$ : khoảng cách giữa các dầm  $i$  đối xứng.

Dựa vào công thức (4.5), ta nhận thấy dầm biên có hệ số phân bố ngang lớn nhất vì

$a_i = a_{\max}$ .

Ví dụ:



Hình 4.36: Ví dụ tính toán theo phương pháp nén lệch tâm

• Theo cách 1:

$$\eta_{oto}^1 = \frac{1}{2} \sum y_i = \frac{1}{2} \cdot (0.344 + 0.216 + 0.142 + 0.014) = 0.358$$

$$\eta_{XB}^1 = \frac{1}{2} \sum y_i = \frac{1}{2} \cdot (0.334 + 0.152) = 0.243$$

$$\eta_{ng}^1 = \omega = \frac{1}{2} \cdot 1 \cdot (0.445 + 0.378) = 0.412$$

• Theo cách 2:

$$\eta_{oto}^1 = 2 \cdot \left( \frac{1}{8} + \frac{0.8 \times 8.75}{1.25^2 + 3.75^2 + 6.25^2 + 8.75^2} \right) = 0.357$$

$$\eta_{XB}^1 = 1 \cdot \left( \frac{1}{8} + \frac{1.75 \times 8.75}{1.25^2 + 3.75^2 + 6.25^2 + 8.75^2} \right) = 0.242$$

$$\eta_{ng}^1 = 1 \cdot \left( \frac{1}{8} + \frac{4.281 \times 1 \times 8.75}{1.25^2 + 3.75^2 + 6.25^2 + 8.75^2} \right) = 0.41$$

Như vậy, 2 cách đều cho kết quả như nhau.

Ưu, nhược điểm của phương pháp:

- Dễ áp dụng.
- Biết ngay dầm nguy hiểm.
- Có thể không cần vẽ đ.a.h.
- Đối với mọi tổ hợp tải trọng ô tô, xe xích, xe đặc biệt và người đều áp dụng 1 công thức (cách 2).
- Đây là phương pháp gần đúng.

Phạm vi áp dụng:

- Thiết kế sơ bộ.
- Cầu nhiều dầm ngang.
- Tỷ số  $\frac{L}{B} \geq 2$  với L, B là chiều dài và chiều rộng kết cấu nhịp.
- Kết cấu dầm thép liên hợp với bản BTCT.

#### 4.1.2.3-Phương pháp dầm liên tục trên gối tựa đàn hồi:

Khi tỷ số  $\frac{L}{B} < 2$  thì áp dụng theo phương pháp này.

Tính hệ số mềm:

$$\alpha = \frac{d^3}{6.E.I_n \cdot \Delta_p} = 12.8 \frac{d^3 \cdot I_d}{L_{tt}^4 \cdot I_n} \quad (4.6)$$

Trong đó:

+d: khoảng cách dầm chủ theo phương ngang.

+E: môđun đàn hồi của dầm chủ.

+ $I_n$ : mômen quán tính theo phương ngang của kết cấu nhịp trên 1m dài, gồm phần bản mặt cầu (nếu có liên hợp)  $I_{bmc}$  và liên kết ngang  $I_{lkn}$ .  $I_{lkn}$  được xác định từ mômen quán tính của 1 liên kết ngang sau đó chia cho khoảng cách giữa 2 liên kết ngang, chú ý khoảng cách này không > 5m và không > 15 lần bề rộng cánh dầm chủ.

+ $\Delta_p$ : độ võng của dầm chủ do tải trọng  $p=1t/m$  phân bố đều trên dầm chính, được xác định:  $\Delta_p = \frac{5}{384} \cdot \frac{p \cdot L_{tt}^4}{E \cdot I_d}$ .

+ $L_{tt}$ : chiều dài tính toán của dầm chủ.

+ $I_d$ : mômen quán tính của dầm chủ.

Nếu hệ số mềm  $\alpha < 0.05$  thì áp dụng phương pháp nén lệch tâm, còn lớn hơn thì tra bảng để xác định đ.a.h áp lực lên dầm chủ cần tính.

#### 4.1.3-Xác định nội lực dầm chủ:

-Đã học trong Thiết kế cầu bê tông cốt thép.

### 4.2-Tính toán kiểm tra độ bền của tiết diện:

#### 4.2.1-Xác định đặc trưng hình học của tiết diện:

##### 4.2.1.1-Dầm tán đỉnh, bulông:

Diện tích nguyên của dầm bao gồm sườn dầm, 4 thép góc biên và các bản ngang:

$$F_{ng} = h_s \cdot \delta_s + 4f_{thg} + 2 \sum \delta_b \cdot b_b \quad (4.7)$$

Trong đó:

+ $h_s$ ,  $\delta_s$  và  $\delta_b$ ,  $b_b$ : các kích thước của sườn dầm và các bản biên, dấu  $\Sigma$  lấy cho 1 biên dầm.

+ $f_{thg}$ : diện tích 1 thép góc biên.

Mômen quán tính của tiết diện nguyên:

$$I_{ng} = \frac{\delta_s h_s^3}{12} + 4f_{thg} y_{thg}^2 + 2 \sum \delta_b b_b y_b^2 \quad (4.8)$$

Trong đó:

+ $y_{thg}$  và  $y_b$ : khoảng cách từ trục trung hòa của dầm đến trọng tâm của thép góc và bản biên ở 1 biên dầm

Mômen quán tính của phần bị giảm yếu do các lỗ đỉnh:

$$\Delta I = \sum d_i \delta_i y_i^2 \quad (4.9)$$

Trong đó:

+ $d_i$  và  $\delta_i$ : đường kính lỗ đỉnh và chiều dày bản thép bị giảm yếu.

+ $y_i$ : khoảng cách từ trục trung hòa đến tâm các lỗ đỉnh.

Đối với sườn dầm khi chưa có số liệu chính xác về sự giảm yếu thì có thể lấy momen quán tính có giảm yếu đó bằng 15% mômen quán tính của sườn dầm không kể giảm yếu.

Mômen quán tính dầm đã trừ giảm yếu:

$$I_{gi} = I_{ng} - \Delta I \quad (4.10)$$

Mômen tĩnh của 1/2 tiết diện nguyên đối với trục trung hòa của dầm:

$$S_{1/2} = \frac{\delta_s h_s^2}{8} + 2f_{thg} y_{thg} + \sum \delta_b b_b y_b$$

(4.11)

Mômen tĩnh của 1 biên dầm đối với trục trung hòa của dầm:

$$S_b = 2f_{thg} y_{thg} + \sum \delta_b b_b y_b \quad (4.12)$$

#### 4.2.1.2-Dầm hàn:

Diện tích của dầm bao gồm sườn dầm và các bản biên:

$$F = h_s \cdot \delta_s + 2 \sum \delta_b \cdot b_b \quad (4.13)$$

Mômen quán tính của tiết diện dầm:

$$I = \frac{\delta_s h_s^3}{12} + 2 \sum \delta_b b_b y_b^2 \quad (4.14)$$

Mômen tĩnh của 1/2 tiết diện nguyên đối với trục trung hòa của dầm:

$$S_{1/2} = \frac{\delta_s h_s^2}{8} + \sum \delta_b b_b y_b$$

(4.15)

Mômen tĩnh của 1 biên dầm đối với trục trung hòa của dầm:

$$S_b = \sum \delta_b b_b y_b \quad (4.16)$$

#### 4.2.2-Kiểm tra ứng suất:

##### 4.2.2.1-Kiểm tra ứng suất pháp:

Điều kiện:

$$\sigma_{\max} = \frac{M}{I_{gi}} \cdot \frac{h}{2} \leq R_u$$

(4.17)

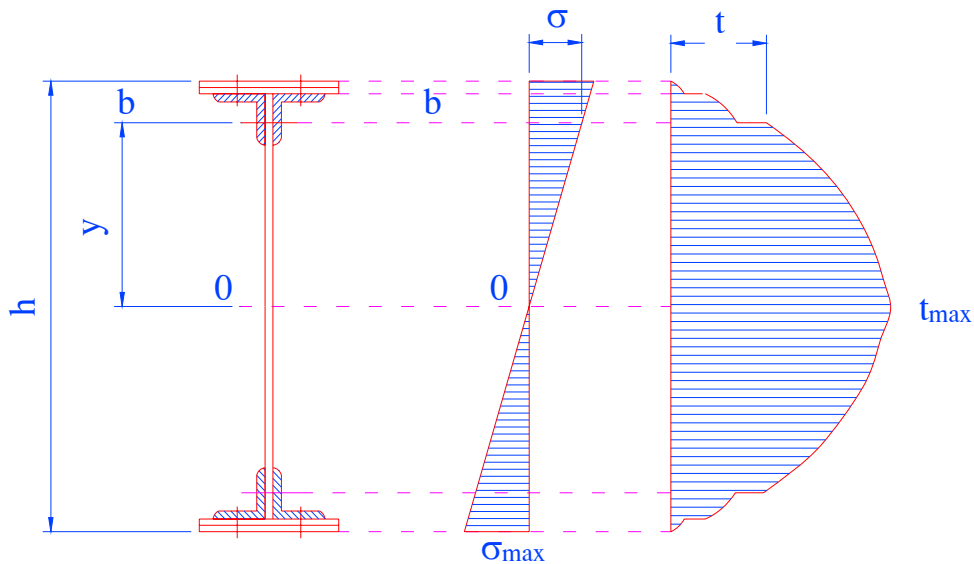
Trong đó:

+M: mômen tính toán tại tiết diện cần kiểm tra.

+h: chiều cao của dầm chủ.

+ $R_u$ : cường độ tính toán của thép chịu uốn.





Hình 4.37: Ứng suất pháp và tiếp trong dầm

#### 4.2.2.2-Kiểm tra ứng suất tiếp:

-Điều kiện:

$$\tau_{\max} = \frac{Q \cdot S_{1/2}}{I_{ng} \cdot \delta_s} \leq c' \cdot 0,6 \cdot R_0 \quad (4.18)$$

Trong đó:

+Q: lực cắt tính toán tại tiết diện cần kiểm tra.

+R<sub>0</sub>: cường độ chịu kéo của thép.

+c': hệ số xét đến sự phân bố không đều của ứng suất tiếp, được lấy như sau:

$$\left[ \begin{array}{l} c' = 1 \quad \text{khi} \quad \frac{\tau_{\max}}{\tau_{tb}} \leq 1,25 \\ c' = 1,25 \quad \text{khi} \quad \frac{\tau_{\max}}{\tau_{tb}} \geq 1,5 \end{array} \right. \rightarrow \text{trị số trung gian thì nội suy.}$$

+τ<sub>tb</sub>: ứng suất trung bình, được tính  $\tau_{tb} = \frac{Q}{h_s \cdot \delta_s}$ .

#### 4.2.2.3-Kiểm tra ứng suất tương đương:

Tại những tiết diện có giá trị mômen và lực cắt đều lớn, hoặc tại vị trí thay đổi tiết diện biên dầm (lấy tại điểm cắt lý thuyết), ứng suất pháp gần đạt tới cường độ tính toán đồng thời ứng suất tiếp cũng lớn lên. Do vậy ta cần phải kiểm tra ứng suất tương đương.

Điều kiện:

$$\sigma_{td} = \sqrt{0,8\sigma^2 + 2,4\tau^2} \leq R_0$$

(4.19)

Trong đó:

+σ, τ: ứng suất pháp và tiếp tại thứ cần kiểm tra ứng suất tương đương. Đối với dầm đỉnh tán hoặc bulông, thứ kiểm tra được lấy tại thứ có hàng đỉnh liên kết thép góc

biên hoặc hàng đỉnh gần trục trung hòa dầm nhất. Đối với dầm hàn thì lấy tại thớ tiếp giáp sườn dầm và bản biên. Ứng suất này được tính:

$$\left[ \begin{array}{l} \sigma = \frac{M}{I_{gi}} \cdot y \\ \tau = \frac{Q \cdot S_b}{I_{ng} \cdot \delta_s} \end{array} \right. \text{ với } M, Q \text{ là nội lực tại tiết diện cần kiểm tra nhưng phải cùng 1 vị trí đặt tải}$$

của hoạt tải.

+y: khoảng cách từ trục trung hòa của dầm đến thớ kiểm tra.

+0.8 và 2.4: hệ số do cường độ tính toán được phép lấy lớn hơn  $R_0$  chừng 12% nhưng được giảm ước và đưa vào trong dấu căn mà có.

#### 4.2.2.4-Kiểm tra mỏi:

Điều kiện:

$$\sigma = \frac{M' \cdot h}{I_{gi}} \cdot \frac{1}{2} \leq \gamma \cdot R_u \quad (4.20)$$

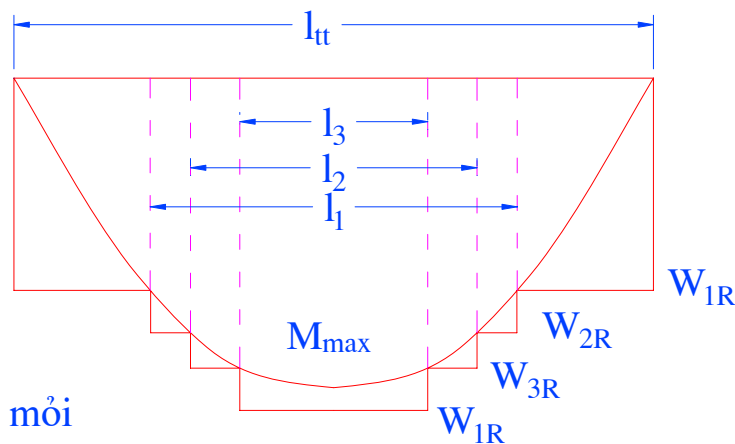
Trong đó:

+ $M'$ : mômen uốn do tải trọng tiêu chuẩn không kể hệ số vượt tải nhưng kể hệ số xung kích.

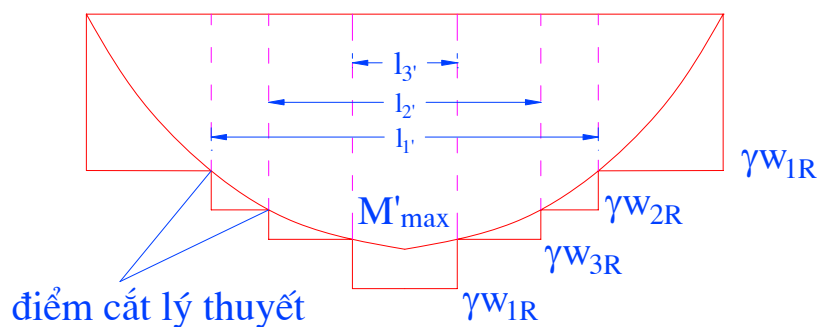
+ $\gamma$ : hệ số triết giảm cường độ do mỏi.

#### 4.2.3-Xác định các vị trí thay đổi biên dầm:

Theo bên



Theo mỏi



Hình 4.38: Xác định vị trí cắt bớt bản biên

Đọc theo chiều dài dầm, biểu đồ mômen có sự thay đổi do đó tiết diện dầm cũng phải thay đổi phù hợp với biểu đồ mômen uốn để tiết kiệm vật liệu:

- Đối với dầm tán đinh và bulông, ta có thể thay đổi bằng cách thêm bớt số lượng bản biên.
- Đối với dầm hàn, ta có thể thay đổi chiều dày hoặc chiều rộng của bản biên.

Muốn xác định vị trí cắt bớt bản biên, người ta vẽ biểu đồ mômen uốn tính toán theo cường độ và theo mỗi, rồi trên đó dựng biểu đồ mômen theo khả năng chịu lực của dầm ứng với bản biên bị cắt bớt. Trị số mômen uốn mà khả năng dầm có thể chịu được xác định theo công thức:

- Theo điều kiện bền:  $M = W_{gi} \cdot R_u$  (4.21)

- Theo điều kiện mỏi:  $M = W_{gi} \cdot \gamma \cdot R_u$  (4.22)

Trong đó:

+ $W_{gi}$ : mômen chống uốn của tiết diện có xét đến sự thay đổi của bản biên.

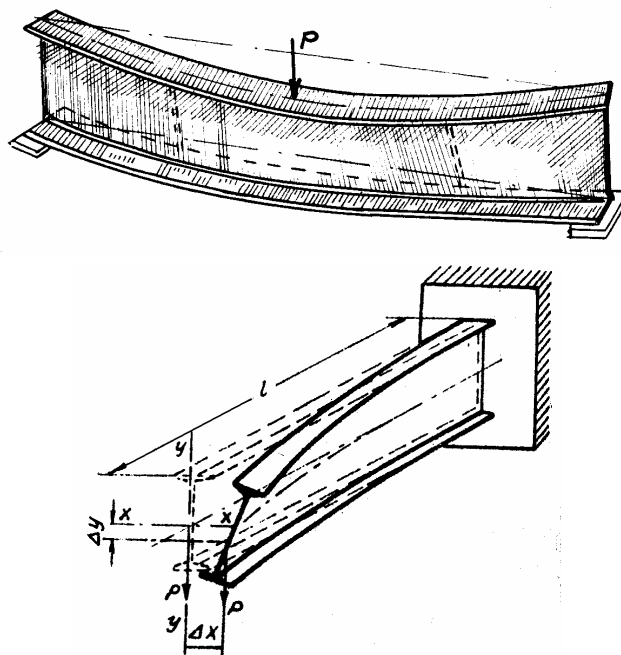
Trên hình vẽ, giao điểm giữa đường biểu diễn biểu đồ mômen uốn do tải trọng và đường biểu diễn khả năng chịu lực của dầm gọi là điểm cắt lý thuyết để cắt bớt bản biên.

Sau khi xác định điểm cắt lý thuyết, bản biên trên thực tế phải được kéo dài hơn 1 đoạn đủ để bố trí số lượng đinh cần thiết, đảm bảo cho bản biên đó hoàn toàn bắt đầu tham gia chịu lực ngay tại điểm cắt lý thuyết. Đoạn kéo dài này phải đủ bố trí không được < 3 hàng đinh.

## §4.5 TÍNH TOÁN ỔN ĐỊNH CỦA DẦM ĐẶC

Ngoài những tính toán để đảm bảo dầm về mặt cường độ, ta cần phải kiểm tra về ổn định chung và ổn định cục bộ của dầm.

### 5.1-Tính toán ổn định chung (tổng thể):



Hình 4.39: Sự mất ổn định chung của dầm

Khi dầm chịu uốn, tải trọng nằm trong mặt phẳng quán tính chính; khi đến 1 tải trọng giới hạn nào đó làm cho dầm bị vênh ra ngoài mặt phẳng uốn. Khi đó dầm vừa chịu uốn và xoắn làm dầm mất khả năng chịu lực.

Hiện tượng mất ổn định chung của dầm xảy ra khi mômen tới hạn của dầm nhỏ hơn mômen uốn trong dầm. Mômen tới hạn này phụ thuộc nhiều yếu tố, trong đó đặc biệt khoảng cách giữa các vị trí liên kết của dầm với hệ liên kết dọc hoặc ngang. Đối với dầm thép liên hợp với bản BTCT do sự liên kết tốt giữa biên chịu nén với bản BTCT nên không cần kiểm tra ổn định chung.

Sự mất ổn định chung bắt đầu khi biên chịu nén bị vênh theo phương ngang. Vì thế nếu ngăn cản cho nó không bị cong vênh theo phương ngang sẽ tránh được mất ổn định chung. Vì vậy việc kiểm tra điều kiện ổn định chung của dầm được thực hiện bằng cách duyệt ổn định ra ngoài mặt phẳng uốn của biên chịu nén khi xem nó như 1 thanh chịu nén đúng tâm.

Điều kiện kiểm tra:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi \cdot F_{ng}} = \frac{\sigma' \cdot F_{bng}}{\varphi \cdot F_{bng}} = \frac{M \cdot y_b}{\varphi \cdot I_{ng}} \leq R_0 \quad (4.23)$$

Trong đó:

- + $\sigma'$ : ứng suất tại trọng tâm biên chịu nén của dầm.
- + $F_{bng}$ : diện tích biên chịu nén của dầm không kể giảm yếu.
- + $y_b$ : khoảng cách từ trục trung hòa dầm chủ đến trọng tâm biên chịu nén của dầm.
- + $I_{ng}$ : mômen quán tính của dầm chủ không kể giảm yếu.
- + $\varphi$ : hệ số uốn dọc, phụ thuộc vào độ mảnh  $\lambda = \frac{l_0}{r}$ .
- + $r$ : bán kính quán tính, được xác định  $r = \sqrt{\frac{I_{bng}}{F_{bng}}}$ .
- + $I_{bng}$ : mômen quán tính của biên chịu nén không kể giảm yếu.
- + $l_0$ : chiều dài tự do lấy bằng khoảng cách giữa các hệ liên kết ngang dọc theo dầm chủ.

Ta nhận thấy bề rộng bản biên càng lớn càng đảm bảo ổn định chung. Vì vậy bề rộng bản biên  $\geq l_0/15$  đối với thép than và  $\geq l_0/13$  đối với thép hợp kim thì không cần tính toán ổn định chung.

## **5.2-Tính toán ổn định cục bộ:**

Hiện tượng mất ổn định cục bộ là hiện tượng các chi tiết dầm như bản biên, sườn dầm bị cong vênh do tác dụng của ứng suất pháp, ứng suất tiếp và ứng suất cục bộ.

Để đảm bảo ổn định cục bộ, người ta thường làm các sườn tăng cường đứng và ngang. Khi đó sườn dầm được xem như những bản mỏng nằm đàn hồi ở cạnh thuộc biên dầm và kê tự do lên các sườn tăng cường đứng và ngang.

### **5.2.1-Mất ổn định do ứng suất pháp:**

Ứng suất nén pháp tuyến tại mép sườn dầm được xác định:

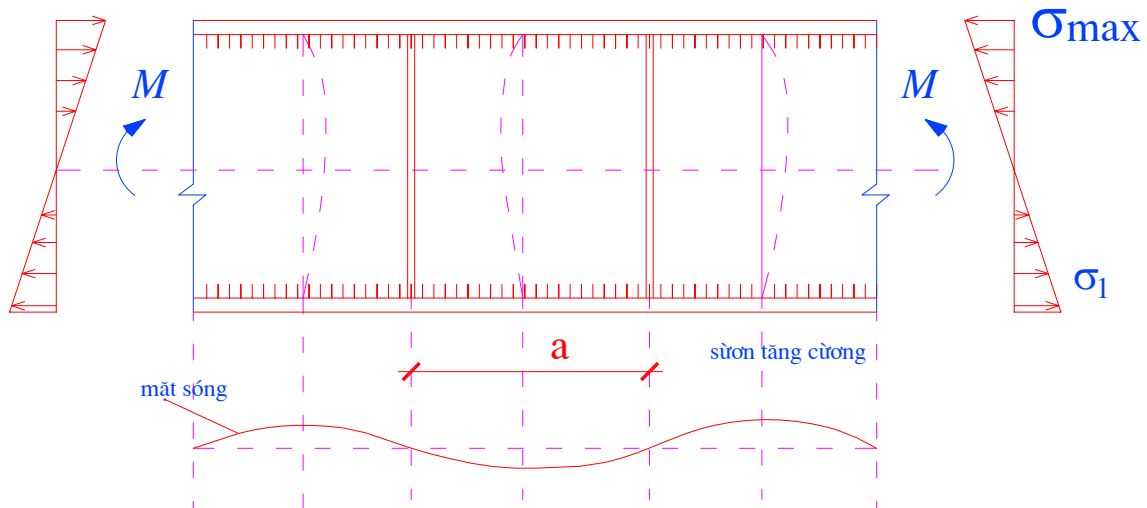
$$\sigma = \frac{M}{I_{ng}} \cdot y' \quad (4.24)$$

Trong đó:

+ $y'$ : khoảng cách từ trục trung hòa của tiết diện đến mép chịu nén cần tính.

+ $I_{ng}$ : mômen quán tính của dầm không kể giảm yếu.

Dưới tác dụng của ứng suất nén đó làm cho sườn dầm bị cong vênh theo hình mặt sóng với bước sóng là  $a$  cũng chính là khoảng cách các sườn tăng cường đứng.



Hình 4.40: Sự mất ổn định cục bộ do ứng suất pháp

Khi ứng suất đạt đến ứng suất pháp tới hạn  $\sigma_0$  thì sườn dầm bị mất ổn định và được xác định theo công thức sau:

$$\sigma_0 = 190 \cdot \chi \cdot K \cdot \left( \frac{100 \delta_s}{h_s} \right)^2 \quad (4.25)$$

Trong đó:

+ $K$ : hệ số được tra bảng phụ thuộc vào  $\frac{a}{h_s}$  và  $\alpha = \frac{\sigma_{\max} - \sigma_1}{\sigma_{\max}}$ .

+ $\sigma_{\max}$ ,  $\sigma_1$ : ứng suất có kèm theo dấu tại thớ chịu nén lớn nhất và mép đối diện của mảnh sườn dầm.

+ $\delta_s$ ,  $h_s$ : bề dày và chiều cao tính toán của mảnh sườn dầm.

+ $\chi$ : hệ số ngàm của sườn dầm, được lấy như sau:

++Đối với dầm đỉnh tán:  $\chi=1.4$ .

++Đối với dầm thép liên hợp với bản BTCT:  $\chi=1.65$ .

++Đối với dầm hàn:  $\chi$  phụ thuộc vào hệ số  $\gamma = 0.8 \frac{b_b}{h_s} \left( \frac{\delta_b}{\delta_s} \right)^3$ , với  $b_b$  và  $\delta_b$  là

bề rộng và bề dày của biên chịu nén. Với  $\gamma=0.5, 1, 2, 5, 10$  thì tương ứng  $\chi=1.33, 1.46, 1.55, 1.60, 1.65$

### 5.2.2-Mất ổn định do ứng suất tiếp:

Thực chất mất ổn định là dưới dạng ứng suất nén chính. Ứng suất tiếp gây ra mất ổn định được xác định theo công thức:

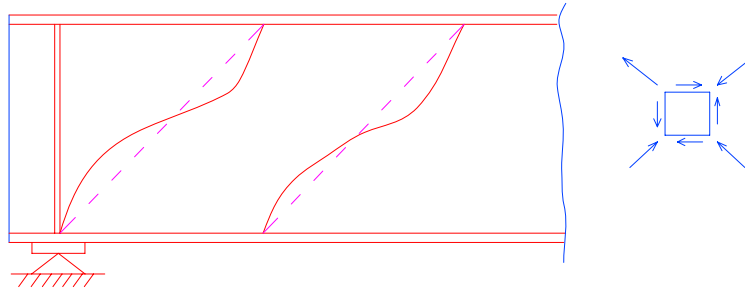
- Khi chỉ có sườn tăng cường đứng:  $\tau = \frac{2}{3} \tau_{\max} = \frac{2}{3} \cdot \frac{Q \cdot S_{1/2}}{I_{ng} \cdot \delta_s}$   
(4.26)

- Khi có sườn tăng cường đứng và ngang:  $\tau = \frac{\tau_1 + \tau_2}{2} = \frac{Q \cdot (S_1 + S_2)}{2 \cdot I_{ng} \cdot \delta_s}$   
(4.27)

Trong đó:

+ $S_{1/2}$ : mômen tĩnh của 1 nửa tiết diện nguyên đối với trục trung hòa của dầm.

+ $S_1, S_2$ : mômen tĩnh đối với trục mép trên và mép dưới của mảnh sườn dầm cần kiểm tra.



Hình 4.40: Sự mất ổn định cục bộ do ứng suất tiếp

Ứng suất tiếp tới hạn được xác định theo công thức:

$$\tau_0 = \chi' \left( 1020 + \frac{760}{\mu^2} \right) \left( \frac{100 \delta_s}{b} \right)^2 \quad (4.28)$$

Trong đó:

+ $b$ : cạnh ngắn của mảnh sườn dầm cần kiểm tra.

+ $\mu$ : tỷ số giữa cạnh dài trên cạnh ngắn của mảnh sườn dầm.

+ $\chi'$ : hệ số giảm của các cạnh dọc của mảnh sườn dầm, được tra bảng phụ thuộc vào  $\frac{a}{h_s}$  và  $\mu$ . Đối với dầm thép liên hợp với bản BTCT thì  $\mu = \infty$ .

### 5.2.3-Mất ổn định do ứng suất nén cục bộ tại mép trên của mảnh sườn dầm:

Áp lực bánh xe đứng trên mảnh sườn dầm tại tiết diện cần kiểm tra được tính:

$$P = \frac{P}{(a_2 + 2H) \delta_s} \cdot n_h \cdot (1 + \mu) \quad (4.29)$$

Trong đó:

+ $P$ : áp lực của 1 bánh xe nặng nhất.

+ $a_2$ : chiều dài tiếp xúc của bánh xe trên mặt đường.

+ $H$ : khoảng cách từ mặt đường đến mép trên của mảnh sườn dầm cần tính.

+ $(1+\mu)$ : hệ số xung kích lấy theo chiều dài đặt tải  $(a_2+2H)$ .

+ $n_h$ : hệ số vượt tải của hoạt tải.

Ứng suất nén cục bộ tới hạn được xác định theo công thức:

$$p_0 = 190 \chi \cdot Z \cdot \left( \frac{100 \delta_s}{a} \right)^2 \quad (4.30)$$



Trong đó:

+ $\chi$ , Z: hệ số ngàm đàn hồi của sườn và hệ số xét tới sự kê tự do của các mép sườn dầm; chúng được tra bảng phụ thuộc vào  $\frac{a}{h_s}$  và  $\gamma$ .

Đối với dầm liên hợp với bản BTCT và dầm đỉnh tán mà bề dày cánh thép góc biên không < bề dày sườn dầm thì có thể lấy  $\chi$  ứng với  $\gamma=\infty$ .

#### 5.2.4-Kiểm tra ổn định cục bộ:

##### 5.2.4.1-Khi chỉ có sườn tăng cường đứng:

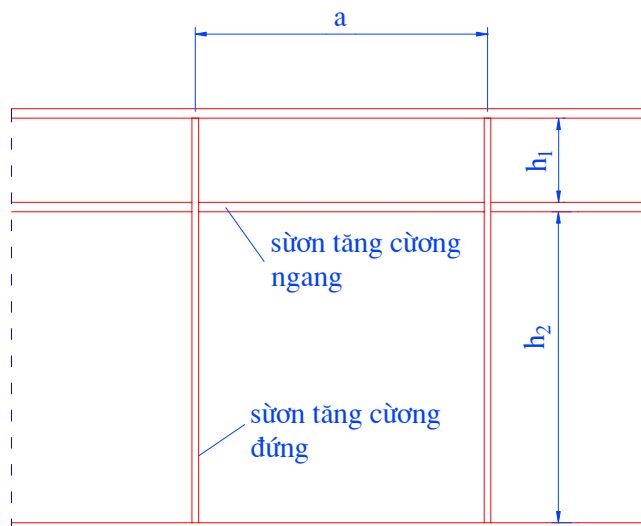
Điều kiện kiểm tra:

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma}{\sigma_0} + \frac{p}{p_0}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_0}\right)^2} \leq m \quad (4.31)$$

Trong đó:

+m: hệ số điều kiện làm việc lấy  $m = 1$  đối với dầm tán đỉnh và bulông, lấy  $m = 0.9$  đối với dầm hàn. Việc dầm hàn lấy  $m$  nhỏ hơn là do khả năng bị cong vênh khi hàn gây ra.

##### 5.2.4.2-Khi có sườn tăng cường đứng và ngang:



Hình 4.41: Khi có sườn tăng cường đứng và ngang

Đối với mảnh sườn dầm nằm giữa biên chịu nén và sườn ngang:

$$\frac{\sigma_1}{\sigma_{01}} + \frac{p_1}{p_{02}} + \frac{1}{m} \left( \frac{\tau_1}{\tau_{01}} \right)^2 \leq m \quad (4.32)$$

Đối với mảnh sườn dầm nằm giữa biên chịu kéo và sườn ngang:

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_2}{\sigma_{02}} + \frac{p_2}{p_{02}}\right)^2 + \left(\frac{\tau_2}{\tau_{02}}\right)^2} \leq m \quad (4.33)$$

Trong đó:

+ $\sigma_1$ ,  $\sigma_2$ : ứng suất nén pháp tuyến lớn nhất trong mảnh thứ nhất và mảnh thứ hai.

+ $\tau_1$ ,  $\tau_2$ : ứng suất tiếp trung bình trong các mảnh.

+ $p_1, p_2$ : ứng suất nén cục bộ trung bình trong các mảnh, ở đây  $p_2 = p \cdot \frac{h_2}{h_s}$ .

+ $\sigma_{01}, \sigma_{02}$ : ứng suất nén pháp tuyến tới hạn trong mảnh có chiều cao  $h_1$  và  $h_2$ .  
Chú ý K được tra bảng phụ thuộc vào:

++Đối với mảnh thứ nhất: phụ thuộc  $\frac{a}{h_1}$  và  $\alpha_1 = \frac{\sigma_{tr} - \sigma_d}{\sigma_{tr}}$  với  $\sigma_{tr}, \sigma_{d2}$  là ứng suất mép trên và mép dưới đối với mảnh thứ nhất.

++Đối với mảnh thứ hai: phụ thuộc  $\frac{a}{h_2}$  và  $\alpha'_1 = \frac{\sigma'_{tr} - \sigma'_d}{\sigma'_{tr}}$  với  $\sigma'_{tr}, \sigma'_{d2}$  là ứng suất mép trên và mép dưới đối với mảnh thứ hai.

Và  $\chi$  đối với mảnh thứ 2 không xét nghĩa lấy bằng 1, đối với mảnh thứ nhất được lấy như sau:

++Dầm tán đỉnh lấy bằng 1.3.

++Dầm hàn phụ thuộc vào hệ số  $\gamma$  như đã nói ở trên.

++Dầm liên hợp lấy bằng 1.35.

+ $\tau_{01}, \tau_{02}$ : ứng suất tiếp tới hạn trong các mảnh. Khi đó ta coi  $\mu$  được xác định nếu coi các mảnh trên và dưới độc lập với nhau. Đối với mảnh thứ nhất, người ta đưa hệ số để giảm bớt độ ngàm  $\chi' = \frac{1+\chi}{2}$ , đối với mảnh thứ hai lấy  $\chi=1$ .

+ $p_{01}, p_{02}$ : ứng suất nén cục bộ tới hạn.

++Đối với mảnh thứ nhất:  $Z = \frac{(1 + \mu_1^2 \cdot i^2)^2}{\mu_1^2 \cdot i^2}$ ,  $\mu_1 = \frac{a}{h_1}$ . Nếu  $\mu \geq 0.7$  lấy  $i=1$  và

$0.4 < \mu < 0.7$  lấy  $i=2$ .

++Đối với mảnh thứ hai: Z được xác định như đã nói phân trước và  $\mu_1 = \frac{a}{h_2}$ .

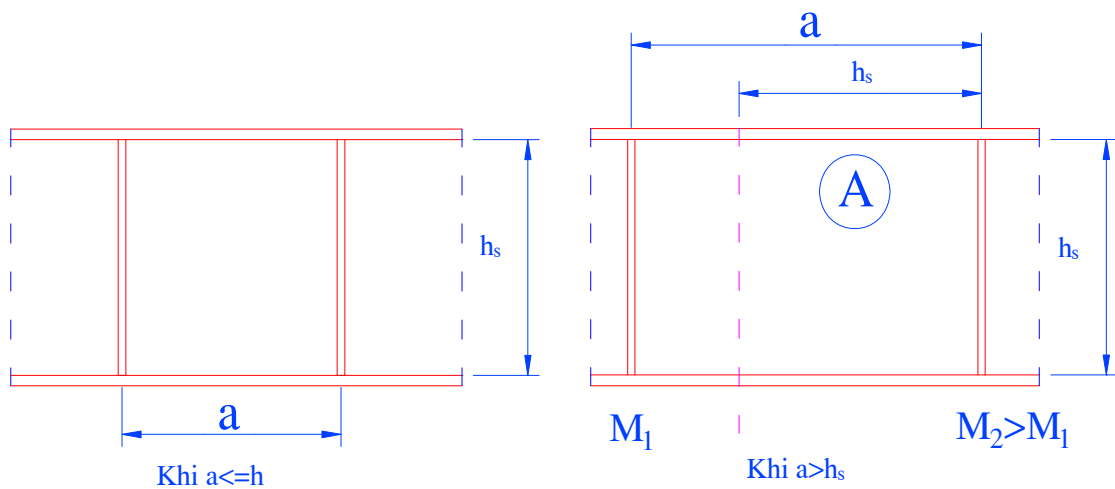
Chú ý:

- Ổn định cục bộ sườn dầm phụ thuộc vào tỷ số giữa bề dày sườn dầm  $\delta_s$  và chiều cao tính toán h. Tỷ số này càng nhỏ càng phải tăng cường cho sườn dầm. Chiều cao tính toán h được lấy bằng:
  - 🔧 Chiều cao sườn dầm trong các dầm hàn.
  - 🔧 Khoảng cách giữa các đỉnh trong cùng của thép góc biên hoặc bản thép phụ trong các dầm đỉnh tán.
- Bố trí sườn tăng cường:
  - 🔧 Nếu  $\frac{\delta_s}{h} \geq \frac{1}{50}$  thì không cần tính toán ổn định cục bộ, không cần đặt các sườn tăng cường cũng đảm bảo ổn định.
  - 🔧 Nếu  $\frac{\delta_s}{h} \geq \frac{1}{80}$  đối với thép than và  $\frac{\delta_s}{h} \geq \frac{1}{65}$  đối với thép hợp kim thì cũng không cần tính toán ổn định cục bộ với điều kiện có đặt các sườn tăng cường đứng cách nhau không > 2h và 2m.

✚ Nếu  $\frac{\delta_s}{h} \geq \frac{1}{140} - \frac{1}{160}$  thì tính toán chỉ đặt sườn tăng cường đứng.

✚ Nếu  $\frac{\delta_s}{h} < \frac{1}{140} - \frac{1}{160}$  thì tính toán đặt sườn tăng cường đứng và ngang.

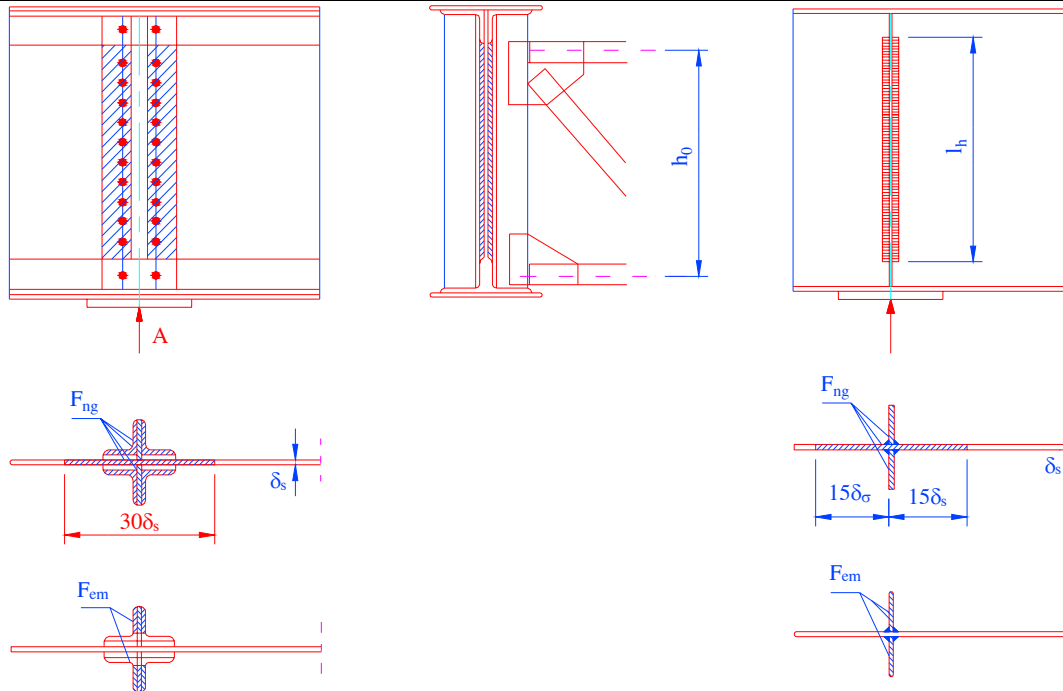
- Người ta thường kiểm tra ổn định cục bộ các mảnh sườn dầm tại gối, tại 1/4 nhịp và tại giữa nhịp. Trong phạm vi mỗi mảnh cần phải xác định mômen uốn tính toán tại tiết diện:
  - ✚ Nếu chiều dài mảnh  $\leq$  chiều cao mảnh thì xác định mômen uốn tại giữa mảnh.
  - ✚ Nếu dài mảnh  $>$  chiều cao mảnh thì xác định mômen uốn tại giữa mảnh phần hình vuông nằm về phía có mômen lớn hơn.



Hình 4.42: Xác định mômen trong các mảnh

- Khi xác định M và Q cần xếp hoạt tải như sau:
  - ✚ Khi xác định tại gối, ta đặt hoạt tải bất lợi theo Q rồi lấy thế tải đó tính M.
  - ✚ Khi xác định tại giữa nhịp, ta đặt hoạt tải theo M rồi lấy thế tải đó tính Q.
  - ✚ Khi xác định tại 1/4 nhịp, ta tính theo 2 trường hợp đặt theo Q và đặt theo M rồi từ đó tính ra M và Q tương ứng.

### 5.3-Tính toán sườn tăng cường trên gối:



Hình 4.43: Tính toán sườn tăng cường trên gối

Phần sườn dầm trên gối được tăng cường bằng các sườn đứng. Trong dầm hàn thường cấu tạo bằng các bản thép và trong dầm đỉnh tán cấu tạo bằng 4 thép góc và 2 bản kẹp giữa chúng. Các bản đệm giữa thép góc và sườn dầm không được tính.

Sườn tăng cường này có nhiệm vụ tiếp nhận phản lực gối qua mặt tiếp xúc giữa đầu mặt của nó với biên dưới của dầm và truyền lên sườn dầm qua các mối hàn hoặc các đỉnh liên kết. Nội dung kiểm tra bao gồm ổn định, ép mặt và liên kết của nó với sườn dầm.

### 5.3.1-Tính toán điều kiện ổn định:

Điều kiện kiểm tra:

$$\sigma = \frac{A}{\varphi \cdot F_{ng}} \leq R_0 \quad (4.34)$$

Trong đó:

+A: phản lực thẳng đứng tính toán tại gối.

+ $\varphi$ : hệ số uốn dọc tra bảng phụ thuộc vào độ mảnh  $\lambda = \frac{l_0}{r}$ ,  $r = \sqrt{\frac{I}{F_{ng}}}$ .

+ $l_0$ : chiều dài tự do, lấy bằng 0.7 lần khoảng cách  $h_0$  giữa các nút của hệ liên kết ngang tại gối.

+ $F_{ng}$ : diện tích tính toán gồm các sườn tăng cường và phần sườn dầm lấy rộng  $15\delta_s$  về mỗi bên.

+I: mômen quán tính của tiết diện tính toán lấy đối với trục nằm ngang trong mặt phẳng sườn dầm.

+ $R_0$ : cường độ tính toán dọc trục.

### 5.3.2-Tính toán điều kiện ép mặt:

Điều kiện kiểm tra:

$$\sigma = \frac{A}{F_{em}} \leq 1.5R_0 \quad (4.35)$$

Trong đó:

+ $F_{em}$ : diện tích tiếp xúc giữa đầu sườn tăng cường với biên dưới của dầm.

+1.5: hệ số chuyển đổi từ cường độ cơ bản sang ép mặt.

### 5.3.3-Tính toán liên kết giữa sườn tăng cường đứng và sườn dầm:

Đối với dầm tán đỉnh, số lượng đỉnh cần thiết:

$$n = \frac{A}{d \cdot \delta_s \cdot R_{em}}$$

(4.36)

Trong đó:

+ $R_{em}$ : cường độ chịu ép mặt của đỉnh tán.

+ $d$ : đường kính lỗ đỉnh tán.

Đối với dầm hàn, thường định trước chiều dài đường hàn  $l_h$  và chiều cao hàn  $h_h$  rồi kiểm tra ứng suất trong mối hàn theo công thức:

$$\sigma_h = \frac{A}{4.0,7 \cdot h_h \cdot l_h} \leq 0,75 \cdot R_0 \quad (4.37)$$

Trong đó:

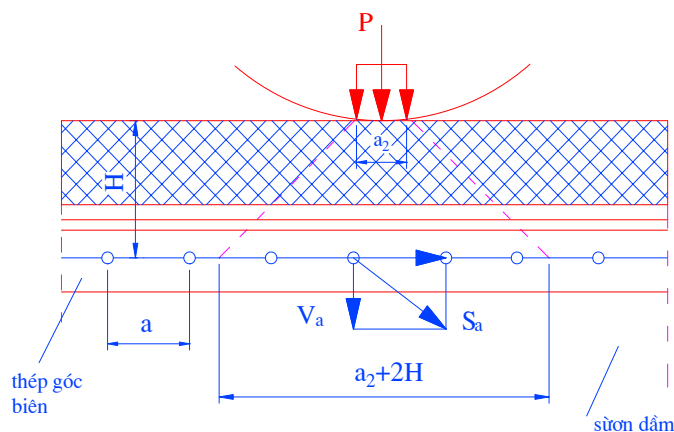
+ $0.7h_h$ : chiều cao tính toán của đường hàn.

+ $0.75R_0$ : cường độ chịu cắt của mối hàn.

## §4.6 TÍNH TOÁN CẤU TẠO CỦA DẦM ĐẶC

### 6.1-Tính toán liên kết biên dầm vào sườn dầm:

#### 6.1.1-Liên kết đỉnh tán, bulông:



Hình 4.44: Tính toán liên kết đỉnh tán, bulông

Khi chịu tác dụng của tải trọng, các đỉnh liên kết thép góc biên chịu cắt. Lực cắt phát sinh do sự trượt của thép góc biên trên sườn dầm.

Ta gọi  $T$  là lực cắt hay lực trượt trên 1 đơn vị chiều dài, được tính:

$$T = \frac{Q.S_b}{I_{ng}} \quad (4.38)$$

Trong đó:

+Q: lực cắt tính toán, thường lấy tại gối.

+ $S_b$ ,  $I_{ng}$ : mômen tĩnh của biên dầm và mômen quán tính của tiết diện nguyên đối với trục trung hòa của tiết diện.

Nếu trên mặt cầu có lực tập trung P, nó sẽ xuống đỉnh 1 lực thẳng đứng cục bộ V trên 1 đơn vị chiều dài, được tính:

$$V = \frac{P}{(a_2 + 2H)} . n_h . (1 + \mu) \quad (4.39)$$

Trong đó:

+P: tải trọng của 1 bánh xe.

+H: khoảng cách từ mặt cầu xe chạy đến tâm của hàng đinh.

Tổng hợp 2 thành phần T và V là lực S, được tính:

$$S = \sqrt{T^2 + V^2} \quad (4.40)$$

Như vậy lực tác dụng lên 1 đỉnh sẽ là S.a với a là khoảng cách giữa các đỉnh. Sau đó ta kiểm tra điều kiện:

$$S.a \leq [S]_d \quad (4.41)$$

Trong đó:

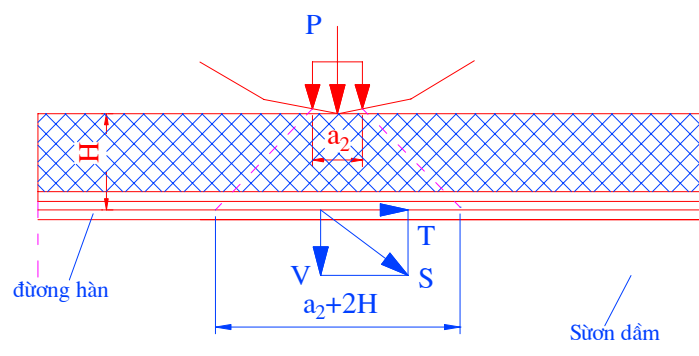
+ $[S]_d$ : khả năng chịu lực của 1 đỉnh.

Ngoài ra, ta cũng cần kiểm tra điều kiện lực T không xé rách sườn dầm trong phạm vi 2 lỗ đinh:

$$\frac{T.a}{\delta_s.(a-d)} \leq 0.6R_0$$

(4.42)

### 6.1.2-Liên kết hàn:



Hình 4.45: Tính toán liên kết hàn

Cũng tương tự như trên ta kiểm tra cường độ mối hàn và từ đó xác định được chiều cao đường hàn theo công thức:

$$\sqrt{\left(\frac{T}{2.h_h}\right)^2 + \left(\frac{V}{2.h_h}\right)^2} \leq 0.75R_0 \rightarrow h_h = \frac{S}{0.75.R_0.2} \quad (4.43)$$

### 6.1.3-Kiểm tra mối của liên kết:



Ta cần kiểm tra theo điều kiện chịu mỏi tại tiết diện giữa dầm, nơi có lực cắt thay đổi dấu lớn nhất. Lực tác dụng được tính với tải trọng tiêu chuẩn nhưng phải kể hệ số xung kích.

Điều kiện kiểm tra:

- Đối với dầm đỉnh tán, bulông:  $S^{tc} \cdot a \leq \gamma \cdot [S]_d$  (4.44)

- Đối với dầm hàn:  $\frac{S^{tc}}{2 \cdot h_h} \leq \gamma \cdot 0,75 R_0$  (4.45)

Khi tính  $\gamma$  thì đặc trưng của chu kỳ thay đổi ứng suất  $\rho$  được tính theo công thức:

$$\rho = \frac{T_{\min}^{tc}}{\sqrt{(T_{\max}^{tc})^2 + (V^{tc})^2}} \quad (4.46)$$

Trong đó:

+ $T_{\min}^{tc}$ ,  $T_{\max}^{tc}$ : lực trượt do lực cắt tiêu chuẩn  $Q_{\min}^{tc}$  và  $Q_{\max}^{tc}$  có kể đến dấu của chúng.

## **6.2-Tính toán mối nối dầm chủ:**

### **6.2.1-Tính toán mối nối bản biên và thép góc biên:**

Ta tính số lượng đỉnh tại mối nối cho từng phân tố tiết diện dầm. Để tính toán ta giả thiết ứng suất tại mép trên của dầm đạt cường độ tính toán  $R_u$ .

- Nội lực tính toán trong thép góc biên:

$$N_{thg} = \sigma_{thg} \cdot F_{thg}^{gi} \quad (4.47)$$

Trong đó:

+ $F_{thg}^{gi}$ : diện tích tiết diện giảm yếu của thép góc biên.

+ $\sigma_{thg}$ : ứng suất pháp tại trọng tâm thép góc biên, được tính:  $\sigma_{thg} = 2R_u \cdot \frac{y_{thg}}{h}$ .

+ $y_{thg}$ : khoảng cách từ trục trung hòa dầm chủ đến trọng tâm thép góc biên.

+ $h$ : chiều cao dầm chủ.

- Nội lực tính toán trong các bản ngang:

$$N_{bng} = \sigma_{bng} \cdot F_{bng}^{gi} \quad (4.48)$$

Trong đó:

+ $F_{bng}^{gi}$ : diện tích tiết diện giảm yếu của các bản ngang.

+ $\sigma_{bng}$ : ứng suất pháp tại trọng tâm các bản ngang, được tính:  $\sigma_{bng} = 2R_u \cdot \frac{y_{bng}}{h}$ .

+ $y_{bng}$ : khoảng cách từ trục trung hòa dầm chủ đến trọng tâm các bản ngang.

Dựa vào nội lực trong thép góc biên và bản biên có thể xác định được số đỉnh liên kết  $n_{thg}$  và  $n_{bng}$  theo phương pháp cân bằng cường độ:

$$\begin{cases} n_{thg} = \frac{N_{thg}}{m_2 \cdot [S]_d} \\ n_{bng} = \frac{N_{bng}}{m_2 \cdot [S]_d} \end{cases} \quad (4.49)$$

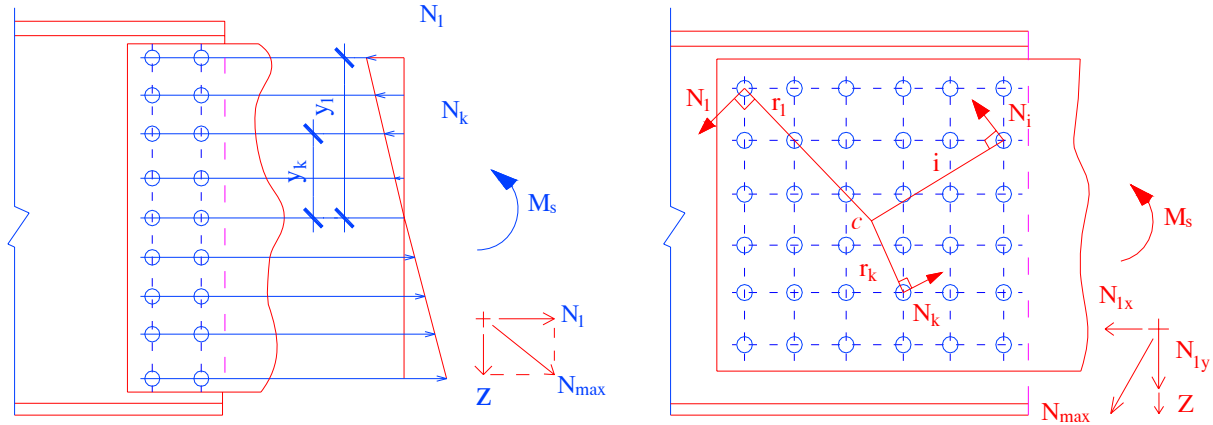
Trong đó:

$+m_2$ : hệ số điều kiện làm việc, lấy bằng 1.0 khi đỉnh nằm vùng chịu nén và 0.9 khi nằm trong vùng chịu kéo.

Ngoài ra ta cũng có thể xác định số đỉnh theo diện tích tiết diện:

$$\begin{cases} n_{thg} = \mu_{thg} \cdot F_{thg}^{gi} \\ n_{bng} = \mu_{bng} \cdot F_{bng}^{gi} \end{cases} \quad (4.50)$$

**6.2.2-Tính toán mối nối sườn dầm:**



Hình 4.46: Tính toán mối nối sườn dầm

Các đỉnh bố trí trong sườn dầm được tính theo mômen uốn và lực cắt. Mômen uốn tính toán toàn bộ tại tiết diện M khi tận dụng hết cường độ tính toán  $R_u$  là:

$$M = 2R_u \cdot \frac{I_{gi}}{h} \quad (4.51)$$

Khi đó phần mômen phân phối cho sườn dầm sẽ chịu là:

$$M_s = M \cdot \frac{I_s}{I_{ng}} \quad (4.52)$$

Trong đó:

$+I_{gi}$ ,  $I_{ng}$  và  $I_s$ : mômen quán tính của tiết diện giảm yếu, tiết diện nguyên của dầm và của riêng sườn dầm.

Lực cắt Q lấy trị số lớn nhất tại tiết diện cần nối. Ta giả thiết lực cắt này truyền toàn bộ cho sườn dầm, nghĩa là  $Q=Q_s$ .

Dưới tác dụng của  $M_s$  sẽ phân phối không đồng đều lên các đỉnh. Trong dầm cầu, chiều cao sườn dầm thường lớn và mối nối cũng phát triển theo chiều cao, trường hợp đó lực truyền lên các đỉnh trong 1 hàng đứng do mômen có thể xem như 1 đường thẳng, đỉnh càng xa trục trung hòa càng chịu lực lớn nhất. Gọi  $N_1$  là lực lên đỉnh ngoài cùng do mômen  $M_s$  gây ra được xác định:

$$N_1 = \frac{M_s \cdot y_1}{\sum y_k^2} \quad (4.53)$$

Trong đó:

$+y_1$ : khoảng cách từ đỉnh ngoài cùng đến trục trung hòa của các đỉnh trong 1/2 bản nối.

$+y_k$ : khoảng cách từ đỉnh thứ k đến trục trung hòa của các đỉnh trong 1/2 bản nối.

+ $\Sigma$ : áp dụng cho tất cả các đỉnh trong 1/2 bản nổi.

-Dưới tác dụng của Q, ta giả thiết sẽ phân phối đều cho tất cả các đỉnh, như vậy mỗi đỉnh chịu 1 lực Z:

$$Z = \frac{Q}{k} \quad (4.54)$$

Trong đó:

+k: số đỉnh có trong 1/2 bản nổi.

Nội lực tác dụng lên đỉnh ngoài cùng  $N_{\max}$  được tính:

$$N_{\max} = \sqrt{N_1^2 + Z^2} \leq [S]_d \quad (4.55)$$

Ta nhận thấy phương pháp tính toán mỗi nối nêu trên được áp dụng trong trường hợp tỷ số của các chiều diện tán đỉnh trên 1/2 bản nổi  $< 1/5-1/6$  (thường chiều ngang trên chiều dọc). Nếu tỷ số này lớn hơn thì tính toán theo giả thiết các phân tố sẽ xoay chung quanh điểm C là tâm của diện đỉnh tán trên 1/2 bản nổi khi dầm chịu uốn. Lúc đó lực tác dụng lên đỉnh ở góc bản nổi sẽ là lớn nhất  $N_1$ , lực này phân thành 2 thành phần:

$$N_1 = \frac{M_s \cdot r_1}{\sum r_k^2} \quad (4.56)$$

- Thành phần thẳng đứng:  $N_{1y} = \frac{M_s \cdot x_1}{\sum (x_k^2 + y_k^2)}$ .
- Thành phần nằm ngang:  $N_{1x} = \frac{M_s \cdot y_1}{\sum (x_k^2 + y_k^2)}$ .

Trong đó:

+ $r_1, r_k$ : khoảng cách từ đỉnh ngoài và đỉnh thứ k đến tâm C của các đỉnh trong 1/2 bản nổi.

+ $x_k, y_k$ : toạ độ của đỉnh thứ k đối với hệ trục toạ độ đi qua tâm C.

Nội lực tác dụng lên đỉnh ngoài cùng  $N_{\max}$  được tính:

$$N_{\max} = \sqrt{N_{1x}^2 + (N_{1y}^2 + Z^2)} \leq [S]_d$$

(4.57)

Ngoài tính toán kiểm tra về cường độ cần kiểm toán thêm điều kiện về mỏi.

## §4.7 TÍNH TOÁN ĐỘ VÕNG CỦA DẦM ĐẶC

Thông thường, người ta tính riêng độ võng do tĩnh tải và hoạt tải gây ra. Độ võng của kết cấu nhịp dầm thép đơn giản có xét tới sự thay đổi của mômen quán tính theo chiều dài nhịp có thể xác định theo công thức:

$$f = \frac{5}{48} \cdot \frac{M^{tc} \cdot l^2}{EI} \left[ 1 + \frac{3}{25} \left( \frac{I - I_0}{I_0} \right) \right] \quad (4.58)$$

Trong đó:

+I,  $I_0$ : mômen quán tính tại giữa nhịp và gối.

+ $M^{tc}$ : mômen tiêu chuẩn do tĩnh tải hoặc hoạt tải gây ra tại tiết diện giữa nhịp.

+l: chiều dài nhịp tính toán.

+E: môđun đàn hồi của thép, lấy  $2.1 \cdot 10^6 \text{ kg/cm}^2$ .

## §4.8 TÍNH TOÁN DẦM THÉP LIÊN HỢP VỚI BẢN BTCT

### 8.1-Tính toán dầm chịu uốn:

#### 8.1.1-Đặc điểm tính toán:

Khi tính toán phải kết hợp với công nghệ thi công. Tùy theo công nghệ thi công mà tính dầm làm việc theo 1 hay nhiều giai đoạn. Tính toán dựa trên giả thiết tiết diện phẳng, vật liệu làm việc đàn hồi, ứng suất và biến dạng là bậc nhất.

Tùy theo trị số ứng suất nén trong bản bê tông mà người ta chia ra 1 số trường hợp tính toán và làm việc của dầm. Trong trường hợp ứng suất trong bản bê tông vượt quá cường độ chịu nén của nó thì xem bê tông xuất hiện biến dạng dẻo với ứng suất trên toàn tiết diện bê tông là cường độ chịu nén của bê tông; còn dầm thép vẫn làm việc trong giai đoạn đàn hồi.

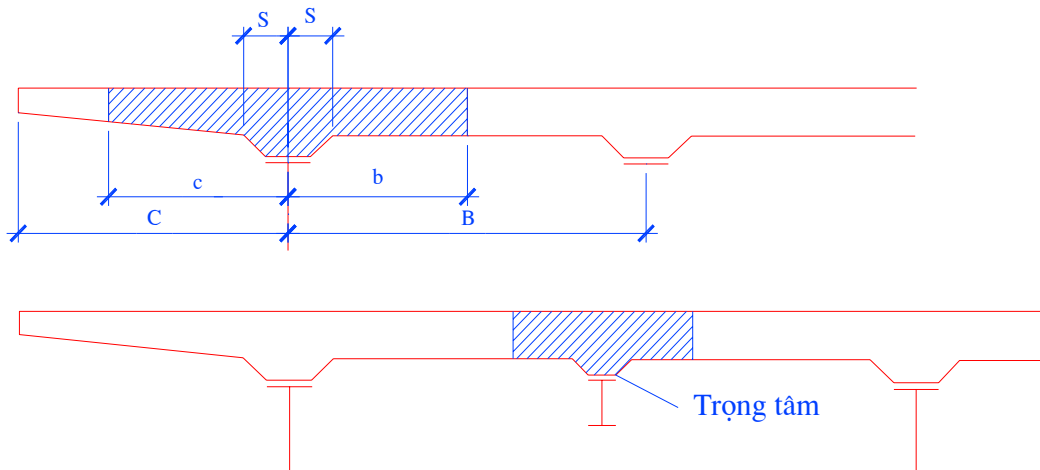
Phần bản bê tông có ứng suất kéo thì không tính vào tiết diện làm việc. Trong cầu ô tô cho phép ứng suất kéo nhưng phải < cường độ chịu kéo của bê tông.

#### 8.1.2-Đặc trưng hình học của tiết diện:

Phần bản bê tông tham gia vào làm việc của tiết diện tính toán của tiết diện tính toán hay còn gọi bề rộng cánh bản tham gia làm việc được xác định trên cơ sở sao cho ứng suất lớn nhất thực tế (phân bố không đều) xấp xỉ bằng ứng suất tính toán (coi phân bố đều).

Sự phân bố ứng suất trong bản không giống nhau trên chiều dài nhịp, ở gối phân bố rất chênh lệch, ở đoạn giữa nhịp tương đối đồng đều hơn. Tuy nhiên bề rộng tính toán của bản lấy theo điều kiện làm việc ở giai đoạn giữa nhịp; đối với tiết diện gần gối vẫn an toàn vì ứng suất pháp không lớn lắm, còn ứng suất tiếp tính ra sẽ lớn hơn thực tế.

Bề rộng cánh bản tham gia làm việc được xác định như sau:



Hình 4.47: Bề rộng tính toán của bản

- Khi  $l \geq 4B \rightarrow b = B/2$ .
- Khi  $l < 4B \rightarrow b = s + 6h_b \leq B/2$  và  $\geq l/8$ .
- Khi  $l \geq 12C \rightarrow c = C$ .
- Khi  $l < 12C \rightarrow c = s + 6h_b \leq C$  và  $\geq l/12$ .

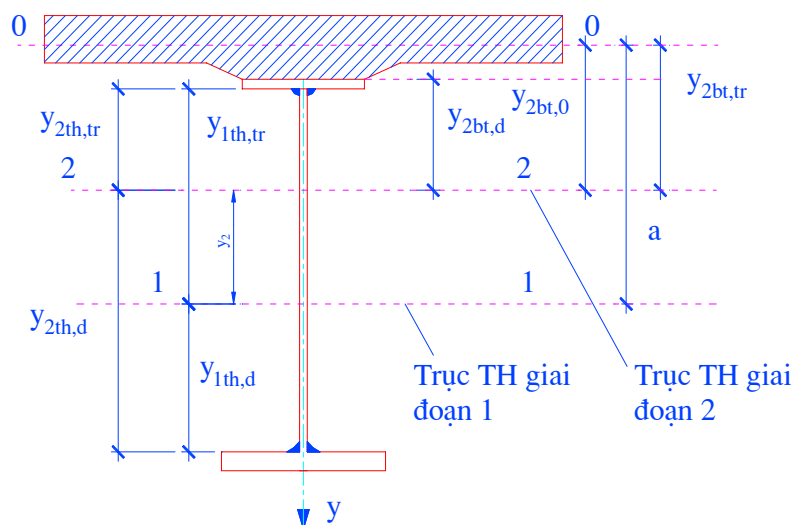
Trong đó:

- +l: chiều dài nhịp tính toán của dầm chủ.
- + $h_b$ : chiều dày trung bình của bản.
- Nếu bản BTCT vừa liên hợp với dầm chủ, vừa liên hợp với dầm dọc thì khi tính toán dầm dọc sẽ lấy bề rộng bản tham gia vào làm việc theo điều kiện trọng tâm tiết diện liên hợp nằm vào mép dưới của bản. Còn khi tính dầm chủ sẽ kể cả tiết diện dầm dọc nằm trong phạm vi cánh bản tham gia chịu lực nhưng đưa vào hệ số điều kiện làm việc 0.9.

Từ đó bề rộng tính toán của phần bản BTCT là  $b_b = b + c$ .

Tiết diện của dầm thép liên hợp với bản BTCT có dạng ở hình (4.48). Nói chung dầm liên hợp làm việc theo 2 giai đoạn, do vậy mỗi giai đoạn có 1 tiết diện làm việc riêng tương ứng với các đặc trưng hình học của tiết diện đó.

- Giai đoạn 1: tiết diện làm việc chỉ riêng dầm thép.
  - ✚ Trục trung hòa là trục 1-1. Khi đó  $y_{1th,tr}$  và  $y_{1th,d}$  là khoảng cách từ trục trung hòa giai đoạn 1 đến mép trên và mép dưới của dầm thép.
  - ✚ Các đặc trưng hình học: diện tích dầm thép  $F_{th}$ , mômen quán tính  $I_{th}$ .
- Giai đoạn 2: tiết diện làm việc gồm dầm thép và bản bê tông.
  - ✚ Để tính toán, người ta tính với tiết diện tương đương bằng cách quy đổi bê tông ra thép thông qua hệ số  $n = \frac{E_{th}}{E_b}$ , với  $E_{th}$  và  $E_b$  là môđun đàn hồi của thép và bê tông.



Hình 4.48: Tính toán đặc trưng hình học của tiết diện

- ✚ Tuy nhiên khi xét đến hiện tượng từ biến và ép sít mối nối thì lấy  $n = \frac{E_{th}}{E_h}$

với  $E_h$  là môđun đàn hồi có hiệu của bê tông có thể lấy gần đúng theo công thức:

$$E_h = \frac{E_b}{(1 + \varphi)}$$

(4.59)

Trong đó:

+φ: đặc trưng từ biến của bê tông và ép sít các mối ngang, được tính

$$\varphi = \varphi_k + \frac{\Delta \cdot E_b}{a \cdot \sigma_b}$$

+φ<sub>k</sub>: đặc trưng từ biến, khi không có số liệu thực nghiệm có thể lấy bằng 1.5.

+Δ, a: độ ép sít tại mối nối ngang của bản lắp ghép khoảng 0.5-1mm và khoảng cách giữa các mối nối.

+σ<sub>b</sub>: cường độ trong bản có thể lấy gần đúng bằng cường độ tính toán của bê tông chịu nén đúng tâm.

☛ Trục trung hòa là trục 2-2.

☛ Các đặc trưng hình học:

○ Diện tích tiết diện tương đương:  $F_{td} = F_{th} + \frac{1}{n} \cdot F_b$ , với F<sub>b</sub> là diện tích của bản bê tông.

○ Tìm vị trí trục trung hòa 2-2. Trục này cách trục 1-1 đoạn y<sub>2</sub>. Do đó

$$y_2 = \frac{1}{n} \cdot \frac{F_b \cdot a}{F_{td}} \quad (* \frac{1}{n} \cdot F_b \cdot a \text{ chính là mômen tĩnh của tiết diện liên hợp đối với trục 1-1*).$$

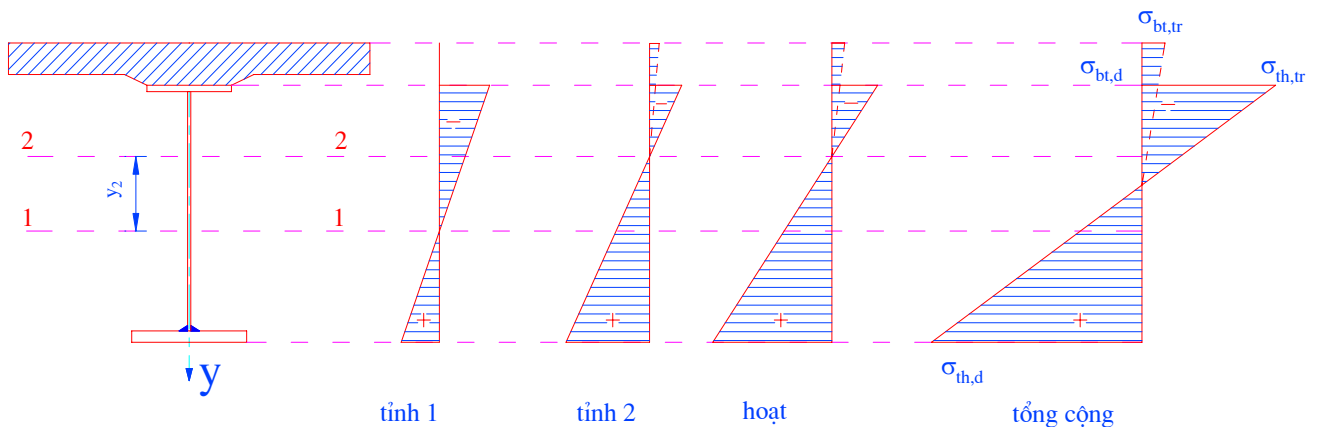
○ Mômen quán tính của tiết diện liên hợp đối với trục 2-2:

$$I_{td} = I_{th} + F_{th} \cdot y_2^2 + \frac{1}{n} \cdot I_b + \frac{1}{n} \cdot F_b \cdot (a - y_2)^2 \text{ với } I_b \text{ là mômen quán tính của bản đối với trục của nó 0-0.}$$

Ngoài ra có thể kể đến ảnh hưởng của các cốt thép dọc trong bản mặt cầu.

**8.1.3-Tính toán ứng suất pháp:**

Nội lực trong dầm ứng với 2 giai đoạn làm việc của nó là M<sup>I</sup>, Q<sup>I</sup> và M<sup>II</sup>, Q<sup>II</sup>.



Hình 4.49: Các biểu đồ ứng suất pháp của dầm liên hợp

**8.1.3.1-Ứng suất trong bản bê tông:**

Ứng suất mép trên của bản:  $\sigma_{b,tr} = \frac{1}{n} \cdot \frac{M^{II} \cdot y_{2bt,tr}}{I_{td}} \leq m_2 \cdot R_b$  (4.60)

Ứng suất mép dưới của bản:  $\sigma_{b,d} = \frac{1}{n} \cdot \frac{M^{II} \cdot y_{2bt,d}}{I_{td}}$  (4.61)



$$\text{Ứng suất trục của bản: } \sigma_{b,0} = \frac{1}{n} \cdot \frac{M^{II} \cdot y_{2bt,0}}{I_{td}} \quad (4.62)$$

Trong đó:

$+R_b$ : cường độ tính toán chịu nén của bê tông. Nó phụ thuộc vào tỷ số  $\frac{\sigma_{b,tr}}{\sigma_{b,d}}$ :

$$++R_b = R_u \text{ nếu } \frac{\sigma_{b,tr}}{\sigma_{b,d}} > 1.2.$$

$$++R_b = R_{lt} \text{ nếu } \frac{\sigma_{b,tr}}{\sigma_{b,d}} < 1.1.$$

Các trị số khác thì nội suy.

$+m_2$ : hệ số điều kiện làm việc xét đến sự ngăn cản phát triển biến dạng dẻo của dầm thép do biên bê tông chưa đạt đến cường độ, được lấy:

$$++m_2 = 1.2 \text{ khi } \sigma_{bt,0} \leq 0.6R_b.$$

$$++m_2 = 1.1 \text{ khi } 0.6R_b < \sigma_{bt,0} \leq 0.8R_b.$$

$$++m_2 = 1.0 \text{ khi } \sigma_{bt,0} > 0.8R_b.$$

### 8.1.3.2-Ứng suất trong dầm thép:

$$\text{Ứng suất mép trên của dầm thép: } \sigma_{th,tr} = \frac{M^I \cdot y_{1th,tr}}{I_{th}} + \frac{M^{II} \cdot y_{2th,tr}}{I_{td}} \leq m_2 \cdot R_{u,th} \quad (4.63)$$

$$\text{Ứng suất mép dưới của dầm thép: } \sigma_{th,d} = \frac{M^I \cdot y_{1th,d}}{I_{th}} + \frac{M^{II} \cdot y_{2th,d}}{I_{td}} \leq R_{u,th} \quad (4.64)$$

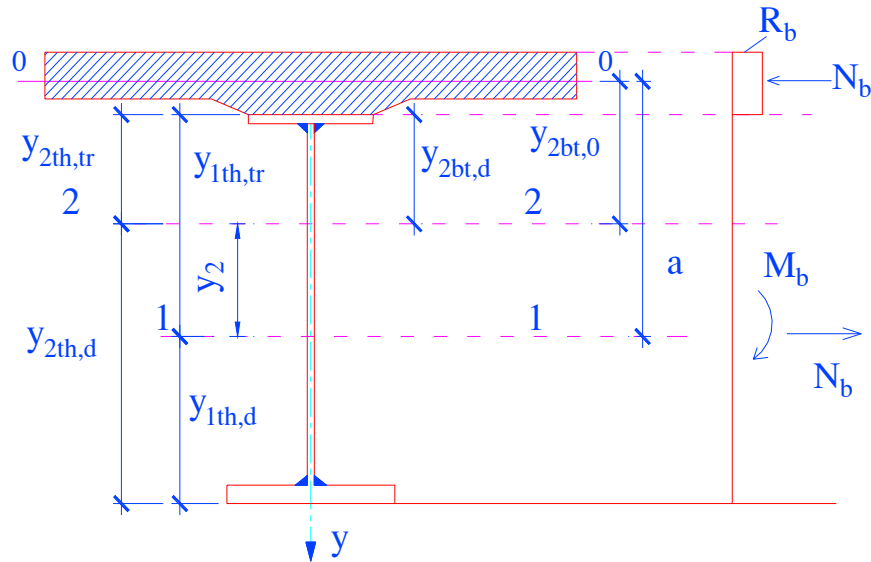
Trong đó:

$+R_{u,th}$ : cường độ tính toán chịu nén của thép.

$+m_2$ : hệ số điều kiện làm việc lấy như trên.

\*Chú ý:

- Các công thức kiểm tra trên chưa kể đến ảnh hưởng của từ biến và sự ép xít các mối nối. Nếu ứng suất tại trục của bản do tĩnh tải gây ra  $\sigma_{b,0}^t = \frac{1}{n} \cdot \frac{M^{III} \cdot y_{2bt,0}}{I_{td}} > 0.2R_{u,b}$  thì phải kể đến ảnh hưởng của nó và ngược lại.
- Nếu  $\sigma_{b,0} > R_b$  là trường hợp rất hiếm xảy ra đối với cầu ô tô. Khi đó bản sẽ làm việc trong giai đoạn dẻo và dầm thép làm việc trong giai đoạn đàn hồi:



Hình 4.50: Khi bản làm việc ở trạng thái dẻo

✚ Nội lực giới hạn trong bản:  $N_d = F_b \cdot R_b$ , lực này đặt tại trọng tâm của bản và được dời về trục trung hòa của dầm thép tương đương với lực  $N_d$  và mômen  $M_d = N_b \cdot a$ .

✚ Ứng suất dầm thép được xác định từ điều kiện chỉ riêng dầm thép chịu mômen 2 giai đoạn  $M_I$ ,  $M_{II}$  và  $N_d$ ,  $M_d$ :

○ Ứng suất mép trên của dầm thép:

$$\sigma_{th,tr} = \frac{(M^I + M^{II}) \cdot y_{1th,tr}}{I_{th}} - \frac{N_d}{F_d} - \frac{M_d \cdot y_{1th,tr}}{I_{th}} \leq R_{u,th} \quad (4.65)$$

○ Ứng suất mép dưới của dầm thép:

$$\sigma_{th,d} = \frac{(M^I + M^{II}) \cdot y_{1th,d}}{I_{th}} + \frac{N_d}{F_d} - \frac{M_d \cdot y_{1th,d}}{I_{th}} \leq R_{u,th} \quad (4.66)$$

✚ Ngoài ra, ta cần kiểm tra sự biến dạng của bê tông làm việc trong giai đoạn dẻo có dẫn đến phá hoại hay không:

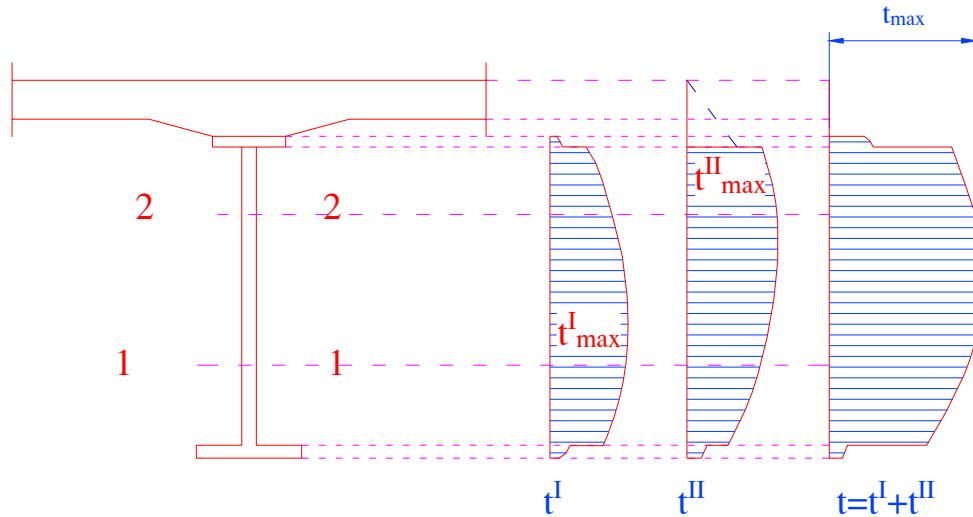
$$\varepsilon_b = \left( \frac{M^{II} \cdot a}{I_{th}} - \frac{N_d}{F_d} - \frac{M_d \cdot a}{I_{th}} \right) \cdot \frac{1}{E_{th}} \leq \Delta_b \quad (4.67)$$

Trong đó:

$+\Delta_b$ : biến dạng tương đối giới hạn của bê tông, lấy bằng 0.0016.

#### 8.1.4-Tính toán ứng suất tiếp:

Đối với dầm liên hợp, ta phải đặc biệt chú ý đến việc kiểm tra ứng suất tiếp.



Hình 4.51: Biểu đồ ứng suất tiếp

Thêm về an toàn, ta có công thức:

$$\tau_{\max} = \tau_I + \tau_{II} = \frac{Q_I \cdot S_{1/2}^{th}}{I_{th} \cdot \delta_s} + \frac{Q_{II} \cdot S_{1/2}^{td}}{I_{td} \cdot \delta_s} \leq c' \cdot 0,6 \cdot R_0 \quad (4.68)$$

Trong đó:

+ $S_{1/2}^{th}$ ,  $S_{1/2}^{td}$ : mômen tĩnh của 1/2 tiết diện đối với trục trung hòa tương ứng giai đoạn I, II.

+ $\delta_s$ : chiều dày sườn dầm thép.

Ngoài ra cũng cần kiểm tra ứng suất tương đương như đối với dầm đặc nhưng cần chú ý đến các giai đoạn làm việc của tiết diện.

### 8.1.5-Xác định vị trí cắt bớt của bản biên:

Việc xác định vị trí thay đổi tiết diện được thực hiện bằng cách vẽ biểu đồ như đối với dầm đặc. Tuy nhiên đối với kết cấu dầm liên hợp do việc làm việc của tiết diện ở 2 giai đoạn khác nhau nên việc tính toán khác 1 chút.

Cắt bớt bản biên ở biên dưới được thực hiện như sau:

- Ta đặt  $\alpha = \frac{I_{th} \cdot y_{2th,d}}{I_{td} \cdot y_{1th,d}}$ , với các đặc trưng hình học tiết diện đã tính giảm bớt.
- Tính đại lượng  $M_I + \alpha \cdot M_{II}$  tại số tiết diện dầm (thường chỉ cần tại giữa nhịp và 1/4 nhịp là đủ).
- Tính đại lượng  $\frac{I_{th} \cdot R_{u,th}}{y_{1th,d}}$  rồi kẻ biểu đồ nằm ngang. Giao điểm 2 biểu đồ chính là

điểm cắt lý thuyết cần tìm.

Cắt bớt bản biên ở biên trên: cũng tương tự như trên. Lúc đó các đại lượng  $y_{1th,d}$ ,  $y_{2th,d}$  và  $R_{u,th}$  được thay bằng  $y_{1th,tr}$ ,  $y_{2th,tr}$  và  $m_2 \cdot R_{u,th}$ .

Trong trường hợp có xét đến từ biến và ép sát mối nối, ta cũng đặt  $\alpha = \frac{I_{th} \cdot y_{2th,d}}{I_{td} \cdot y_{1th,d}}$

nhưng với  $n = \frac{E_{th}}{E_h}$  và đặt  $\beta = \frac{I_{th} \cdot y_{2th,d}}{I_{td} \cdot y_{1th,d}}$  với  $n = \frac{E_{th}}{E_b}$ ; rồi tính  $M_I + \alpha \cdot M_{II}^{tinh} + \beta \cdot M_{II}^{hoat}$  và

làm như các bước ở trên.

### **8.2-Tính ảnh hưởng từ biến và ép sát mối nối trong dầm liên hợp:**

Từ biến của bê tông chỉ phát sinh khi có tác dụng lâu dài của nội lực. Do đó từ biến sẽ sẽ được xét với tác dụng của tĩnh tải phần 2, lực ứng suất trước, lực điều chỉnh ứng suất và sự co ngót của bê tông. Còn các nội lực do hoạt tải, do nhiệt độ thay đổi thì hầu như không kịp gây ra biến dạng từ biến và sẽ không tính đến. Từ biến trong bê tông phát triển lâu dài thường đạt đến giá trị lớn nhất 3-4 năm hoặc lâu hơn.

Biến dạng do từ biến và ép sát mối nối tỷ lệ với ứng suất tác dụng trong bê tông. Ứng suất này sẽ thay đổi trong quá trình biến dạng xuất hiện và phát triển.

Ta gọi:

- $\sigma_{b,0}$ : ứng suất trọng tâm của bản BTCT trước lúc phát sinh biến dạng dẻo do từ biến và ép sát mối nối.
- $\sigma_{tb}$ : phần ứng suất thay đổi trong bản BTCT do từ biến và ép sát mối nối.
- $\varphi$ : hệ số đặc trưng cho từ biến là tỷ số giữa biến dạng do từ biến và biến dạng đàn hồi.

Trị số biến dạng tương đối gồm cả biến dạng dẻo và biến dạng đàn hồi:

$$\Delta_b = \frac{\varphi \cdot \left( \sigma_{b,0} - \frac{1}{2} \cdot \sigma_{tb} \right)}{E_b} - \frac{\sigma_{tb}}{E_b} \quad (4.69)$$

Trong đó:

+ $\varphi$ : đặc trưng từ biến của bê tông và ép sát các mối ngang, được tính

$$\varphi = \varphi_k + \frac{\Delta \cdot E_b}{a \cdot \sigma_b}$$

+ $\varphi_k$ : đặc trưng từ biến, khi không có số liệu thực nghiệm có thể lấy bằng 1.5.

+ $\Delta$ , a: độ ép sát tại mối nối ngang của bản lắp ghép khoảng 0.5-1mm và khoảng cách giữa các mối nối.

+ $\sigma_b$ : cường độ trong bản có thể lấy gần đúng bằng cường độ tính toán của bê tông chịu nén đúng tâm.

Ứng suất  $\sigma_{tb}$  gây ra biến dạng trong phần thép của tiết diện. Trị số biến dạng được suy ra tại trọng tâm của bản bê tông là:

$$\Delta_{th} = \frac{\sigma_{tb} \cdot F_b}{E_{th} \cdot F_{th}} + \frac{\sigma_{tb} \cdot F_b \cdot a^2}{E_{th} \cdot I_{th}} \quad (4.70)$$

Trong đó:

+ $F_{th}$ ,  $I_{th}$ : diện tích và mômen quán tính của dầm thép kể cả cốt thép trong bản mặt cầu.

Cân bằng (4.69) và (4.70), ta được phương trình thay đổi ứng suất do từ biến:

$$\sigma_{tb} = \frac{\varphi}{1 + 0,5\varphi + \frac{F_b}{n} \left( \frac{1}{F_{th}} + \frac{a^2}{I_{th}} \right)} \cdot \sigma_{b,0} \quad (4.71)$$

Sau khi xác định  $\sigma_{tb}$  sẽ tính ra ứng suất ở mép trên, mép dưới của dầm thép do từ biến và ép sít mỗi nối bằng cách đặt lực  $\sigma_{tb} \cdot F_b$  tại trọng tâm của bản bê tông:

$$\begin{cases} \sigma_{tr}^{tb} = \sigma_{tb} \cdot F_b \cdot \left( \frac{1}{F_{th}} + \frac{a \cdot y_{1th,tr}}{I_{th}} \right) \\ \sigma_d^{tb} = \sigma_{tb} \cdot F_b \cdot \left( \frac{1}{F_{th}} - \frac{a \cdot y_{1th,d}}{I_{th}} \right) \end{cases} \quad (4.72)$$

Khi tính toán tiết diện liên hợp cũng có thể xét ảnh hưởng của từ biến của bê tông bằng cách đưa vào môđun đàn hồi có hiệu  $E_h$  và được xác định như sau:

$$E_h = \frac{1 + 0,5\varphi + \frac{F_b}{n} \left( \frac{a^2}{I_{th}} + \frac{1}{F_{th}} \right)}{(1 + \varphi) \cdot \frac{F_b}{n} \left( \frac{a^2}{I_{th}} + \frac{1}{F_{th}} \right) + 1 + 0,5\varphi} \quad (4.73)$$

### **8.3-Tính ảnh hưởng do sự thay đổi nhiệt độ và co ngót bê tông trong dầm liên hợp:**

#### **8.3.1-Do sự thay đổi nhiệt độ:**

Trong dầm liên hợp, dầm thép có tính dẫn nhiệt cao hơn rất nhiều so với bản bê tông nên khi nhiệt độ không khí thay đổi thì dầm thép hấp thụ và tản nhiệt nhanh hơn. Như vậy giữa dầm thép và bản bê tông có sự chênh lệch nhiệt độ tức là có biến dạng khác nhau làm sinh ứng suất phụ.

Sự chênh lệch nhiệt độ của bản bê tông và dầm thép phụ thuộc điều kiện khí hậu, tính chất tác dụng của nhiệt độ và đặc điểm cấu tạo của kết cấu liên hợp.

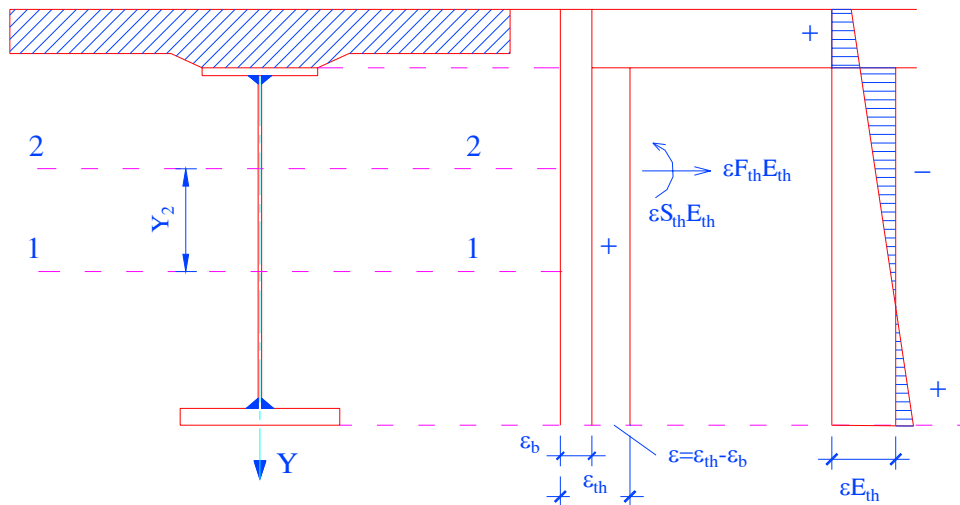
Người ta thường xét 2 trường hợp:

- Khi nhiệt độ dầm thép cao hơn bản bê tông lấy  $t_{\max}=30^\circ\text{C}$ . Khi đó trong bản và các thớ ngoài cùng của dầm thép xuất hiện ứng suất kéo, còn sườn dầm xuất hiện ứng suất nén.
- Khi nhiệt độ dầm thép thấp hơn bản bê tông lấy  $t_{\max}=-15^\circ\text{C}$ . Khi đó dấu ứng suất ngược lại với trường hợp trên.

Người ta cũng có 2 quan niệm về nhiệt độ trong dầm thép:

- Khi nhiệt độ trong dầm thép đồng đều:
  - ✚ Trong trường hợp này biểu đồ biến dạng tương đối biểu diễn bằng đường thẳng.
  - ✚ Vì có sự liên kết chặt chẽ giữa bản mặt cầu và dầm thép, nên trong tiết diện liên hợp sẽ phát sinh ứng suất và cân bằng lẫn nhau. Bên cạnh đó tiết diện liên hợp vẫn phẳng khi bị biến dạng.
  - ✚ Để xác định ứng suất sản sinh trong tiết diện, ta đặt vào tiết diện liên hợp 1 lực dọc cần thiết nhằm cân bằng với biến dạng đó. Lực này có trị số  $\varepsilon F_{th} E_{th}$  đặt ở trọng tâm biểu đồ biến dạng tương đối (trọng tâm của dầm thép) và sẽ gây ra 1 mômen  $\varepsilon S_{th} E_{th}$  đối với trọng tâm của tiết diện liên hợp

với  $S_{th}$  là mômen tĩnh của dầm thép đối với trọng tâm của tiết diện liên hợp.



Hình 4.52: Biểu đồ ứng suất pháp do nhiệt độ

✚ Ứng suất trong bản bê tông:

○ Tại mép trên:

$$\sigma_{bt,tr} = \frac{1}{n} \cdot \left( \frac{\varepsilon \cdot F_{th} \cdot E_{th}}{F_{td}} - \frac{\varepsilon \cdot S_{th} \cdot E_{th}}{I_{td}} \cdot y_{2bt,tr} \right) = \varepsilon \cdot E_b \cdot \left( \frac{F_{th}}{F_{td}} - \frac{S_{th}}{I_{td}} \cdot y_{2bt,tr} \right) \quad (4.74)$$

○ Tại mép dưới:

$$\sigma_{bt,d} = \frac{1}{n} \cdot \left( \frac{\varepsilon \cdot F_{th} \cdot E_{th}}{F_{td}} - \frac{\varepsilon \cdot S_{th} \cdot E_{th}}{I_{td}} \cdot y_{2bt,d} \right) = \varepsilon \cdot E_b \cdot \left( \frac{F_{th}}{F_{td}} - \frac{S_{th}}{I_{td}} \cdot y_{2bt,d} \right) \quad (4.75)$$

✚ Ứng suất trong dầm thép:

○ Tại mép trên:

$$\sigma_{th,tr} = \left( \frac{\varepsilon \cdot F_{th} \cdot E_{th}}{F_{th}} - \frac{\varepsilon \cdot F_{th} \cdot E_{th}}{F_{td}} + \frac{\varepsilon \cdot S_{th} \cdot E_{th}}{I_{td}} \cdot y_{2th,tr} \right) = \varepsilon \cdot E_{th} \cdot \left( 1 - \frac{F_{th}}{F_{td}} + \frac{S_{th}}{I_{td}} \cdot y_{2th,tr} \right) \quad (4.76)$$

○ Tại mép dưới:

$$\sigma_{th,d} = \left( \frac{\varepsilon \cdot F_{th} \cdot E_{th}}{F_{td}} + \frac{\varepsilon \cdot S_{th} \cdot E_{th}}{I_{td}} \cdot y_{2th,d} - \frac{\varepsilon \cdot F_{th} \cdot E_{th}}{F_{th}} \right) = \varepsilon \cdot E_{th} \cdot \left( \frac{F_{th}}{F_{td}} + \frac{S_{th}}{I_{td}} \cdot y_{2th,d} - 1 \right) \quad (4.77)$$

Trong đó:

+ $\varepsilon = \alpha t$ : biến dạng tương đối của dầm thép so với bản.

+ $\alpha$ : hệ số giãn nở vì nhiệt, lấy bằng 0.00001.

- Khi nhiệt độ trong dầm thép không đồng đều:

✚ Trong trường hợp này nhiệt độ thay đổi theo quy luật đường cong.

✚ Ứng suất trong bản bê tông:

$$\sigma_{bt} = \alpha \cdot t_{\max} \cdot E_b \cdot \left( \frac{F_T}{F_{td}} - \frac{S_T}{I_{td}} \cdot z_2 \right) \quad (4.78)$$

✚ Ứng suất trong dầm thép:



$$\sigma_{th} = \alpha \cdot t_{max} \cdot E_{th} \cdot \left( \frac{F_T}{F_{td}} - \frac{S_T}{I_{td}} \cdot z_2 - \psi \right) \quad (4.79)$$

Trong đó:

+ $z_2$ : tung độ của các điểm trên tiết diện liên hợp, lấy dấu cộng nếu nằm trên trục trung hòa giai đoạn 2 và ngược lại.

+ $F_T$ : diện tích tiết diện quy ước của phần tiết diện bị đốt nóng, lấy bằng  $F_T = 0.8F_v + 0.3F_u$ .

+ $F_v, F_u$ : diện tích tiết diện sườn dầm và biên dưới.

+ $S_T$ : mômen tĩnh quy ước của phần tiết diện bị đốt nóng, lấy bằng

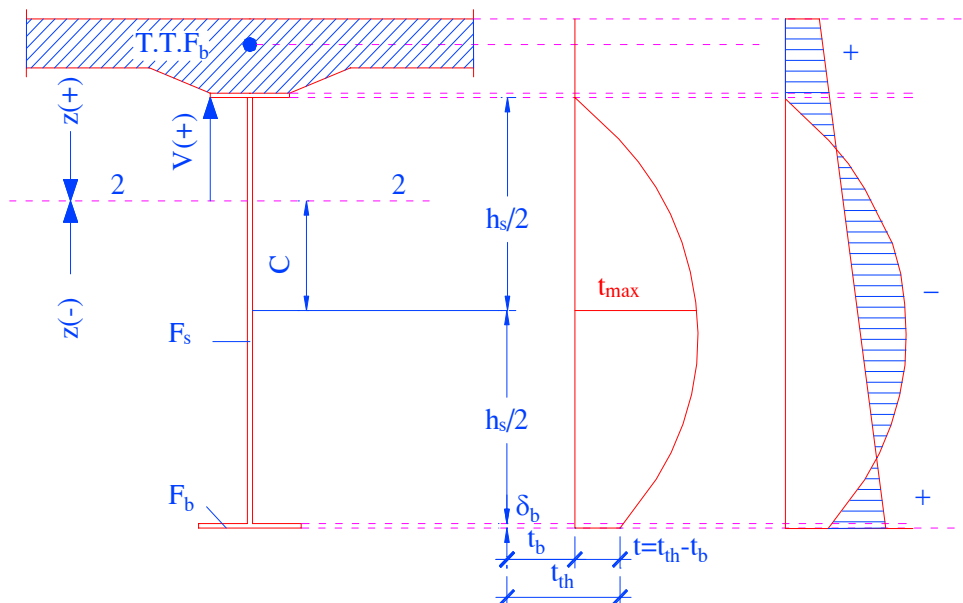
$$S_T = \left[ 0.4h_s - 0.8 \left( \frac{h_s}{2} - c \right) \right] F_v + 0.3F_u \left( \frac{h_s}{2} + c - \frac{\delta_b}{2} \right).$$

+ $h_s, \delta_b$ : chiều cao sườn dầm và chiều dày bản biên.

+ $c$ : khoảng cách từ điểm chia đôi sườn dầm đến trục trung hòa của tiết diện liên hợp.

+ $\psi$ : hệ số được tính  $\psi = \sqrt{3.91 \frac{v}{h_s} - 3.82 \left( \frac{v}{h_s} \right)^2}$ , với  $v$  là khoảng cách từ mép trên sườn dầm đến thớ khảo sát. Đối với thớ trên dầm thép có  $\frac{v}{h_s} = 0 \rightarrow \psi = 0$ , thớ dưới của

dầm thép  $\frac{v}{h_s} = 1 \rightarrow \psi = 0.3$ .



Hình 4.53: Biểu đồ ứng suất pháp do nhiệt độ phân bố theo đường cong

### 8.3.2-Do co ngót của bê tông:

Co ngót của bê tông cũng gây ra ứng suất phụ trong dầm liên hợp và hiện tượng này hoàn toàn giống trường hợp nhiệt độ của bản bê tông mặt cầu thấp hơn so với nhiệt độ của dầm thép. Vì vậy việc tính toán co ngót cũng tương tự khi tính với sự thay đổi nhiệt độ trong dầm thép. Trong các công thức trên,  $\varepsilon$  được thay thế bằng biến dạng

tương đối do co ngót  $\varepsilon_c$ . Nếu không có số liệu nghiên cứu cụ thể thì có thể lấy  $\varepsilon_c=2*10^{-4}$  khi bản toàn khối và  $\varepsilon_c=1*10^{-4}$  khi bản lắp ghép.

Khi tính toán co ngót 1 cách gần đúng có thể lấy môđun đàn hồi giả định  $E_c=0.5E_b$ .

### 8.3.3-Tổ hợp ứng suất:

Sự thay đổi nhiệt độ và co ngót được tổ hợp ứng suất như sau:

- Sự chênh lệch nhiệt độ dương và sự co ngót.
- Sự chênh lệch nhiệt độ âm thì không kể co ngót vì nó không thể xuất hiện.

Hệ số vượt tải đối với co ngót là 1.0 và đối với sự chênh lệch nhiệt độ là 1.1; các hệ số vượt tải của hoạt tải được giảm đi 20%.

Thông thường trong các cầu ô tô nhịp đơn giản, tổ hợp các tải trọng phụ có xét đến ảnh hưởng co ngót và sự chênh lệch nhiệt độ không phải là tổ hợp tính toán.

### 8.4-Tính neo liên kết giữa bản bê tông và dầm thép:

Khi dầm liên hợp làm việc chịu uốn, giữa bản bê tông và dầm thép sản sinh ra lực trượt. Lực này do tĩnh tải phân 2 và hoạt tải gây ra. Co ngót và sự thay đổi nhiệt độ chỉ gây ra lực trượt đầu dầm, các đoạn dầm còn lại không phát sinh thêm gì.

Trong hệ siêu tĩnh, ảnh hưởng của co ngót, sự thay đổi nhiệt độ và từ biến đều gây ra lực trượt giữa bản và dầm thép.

#### 8.4.1-Các lực tác dụng lên neo:

##### 8.4.1.1-Lực trượt giữa bản và dầm thép:

Lực trượt trên 1 đơn vị chiều dài được tính:

$$T_0 = \frac{Q_{II}^t \cdot S_{td}^b}{I_{td}^b} + \frac{Q_{II}^h \cdot S_{td}^h}{I_{td}^h} + \frac{Q^c \cdot S_{td}^c}{I_{td}^c} + \frac{Q^T \cdot S_{td}^T}{I_{td}^T} \quad (4.80)$$

Trong đó:

+ $Q_{II}^t$ ,  $Q_{II}^h$ : lực cắt do tĩnh tải và hoạt tải trong giai đoạn II.

+ $Q^c$  và  $Q^T$ : lực cắt do co ngót và sự thay đổi nhiệt độ, chỉ có trong các hệ siêu tĩnh và khi tính toán với các tổ hợp phụ của tải trọng.

+ $I_{td}^b$ ,  $S_{td}^b$ : mômen quán tính của tiết diện liên hợp và mômen tĩnh của bản đối với trục trung hòa tiết diện liên hợp có xét đến từ biến thông qua môđun đàn hồi  $E_b$ .

+ $I_{td}^c$ ,  $S_{td}^c$ : cũng như trên nhưng có xét đến co ngót thông qua môđun giả định  $E_c$ .

Trong dầm đơn giản, công thức (4.80) được viết lại:

$$T_0 = \frac{(Q_{II}^t + Q_{II}^h) S^b}{I_{td}} \quad (4.81)$$

Trong đó:

+ $S^b$ : mômen tĩnh của bản đối với trục trung hòa tiết diện liên hợp.

Nếu gọi  $a$  là khoảng cách giữa các neo thì lực trượt lên 1 neo là  $T=T_0 \cdot a$ .

##### 8.4.1.2-Lực trượt do co ngót và nhiệt độ thay đổi tại các đầu dầm:

$$\text{Do co ngót: } T_c = \sigma_{bt,0}^c \cdot F_b - \sigma_a^c \cdot F_a \quad (4.82)$$

$$\text{Do sự thay đổi nhiệt độ: } T_T = \sigma_{bt,0}^T \cdot F_b + \sigma_a^T \cdot F_a \quad (4.83)$$

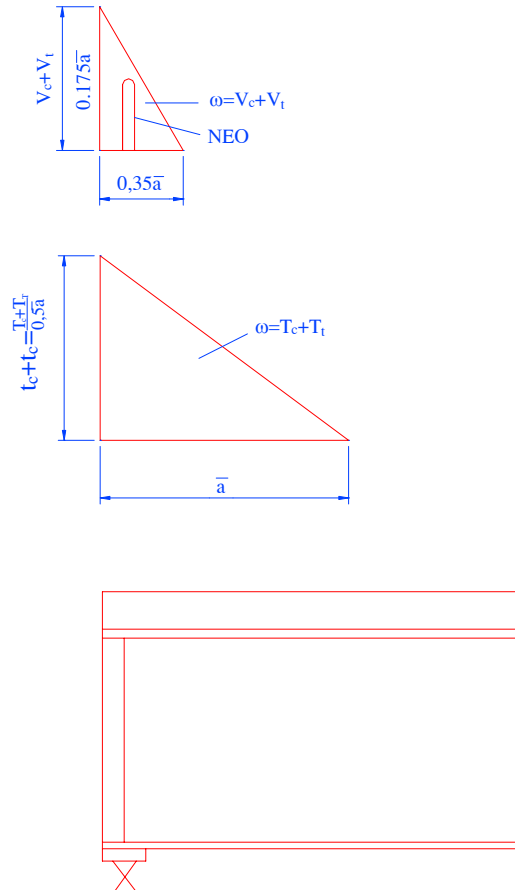
Trong đó:

$+\sigma_{bt,0}^c, \sigma_{bt,0}^T$ : ứng suất tại trọng tâm bản do co ngót và nhiệt độ thay đổi không đều.

$+\sigma_a^c, \sigma_a^T$ : ứng suất tại trọng tâm cốt thép bản do co ngót và nhiệt độ thay đổi không đều.

$+F_b, F_a$ : diện tích bản và cốt thép trong bản.

Các lực trượt  $T_c$  và  $T_T$  được xem phân bố trên chiều dài  $\bar{a}$  của đoạn đầu dầm theo biểu đồ tam giác,  $\bar{a} = \max\{0.7H, b, c\}$  với H là chiều cao tiết diện liên hợp, b và c là cánh chìa tính toán của bản.



Hình 4.54: Biểu đồ phân bố lực trượt và lực bóc đầu dầm

### 8.4.1.3-Lực bóc đầu dầm do co ngót và nhiệt độ thay đổi:

Sự co ngót và nhiệt độ thay đổi không đều không những gây ra lực trượt mà còn gây ra lực bóc ở đầu dầm. Lực bóc này được xác định theo công thức nửa thực nghiệm:

- Do co ngót:  $V_c = \frac{2 \cdot z_b \cdot T_c}{a}$  (4.84)

- Do sự thay đổi nhiệt độ:  $V_T = \frac{2 \cdot z_b \cdot T_T}{a}$  (4.85)

Trong đó:

$+z_b$ : khoảng cách từ trọng tâm của bản đến mép trên dầm thép,  $z_b = y_{2bt,0} - y_{2bt,d}$ .

$+a$ : chiều dài phân bố của lực  $V_c$  và  $V_T$ , được lấy bằng  $0.35\bar{a}$  nếu  $\bar{a} = b$  hoặc  $c$ , bằng  $0.25\bar{a}$  nếu  $\bar{a} = 0.7H$ .

### 8.4.2-Tính khả năng chịu của neo:

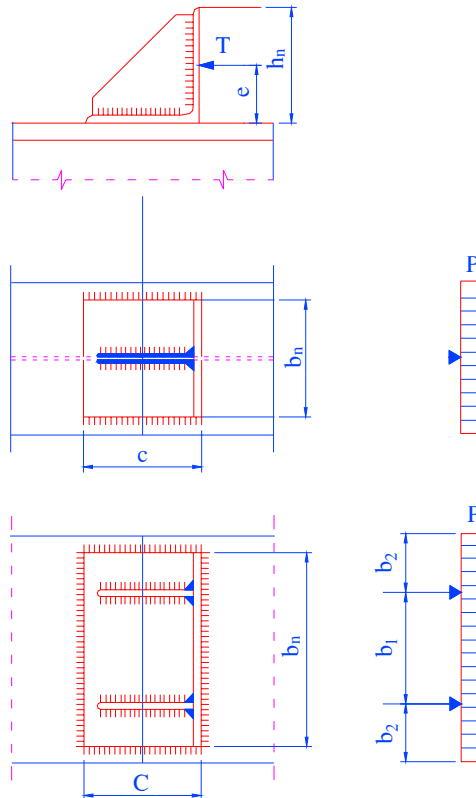
#### 8.4.2.1-Tính neo cứng:

Khả năng chịu lực của neo cứng chính là khả năng chịu ép mặt của nó. Lực trượt tối đa mà nó có thể tiếp nhận:

$$T = F_{em} \cdot R_{em} \quad (4.86)$$

Trong đó:

- + $F_{em}$ : diện tích chịu ép mặt của neo, được tính  $F_{em} = b_n \cdot h_n$ .
- + $b_n, h_n$ : bề rộng và chiều cao của neo.
- + $R_{em}$ : cường độ chịu ép mặt của bê tông, lấy bằng  $1.6R_{lt}$  đối với cầu ô tô và  $2R_{lt}$  đối với cầu xe lửa.
- + $R_{lt}$ : cường độ chịu nén dọc trục của bê tông.



Hình 4.55: Tính toán neo cứng

Neo cứng cũng phải cần kiểm tra điều kiện bên:

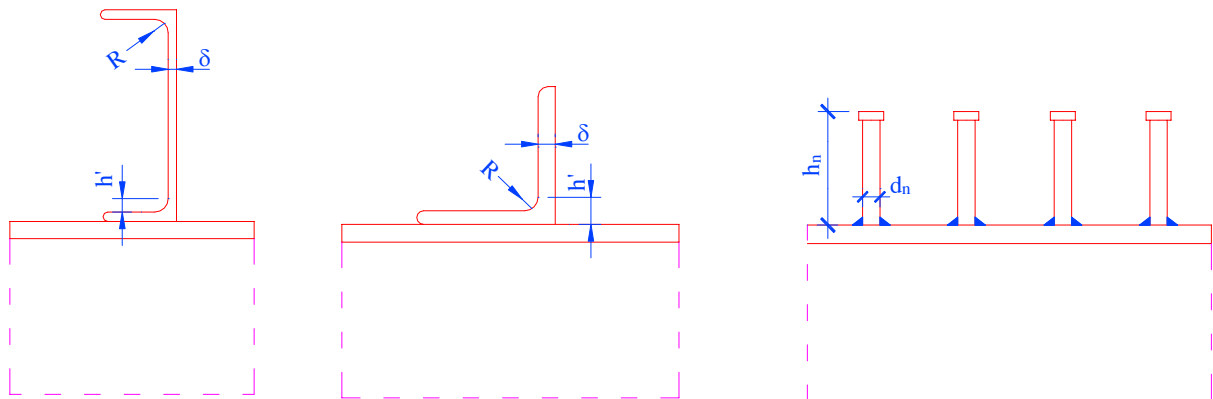
- Lực  $T$  được quy thành lực phân bố:  $p = \frac{T}{b_n \cdot h_n}$ .
- Đối với neo có 1 sườn, mômen  $M = \frac{1}{8} \cdot p \cdot b_n^2$ .
- Đối với neo 2 sườn, mômen  $M = 0.025 p \cdot b_n^2$  được xuất phát từ điều kiện độ võng giữa nhịp và 2 đầu mút thừa bằng nhau, khi đó  $b_1 = 0.56b_n$  và  $b_2 = 0.22b_n$ .
- Kiểm tra điều kiện bên:  $\sigma = \frac{M}{W} = \frac{6M}{1 \cdot \delta^2} \leq R_u$ , với  $\delta$  và  $R_u$  là chiều dày bản neo và cường độ chịu uốn của thép làm neo.

Tính mối hàn:

- Mối hàn liên kết neo và biên dầm chịu lực  $T$  và mômen  $M = T \cdot e$ .

- Ứng suất trong đường hàn:  $\sigma_h = \frac{T.e}{W_h}$  và  $\tau_h = \frac{T}{F_h}$ , với  $F_h$ ,  $W_h$  là diện tích và mômen chống uốn của mối hàn. Trường hợp chỉ có hàn cạnh  $F_h = 2h_h.c$  và  $W_h = 2\frac{h_h.c^2}{6}$ ; trường hợp hàn theo chu vi neo  $F_h = 2h_h.c + 2h_h.b_n$  và  $W_h = 2\frac{h_h.c^2}{6} + h_h.b_n.c$  với  $h_h$  là bề dày tính toán của mối hàn.
- Kiểm tra ứng suất chính đường hàn:  $\sigma_{ch} = \frac{\sigma_h}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_h}{2}\right)^2 + \tau_h^2} \leq R_h$  với  $R_h$  là cường độ tính toán của mối hàn.

#### 8.4.2.2-Tính neo mềm:



Hình 4.56: Tính toán neo mềm

Khả năng chịu lực của neo mềm làm bằng thép hình:  $T = 55(h' + 0.5\delta)b_n\sqrt{R_b}$  (4.87)

Khả năng chịu lực của neo mềm làm bằng thép tròn:

$$\left[ \begin{array}{l} T = 24h_n d_n \sqrt{R_t} \text{ khi } \frac{h_n}{d_n} < 4.2 \\ T = 100d_n^2 \sqrt{R_t} \text{ khi } \frac{h_n}{d_n} > 4.2 \\ T \leq \frac{\pi}{4} d_n^2 \cdot R_0 \end{array} \right. \quad (4.88)$$

Trong đó:

+h': tổng bán kính cong và bề dày của thép hình, cm.

+delta: chiều dày sườn thép hình, cm.

+h<sub>n</sub>, d<sub>n</sub>: chiều dài và đường kính thép tròn, cm.

+R<sub>b</sub>: cường độ tính toán bê tông, kg/cm<sup>2</sup>.

+R<sub>0</sub>: cường độ tính toán thép chịu lực dọc trục của neo, kg/cm<sup>2</sup>.

Chú ý đường kính thép tròn làm neo không nên > 25mm để đảm bảo neo tương đối mềm.

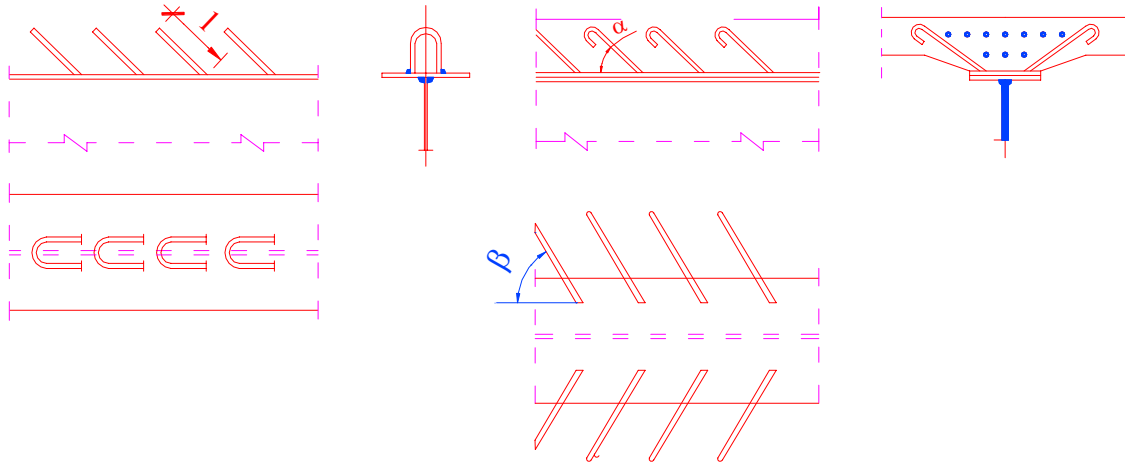
#### 8.4.2.3-Tính neo cốt thép nghiêng:

Khả năng chịu lực trượt của 1 neo hình quai sanh hoặc 1 nhánh neo được lấy trị số nhỏ hơn giữa các trị số được xác định theo công thức sau đây:

$$\begin{cases} T = R_a F_a \cos \alpha \cos \beta + 100d^2 \sqrt{R_{lt}} \cdot \sin \alpha \\ T = R_a F_a (\cos \alpha \cos \beta + 0.8 \sin \alpha) \end{cases} \quad (4.89)$$

Trong đó:

- +d,  $F_a$ : đường kính và diện tích tiết diện thanh neo, cm và  $\text{cm}^2$ .
- + $\alpha$ : góc nghiêng của neo so với biên dầm trong mặt phẳng dầm.
- + $\beta$ : góc giữa hình chiếu bằng của neo và phương dọc dầm.



Hình 4.57: Tính toán neo cốt thép nghiêng

Đường kính neo thường dùng  $d=12-16\text{mm}$ . Chiều dài tính toán của neo không  $< 7d$  và  $12\text{cm}$  với neo quai sanh và  $25d$  với neo nhánh đơn. Khoảng cách tính giữa các neo theo phương dọc cầu không  $< 3d$  nếu bố trí theo hàng và  $2d$  nếu bố trí theo ô cờ. Nếu neo quai sanh nằm gọn trong sườn BTCT và có chiều dài  $< 25d$  thì bề rộng không  $> 1/3$  bề rộng sườn. Nếu chiều dài neo quai sanh lấy bằng kích thước tối thiểu thì khoảng cách  $b$  giữa các nhánh của nó phải đủ lớn để thỏa mãn điều kiện bê tông không bị ép mặt quá lớn:

$$b \geq \frac{2 \cdot R_a \cdot F_a}{3.5 R_{lt} \cdot d}$$

(4.90)

### 8.4.3-Tổ hợp tải trong tác dụng lên neo và bố trí neo trong dầm:

#### 8.4.3.1-Tổ hợp tải trong:

Có 4 tổ hợp tải trọng:

- Tổ hợp chính thứ 1: tĩnh tải phần 2, hoạt tải đứng trên phần dương của đ.a.h lực cắt.
- Tổ hợp chính thứ 2: tĩnh tải phần 2, hoạt tải đứng trên phần âm của đ.a.h lực cắt.
- Tổ hợp phụ thứ 1: tĩnh tải phần 2, hoạt tải đứng trên phần dương của đ.a.h lực cắt và chênh lệch nhiệt độ âm  $t_{\max}=-15^\circ\text{C}$ .
- Tổ hợp phụ thứ 2: tĩnh tải phần 2, hoạt tải đứng trên phần âm của đ.a.h lực cắt và chênh lệch nhiệt độ dương  $t_{\max}=30^\circ\text{C}$ .

Chú ý đến việc lấy hệ số vượt tải nếu lực trượt do tĩnh tải 2 và do hoạt tải cùng dấu thì lấy  $\eta_t > 1$ , còn khác dấu lấy  $< 1$ . Đối với tổ hợp phụ hệ số vượt tải của hoạt tải giảm đi 20%.



**8.4.3.2-Bố trí neo:**

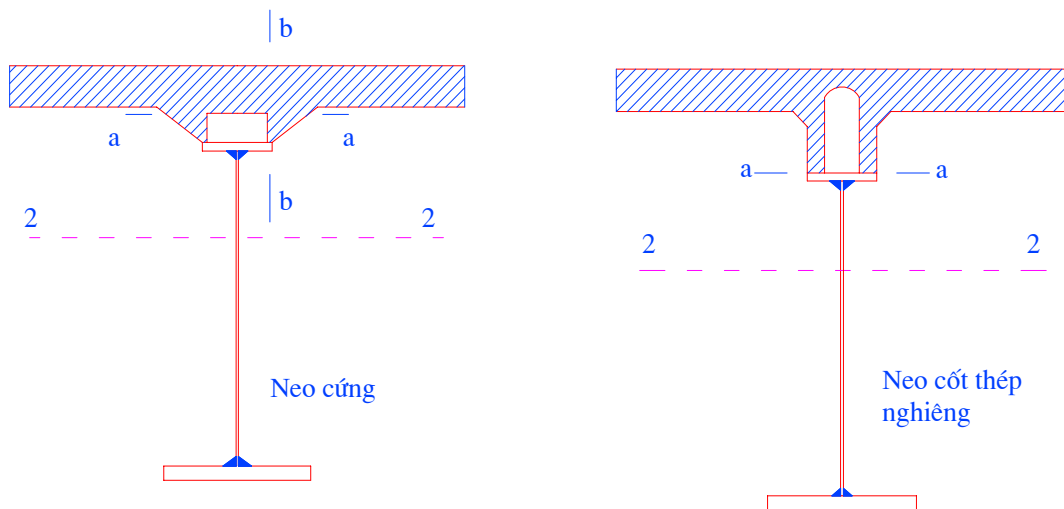
Sử dụng kết quả tính toán trên, ta chọn ra các giá trị bất lợi nhất để vẽ biểu đồ lực trượt  $T_0$  trên 1/2 chiều dài dầm. Căn cứ vào biểu đồ này và khả năng chịu lực của 1 neo

$$T \text{ để tính ra khoảng cách giữa các neo: } a = \frac{T}{T_0} \quad (4.91)$$

Vì độ lớn của  $T_0$  thay đổi trên chiều dài dầm nên khoảng cách giữa các neo sẽ thay đổi theo. Để đơn giản, ta nên chia dầm thành 1 số đoạn, trên mỗi đoạn các neo được bố trí cách đều nhau.

Để tránh lực tập trung lên neo và ứng suất cục bộ quá lớn, khoảng cách giữa các neo cứng không  $> 8$  lần chiều dày trung bình của bản. Bước neo không được  $< 3.5h_n$  để cho bê tông giữa các neo không bị phá hoại do bị cắt quá lớn.

Để chịu lực bóc đầu dầm, có thể bố trí neo quai sanh thẳng đứng. Các neo này được hàn trực tiếp vào dầm thép và đặt tại trọng tâm của biểu đồ phân bố lực  $V_c + V_T$ .

**8.4.4-Kiểm tra ứng suất tiếp và ứng suất chính tại thớ liên kết bản vào dầm:**

Hình 4.58: Vị trí tính toán ứng suất tiếp và chính

Sau khi bố trí neo, cần phải kiểm tra ứng suất cắt và ứng suất chính trong các tiết diện dọc bản, nằm sát đường bao ngang và đứng của neo cứng (thớ a-a và thớ b-b) hoặc tiếp giáp giữa đáy bản và mặt trên dầm thép nếu dùng neo thép nghiêng (thớ a-a).

Tính ứng suất tiếp do lực cắt tiêu chuẩn lớn nhất gây ra:

- Tại thớ a-a:  $\tau_1 = \frac{Q_{II} \cdot S_{2a}}{n \cdot I_{td} \cdot b_1} \leq R_{kc}^0 \quad (4.92)$

Trong đó:

+  $b_1$ : bề rộng phần bản bê tông tại thớ a-a.

+  $S_{2a}$ : mômen tĩnh đối với trục trung hòa 2-2 của phần bê tông nằm trên thớ a-a.

+  $R_{kc}^0$ : cường độ chịu kéo của bê tông khi duyệt ứng suất chính.

- Tại thớ b-b:  $\tau_1 = \frac{1.5 Q_{II} \cdot S_{2b}}{n \cdot I_{td} \cdot h_b} \leq R_{kc}^0 \quad (4.93)$

Trong đó:

+  $h_b$ : chiều cao bản bê tông tại thớ b-b.

$+S_{2b}$ : mômen tĩnh đối với trục trung hòa 2-2 của phần bê tông nằm phía ngoài thớ b-b.

Tính ứng suất tiếp và ứng suất pháp tại thớ a-a của tiết diện vừa có lực cắt và mômen lớn gây ra: 
$$\sigma_1 = \frac{M_{II} \cdot y_{2a}}{nI_{td}} \tag{4.94}$$

Trong đó:

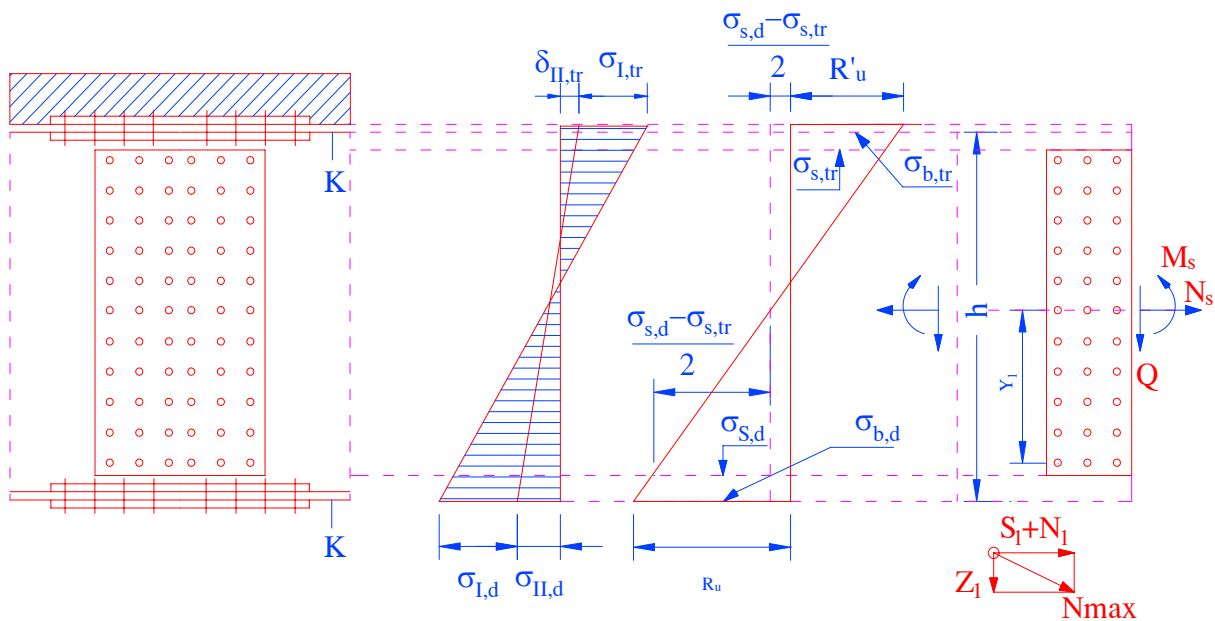
$+y_{2a}$ : khoảng cách từ trục 2-2 đến thớ a-a.

Điều kiện kiểm tra ứng suất kéo chính: 
$$\sigma_{ch} = \pm \frac{\sigma_1}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_1}{2}\right)^2 + \tau_1^2} \leq 0.75R_k^0 \tag{4.95}$$

Trong đó:

$+R_k^0$ : cường độ chịu kéo dọc trục của bê tông.

**8.5-Tính toán mối nối dầm liên hợp:**



Hình 4.58: Mối nối dầm liên hợp

Mối nối của dầm liên hợp có cấu tạo tương tự như mối nối trong cầu dầm thép đơn thuần. Tuy nhiên do kích thước biên dầm và ứng suất biên trên và dưới khác nhau nên kích thước bản nối cũng như số đỉnh mỗi biên không giống nhau. Khi tính đặc trưng hình học tiết diện phải kể đến giảm yếu. Đối với bản nối biên dầm lấy theo đường kính lỗ đỉnh và số đỉnh thực tế trên 1 hàng ngang, còn đối với sườn dầm có thể lấy gần đúng khoảng 15%. Tiết diện giảm yếu của bản nối không được < tiết diện nguyên của phần tố cần nối.

Tính mối nối biên dầm:

- Ta xem ứng suất lớn nhất tại mép dầm thép đạt cường độ tính toán  $R_u$ , còn mép kia đạt tới  $R'_u$  được lấy theo tỷ lệ: 
$$R'_u = \frac{\sigma_{1,tr} + \sigma_{2,tr}}{\sigma_{1,d} + \sigma_{2,d}} R_u \tag{4.96}$$

- Nội lực tính toán trong biên dầm: 
$$\begin{cases} N_{tr} = \sigma_{b,tr} \cdot F_{tr} \\ N_d = \sigma_{b,d} \cdot F_d \end{cases} \tag{4.97}$$

Trong đó:

$+\sigma_{1,tr}, \sigma_{2,tr}, \sigma_{1,d}, \sigma_{2,d}$  ứng suất tại mép trên và mép dưới của dầm thép ứng với 2 giai đoạn.

$+\sigma_{b,tr}, \sigma_{b,d}$ : ứng suất tại trọng tâm của các bản nối biên dầm, xác định bằng cách tính tỷ lệ.

$+F_{tr}, F_d$ : diện tích ứng các bản nối biên dầm có trừ giảm yếu.

- Số lượng đỉnh được xác định:

$$\begin{cases} n_{tr} = \frac{N_{tr}}{m_2[S]_d} \\ n_d = \frac{N_d}{m_2[S]_d} \end{cases}$$

(4.98)

Trong đó:

$+ [S]_d$ : khả năng chịu lực của 1 đỉnh.

$+m_2$ : hệ số điều kiện làm việc, lấy bằng 1 đối với biên chịu nén và 0.9 đối với biên chịu kéo.

Tính mỗi nối sườn dầm:

- Biểu đồ sườn dầm có tính chất nén lệch tâm do mômen  $M_s$  và lực dọc  $N_s$  đặt tại

trọng tâm của sườn dầm. Chúng được xác định:

$$\begin{cases} M_s = \frac{\sigma_{s,d} + \sigma_{s,tr}}{2} \cdot \frac{I_s}{0.5h_s} \\ N_s = \frac{\sigma_{s,d} - \sigma_{s,tr}}{2} \cdot F_s \end{cases} \quad (4.99)$$

Trong đó:

$+\sigma_{s,tr}, \sigma_{s,d}$ : ứng suất tại mép trên và mép dưới của sườn dầm.

$+h_s, F_s, I_s$ : chiều cao, diện tích và mômen quán tính sườn dầm đã trừ giảm yếu.

Ta có thể lấy  $F_s = 0.85\delta_s \cdot h_s$ ,  $I_s = 0.85 \frac{\delta_s \cdot h_s^3}{12}$ .

- Lực dọc và lực cắt tác dụng lên mỗi đỉnh: 
$$\begin{cases} S_1 = \frac{N_s}{k} \\ Z = \frac{Q}{k} \end{cases} \quad (4.100)$$

Trong đó:

$+k$ : số đỉnh của 1/2 bản nối sườn dầm.

- Lực tác dụng lên đỉnh ngoài cùng do mômen uốn: 
$$N_1 = \frac{M_s \cdot y_{\max}}{\sum y_k^2}$$

(4.101)

- Tổng hợp lực tác dụng lên đỉnh nặng nhất:

$$N_{\max} = \sqrt{(S_1 + N_1)^2 + Z^2} \leq [S]_d \quad (4.102)$$

## 8.6-Tính đô võng của kết cấu nhịp:

Độ võng của dầm thép liên hợp với bản BTCT sẽ tăng dần theo thời gian ảnh hưởng của bê tông bị biến dạng dẻo. Nếu không làm trụ tạm để điều chỉnh ứng suất thì độ võng do tải phân 1 đwoj tính theo công thức:

$$f_1 = \frac{5g_1.l^4}{384E_{th}.I_{th}} \left[ 1 + \frac{3}{25} \cdot \frac{I_{th} - I_{0,th}}{I_{0,th}} \right]$$

(4.103)

Trong đó:

+ $I_{th}, I_{0,th}$ : mômen quán tính của tiết diện dầm thép tại giữa nhịp và tại gối.

+ $g_1$ : cường độ phân bố tiêu chuẩn của tải 1, kể cả trọng lượng ván khuôn.

Khi bố trí trụ tạm nhưng chưa kích thì độ võng nói trên bằng không. Dưới tác dụng của lực điều chỉnh  $\Delta_R$ , dầm thép sẽ võng lên 1 đoạn:

$$f_1 = \frac{5\Delta_R.l^3}{48E_{th}.I_{th}} \left[ 1 + \frac{3}{25} \cdot \frac{I_{th} - I_{0,th}}{I_{0,th}} \right] \quad (4.104)$$

Độ võng do tải phân 2, lực xả kích, tháo dỡ trụ tạm và ván khuôn được xác định theo công thức:

$$f_1 = \left[ \frac{5(g_2 - g_v)l^4}{384E_{th}I_{td}} + \frac{5(R + \Delta_R)l^3}{48E_{th}I_{td}} \right] \left[ 1 + \frac{3}{25} \cdot \frac{I_{td} - I_{0,td}}{I_{0,td}} \right] \quad (4.105)$$

Trong đó:

+ $I_{td}, I_{0,td}$ : mômen quán tính của tiết diện dầm liên hợp tại giữa nhịp và tại gối, tính với  $n = \frac{E_{th}}{E_h}$ .

+ $\Delta_R$ : lực xả kích.

+ $g_v$ : trọng lượng tiêu chuẩn ván khuôn.

+ $R$ : phản lực trụ tạm.



## CHƯƠNG V: THIẾT KẾ CẦU DÀN THÉP

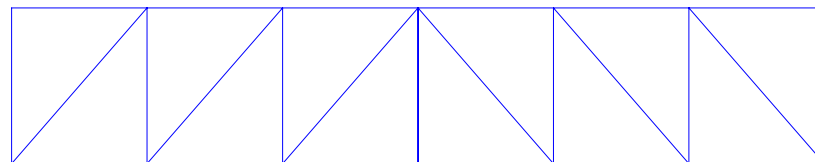
### §5.1 SƠ ĐỒ VÀ KÍCH THƯỚC CƠ BẢN

Với những nhịp  $\geq 40-50\text{m}$  thì cầu dàn thép có chi phí vật liệu ít hơn cầu dầm nhưng do cấu tạo, thi công phức tạp nên giá thành lại đắt hơn so với cầu dầm. Thực tế thấy rằng khi nhịp từ  $50-80\text{m}$  mà áp dụng cho cầu dàn có đường xe chạy trên và cầu dầm thì chúng có giá thành ngang nhau. Nếu nhịp lớn hơn hoặc dùng đường xe chạy dưới thì cầu dàn rẻ hơn nhiều. Đối với cầu xe lửa thì nhịp  $>50-60\text{m}$  thì kinh tế hơn.

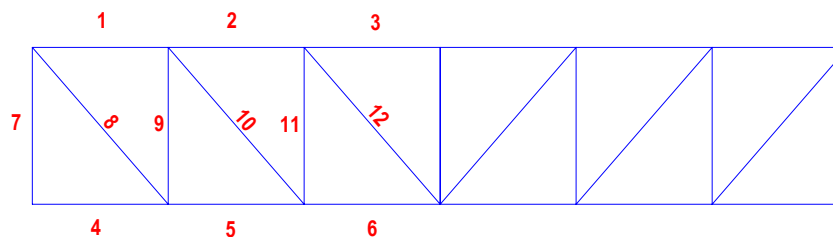
Cầu dàn có loại đơn giản, liên tục, nút thừa,... và hình thức cũng có nhiều loại. Việc chọn sơ đồ, kích thước cơ bản, loại dàn phụ thuộc vào nhiều yếu tố như chiều dài nhịp, tải trọng khổ cầu, chiều cao kiến trúc, điều kiện vận chuyển lắp ráp,...

#### 1.1-Các dạng cấu tạo mắc cào của dàn (hoa dàn):

Dàn thanh xiên:



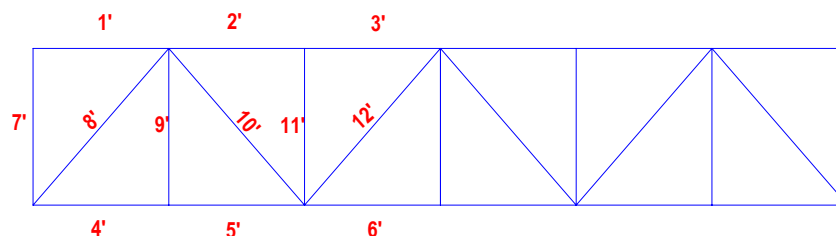
Loại 1



Loại 2

→Dàn thanh xiên 1 và 2 gần giống nhau. Thanh xiên dàn 1 chịu nén và thanh xiên dàn 2 chịu kéo. Do đó dàn thanh xiên 2 có lợi hơn.

Dàn tam giác:

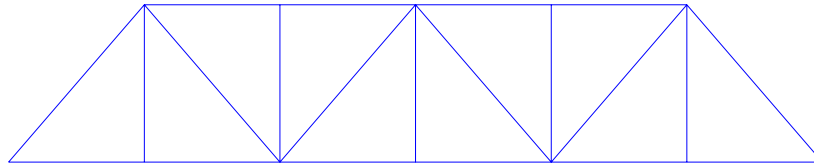


→Ta thử so sánh dàn tam giác với dàn thanh xiên loại 2:

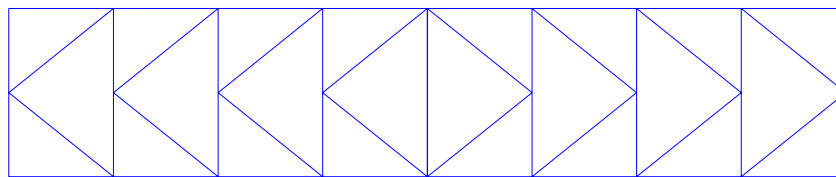
- Đối với thanh biên trên: thanh 1 > thanh 1', thanh 2 = thanh 2', thanh 3 > thanh 3'.
- Đối với thanh biên dưới : thanh 4 < thanh 4', thanh 5 = thanh 5', thanh 6 < thanh 6'.

- Đối với thanh đứng: các thanh đứng dàn thanh xiên làm việc với đ.a.h suốt chiều dài nhịp, còn dàn tam giác các thanh đứng làm việc cục bộ hoặc bằng 0.
- Đối với các thanh xiên: các thanh xiên của 2 loại dàn nói chung xấp xỉ nhau.

⇒ Như vậy các thanh biên và thanh xiên nói chung là như nhau, còn các thanh đứng dàn tam giác tiết kiệm vật liệu hơn. Do đó dàn tam giác có lợi hơn so với dàn thanh xiên. Ngoài ra đối với dàn tam giác ta có thể bỏ thanh biên đứng và biên trên ở đầu dàn để tiết kiệm vật liệu hơn:

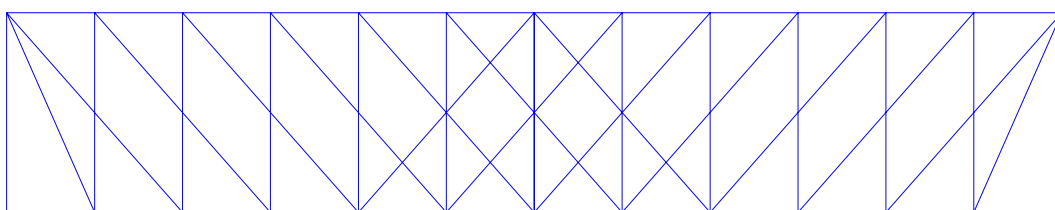
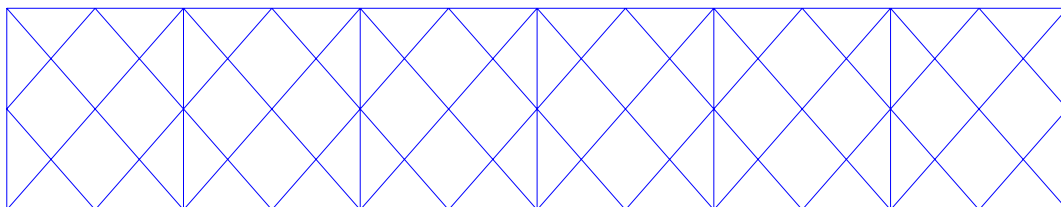


-Dàn chữ K:

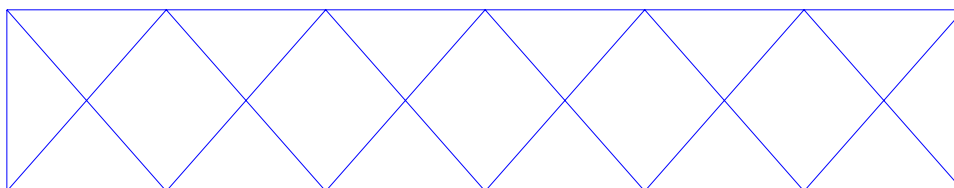


→ Loại này được sử dụng khi chiều cao lớn nhờ giảm được chiều dài thanh xiên và thanh đứng nên ổn định hơn. Ngoài ra có thể giảm chiều dài khoang mà vẫn giữ được góc xiên có lợi. Tuy nhiên hệ này có nhiều nút, cấu tạo phức tạp, hình thức bề ngoài không đẹp nên hạn chế phạm vi sử dụng của nó. Do vậy hệ này thường dùng trong hệ liên kết.

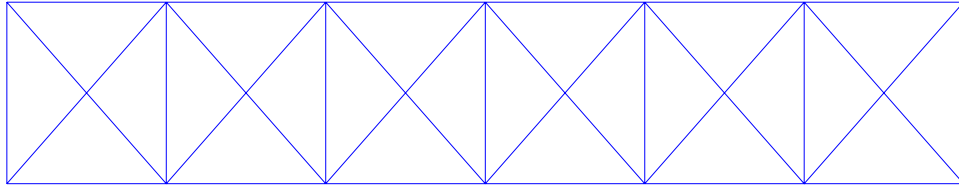
-Dàn nhiều thanh xiên:



→ Loại này là hệ có bậc siêu tĩnh rất cao, tính toán, cấu tạo và thi công phức tạp. Loại này được áp dụng rộng rãi ở thế kỷ 19, thường áp dụng cho cầu dàn gỗ. Sau đó người ta thay thế loại này bằng dàn có 2 thanh xiên:

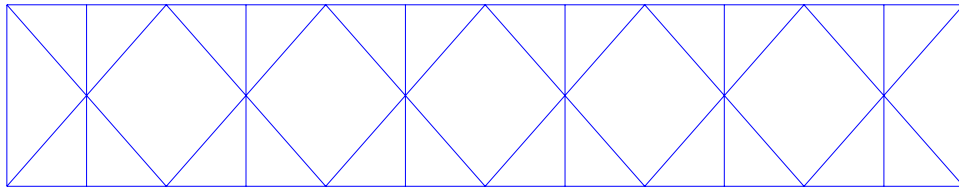


→ Loại này có nội lực trong thanh xiên và chiều dài tự do nhỏ đi nhưng điều này không giảm được khối lượng vì do không có thanh đứng nên gây khó khăn phức tạp thêm cho việc liên kết dầm ngang vào nút.



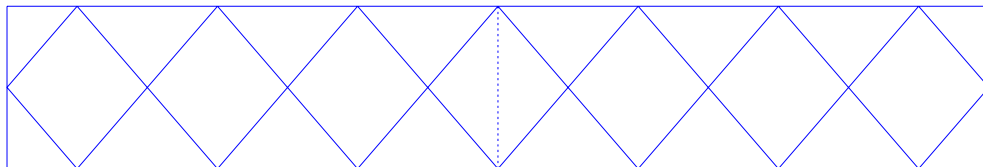
→ Nếu ta dùng loại 2 thanh xiên mà đưa thêm thanh đứng sẽ làm cho liên kết dầm ngang với nút dễ dàng hơn. Tuy nhiên nó không được sử dụng rộng rãi vì làm tăng khối lượng và hình thức lại không đẹp.

-Dàn chữ Ж:



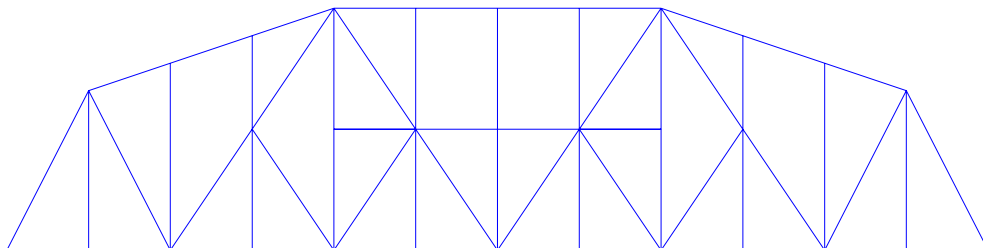
→ Loại này xuất phát từ loại 2 thanh xiên mà đưa thêm thanh đứng đi qua nút giữa thì khoảng của dàn và chiều dài tất cả các thanh giảm đi 2 lần. Do vậy có thể áp dụng khi khẩu độ và chiều cao dàn lớn hoặc là khi cần giảm chiều dài tự do của các thanh và chiều dài khoang mặt cầu.

-Dàn quả trám:



→ Dùng dàn 2 thanh xiên biến đổi hình thức để trở thành dàn quả trám. Loại này khi đó trở thành hệ biến hình nên thường bố trí thanh đứng hoặc thanh ngang ở giữa nhịp. Dàn này không có ưu điểm mặt kỹ thuật như đối với dàn 2 thanh xiên nhưng nó có hình thức đẹp và hoàn thiện hơn.

-Dàn có hình thức phân nhỏ:



→ Để giảm chiều dài tự do của các thanh, người ta dùng dàn phân nhỏ. Loại này thường dùng cho cầu nhịp lớn và tải trọng lớn. Thông thường gập dàn phân nhỏ ở dưới vì khi đó chỉ tăng nội lực trong thanh biên dưới chịu kéo chứ không tăng nội lực thanh biên trên



chịu ép khi bố trí dàn phân nhỏ ở trên, bên cạnh đó cũng hạ thấp được tâm tác dụng của tải trọng ngang.

Nhận xét:

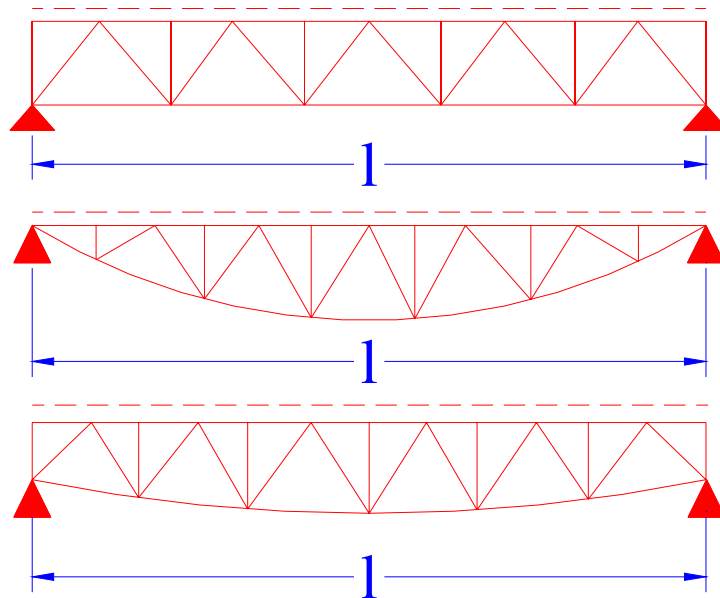
- Sự hoàn thiện kết cấu nhịp dàn phụ thuộc vào sự phát triển cơ học kết cấu, những thành tựu công nghiệp luyện kim và sự tích lũy kinh nghiệm thi công và khai thác của ngành xây dựng cầu.
- Nguyên tắc cải tiến kết cấu dàn đã được tiến hành theo hướng giảm bớt khối lượng kim loại, hạ thấp chi phí lao động về chế tạo nhờ đơn giản hóa sơ đồ thanh xiên, rút bớt số lượng nút và làm các thanh dàn lớn hơn.
- Ta thấy kết cấu nhịp dàn có rất nhiều hình thức khác nhau. Do vậy cần phải tiêu chuẩn hóa các kích thước hình học và thống nhất chúng thành từng loại để tạo ra những kết cấu nhịp dàn định hình.

## **1.2-Sơ đồ và kích thước cơ bản:**

### **1.2.1-Loại cầu dàn đơn giản:**

Đây là loại thông dụng nhất. Ta có thể chia làm 2 loại dàn có đường xe chạy trên và dàn có đường xe chạy dưới.

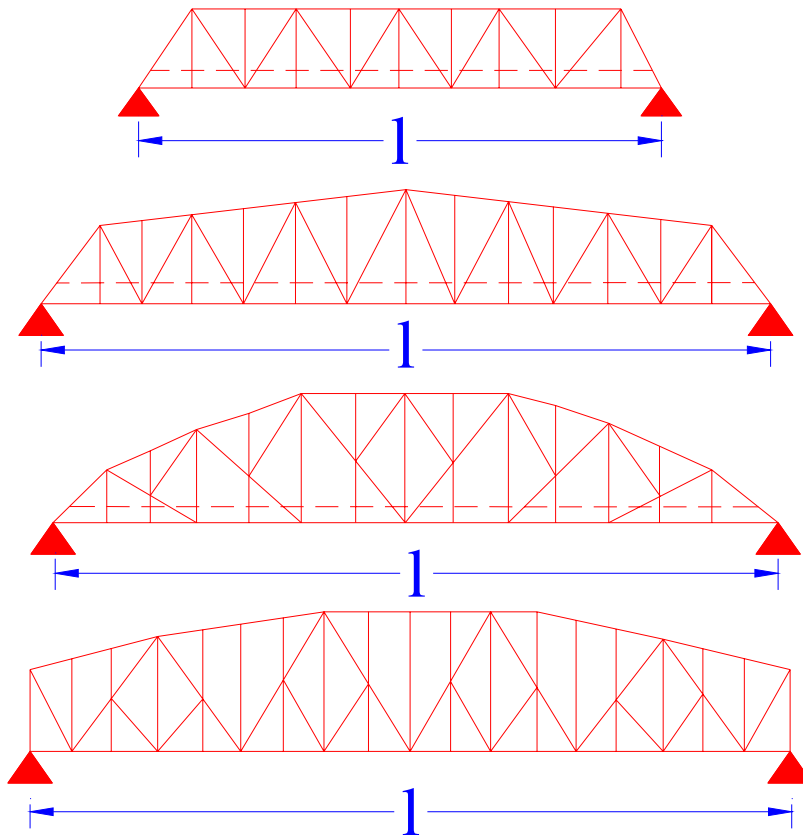
Loại dàn có đường xe chạy trên là cấu tạo đơn giản nhất nhưng có chung nhược điểm là chiều cao kiến trúc không hạn chế. Về phương diện kết cấu, dàn có biên song song là loại đơn giản hơn cả bởi vì các thanh đều có cùng chiều dài như nhau, các thanh xiên và thanh đứng cũng vậy. Do đó vấn đề tiêu chuẩn hóa các thanh và bản nút có thể thực hiện được. Về mặt thi công, có thể cho cần trục đi ở biên trên để lắp kết cấu nhịp. Dàn có biên thay đổi ít được dùng hơn. Các nút của biên có thể nằm trên đường parabol hoặc trên đường gãy khúc.



Hình 5.1: Dàn đơn giản có đường xe chạy trên

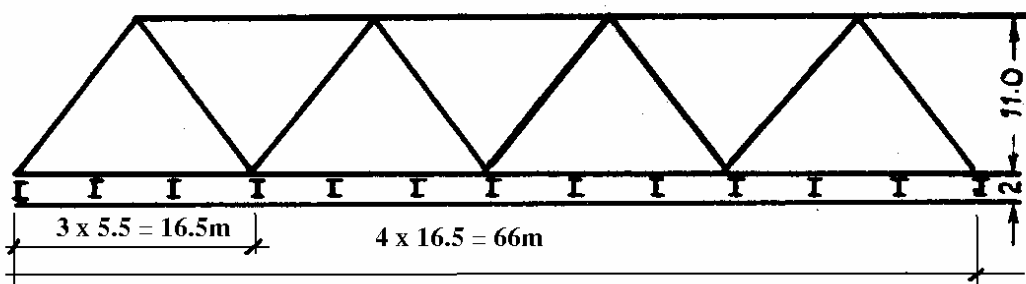
Loại dàn có đường xe chạy dưới: Khi nhịp không quá 80-100m tốt nhất nên làm dàn có biên song song. Khi nhịp lớn hơn có thể tăng chiều cao dàn ở giữa nhịp sẽ có lợi vì giảm được nội lực trong các thanh biên và tiết kiệm vật liệu. Cách đơn giản nhất để tăng chiều cao dàn chủ ở giữa nhịp là cấu tạo biên trên gãy khúc tại giữa nhịp. Nếu biên

trên làm theo đường parabol thì khối lượng thép làm dàn sẽ giảm đến mức tối thiểu. Đối với nhịp > 120-150m thường dùng dàn có biên trên đa giác và có cấu tạo thanh đứng ở gối. Khi chiều dài nhịp lớn, để giảm bớt chiều dài khoang dàn và của dầm dọc mặt cầu trong khi vẫn giữ được góc nghiêng của các thanh xiên không đổi, người ta dùng dàn phân nhỏ.



Hình 5.2: Dàn đơn giản có đường xe chạy dưới

Ngoài ra cũng cần nói thêm về dàn biên cứng. Đây là loại kết cấu rất kinh tế về mặt phương diện tiết kiệm thép, đồng thời đáp ứng những yêu cầu về cấu tạo và lắp ráp. Biên cứng ngoài lực dọc trục còn có mômen uốn, do đó có thể bố trí dầm ngang hệ mặt cầu không phụ thuộc vào nút và có thể bố trí theo điều kiện kinh tế nhất cho phân mặt cầu; đồng thời khi đó chiều dài khoang dàn cũng được chọn căn cứ theo điều kiện khoang kinh tế của dàn chủ. Trong cầu ô tô, người ta đặt trực tiếp bản mặt cầu lên dầm ngang và cấu tạo thành kết cấu liên hợp mà không cần dầm dọc.



Hình 5.3: Dàn có thanh biên dưới cứng

Các kích thước cơ bản:  $h, l, d, B$

- Chiều cao  $h$ :

✚ Trong các cầu đi dưới, để tăng độ cứng kết cấu nhịp và ổn định của thanh biên chịu nén, người ta bao giờ cũng cố gắng bố trí hệ liên kết dọc trên. Do đó chiều cao dàn phải tương đối để đảm bảo không ảnh hưởng đến tính không khổ cầu. Vì vậy chiều cao dàn chủ  $h$  (tính từ tim đến tim của thanh biên trên và dưới) không  $< 8-8.5m$  đối với cầu xe lửa và  $6-6.5m$  đối với cầu ô tô. Ngoài ra đối với đường xe chạy dưới khi chọn  $h$  có thể tham khảo công thức sau:

$$h \geq H + h_{dng} + h_{mc} + h_{cc} \quad (5.1)$$

Trong đó:

+ $H$ : chiều cao tĩnh không.

+ $h_{dng}$ : chiều cao dầm ngang, lấy bằng  $\left(\frac{1}{7} \div \frac{1}{12}\right)B$  đối với cầu ô tô và  $\left(\frac{1}{5} \div \frac{1}{10}\right)B$

đối với cầu xe lửa.

+ $h_{mc}$ : chiều cao bản mặt cầu và các lớp mặt đường trên cầu, có thể lấy  $32-36cm$  đối với cầu ô tô và cầu xe lửa có tà vẹt kê trực tiếp lên dầm dọc hoặc lấy  $80-100cm$  đối với cầu xe lửa có máng đá dăm.

+ $h_{cc}$ : chiều cao cổng cầu, có thể lấy bằng  $(0.15 \div 0.30)B$  đối với cầu ô tô và  $(0.40 \div 0.60)B$  đối với cầu xe lửa.

✚ Trong cầu đi trên, chiều cao dàn chủ có quan hệ chiều cao kiến trúc của kết cấu nhịp cũng như quan hệ với khối lượng đất đắp đầu cầu. Vì vậy cần phải có sự cân nhắc, so sánh kỹ càng khi lựa chọn chiều cao dàn.

✚ Theo kinh nghiệm về đảm bảo độ cứng của cầu:

○ Dàn có biên song song:  $\frac{h}{l} = \frac{1}{7} \div \frac{1}{10}$ .

○ Dàn có biên đa giác:  $\frac{h}{l} = \frac{1}{5.5} \div \frac{1}{8}$ .

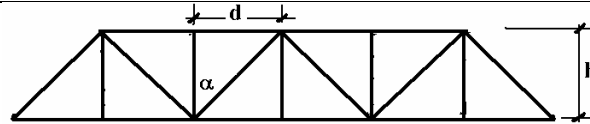
Đối với cầu ô tô thì thiên về giới hạn dưới và đối với cầu xe lửa thiên về giới hạn trên.

- Chiều dài khoang  $d$  và góc nghiêng  $\alpha$ :

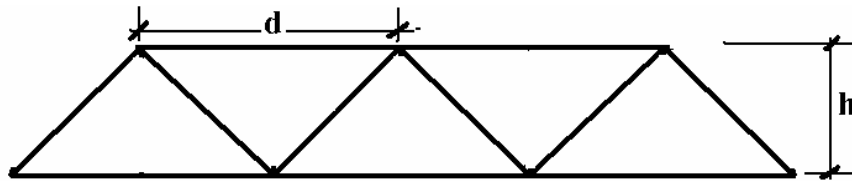
✚ Chiều dài khoang dàn  $d$  có liên quan mật thiết với cả phần kết cấu lẫn kiểu dàn. Khoang càng ngắn thì dầm dọc, dầm ngang càng nhẹ nhưng số lượng dầm ngang lại tăng lên; vì vậy chiều dài khoang phải xác định theo điều kiện trọng lượng thép làm dầm mặt cầu nhỏ nhất. Mặt khác, khoang càng ngắn thì góc nghiêng  $\alpha$  của các thanh xiên đối với phương đứng sẽ nhỏ đi, nội lực và chiều dài của chúng giảm đi, do đó tiết diện và khối lượng thép tón vào mỗi thanh xiên cũng giảm nhưng khi đó tổng chiều dài thanh xiên lại tăng lên. Vì vậy góc nghiêng có lợi  $\alpha = 40^\circ$ .

✚ Ngoài vấn đề ảnh hưởng đến trọng lượng các thanh xiên, cần chú ý nếu góc nghiêng của chúng lớn quá hoặc nhỏ quá sẽ gây khó khăn cho việc cấu tạo nút dàn.

Qua phân tích trên đây người ta nên chọn góc nghiêng  $\alpha$  không nằm ngoài phạm vi  $30-50^\circ$ .



Trong trường hợp có thanh đứng  $\alpha$  không  $< 30-35^\circ$  và không  $> 45-60^\circ$ ,  $d = (0.6-0.8)h$

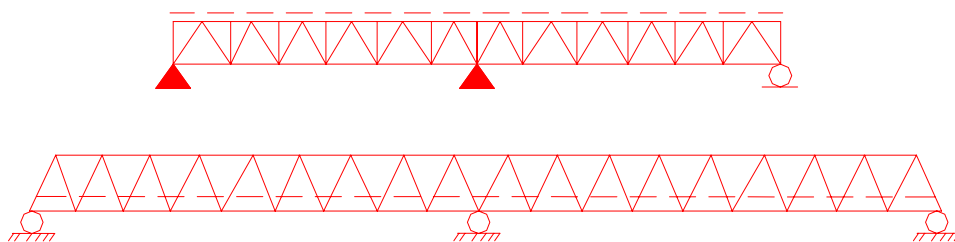


Trong trường hợp không có thanh đứng  $d = (1-1.2)h$

- ✚ Ngoài ra có thể tham khảo  $d=2-6m$  đối với đường xe chạy trên và  $d = 6 - 10m$  đối với đường xe chạy dưới.
- Khoảng cách giữa các tim dầm chủ B:
  - ✚ Khoảng cách B phụ thuộc vào khổ cầu, tải trọng, dầm đi trên hay đi dưới và đảm bảo độ cứng phương ngang cầu. Phân bố hành nên đưa ra bên ngoài để đảm bảo an toàn cho người đi bộ.
  - ✚ Đối với cầu có đường xe chạy dưới:  $\frac{B}{l} = \frac{1}{20} \div \frac{1}{25}$ .
  - ✚ Đối với cầu có đường xe chạy trên:  $\frac{B}{l} = \frac{1}{16} \div \frac{1}{20}$ .

### 1.2.2-Dàn liên tục và nút thừa:

#### 1.2.2.1-Dàn liên tục:



Hình 5.4: Kết cấu nhịp dàn liên tục có biên song song

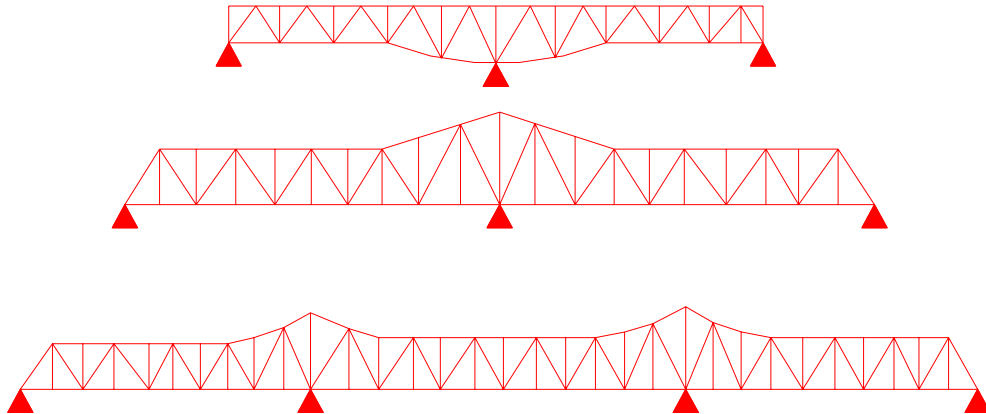
Dàn liên tục và nút thừa thường dùng cho đường xe chạy dưới. Đối với đường xe chạy trên thì dùng cầu dầm có lợi hơn. Cầu dàn nút thừa ít dùng hơn so với cầu dàn liên tục. Đây là hệ siêu tĩnh, nội lực trong thanh thay đổi theo tải trọng và đổi dấu. Do vậy việc tính toán khó khăn hơn và phải chú ý tính toán mỗi.

Cầu dàn liên tục thường làm với số nhịp  $\leq 3$ , rất ít làm với số nhịp liên tục nhiều hơn vì độ dịch chuyển của đầu kết cấu do biến dạng nhiệt độ sẽ rất lớn. Cầu dàn liên tục 2 nhịp thường làm chiều dài nhịp bằng nhau; cầu liên tục 3 nhịp thì nhịp giữa làm lớn hơn nhịp biên chừng 15-30% để cân bằng mômen tính toán trong các nhịp và tiết kiệm vật liệu thép nhưng một mặt vẫn phải đảm bảo chiều dài khoang dàn của các nhịp như

nhau. Tuy nhiên trong cầu nhiều nhịp gồm những kết cấu nhịp dàn liên tục 3 nhịp thành 1 thì thường làm với tất cả các nhịp bằng nhau để giữ mỹ quan.

Hình dạng của dàn liên tục liên quan đến biểu đồ mômen uốn nhưng không nên làm quá phức tạp. Chiều cao dàn thường lấy tỷ lệ với căn bậc hai với mômen tại tiết diện tương ứng.

Trị số mômen dương lớn nhất và mômen âm lớn nhất nói chung không chênh lệch nhau nhiều nên đối với dàn liên tục hoàn toàn có thể làm biên song song và hay được sử dụng.



Hình 5.5: Kết cấu nhịp dàn liên tục có biên thay đổi

Đối với những nhịp lớn, trị số mômen âm ở gối lớn hơn rất nhiều so với mômen dương giữa nhịp cho nên nhiều khi cần thiết phải tăng chiều cao tại các gối giữa, nhưng tránh cấu tạo dàn có góc gãy quá nhọn vị trí gối làm cho kết cấu trở nên phức tạp mà tính chất kinh tế cũng mất đi. Tốt nhất là tăng chiều cao dàn dần vào các gối giữa 1 cách điều hòa theo đường cong lõm.

Kích thước cơ bản:

- Chiều cao giữa nhịp  $h = \left(\frac{1}{7} \div \frac{1}{9}\right)l$  đối với cầu xe lửa,  $h = \left(\frac{1}{10} \div \frac{1}{12}\right)l$  đối với cầu ô tô nhưng đôi khi có thể chọn nhỏ hơn.
- Chiều cao dàn tại vị trí gối giữa  $h_1 = (1.2 \div 1.5)h$ .
- Chiều dài khoang, góc nghiêng của thanh xiên cũng tương tự như cầu dàn đơn giản.
- Tại các nút gối giữa nên cấu tạo các thanh xiên từ gối đi lên để chịu lực thay cho thanh đứng, nếu không nội lực ở trong thanh đứng sẽ rất lớn (bằng chính phản lực gối đó).

Dàn liên tục có ưu điểm là tiết kiệm vật liệu hơn dàn đơn giản từ 5-10%, có độ cứng cả 2 phương lớn nên khoảng cách giữa các tim dàn có thể nhỏ hơn so với dàn đơn giản. Tuy nhiên nhược điểm chủ yếu là phát sinh nội lực phụ khi mố trụ lún không đều nhưng hiện nay có thể điều chỉnh cao độ gối cầu (theo số liệu tính toán chính xác về độ lún) để khắc phục được nhược điểm trên.

### 1.2.2.2-Dàn mút thừa:

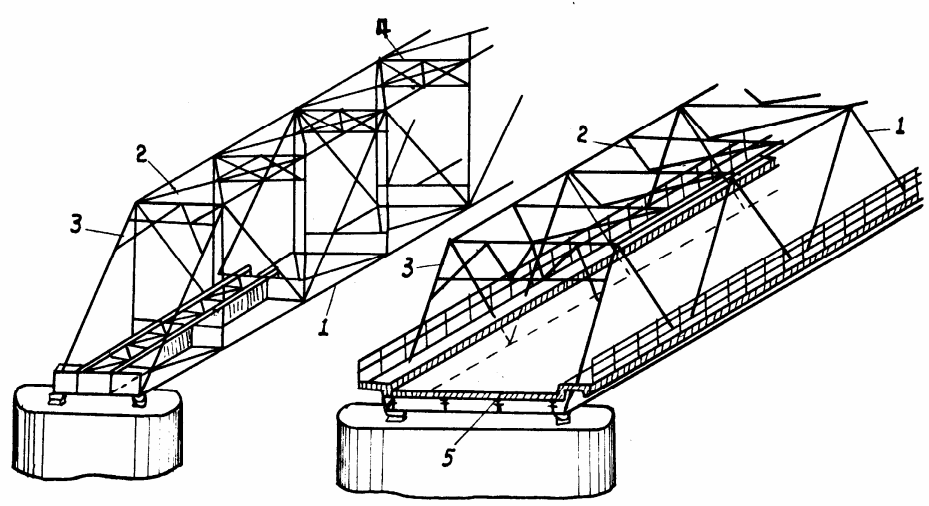
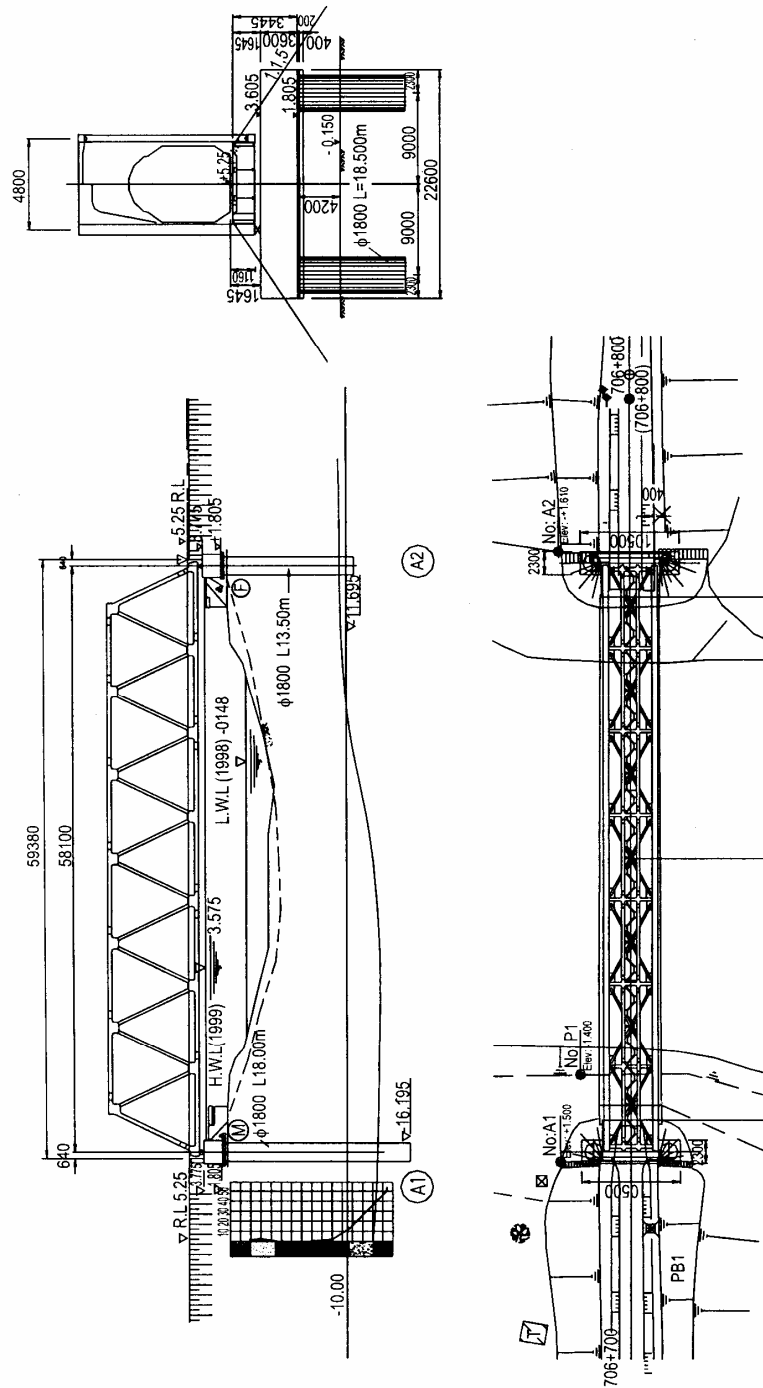
Kết cấu nhịp dàn mút thừa có 1 số ưu điểm tương tự như kết cấu liên tục. Do có cấu tạo khớp nên đây là hệ tĩnh định nên hiện tượng mố trụ lún không đều không gây ra

ứng lực phụ. Ngoài ra do có đường đàn hồi gãy khúc tại khớp nên làm tăng ảnh hưởng của lực xung kích của hoạt tải nên không áp dụng cho cầu xe lửa và cầu thành phố có tuyến đường xe điện.

Chiều dài đoạn mút thừa nên lấy (0.15-0.40) chiều dài nhịp mút thừa và nên lấy sao cho có thể điều chỉnh mômen dương và mômen âm sao cho có lợi. Để tiết kiệm thép, người ta phân cầu mút thừa thành những nhịp không bằng nhau. Nhịp gồm phần mút thừa và nhịp đeo làm dài hơn chừng 20-40% so với nhịp bên.

Hình dáng bề ngoài của dàn mút thừa cũng gần giống như cầu dàn liên tục có biên song song hay gãy khúc. Chiều cao dàn mút thừa cũng tương tự như dàn liên tục; trong trường hợp chiều cao thay đổi thì chiều cao tại gối lấy bằng 2/3 chiều dài phần mút thừa.

## **§5.2 CÁC BỘ PHẬN CỦA CẦU DÀN**





Hình 5.6: Các bộ phận của cầu dàn thép

1. Các thanh dàn chủ: thanh biên trên, dưới; thanh đứng và thanh xiên
2. Hệ liên kết dọc trên, dưới
3. Khung cổng cầu
4. Hệ liên kết ngang
5. Phân mặt cầu

## §4.3 CẤU TẠO CÁC THANH DÀN CHỦ

### 3.1-Tiết diện thanh:

#### 3.1.1-Yêu cầu chung:

Tùy theo chiều dài nhịp, tải trọng và chiều dài của các thanh mà chọn tiết diện thanh sao cho phù hợp sao cho đảm bảo các yêu cầu sau đây:

- Cấu tạo đơn giản, dễ chế tạo và lắp ráp: số lượng chi tiết ít, khối lượng liên kết như đinh tán, bulông, mối hàn ít; ít dùng loại thép nhất, dễ tán, dễ hàn và dễ công xưởng sản xuất.
- Độ cứng theo 2 phương của tiết diện dàn chủ như nhau.
- Dễ kiểm tra, dễ sơn, không đọng nước, rác rưởi.
- Hình dáng đẹp.

Nói chung tiết diện thanh được phân thành 2 loại:

- Loại 1 thanh đứng (đơn thành).
- Loại 2 thanh đứng (song thành).

#### 3.1.2-Tiết diện thanh dàn đinh tán, bulông:

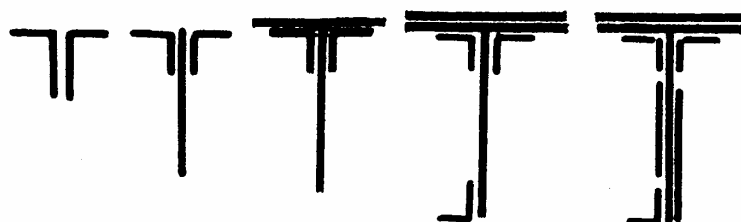
##### 3.1.2.1-L loại tiết diện đơn thành:

Các thanh thuộc loại 1 thanh đứng chỉ có 1 nhánh:

- Nó có cấu tạo đơn giản, thi công dễ, nhanh và đảm bảo được sự đồng đều toàn bộ tiết diện dưới tác dụng của nội lực.
- Độ cứng ngoài mặt phẳng dàn nhỏ hơn nhiều so với mặt phẳng trong dàn.

Do vậy loại tiết diện này chỉ dùng cho những nhịp không > 40-50m.

Thanh biên:

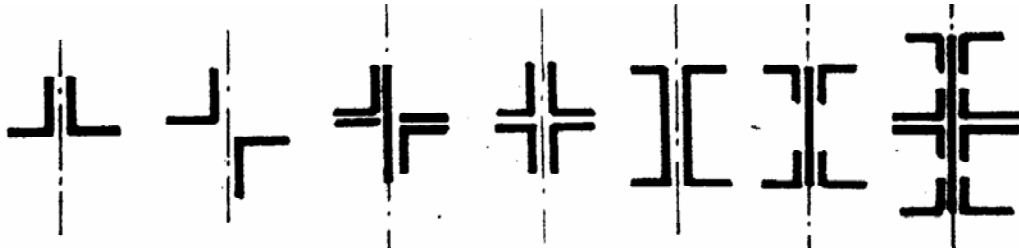


Hình 5.7: Các dạng tiết diện thanh biên

- Thanh biên có tiết diện chữ T gồm có thép góc, bản đứng và bản ngang ghép lại với nhau. Các bản ngang mục đích để phát triển độ cứng.
- Đối với những thanh biên chịu nén, người ta còn cấu tạo thêm các thép góc nẹp để tăng cường ổn định cho bản đứng. Thành đứng của tiết diện chữ T phải chắc chắn để cho thanh đứng và thanh xiên nối vào.

- Để cho vấn đề cấu tạo được thuận lợi, kích thước của thép góc và bề dày bản đứng nên giữ không đổi cho tất cả thanh biên trên hoặc biên dưới.
- Phần thép góc và bản biên phải hướng ra ngoài dàn. Do vậy hình vẽ (5.7) áp dụng cho thanh biên chịu nén, còn thanh biên chịu kéo thì quay xuống dưới.

Thanh xiên, thanh đứng:



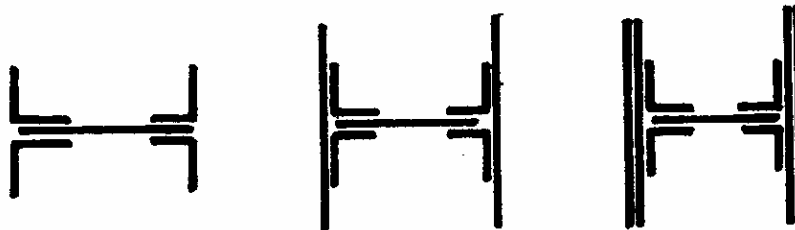
Hình 5.8: Các dạng tiết diện thanh xiên, thanh đứng

- Để nối vào thanh biên dễ dàng, tiết diện thanh xiên và đứng phải chừa khe hở giữa các thép góc 1 khoảng bằng bề dày thành đứng của thanh biên, hoặc nếu tiết diện có bản thép nằm giữa các thép góc thì bề dày của nó phải chọn như bề dày thành đứng của thanh biên.
- Đối với những thanh chịu nén chủ yếu cần tăng mômen quán tính theo 2 mặt phẳng.

### 3.1.2.2-Loại tiết diện song thành:

Tiết diện 2 thành đứng được chia làm 3 kiểu chính: tiết diện chữ H, tiết diện kiểu hình hộp có các thép góc quay vào trong và tiết diện kiểu hộp có thép góc quay ra ngoài.

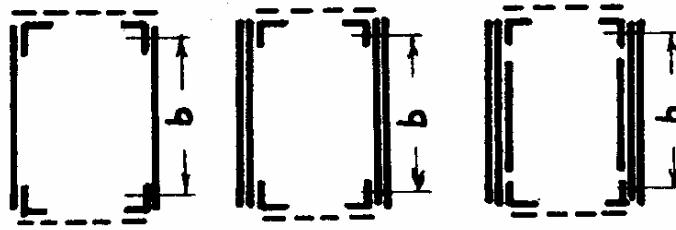
Tiết diện chữ H:



Hình 5.9: Các dạng tiết diện chữ H

- Tiết diện chữ H gồm 4 thép góc và bản ngang ghép giữa chúng. Muốn phát triển mômen quán tính thì tăng cường thêm các bản đứng.
- Loại này có cấu tạo đơn giản, dễ tán bằng máy, không phải cấu tạo bản giàng, thanh giàng và các bản ngang tốn kém.
- Nó có nhược điểm là dễ tụ nước, rác bẩn gây ra hiện tượng gỉ. Để khắc phục nhược điểm này, người ta khoan các lỗ  $\phi 50\text{mm}$  trên các bản ngang.
- Tiết diện này dùng cho tất cả các loại thanh trong dàn. Ngày nay nó được sử dụng nhiều và hợp lý cho kết cấu dàn nhịp trung bình.

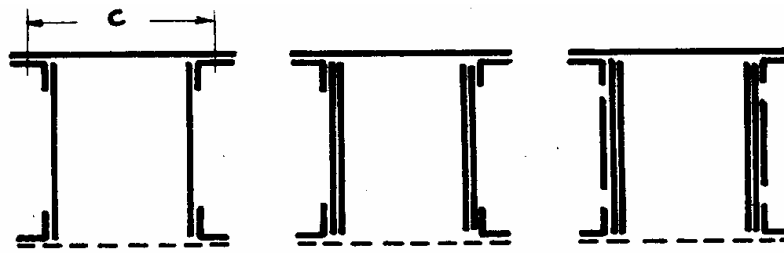
Tiết diện hộp có các thép góc quay ra trong:



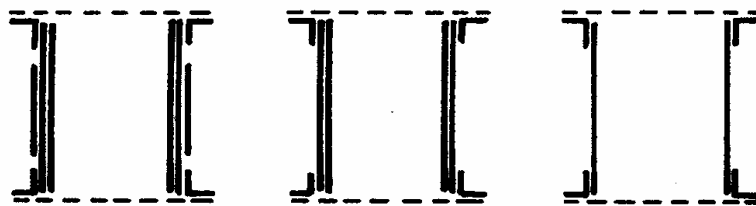
Hình 5.10: Các dạng tiết diện hộp có thép góc quay vào trong

- Việc thay đổi tiết diện cũng giống tiết diện chữ H là tấp thêm các bản đứng vào 2 thành đứng, nếu cần thiết có thể cấu tạo thêm 1 bản thép đứng nằm giữa các cánh thép góc.
- Tiết diện gồm 2 nhánh riêng biệt nên phải dùng thanh giằng, bản giằng để liên kết chúng lại cùng chịu lực với nhau.
- Tiết diện này dùng cho thanh biên dưới và thanh xiên nhưng cũng có khi dùng cho thanh biên trên do dễ phát triển tiết diện khi chịu lực nén lớn, chiều dài thanh lớn.
- Loại này có nhược điểm là tốn thanh giằng, bản giằng và không thể tán đỉnh bằng máy khi liên kết chúng vào các nhánh của thanh.

Tiết diện hộp có các thép góc quay ra ngoài:



Dùng cho các thanh biên trên và thanh xiên tại gối



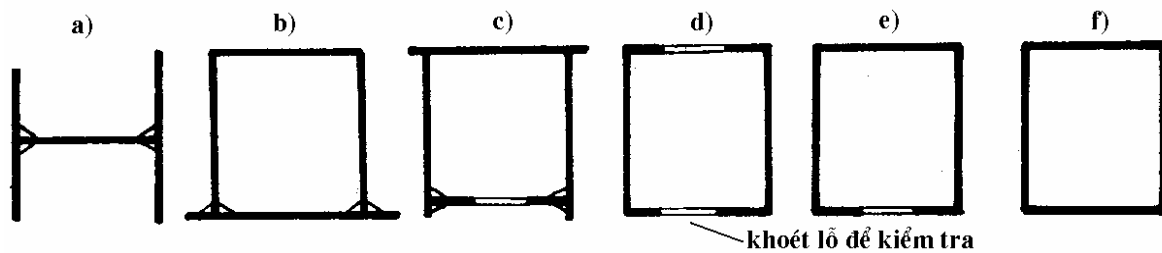
Dùng cho các thanh biên dưới và thanh xiên

Hình 5.11: Các dạng tiết diện hộp có thép góc quay ra ngoài

- Thép góc quay ra ngoài có thể hoàn toàn sử dụng máy tán đỉnh.
- Các tiết diện có bản ngang ở trên thường dùng cho các thanh biên trên và thanh xiên tại gối vì các thanh này chịu nén lớn, bản thép ngang làm thanh cứng hơn và các bản giằng, thanh giằng làm việc cũng nhẹ nhàng hơn.

### 3.1.3-Tiết diện thanh dàn hàn:

Tiết diện này gồm các bản thép ghép lại nhưng không dùng thép góc để tiện cho liên kết và nối vào bản nút. Các bản đứng, ngang cố gắng dùng 1 bản tránh sử dụng nhiều sao cho khối lượng hàn ít nhất để tránh sự cong vênh khi hàn.



Hình 5.12: Các dạng tiết diện hàn

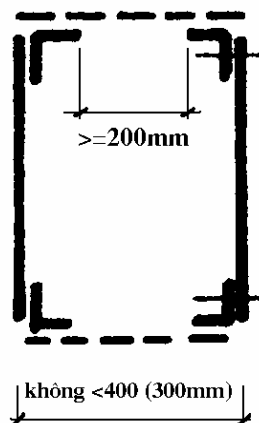
Khi cần thay đổi tiết diện thì nên thay đổi chiều dày bản đứng, còn bề rộng và chiều cao tiết diện nên giữ nguyên.

Tiết diện chữ H có thể dùng cho thanh biên chịu kéo, nén. Khi thanh chịu nén lớn có thể áp dụng tiết diện b, c, e, f. Thanh chịu kéo áp dụng tiết diện b, e. Thanh xiên áp dụng tiết diện d.

#### 3.1.4-Các kích thước và quy định cấu tạo:

Bề dày các bản đứng trong 2 khoang kề nhau không lệch quá 4mm, tức là bằng bề dày cho phép nhỏ nhất của bản đệm. Trọng tâm tiết diện thanh thuộc 2 khoang kề nhau không sai lệch quá 1.5% chiều cao đối với tiết diện chữ  $\Pi$  và hình hộp và không quá 0.7% chiều cao đối với tiết diện chữ H. Nếu điều này không đảm bảo thì phải kể đến mômen uốn ở nút gây ra bởi sự truyền lực lệch tâm.

Các thanh có tiết diện hình hộp phải đảm bảo dễ sơn, cạo gỉ, dễ tán đinh và bắt bulông trong lòng tiết diện thanh. Do đó khoảng cách giữa 2 thành đứng không < 400mm, trường hợp thanh nhỏ và không sâu lắm thì không < 300mm. Khoảng cách tính giữa các mép thép góc trong tiết diện hộp có thép góc quay vào trong không < 200mm.



Hình 5.13: Quy định chung cho tiết diện hộp

Chiều cao tiết diện thanh càng lớn càng sinh ra nội lực phụ. Do đó ta nên chọn chiều cao tiết diện  $h_{thanh} \leq \frac{1}{15} l_{thanh}$  để đảm bảo giả thiết liên kết nút là khớp, nếu không tuân thủ theo quy định này thì trong tính toán phải tính theo sơ đồ nút cứng.

#### 3.1.4.1-Tiết diện đinh tán, bulông:

Quy định bề dày của bản thép:

- Bản thép tán đinh:  $\delta$  không > 20mm.
- Thanh chịu lực chính:  $\delta$  không < 10mm.
- Thanh chịu lực cục bộ:  $\delta$  không < 8mm.

- Bản nút:  $\delta$  không  $< 10\text{mm}$ .
- Bản giằng:  $\delta$  không  $< 8\text{mm}$ .
- Bản đệm:  $\delta$  không  $< 4\text{mm}$ .

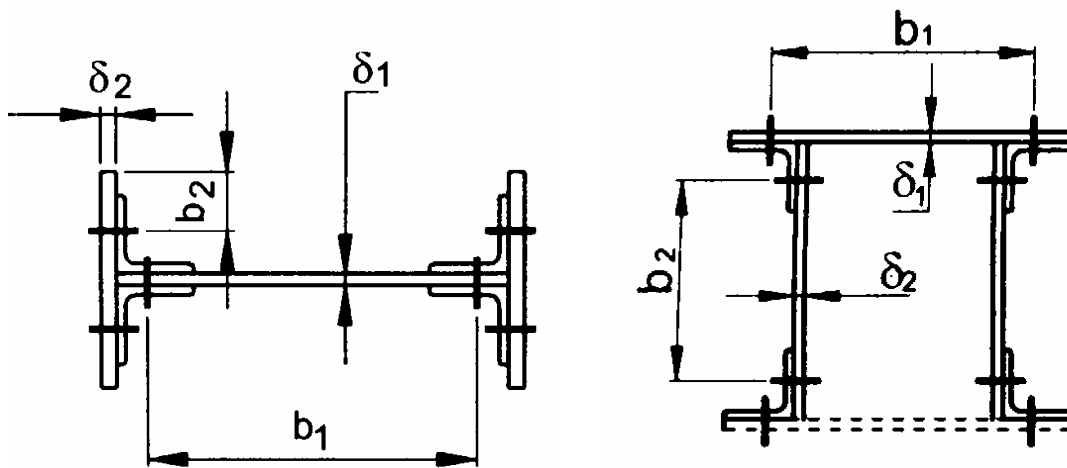
Chiều dày của tập bản thép nằm ngang trong tiết diện chữ H không  $< 0.4\delta$ , với  $\delta$  là chiều dày tập bản thép nằm trong mặt phẳng dãn.

Chiều dày tán ghép lớn nhất (kể cả thép góc, bản nút, bản đệm, bản nối) không  $> 4.5d$  hoặc  $5.5d$  nếu tán bằng búa móc câu và bằng 2 búa hơi ép có giá đỡ.

Độ mảnh của các thanh quy định không lớn hơn độ mảnh cho phép để đảm bảo thanh không bị cong vênh khi vận chuyển, lắp ráp, ổn định khi khai thác:

- Các thanh chính chịu nén, kéo và vừa kéo vừa nén:  $\lambda$  không  $> 100$ .
- Các thanh xiên, thanh đứng chịu kéo:  $\lambda$  không  $> 150$ .
- Các thanh phụ trong dàn và hệ liên kết không chịu hoạt tải mà bố trí để giảm chiều dài tự do của thanh:  $\lambda$  không  $> 150$ .

Để đảm bảo ổn định cục bộ, người ta quy định về tỷ số giữa bề rộng tính toán và bề dày của bản thép hoặc tập bản thép:



Hình 5.14: Quy định tỷ lệ trong thanh chịu nén tiết diện chữ H và hình hộp

- Đối với tiết diện chữ H:

✚ Đối với thép cacbon:

$$\circ \frac{b_1}{\delta_1} \leq 45 \text{ khi } \lambda < 60, \frac{b_1}{\delta_1} \leq (0.35\lambda + 25) \leq 60 \text{ khi } \lambda \geq 60.$$

$$\circ \frac{b_2}{\delta_2} \leq 12 \text{ khi } \lambda < 60, \frac{b_2}{\delta_2} \leq 0.2\lambda \leq 20 \text{ khi } \lambda \geq 60.$$

✚ Đối với thép hợp kim:

$$\circ \frac{b_1}{\delta_1} \leq 40 \text{ khi } \lambda < 65, \frac{b_1}{\delta_1} \leq 0.6\lambda \leq 60 \text{ khi } \lambda \geq 65.$$

$$\circ \frac{b_2}{\delta_2} \leq 10 \text{ khi } \lambda < 60, \frac{b_2}{\delta_2} \leq (0.25\lambda - 5) \leq 20 \text{ khi } \lambda \geq 60.$$

- Đối với tiết diện hộp:

✚ Đối với thép cacbon:

- $\frac{b_1}{\delta_1} \leq 45$  khi  $\lambda < 60$ ,  $\frac{b_1}{\delta_1} \leq (0.35\lambda + 25) \leq 60$  khi  $\lambda \geq 60$ .
- $\frac{b_2}{\delta_2} \leq 35$  khi  $\lambda < 60$ ,  $\frac{b_2}{\delta_2} \leq 0.6\lambda \leq 50$  khi  $\lambda \geq 60$ .

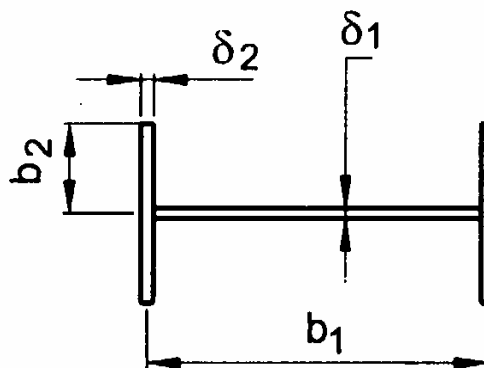
✚ Đối với thép hợp kim:

- $\frac{b_1}{\delta_1} \leq 40$  khi  $\lambda < 65$ ,  $\frac{b_1}{\delta_1} \leq 0.6\lambda \leq 60$  khi  $\lambda \geq 65$ .
- $\frac{b_2}{\delta_2} \leq 30$  khi  $\lambda < 60$ ,  $\frac{b_2}{\delta_2} \leq (0.85\lambda - 25) \leq 50$  khi  $\lambda \geq 65$ .

### 3.1.4.2-Tiết diện hàn:

Tiết diện hàn có kích thước chiều cao, độ mảnh như tiết diện đỉnh tán, bulông. Bề dày bản thép không > 50mm đối với thép than và không > 40mm đối với thép hợp kim thấp. Tuy nhiên không nên chọn quá 30mm. Trong tiết diện chữ H, bề dày của tập bản thép nằm ngang không < 0.5 $\delta$  khi  $\delta \geq 30$ mm và không < 0.6 $\delta$  khi  $\delta \geq 25$ mm.

Để đảm bảo ổn định cục bộ, người ta quy định về tỷ số giữa bề rộng tính toán và bề dày của bản thép hoặc tập bản thép:



Hình 5.15: Quy định tỷ lệ trong thanh chịu nén tiết diện hàn

✚ Đối với thép cacbon:

- $\frac{b_1}{\delta_1} \leq 35$  khi  $\lambda \leq 60$ ,  $\frac{b_1}{\delta_1} \leq (\lambda - 25) \leq 45$  khi  $\lambda > 60$ .
- $\frac{b_2}{\delta_2} \leq 14$  khi  $\lambda \leq 60$ ,  $\frac{b_2}{\delta_2} \leq (0.15\lambda + 5) \leq 20$  khi  $\lambda > 60$ .

✚ Đối với thép hợp kim:

- $\frac{b_1}{\delta_1} \leq 30$  khi  $\lambda \leq 60$ ,  $\frac{b_1}{\delta_1} \leq (\lambda - 30) \leq 45$  khi  $\lambda > 60$ .
- $\frac{b_2}{\delta_2} \leq 12$  khi  $\lambda \leq 60$ ,  $\frac{b_2}{\delta_2} \leq 0.2\lambda \leq 20$  khi  $\lambda > 60$ .

\*/Chú ý:

- Nếu trong các thanh mức độ sử dụng cường độ vật liệu  $\chi = \frac{\sigma}{R_o} < 1$  thì các tỷ số ở

các phần trên  $\frac{b_1}{\delta_1}$ ,  $\frac{b_2}{\delta_2}$  sẽ nhân lên với  $\sqrt{\frac{\varphi}{\chi}} < 1.35$ , đồng thời đảm bảo các yêu cầu

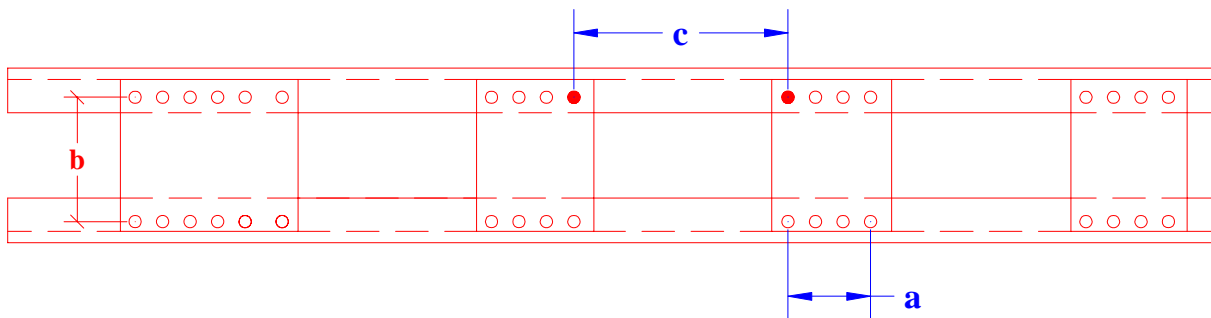
$$\frac{b_1}{\delta_1} \leq 60.$$

- Trong các thanh chịu kéo tiết diện chữ H có tỷ số  $\frac{b_2}{\delta_2}$  không vượt quá 1.5 lần trị số đối với thanh chịu nén.

### 3.2-Cấu tạo thanh giằng, bản giằng:

Để cho các nhánh của thanh loại tiết diện có 2 thành đứng cùng làm việc với nhau và thanh có đủ độ cứng trong trường hợp uốn ra ngoài mặt phẳng của dàn, người ta cấu tạo các bản giằng, thanh giằng hoặc bản thép có khoét lỗ.

Bản giằng:

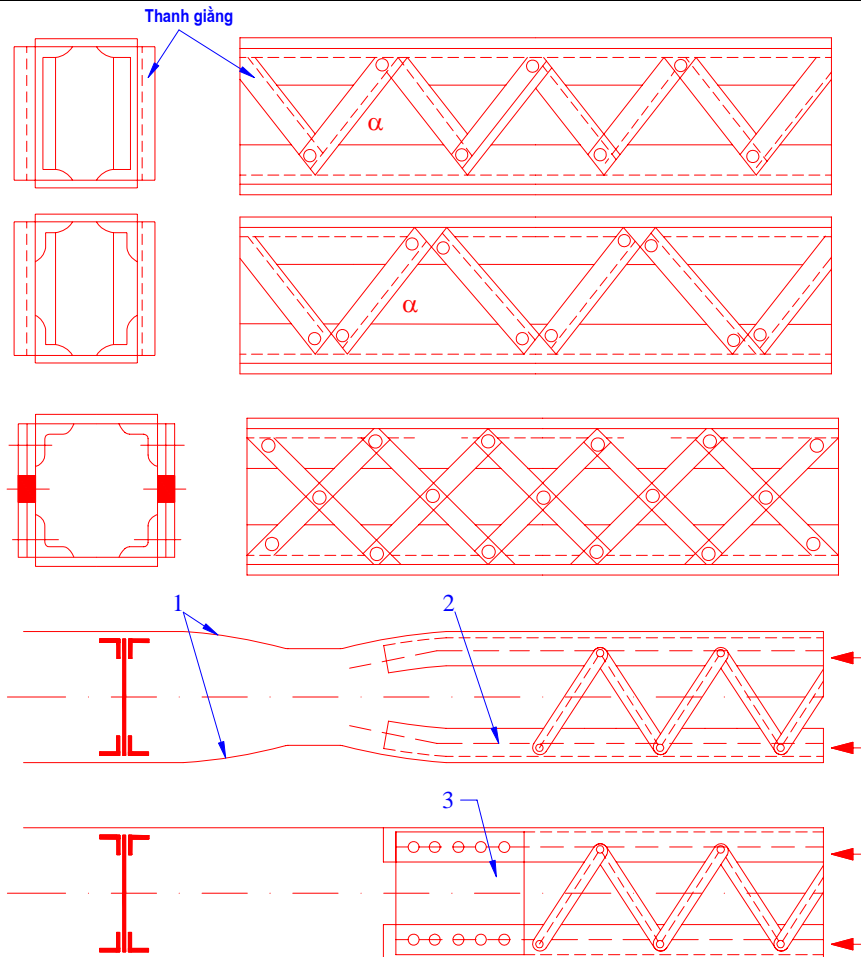


Hình 5.16: Cấu tạo bản giằng

- Trong các thanh chịu nén hoặc vừa chịu nén vừa chịu kéo, bản giằng bố trí trên cơ sở tính toán. Bề dày bản không  $< 1/45$  khoảng cách giữa các hàng đinh tán gần nhất (không  $< 1/45c$ ) để đảm bảo ổn định cục bộ. Mặt khác bề dày nó không  $< 10\text{mm}$  đối với các thanh chịu lực chính của kết cấu nhịp cầu xe lửa và không  $< 8\text{mm}$  đối với các thanh khác hoặc đối với nhịp cầu ô tô.
- Chiều dài bản giằng  $a$  không  $< 0.75b$ . Khoảng cách  $c$  lấy chừng  $2b$  đối với thanh chịu kéo, còn đối với thanh chịu nén thì theo tính toán.
- Ở gần mỗi đầu thanh bố trí 1 bản giằng có chiều dài  $a'=1.7a$  đối với thanh chịu nén hoặc vừa nén vừa kéo,  $a'=1.3a$  đối với thanh chịu kéo. Bản giằng này cố gắng đưa sâu vào gần nút nhưng không gây khó khăn trong việc liên kết. Mục đích để đảm bảo các nhánh thanh truyền lực đồng đều hơn, đồng thời khác phục mômen do liên kết các nhánh thanh vào nút không đối xứng.

Thanh giằng:

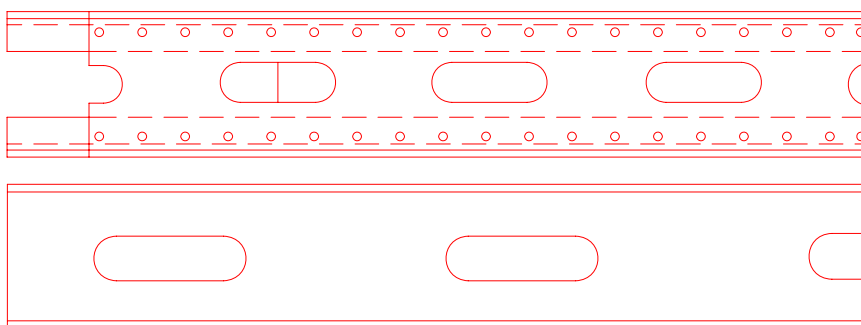




Hình 5.17: Cấu tạo thanh giằng

- Thanh giằng có thể làm bằng thép bản hoặc thép góc. Bề dày bản thép không < 8mm, thép góc không < 63\*63\*6. Tuy nhiên do cấu tạo thanh giằng có phần bất tiện cho vấn đề chế tạo các thanh nên trong kết cấu nhịp hiện đại nó ít được dùng.
- Cố gắng cấu tạo sao cho trục thanh giằng và trục nhánh của thanh giao nhau tại 1 điểm.
- Góc nghiêng thanh giằng và trục thanh  $\alpha$  không <  $60^\circ$ , trong trường hợp dùng thanh giằng kép không <  $45^\circ$ .
- Khi dùng thanh giằng, mỗi đầu thanh vẫn phải dùng bản giằng như trên.

Bản thép có khoét lỗ:

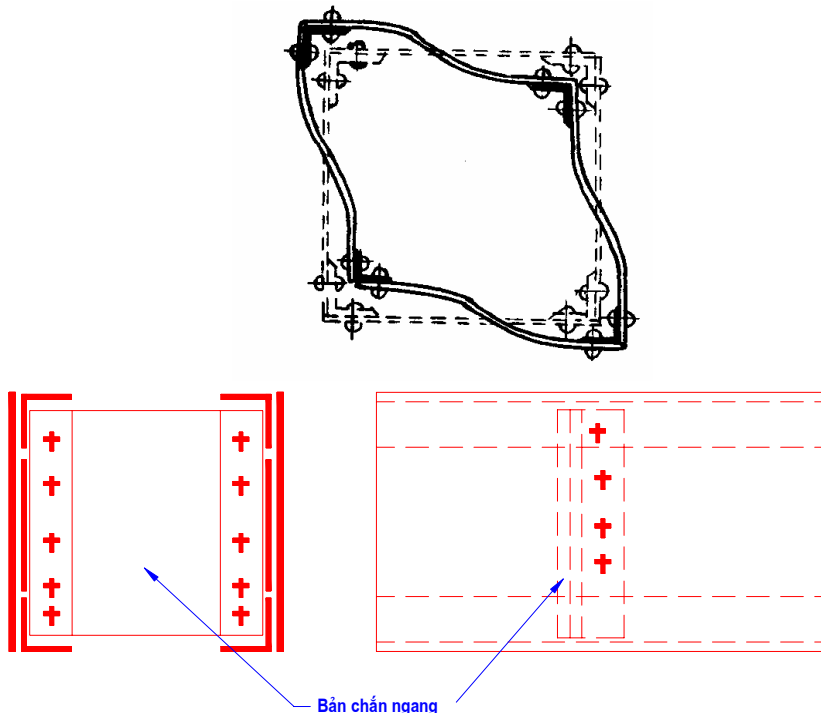


Hình 5.18: Cấu tạo bản khoét lỗ

- Trong trường hợp các nhánh của thanh rất lớn không thể cấu tạo thanh giằng, bản giằng được do vấn đề bố trí liên kết gặp khó khăn, người ta dùng tấm thép có khoét lỗ để liên kết chúng lại. Bản này có chiều dài theo suốt chiều dài thanh.
- Loại này thường được dùng trong các thanh hàn để thay thế cho thanh giằng, bản giằng bởi vì các mối hàn liên kết sẽ gây ra hiện tượng tập trung ứng suất làm giảm khả năng chống mỏi của thanh.

Bản chắn ngang:

- Các bản chắn ngang giữ cho thanh chịu nén không bị mất ổn định theo phương chéo, nghĩa là tiết diện không bị méo đi. Mặt khác trong tiết diện hình hộp, nó đảm bảo tiết diện thanh không bị biến hình trong quá trình chế tạo, vận chuyển, lắp ráp, treo trực.



Hình 5.19: Tiết diện thanh khi không và có bản chắn ngang

- Số lượng bản chắn ngang ít nhất là 3 bản. Thanh chịu nén bố trí bản chắn ngang ở gần đầu thanh, còn ở giữa không quá 3m. Đối với thanh chịu kéo chỉ cần đặt ở 2 đầu thanh.

### **3.3-Liên kết nút dàn:**

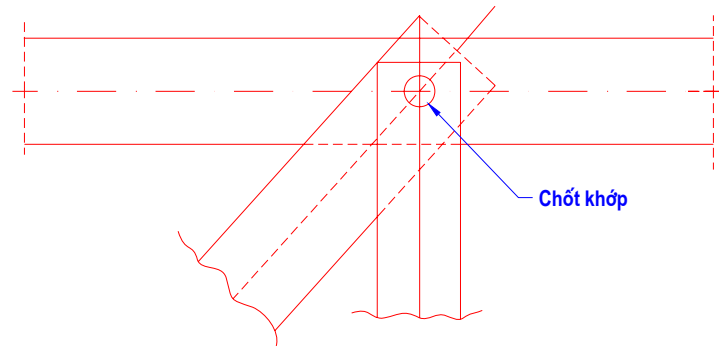
Nút dàn là chỗ nối của các thanh riêng lẻ lại với nhau và truyền lực giữa các thanh cho nên nó là bộ phận rất quan trọng của dàn thép. Có các cách cấu tạo nút như sau:

#### **3.3.1-Nút liên kết chốt-khớp:**

Khi tính toán dàn, người ta giả thiết các nút dàn là liên kết khớp lý tưởng. Do vậy liên kết này phù hợp với sơ đồ tính. Theo thời gian chốt bị gỉ thì khả năng xoay tự do của nút tăng lên.

Trong thực tế nút kiểu khớp không được ứng dụng vì cấu tạo phức tạp, nhất là nếu các thanh càng lớn càng khó khăn. Mặt khác, nút kiểu khớp dễ sinh chấn động dưới

tác dụng của hoạt tải. Tuy nhiên nó có thuận lợi ở chỗ tháo lắp nhanh. Do vậy loại nút này thường dùng trong kết cấu tạm, quân dụng.



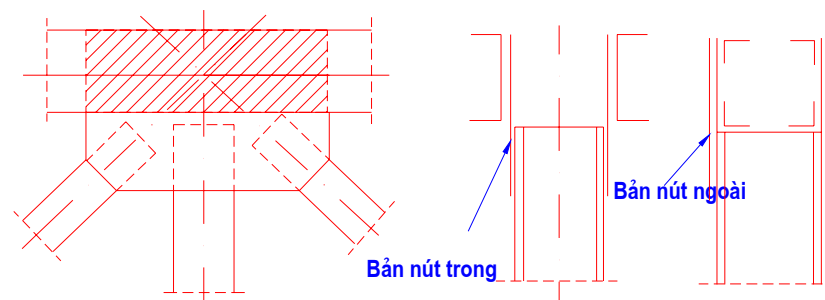
Hình 5.20: Nút kiểu chốt-khớp

### 3.3.2-Nút liên kết cứng:

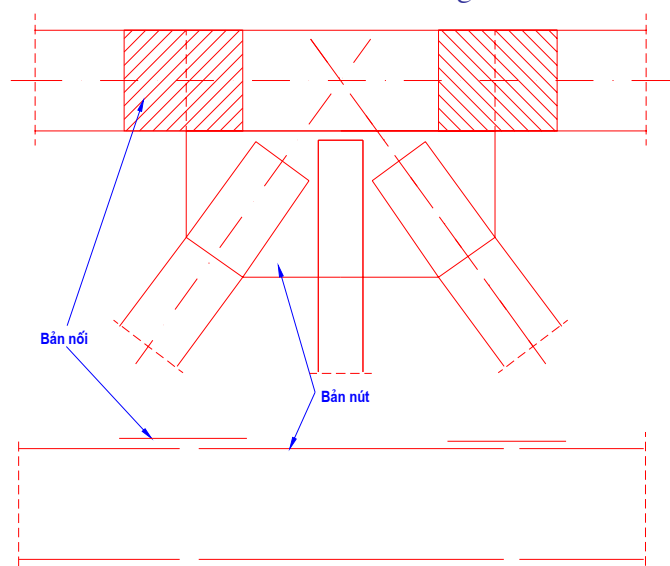
Trong cầu thép hiện đại, người ta dùng liên kết nút bằng đinh tán, bulông cường độ cao và hàn. Các thanh được liên kết lại thông qua bản nút gọi là nút liên kết cứng. Yêu cầu cấu tạo của nút:

- Đảm bảo cấu tạo đơn giản, dễ thi công lắp ráp, dễ kiểm tra,...
- Truyền lực đúng tâm, các thanh phải đồng quy tại 1 điểm để tránh mômen lệch tâm tại nút.

Có các hình thức cấu tạo sau:



Hình 5.21: Bản nút riêng rẽ

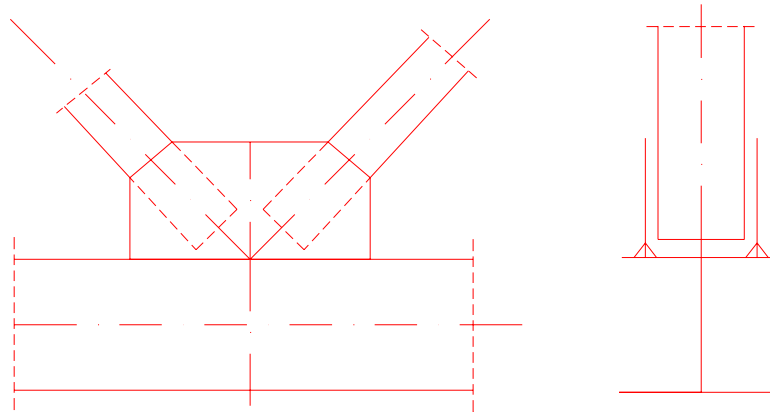


Hình 5.22: Bản nút chập

- Nút có bản nút riêng rẽ:



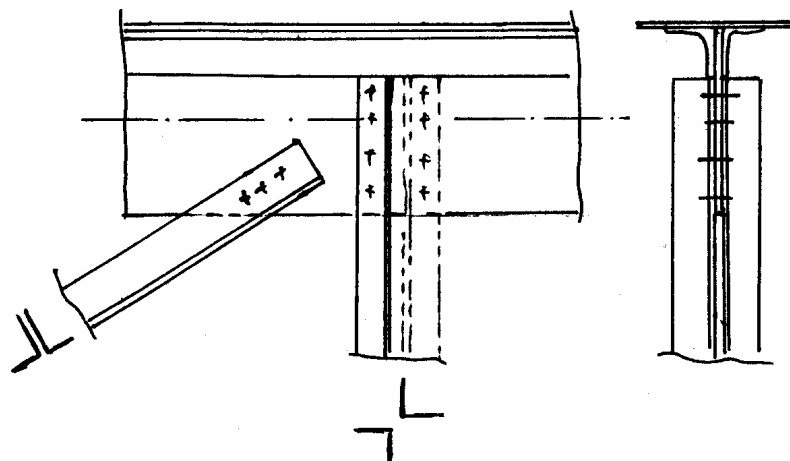
- Bản nút chồng:



Hình 5.24: Bản nút chồng

- ✚ Thường dùng cho dầm biên cứng, kết hợp để tạo ra mômen lệch tâm để giảm mômen cho biên cứng.

### 3.3.3-Nút không dùng bản nút:



Hình 5.25: Loại nút không dùng bản nút

Loại này các thanh gắn trực tiếp vào nhau nên có cấu tạo đơn giản. Chỉ có thể áp dụng cho các dầm nhỏ, nội lực trong các thanh đứng, thanh xiên không lớn và khi thành đứng của thanh biên tương đối rộng.

\*/Chú ý:

- Chiều dày bản nút không  $< 10\text{mm}$  đối với cầu ô tô và không  $< 12\text{mm}$  đối với cầu đường sắt.
- Khi thiết kế bản nút, ta vẽ trước trục thanh, tính toán số đinh liên kết rồi vẽ đường viền của các thanh rồi suy ra kích thước của bản nút. Nên bố trí đinh sao cho kích thước nút là nhỏ nhất và có hình thù đơn giản.
- Tiết diện thanh nối vào bản nút chỉ nối bằng các bản đứng cho đơn giản.

## §5.4 TÍNH TOÁN DÀN CHỦ

Kết cấu nhịp dàn thép là 1 kết cấu không gian có nhiều thanh và nhiều nút, hơn nữa các nút được cấu tạo có tính chất là nút cứng. Do vậy việc tính toán chính xác sẽ vô cùng khó khăn.

Trong thực tế thiết kế, người ta giả thiết tính toán như sau:

- Đơn giản hóa bằng cách coi kết cấu không gian đó là do các kết cấu phẳng ghép lại, những kết cấu phẳng này là các dàn chủ và các dàn liên kết.
- Xem liên kết nút là liên kết khớp.
- Hệ dầm mặt cầu làm nhiệm vụ đỡ phần mặt cầu và hoạt tải rồi truyền lực cho dàn chủ tại các nút.

Để thỏa mãn giả thiết trên, cần phải chú ý:

- Chiều cao thanh không  $> 1/15$  chiều dài thanh.
- Trục các thanh biên của 2 khoang kề nhau không  $> 1.5\%$  chiều cao thanh đối với tiết diện chữ  $\Pi$  và hình hộp và không quá  $0.7\%$  chiều cao đối với tiết diện chữ  $H$ .

Đối với dàn biên cứng, thanh biên có các thành phần nội lực  $M, Q, N$ .

### 4.1-Xác định nội lực trong dàn chủ:

#### 4.1.1-Tải trọng:

Trọng lượng dàn chủ được xác định theo công thức (4.4) nhưng hệ số đặc trưng trọng lượng  $a$  lấy bằng 3.5 và trọng lượng dàn thực tế phải nhân với hệ số cấu tạo bằng 1.8-2.0.

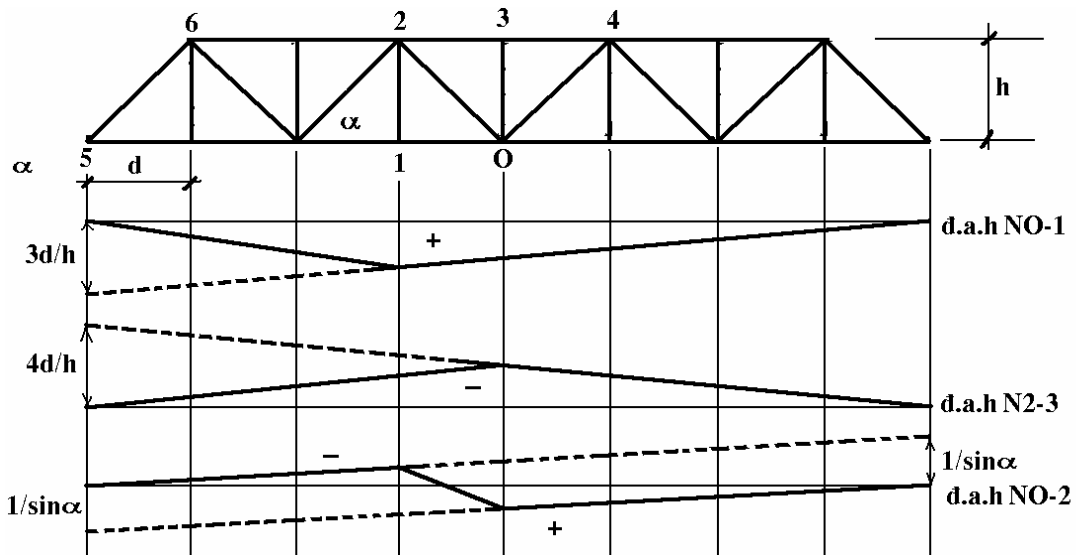
Trọng lượng hệ liên kết lấy bằng 0.1-0.12 trọng lượng dàn chủ chưa nhân với hệ số cấu tạo.

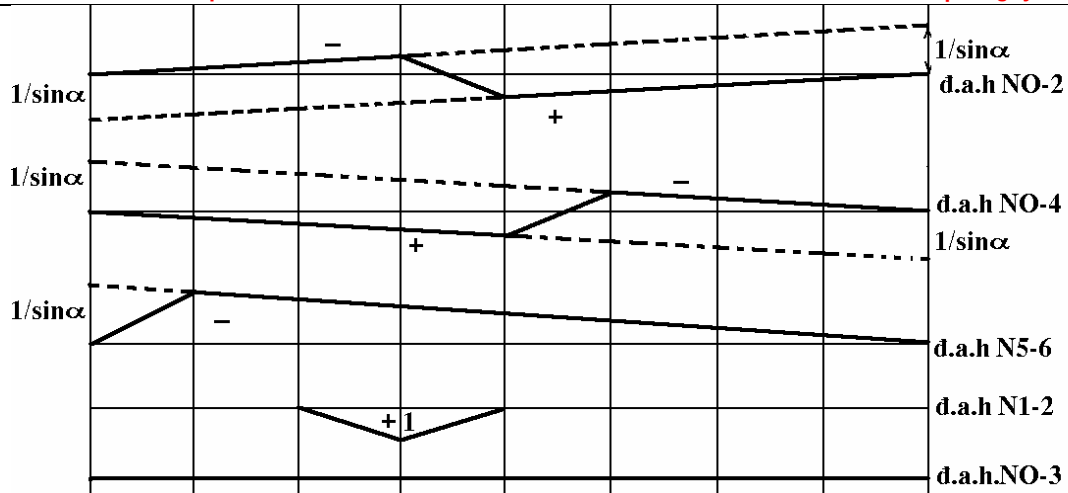
Đường người đi và lan can, sơ bộ có thể lấy  $0.2t/m^2$  đối với cầu ô tô và cầu xe lửa có máng đá dăm và  $0.1t/m^2$  đối với cầu xe lửa có đường người đi bằng gỗ.

Các tải trọng khác tính tương tự đối với cầu dầm.

#### 4.1.2-Xác định nội lực:

Trước khi xác định nội lực, ta cần vẽ đường ảnh hưởng:





Hình 5.26: Đường ảnh hưởng nội lực trong nút dàn

Công thức xác định nội lực:

$$\begin{cases} N = n_t \cdot g_t \cdot \sum \Omega + \beta_o \cdot n_h \cdot (1 + \mu) \eta_{oto} \cdot k_{td}^{oto} \cdot \Omega' + n_h \cdot \eta_{ng} \cdot q_n \cdot \Omega' \\ N = n_t \cdot g_t \cdot \sum \Omega + n_h \cdot k_{td}^{db} \cdot \Omega' \end{cases} \quad (5.1)$$

Đối với thanh có nội lực 2 dấu cần xác định giá trị lớn nhất và nhỏ nhất để tính mỗi, được xét với tải trọng tiêu chuẩn nhưng phải kể hệ số xung kích. Đối với những thanh biên, thanh xiên của dàn thì trọng lượng bản thân của nó có thể gây ra nội lực phụ khá lớn nên khi chọn tiết diện thanh cần kể đến nội lực này.

#### 4.2- Chọn tiết diện thanh:

##### 4.2.1- Xác định kích thước tiết diện:

Việc chọn tiết diện thanh bắt đầu từ thanh chịu nén lớn nhất, các kích thước cơ bản của thanh sẽ quyết định bề rộng  $b$  của tất cả các thanh và cố gắng giữ không đổi để các thanh liên kết được thuận lợi. Chiều cao  $h$  của các thanh biên cũng nên giữ cố định để cho việc cấu tạo được đơn giản.

Ta có thể xác định sơ bộ  $h$  và  $b$  theo công thức kinh nghiệm:

$$\begin{cases} h = \left( l - \frac{l^2}{400} \right) \\ b = (h - 0.2l) \end{cases} \quad (5.2)$$

Trong đó:

+ $l$ : chiều dài nhịp dàn tính bằng m.

Thực tế có thể chọn  $h$  sai khác  $\pm 10$ cm so với công thức trên.

Diện tích của tiết diện được tính sơ bộ theo công thức gần đúng:

- Đối với thanh biên chịu nén:

$$F_{ng} = \frac{N}{0.82(R_o - 100)} \quad (5.3)$$

- Đối với thanh biên chịu kéo có xét giảm yếu do lỗ đinh:

$$F_{ng} = \frac{N}{0.85(R_o - 100)} \quad (5.4)$$

Nếu tiết diện không giảm yếu thì không có hệ số 0.85.



- Đối với thanh xiên chịu nén:

$$F_{ng} = \frac{N}{0.6(R_o - 100)} \quad (5.5)$$

- Đối với thanh xiên chịu kéo:

$$F_{ng} = \frac{N}{0.85(R_o - 100)} \quad (5.6)$$

Trong đó:

+N: nội lực tính toán của thanh dàn.

+0.82 và 0.6: các hệ số uốn dọc lấy áng chừng.

+( $R_o-100$ ): cường độ tính toán lấy với mức dự trữ 100kg/cm<sup>2</sup> vì các thanh còn chịu uốn do trọng lượng bản thân.

Cần chú ý tiết diện thanh cần phải thỏa mãn các yêu cầu cấu tạo đã nói ở các phần trước.

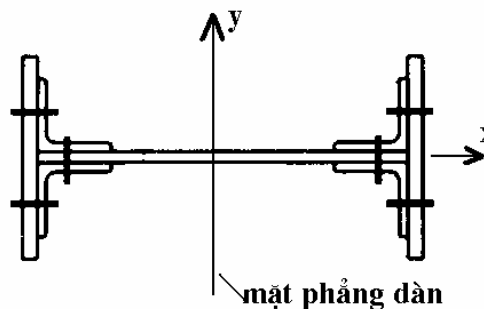
#### 4.2.2-Kiểm tra độ mảnh của thanh:

Sau khi chọn được tiết diện của thanh cần tính toán đặc trưng hình học tiết diện và kiểm tra độ mảnh của thanh.

Độ mảnh của thanh phụ thuộc vào cấu tạo tiết diện thanh 1 nhánh hay 2 nhánh.

##### 4.2.2.1-Độ mảnh của thanh 1 nhánh (thanh đơn):

Thanh 1 nhánh là thanh không dùng thanh giằng, bản giằng.



Hình 5.27: Tiết diện thanh 1 nhánh

Công thức xác định độ mảnh:

$$\lambda = \frac{l_0}{r} \quad (5.7)$$

Trong đó:

+r: bán kính quán tính, được xác định  $r = \sqrt{\frac{I_{ng}}{F_{ng}}}$ . Giá trị r được xác định theo 2

mặt phẳng x và y:  $r_x = \sqrt{\frac{I_{xng}}{F_{ng}}}$  và  $r_y = \sqrt{\frac{I_{yng}}{F_{ng}}}$ .

+ $I_{ng}$ ,  $F_{ng}$ : mômen quán tính và diện tích tiết diện nguyên trong mặt phẳng cần tính độ mảnh.

+ $l_0$ : chiều dài tự do của thanh, được lấy như sau:

++Đối với thanh biên, thanh xiên tại gối và thanh đứng tại gối:

+++Bị uốn trong mặt phẳng dàn lấy bằng khoảng cách giữa tim 2 nút dàn theo lý thuyết.

+++Bị uốn ngoài mặt phẳng dàn lấy bằng khoảng cách giữa tim 2 nút dàn theo lý thuyết hoặc khoảng cách giữa các nút của liên kết dọc.

++Đối với thanh đứng, thanh xiên:

+++Bị uốn trong mặt phẳng dàn lấy bằng khoảng cách giữa tim 2 nút dàn theo lý thuyết nhân với hệ số 0.8.

+++Bị uốn ngoài mặt phẳng dàn lấy như đối với thanh biên.

++Đối với thanh đứng, thanh xiên giao với thanh chịu kéo:

+++Bị uốn trong mặt phẳng dàn lấy bằng khoảng cách giữa tim 2 nút dàn theo lý thuyết nhân với hệ số 0.8.

+++Bị uốn ngoài mặt phẳng dàn lấy bằng khoảng cách giữa tim 2 nút dàn theo lý thuyết nhân với hệ số 0.7.

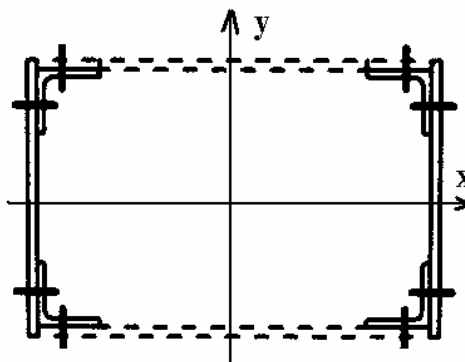
++Đối với thanh đứng, thanh xiên giao với thanh chịu nén hoặc thanh không chịu lực:

+++Bị uốn trong mặt phẳng dàn lấy bằng khoảng cách giữa tim 2 nút dàn theo lý thuyết nhân với hệ số 0.8.

+++Bị uốn ngoài mặt phẳng dàn lấy bằng khoảng cách giữa tim 2 nút dàn theo lý thuyết.

#### 4.2.2.2-Độ mảnh của thanh 2 nhánh (tiết diện ghép):

Thanh 2 nhánh là thanh dùng thanh giàng, bản giàng.



Hình 5.28: Tiết diện thanh 2 nhánh

Độ mảnh của thanh trong mặt phẳng vuông góc với mặt phẳng của thanh giàng, bản giàng được tính như đối với thanh 1 nhánh. Độ mảnh của thanh trong mặt phẳng thanh giàng, bản giàng được tính bằng độ mảnh tương đương:

- Khi dùng bản giàng hoặc bản khoét lỗ:

$$\lambda_{td} = \sqrt{\lambda^2 + \lambda_n^2} \quad (5.8)$$

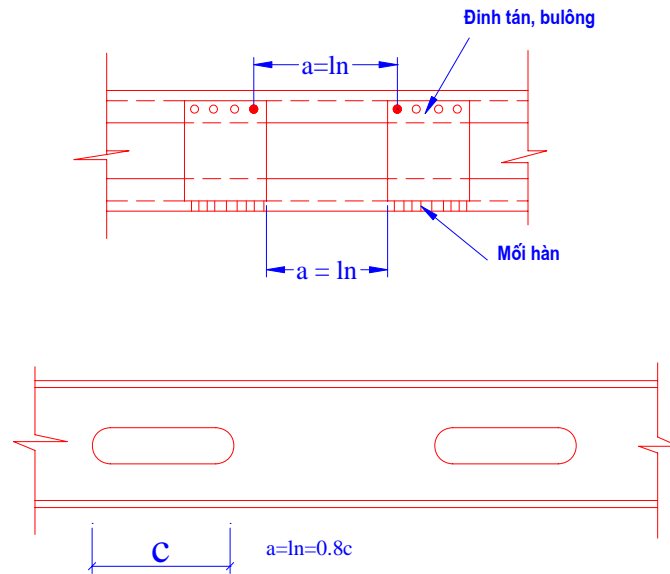
- Khi dùng thanh giàng:

$$\lambda_{td} = \sqrt{\lambda^2 + k \cdot \beta \cdot \frac{F_{ng}}{F_{giang}}} \quad (5.9)$$

Trong đó:

+ $\lambda$ : độ mảnh của cả thanh trong mặt phẳng bản giằng, thanh giằng. khi được xem nó là thanh đơn ( $\lambda_y$ ).

+ $\lambda_n$ : độ mảnh của 1 nhánh, được tính  $\lambda_n = \frac{l_n}{r_n} = \frac{a}{r_n}$ . Với  $a$  được lấy như sau: đối với dầm đỉnh lấy bằng khoảng cách 2 hàng đinh ngoài cùng gần nhất, đối với dầm hàn lấy bằng khoảng cách tính của 2 bản giằng kề nhau, đối với bản khoét lỗ lấy bằng 0.8 chiều dài lỗ.



Hình 5.29: Xác định chiều dài tự do của nhánh

+ $r_n$ : bán kính quán tính của 1 nhánh đối với trục đi qua trọng tâm của nhánh đó và vuông góc với mặt phẳng bản giằng ( $r_{ny}$ ).

+ $F_{ng}$ : diện tích toàn bộ của thanh không kể giảm yếu.

+ $F_{giằng}$ : diện tích của các thanh giằng bị cắt bởi mặt phẳng vuông góc với thanh hoặc nằm trong 1 mặt cắt ngang của thanh.

+ $\beta$ : hệ số phản ánh ảnh hưởng của thanh giằng. Nếu thanh giằng làm bằng thép góc lấy  $\beta = 1.8$  và thép bản lấy  $\beta = 1.4$ .

+ $k$ : hệ số phụ thuộc vào độ mảnh của thanh, được lấy

$$\begin{cases} \lambda \leq 100 \rightarrow k = \frac{0.3}{\lambda} \\ \lambda > 100 \rightarrow k = \frac{0.3}{\lambda^2} \end{cases}$$

Chú ý việc dùng  $\lambda_{td}$  mục đích để xét mất ổn định cục bộ của mỗi nhánh giữa các điểm liên kết thanh giằng, bản giằng.

#### **4.3-Kiểm tra tiết diện thanh:**

Căn cứ vào nội lực và tiết diện thanh, ta tiến hành kiểm tra theo cường độ và mỏi. Khi đó ngoài lực dọc trong các thanh, ta cần kể đến thanh bị uốn cục bộ do trọng lượng bản thân và trọng lượng hệ liên kết gắn vào đoạn giữa thanh.

Mômen uốn tại giữa và đầu thanh do trọng lượng bản thân của nó lấy bằng 0.8 giá trị mômen giữa thanh khi coi liên kết khớp 2 đầu:

$$M_{bt} = \pm 0.8n_t \cdot \frac{g_b \cdot l^2}{8} \cdot \cos \alpha \quad (5.10)$$

Trong đó:

+ $g_t$ : trọng lượng phân bố của thanh.

+ $\alpha$ : góc nghiêng của thanh so với phương ngang.

Các công thức tính toán dưới đây sẽ viết cho thanh chịu lực tổng quát, đối với những thanh chỉ chịu lực dọc thì khi tính toán sẽ bỏ đi những đại lượng có liên quan đến  $M_{bt}$ .

#### 4.3.1-Kiểm tra điều kiện bền:

Công thức áp dụng cho thanh chịu kéo và nén:

$$\sigma = \frac{N}{F_{gi}} + \frac{M_{bt}}{I_{gi}} \cdot y_{\max} \leq R_o \quad (5.11)$$

Trong đó:

+ $F_{gi}$  và  $I_{gi}$ : diện tích giảm yếu và mômen quán tính giảm yếu của tiết diện tính theo mặt phẳng dần.

+ $y_{\max}$ : khoảng cách trục trung hòa thanh đến mép ngoài cùng.

#### 4.3.2-Kiểm tra điều kiện ổn định:

Trường hợp thanh chịu nén đúng tâm hoặc bị uốn trong mặt phẳng tác dụng của mômen uốn:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi \cdot F_{ng}} \leq R_o \quad (5.12)$$

Trong đó:

+ $F_{ng}$ : diện tích nguyên của tiết diện thanh.

+ $\varphi$ : hệ số giảm khả năng chịu nén được tra bảng phụ thuộc vào độ mảnh  $\lambda$  và

độ lệch tâm tương đối trong mặt phẳng uốn  $i = \frac{e_o}{\rho}$ .

+ $e_o$ : độ lệch tâm tính toán được tính  $e_o = \frac{M_{bt}}{N}$ .

+ $\rho$ : bán kính lõi lấy cùng 1 phương với độ lệch tâm  $e_o$ , được tính  $\rho = \frac{W_{ng}}{F_{ng}}$ .

Nếu độ mảnh của thanh trong 1 mặt phẳng tác dụng của mômen uốn lại nhỏ hơn độ mảnh theo mặt phẳng kia thì cần kiểm tra thanh bị uốn ra ngoài mặt phẳng có độ mảnh lớn:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi_2 \cdot F_{ng}} \leq R_o \quad (5.13)$$

Trong đó:

+ $\varphi_2$ : hệ số giảm khả năng chịu nén được tính  $\varphi_2 = \frac{\varphi}{1 + \varphi \cdot i}$ .

+ $\varphi$ : như trên nhưng được xác định theo độ mảnh lớn. Riêng đối với tiết diện hở như chữ H, chữ U, chữ T thì giá trị của  $\varphi$  được lấy ứng với  $\lambda=0$ .

+ $i$ : lấy như công thức (5.12) ứng với mặt phẳng có độ mảnh nhỏ.

**4.3.3-Kiểm tra điều kiện chịu mỏi:**

Khi kiểm tra mỏi, nội lực trong thanh được xác định theo tổ hợp tải trọng chính, các hệ số vượt tải lấy bằng 1.

Công thức kiểm tra:

$$\sigma = \frac{N^{tc}}{F_{gi}} + \frac{M'.y_{\max}}{I_{gi}} \leq \gamma.R_o \quad (5.14)$$

Trong đó:

+M': được lấy như sau:

++Đối với các tiết diện nằm trong phạm vi nửa chiều dài ở đoạn giữa thanh và khi độ mảnh  $\lambda > 70$  thì:

$$+++ M' = \frac{M_{bt}}{1 + \frac{N^{tc}}{N_E}} \text{ khi thanh chịu kéo.}$$

$$+++ M' = \frac{M_{bt}}{1 - \frac{N^{tc}}{N_E}} \text{ khi thanh chịu nén.}$$

++Các trường hợp khác  $M' = M_{bt}$ .

+ $N_{tc}$ : nội lực tiêu chuẩn có kèm theo dấu, dấu + đối với chịu kéo và dấu - đối với chịu nén

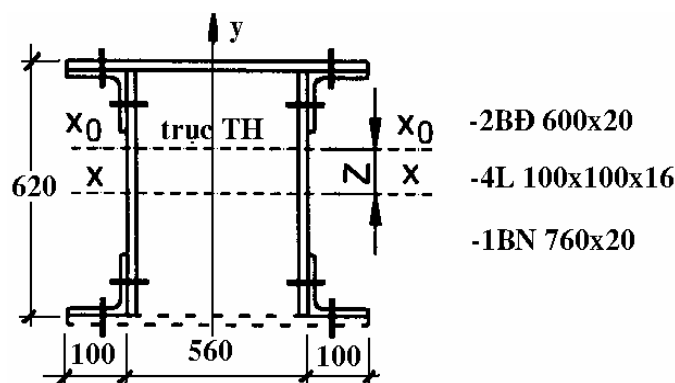
+ $S_E$ : lực Euler đối với thanh chịu nén trung tâm khi uốn dọc trong mặt phẳng

tác dụng của mômen, được tính:  $S_E = \frac{\pi^2 \cdot EI_{ng}}{l_o^2}$ .

+ $\gamma$ : hệ số giảm cường độ tính toán về mỏi.

**4.3.4-Ví dụ tính toán:****4.3.4.1-Ví dụ 1:**

Cho tiết diện thanh như hình vẽ:



Hình 5.30: Ví dụ 1

Biết thanh chịu lực nén tính toán  $N=720t$ , chiều dài thanh 10m. Thép sử dụng là thép than.

Giải:

- Tính đặc trưng hình học:

✚ Bản đúng:

$$\left[ \begin{aligned} F_{ng} &= 2 \times 60 \times 2 = 240cm^2, \quad F_{lo} = 4 \times 2.3 \times 2 = 18.4cm^2 \\ \rightarrow F_{gi} &= 240 - 18.4 = 221.6cm^2 \\ I_{x0ng} &= 2 \times \frac{1}{12} \times 2 \times 60^3 = 72000cm^4 \\ I_{yng} &= 2 \times \frac{1}{12} \times 60 \times 2^3 + 2 \times 60 \times 2 \times (28 - 1)^2 = 175040cm^4 \end{aligned} \right.$$

🔧 Thép góc: L100x100x16 có  $F = 29.7cm^2$ ,  $I_{x-x} = 264cm^4$ ,  $z_0 = 3.06cm$ .

$$\left[ \begin{aligned} F_{ng} &= 4 \times 29.7 = 118.8cm^2, \quad F_{lo} = 8 \times 2.3 \times 1.6 = 29.44cm^2 \\ \rightarrow F_{gi} &= 118.8 - 29.44 = 89.36cm^2 \\ I_{x0ng} &= 4 \times 264 + 4 \times 29.7 \times (30 - 3.06)^2 = 87276.7cm^4 \\ I_{yng} &= 4 \times 264 + 4 \times 29.7 \times (28 + 3.06)^2 = 115665.2cm^4 \end{aligned} \right.$$

🔧 Bản ngang:

$$\left[ \begin{aligned} F_{ng} &= 76 \times 2 = 152cm^2, \quad F_{lo} = 2 \times 2.3 \times 1.6 = 9.2cm^2 \rightarrow F_{gi} = 152 - 9.2 = 142.8cm^2 \\ I_{x0ng} &= \frac{1}{12} \times 76 \times 2^3 + 76 \times 2 \times (30 + 1)^2 = 146122.7cm^4 \\ I_{yng} &= \frac{1}{12} \times 2 \times 76^3 = 73163cm^4 \end{aligned} \right.$$

→ Tổng diện tích nguyên:  $F_{ng} = 240 + 118.8 + 152 = 510.8cm^2$ .

Tổng diện tích lỗ:  $F_{lỗ} = 18.4 + 29.44 + 9.2 = 57.04cm^2$ .

Tổng diện tích giảm yếu:  $F_{gi} = 510.8 - 57.04 = 453.76cm^2$ .

Tổng mômen quán tính nguyên:  $I_{x0ng} = 11491.9 + 87276.7 + 146122.7 = 244891.3cm^4$ .

$I_{yng} = 175040 + 115665.2 + 73163 = 363868.2cm^4$ .

🔧 Mômen tĩnh của tiết diện đối với trục  $x_0-x_0$ :

$$S_{x0} = 76 \times 2 \times (30 + 1) = 4712cm^3$$

🔧 Trục trung hòa tiết diện x-x cách trục  $x_0-x_0$  1 đoạn z:

$$z = \frac{S_{x0}}{F_{ng}} = \frac{4712}{510.8} = 9.2cm$$

🔧 Mômen quán tính của tiết diện đối với trục trung hòa:

$$I_{xng} = 244891.3 - 510.8 \times 9.2^2 = 201657.2cm^4$$

- Kiểm tra điều kiện độ mảnh:

$$\left[ \begin{aligned} r_x &= \sqrt{\frac{I_{xng}}{F_{ng}}} = \sqrt{\frac{201657.2}{510.5}} = 19.88cm \\ r_y &= \sqrt{\frac{I_{yng}}{F_{ng}}} = \sqrt{\frac{363868.2}{510.5}} = 26.7cm \end{aligned} \right. \rightarrow \left[ \begin{aligned} \lambda_x &= \frac{1000}{19.88} = 50.3 \\ \lambda_y &= \frac{1000}{26.7} = 37.43 \end{aligned} \right.$$

→ Ta thấy  $\lambda_x, \lambda_y$  đều  $< 100$

→ OK.

- Kiểm tra điều kiện ổn định cục bộ:

$$\frac{b_1}{\delta_1} = \frac{66}{2} = 33 < 45, \quad \frac{b_2}{\delta_2} = \frac{50}{2} = 25 < 35$$

→ OK.

- Điều kiện ổn định:

✚ Mômen do trọng lượng bản thân:

$$M_{bt} = \frac{1}{10} \times 7.85 \times 0.05108 \times 10^2 = 4.01 t.m$$

✚ Độ lệch tâm trong mặt phẳng uốn:

$$e_0 = \frac{M_{bt}}{N} = \frac{4.01}{720} = 0.00056 m$$

✚ Bán kính lõi:

$$\rho = \frac{W_{xng}}{F_{ng}} = \frac{201657.2}{510.8 \times (31 - 9.2)} = 18.92 cm$$

→ Chú ý lấy đối với mép của lõi tiết diện có ứng suất do lực dọc và mômen cùng dấu.

✚ Độ lệch tâm tương đối:

$$i = \frac{e_0}{\rho} = \frac{0.056}{18.92} = 0.029$$

✚ Hệ số uốn dọc:

Hệ số uốn dọc trong mặt phẳng uốn tra bảng phụ thuộc  $\lambda_x=50.3$  và  $i=0.029$ :  $\varphi = 0.808$ .

Hệ số uốn dọc ngoài mặt phẳng uốn tra bảng phụ thuộc  $\lambda_y=37.43$  và  $i=0$ :  $\varphi = 0.858$ .

→ Ta thấy độ mảnh của thanh trong mặt phẳng uốn lớn hơn độ mảnh theo mặt phẳng kia nên không cần kiểm tra thanh bị uốn ra ngoài mặt phẳng có độ mảnh lớn.

✚ Kiểm tra điều kiện ổn định của thanh:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi \cdot F_{ng}} = \frac{720000}{0.808 \times 510.8} = 1744.5 kg/cm^2 < R_0 = 1900 kg/cm^2$$

→ OK.

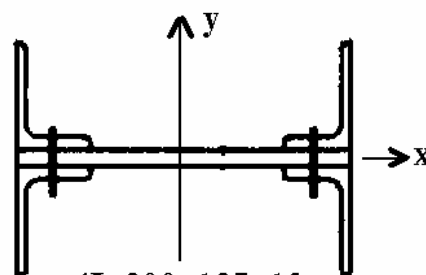
✚ Kiểm tra điều kiện bền:

$$\sigma = \frac{N}{F_{gi}} + \frac{M_{bt} \times y_{max}}{I_{gi}} = \frac{720000}{453.76} + \frac{401000 \times (31 - 9.2)}{0.85 \times 201657.2} = 1637.7 kg/cm^2 < R_0 = 1900 kg/cm^2$$

→ OK.

#### IV.3.4.2-Ví dụ 2:

Cho tiết diện thanh như hình vẽ:



-4L 200x125x12

-1BN 460x10

Hình 5.31: Ví dụ 2



Biết thanh xiên vừa chịu nén vừa chịu kéo. Nội lực tính toán  $N_n^t = -190t$ ,  $N_k^t = 45t$ ; nội lực tiêu chuẩn để tính mỗi  $N_n^{tc} = -122t$ ,  $N_k^{tc} = 32t$ . Chiều dài thanh 10m, góc nghiêng phương ngang  $50^\circ$ . Thép sử dụng là thép than.

Giải:

- Đặc trưng hình học:

$$\text{Diện tích tiết diện nguyên: } F_{ng} = 46 \times 1 + 4 \times 37.9 = 197.6 \text{ cm}^2$$

$$\text{Diện tích lỗ: } F_{ng} = 2 \times 1 \times 2.3 + 4 \times 1.2 \times 2.3 = 15.64 \text{ cm}^2$$

$$\text{Diện tích giảm yếu: } F_{gi} = 197.6 - 15.64 = 181.96 \text{ cm}^2$$

• Mômen quán tính đối với trục x:

$$I_x = \frac{1}{12} \times 46 \times 1^3 + 4 \times [1580 + 37.9 \times (1 + 6.54)^2] = 14942.5 \text{ cm}^4$$

• Mômen quán tính đối với trục y:

$$I_y = \frac{1}{12} \times 1 \times 46^3 + 4 \times [482 + 37.9 \times (23 - 2.83)^2] = 71714.6 \text{ cm}^4$$

- Xác định độ mảnh:

$$\left[ \begin{array}{l} r_x = \sqrt{\frac{14942.5}{197.6}} = 8.7 \text{ cm} \rightarrow \lambda_x = \frac{0.8 \times 1000}{8.7} = 91.95 \\ r_y = \sqrt{\frac{71714.6}{197.6}} = 19.05 \text{ cm} \rightarrow \lambda_y = \frac{1000}{19.05} = 52.49 \end{array} \right.$$

→ Ta thấy  $\lambda_x, \lambda_y < 100$

→ OK.

- Mômen do trọng lượng bản thân:

$$M_{bt} = \frac{1}{10} \times 7.85 \times 0.01976 \times 10^2 \times \cos 50^\circ = 0.997 \text{ t.m}$$

• Độ lệch tâm trong mặt phẳng uốn:

$$e_0 = \frac{M_{bt}}{N} = \frac{0.997}{190} = 0.005 \text{ m}$$

• Bán kính lõi:

$$\rho = \frac{W_{xng}}{F_{ng}} = \frac{14942.5}{197.6 \times 20.5} = 3.69 \text{ cm}$$

• Độ lệch tâm tương đối:

$$i = \frac{e_0}{\rho} = \frac{0.5}{3.69} = 0.14$$

• Hệ số uốn dọc:

-Hệ số uốn dọc trong mặt phẳng uốn tra bảng phụ thuộc  $\lambda_x = 91.95$  và  $i = 0.14$ :  $\varphi = 0.51$ .

• Kiểm tra điều kiện bền:

$$\sigma = \frac{N}{F_{gi}} + \frac{M_{bt} \times y_{\max}}{I_{gi}} = \frac{190000}{181.96} + \frac{99700 \times 20.5}{0.85 \times 14942.5} = 1205.1 \text{ kg/cm}^2 < R_0 = 1900 \text{ kg/cm}^2$$

→ OK.

📌 Kiểm tra điều kiện ổn định của thanh:

$$\sigma = \frac{N}{\varphi \cdot F_{ng}} = \frac{190000}{0.51 \times 197.6} = 1885.4 \text{ kg/cm}^2 < R_0 = 1900 \text{ kg/cm}^2$$

→ OK.

• Kiểm tra điều kiện ổn định cục bộ:

$$\left[ \begin{array}{l} \frac{b_1}{\delta_1} = \frac{46 - 12.5}{1} = 33.5 < (0.35\lambda + 25) = 0.35 \times 91.95 + 25 = 57.18 < 60 \\ \frac{b_2}{\delta_2} = \frac{10}{1.2} = 8.33 < 0.2\lambda = 0.2 \times 91.95 = 18.39 < 20 \end{array} \right.$$

→ OK.

• Kiểm tra điều kiện mỏi:

Ta thấy thanh này chịu nén là chủ yếu nên ta có công thức:

$$\gamma = \frac{1}{(0.7a\beta - b) - (0.7a\beta + b)\rho} \leq 1$$

với  $a = 0.58$ ,  $b = 0.26$  (thép than),  $\beta = 1.2$ ,  $\rho = \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max}} = \frac{32}{-122} = -0.26$  (bỏ qua ảnh hưởng mômen).

$$\rightarrow \gamma = \frac{1}{(0.7 \times 0.58 \times 1.2 - 0.26) - (0.7 \times 0.58 \times 1.2 + 0.26) \times (-0.26)} = 2.37 > 1$$

→ Chọn  $\gamma = 1$ . Không cần kiểm tra.

→ OK.

[\*Giả sử thanh này chịu kéo là chủ yếu  $\rho = \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max}} = \frac{-32}{122} = -0.26$ , ta áp dụng công thức:

$$\gamma = \frac{1}{(0.7 \times 0.58 \times 1.2 + 0.26) - (0.7 \times 0.58 \times 1.2 - 0.26) \times (-0.26)} = 1.24 > 1 \rightarrow \text{Thanh chịu nén chủ yếu chịu mỏi tốt hơn*].$$

## §5.5 TÍNH TOÁN THANH GIÀNG, BẢN GIÀNG

### 5.1-Lực tác dụng lên hệ thống giằng:

Thanh giằng, bản giằng làm nhiệm vụ liên kết các nhánh của thanh cùng làm việc với nhau. Nếu độ bền của thanh giằng, bản giằng không đảm bảo sẽ dẫn đến bị phá hoại vì hiện tượng uốn dọc của thanh thanh chịu nén, sau đó đến lượt bản thân thanh cũng bị phá hoại vì các nhánh làm việc riêng rẽ và mất ổn định.

Thanh giằng, bản giằng tính toán chịu lực cắt giả định còn gọi lực cắt quy ước. Lực này không thay đổi suốt chiều dài thanh:

$$Q = \alpha \cdot F_{ng} \cdot R_0 \cdot \frac{\varphi_{\min}}{\varphi} \quad (5.15)$$

Trong đó:

+ $F_{ng}$ : diện tích tiết diện nguyên của thanh, nếu dùng tấm khoét lỗ thì bản này có thể được tính thêm vào nhưng phải trừ lỗ.

+ $R_0$ : cường độ tính toán của thép.

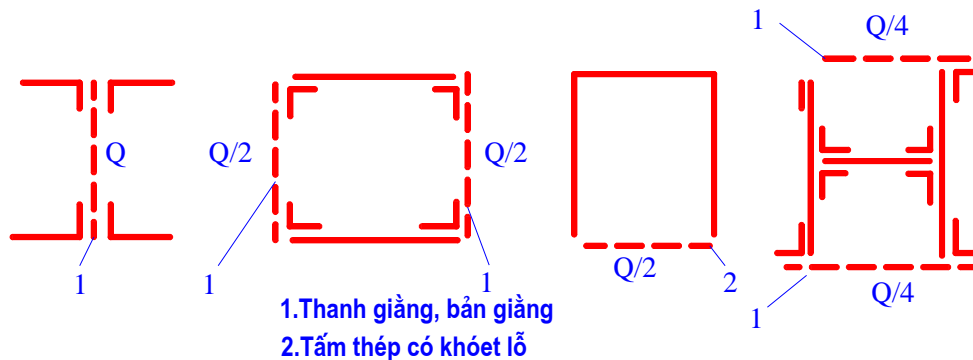
+ $\varphi$ : hệ số uốn dọc của thanh trong mặt phẳng thanh giằng, bản giằng.

+ $\varphi_{min}$ : hệ số uốn dọc nhỏ nhất trong 2 hệ số uốn dọc tương ứng với 2 mặt phẳng của thanh (ứng với mặt phẳng có độ mảnh lớn nhất).

+ $\alpha$ : hệ số được lấy bằng  $(0.024 - 0.00007\lambda)$  nhưng không  $> 0.015$  đối với thép thanh và không  $> 0.017$  đối với thép hợp kim thấp.

Ta thấy công thức (5.15) được dựa trên giả thiết diện tích thanh  $F_{ng}$  được rút ra từ điều kiện ổn định khi chịu nén. Như vậy:

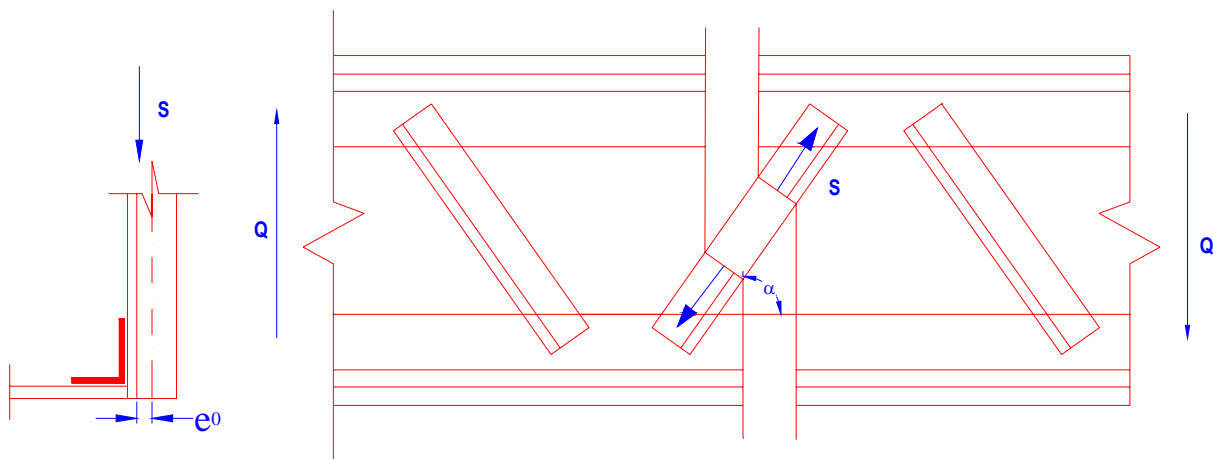
- Nếu tiết diện thanh được chọn trên cơ sở tính mỏi mà thanh chịu nén là chủ yếu thì  $Q$  sẽ giảm đi bằng cách nhân với tỷ số  $\gamma/\varphi_{min}$ .
  - Nếu thanh chịu kéo là chủ yếu thì  $Q$  được nhân thêm tỷ số  $N_{nén}/N_{kéo}$ .
- Lực cắt  $Q$  này sẽ phân chia cho các hệ thống giằng như sau:



Hình 5.32: Phân lực cắt quy ước cho hệ thống giằng

- Khi chỉ có 1 hệ thống thanh giằng, bản giằng thì sẽ chịu toàn bộ lực  $Q$ . Khi có nhiều hệ thống thanh giằng, bản giằng thì lực cắt sẽ phân đều cho mỗi hệ thống.
- Khi có tấm thép có khoét lỗ làm nhiệm vụ giằng thì lực  $Q$  sẽ phân cho nó 1 nửa, còn 1 nửa sẽ phân chia đều cho thanh giằng, bản giằng.

### 5.2-Tính thanh giằng:



Hình 5.33: Tính thanh giằng

Thanh giằng được tính như thanh xiên của dàn:

$$S = \frac{Q_1}{\sin \alpha} \tag{5.15}$$

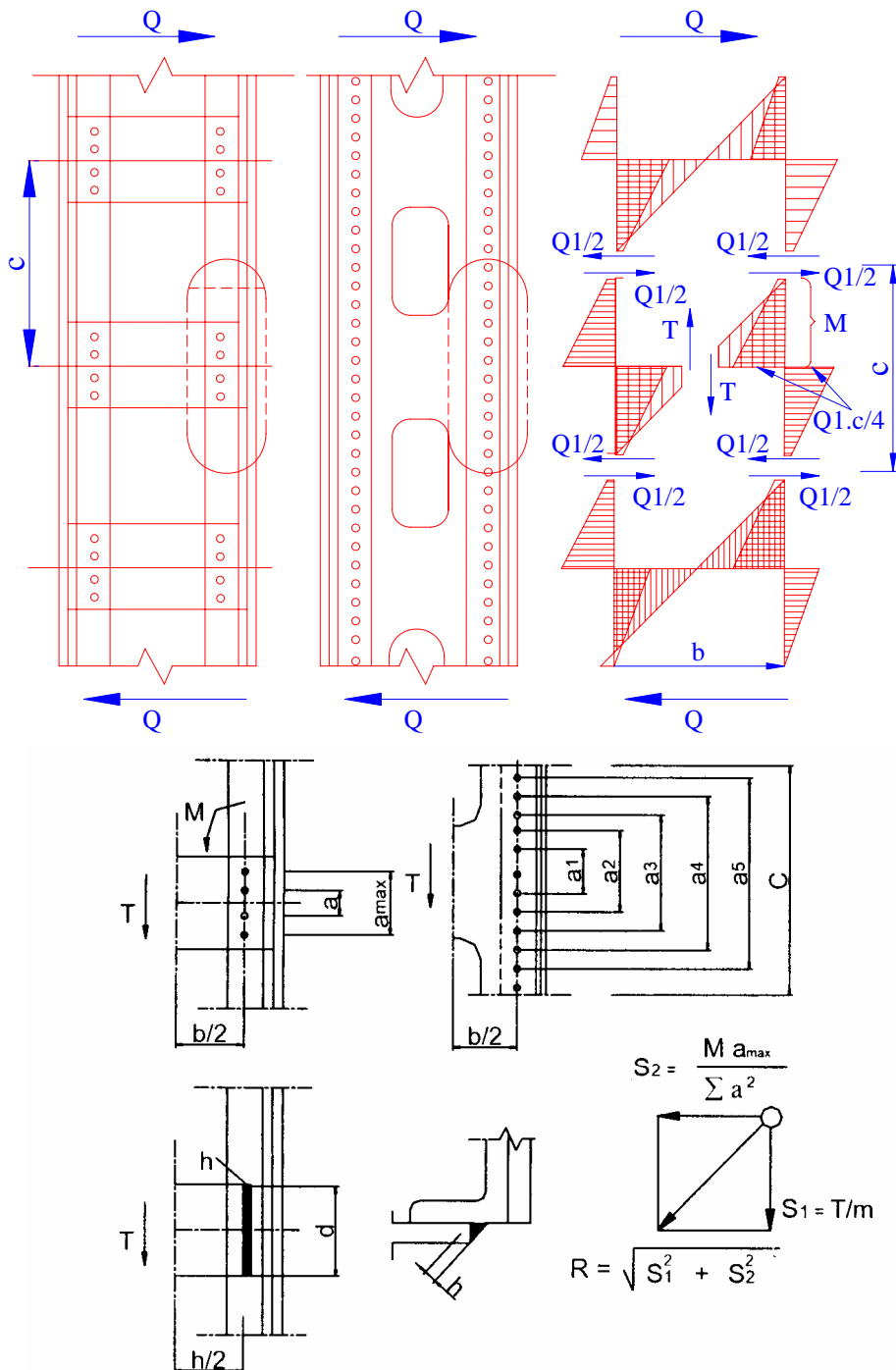
Trong đó:

+ $Q_1$ : lực cắt tính toán do 1 hệ thống thanh giằng chịu.

+ $\alpha$ : góc nghiêng của thanh giằng với trục của thanh.

Lực  $S$  có thể chịu kéo hoặc nén nên bất lợi chọn theo điều kiện chịu nén. Nếu thanh giằng làm bằng thép góc thì cần xét thêm mômen uốn do lệch tâm gây ra. Hoặc có thể đưa vào hệ số điều kiện làm việc  $m_2$  lấy bằng 0.75 khi dùng thép góc đều cạnh, 0.7 đối với thép góc không đều cạnh liên kết với thanh bằng cánh nhỏ và 0.8 đối với thép góc không đều cạnh liên kết với thanh bằng cánh lớn.

**5.3-Tính bản giằng, tấm khoét lỗ:**



Hình 5.34: Tính bản giằng, tấm khoét lỗ

Bản giằng tính toán với giả thiết các bản giằng hợp với các nhánh của thanh thành 1 dàn nút cứng không có thanh xiên. Các điểm có mômen bằng 0 có thể coi gần đúng tại điểm giữa các khoang và các thanh đứng. Khi đó nội lực trong bản giằng, tấm khoét lỗ sẽ là:

- Mômen:  $M = \frac{Q_1 \cdot c}{2}$  (5.16)

- Lực cắt:  $T = \frac{M}{b/2} = \frac{Q_1 \cdot c}{b}$  (5.17)

Trong đó:

+c: khoảng cách giữa các bản giằng và các lỗ của tấm thép khoét lỗ.

+b: khoảng cách giữa 2 trục nhánh của thanh.

Tính toán đỉnh liên kết:

- Lực tác dụng lên 1 đỉnh do T:  $S_1 = \frac{T}{m}$

- Lực tác dụng lên 1 đỉnh do M:  $S_2 = \frac{M \cdot a_{\max}}{\sum a_i^2}$

→ Lực tác dụng lên đỉnh ngoài cùng:  $S = \sqrt{S_1^2 + S_2^2} \leq [S]_d$ .

Tính toán mối hàn:

- Ứng suất mối hàn do T:  $\tau_1 = \frac{T}{h \cdot d}$

- Ứng suất mối hàn do M:  $\tau_2 = \frac{6 \cdot M}{h \cdot d^2}$  với d, h chiều dài và chiều cao tính toán của mối hàn.

Điều kiện kiểm tra ứng suất:  $\tau = \sqrt{\tau_1^2 + \tau_2^2} \leq 0.75R_o$ .

## §5.6 TÍNH TOÁN MỐI NỐI THANH BIÊN VÀ LIÊN KẾT CÁC THANH XIÊN, THANH ĐỨNG VÀO NÚT DÀN

### 6.1-Tính toán mối nối thanh biên:

Số lượng đinh tán và bulông được xác định theo phương pháp cân bằng diện tích và được xác định theo công thức:

$$n = \mu \cdot F_t \quad (5.18)$$

Trong đó:

+ $\mu$ : số đinh tán hoặc bulông của 1 đơn vị diện tích, có thể là  $\mu_c, \mu_{em}, \mu_b$ .

+ $F_t$ : diện tích tính toán của thanh, có thể là  $F_{gi}, \varphi F_{ng}, \dots$

Khi chọn kích thước các bản nối của thanh cần chú ý như sau:

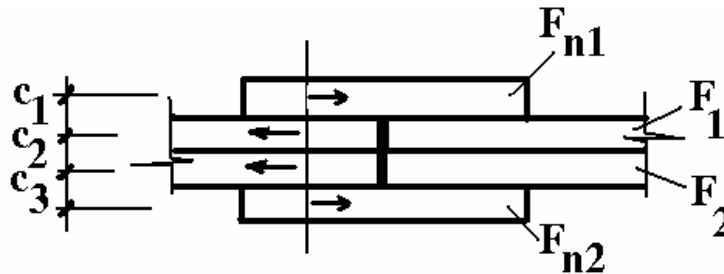
- Đối với thanh biên chịu nén, diện tích giảm yếu của chúng không nhỏ hơn diện tích tiết diện giảm yếu của các phân tử cần nối.

- Đối với thanh biên chịu kéo phải xét với hệ số điều kiện làm việc  $m_2=0.9$ . Điều này cũng có nghĩa là sự tăng diện tích của các bản nối lên 11%.
- Nếu phân tố được nối và bản nối không trực tiếp ép sát vào nhau thì khi tính số đinh cần đưa vào hệ số điều kiện làm việc  $m_2$  như sau:
  - ✚ Giữa phân tố cần nối và bản nối có 1 bản thép ngăn cản hoặc mỗi nối có 2 bản nối nhưng không ép sát ngay bên phân tố cần nối:  $m_2=0.9$ .
  - ✚ Giữa phân tố cần nối và bản nối có 2 bản thép trở lên xen vào giữa:  $m_2=0.8$ .

Trong tính toán khi kể đến  $m_2$  bằng cách nhân với diện tích của các phân tố được nối với  $\frac{1}{m_2}$  bằng 1.11 với  $m_2=0.9$ , bằng 1.25 với  $m_2=0.8$ .

Cách tính toán:

- Khi tính theo diện tích, ta xem ứng suất trong tiết diện đạt đến  $R_o$ .
- Trường hợp các tấm thép cùng nối tại 1 mặt cắt:



Hình 5.35: Sơ đồ tính mối nối tại 1 mặt cắt

- ✚ Nếu ta gọi  $S$  là ứng suất trong tiết diện ngang tại mối nối, hay còn gọi là nội lực trên 1 đơn vị diện tích tiết diện ngang tại mối nối, ta có:

$$\begin{aligned} (F_{n1} + F_{n2}).S &= (F_1 + F_2).R_o \\ \rightarrow S &= \frac{(F_1 + F_2).R_o}{(F_{n1} + F_{n2})} = \alpha.R_o \end{aligned} \quad (5.19)$$

Trong đó:

- + $\alpha$ : hệ số mối nối.
- + $F_{n1}, F_{n2}$ : diện tích các bản nối.
- + $(F_1+F_2)R_o$ : nội lực trong các phân tố cần nối có diện tích tiết diện  $F_1$  và  $F_2$ .
- ✚ Số đinh hoặc bulông để liên kết các bản nối được xác định:

$$\begin{cases} n_1 = \mu.\alpha.F_{n1} \\ n_2 = \mu.\alpha.F_{n2} \end{cases} \quad (5.20)$$

Trong đó:

- + $\mu$ : hệ số đinh tán chịu cắt 1 mặt, ép mặt và hệ số bulông cường độ cao ma sát 1 mặt.

- ✚ Đối với thanh chịu kéo cần xét đến hệ số điều kiện làm việc  $m_2$  nên  $F_{n1}+F_{n2} \geq 1.11(F_1+F_2)$ .

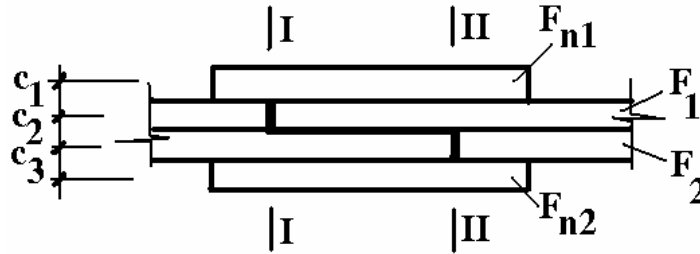
- Trường hợp các mối nối so le nhau:

✚ Tại tiết diện I-I:

$$(F_{n1} + F_{n2} + F_2).S = (F_1 + F_2).R_o \rightarrow S = \frac{(F_1 + F_2).R_o}{(F_{n1} + F_{n2} + F_2)} = \alpha_1.R_o$$

$$\alpha_1 = \frac{(F_1 + F_2)}{(F_{n1} + F_{n2} + F_2)}$$

(5.21)



Hình 5.36: Sơ đồ tính mối nối so le

✚ Tại tiết diện II-II:

$$(F_{n1} + F_{n2} + F_1).S = (F_1 + F_2).R_o \rightarrow S = \frac{(F_1 + F_2).R_o}{(F_{n1} + F_{n2} + F_1)} = \alpha_2.R_o$$

$$\alpha_2 = \frac{(F_1 + F_2)}{(F_{n1} + F_{n2} + F_1)}$$

(5.22)

✚ Số lượng đinh tán, bulông:

- Đoạn từ đầu bản nối đến tiết diện I-I:  $n_1 = \mu.\alpha_1.F_{n1}$  đối với bản nối  $F_{n1}$  và  $n_1 = \mu.\alpha_2.F_{n1}$  đối với bản nối  $F_{n2}$ .
  - Đoạn từ đầu bản nối đến tiết diện II-II:  $n_2 = \mu.\alpha_1.F_{n2}$  đối với bản nối  $F_{n1}$  và  $n_2 = \mu.\alpha_2.F_{n2}$  đối với bản nối  $F_{n2}$ .
  - Đoạn giữa tiết diện I-I và II-II:  $n_3 = \mu.\alpha_2.F_1$  hoặc  $n_3 = \mu.\alpha_1.F_2$ .
- Từ công thức (5.19), (5.21) và (5.22), ta có công thức tổng quát về hệ số mối nối:

$$\alpha = \frac{\sum F_0}{\sum F_0 - F_i + \sum F_n}$$

(5.23)

Trong đó:

- + $\Sigma F_0$ : tổng diện tích các phân tố của thanh.
- + $F_i$ : diện tích phân tố cần nối trong tiết diện thanh.
- + $\Sigma F_n$ : tổng diện tích các bản nối.

Ngoài ra có thể tính toán mối nối liên kết dựa trên giả thiết là nội lực trong các tấm thép được phân phối sang các bản nối theo nguyên tắc đòn bẩy.

- Trường hợp các mối nối tại 1 chỗ:

✚ Tính số đinh liên kết bản nối  $F_{n1}$ :

$$F_{n1}.(c_1 + c_2 + c_3) = F_1.(c_2 + c_3) + F_2.c_3 \rightarrow F_{n1} = \frac{F_1.(c_2 + c_3) + F_2.c_3}{(c_1 + c_2 + c_3)}$$

$$\rightarrow n_1 = \mu.F_{n1} = \mu \cdot \frac{F_1.(c_2 + c_3) + F_2.c_3}{(c_1 + c_2 + c_3)}$$

(5.24)



✚ Tính số đỉnh liên kết bản nối  $F_{n2}$ :

$$F_{n2} \cdot (c_1 + c_2 + c_3) = F_1 \cdot c_1 + F_2 \cdot (c_1 + c_2) \rightarrow F_{n1} = \frac{F_1 \cdot c_1 + F_2 \cdot (c_1 + c_2)}{(c_1 + c_2 + c_3)} \quad (5.25)$$

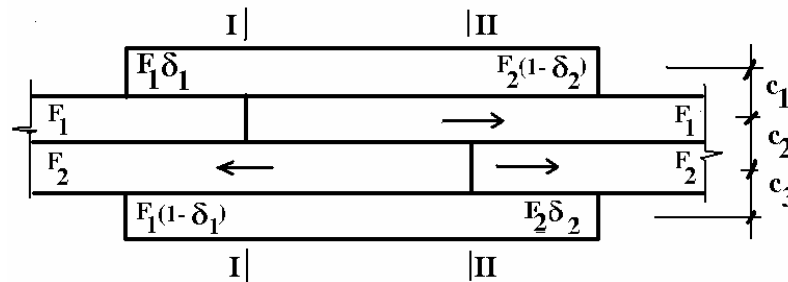
$$\rightarrow n_2 = \mu \cdot F_{n2} = \mu \cdot \frac{F_1 \cdot c_1 + F_2 \cdot (c_1 + c_2)}{(c_1 + c_2 + c_3)}$$

• Trường hợp các mối nối so le nhau:

✚ Từ đầu bản nối  $F_{n1}$  đến mặt cắt I-I:

$$F_{n1} \cdot (c_1 + c_2 + c_3) = F_1 (c_2 + c_3) \rightarrow F_{n1} = \frac{(c_2 + c_3)}{(c_1 + c_2 + c_3)} \cdot F_1 = \delta_1 \cdot F_1 \quad (5.26)$$

$$\rightarrow n_1 = \mu \cdot F_{n1} = \mu \cdot \delta_1 \cdot F_1$$



Hình 5.37: Sơ đồ tính mối nối so le

✚ Từ đầu bản nối  $F_{n2}$  đến mặt cắt II-II:

$$F_{n2} \cdot (c_1 + c_2 + c_3) = F_2 (c_1 + c_2) \rightarrow F_{n2} = \frac{(c_1 + c_2)}{(c_1 + c_2 + c_3)} \cdot F_2 = \delta_2 \cdot F_2 \quad (5.27)$$

$$\rightarrow n_2 = \mu \cdot F_{n2} = \mu \cdot \delta_2 \cdot F_2$$

✚ Từ mặt cắt I-I đến II-II:

○ Nếu xét từ phía trái sẽ có nội lực trong phân tố  $F_2$  và phân chênh lệch nội lực trong nửa trái và nửa phải bản nối  $F_{n2}$ . Khi đó nội lực tổng cộng sẽ tỷ lệ với diện tích được tính như sau:

$$F = F_2 + F_1 \cdot (1 - \delta_1) - F_2 \cdot \delta_2 = F_1 \cdot (1 - \delta_1) + F_2 \cdot (1 - \delta_2) \quad (5.28)$$

○ Nếu xét từ phía phải sẽ có nội lực trong phân tố  $F_1$  và phân chênh lệch nội lực trong nửa phải và nửa trái bản nối  $F_{n1}$ . Khi đó nội lực tổng cộng sẽ tỷ lệ với diện tích được tính như sau:

$$F = F_1 + F_2 \cdot (1 - \delta_2) - F_1 \cdot \delta_1 = F_1 \cdot (1 - \delta_1) + F_2 \cdot (1 - \delta_2) \quad (5.29)$$

Như vậy tại đoạn I-I đến II-II nội lực tác dụng từ phía trái và phía phải đều như nhau.

- Trong các công thức trên chưa kể đến hệ số điều kiện làm việc  $m_2$ . Đối với thanh chịu kéo phải nhân thêm 1.11.

## **6.2-Tính toán mối nối thanh xiên, thanh đứng vào bản nút:**

### **6.2.1-Liên kết bằng đỉnh tán, bulông:**

Sự làm việc của các đỉnh trong mối nối tùy thuộc vào cách nối:

- Khi thanh hoặc nhánh nối vào bản nút theo cách nối chồng thì khi tính toán mối nối liên kết có thể giả thiết rằng nội lực từ thanh sẽ phân phối đều cho tất cả các đỉnh. Giả thiết này chỉ đúng khi điều kiện bố trí và sự làm việc các đỉnh là như

nhau. Do đó chỉ có cách 1 là phù hợp, cách 2 và 3 không phù hợp vì đỉnh trên thép góc sẽ làm việc nhiều hơn.

- Để tính toán sự bất lợi trên, ta giả thiết rằng nội lực trong 1 bộ phận nào của thanh sẽ phân phối đều cho các đỉnh liên kết bộ phận đó.
- Đối với cách nối 2 (cách nối chồng): kiểm tra theo công thức

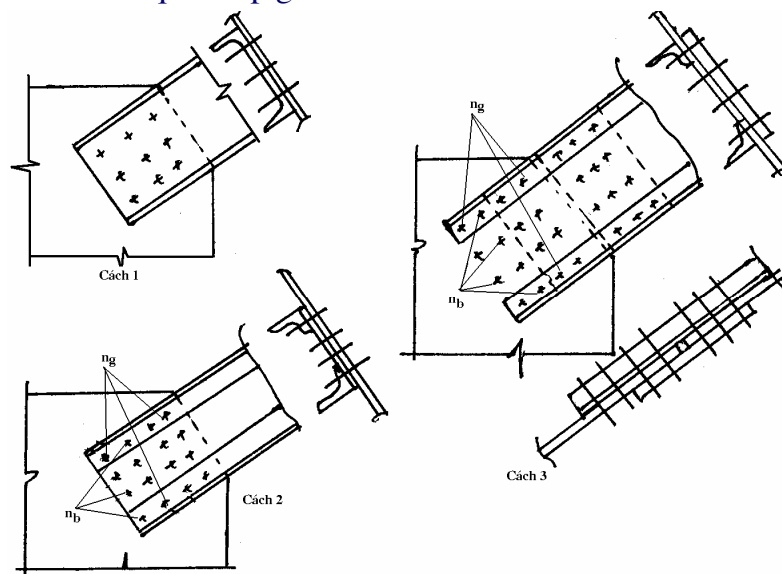
$$\frac{F_b}{n_b} + \frac{F_g}{n_g} \leq \frac{1}{\mu_c} \quad (5.30)$$

Trong đó:

+ $F_b, F_g$ : diện tích tính toán của tiết diện thép bản và thép góc.

+ $n_b$ : số đỉnh liên kết qua thép bản.

+ $n_g$ : số đỉnh liên kết qua thép góc.



Hình 5.38: Các thanh xiên, thanh đứng nối vào nút bằng liên kết đỉnh tán, bulông

- Đối với cách nối 3 (vừa nối chồng, vừa nối đối đầu):
  - ➡ Đầu tiên ta xác định số đỉnh cần thiết để liên kết riêng bản nối và riêng thép góc theo điều kiện chịu cắt 1 mặt.
  - ➡ Sau đó tiến hành kiểm tra sự cùng tác dụng của các phần nội lực trong thép góc và trong bản thép theo điều kiện ép mặt:

$$\frac{F_b}{n_b} + \frac{F_g}{n_g} \leq \frac{1}{\mu_{em}}$$

(5.31)

### 6.2.2-Liên kết bằng hàn:

Ta cấu tạo sao cho trục thanh đi qua trọng tâm diện tích chịu lực của mỗi hàn. Khi đó phải thỏa mãn điều kiện:

$$h_1.l_1.a_1 = h_2.l_2.a_2 \quad (5.32)$$

Trong đó:

+ $h_1, h_2$ : chiều cao tính toán của đường hàn.

+ $l_1, l_2$ : chiều dài tính toán của đường hàn.

+ $a_1, a_2$ : khoảng cách từ các đường hàn đến trọng tâm của chúng.

Từ đó ta dễ dàng xác định  $a_1$  và  $a_2$ . Ta tiến hành kiểm tra ứng suất đường hàn:

$$\frac{N}{h_1.l_1 + h_2.l_2} \leq 0.75R_o \quad (5.33)$$

Trong đó:

+ $0.75R_o$ : cường độ tính toán của đường hàn. Nếu có xét đến mỗi phải nhân thêm hệ số  $\gamma$ .

Trường hợp trục thanh không trùng với trọng tâm của mối hàn, khi đó sẽ xuất hiện thêm mômen lệch tâm  $M = N.e_o$ :

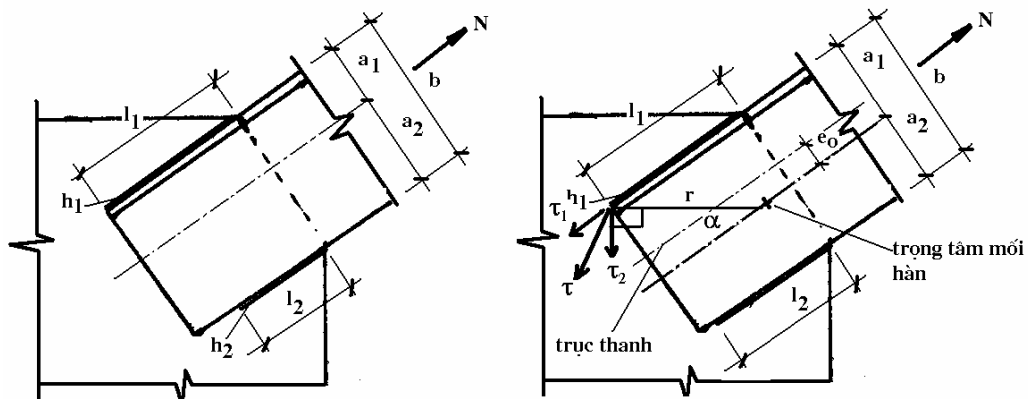
- Ứng suất cắt do lực  $N$ :  $\tau_1 = \frac{N}{h_1.l_1 + h_2.l_2} = \frac{N}{F_h}$ .
- Ứng suất cắt tại điểm mép của mối hàn do  $M$ :  $\tau_2 = \frac{M}{I_c} . r$ .
- Điều kiện kiểm tra:  $\tau = \sqrt{(\tau_1 + \tau_2 . \sin \alpha)^2 + (\tau_2 . \cos \alpha)^2} \leq 0.75R_o$   
(5.34)

Trong đó:

+ $I_c$ : mômen quán tính cực của các mối hàn lấy đối với trọng tâm của chúng,  $I_c = I_u + I_v$ .

+ $r$ : khoảng cách từ trọng tâm các mối hàn đến điểm mép mối hàn, nơi có  $\tau_2$  lớn nhất.

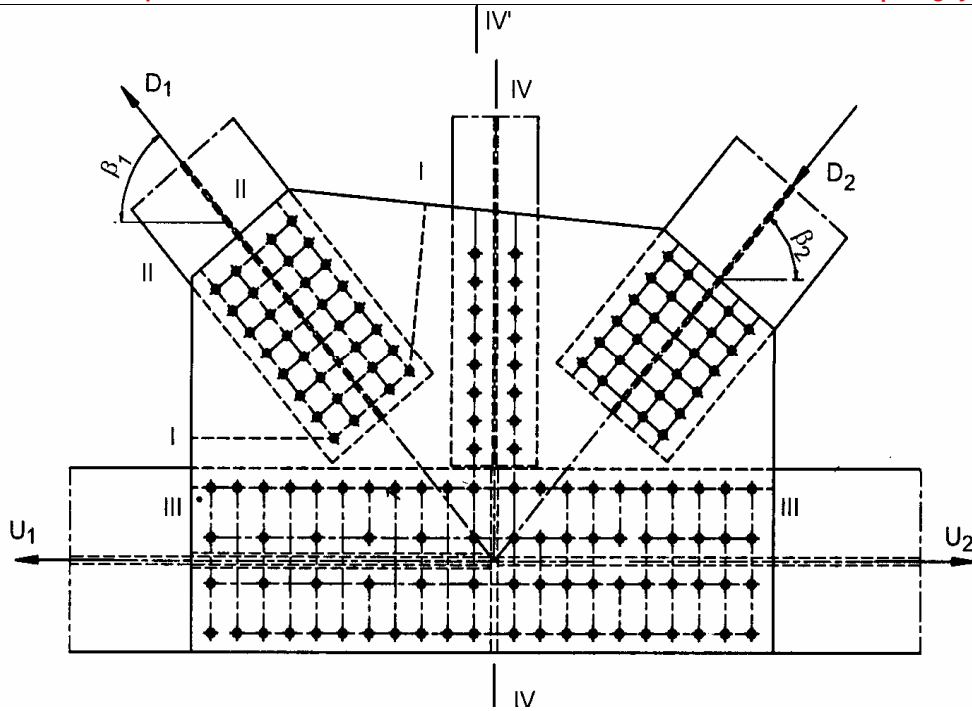
+ $\alpha$ : góc giữa trục thanh và bán kính  $r$ .



Hình 5.39: Các thanh xiên, thanh đứng nối vào nút bằng liên kết hàn

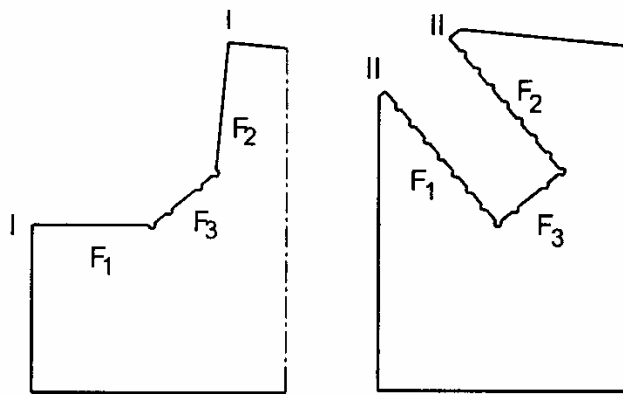
## §5.7 TÍNH TOÁN BẢN NÚT

Tính toán bản nút là kiểm tra sự xét rách của bản nút. Ta xét 1 nút dàn như sau:



Hình 5.40: Các mặt cắt cần kiểm tra độ bền nút

Xét tiết diện bị xé rách I-I và II-II:



- Điều kiện kiểm tra:

$$\sigma = \frac{N}{\sum m_i \cdot F_i} \leq m_2 \cdot R_o \quad (5.35)$$

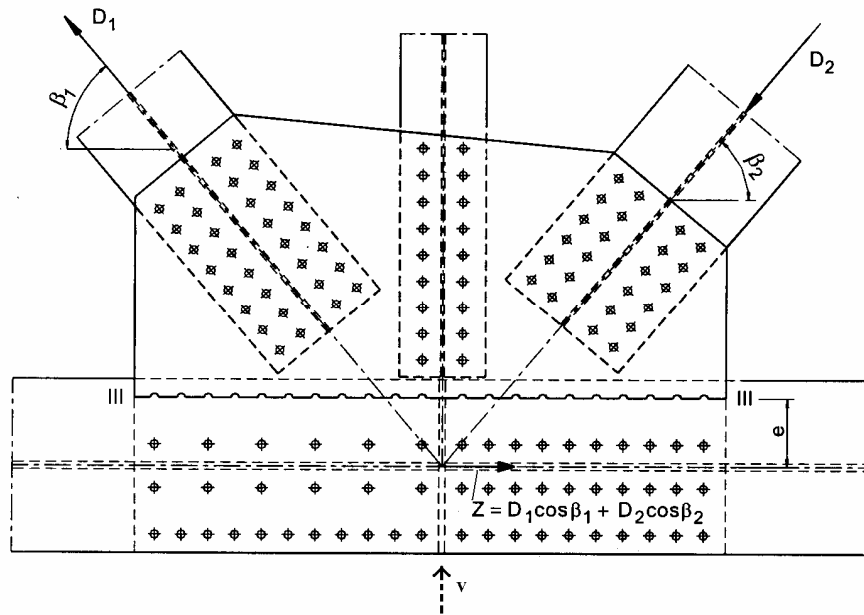
Trong đó:

+ $m_2$ : hệ số điều kiện làm việc, lấy bằng 0.9 để đảm bảo độ bền của bản nút cao hơn độ bền của các thanh liên kết vào nút là 10%.

+ $m_i$ : hệ số kể đến tính chất làm việc từng phần của tiết diện  $F_i$ . Tiết diện  $F_i$  vuông góc với lực  $N$  thì lấy  $m_i = 1$ , nếu hợp với lực dọc  $N$  1 góc  $\leq 60^\circ$  thì lấy  $m_i = 0.75$ , các trường hợp khác thì nội suy. Ví dụ ở mặt cắt II-II:

$$\sigma = \frac{N}{\sum m_i \cdot F_i} = \frac{N}{0.75(F_1 + F_2) + F_3}$$

Xét tiết diện III-III:



- Mặt cắt III-III sẽ chịu tác dụng lực cắt  $Z$  và mômen do lệch tâm  $M = Z.e$ . Nếu tại nút có thêm nội lực  $V$  tác dụng thẳng góc với thanh biên thì cũng đưa vào tính toán.
- Điều kiện kiểm tra:

$$\text{✚} \text{ Ứng suất pháp: } \sigma = \frac{M}{W_{gi}} + \frac{V}{F_{gi}} \leq 0.9.R' \quad (5.36)$$

$$\text{✚} \text{ Ứng suất tiếp: } \tau = \frac{Z.S}{I.\delta} = \frac{3Z}{2a.\delta} \leq .R_c \quad (5.37)$$

*Trong đó:*

+ $F_{gi}$ ,  $W_{gi}$ : diện tích và mômen chống uốn đã từ giảm yếu tại tiết diện III-III của bản nút.

+ $a$ ,  $\delta$ : chiều dài có kể đến giảm yếu và bề dày của bản nút.

+ $R'$ : cường độ tính toán lấy bằng  $R_o$  hoặc  $R_u$  tùy theo ứng suất khống chế do  $V$  hoặc  $M$ .

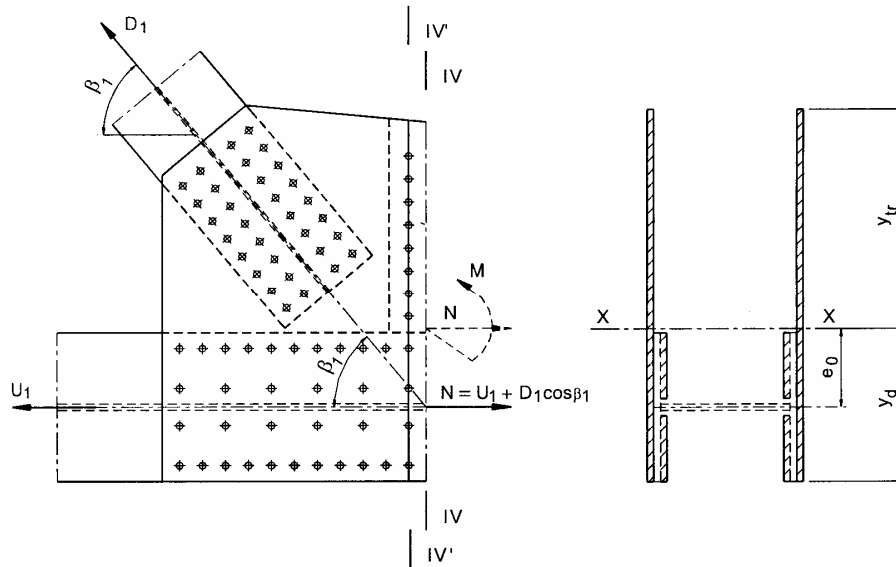
Xét mặt cắt IV-IV:

- Tiết diện IV-IV chịu tác dụng lực  $N = U_1 + D_1.\cos\beta_1$  và mômen  $M = N.e_o$  do lực đặt lệch tâm với  $e_o$  là khoảng cách từ trục thanh biên đến trọng tâm tiết diện IV-IV.
- Điều kiện kiểm tra:

$$\sigma = \frac{V}{F_{gi}} + \frac{M}{I_{gi}} . y_d \leq 0.9R' \quad (5.38)$$

*Trong đó:*

+ $y_d$ : khoảng cách từ trọng tâm tiết diện IV-IV đến mép dưới của nó.

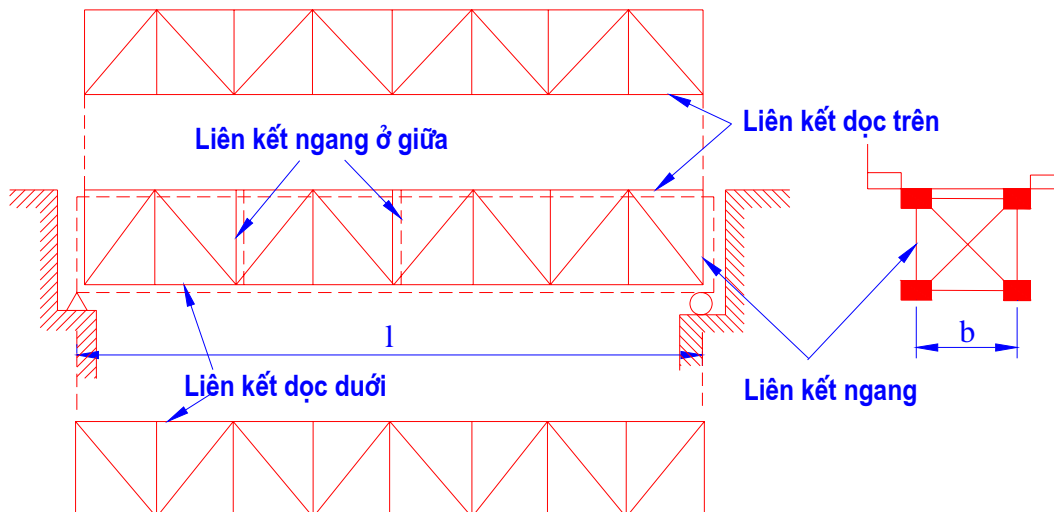


## §5.8 HỆ THỐNG LIÊN KẾT

### 8.1-Phân loại và cách bố trí:

Hệ thống liên kết có nhiệm vụ liên kết các dầm chủ, dàn chủ thành 1 hệ thống không gian bất biến hình. Hệ thống liên kết được chia làm 2 loại: liên kết dọc và liên kết ngang.

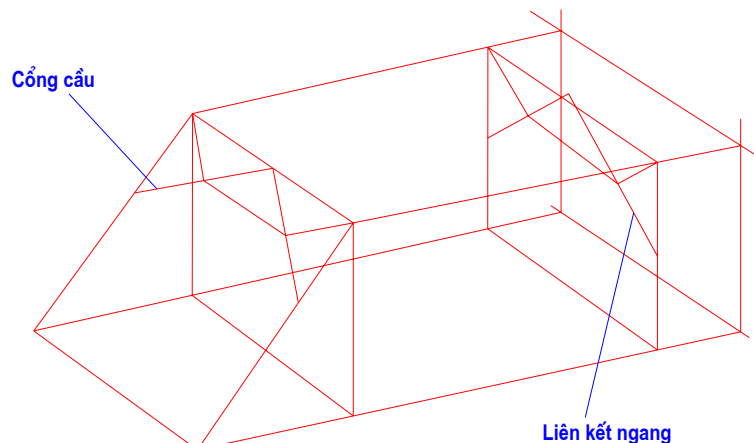
- Hệ liên kết dọc: được bố trí dọc theo biên trên và biên dưới của dầm hoặc dàn chủ. Nhiệm vụ của nó là tiếp nhận những tải trọng ngang như: lực gió, lực ly tâm, lực xô ngang của hoạt tải,...



Hình 5.41: Hệ liên kết dọc và ngang

- Hệ liên kết ngang: được bố trí trong mặt phẳng vuông góc với dầm hoặc dàn chủ, cũng có khi trong mặt phẳng xiên. Nó có tác dụng liên kết các dầm, dàn lại để chúng cùng làm việc với nhau; làm cho sự phân bố tải trọng lên dầm, dàn đều hơn; đồng thời tăng độ cứng của kết cấu nhịp theo phương ngang.

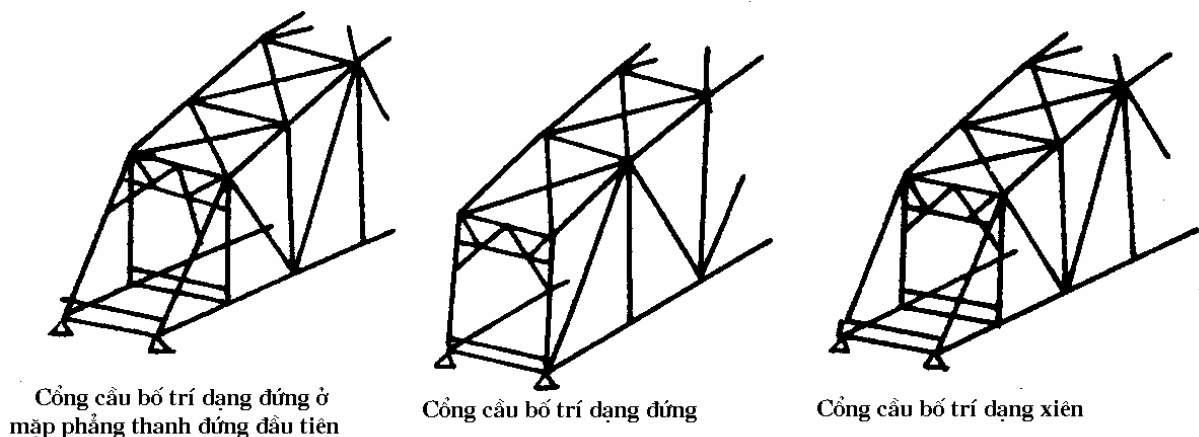
Thông thường nếu đã có hệ thống dọc trên và dọc dưới thì chỉ cần hệ liên kết ngang ở 2 đầu là đủ cho hệ bất biến hình. Nhưng để đảm bảo sự phân phối tải trọng lên dàn chủ đều và tăng độ cứng kết cấu, người ta làm các liên kết ngang trên chiều dài nhịp với khoảng cách nhất định.



Hình 5.42: Hệ liên kết ngang

Hệ liên kết ngang còn có tác dụng làm giảm chiều dài tự do thanh đứng hoặc thanh xiên chịu nén. Nhưng cũng cần chú ý cấu tạo liên kết ngang đảm bảo cho tính không xe chạy.

Hệ liên kết ngang ở 2 đầu dàn gọi là cống cầu. Nó có nhiệm vụ truyền tải trọng từ biên trên xuống gối cầu và chịu lực ngang lớn nên nó cấu tạo phải đủ cứng. Cống cầu có thể bố trí xiên hoặc đứng nhưng cầu dàn hiện nay không có thanh đứng ở gối nên dạng xiên được hay dùng nhất. Tuy nhiên cũng có thể bố trí cống cầu đứng ở trong mặt phẳng thanh đứng đầu tiên kể từ gối vào.



Cống cầu bố trí dạng đứng ở mặt phẳng thanh đứng đầu tiên

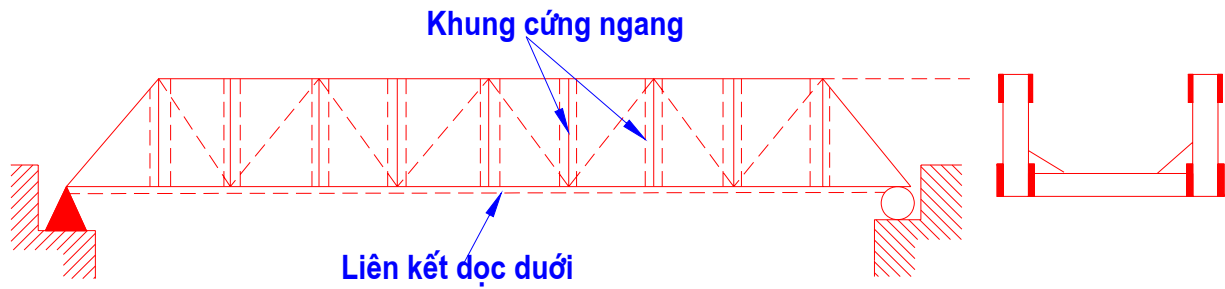
Cống cầu bố trí dạng đứng

Cống cầu bố trí dạng xiên

Hình 5.43: Các dạng bố trí cống cầu

Trong cầu đi dưới khi nhịp tương đối ngắn thường chiều cao dàn không đủ để làm hệ liên kết dọc trên vì phải đảm bảo tính không xe chạy. Kết cấu như vậy gọi là kết cấu nhịp hở. Trong trường hợp này để biên trên dàn chủ được ổn định theo phương ngang, người ta cấu tạo những khung cứng hở do những thanh đứng dàn chủ và dầm ngang phân mặt cầu tạo thành.





Hình 5.43: Kết cấu cầu dàn hỏ

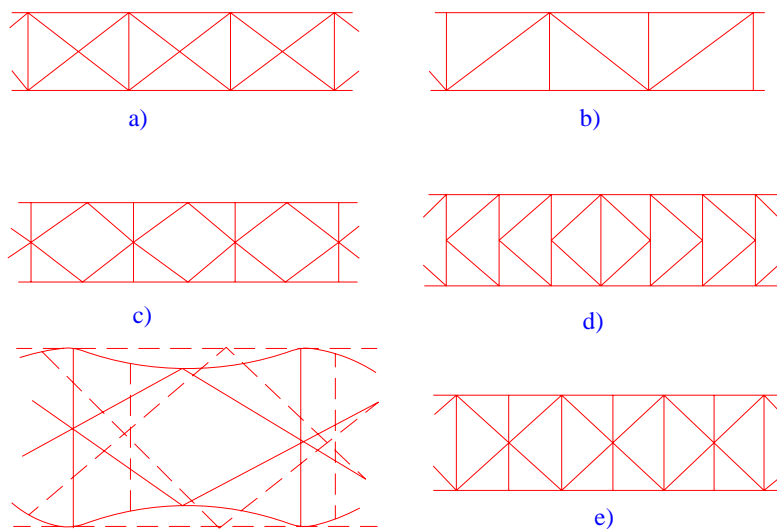
Đối với loại cầu này khi tính ổn định, chiều dài tự do của thanh biên ngoài mặt phẳng dàn lấy bằng chiều dài nhịp nên bất lợi. Đối với cầu có bản BTCT liên hợp với dầm chủ, người ta không làm hệ liên kết dọc trên, nếu có làm chỉ để phục vụ thi công để có 1 độ cứng nhất định rồi sau đó tháo ra.

## **8.2-Các dạng cấu tạo của hệ liên kết dọc và ngang:**

### **8.2.1-Hệ liên kết dọc:**

Các dạng liên kết dọc được trình bày ở hình (5.44):

- Kiểu hình quả trám (hình 5.44c) giảm được chiều dài thanh biên (ra ngoài mặt phẳng dàn) đi một nửa và làm cho công tác liên kết mối nối thanh biên dễ dàng hơn nhưng có nhược điểm gây ra hiện tượng thanh biên bị uốn trong mặt phẳng ngang.
- Kiểu hình tam giác (hình 5.44b) có cấu tạo đơn giản nhưng cũng có nhược điểm như trên và chỉ sử dụng cầu nhịp nhỏ.
- Kiểu liên kết được xem có ưu điểm nhất là kiểu 2 thanh chéo (hình 5.44a). Đó là kiểu liên kết chắc chắn, làm tăng độ cứng kết cấu nhịp nên được sử dụng rộng rãi, đặc biệt trong cầu xe lửa.

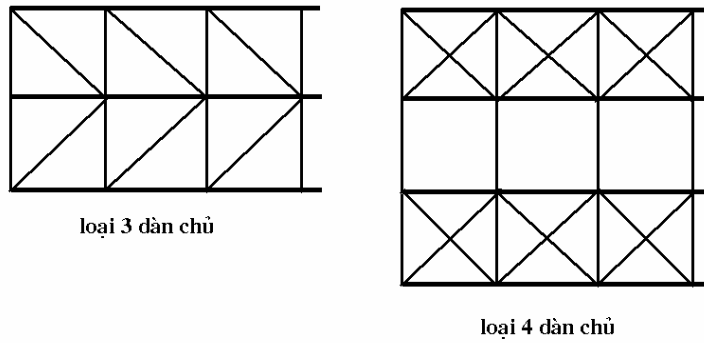


Hình 5.44: Các dạng liên kết dọc

- Khi khoảng cách giữa dàn chủ lớn hơn nhiều so với chiều dài khoang, nhất là trong cầu ô tô và cầu thành phố, người ta dùng kiểu liên kết chữ K (hình 5.44d) nhưng có nhược điểm cũng gây ra hiện tượng uốn ngang. Để khắc phục hiện

tượng này, ta dùng loại chữ thập có thanh chống ngang mặc dù làm cho kết cấu nút phức tạp hơn (hình 5.44e) .

Trong cầu có nhiều dầm chủ, ta cũng có các dạng sau:

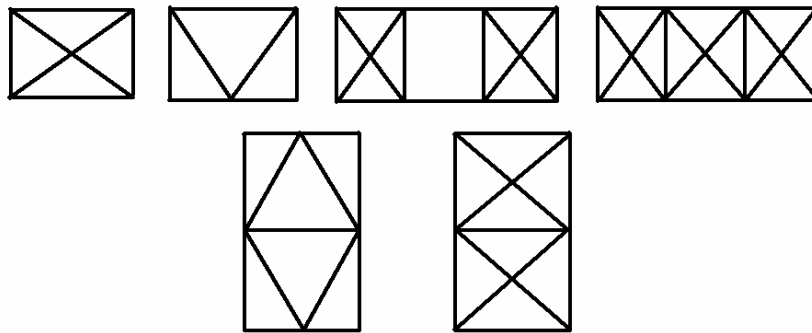


Hình 5.45: Các dạng liên kết dọc trong cầu nhiều dầm chủ

**8.2.2-Hệ liên kết ngang:**

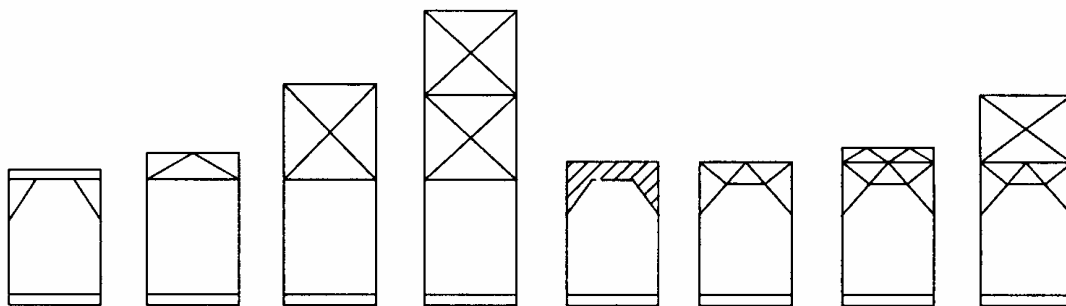
Tùy theo kết cấu nhịp có mặt cầu đi trên hay đi dưới, bề rộng hay chiều cao của dầm chủ mà có thể cấu tạo các dạng liên kết ngang khác nhau.

Đối với cầu đi trên:



Hình 5.46: Các dạng liên kết ngang đối với cầu đi trên

Đối với cầu đi dưới:

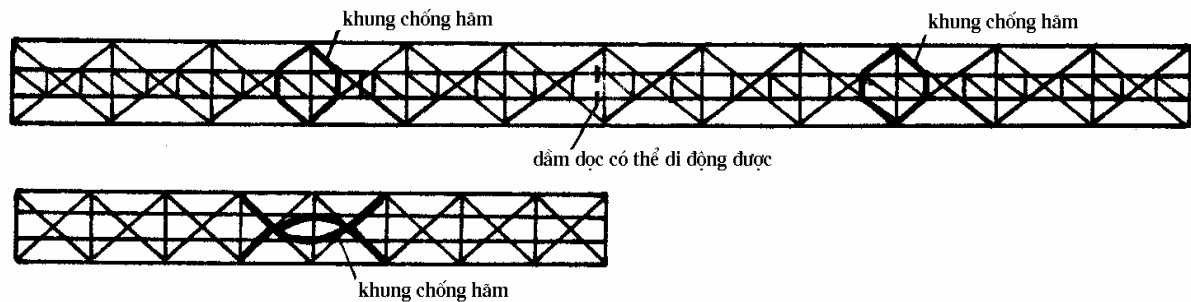


Hình 5.47: Các dạng liên kết ngang đối với cầu đi dưới

Trong những cầu đi dưới, liên kết ngang bố trí phân trên khổ tĩnh không của cầu theo kiểu xà ngang. Xà ngang này cấu tạo dưới hình thức 1 thanh đặc hoặc dưới hình thức 1 dầm nhỏ kiểu thanh chéo, tam giác, quả trám,... tùy theo chiều cao dầm chủ lớn ít hay nhiều so với yêu cầu khổ tĩnh trong cầu.

Trong cầu xe lửa thường chịu lực hãm lớn và có mặt cầu tà vẹt đặt trực tiếp nên với chiều dài nhịp  $\geq 50m$  nhất thiết phải thiết kế đặt khung truyền lực hãm gọi là khung

chống hãm. Đối với cầu ô tô thường không cần cấu tạo nó bởi vì lực hãm sẽ do bản mặt cầu tiếp nhận rồi truyền cho thanh biên dàn chủ.

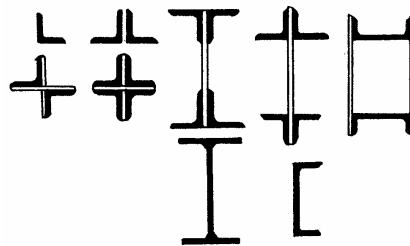


Hình 5.48: Bố trí khung chống hãm

Khung chống hãm tốt nhất nên bố trí ở giữa nhịp, trường hợp cấu tạo gián đoạn thì bố trí ở đoạn giữa kết cấu nhịp trong phạm vi những chỗ nối của dầm dọc.

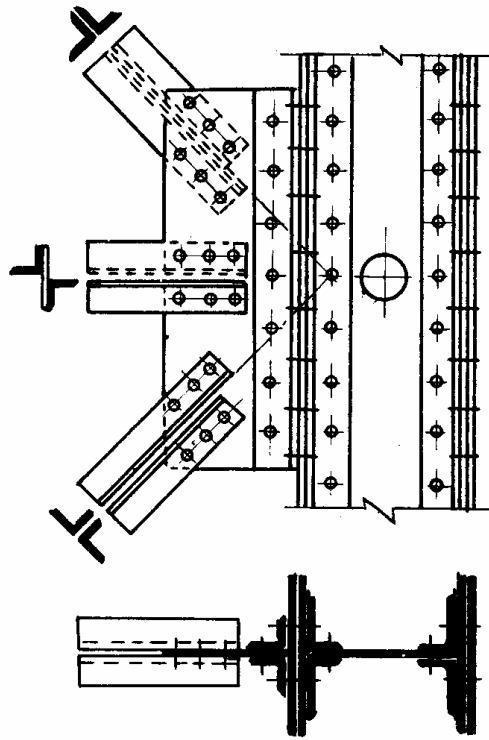
### 8.3-Cấu tạo thanh của hệ liên kết:

Các thanh của hệ thống liên kết không cần phải cấu tạo riêng lẻ mà có thể kết hợp với các bộ phận của dàn chủ. Hệ liên kết dọc lấy thanh biên của dàn chủ làm 2 biên của nó nên chỉ cần thêm những thanh chéo. Hệ liên kết ngang kết hợp với thanh xiên, thanh đứng dàn chủ. Nói chung nội lực trong thanh hệ liên kết nhỏ nên tiết diện được chọn ngoài yêu cầu độ bền mà còn độ ổn định và cấu tạo. Tiết diện thường làm bằng các thép hình ghép lại:



Hình 5.49: Các dạng tiết diện thanh hệ liên kết

Người ta khống chế độ mảnh không  $> 130$  đối với thanh nén của hệ liên kết dọc và liên kết ngang tại gối, không  $> 180$  đối với thanh kéo; còn đối với hệ liên kết ngang trung gian không  $> 150$ . Ngoài ra ta cũng có thể giảm chiều dài các thanh chéo bằng cách gắn chúng với nhau và như vậy sẽ hạ thấp yêu cầu về độ cứng.



Hình 5.50: Nối thanh liên kết vào thanh biên dàn chủ

Các thanh biên kết dọc nối vào thanh biên qua bản nút. Tại nút tốt nhất nên hướng các trục thanh liên kết vào 1 điểm nằm trên trục của thanh biên để tránh ứng suất phụ do lệch tâm gây ra. Tuy nhiên nhiều khi để giảm kích thước bản nút và do thực tế nội lực không lớn lắm, người ta thường lại hướng trục thanh lệch sang bên.

### **8.3-Tính toán hệ liên kết:**

#### **8.3.1-Tải trọng tác dụng:**

Hệ liên kết tiếp nhận những tải trọng nằm ngang:

- Áp lực gió ngang cầu:
  - ✚ Khi có xe trên cầu lấy cường độ gió  $\omega=50\text{kg/m}^2$  (ôtô) và  $100\text{kg/m}^2$  (đường sắt).
  - ✚ Khi không có xe trên cầu lấy  $\omega=180\text{kg/m}^2$ .
- Lực lắc ngang của hoạt tải.
- Lực ly tâm khi cầu nằm trên đường cong

Chú ý:

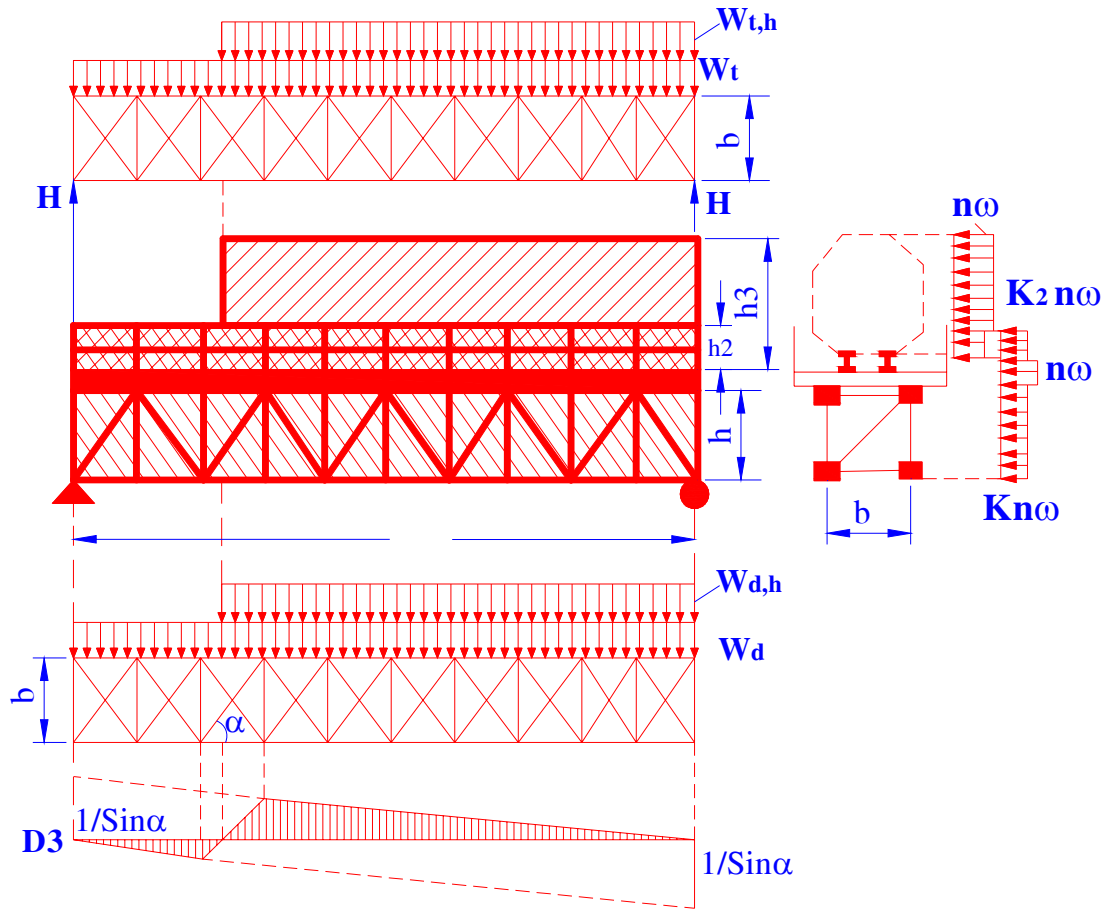
- Lực lắc ngang không được tính đồng thời với áp lực gió và lực ly tâm.
- Khi tính toán hệ thống liên kết cần tổ hợp tải trọng sao cho bất lợi nhất.

#### **8.3.2-Tính hệ liên kết dọc có biên song song:**

##### **8.3.2.1-Cầu có đường xe chạy trên:**

Do tính chất phân phối không rõ ràng của tải trọng cho hệ liên kết, thông thường ta xem cả 2 lên kết dọc chịu 60% trị số áp lực gió tác dụng lên dầm chủ hoặc dàn chủ. Hệ liên kết dọc nằm ở mức mặt cầu sẽ chịu 80% trị số áp lực gió hoặc lực ngang truyền lên mặt cầu, còn hệ liên kết dọc nằm ở mức kia chịu 40%. Áp lực gió tác dụng lên kết cấu nhịp có chiều cao thay đổi thì được tính với trị số trung bình và được coi là phân bố

đều trên suốt chiều dài nhịp. Đối với áp lực gió tác dụng lên ô tô hoặc xe xích thì có thể bỏ qua.



Hình 5.51: Sơ đồ tính hệ liên kết dọc trên

Lực gió tổng quát được tính bằng:

$$W = \omega \cdot F_{ch} \cdot k \cdot n$$

(5.38)

Trong đó:

- + $\omega$ : cường độ gió thổi trên 1 đơn vị diện tích chắn gió.
- + $F_{ch}$ : diện tích chắn gió tính theo chu vi bao quanh.
- + $k$ : hệ số chắn gió.
- + $n$ : hệ số vượt tải của gió.

Ta có lực gió phân bố tác dụng lên:

- Kết cấu nhịp:  $W_{kcn} = \omega \cdot h \cdot k \cdot n$  (5.39)

- Đoàn tàu:  $W_h = \omega \cdot (h_3 \cdot k_3 - k_2 \cdot h_2) \cdot n$  (5.40)

- Mặt cầu:  $W_{mc} = \omega \cdot h_1 \cdot n$  (5.41)

- Lan can:  $W_{lc} = \omega \cdot h_2 \cdot k_2 \cdot n$  (5.42)

Trong đó:

- + $h$ : chiều cao kết cấu nhịp.
- + $h_1, h_2, h_3$ : chiều cao phần mặt cầu, lan can, đoàn tàu.
- + $k, k_2$ : hệ số chắn gió của kết cấu nhịp, lan can.

Từ đó ta tính được lực gió tác dụng lên liên kết dọc trên và dọc dưới do lực gió tác dụng lên kết cấu nhịp và hoạt tải:

- Liên kết dọc trên (tại mức mặt cầu): 
$$\begin{cases} W_t = 0.6W_{kcn} + 0.8W_{mc} + 0.8W_{lc} \\ W_{t,h} = 0.8W_h \end{cases}$$
 (5.43)

- Liên kết dọc dưới: 
$$\begin{cases} W_d = 0.6W_{kcn} + 0.4W_{mc} + 0.4W_{lc} \\ W_{d,h} = 0.4W_h \end{cases}$$
 (5.44)

Khi tính với lực lắc ngang và lực ly tâm thì cũng phân phối lực như trên:

$$\begin{cases} W_{t,ng} = 0.8.n_h.W_{ng} \\ W_{d,ng} = 0.4.n_h.W_{ng} \end{cases}$$
 (5.45)

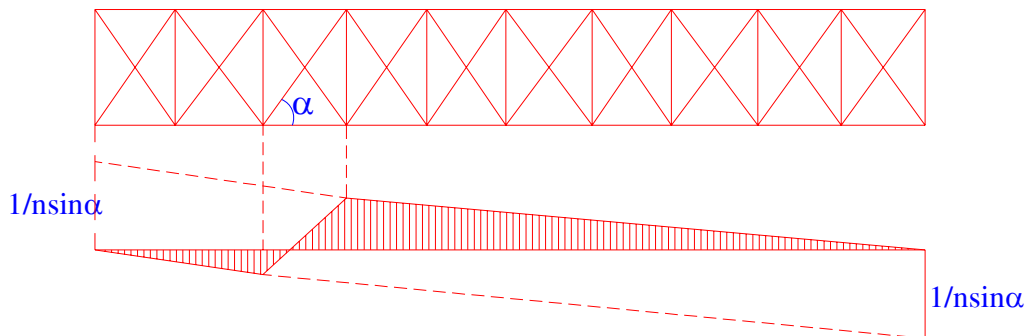
Trong đó:

+ $W_{ng}$ : lực lắc ngang hoặc lực ly tâm.

+ $n_h$ : hệ số vượt tải của hoạt tải.

Chú ý:

- Khi xác định được tải trọng, ta xem hệ liên kết là 1 dàn kê trên 2 gối là 2 cổng cầu. Từ đó vẽ đường ảnh hưởng, xếp tải, tính nội lực và chọn tiết diện.
- Đối với thanh có đ.a.h 2 dấu thì tải trọng gió hoạt tải, lực lắc ngang và lực ly tâm chỉ đặt trên đ.a.h dương hoặc âm để tính.
- Nếu hệ liên kết có nhiều thanh chéo thì có thể tính gần đúng:



Với  $n$ : số thanh chéo trong 1 khoang

Hình 5.52: Sơ đồ tính nội lực các thanh hệ liên kết dọc

- Nếu kết cấu nhịp cầu đi trên mà chỉ có 1 hệ liên kết dọc trên thì toàn bộ tải trọng gió và lực ngang do hệ đó chịu.
- Nếu kết cấu nhịp có mặt cầu bằng BTCT, bản mặt cầu trực giao mà liên kết chặt chẽ với biên dầm hoặc dàn chủ thì hệ liên kết dọc ở mức mặt cầu chỉ làm việc ở giai đoạn thi công. Lực gió, lực lắc ngang và lực ly tâm sẽ do mặt cầu chịu.

### 8.3.2.2-Cầu có đường xe chạy dưới:

Nhận xét:

- Áp lực gió lên dàn chủ xem là tác dụng lên toàn bộ bề mặt hứng gió của dàn. Áp lực gió lên phần mặt cầu được tính với giải đặc kín có chiều cao bằng chiều cao phần mặt cầu, tuy rằng có phần diện tích đã kể đến khi tính gió tác dụng lên dàn chủ. Như vậy một phần sẽ thiên về an toàn nhưng 1 phần cũng xét tới trường hợp gió thổi chéo so với diện tích thực tế chắn gió và làm cho cường độ tăng lên.

- Đối với lan can hệ số chắn gió lấy  $(k_2-k)$  nhưng không  $< 0.1$ .

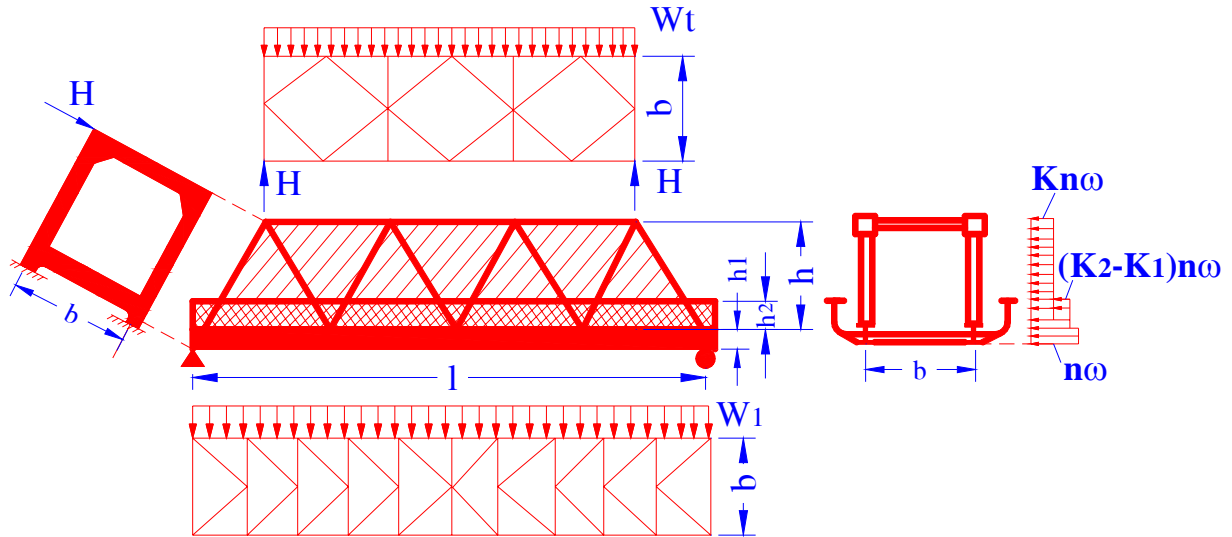
Xuất phát từ căn cứ đã nêu trên, ta xác định các tải trọng gió tác dụng lên:

- Kết cấu nhịp:  $W_{ken} = \omega.h.k.n$  (5.46)

- Đoàn tàu:  $W_h = \omega.(1-k).h_3.n$  (5.47)

- Mặt cầu:  $W_{mc} = \omega.h_1.n$  (5.48)

Lan can:  $W_{lc} = \omega.h_2.(k_2 - k).n$  (5.49)



Hình 5.53: Sơ đồ hệ liên kết dọc của cầu đi dưới

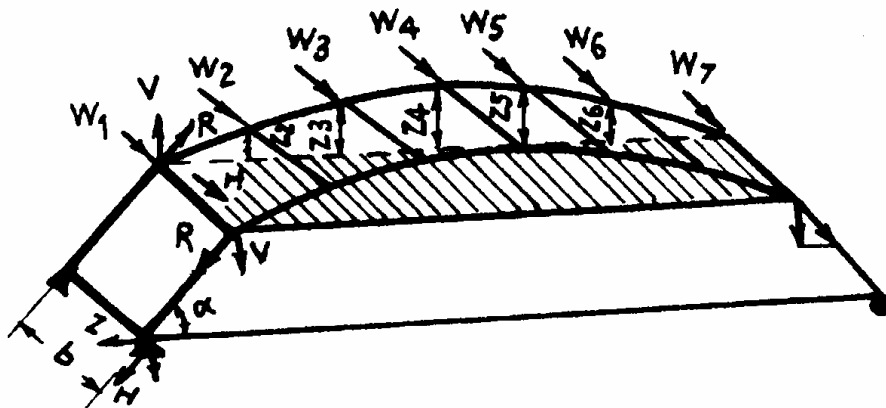
- 

Từ đó ta tính được lực gió tác dụng lên liên kết dọc dưới và dọc trên do lực gió tác dụng lên kết cấu nhịp và hoạt tải:

- Liên kết dọc dưới (tại mức mặt cầu): 
$$\begin{cases} W_d = 0.6W_{ken} + 0.8W_{mc} + 0.8W_{lc} \\ W_{d,h} = 0.8W_h \end{cases}$$
 (5.50)

- Liên kết dọc dưới: 
$$\begin{cases} W_t = 0.6W_{ken} + 0.4W_{mc} + 0.4W_{lc} \\ W_{t,h} = 0.4W_h \end{cases}$$
 (5.51)

#### 8.4-Tính toán khung công cầu:



Hình 5.54: Sơ đồ tính tải trọng tác dụng lên khung công cầu

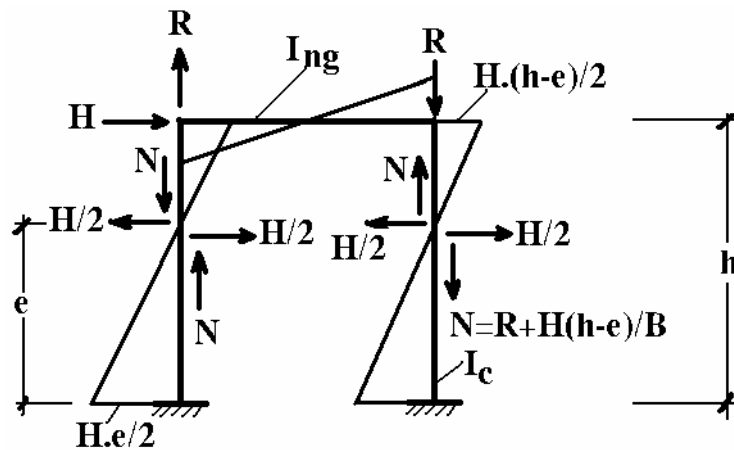


Khung cổng cầu tính toán chịu áp lực gối của hệ dàn liên kết dọc trên và truyền xuống gối cầu:

- Nếu biên trên dàn chủ song song với biên dưới thì khung cổng cầu chỉ chịu và truyền lực  $H$  nằm ngang từ hệ liên kết  $\rightarrow H = \frac{1}{2} \sum W$ .
- Nếu biên trên có dạng đa giác thì ngoài lực  $H$  còn có lực dọc  $R$  theo phương chân của khung. Ta có:  $V = \frac{1}{2B} \sum W_i \cdot Z_i \rightarrow R = \frac{V}{\sin \alpha} = \frac{\sum W_i \cdot Z_i}{2B \sin \alpha}$ , với  $\alpha$  là góc nghiêng của thanh xiên tại gối.

Khung cổng cầu tính toán do các tải trọng ngang gây ra. Riêng chân cổng cầu cũng chính là thanh xiên tại gối nên phải kiểm tra với cả tải trọng đứng. Tùy theo kết cấu của khung cổng cầu mà sơ đồ tính được chọn khác nhau. Thông thường các chân khung cổng cầu được xem là bị ngàm ở bên dưới vì chúng liên kết với dầm ngang đầu dàn nên không thể chuyển vị xoay ở các tiết diện đó trong phương ngang cầu.

Trường hợp khung cổng cầu có thanh ngang là đặc:



Hình 5.55: Tính nội lực khung cổng cầu khi thanh ngang là đặc

- Vị trí điểm có mômen bằng 0 trong chân khung được xác định:

$$e = \frac{1 + 3t}{1 + 6t} \cdot h \tag{5.52}$$

Trong đó:

+e: khoảng cách chân khung đến điểm có mômen bằng 0.

+t: được xác định  $t = \frac{I_{ng} \cdot h}{I_c \cdot B}$ .

+ $I_{ng}$ ,  $I_c$ : mômen quán tính của tiết diện thanh ngang và chân khung.

+ $B$ ,  $h$ : bề rộng kết cấu nhịp và chiều cao chân khung cổng cầu.

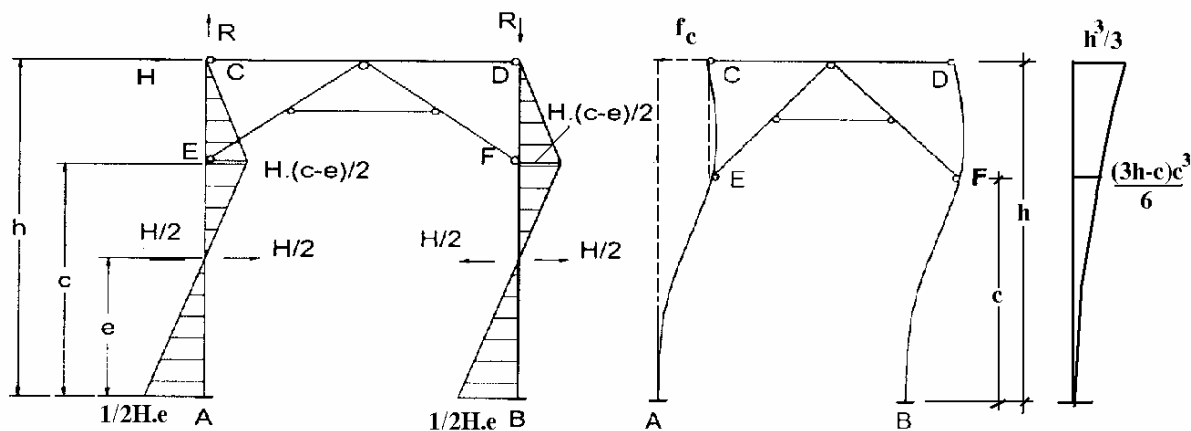
- Từ đó dễ dàng xác định được nội lực  $M$ ,  $Q$ ,  $N$  trong khung cổng cầu.

Trường hợp khung cổng cầu có thanh ngang là dàn:

- Ta giả thiết rằng khi chịu lực  $H$ , hệ dịch chuyển nhưng các thanh trong CDEF vẫn giữ nguyên độ dài, thanh ngang  $CD$  vẫn nằm mức cũ, các điểm  $C$  và  $E$ ,  $D$  và  $F$  vẫn nằm thẳng đứng.
- Vị trí điểm có mômen bằng 0:

$$e = \frac{c.(c + 2h)}{2.(c + h)} \tag{5.53}$$

- Từ đó ta xác định được nội lực trong hệ và tách nút để xác định nội lực trong các thanh trong khung cổng cầu.



Hình 5.56: Tính nội lực khung cổng cầu khi thanh ngang là dàn



## CHƯƠNG VI: THIẾT KẾ GỠI CẦU THÉP

### §6.1 CÁC LOẠI GỠI VÀ CÁCH PHÂN BỐ GỠI CẦU

#### I.1-Các loại gối cầu:

Nhiệm vụ của gối cầu là:

- Truyền áp lực từ kết cấu nhịp xuống móng trụ.
- Đảm bảo cho kết cấu nhịp làm việc đúng sơ đồ tính.
- Đảm bảo chuyển của kết cấu nhịp do tải trọng, sự thay đổi của nhiệt độ,...

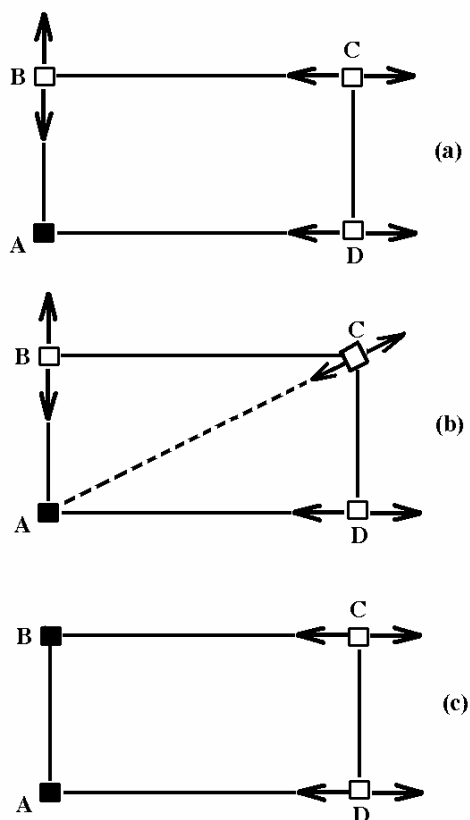
Gối cầu có 2 loại:

- Gối cố định: cho xoay nhưng không cho chuyển vị dọc và ngang.
- Gối di động: cho xoay và có biến dạng dọc, biến dạng ngang.

#### I.2-Bố trí gối cầu:

##### I.2.1-Bố trí trên mặt bằng:

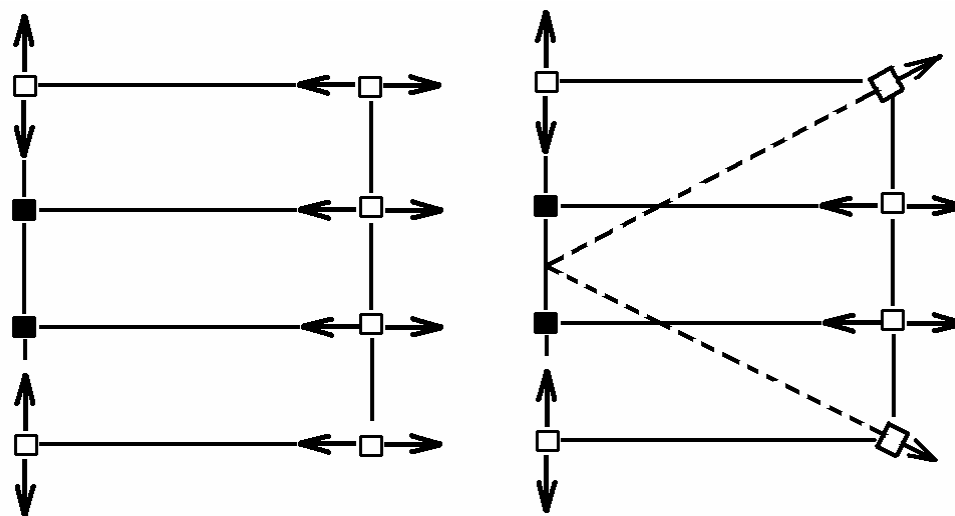
Cầu có dầm, dàn chủ nhịp đơn giản:



Hình 6.1: Bố trí gối cầu nhịp đơn giản trên mặt bằng

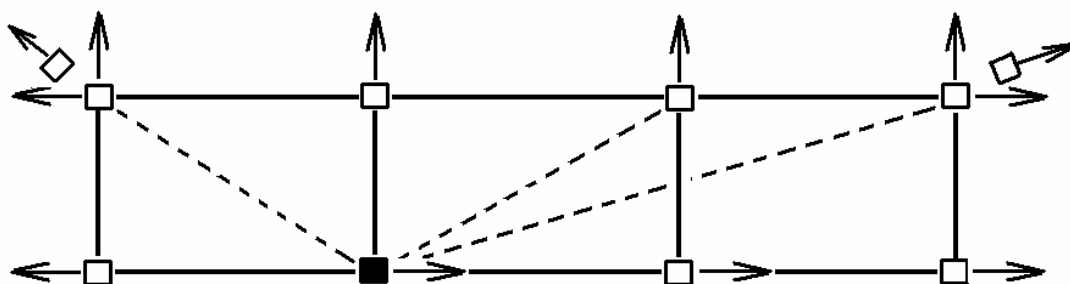
- Trong cầu rộng (cầu thành phố), chuyển vị ngang lớn nên cầu bố trí hình 6.1a. Khi đó gối C cấu tạo phức tạp.
- Ta có thể thay gối C thành gối có thể dịch chuyển theo phương A-C để cấu tạo gối đơn giản hơn, hình 6.1b.

- Khi cầu có bề rộng < 10-12m, có thể cho gối di động 1 chiều, gối A và B cố định, hình 6.1c.
- Trong trường hợp cầu có bề rộng lớn gồm nhiều dầm chủ thì cũng dựa theo nguyên tắc trên:



Hình 6.2: Bố trí gối cầu khi khổ lớn

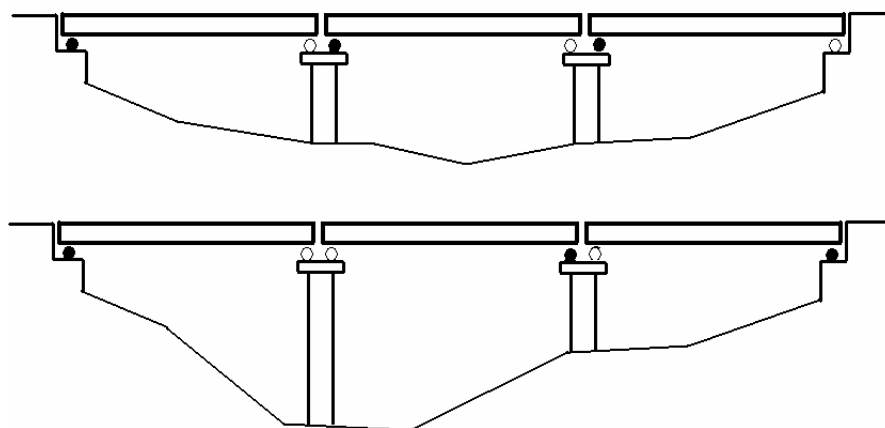
Cầu liên tục:



Hình 6.3: Bố trí gối cầu trong dầm liên tục

**1.2.2-Bố trí trên trên trục dọc:**

Cầu dầm đơn giản nhiều nhịp:



Khi trụ cầu cao

Hình 6.4: Bố trí gối cầu trong dầm đơn giản

- Tại mỗi trụ bố trí 1 gối cố định và 1 gối di động để cho kết cấu nhịp biến dạng như nhau nên khe biến dạng giống nhau và đồng thời các trụ làm việc đều hơn. Nếu trụ cầu cao có thể chỉ bố trí các gối di động.
- Để giảm số khe nối có thể bố trí 2 gối cố định trên 1 trụ nếu trụ đó đảm bảo chịu lực được.

Cầu dầm liên tục

- Gối cố định có thể bố trí trong 1 trụ giữa để cho chuyển vị phân sang 2 bên hoặc bố trí trên trụ có chiều cao thấp hơn.



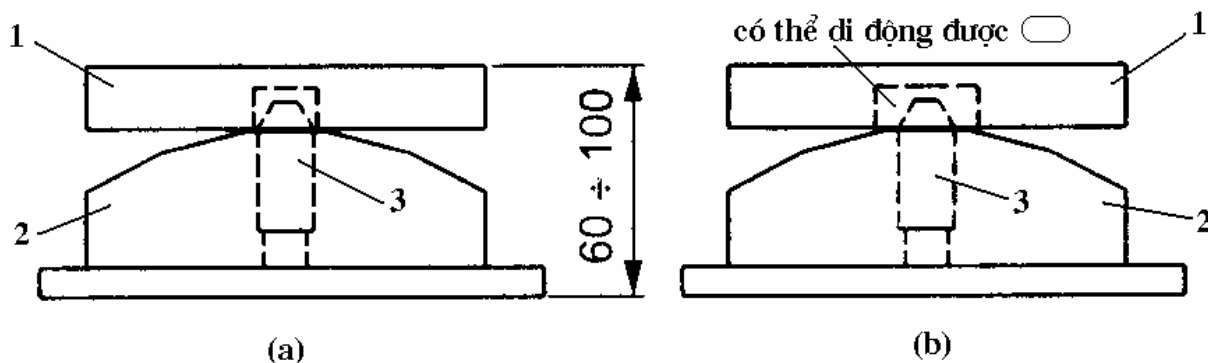
Hình 6.5: Bố trí gối cầu trong dầm liên tục

## §6.2 CẤU TẠO GỐI CẦU

Gối cầu có thể làm bằng thép đúc hay thép cán ghép lại. Nói chung có những loại gối sau:

- Gối tiếp tuyến.
- Gối con lăn.
- Gối con lăn hình quạt.
- Gối con quay.

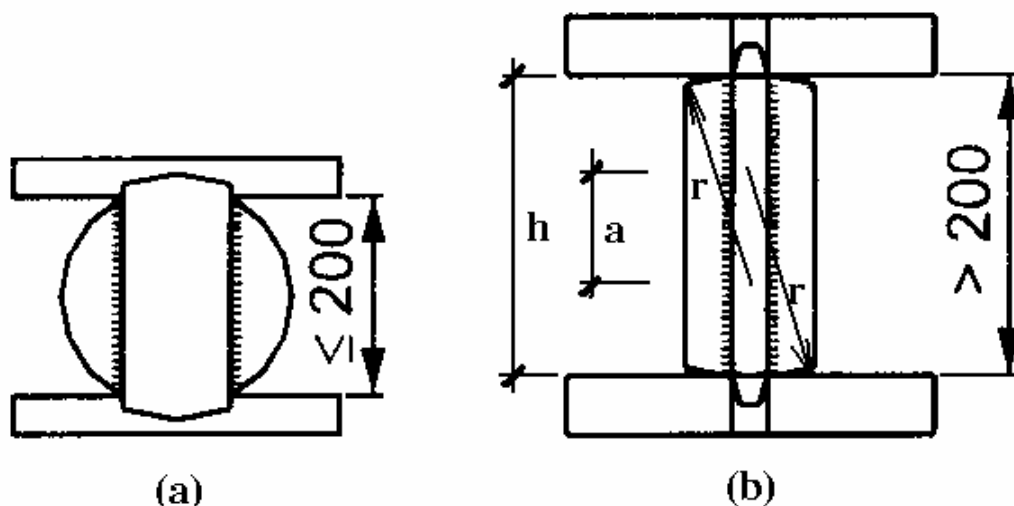
### II.1-Gối tiếp tuyến:



Hình 6.6: Gối tiếp tuyến  
a-Gối cố định b-Gối di động

Cấu tạo gồm thớt trên (1) được làm phẳng, thớt dưới (2) được làm cong và chốt (3) ở giữa. Đối với gối cố định chốt có thể làm cho gối xoay được mà không trượt được. Đối với gối di động khoét thêm lỗ dạng ôvan để cho gối có thể trượt được.

Gối này ma sát rất lớn, chỉ dùng cho nhịp nhỏ  $l \leq 20-25m$  và phản lực gối  $\leq 80T$  đối với gối di động và  $\leq 300T$  đối với gối cố định.

**II.2-Gối con lăn:**

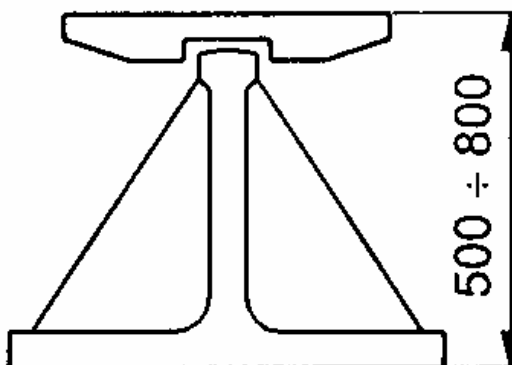
Hình 6.7: Gối con lăn

a-Gối lăn trụ tròn b-Gối con lăn vát

Đơn giản nhất là con lăn trụ tròn. Nó đảm bảo di động tốt. Khi kết cấu nhịp chuyển vị 1 đoạn  $\Delta$  thì con lăn di chuyển 1 đoạn  $\Delta/2$  (chuyển động song phẳng). Như vậy khi chiều dài nhịp  $l$  tăng  $\rightarrow$  áp lực gối tăng  $\rightarrow$  đường kính con lăn tăng nên tốn vật liệu. Để khắc phục người ta làm con lăn cắt vát.

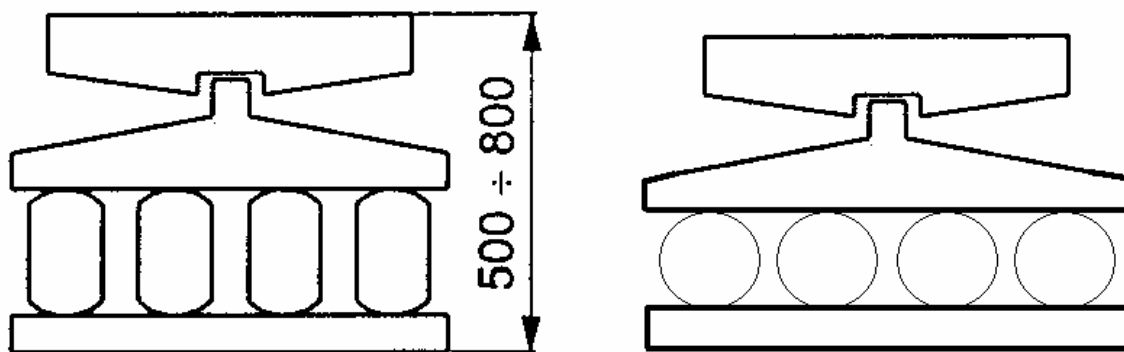
Để con lăn cắt vát ổn định và tăng khả năng ép mặt, ta thường chọn  $r = \frac{3}{4}h$ . Khi con lăn xoay 1 góc  $\alpha$  thì đầu dầm nâng lên 1 đoạn  $a(1 - \cos \alpha)$  đồng thời áp lực từ trên xuống và phản lực từ dưới lên tạo ra 1 ngẫu lực làm con lăn vát có xu hướng trở về vị trí ban đầu nên ổn định hơn.

Loại này dùng cho gối di động, phản lực gối 70-300T và chiều dài nhịp  $l \leq 50m$  (nếu tăng lên nữa thì  $h$  sẽ rất lớn).

**II.3-Gối con quay:**

Hình 6.8: Gối con quay cố định

Loại gối này có ma sát ở khớp nhỏ vì tiếp xúc 1 điểm, thường áp dụng cho gối cố định.



Hình 6.9: Gối con quay di động

Loại gối con quay di động thường có 3 thớt gối (trên, giữa và dưới) và 1 hàng con lăn. Để giữ cho các con lăn cùng chuyển vị, ta dùng 1 giàng liên kết con lăn lại với nhau. Đường kính và số lượng con lăn đều do tính toán và thường chọn số con lăn là số chẵn.

Cả 2 loại gối trên áp dụng cho nhịp lớn, gối có áp lực lớn  $\geq 250T$ .

### §6.3 TÍNH TOÁN GỐI CẦU THÉP

Tính toán gối cầu dựa trên các nguyên lý sức bền vật liệu có tính chất gần đúng khi tính các thanh ngắn có chiều cao lớn. Ngoài tính toán cần chọn theo yêu cầu cấu tạo:

- Đường kính con lăn không nhỏ hơn 150mm.
- Bề dày con lăn cát vát lấy  $\Delta + 60mm$  với  $\Delta$  là tổng chuyển vị của kết cấu nhịp do tất cả các nguyên nhân.
- Bề dày sườn thép của gối cầu đúc không nhỏ hơn 40mm và bề dày các bản gối cầu không được nhỏ hơn 20mm.

#### III.1-Xác định tải trọng tính toán:



Gối cầu được tính với phản lực thẳng đứng và phản lực nằm ngang. Ta phải xét những trường hợp đặt lực sau đây:

- Trường hợp 1: Phản lực thẳng đứng A do tĩnh tải và hoạt tải có xét đến các hệ số vượt tải và hệ số xung kích (tổ hợp tải trọng chính).
- Trường hợp 2: Phản lực thẳng đứng A và lực ngang H do lực hãm cộng với lực gió dọc cầu hoặc do lực ma sát nếu lực này cho giá trị H lớn hơn ( có 2 tổ hợp phụ).

Khi tính gối cố định, coi chúng chịu hoàn toàn lực dọc do lực hãm và gió (hoặc lực ma sát).

Khi tính gối cầu di động, phản lực H lấy 50% đối với gối tiếp tuyến, 25% đối với gối con lăn của toàn bộ lực dọc nhưng không lớn hơn lực ma sát.

### **III.2-Tính con quay di động:**

#### **III.2.1-Xác định độ dịch chuyển của gối theo phương dọc cầu:**

Do nhiệt độ:

$$\Delta_1 = \alpha t L \quad (6.1)$$

Do biến dạng dưới tác dụng của hoạt tải:

$$\Delta_2 = \frac{\sigma_{tb} L}{1.5E} \quad (6.2)$$

Trong đó:

+L: chiều dài nhịp dàn hoặc khoảng cách từ gối di động đang khảo sát đến gối cố định.

+ $\alpha$ : hệ số giãn nở nhiệt độ, lấy bằng 0.000012.

+ $t = t_{\max} - t_{\min}$ : độ chênh lệch nhiệt độ.

+ $\sigma_{tb}$ : ứng suất trung bình trong biên dưới của dàn do tải trọng tác dụng tính với tiết diện nguyên.

+E: môđun đàn hồi của thép làm kết cấu nhịp.

Độ dịch chuyển lớn nhất về mỗi phía của gối:

$$\Delta = \frac{\Delta_1 + \Delta_2}{2} \quad (6.3)$$

#### **III.2.2-Tính con lăn:**

##### **III.2.2.1-Xác định các kích thước:**

Khi gối cầu dịch chuyển 1 đoạn  $\Delta$  thì con lăn dịch chuyển 1 đoạn  $\Delta_k$ :

$$\Delta_k = \frac{\Delta}{2} \quad (6.4)$$

Đường kính con lăn có thể chọn sơ bộ theo công thức kinh nghiệm:

$$b_k = (L + 130) \text{mm} \quad (6.5)$$

với L tính bằng m.

Bề rộng con lăn cắt vát:

$$b_k = \Delta + 6 \text{cm} \quad (6.6)$$

Khoảng cách giữa tim các con lăn cắt vát:

$$a_k = \frac{b_k + 2cm}{\cos \alpha} \quad \text{nhưng không lớn hơn} \quad \frac{b_k}{\sqrt{1 - \left(\frac{b_k}{d_k}\right)^2}}$$

(6.7)

và nếu để nguyên con lăn tròn:

$$a_k = d_k + 2cm \quad (6.8)$$

với  $\alpha$  là góc xoay của con lăn khi dịch chuyển đến vị trí xa nhất:

$$\alpha \approx \frac{\Delta_k}{0.5d_k} \quad (6.9)$$

Chiều dài cần thiết của con quay dưới và thớt dưới:

$$a = (k - 1) + \Delta + 2c \quad (6.10)$$

*Trong đó:*

+k: số con lăn.

+c: khoảng cách còn lại tính từ mép con quay đến điểm con lăn tiếp xúc khi con lăn dịch chuyển đến vị trí xa nhất, c không nhỏ hơn 5cm.

Chiều cao của gối di động tính từ mặt đá tảng đến khớp gối không được nhỏ hơn 0.5a, tức là:

$$h_t + d_k + h \geq 0.5a \rightarrow h = 0.5a - h_t - d_k \quad (6.11)$$

với  $h_t$  là bề dày thớt dưới lấy 7-10cm. Từ đây xác định được chiều cao h của con quay dưới.**III.2.2.2-Tính toán kiểm tra:**

Tính lực tác dụng lên con lăn ngoài cùng là con lăn làm việc nặng nhất:

- Khi tính với tổ hợp tải trọng chính:

$$P = \frac{A}{k} + \frac{A \cdot \Delta_k \cdot a_{\max}}{\sum a_i^2} \quad (6.12)$$

- Khi tính với tổ hợp tải trọng phụ: thêm lực H tác dụng cùng chiều với chiều dịch chuyển của con lăn.

$$P = \frac{A}{k} + \frac{A \cdot \Delta_k \cdot a_{\max}}{\sum a_i^2} + \frac{H(h + d_k) a_{\max}}{\sum a_i^2} \quad (6.13)$$

*Trong đó:*+ $a_{\max}$ : khoảng cách giữa 2 con lăn ngoài cùng.+ $a_i$ : khoảng cách giữa 2 con lăn đối xứng qua trung tâm các con lăn.

Lấy P lớn nhất ở 2 công thức (6.12) và (6.13) để kiểm tra ứng suất:

$$\sigma = \frac{P}{d_k l_k} \leq m_2 \times 0.04R_0 \quad (6.14)$$

*Trong đó:*+ $l_k$ : chiều dài của con lăn, lấy bằng bề rộng con quay dưới.+ $m_2$ : hệ số điều kiện làm việc, lấy bằng 1.4 khi có 1 hoặc 2 con lăn; 1.2 khi có 4 hoặc 6 con lăn.**III.2.3-Tính con quay dưới:**

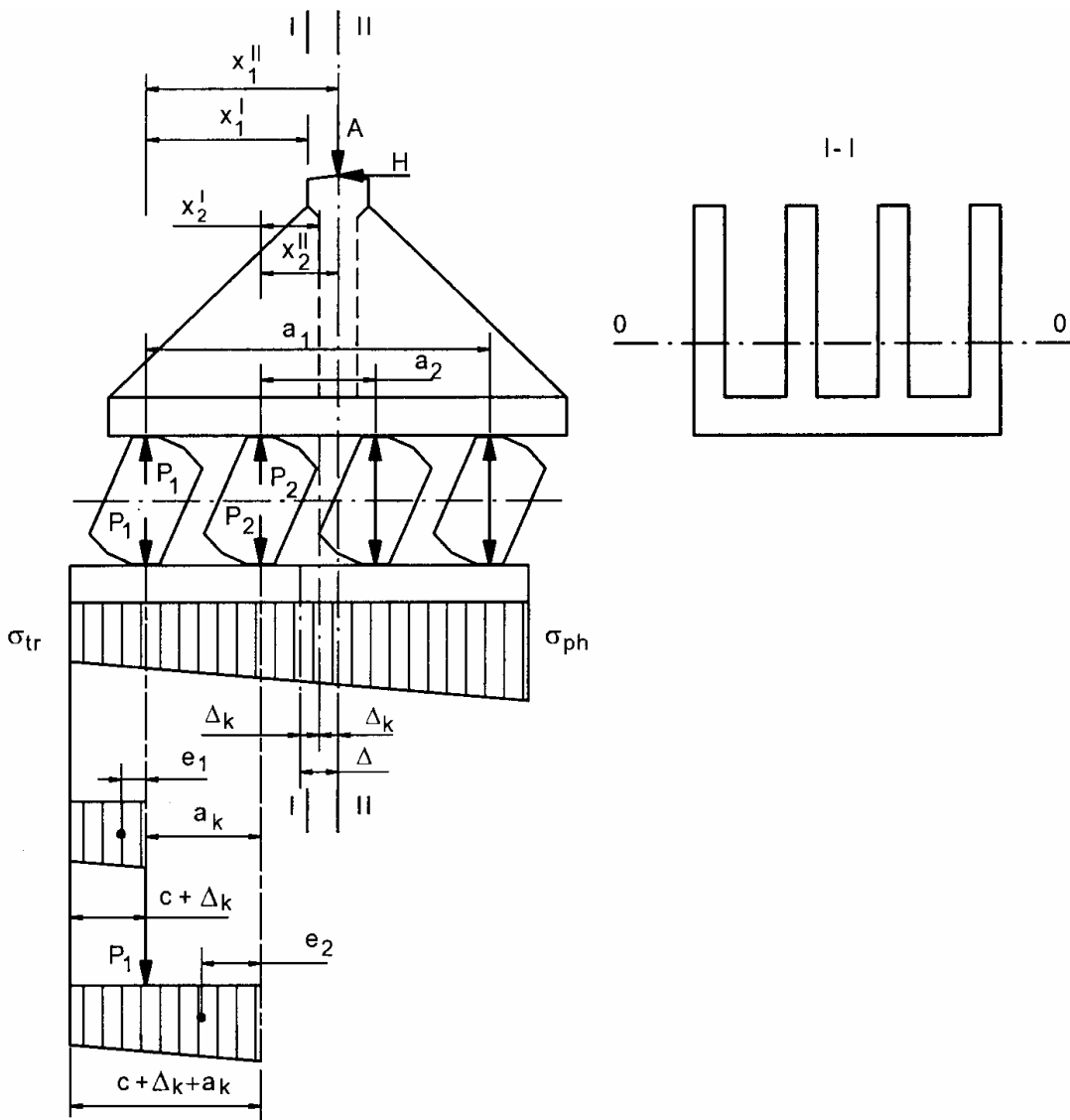
Con quay dưới làm việc bất lợi nhất khi các con lăn dịch chuyển đến vị trí xa nhất, lực H tác dụng ngược chiều với chiều chuyển dịch của các con lăn. Khi đó, phản lực từ con lăn thứ i tác dụng lên con quay dưới được tính:

- Đối với tổ hợp chính:

$$P_i = \frac{A}{k} - \frac{A \cdot \Delta_k \cdot a_i}{\sum a_i^2} \tag{6.15}$$

- Đối với tổ hợp phụ:

$$P_i = \frac{A}{k} - \frac{A \cdot \Delta_k \cdot a_i}{\sum a_i^2} + \frac{H(h + d_k) a_i}{\sum a_i^2} \tag{6.16}$$



Hình 6.10: Tính con quay di động

Căn cứ vào hình thức cấu tạo của con quay, ta xác định các tiết diện cần kiểm tra ứng suất như tiết diện I-I và II-II hình 6.10.

Mômen uốn tại tiết diện cần khảo sát được tính theo công thức:

$$M = \sum P_i x_i \tag{6.17}$$

Trong đó:

$+x_i = \frac{a_i}{2} + \Delta - x'_i$ : khoảng cách từ điểm tiếp xúc (điểm đặt lực  $P_i$ ) giữa con quay

với con lăn thứ  $i$  đến tiết diện đang khảo sát.

$+x'_i$ : khoảng cách từ tiết diện đang khảo sát đến trục đối xứng của con quay dưới.

Kiểm tra ứng suất pháp:

$$\sigma = \frac{M}{W} \leq R_u \quad (6.18)$$

với  $W$  là mômen chống uốn của tiết diện đang xét.

### III.2.4-Tính thót dưới:

Để xác định mômen uốn trong thót dưới, ta xác định biểu đồ ứng suất lên bê tông bên dưới thót dưới do các phản lực  $A$  và lực ngang  $H$  tác dụng:

- Đối với tổ hợp chính:

$$\begin{aligned} \sigma_{tr} &= \frac{A}{ab} - \frac{6A\Delta_k}{ba^2} \\ \sigma_{ph} &= \frac{A}{ab} + \frac{6A\Delta_k}{ba^2} \leq R_b \end{aligned} \quad (6.19)$$

- Đối với tổ hợp phụ:

$$\begin{aligned} \sigma_{tr} &= \frac{A}{ab} - \frac{6A\Delta_k}{ba^2} + \frac{6H(h+d_k+h_t)}{ba^2} \leq R_b \\ \sigma_{ph} &= \frac{A}{ab} + \frac{6A\Delta_k}{ba^2} - \frac{6H(h+d_k+h_t)}{ba^2} \leq R_b \end{aligned} \quad (6.20)$$

Trong đó:

$+a, b$ : kích thước trong mặt phẳng nằm ngang của thót.

$+h_t$ : chiều dày của thót.

$+R_b$ : cường độ chịu ép mặt của bê tông đá tảng.

Ta cũng cần kiểm tra ứng suất tiết diện dưới con lăn thứ  $i$ :

- Mômen:

$$M_i = \omega_i e_i b - \sum_i^j P_i (j-i) a_k \quad (6.21)$$

Trong đó:

$+j$ : số lượng con lăn đứng trước con lăn thứ  $i$ .

$+e_i$ : diện tích phần biểu đồ ứng suất  $\sigma$  có chiều dài  $[c + \Delta + (j-i)a_k]$ .

$+e_i$ : khoảng cách từ trung tâm của phần biểu đồ đó đến tiết diện thứ  $i$  của thót.

- Ứng suất:

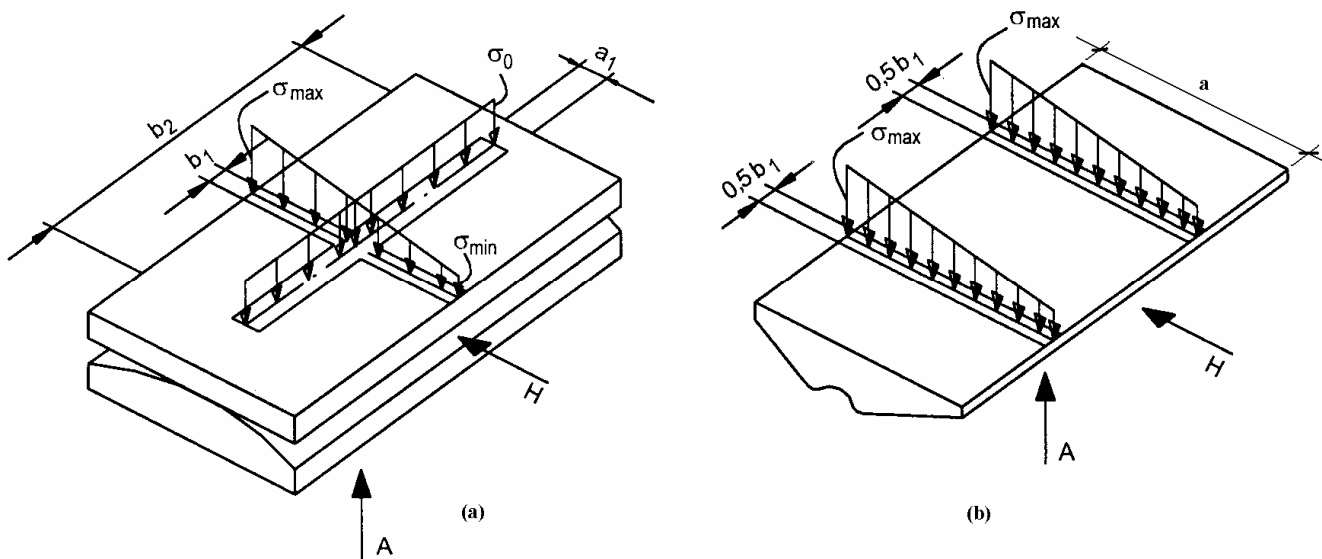
$$\sigma = \frac{6M}{bh_t^2} \leq R_u \quad (6.22)$$

### III.2.5-Tính con quay trên:

Chiều dài  $a$  theo phương dọc cầu của con quay trên thường lấy khoảng 40-50cm, bề rộng theo phương ngang cầu chọn phụ thuộc vào bề rộng của biên dầm chủ hoặc thanh biên dàn chủ.

Chiều cao con quay trên  $h$  không nhỏ hơn  $a/2$ .

Con quay trên cần phải tính toán kiểm tra cường độ ép mặt. Trước hết cần căn cứ vào thực tế cấu tạo của biên dầm chủ hoặc thanh biên dàn chủ kê lên gối cầu để xác định các kích thước tiết diện ép mặt (chủ yếu lực truyền từ các bản đứng, bản nút dàn), sau đó kiểm tra các ứng suất:



Hình 6.11: Tính con quay trên

- Tổ hợp tải trọng chính:

$$\sigma = \frac{A}{F_{em}} \leq 1.5R_0 \tag{6.23}$$

- Tổ hợp tải trọng phụ:

$$\sigma_{max} = \frac{A}{F_{em}} + \frac{H.h}{W_{em}} \leq 1.5R_0 \tag{6.24}$$

$$\sigma_{min} = \frac{A}{F_{em}} - \frac{H.h}{W_{em}}$$

Trong đó:

$+F_{em}, W_{em}$ : diện tích và mômen chống uốn của phần thép bị ép mặt. Với hình 6.11a thì  $F_{em} = b_1a + b_2a_1$ ,  $W_{em} = \frac{1}{6}b_1a^2 + \frac{1}{6}b_2a_1^2$  và với hình 6.11b thì  $F_{em} = b_1a$ ,  $W_{em} = \frac{1}{6}b_1a^2$ .

Có biểu đồ ứng suất pháp  $\sigma$  được xác định ở trên, ta dễ dàng tính toán kiểm tra tiết diện bất kỳ thuộc con quay trên:

- Mômen uốn tại tiết diện  $x$  bất kỳ:

$$M_x = \omega_x \cdot e_x \cdot b_1 \tag{6.25}$$

Trong đó:

- + $\omega_x$ : diện tích của biểu đồ  $\sigma$  nằm ngoài tiết diện x.
- + $e_x$ : khoảng cách từ trọng tâm biểu đồ đến tiết diện x.
- + $b_1$ : bề rộng của diện tích ép mặt, hình 6.11.

- Ứng suất:

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} \leq R_u \quad (6.26)$$

với  $W_x$ : mômen chống uốn tại tiết diện x.

### III.3-Tính con quay cố định:

Chiều cao con quay dưới cố định thường lấy bằng chiều cao gối di động kể từ mặt dưới thốt đến khớp gối, chiều dài và chiều rộng của con quay dưới cũng lấy bằng thốt dưới của gối di động.

Ứng suất trong con quay được tính như sau:

- Tổ hợp tải trọng chính:

$$\sigma = \frac{A}{ab} \leq R_b \quad (6.27)$$

- Tổ hợp tải trọng phụ:

$$\begin{aligned} \sigma_{tr} &= \frac{A}{ab} + \frac{6H.h}{ba^2} \leq R_b \\ \sigma_{ph} &= \frac{A}{ab} - \frac{6H.h}{ba^2} \end{aligned} \quad (6.28)$$

Có biểu đồ ứng suất pháp  $\sigma$  được xác định ở trên, ta dễ dàng tính toán kiểm tra tiết diện bất kỳ thuộc con quay trên:

- Mômen uốn tại tiết diện x bất kỳ:

$$M_x = \omega_x \cdot e_x \cdot b \quad (6.29)$$

- Ứng suất:

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} \leq R_u \quad (6.30)$$

Cấu tạo và kích thước của con quay trên hoàn toàn giống như con quay trên của gối di động.

