

GS. TS. ĐOÀN ĐỊNH KIẾN

THIẾT KẾ KẾT CẤU THÉP

(THEO QUY PHẠM HOA KÌ AISC/ASD)

**DESIGN OF STEEL
STRUCTURES**
(AISC/ASD METHOD)

NHÀ XUẤT BẢN XÂY DỰNG



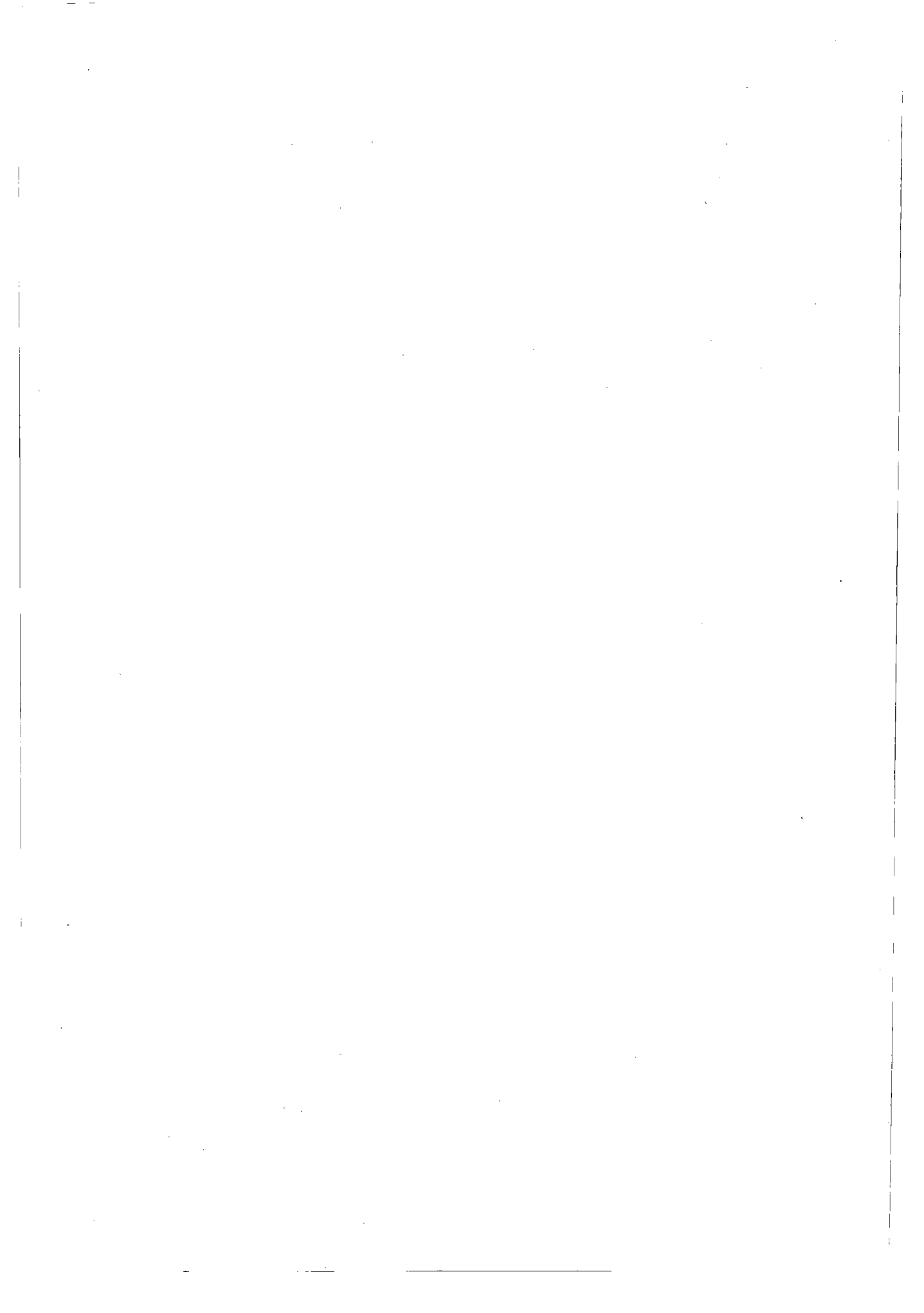
GS. TS. ĐOÀN ĐỊNH KIẾN

THIẾT KẾ KẾT CẤU THÉP

(THEO QUY PHẠM HOA KÌ AISC/ASD)

**DESIGN OF STEEL
STRUCTURES**
(AISC/ASD METHOD)

NHÀ XUẤT BẢN XÂY DỰNG
HÀ NỘI - 2004



LỜI NÓI ĐẦU

Trong mấy năm qua, với sự phát triển nhanh chóng của nền kinh tế đất nước ta theo đường lối đổi mới của Đảng, hàng nghìn công trình công nghiệp, dân dụng đã được xây dựng mà một phần lớn được làm bằng thép. Các ngôi nhà thép được thiết kế theo tiêu chuẩn của nhiều nước: Việt Nam, Nga, Mĩ, Anh, Úc..., với sự cho phép của Nhà nước ta. Trong các tiêu chuẩn thiết kế nêu trên thì các quy phạm thiết kế của Hoa Kỳ, Anh rất hay được áp dụng nhưng còn xa lạ với các kĩ sư Việt Nam. Để giúp các bạn đọc có tài liệu để tham khảo sử dụng thiết kế hoặc thẩm tra công trình làm theo Quy phạm Hoa Kỳ và Anh, Chúng tôi dự định viết một số tập sách và lần lượt đưa xuất bản như sau:

Tập 1: Thiết kế kết cấu thép theo Quy phạm Hoa Kỳ AISC/ASD;

Tập 2: Thiết kế kết cấu nhà thép tiền chế;

Tập 3: Thiết kế kết cấu thép theo Tiêu chuẩn Anh BS 5950 : 2000;

Tập 4: Thiết kế kết cấu thép thành mỏng tạo hình nguội.

Cuốn sách này là tập đầu tiên trong bộ sách, với nội dung là phương pháp thiết kế theo ứng suất cho phép của Viện AISC. Sách trình bày các phương pháp và công thức tính toán các cấu kiện cơ bản: cấu kiện chịu uốn, chịu kéo, chịu nén, chịu lực kết hợp, dầm bản tổ hợp và các liên kết hàn và bulông. Một số vấn đề của Quy phạm như tính toán về mối, tính cấu kiện vát,... sẽ được đề cập trong Tập 2. Đây không phải là sách giáo khoa về kết cấu thép, không trình bày về các dạng kết cấu mà chỉ nhằm giải thích và hướng dẫn sử dụng các phương pháp và công thức của Quy phạm. Tuy nhiên trong chừng mực có thể, sẽ cố gắng nêu các yêu cầu cấu tạo của cấu kiện, cố gắng làm rõ nguồn gốc, ý nghĩa vật lý của các công thức, các hệ số. Mỗi vấn đề lý thuyết đều có kèm theo thí dụ minh họa. Các thí dụ đều sử dụng vật liệu thép và các loại thép hình tiêu chuẩn của Hoa Kỳ. Hệ đơn vị đo lường trong các thí dụ đều là hệ đo lường hợp pháp của Việt Nam, còn trong văn bản Quy phạm đương nhiên phải là hệ đo lường của Hoa Kỳ có ghi chú đơn vị SI khi có thể được.

Đặc biệt, Tập 1 này được viết dưới dạng song ngữ tiếng Việt và tiếng Anh nhằm giúp bạn đọc có được thuật ngữ và khái niệm của ngôn ngữ gốc, đồng thời cũng giúp các bạn nào muốn làm quen với các văn bản khoa học kỹ thuật tiếng Anh. Hai bản Việt và Anh hoàn toàn giống nhau.

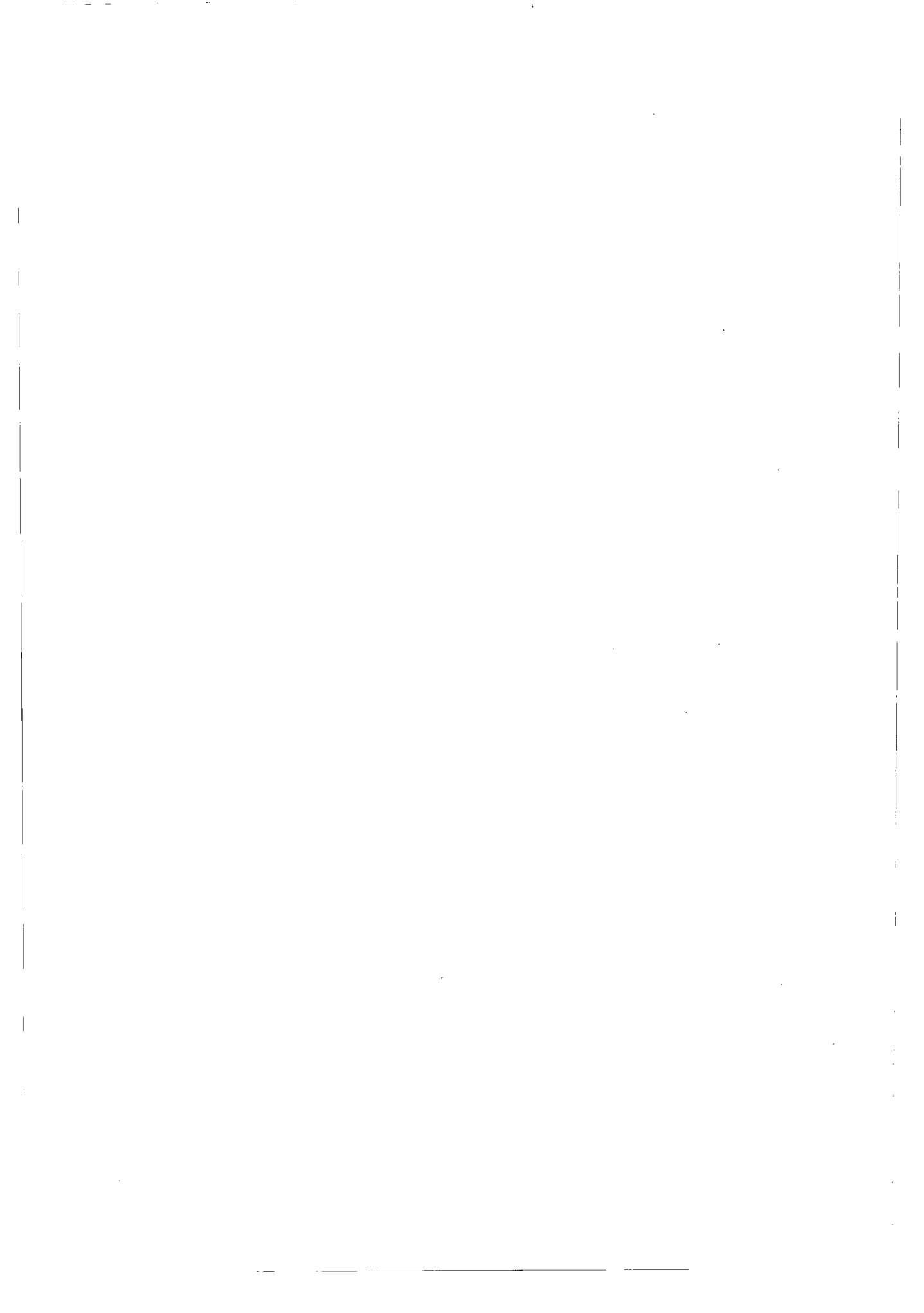
Cuối sách là phần Phụ lục gồm các bảng quy cách thép hình cán nóng của Mĩ, rất cần thiết để sử dụng cùng với Quy phạm Hoa Kỳ.

Do thời gian và trình độ người viết còn hạn chế, đặc biệt là trình độ Anh ngữ để viết một sách song ngữ, tập sách này chắc chắn còn sai sót. Tác giả rất mong nhận được ý kiến đóng góp của các bạn đọc.

Tác giả

THIẾT KẾ KẾT CẤU THÉP

(THEO QUY PHẠM HOA KÌ AISC/ASD)



Chương 1

ĐẠI CƯƠNG VỀ THIẾT KẾ KẾT CẤU THÉP

I. PHẠM VI ÁP DỤNG

Sách này trình bày cách thiết kế kết cấu thép theo phương pháp ứng suất cho phép của Quy định kỹ thuật AISC/ASD. Tên đầy đủ là *Quy định kỹ thuật để thiết kế nhà thép theo phương pháp ứng suất cho phép và phương pháp thiết kế dẻo* (The Specifications for Structural Steel Buildings - Allowable Stress Design and Plastic Design) (sau đây được gọi ngắn gọn là Quy phạm AISC hoặc Quy phạm). Quy phạm này do Viện kết cấu thép Hoa Kỳ (American Institute of Steel Construction, viết tắt là AISC) biên soạn và xuất bản năm 1989 để sử dụng trong thiết kế nhà khung thép. Từ 1993, một phương pháp khác được AISC ban hành là phương pháp thiết kế theo hệ số tải trọng và hệ số độ bền (Load and Resistance Factor Design). Cả hai phương pháp này hiện nay được sử dụng như nhau, tùy theo sự lựa chọn của người thiết kế.

Quy phạm AISC sử dụng một số thuật ngữ cần được hiểu như sau :

Thuật ngữ *thép kết cấu* (structural steel) có hai nghĩa :

Nghĩa thứ nhất là chỉ thép cacbon, như các loại thép ASTM A36, A53, A529, A570, v.v..

Nghĩa thứ hai được dùng trong Quy phạm là chỉ các cấu kiện thép của một kết cấu dùng để mang các tải trọng thiết kế. Các cấu kiện này bao gồm :

- Dầm, dầm chính ; cột và thanh chống đứng ; hệ giằng ; giàn ; khung và các bộ phận khung như: lanh tô, khuôn cửa, thanh treo, thanh chống, thanh nối.

- Tấm sàn gắn với khung thép ; các cấu kiện của mônôray, ray cầu trục và mố chắn cầu trục ;

- Các loại liên kết để nối các cấu kiện : đinh tán, bulông vĩnh cửu, chốt trục, bulông neo, chêm chịu cắt.

Những thứ không được nêu ở trên thì không coi là thép kết cấu "Structural Steel" như là:

- Dây cáp của mái treo, các thanh thép tạo hình nguội, các bộ phận thép chôn trong bê tông, tấm sàn không gắn với khung thép ;

- Liên kết tạm để lắp ráp hay dựng lắp ;

- Thang, cầu thang, mặt sàn kim loại hay kiểu lưới, dầm bụng rộng ;

- Bể chứa và bình áp lực;

Đó là giới hạn phạm vi áp dụng của Quy phạm.

II. VẬT LIỆU

2.1. Thép

Quy phạm liệt kê 16 loại thép của tiêu chuẩn ASTM được sử dụng trong kết cấu nhà. Có thể phân các loại thép này vào 4 nhóm sau :

1. Thép cacbon (hay thép kết cấu) :

- A36, loại thép cacbon thấp phổ thông dùng rộng rãi trong xây dựng. Điểm chảy khá thấp : 36 ksi hay 24,8 kN/cm². Cường độ kéo biến đổi trong phạm vi rộng từ 58 đến 80 ksi hay 40 đến 55 kN/cm². (Chú thích : 1 ksi = 0,6895 kN/cm²).

- A53, loại thép cacbon thấp dùng làm ống hàn hoặc không mạch nối, để trần hay mạ kẽm. Dùng nhiều trong nhà, đặc biệt làm cột hay giàn.

- A500 và A501, ống thép tròn, vuông hay chữ nhật, tạo hình nguội (A500) hoặc cán nóng (A501), dùng cho kết cấu phổ thông hàn hay liên kết bulông.

- A529, thép cacbon, làm tấm và thanh nhỏ. Tính năng cơ học khá cao, dùng trong nhà, đặc biệt nhà tiêu chuẩn hoá.

- A570, thép cacbon chất lượng cao dạng sản phẩm chủ yếu là thép dải hoặc cuộn thép mỏng. Chuyên dùng làm cấu kiện tạo hình nguội của nhà. Bao gồm các cấp từ cấp 30 (tức là giới hạn chảy 30 ksi) đến cấp 50 (giới hạn chảy 50 ksi).

2. Thép hợp kim thấp cường độ cao:

- A572, thép rất thông dụng, thành phần hợp kim là colombi và vanadi, sản phẩm là thép hình, tấm và thanh. Có 4 cấp : 42, 50, 60, 65. Dùng cho kết cấu hàn, liên kết bulông và đinh tán với cả 4 cấp ; còn dùng cho cầu hàn thì chỉ hai cấp 42 và 50.

- A441, thép tương tự, ngày nay được thay thế bởi A572.

- Bốn loại hợp kim thấp cường độ cao A242, A588, A606, A607, có độ bền chống xâm thực của khí trời cao hơn thép cacbon nhiều lần. Được gọi là thép chịu thời tiết, sản phẩm là thép hình và thép tấm. Dùng làm kết cấu hàn, bulông hay đinh tán của nhà và cầu.

3. Thép hợp kim và hợp kim thấp được nhiệt luyện : A852, A514. Các thép này có tính năng cơ học rất cao : cường độ chảy có thể đạt tới 80 đến 110 ksi (55 đến 76 kN/cm²). Có thể hàn được bằng phương pháp thích hợp. Chỉ có sản phẩm là thép tấm, dùng chủ yếu cho cầu hàn.

4. Thép kết cấu dùng làm cầu: A709. Nhóm thép này bao gồm nhiều loại thép khác nhau : thép cacbon, thép hợp kim thấp cường độ cao, thép hợp kim, thép nhiệt luyện. Các cấp cường độ bao gồm các cấp của A36, A572, A588 và A514, nhưng độ bền chịu va chạm cao hơn.

Bảng dưới đây cho các tính chất của 16 loại thép được chấp thuận sử dụng theo Quy phạm của AISC.

Bảng 1.1. Tính chất của 16 loại thép được chấp thuận sử dụng theo Quy phạm của AISC

Tên gọi theo ASTM	Ứng suất chảy tối thiểu F_y , ksi (kN/cm ²)	Cường độ kéo đứt F_u , ksi (kN/cm ²)	Ghi chú
A36	32 (22) 36 (25)	58-80 (40-55)	Dày trên 200 mm Đến 200 mm
A53 cấp B	35 (24)	60 (41,5)	
A242	42 (29) 46 (31,5) 50 (34,5)	63 (43,5) 67 (46) 70 (48)	Dày 40 đến 200 mm 20 đến 40 mm Đến 20 mm
A441 thôi không sử dụng từ 1989 ; được thay bởi A572			
A500 cấp A	33 (22,8)	45 (310)	Thép tròn
cấp B	42 (29)	58 (40)	
cấp C	46 (317)	62 (42,7)	
A500 cấp A	39 (26,9)	45 (310)	Thép hình
cấp B	46 (317)	58 (40)	
cấp C	50 (34,5)	62 (42,7)	
A501	36 (25)	58 (40)	
A514	90 (62) 100 (69)	100-130 (69-89,5) 110-130 (76-89,5)	Dày 65 đến 150 mm Đến 65 mm
A529	42 (29)	60-85 (41,4-58,6)	Dày đến 13 mm
A570 cấp 40	40 (27,5)	55 (38)	
cấp 45	45 (31)	60 (41,5)	
cấp 50	50 (34,5)	65 (45)	
A572 cấp 42	42 (29)	60 (41,5)	Dày đến 150 mm Đến 100 mm Đến 32 mm Đến 32 mm
cấp 50	50 (34,5)	65 (45)	
cấp 60	60 (41,5)	75 (52)	
cấp 65	65 (45)	80 (55)	
A588	42 (29) 46 (31,5) 50 (34,5)	63 (43,5) 67 (46) 70 (48,5)	Dày 125 đến 200 mm 100 đến 125 mm Đến 100 mm
A606	45 (31) 50 (34,5)	65 (45) 70 (48)	

Tên gọi theo ASTM	Ứng suất chảy tối thiểu F_y , ksi (kN/cm ²)	Cường độ kéo đứt F_u , ksi (kN/cm ²)	Ghi chú
A607 cấp 45	45 (31)	60 (41,5)	
cấp 50	50 (34,5)	65 (45)	
cấp 55	55 (38)	70 (48)	
cấp 60	60 (41,5)	75 (52)	
cấp 65	65 (45)	80 (55)	
cấp 70	70 (48)	85 (59)	
A618 cấp I & II	50 (34,5)	70 (48,5)	Dày đến 20 mm
cấp III	50 (34,5)	65 (45)	
A709 cấp 36	36 (50)	58-80 (40-55)	Dày đến 100 mm
cấp 50	50 (34,5)	65 (45)	Dày đến 100 mm
cấp 50W	50 (34,5)	70 (48,5)	Dày đến 100 mm
cấp 100& 100W	90 (62)	100-130 (69-89,5)	Trên 65 đến 100 mm
cấp 100& 100W	100 (69)	110-130 (76-89,5)	Đến 65 mm
A852	70 (48,5)		Dày đến 100 mm

2.2. Thép hình và thép tấm

Các sản phẩm thép kết cấu được chế tạo thành các dạng thép hình, thép thanh dẹt và thép tấm.

Thép hình cán nóng thông dụng là thép góc (chữ L), thép máng (chữ C) và chữ I. *Thép I* dùng rộng rãi nhất là loại cánh rộng, gọi là thép W (W là từ "wide-flange", cánh rộng). Thép W cánh rộng được kí hiệu bằng chữ W kèm theo bề cao tiết diện tính bằng in và trọng lượng tính bằng fút, ví dụ W18×60 là có bề cao 18 in và nặng 60 pounds/foot (trong hệ đơn vị SI có nghĩa là bề cao danh nghĩa 460 mm và khối lượng là 89,2 kg/m). (Ghi chú : 1 lb/ft = 1,487 kg/m). Có rất nhiều loại kích cỡ của tiết diện W : loại lớn nhất và nặng nhất là W44×285, W36×848 ; loại nhỏ nhất và nhẹ nhất là W4×13 và W6×9.

Thép hình S (S do chữ "standard"- tiêu chuẩn) còn gọi là dầm I tiêu chuẩn, có cánh mặt trong dốc và hẹp hơn và bụng dày hơn so với thép W. Kích cỡ bao gồm trong phạm vi từ S24×106 đến S3×4.1.

Thép hình I khác gọi là thép M (M từ chữ "miscellaneous" pha tạp), có kích thước và trọng lượng khác với thép S và thép W. Dùng làm cột và dầm trong các công trình thép nhẹ. Kích cỡ bao gồm trong phạm vi từ M14×18 tới M6×4.4.

Thép máng, còn gọi là thép C (C từ chữ "channel"), có mặt trong của cánh là dốc nghiêng. Kí hiệu là C15×50 (lớn nhất) đến C 3×4.1 (nhỏ nhất). Thép máng pha tạp hay MC là loại không xếp được vào loại C. Kí hiệu là MC18×58 (lớn nhất) tới MC 6×12 (nhỏ nhất).

Thép góc (đều cạnh và không đều cạnh) được kí hiệu bằng chữ L; bề rộng và bề dày của cánh tính bằng in. Cạnh dài viết đầu tiên còn bề dày viết sau cùng. Cỡ lớn nhất là L9×4×5/8 đối với thép góc không đều cạnh và L8×8×1/8 đối với thép góc đều cạnh ; cỡ nhỏ nhất là L 1×1×1/8.

Còn có một loại thép hình khác là thép T cắt ra từ các thép hình W hay M hay S shape (được kí hiệu là WT, MT, ST). Ví dụ thép WT5×44 bề cao danh nghĩa là 5 in. và trọng lượng 44 pounds/foot được cắt ra từ W10×88.

Tiết diện ống tròn được gọi là "standard" tiêu chuẩn, "extra strong" rất dày, và "double-extra strong" cực dày, tùy theo bề dày ống, và được kí hiệu theo đường kính. Ví dụ ống 8 in, double-extra strong có đường kính ngoài 8,625 in và bề dày thành ống 0,875 in; còn ống 8 in. standard thì kích thước tương ứng là 8,625 và 0,322 in.

Ống chữ nhật được kí hiệu bằng các kích thước ngoài và bề dày, ví dụ ống chữ nhật 14×6×1/2.

Thép dẹt được cán từ phôi và được phân loại thành thanh dẹt và tấm, tùy theo bề rộng và bề dày. Thép tròn và thép vuông được chế tạo bằng cách kéo tuốt.

Thông thường thanh dẹt và tấm được phân loại như sau :

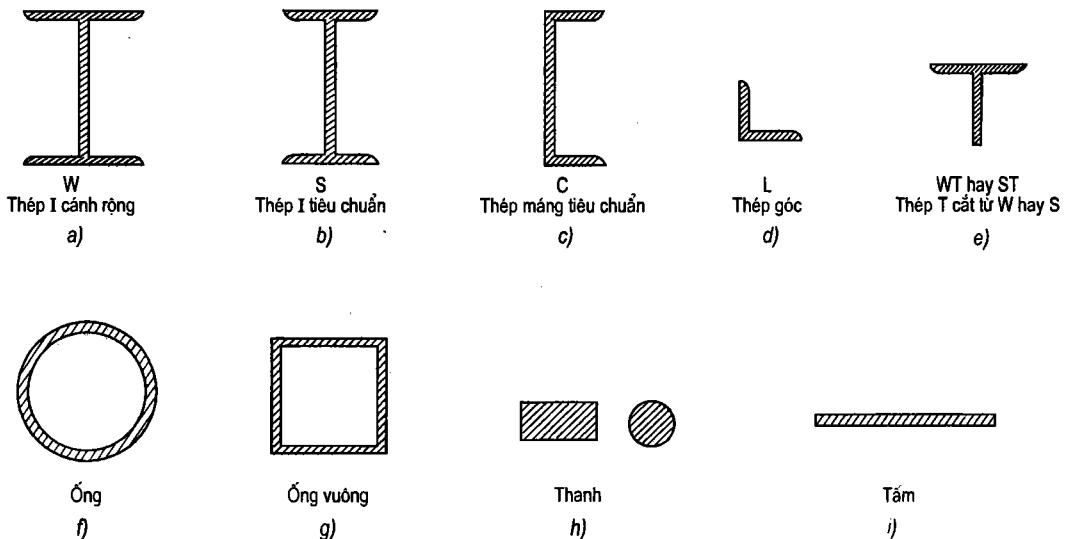
Thanh dẹt : rộng bằng hoặc ít hơn 6 in ; dày từ 0,230 in. trở lên

rộng từ 6 in. tới 8 in. ; dày từ 0,203 in. trở lên

Tấm : rộng trên 8 in. ; dày từ 0,230 in. trở lên

rộng trên 48 in. ; dày từ 0,180 in. trở lên

Ví dụ một số kí hiệu thanh vuông 1Φ ; thanh tròn 1½ Φ; thanh dẹt 2½ × 2½ ; tấm P1 ½ × 18.

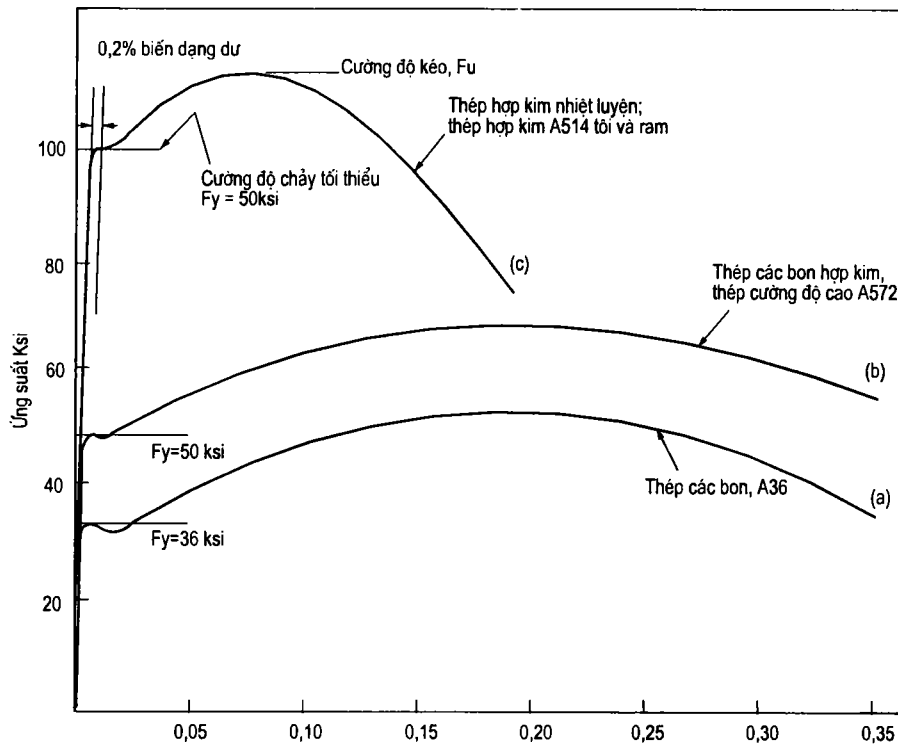


Hình 1.1. Thép cán hình tiêu chuẩn

III. NHẮC LẠI VỀ CÁC TÍNH NĂNG CƠ HỌC CỦA THÉP

Để xác định các tính chất cơ học quan trọng nhất của một thép, như giới hạn chảy, cường độ bền và độ giãn dài, người ta dùng phương pháp thử nghiệm kéo mẫu tiêu chuẩn. Quy trình thử nghiệm chi tiết được mô tả trong ASTM A370.

Đường cong ứng suất - biến dạng tiêu biểu khi kéo được vẽ ở hình 1-2 đối với ba nhóm thép : cacbon thấp, hợp kim thấp cường độ cao và thép hợp kim nhiệt luyện (hoặc thép cacbon cao).



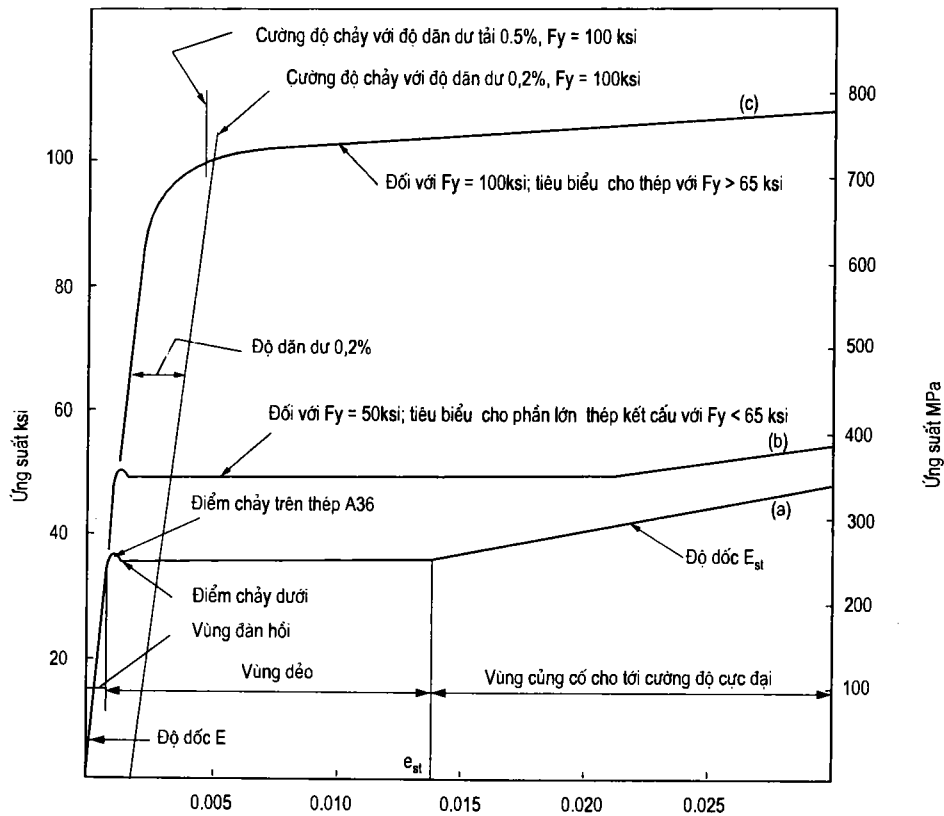
Hình 1.2. Các đường cong ứng suất -biến dạng tiêu biểu

Các đường cong đều có một đoạn thẳng (quan hệ bậc nhất) cho tới một điểm được gọi là *giới hạn đàn hồi*. Vùng làm việc ứng với đoạn thẳng này được gọi là *vùng đàn hồi*, trong vùng này việc gia tải và giảm tải không gây ra biến dạng dư vĩnh cửu. Độ dốc của đoạn thẳng tức là tỉ số của ứng suất trên biến dạng được gọi là *môđun đàn hồi E* hay môđun Young ; đối với thép kết cấu, giá trị của môđun đàn hồi vào khoảng 20.000 kN/cm² (29.000 ksi). Đối với thép cacbon thấp và hợp kim thấp cường độ cao thể hiện bằng hai đường cong bên dưới (a) và (b), giới hạn đàn hồi gần như trùng với *giới hạn chảy* hay *điểm chảy*, đó là ứng suất tại đó biến dạng tăng nhiều trong khi tải không tăng. Biến dạng có thể tăng tới 1,5-2%; vùng này được gọi là *vùng dẻo*. Trong thép cacbon cao hay thép hợp kim nhiệt luyện thể hiện bằng đường cong (c), sau giới hạn tỉ lệ thì đường cong đi chệch dần khỏi đường thẳng, ứng suất kéo tiếp tục tăng nhưng chậm hơn. Điểm chảy không xác định được rõ ràng. Trong trường hợp này, sự chảy được xác định một

cách quy ước bằng một đại lượng gọi là *cường độ chảy*. Đó là ứng suất mà tại đó mẫu thép chịu một biến dạng dư (độ dãn dư) bằng 0,2% khi mẫu được giảm tải đến không (xem hình 2-3 phóng to chỗ bắt đầu đường cong). Cường độ chảy này được gọi là cường độ chảy dư 0,2% để phân biệt với cường độ chảy khác được xác định theo ASTM A370 gọi là cường độ chảy dãn 0,5%. Thuật ngữ *ứng suất chảy* được dùng để chỉ chung điểm chảy hoặc cường độ chảy khi mà không cần phân biệt giữa chúng.

Tiếp theo vùng dẻo, đối với thép của dầm cong (a) và (b), ứng suất lại tăng lên đến ứng suất lớn nhất trước khi đứt, được gọi là *cường độ bền kéo đứt*. Vùng tăng ứng suất sau vùng dẻo được gọi là *vùng củng cố*. Trong thiết kế, vùng củng cố không được sử dụng.

Đường cong ứng suất - biến dạng cũng cho biết *độ dẻo* của thép. Độ dẻo được xác định theo lượng biến dạng dư (tức là biến dạng sau giới hạn tỉ lệ) cho đến khi bị đứt, đo bằng độ dãn toàn bộ tính theo phần trăm chiều dài mẫu thử.



Hình 1.3. Các đường cong ứng suất - biến dạng được phóng to cho các ứng suất chảy khác nhau

IV. CƠ SỞ THIẾT KẾ

Quy phạm AISC/ASD áp dụng phương pháp thiết kế theo ứng suất cho phép (cũng còn gọi là thiết kế theo ứng suất làm việc). Cơ sở của phương pháp này là như sau : mọi cấu kiện, mối liên kết và các liên kết phải được chọn kích thước sao cho ứng suất gây

bởi tải trọng làm việc không vượt quá ứng suất cho phép đã quy định trước. Quy phạm ấn định giá trị ứng suất cho phép để có một độ an toàn trước khi đạt tới một ứng suất giới hạn không được vượt qua như là ứng suất chảy tối thiểu của thép, hoặc ứng suất oằn vì tại các ứng suất này thì xảy ra phá hoại. Ứng suất cho phép lấy bằng ứng suất giới hạn (như giới hạn chảy F_y hoặc ứng suất tới hạn F_{cr}), chia cho một hệ số an toàn FS (factor of safety). Hệ số an toàn đảm bảo một lượng dự trữ về khả năng chịu lực cho kết cấu và các cấu kiện. Cần có dự trữ khả năng chịu lực để xét đến khả năng quá tải (tải trọng vượt quá tải trọng dự kiến khi sử dụng bình thường) và khả năng chịu lực kém do kích thước thép bị thiếu hụt hoặc do cường độ của thép có thể thấp hơn giá trị tối thiểu đã quy định.

Để xác định hệ số an toàn FS, phải xét đến nhiều yếu tố. Đương nhiên là độ bền tối thiểu phải lớn hơn ứng suất gây bởi tải trọng lớn nhất một lượng nhất định nào đó. Giá thiết ứng suất thực tế (hay tải trọng thực tế, cũng là vậy) vượt quá ứng suất thiết kế S (hay là tải trọng sử dụng) một lượng ΔS , và độ bền thực tế là nhỏ hơn độ bền danh nghĩa R một lượng ΔR . Kết cấu muốn an toàn thì ít nhất phải có :

$$R - \Delta R = S + \Delta S, \text{ hay}$$

$$R \left(1 - \frac{\Delta R}{R} \right) = S \left(1 + \frac{\Delta S}{S} \right)$$

Hệ số an toàn chính là tỉ số của độ bền danh nghĩa trên ứng suất thiết kế :

$$FS = \frac{R}{S} = \frac{1 + \Delta S/S}{1 - \Delta R/R}$$

Phương trình này cho thấy ảnh hưởng của việc quá tải $\Delta S/S$ và việc chịu lực kém $\Delta R/R$, chứ chưa xét các yếu tố khác. Nếu giả thiết rằng sự quá tải ngẫu nhiên $\Delta S/S$ có thể lớn hơn giá trị danh nghĩa 40% và giả thiết sự chịu lực kém $\Delta R/R$ có thể nhỏ hơn giá trị danh nghĩa 15% thì có

$$FS = \frac{1 + 0,4}{1 - 0,15} = 1,65$$

Quy phạm AISC dùng $FS = 1,67$ là giá trị cơ bản của thiết kế theo ứng suất cho phép. Ứng suất cho phép là ứng suất giới hạn chia cho hệ số an toàn FS này, tức là:

$$\frac{F_y}{1,67} = 0,6 F_y, \text{ (dùng cho dầm và cấu kiện chịu kéo).}$$

Với các trường hợp khác (cột, liên kết, v.v.) thì dùng các giá trị FS khác.

Điều A5.2 của Quy phạm AISC có một quy định quan trọng sau: ứng suất cho phép có thể được tăng thêm 1/3 so với giá trị thông thường nếu tính toán với tải trọng *gió* hay *động đất*, các tải trọng này tác dụng riêng rẽ hay kết hợp với tĩnh tải và hoạt tải.

Chương 2

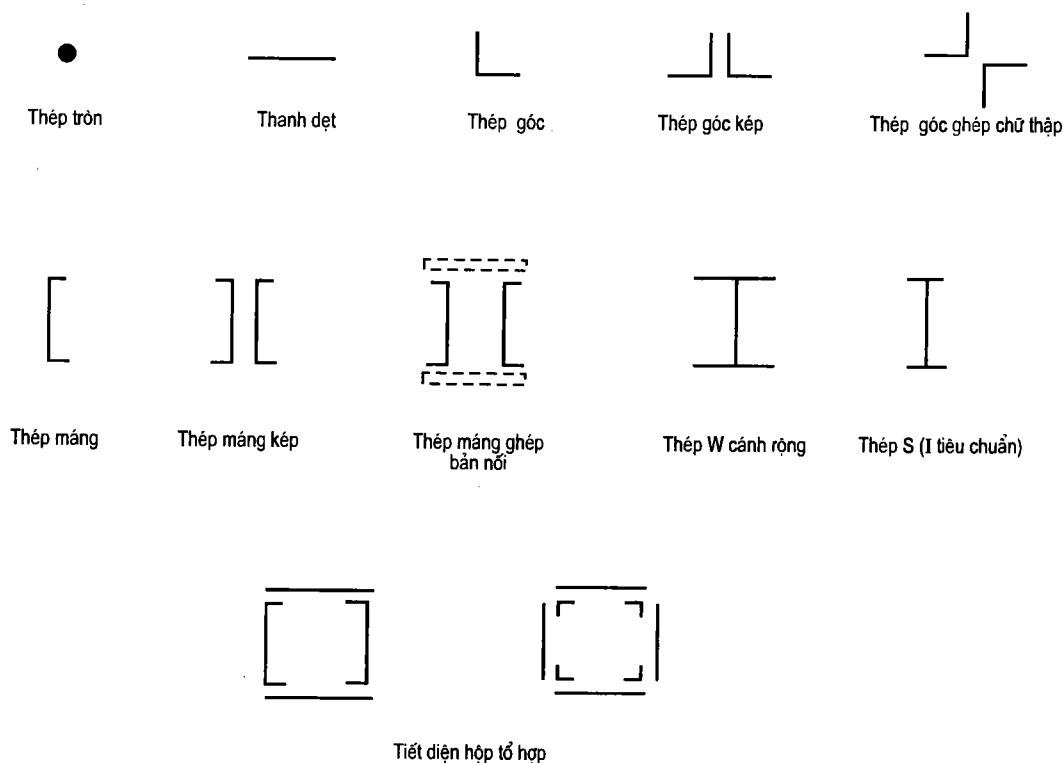
CẤU KIỆN CHỊU KÉO

I. CÁC LOẠI CẤU KIỆN CHỊU KÉO

Cấu kiện chịu kéo gặp trong phần lớn kết cấu thép. Chúng có thể là các thanh chính của dàn cầu và dàn mái, các thanh của kết cấu rỗng như cột tháp đường dây điện và trong các hệ thống giằng gió của nhà. Chúng cũng hay gặp trong các cấu kiện thứ yếu, ví dụ thanh căng để gia cường cho hệ kết cấu dàn.

Cấu kiện kéo đơn giản nhất là bằng dây cáp, thanh thép tròn hay vuông, thanh dẹt hay tấm. Trong kết cấu nhà, dây cáp, thanh tròn, thanh dẹt được dùng chủ yếu trong hệ giằng và các thanh treo xà gỗ của mái dốc.

Thép hình đơn như thép góc, tấm, thép W và S có thể dùng làm cấu kiện kéo. Khi tiết diện một thép hình đơn không đủ thì cần dùng cấu kiện tổ hợp, gồm hai hay nhiều thép hình đơn liên kết với nhau. Hình 2.1 cho một vài tiết diện của cấu kiện kéo tiêu biểu.



Hình 2.1. Tiết diện cấu kiện kéo tiêu biểu

II. DIỆN TÍCH THỰC VÀ DIỆN TÍCH HỮU HIỆU

2.1. Tiết diện thực

Khi cấu kiện chịu kéo có các lỗ liên kết (bulông, đinh tán), tiết diện ngang tại chỗ liên kết bị giảm đi. Diện tích của tiết diện đã trừ bớt diện tích các lỗ được gọi là *diện tích thực*. Dùng diện tích này để tính toán khả năng chịu kéo của cấu kiện.

Khi các lỗ được xếp thẳng hàng, vuông góc với phương lực (hình 2.2a), diện tích thực A_n được xác định bởi :

$$A_n = A_g - n_1 dt \quad (2.1)$$

Trong đó:

A_g = diện tích nguyên,

t = bề dày thép,

d = đường kính lỗ,

n_1 = số lỗ trên một đường thẳng.

Nếu các lỗ được bố trí so le (không vuông góc với phương lực) (hình 2.2b), có thể có nhiều cách phá hoại theo các đường khác nhau: hoặc trên các tiết diện vuông góc với trục cấu kiện (tiết diện AB), hoặc trên các tiết diện chữ chi (đường AC). Đường phá hoại nào cho diện tích thực nhỏ nhất sẽ là quyết định. Để xét ảnh hưởng của đường xiên chữ chi đến diện tích thực của đường phá hoại, ta dùng một phương pháp kinh nghiệm đơn giản hoá như sau: diện tích thực của tiết diện chữ chi được tính bằng diện tích nguyên của tiết diện trừ đi diện tích của tất cả các lỗ nằm trên đường phá hoại, và cộng thêm một lượng $(s^2/4g)t$ cho mỗi đường xiên :

$$A_n = A_g - ndt + \left(\frac{s^2}{4g} \right) t \quad (2.2)$$

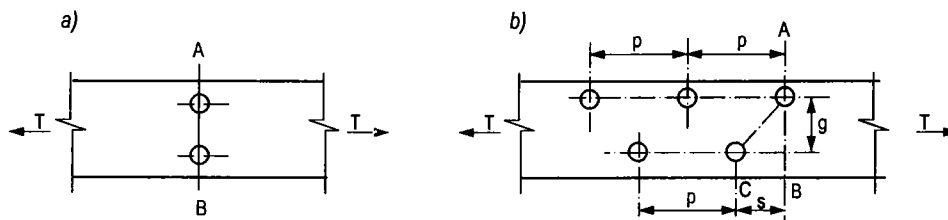
Trong đó:

n = số lỗ trên đường chữ chi ;

s = bước lỗ theo chữ chi, tức là khoảng cách các lỗ liên kế tính song song với phương lực ;

g = khoảng cách giữa các đường lỗ dọc.

Trong hai công thức trên, d là đường kính của lỗ bị trừ đi trong tính toán. Lỗ tiêu chuẩn rộng hơn đường kính đinh tán hay bulông là 1/16 in. (1,6 mm). Tuy nhiên theo Quy phạm AISC, bề rộng phải trừ đi được lấy bằng đường kính danh nghĩa của lỗ cộng thêm 1/16 in. (nghĩa là bằng đường kính thân bulông cộng thêm 1/8 in. hay 3,2 mm). Điều này là để kể đến sự hư hại của mép lỗ do việc đột hay khoan.



Hình 2-2. Xác định diện tích thực

2.2. Diện tích thực hữu hiệu

Khi thiết kế cấu kiện kéo, giả thiết là ứng suất phân bố đều trên tiết diện. Thực tế thì tại các lỗ hoặc gần cạnh mép cấu kiện nằm ở xa đường lực tác dụng, ứng suất phân bố không đều. Phá hoại có thể xảy ra do sự chảy hoặc đứt cục bộ trên một vùng diện tích chịu lực lớn nhất gọi là diện tích hữu hiệu. Do đó trong tính toán, chỉ giả thiết ứng suất phân bố đều trên tiết diện hữu hiệu này.

Diện tích hữu hiệu đối với liên kết bulông và đinh tán được tính bằng công thức

$$A_e = UA_n \quad (2.3)$$

và đối với liên kết hàn được tính bằng

$$A_e = UA_g \quad (2.4)$$

Trong đó:

A_g = diện tích nguyên,

A_n = diện tích hữu hiệu,

U = hệ số hữu hiệu

Giá trị của U lấy như sau :

- Đối với thép hình W, M, hay S có bề rộng cánh không nhỏ hơn hai phần ba bề cao, được liên kết tại các cánh bằng mối hàn hoặc bằng bulông, đinh tán với ít nhất ba cái trên một hàng theo phương của lực: $U = 0,90$

- Đối với thép hình W, M, hay S không đáp ứng các điều kiện nêu trên và với mọi thép hình khác, kể cả tiết diện tổ hợp, liên kết bằng mối hàn hoặc bằng bulông, đinh tán với ít nhất ba cái trên một hàng theo phương của lực: $U = 0,85$

- Đối với mọi cấu kiện liên kết bằng bulông, đinh tán mà chỉ có hai cái trên một hàng theo phương của lực: $U = 0,75$

- Nếu mọi phần tử của tiết diện cấu kiện là được liên kết thì $U = 1$.

Nếu tải trọng được truyền bởi các mối hàn ngang đến một số phần tử của tiết diện chứ không phải toàn tiết diện thì diện tích hữu hiệu A_e lấy bằng diện tích các phần tử được trực tiếp liên kết.

III. ỨNG SUẤT CHO PHÉP VÀ THIẾT KẾ CẤU KIỆN CHỊU KÉO

Trong một cấu kiện chịu kéo, phá hoại có thể xảy ra do sự chảy của tiết diện nguyên nằm xa lỗ, hoặc do sự đứt của tiết diện thực hữu hiệu tại chỗ liên kết. Khả năng chịu lực (hay còn gọi là độ bền danh nghĩa) của tiết diện nguyên có thể được viết thành :

$$T_n = F_y A_g$$

T_n chia cho hệ số an toàn FS không được nhỏ hơn tải trọng sử dụng T :

$$\frac{F_y A_g}{FS} \leq T$$

Như trên đã nói, hệ số an toàn FS đối với cấu kiện kéo là 1,67, tức là tương đương với thừa số nhân 0,60. Do đó

$$0,60 F_y A_g \leq T \text{ hay}$$

$$f_t = \frac{T}{A_g} \leq 0,60 F_y \quad (2.5)$$

$F_t = 0,60 F_y$ là ứng suất cho phép trên tiết diện nguyên.

Cũng cần kiểm tra độ bền tại lân cận liên kết với ứng suất kéo cực hạn F_u trên tiết diện thực hoặc tiết diện thực hữu hiệu :

$$T_n = F_u A_e$$

T_n chia cho hệ số an toàn FS không được nhỏ hơn tải trọng sử dụng T. Hệ số FS được lấy bằng 2,0 để thiết kế liên kết trong trường hợp này :

$$\frac{F_u A_e}{FS} \leq T$$

$$0,50 F_u A_e \leq T \text{ hay}$$

$$f_t = \frac{T}{A_e} \leq 0,50 F_u \quad (2.6)$$

$F_t = 0,50 F_u$ là ứng suất cho phép trên tiết diện thực hữu hiệu.

Ngoài ra, liên kết ở đầu của cấu kiện kéo còn phải kiểm tra về cắt theo khối (sẽ nói ở chương 7).

Thí dụ 2.1

Thiết kế thanh kéo gồm hai thép góc A36, truyền lực 600kN do tĩnh tải và hoạt tải. Thanh liên kết vào bản mã bằng các đường hàn góc.

Các ứng suất cho phép là :

$$0,60 F_y = 0,6 \times 36 = 22 \text{ ksi} = 14,9 \text{ kN/cm}^2 \text{ trên tiết diện nguyên}$$

$$0,50 F_u = 0,5 \times 58 = 29 \text{ ksi} = 20,0 \text{ kN/cm}^2 \text{ trên tiết diện thực.}$$

Liên kết là hàn nên tiết diện thực bằng tiết diện nguyên. Giá trị U của trường hợp này là 0,85.

$$T = 14,9 \times A_g$$

$$T = 20,0 \times 0,85 \times A_g = 17 \times A_g$$

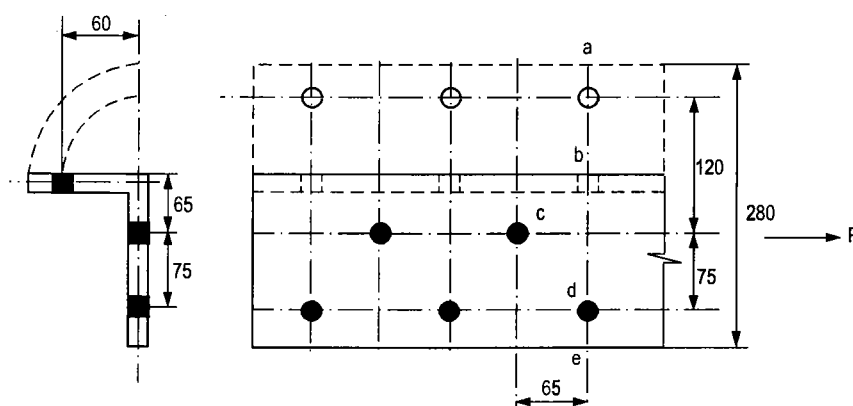
Tiết diện nguyên của một thép góc là giá trị lớn hơn :

$$\frac{A_g}{2} = \frac{600/14,9}{2} = 20,15 \text{ cm}^2.$$

Thép góc được chọn theo bảng quy cách, ví dụ từ Sách Chỉ dẫn của AISC (xem Phụ lục) hoặc từ Tiêu chuẩn Việt Nam TCVN1656-75.

Thí dụ 2.2

Xác định khả năng chịu kéo của một thép góc 80×110×10, liên kết bằng hai hàng bulông M20 trên cánh dài và một hàng trên cánh ngắn (hình 2.3). Dùng lỗ tiêu chuẩn. Thép A572, cấp 50.



Hình 2.3. Thí dụ 2-2

Đường kính lỗ phải trừ đi là $20 + (1/8 \text{ in.}) = 23 \text{ mm}$

Để tính toán diện tích tiết diện, bề rộng của thép góc và khoảng cách giữa các hàng phải được đo theo đường trung bình của bề dày thép góc, (nghĩa là như đã bẻ phẳng thép góc ra). Bề rộng của thép góc bằng tổng bề rộng của hai cạnh trừ đi bề dày, nghĩa là $180 + 110 - 10 = 280 \text{ mm}$. Khoảng cách giữa các hàng lỗ trong hai cánh là $65 + 65 - 10 = 120 \text{ mm}$.

Diện tích thực của tiết diện *abcde* :

$$(28 \times 1) - (3 \times 2,3)1 + \left[\frac{6,5^2}{(4 \times 7,5)} + \frac{6,5^2}{(4 \times 12)} \right] 1 = 23,39 \text{ cm}^2$$

Diện tích thực của tiết diện $abde$:

$(28 \times 1) - (2 \times 2,3 \times 1) = 23,3 \text{ cm}^2$, nhỏ hơn, được sử dụng để tính toán.

$$A_n = 23,3 \text{ cm}^2; A_e = 0,85 \times 23,3 = 19,8 \text{ cm}^2$$

Thép A572 cấp 50 có

$$F_y = 50 \text{ ksi} = 34,5 \text{ kN/cm}^2; F_u = 65 \text{ ksi} = 44,8 \text{ kN/cm}^2;$$

Ứng suất cho phép :

$$F_t = 0,6 \times 34,5 = 20,7 \text{ kN/cm}^2 \text{ trên tiết diện nguyên}$$

$$F_t = 0,5 \times 44,8 = 22,4 \text{ kN/cm}^2 \text{ trên tiết diện thực hữu hiệu}$$

Khả năng chịu kéo là giá trị nhỏ hơn trong hai tải trọng cho phép :

$$T = 20,7 \times 28,3 = 586 \text{ kN} \text{ (} 28,3 \text{ cm}^2 \text{ là tiết diện nguyên thực tế của một thép góc)}$$

$$T = 22,4 \times 19,8 = 443 \text{ kN, đây là khả năng chịu kéo của thanh.}$$

IV. THANH TRÒN CÓ REN

Một loại cấu kiện chịu kéo đơn giản thường gặp là thanh tròn có ren răng. Thanh này thường dùng là cấu kiện thứ yếu như thanh treo xà gồ của mái dốc, thanh treo để đỡ dầm, thanh căng để chịu lực xô của vòm.

Ứng suất cho phép của thanh ren là :

$$F_t = 0,33 F_u \quad (2.7)$$

Tính trên diện tích nguyên dùng đường kính lớn của răng ốc. (Đường kính lớn được đo theo hình chiếu bên ngoài của răng. Trong bảng các kích thước tiêu chuẩn của răng ốc, luôn có cho tiết diện nguyên).

Như vậy, đối với thép A36 : $F_t = 19,1 \text{ ksi} = 13,3 \text{ kN/cm}^2$

đối với thép A572 (cấp 50) : $F_t = 21,5 \text{ ksi} = 14,8 \text{ kN/cm}^2$

Thí dụ 2.3

Thiết kế thanh treo xà gồ đỡ tấm tôn lợp của mái dốc $26,5^\circ$, chiều dài một mái dốc là 7,5 m. Các thanh treo được đặt tại các điểm 1/3 của xà gồ, nhịp xà gồ 7,2. Hoạt tải trên mái : $0,57 \text{ kN/m}^2$ hình chiếu ngang. Dùng thép A36

a) Tải trọng

- Tấm tôn lợp mái $= 0,15 \text{ kN/m}^2$ mái

- Trọng lượng xà gồ đã chọn $= 0,18 \text{ kN/m}^2$ mái

- Hoạt tải chuyển đổi thành phân bố trên diện tích mái

$$= 0,57 \cos 26,5 = 0,51 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Tổng cộng} \quad 0,84 \text{ kN/m}^2.$$

b) Lực trong thanh treo

- Thanh treo chỉ chịu thành phần tải trọng song song với mái. Diện tích truyền lực là $(7,2/3) \times 7,5 = 18 \text{ m}^2$.

- Tải trọng do một thanh treo chịu $T = 0,84 \times \sin 26,5 \times 18 = 6,75 \text{ kN}$.

c) Chọn đường kính thanh treo :

- Ứng suất cho phép của thanh ren $F_t = 19,1 \text{ ksi} = 13,3 \text{ kN/cm}^2$

- Diện tích nguyên cần thiết : $A_g = \frac{6,75}{13,3} = 0,507 \text{ cm}^2$.

- Đường kính phải lớn hơn $d = \sqrt{4A/\pi} = 0,8 \text{ cm}$, chọn trong bảng Tiêu chuẩn của thanh có ren răng, dùng 10 mm.

Chương 3

CỘT VÀ CẤU KIỆN CHỊU NÉN

I. NHẮC LẠI VỀ SỰ OÀN CỦA CẤU KIỆN CHỊU NÉN

Ta xét một cấu kiện hai đầu khớp chịu nén bởi một tải trọng dọc trục. Khi tải trọng P đạt tới một giá trị gọi là *tới hạn*, cấu kiện trở nên mất ổn định nghĩa là bắt đầu bị cong. Hiện tượng này gọi là sự *oàn*, hoặc *sự mất ổn định*, hoặc *sự uốn dọc* của cấu kiện.

Lực tới hạn được cho bởi công thức Euler

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{l^2} \quad (3.1)$$

Trong đó I là mômen quán tính của tiết diện cấu kiện và E là môđun đàn hồi.

Chia hai vế của phương trình cho diện tích tiết diện A , ta được ứng suất tới hạn

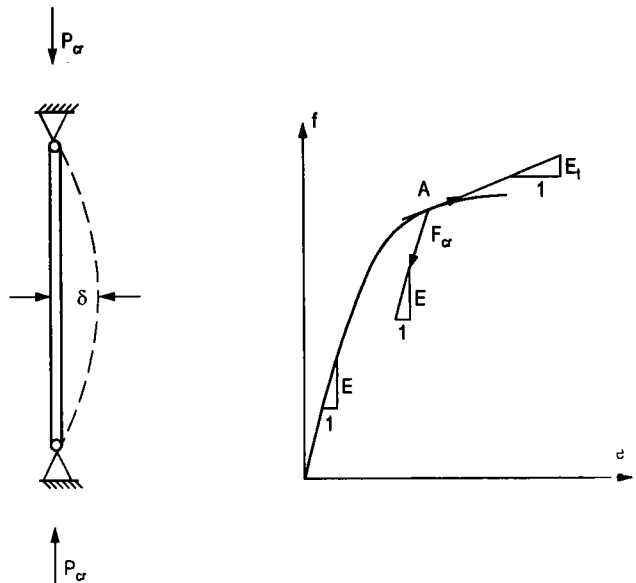
$$F_{cr} = \frac{\pi^2 E}{(l/r)^2} \quad (3.2)$$

Trong đó $r = \sqrt{I/A}$ là bán kính quán tính của tiết diện, l/r là độ mảnh của cấu kiện.

Các công thức này chỉ đúng khi đường cong ứng suất - biến dạng là đường thẳng tức là trong vùng đàn hồi, trước khi đạt tới thêm chảy. Nếu ứng suất tới hạn vượt quá giới hạn tỉ lệ thì người ta sẽ dùng công thức Engesser trong đó môđun đàn hồi E được thay thế bởi môđun tiếp tuyến E_t (chính là độ dốc của đường tiếp tuyến với đường cong ứng suất - biến dạng tại điểm đó). Khi đó

$$F_{cr} = \frac{\pi^2 E_t}{(l/r)^2} \quad (3-3)$$

là ứng suất tới hạn của oàn ngoài đàn hồi.



Hình 3.1

Người ta có thể vẽ được đường cong quan hệ ứng suất tới hạn với độ mảnh như trên hình 3.2, đó là một sự kết nối của đường cong oằn đàn hồi Euler (đường hyperbol) và đường cong oằn không đàn hồi theo công thức 3-3.

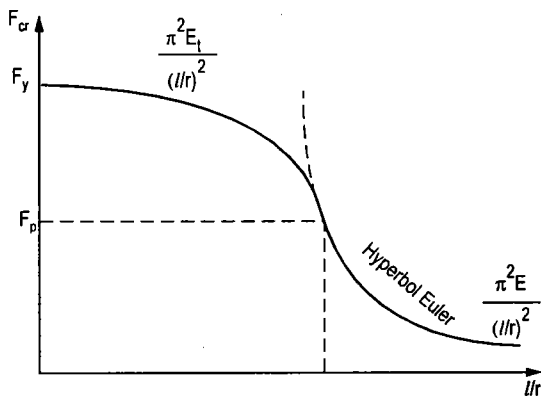
Tuy nhiên trong cấu kiện thép, luôn luôn tồn tại các ứng suất dư do sự nguội không đều sau khi cán. Ứng suất dư làm giảm đáng kể độ bền của cấu kiện nén. Quy phạm AISC sử dụng kết quả nghiên cứu của Hội đồng Nghiên cứu về ổn định kết cấu (Structural Stability Research Council - SSCR) là dùng một đường parabol bắt đầu ở tung độ cao nhất tại $F_{cr} = F_y$ khi $l/r = 0$ và kết thúc tại điểm $F_{cr} = F_y/2$ tại điểm đó parabol giao nhau và tiếp xúc với đường hyperbol Euler (hình 3.3). Phương trình của parabol này là :

$$F_{cr} = F_y \left[1 - \frac{F_y}{4\pi^2 E} \left(\frac{l}{r} \right)^2 \right] \quad (3-4)$$

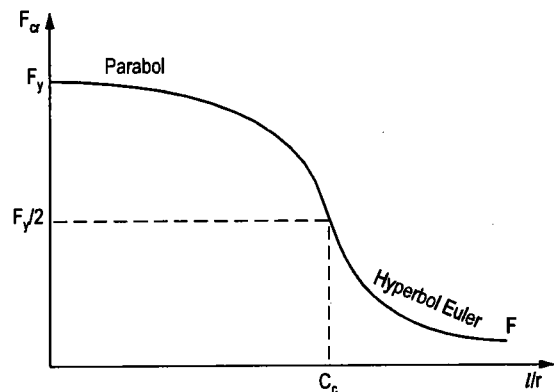
hoặc viết lại là

$$F_{cr} = F_y \left[1 - \frac{1}{2} \left(\frac{l/r}{C_c} \right)^2 \right] \quad (3-4a)$$

bằng cách thay $C_c = \pi \sqrt{2E/F_y}$; C_c là giá trị độ mảnh l/r tương ứng với ứng suất tới hạn đàn hồi cực đại $F_{cr} = 0.5F_y$.



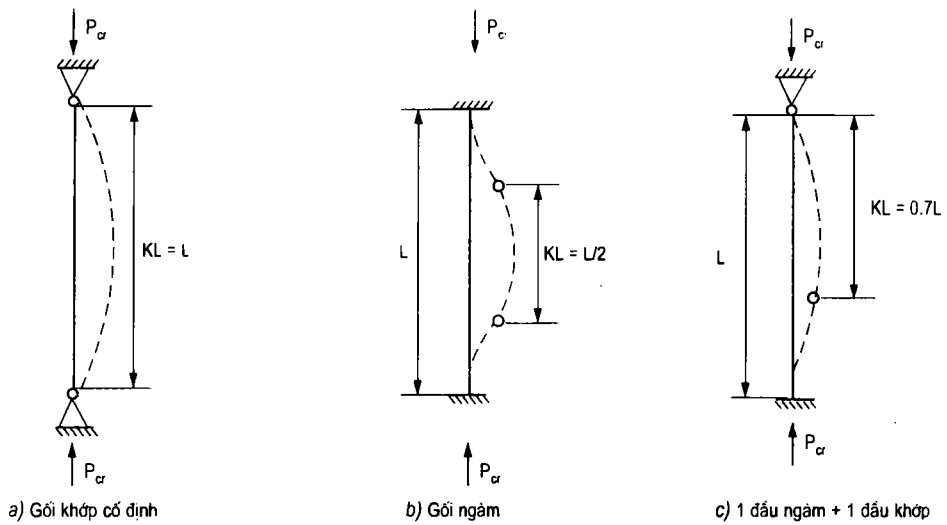
Hình 3.2



Hình 3.3

II. CHIỀU DÀI TÍNH TOÁN CỦA CỘT

Các công thức trên được thiết lập với cấu kiện hai đầu khớp. Nếu các đầu được liên kết khác đi, thì trong các công thức trên phải thay chiều dài thực bằng cường độ tính toán Kl , với K là hệ số chiều dài tính toán. Với các trường hợp đơn giản như vẽ ở hình 3.4, các giá trị Kl đã được xác định bằng lý thuyết.



Hình 3-4. Chiều dài tính toán của một số trường hợp đơn giản

Có thể dùng bảng sau đây theo đề xuất của SSRC (Xem bảng C-C2.1 Quy phạm). Dòng trên là giá trị lý thuyết, dòng dưới cho các giá trị của K do xét đến điều kiện liên kết thực tế không phải là lý tưởng như lý thuyết

Nếu cột nằm trong khung, hai đầu bị kiểm chế đàn hồi, chiều dài tính toán sẽ giảm đi và phải được xác định bằng giải bài toán ổn định cho mỗi trường hợp. Vấn đề này nằm ngoài khuôn khổ cuốn sách, sẽ được xét trong các tài liệu khác.

	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
Hình dạng cột rỗng - Đường nét đứt						
Giá trị K lý thuyết	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Kiến nghị giá trị thiết kế khi gối tựa là không lý tưởng	0.65	0.8	1.0	1.2	2.10	2.0
Ký hiệu gối tựa	Ngàm					
	Khớp cố định					
	Ngàm trượt					
	Đầu tự do					

III. THIẾT KẾ CẤU KIỆN NÉN ĐÚNG TÂM THEO ỨNG SUẤT CHO PHÉP

Khi oằn là không đàn hồi (tức là $Kl/r \leq C_c$), lấy đường cong độ bền của SSRC chia cho hệ số an toàn thì được biểu thức của ứng suất cho phép theo độ mảnh .

Ứng suất cho phép trên tiết diện nguyên chịu tải trọng sử dụng, khi $Kl/r \leq C_c$ là

$$F_a = \frac{\left[1 - \frac{(Kl/r)^2}{2C_c^2}\right] F_y}{FS} \quad (3-5)$$

FS = hệ số an toàn, tùy thuộc độ mảnh.

Đối với cấu kiện rất ngắn, độ cong ban đầu hoặc độ lệch tâm của tải trọng là không đáng kể, FS lấy bằng 1,67 như đối với cấu kiện kéo. Độ mảnh càng lớn thì ảnh hưởng của độ cong ban đầu và lệch tâm ngẫu nhiên của tải trọng càng đáng kể, FS phải lấy lớn hơn. AISC tăng FS đến giá trị tối đa lớn hơn giá trị gốc 15% nghĩa là 1,92. Từ giá trị FS = 1,67 khi $Kl/r = 0$ đến FS = 1,92 khi $Kl/r = C_c$, dùng một phương trình bậc ba để chuyển tiếp êm thuận :

$$FS = \frac{5}{8} + \frac{3 Kl/r}{8 C_c} - \frac{1 (Kl/r)^3}{8 2C_c^3} \quad (3-6)$$

Công thức đầy đủ của ứng suất cho phép là (công thức E2-1 Quy phạm) :

$$F_a = \frac{\left[1 - \frac{(Kl/r)^2}{2C_c^2}\right] F_y}{\frac{5}{8} + \frac{3 Kl/r}{8 C_c} - \frac{1 (Kl/r)^3}{8 C_c^3}} \quad (3-7)$$

Đối với cấu kiện có độ mảnh vượt quá C_c , sự oằn đàn hồi là quyết định độ bền, ứng suất tối hạn là theo công thức (3-2). Hệ số FS tính theo (3-6) , với $Kl/r = C_c$, bằng : FS = 23/12. Ứng suất cho phép là (công thức E2-2 của Quy phạm) :

$$F_a = \frac{12\pi^2 E}{23(Kl/r)^2} \quad (3-8)$$

Điều kiện an toàn của cấu kiện chịu nén đúng tâm, khi độ ổn định cục bộ đã được đảm bảo, là như sau :

$$f_a \leq F_a \quad (3-9)$$

Trong đó:

f_a = ứng suất nén do tải trọng làm việc , $f_a = P/A_g$,

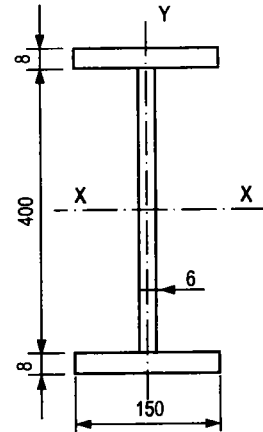
P = lực nén dọc trục do tải trọng làm việc ,

A_g = diện tích tiết diện nguyên của cấu kiện.

Để cấu kiện nén làm việc tốt, độ mảnh của nó không nên vượt quá 200.

Để tính toán thuận tiện, sách chỉ dẫn của AISC cho các bảng C-36 và C-50 : ứng suất cho phép của cấu kiện nén làm từ thép có ứng suất chảy 36 và 50 ksi. Bảng được lập từ các phương trình (E2-1) và (E2-2) của Quy phạm .

Thí dụ 3.1: Kiểm tra tiết diện cột có kích thước ở hình vẽ, thép là A572 (50) Cột dài 18,2 m, chịu tải trọng $P = 400$ kN. Giả thiết $K = 1$ trong phương trục x-x và có nhiều gối tựa trong phương trục y-y để cho chiều dài tính toán $Kl_y = 3$ m.



Tính năng của thép :

$$F_y = 50 \text{ ksi} = 34,5 \text{ kN/cm}^2$$

$$E = 29000 \text{ ksi} = 20000 \text{ kN/cm}^2$$

Đặc trưng của tiết diện :

$$A = 2 \times 15 \times 0,8 + 40 \times 0,6 = 48 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 2 \times (15 \times 0,8 \times 20,4^2) + \frac{0,6 \times 40^3}{12} = 13187 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 2 \times \frac{0,8 \times 15^3}{12} = 450 \text{ cm}^4$$

$$r_x = 18,2 \text{ cm} ; r_y = 3,35 \text{ cm}$$

$$\frac{Kl}{r_x} = 100 ; \frac{Kl_y}{r_y} = 89,5$$

Độ mảnh $\frac{Kl}{r_x} = 100$ là quyết định.

$$C_c = \sqrt{\frac{2 \times \pi^2 \times 20000}{34,5}} = 107 > \frac{Kl}{r_x}$$

Giả thiết độ mảnh cục bộ là được đảm bảo. Công thức (3-6) :

$$F_a = \frac{34,5 \left[1 - \frac{1}{2} \left(\frac{100}{107} \right)^2 \right]}{\frac{5}{8} + \frac{3 \times 100}{8 \times 107} - \frac{1}{8} \left(\frac{100}{107} \right)^3} = \frac{19,43}{1,915} = 10,14 \text{ kN/cm}^2$$

Ứng suất làm việc : $f_a = 400/40 = 10,0 \text{ kN/cm}^2 < F_a$

Tiết diện đảm bảo an toàn.

IV. ỔN ĐỊNH CỤC BỘ

Các bộ phận cánh, bụng tạo nên cột có thể bị biến dạng vênh sóng khi chịu nén. Điều này gọi là mất ổn định cục bộ. Ứng suất tới hạn được cho bởi công thức chung của sự oằn của tấm.

$$F_{cr} = k \frac{\pi^2 E}{12(1 - \mu^2)(b/t)^2}$$

Trong đó k là hằng số phụ thuộc vào loại ứng suất, điều kiện biên và tỉ số chiều dài trên chiều rộng ; μ là hệ số Poisson, còn b/t là tỉ số bề rộng trên bề dày.

Quy phạm AISC yêu cầu ứng suất oằn tới hạn của một tấm không được nhỏ hơn ứng suất chảy của tấm đó. Nói cách khác, bằng việc sử dụng các giới hạn cho tỉ số rộng trên dày, tấm sẽ được giữ không cho bị oằn trước khi đạt đến ứng suất chảy F_y . Giới hạn thiết kế để ngăn ngừa sự oằn là:

$$F_{cr} = k \frac{\pi^2 E}{12(1 - \mu^2)(b/t)^2} \geq F_y$$

Dựa trên công thức này, cùng với các giá trị khác nhau của k ứng với các điều kiện biên của tấm, AISC quy định các giới hạn của tỉ số rộng trên dày của bụng và cánh của cột là như sau :

Tiết diện thép được phân làm các lớp tiết diện đặc, tiết diện nửa đặc và tiết diện mảnh. Tiết diện được coi là đặc hay nửa đặc khi tỉ số rộng trên dày của bộ phận chịu nén không được vượt quá tỉ số giới hạn cho dưới đây. Tiết diện không được coi là không đặc thì được xếp là tiết diện mảnh.

a) Cánh cột được coi như phần tử vưon ra của cột, giá trị giới hạn của tiết diện không đặc là :

$$\text{Thanh thép cán : } \frac{b}{t} \leq \frac{95}{\sqrt{F_y}} \quad (3-10)$$

$$\text{Cấu kiện mảnh : } \frac{b}{t} \leq \frac{95}{\sqrt{F_y/k_c}} \quad (3-10a)$$

$$\text{Trong đó: } k_c = \frac{4,05}{(h/t)^{0,46}} \text{ nếu } \frac{h}{t} \leq 70 ; \text{ ngoài ra } k_c = 1,0. \quad (3-11)$$

Trong các công thức trên, b là một nửa của bề rộng danh nghĩa của cánh ; h là khoảng cách giữa mép trong hai cánh, F_y là ứng suất chảy bằng ksi.

**Bảng C-36: Ứng suất cho phép của cấu kiện nén làm bằng thép
có ứng suất chảy quy định là 36 ksi**

$\frac{Kl}{r}$	F_a (ksi)	$\frac{Kl}{r}$	F_a (ksi)	$\frac{Kl}{r}$	F_a (ksi)	$\frac{Kl}{r}$	F_a (ksi)	$\frac{Kl}{r}$	F_a (ksi)
1	21,56	41	19,11	81	15,24	121	10,14	161	5,76
2	21,52	42	19,03	82	15,13	122	9,99	162	5,69
3	21,48	43	18,95	83	15,02	123	9,85	163	5,62
4	21,44	44	18,86	84	14,90	124	9,70	164	5,55
5	21,39	45	18,78	85	14,79	125	9,55	165	5,49
6	21,35	46	18,70	86	14,67	126	9,41	166	5,42
7	21,30	47	18,61	87	14,56	127	9,26	167	5,35
8	21,25	48	18,53	88	14,44	128	9,11	168	5,29
9	21,21	49	18,44	89	14,32	129	8,97	169	5,23
10	21,16	50	18,35	90	14,20	130	8,84	170	5,17
11	21,10	51	18,26	91	14,09	131	8,70	171	5,11
12	21,05	52	18,17	92	13,97	132	8,57	172	5,05
13	21,00	53	18,08	93	13,84	133	8,44	173	4,99
14	20,95	54	17,99	94	13,72	134	8,32	174	4,93
15	20,89	55	17,90	95	1,1,60	135	8,19	175	4,88
16	20,83	56	17,81	96	13,48	1,75	8,07	176	4,82
17	20,78	57	17,71	97	13,35	137	7,96	177	4,77
18	20,72	58	17,62	98	13,23	138	7,84	178	4,71
19	20,66	59	17,53	99	13,10	139	7,73	179	4,66
20	20,60	60	17,43	100	12,98	140	7,62	180	4,61
21	20,54	61	17,33	101	12,85	141	7,51	181	4,56
22	20,48	62	17,24	102	12,72	142	7,41	182	4,51
23	20,41	63	17,14	103	12,59	143	7,30	183	4,46
24	20,35	64	17,04	104	12,47	144	7,20	184	4,41
25	20,28	65	16,94	105	12,33	145	7,10	165	4,36
26	20,22	66	16,84	106	12,20	146	7,01	186	4,32
27	20,15	67	16,74	107	12,07	1147	6,91	167	4,27
28	20,08	68	16,64	108	11,94	148	6,82	188	4,23
29	2,0,01	69	16,53	109	11,81	149	6,73	189	4,18
30	19,94	70	16,43	110	11,67	150	6,64	190	4,14
31	19,87	71	16,33	111	11,54	151	6,55	191	4,09
32	19,80	72	16,22	112	11,40	152	6,46	192	4,05
33	19,73	73	16,12	113	11,26	153	6,38	193	4,01
34	19,65	74	16,01	114	11,13	154	6,30	194	3,97
35	19,58	75	15,90	115	10,99	155	6,22	195	3,93
36	19,50	76	15,79	116	10,85	156	6,14	196	3,89
37	19,42	77	15,69	117	10,71	157	6,06	197	3,85
38	19,35	78	15,58	118	10,57	158	5,98	198	3,81
39	19,27	79	15,47	119	10,43	159	5,91	199	3,77
40	19,19	80	15,36	120	10,28	160	5,83	200	3,73

Ghi chú: $C_c = 126,1$

**Bảng C-50: Ứng suất cho phép của cấu kiện nén làm bằng thép
có ứng suất chảy quy định là 50 ksi**

$\frac{Kl}{r}$	F_a (ksi)	$\frac{Kl}{r}$	F_a (ksi)	$\frac{Kl}{r}$	F_a (ksi)	$\frac{Kl}{r}$	F_a (ksi)	$\frac{Kl}{r}$	F_a (ksi)
1	29,94	41	25,69	81	18,81	121	10,20	161	5,76
2	29,87	42	25,55	82	18,61	122	10,03	162	5,69
3	29,80	43	25,40	83	18,41	123	9,87	163	5,62
4	29,73	44	25,26	84	18,20	124	9,71	164	5,55
5	29,66	45	25,11	85	17,99	125	9,56	165	5,49
6	29,58	46	24,96	86	17,79	126	9,41	166	5,42
7	29,50	47	24,81	87	17,58	127	9,26	167	5,35
8	29,42	48	24,66	88	17,37	128	9,11	168	5,29
9	29,34	49	24,51	89	17,15	129	8,97	169	5,23
10	29,26	50	24,35	90	16,94	130	8,84	170	5,17
11	29,17	51	24,19	91	16,72	131	8,70	171	5,11
12	29,08	52	24,04	92	16,50	132	8,57	172	5,05
13	28,99	53	23,88	93	16,29	133	8,44	173	4,99
14	28,90	54	23,72	94	16,06	134	8,32	174	4,93
15	28,80	55	23,55	95	15,84	135	8,19	175	4,88
16	28,71	56	23,39	96	15,62	136	8,07	176	4,82
17	28,61	57	23,22	97	15,39	137	7,96	177	4,77
18	28,51	58	23,06	98	15,17	138	7,84	178	4,71
19	28,40	59	22,89	99	14,94	139	7,73	179	4,66
20	28,30	60	22,72	100	14,71	140	7,62	180	4,61
21	28,19	61	22,55	101	14,47	141	7,51	181	4,56
22	28,08	62	22,37	102	14,24	142	7,41	182	4,51
23	27,97	63	22,20	103	14,00	143	7,30	183	4,46
24	27,86	64	22,02	104	13,77	144	7,20	184	4,41
25	27,75	65	21,85	105	13,53	145	7,10	185	4,36
26	27,63	66	21,67	106	13,29	146	7,01	186	4,32
27	27,52	67	21,49	107	13,04	147	6,91	187	4,27
28	27,40	68	21,31	108	12,80	148	6,82	188	4,23
29	27,28	69	21,12	109	12,57	149	6,73	189	4,18
30	27,15	70	20,94	110	12,34	150	6,64	190	4,14
31	27,03	71	20,75	111	12,12	151	6,55	191	4,09
32	26,90	72	20,56	112	11,90	152	6,46	192	4,05
33	26,77	73	20,38	113	11,69	153	6,38	193	4,01
34	26,64	74	20,10	114	11,49	154	6,30	194	3,97
35	26,51	75	19,99	115	11,29	155	6,22	195	3,93
36	26,38	76	19,80	116	11,10	156	6,14	196	3,89
37	26,25	77	19,61	117	10,91	157	6,06	197	3,85
38	26,11	78	19,41	118	10,72	158	5,98	198	3,81
39	25,97	79	19,21	119	10,55	159	5,91	199	3,77
40	25,83	80	19,01	120	10,37	160	5,83	200	3,73

Ghi chú: $C_c = 107,0$

b) Bụng cột chịu nén đúng tâm, tỉ số giới hạn của tiết diện không đặc là :

$$\frac{h}{t_w} \leq \frac{253}{\sqrt{F_y}} \quad (3-12)$$

Trong thí dụ 3-1 bên trên, tiết diện có các tỉ số :

$$\frac{b}{t} = \frac{15/2}{0,8} = 9,37 \text{ nhỏ hơn } \left(\frac{b}{t}\right)_{\text{lim}} = \frac{95}{\sqrt{F_y/k_c}} = \frac{95}{\sqrt{50/1,0}} = 13,44 ;$$

$$k_c = 1,0 \text{ vì } \frac{h}{t} = \frac{40}{0,6} = 66,7 < 70.$$

Nhưng $\frac{h}{t} = 70 > \frac{253}{\sqrt{50}} = 35,8$, vượt quá giá trị giới hạn của tiết diện không đặc, tức

là tiết diện là mảnh. Kết quả của thí dụ là không đúng, cần chỉnh lại.

Gặp trường hợp cấu kiện chịu nén đúng tâm mà gồm những phần tử có tỉ số rộng trên dày vượt quá giá trị giới hạn không đặc, việc thiết kế phải làm như sau:

a) Cánh : Ứng suất cho phép của cánh mảnh sẽ phải giảm đi bằng hệ số Q_s . Giá trị Q_s được xác định bằng các phương trình (3-13) hoặc (3-14) tùy theo các trường hợp , trong đó b là một nửa của bề rộng danh nghĩa của cánh.

Khi
$$\frac{95}{\sqrt{F_y/k_c}} < \frac{b}{t} < \frac{195}{\sqrt{F_y/k_c}} :$$

$$Q_s = 1,293 - 0,00309 \frac{b}{t} \sqrt{F_y/k_c} \quad (3-13)$$

Khi
$$\frac{b}{t} > \frac{195}{\sqrt{F_y/k_c}} :$$

$$Q_s = \frac{26200k_c}{F_y(b/t)^2} \quad (3-14)$$

b) Bụng : Phải sử dụng chiều cao hữu hiệu h_c để tính các đặc trưng của tiết diện.

Bụng của I thường :

$$h_c = \frac{253t}{\sqrt{f}} \left[1 - \frac{44,3}{(b/t)\sqrt{f}} \right] \quad (3-15)$$

Bụng và cánh của tiết diện ống chữ nhật :

$$h_c = \frac{253t}{\sqrt{f}} \left[1 - \frac{50,3}{(b/t)\sqrt{f}} \right] \quad (3-15a)$$

Trong các công thức trên, f là ứng suất nén trong bụng, tính ra dựa vào diện tích nguyên của tiết diện thực tế : $f = P/A_g$. Quy phạm quy định là diện tích tiết diện nguyên và bán kính quán tính sẽ được tính toán theo tiết diện thực tế mà không phải tiết diện hữu hiệu. Còn độ bền của cột thì phải giảm đi một hệ số $Q_a = \text{diện tích hữu hiệu} / \text{diện tích thực tế}$

Ứng suất cho phép của cột có gồm bụng mảnh và cánh mảnh :

$$F_a = \frac{Q \left[1 - \frac{(Kl/r)^2}{2C_c^2} \right] F_y}{\frac{5}{8} + \frac{3(Kl/r)}{8C_c} - \frac{1(Kl/r)^3}{8C_c^3}} \quad (3-16)$$

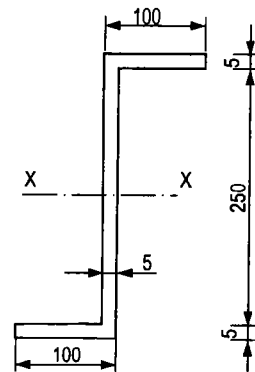
khi Kl/r nhỏ hơn C'_c , với $C'_c = \sqrt{2\pi^2 E / QF_y}$

và $Q = Q_s Q_a$

Khi Kl/r lớn hơn C'_c :

$$F_a = \frac{12\pi^2 E}{23(Kl/r)^2} \quad (3-17)$$

Thí dụ 3.2: Kiểm tra tiết diện cột thép A572 (50) chịu tải trọng $P = 275$ kN. Chiều dài tính toán cột $Kl = 240$ cm theo cả hai phương. Tiết diện được vẽ trên hình sau



Tính năng của thép :

$$F_y = 50 \text{ ksi} = 34,5 \text{ kN/cm}^2$$

$$E = 29000 \text{ ksi} = 20000 \text{ kN/cm}^2$$

Đặc trưng của tiết diện nguyên :

$$A = 2 \times 10 \times 0,5 + 24 \times 0,5 = 22 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 2 \times (10 \times 0,5 \times 12,25^2) + 0,5 \times \frac{24^3}{12} = 2077 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 2 \times \frac{0,5 \times 9,753}{12} = 331 \text{ cm}^4$$

$$r_y = 3,88 \text{ cm}$$

$$\frac{Kl_y}{r_y} = 61,9$$

Kiểm tra ổn định cục bộ

Cánh : $\frac{b}{t} = \frac{95}{5} = 19$ và $k_c = 1$ vì $\frac{h}{t_w} = \frac{240}{5} = 48 < 70$

$$\frac{95}{\sqrt{F_y/k_c}} = \frac{95}{\sqrt{50}} = 13,4 < 19 \text{ vì}$$

$$\frac{195}{\sqrt{F_y/k_c}} = \frac{195}{\sqrt{50}} = 27,6 > 19$$

Hệ số giảm $Q_s = 1,293 - 0,00309 \times 19 \sqrt{50} = 0,878$

Bụng : $\frac{h}{t_w} = \frac{240}{5} = 48 > \frac{253}{\sqrt{F_y}} = \frac{253}{\sqrt{50}} = 35,8$

Bề rộng hữu hiệu của bụng :

$$h_e = \frac{253 \times 0,5t}{\sqrt{18,13}} \left[1 - \frac{44,3}{48\sqrt{18,13}} \right] = 23,2 \text{ cm} < h = 24 \text{ cm}$$

Diện tích hữu hiệu : $A_e = 2 \times 10 \times 0,5 + 23,2 \times 0,5 = 21,6 \text{ cm}^2$

Hệ số giảm $Q_a = \frac{21,6}{22} = 0,98$

Hệ số giảm tổng cộng $Q = Q_s \times Q_a = 0,878 \times 0,98 = 0,862$

$$C'_c = \frac{\sqrt{(2 \times \pi^2 \times 29000)}}{(0,862 \times 34,5)} = 115 > \frac{Kl}{r_y}$$

$$F_a = \frac{0,862 \times 50 \left[1 - \frac{1}{2} \left(\frac{61,9}{115} \right)^2 \right]}{\frac{5}{8} + \frac{3}{8} \frac{61,9}{115} - \frac{1}{8} \left(\frac{61,9}{115} \right)^3} = \frac{36,86}{1,849} = 19,9 \text{ ksi}$$

$f = 18,13 \text{ ksi} < F_a$, tiết diện an toàn

Chương 4

DÂM VÀ CẤU KIỆN CHỊU UỐN

I. SỰ LÀM VIỆC CỦA DÂM KHI CHỊU TẢI

Dâm được hiểu là một kết cấu chủ yếu chịu tải trọng ngang đặt trên nó và gây ra mômen uốn. Như vậy dâm là sự kết hợp của một phần tử nén và một phần tử kéo. Thông thường, phần tử nén (cánh dâm) phải được giằng giữ để tránh mất ổn định tổng thể (hay còn gọi là oằn) của dâm. Khi đó, dâm được gọi là *có tựa đỡ ngang*.

Ta xét một dâm chữ I chịu mômen uốn tăng dần. Sự phân bố ứng suất vẽ ở hình 4-1. Với mômen uốn do tải trọng sử dụng, tiết diện ở trong vùng đàn hồi (H.a). Ứng suất lớn nhất ở thớ biên được tính bằng

$$f = \frac{M}{S_x} \quad (4-1)$$

trong đó S là môđun tiết diện (hay còn gọi là môđun chống uốn) xác định bằng mômen quán tính I chia cho khoảng cách từ trọng tâm đến thớ biên (chỉ số x là chỉ trục x để tính mômen quán tính). Điều kiện đàn hồi tồn tại cho đến khi ứng suất thớ biên đạt tới ứng suất chảy F_y (H.b). Mômen uốn mà dâm chịu được lúc này được gọi là mômen chảy M_y và được tính bằng

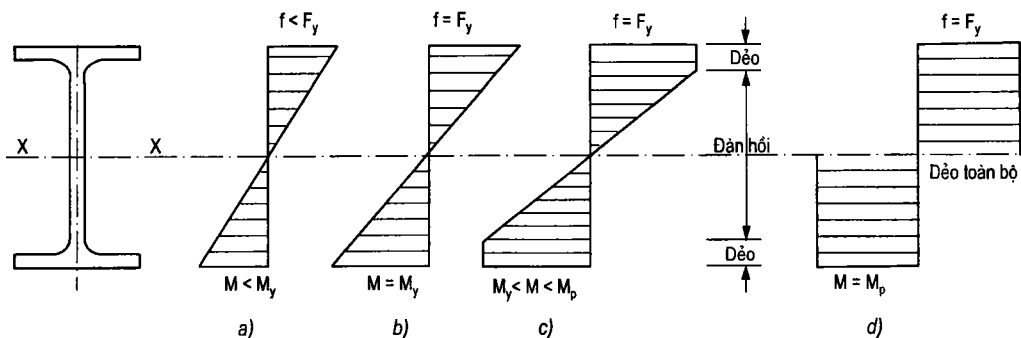
$$M_y = S_x F_y \quad (4-2)$$

Sau đó, khi mômen tiếp tục tăng, các thớ biên tiếp tục dần thêm nhưng không tăng ứng suất (H.c). Tiết diện ở trong vùng đàn hồi - dẻo. Khi mọi thớ đều đạt tới ứng suất chảy (H.d), toàn bộ tiết diện nằm trong vùng dẻo. Mômen uốn dâm chịu được lúc này gọi là *mômen dẻo* M_p và được tính bằng

$$M_p = F_y \int y dA = F_y Z \quad (4-3)$$

trong đó: $Z = \int y dA$ có thể được gọi là *môđun dẻo* của tiết diện. Theo biểu thức của Z , có thể nhận thấy Z có giá trị bằng hai lần mômen tĩnh của nửa tiết diện đối với trục x .

Sau khi đạt tới mômen dẻo, tiết diện không thể tiếp tục làm việc để chống lại sự xoay. Nó làm việc như một khớp nhưng với khả năng chịu mômen M_p , nên được gọi là *khớp dẻo*. Một khớp dẻo làm cho dâm tĩnh định bị phá hoại.



Hình 4-1

Tỉ số $\xi = M_p / M_y$, cho thấy khả năng chịu mômen trong vùng dẻo lớn hơn khả năng bình thường trong vùng đàn hồi :

$$\xi = \frac{M_p}{M_y} = \frac{Z}{S} \quad (4-4)$$

Tỉ số này không phụ thuộc vào loại vật liệu. Nó là một đặc trưng của hình dạng tiết diện và được gọi là hệ số hình dạng. Giá trị của hệ số hình dạng ξ của một số tiết diện là như sau :

Chữ nhật : 1,5 ; tròn : 1,7 ; chữ I : 1,10 tới 1,18 ; ống chữ nhật thành mỏng: 1,12.

Giá trị của các môđun tiết diện S và Z của thép hình tiêu chuẩn được cho ở bảng Phụ lục.

II. ỨNG SUẤT CHO PHÉP CỦA DẦM ĐƯỢC TỰA ĐỠ THEO PHƯƠNG NGANG

Như trên đã nói, dầm được gọi là tựa đỡ ngang nếu có những gối tựa ngang cho cánh nén của nó (ví dụ bản bê tông, các giằng ngang đặt cách quãng) để giữ không cho dầm bị oằn tổng thể ra ngoài mặt phẳng của nó.

Điều kiện an toàn của dầm là như sau :

$$M \leq \frac{M_n}{FS}$$

Trong đó:

M = mômen uốn do tải trọng làm việc,

M_n = khả năng chịu uốn danh nghĩa,

FS = hệ số an toàn khi thiết kế dầm lấy bằng 1,67.

hoặc để viết dưới dạng ứng suất, ta chia hai vế cho môđun tiết diện S :

$$f_b = \frac{M}{S} \leq F_b = \frac{M_n}{(FS)S} \quad (4-5)$$

Để xác định M_p , cần phân biệt các loại tiết diện dầm là đặc, không đặc và mảnh.

Tiết diện đặc : Nếu các phần tử chịu nén của tiết diện dầm không bị oằn cục bộ, dầm có thể làm việc bình thường cho tới khi đạt khớp dẻo, và khả năng chịu mômen của dầm chính là mômen dẻo M_p .

$$M_p = ZF_y = \xi SF_y$$

Khi uốn theo trục hoành ($x-x$) của tiết diện chữ I, hệ số ξ được lấy là 1,10. Thay vào phương trình (4-5) và sử dụng $FS = 1,67$, ta được ứng suất cho phép khi uốn F_b :

$$F_b = \frac{\xi SF_y}{(FS)S} = \frac{1,10SF_y}{(1,67)S} = 0,66F_y \quad (4-6)$$

Khi uốn quanh trục yếu ($y-y$), tiết diện chữ I làm việc về cơ bản giống như tiết diện chữ nhật nghĩa là công thức dùng hệ số hình dạng là 1,5. Tuy nhiên Quy phạm AISC cho ứng suất cho phép F_b của trường hợp này nhỏ hơn một chút, cụ thể là :

$$F_b = 0,75F_y \quad (4-7)$$

Tiết diện đặc phải có các tỉ số rộng trên dày của các phần tử không vượt quá các giá trị giới hạn sau đây:

Cánh của dầm cán hoặc dầm tổ hợp :

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{65}{\sqrt{F_y}} \quad (4-8)$$

Bụng chịu nén khi uốn :

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{640}{\sqrt{F_y}} \quad (4-9)$$

trong đó b_f = bề rộng cánh ; d : bề cao toàn bộ của dầm.

Tiết diện không đặc : Khi các tỉ số rộng trên dày của cánh và bụng vượt quá giới hạn tiết diện đặc (nhưng chưa vượt quá giới hạn tiết diện không đặc cho dưới đây) thì khả năng chịu mômen không thể đạt tới M_p . Giới hạn của tiết diện không đặc là nhằm đảm bảo cho thép biên đạt được ứng suất chảy. Khả năng chịu mômen khi đó là mômen chảy M_y . Ứng suất cho phép sẽ là :

$$F_b = \frac{SF_y}{(FS)S} = \frac{F_y}{1,67} = 0,60F_y \quad (4-10)$$

Các giá trị giới hạn của tiết diện không đặc :

Cánh dầm cán :

$$\frac{b_f}{2t_f} = \frac{95}{\sqrt{F_y}} \quad (4-11)$$

Cánh dầm tổ hợp :
$$\frac{b_f}{2t_f} = \frac{95}{\sqrt{F_y/k_c}} \quad (4-11a)$$

Bụng chịu nén khi uốn :
$$\frac{h}{t_w} = \frac{760}{\sqrt{F_b}} \quad (4-12)$$

Trong đó: h là khoảng cách nội giữa hai cánh ; $k_c = \frac{4,05}{(h/t)^{0,46}}$ nếu $\frac{h}{t} \leq 70$ và $k_c = 1,0$

trong trường hợp khác.

Khi các tỉ số rộng trên dày vượt quá giới hạn đặc nhưng chưa vượt quá giới hạn không đặc, khả năng chịu mômen là nằm giữa M_p và M_y . Ứng suất cho phép được nội suy giữa các giới hạn này (hình 4-2).

Đối với dầm có bụng là đặc nhưng cánh là không đặc $\frac{65}{\sqrt{F_y}} \leq \frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{95}{\sqrt{F_y}}$ ứng suất cho phép là

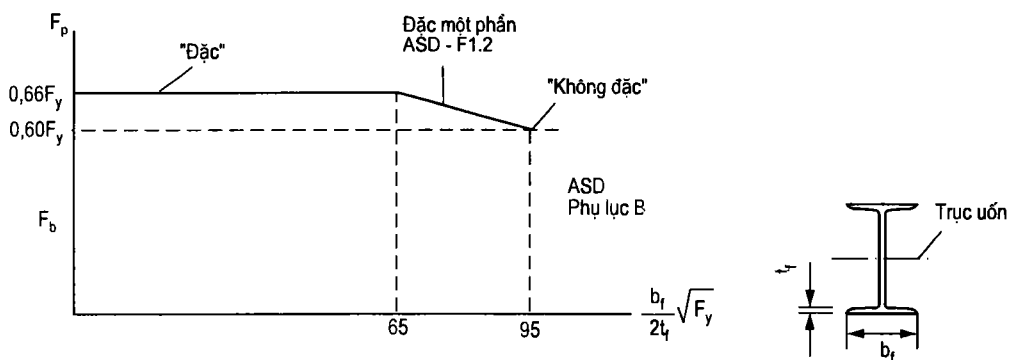
$$F_b = F_y \left[0,79 - 0,002 \left(\frac{b_f}{2t_f} \right) \sqrt{F_y} \right] \quad (4-13)$$

Đối với dầm tổ hợp có bụng là đặc hoặc không đặc và cánh là không đặc :

$$\frac{65}{\sqrt{F_y}} \leq \frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{95}{\sqrt{F_y/k_c}}$$

ứng suất cho phép là

$$F_b = F_y \left[0,79 - 0,002 \frac{b_f}{2t_f} \sqrt{F_y/k_c} \right] \quad (4-14)$$



Hình 4-2

Tiết diện mảnh : Nếu tỉ số rộng trên dày vượt quá tỉ số giới hạn không đặc, tiết diện được gọi là mảnh. Ứng suất cho phép phải giảm đi bằng hệ số Q_s .

Đối với cánh nén của dầm :

$$\text{Khi} \quad \frac{95}{\sqrt{F_y/k_c}} < \frac{b_f}{2t_f} < \frac{195}{\sqrt{k_c/F_y}} :$$

$$Q_s = 1,293 - 0,00309 \left(\frac{b_f}{2t_f} \right) \sqrt{F_y/k_c} \quad (4-15)$$

$$\text{khi} \quad \frac{b_f}{2t_f} > \frac{195}{\sqrt{k_c/F_y}} :$$

$$Q_s = \frac{26200 k_c}{F_y (b/t)^2} \quad (4-16)$$

Đối với bụng : Nếu tỉ số rộng trên dày : $\frac{h}{t_w} > \frac{760}{\sqrt{F_b}}$, dầm được coi là dầm bản tổ hợp,

sẽ được xét ở chương 6.

Thí dụ 4-1. Chọn tiết diện W nhẹ nhất để mang được tải trọng phân bố đều 750 daN/m (bao gồm cả trọng lượng bản thân dầm giả định) trên nhịp 6 m tựa đơn giản. Dầm được đỡ ngang liên tục bằng bản sàn. Dùng thép A572 (cấp 50) và $F_y = 50\text{ksi}$ (34,5 kN/cm²).

Giả thiết tiết diện là đặc và ứng suất cho phép là : $F_b = 0,66 \times 34,5 = 22,8 \text{ kN/cm}^2$

Mômen uốn do tải trọng : $750 \times 6^2/8 = 3375 \text{ daNm} = 3375 \text{ kNcm}$

Môđun tiết diện cần thiết : $S_x = 3375/22,8 = 148,4 \text{ cm}^3 = 9,05 \text{ in}^3$

Từ bảng thép hình W chọn số hiệu nhẹ nhất với môđun tiết diện này là W10×12.

Môđun tiết diện $S_x = 10,9 \text{ in}^3$ (hay 178,6 cm³) > 9,05 in³

Kiểm tra điều kiện tiết diện đặc :

$$\text{Bụng} : \frac{d}{t_w} = \frac{9,87}{0,19} = 51,9 < \frac{640}{\sqrt{50}} = 90 \rightarrow \text{bụng là đặc}$$

$$\text{Cánh} : \frac{b_f}{2t_f} = \frac{3,96}{2 \times 0,21} = 9,42, \text{ nằm giữa}$$

$$\frac{65}{\sqrt{50}} = 9,19 \text{ và } \frac{95}{\sqrt{50}} = 13,43 \rightarrow \text{cánh là không đặc.}$$

Ứng suất cho phép sẽ là :

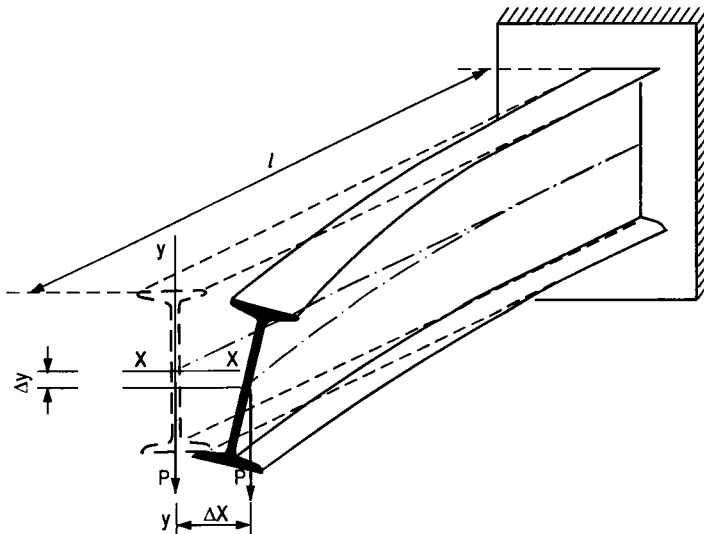
$$F_b = F_y [0,79 - 0,002 \times 9,42 \sqrt{50}] = 0,657 F_y = 32,85 \text{ ksi} = 22,65 \text{ kN/cm}^2$$

$$\text{Ứng suất làm việc : } f = \frac{3375}{178,6} = 18,9 \text{ kN/cm}^2 < F_b = 22,65 \text{ kN/cm}^2$$

Tiết diện vẫn đủ chịu lực.

III. SỰ OẪN BÊN KÈM XOẪN

Mômen quán tính của tiết diện dầm đối với trục chính lớn luôn luôn lớn hơn nhiều so với trục nhỏ. Do đó, dầm thường khá yếu khi chịu xoắn và chịu uốn quanh trục nhỏ. Nó dễ bị mất ổn định khi chịu tải trọng. Sự mất ổn định thường xảy ra dưới dạng uốn sang bên và kèm theo xoắn. Hiện tượng này được gọi là *oằn bên do xoắn* hoặc gọi tắt là *oằn bên* (hình 4-3).



Hình 4-3. Sự oằn bên kèm xoắn của dầm I

1- Công thức chung. Mômen uốn lúc bắt đầu có oằn ngang là mômen tới hạn. Giá trị mômen tới hạn được cho bởi công thức kinh điển quen biết :

$$M_{cr} = C_b \sqrt{\frac{\pi^2}{L^2} E I_y G J_t + \frac{\pi^4}{L^4} E I_y E C_w} \quad (4-17)$$

Trong công thức này :

L = chiều dài tự do giữa các giằng bên (còn gọi là chiều dài không giằng).

J_t = hằng số xoắn của tiết diện. Nếu tiết diện bao gồm các phần tử chữ nhật, J_t có thể tính bằng tổng của mỗi phần tử : $J_t = \sum b t^3 / 3$;

$G =$ môđun đàn hồi cắt của vật liệu : $G = \frac{E}{2(1+\mu)}$ (μ : hệ số Poisson)

$C_w =$ hằng số vênh của tiết diện. Với tiết diện I, C_w được tính bằng : $C_w = I_f h^2 / 2$, trong đó I_f là mômen quán tính của một cánh đối với trục y-y của tiết diện.

$C_b =$ hệ số điều chỉnh do sự biến đổi của mômen dọc chiều dài dầm.

Ứng suất uốn tới hạn là :

$$F_{cr} = \frac{M_{cr}}{S_x} \quad (4-18)$$

Đối với tiết diện thấp và cánh dày, cường độ chịu xoắn là quyết định (do vậy gọi là tiết diện khoẻ chịu xoắn), ta có thể bỏ qua số hạng thứ hai trong công thức của M_{cr} , ứng suất tới hạn sẽ là :

$$F_{cr} = \frac{M_{cr}}{S_x} = C_b \frac{\pi \sqrt{EI_y G J_t}}{L S_x}$$

Thay các đặc trưng hình học của tiết diện bằng các giá trị gần đúng của chúng :

$$I_y = \frac{2tb^3}{12}; J_t = \frac{2bt^3}{3} \text{ (chỉ xét hai cánh)}; S_x = \frac{2bt(d/2)^2}{d/2} = btd;$$

Trong đó: $b =$ bề rộng cánh, $t =$ bề dày cánh, $d =$ bề cao dầm, và $A_f = bt$

$$F_{cr} = \frac{0,21 C_b \pi E}{(Ld/A_f)} = \frac{20000 C_b}{(Ld/A_f)}$$

Vì F_{cr} không được vượt quá F_y , chiều dài không giằng lớn nhất L để đảm bảo ổn định bên của dầm là :

$$L = \frac{20000 C_b}{(F_y d/A_f)} \text{ hoặc nếu lấy } C_b \text{ thiên về an toàn bằng } 1 :$$

$$L = \frac{20000}{F_y d/A_f} \quad (4-19)$$

Đối với tiết diện cao, cánh và bụng mỏng, cường độ chịu uốn dọc của cánh là quyết định (còn gọi là tiết diện kém chịu xoắn), có thể bỏ qua số hạng đầu trong công thức M_{cr} và ứng suất uốn tới hạn là :

$$F_{cr} = \frac{M_{cr}}{S_x} = \frac{C_b (\pi/L) \sqrt{EI_y G C_w}}{S_x}$$

Thay $C_w = \frac{J_y d^2}{4}$ và $J_y = A r_y^2$, $C_b = 1$ và điều kiện $F_{cr} \leq F_y$:

$$L/r_y = \sqrt{(\pi^2 E / 2 F_y) (d A / S_x)}$$

Cho dA/S_x một giá trị thấp là 1,5, lấy $E = 29000$ ksi và dùng kết quả thí nghiệm để chỉnh sửa tỉ số L/r_y ta được :

$$\frac{L}{r_y} = \frac{300}{\sqrt{F_y}}$$

Lấy gần đúng r_y bằng $0,25b$, cuối cùng được :

$$L \leq \frac{76b}{\sqrt{F_y}} \quad (4-20)$$

Quy phạm AISC/ASD quy định : đối với tiết diện được coi là đặc và được thiết kế theo $F_b = 0,66F_y$, chiều dài không giằng (tức là khoảng cách giữa các tựa đỡ ngang) không được vượt quá giá trị nhỏ hơn trong hai giá trị sau đây của L_c :

$$L_c = \frac{20000}{F_y d / A_f} \quad (4-21)$$

$$L_c \leq \frac{76b}{\sqrt{F_y}} \quad (4-22)$$

2. Dầm với $L > L_c$. Trong các trường hợp này, có thể đạt được ứng suất chảy tại thớ biên trước khi dầm bị oằn ngang. Khả năng chịu mômen là $M_y = F_y S$, nhưng không thể đạt được mômen dẻo $M_p = F_y Z$. Ứng suất cho phép là $0,6 F_y$. Ứng suất uốn tối hạn được xác định theo các phương trình (4-17) và (4-18). Thay các đặc trưng hình học của tiết diện bởi các giá trị gần đúng của chúng và lấy $G = E/2,6$, ta được công thức làm tròn sau đây:

$$F_{cr} = \sqrt{\left(\frac{3E}{Ld/r_y t_f}\right)^2 + \left(\frac{14E}{(L/r_y)^2}\right)^2} \quad (4-23)$$

Nếu bỏ qua số hạng thứ hai, ta được

$$F_{cr} = \frac{3E}{Ld/r_y t_f} = \frac{0,66E}{Ld/A_f} \quad (\text{do lấy } r_y = 0,22b_f, A_f = b_f t_f)$$

Lấy $E = 29000$ ksi, chia cho $FS = 1,67$ và thêm hệ số C_b , cuối cùng được ứng suất cho phép là :

$$F_b = \frac{12000C_b}{Ld/A_f} \quad (4-24)$$

Nếu bỏ qua số hạng thứ nhất, ta được

$$F_{cr} = \frac{14E}{(r_y/L)^2}$$

Vì chỉ có cánh nén là làm việc chịu uốn dọc nên bán kính quán tính chỉ nên lấy là của cánh nén và phần bụng lân cận. AISC đề xuất kí hiệu r_T cho phần tiết diện này, được xác định là "bán kính quán tính của tiết diện gồm cánh nén cộng một phần ba của diện tích bụng nén, lấy đối với trục nằm trong mặt phẳng của bụng dầm". r_T có thể lấy gần đúng bằng $1,2 r_y$. Thay r_T vào công thức trên, ta nhận được một công thức ứng suất tới hạn rất giống như công thức Euler của cấu kiện nén khi oằn đàn hồi :

$$F_{cr} = \frac{\pi^2 E}{(L/r_T)^2} \quad (4-25)$$

Trường hợp oằn đàn hồi xảy ra với giá trị lớn của L/r_T , và công thức (4-25) được dùng làm cơ sở thiết kế. Chia cả hai vế cho $FS = 1,67$ và đưa thêm hệ số C_b xét sự biến đổi của mômen, ta được :

$$F_b = \frac{F_{cr}}{FS} = \frac{\pi^2 EC_b}{1,67(L/r_T)^2}, \text{ hoặc gần đúng là}$$

$$F_b = \frac{170 \times 10^3 C_b}{(L/r_T)^2} \quad (4-26)$$

Trường hợp oằn không đàn hồi, ứng suất oằn lớn hơn $F_y/2$ được lấy theo đường parabol của SSRC (xem phương trình 3-4) :

$$F_{cr} = F_y \left[1 - \left(\frac{F_y}{4\pi^2 E} \right) \left(\frac{L}{r_T} \right)^2 \right]$$

Ứng suất cho phép được lấy bằng 2/3 của F_{cr} , tức là bằng (thêm hệ số C_b)

$$F_b = F_y \left[\frac{2}{3} - \left(\frac{2}{3} \frac{F_y}{4\pi^2 EC_b} \right) \left(\frac{L}{r_T} \right)^2 \right]$$

Thay giá trị E và điều chỉnh một vài hệ số, công thức cuối cùng của AISC trở thành :

$$F_b = \left[\frac{2}{3} - \frac{F_y (L/r_T)^2}{1530 \times 10^3 C_b} \right] F_y \quad (4-27)$$

Giá trị L/r_T ứng với sự chuyển tiếp giữa oằn đàn hồi và không đàn hồi được tìm bằng cách cho bằng nhau các ứng suất cho phép trong các công thức (4-26) và (4-27) :

$$F_b = F_y \left[\frac{2}{3} - \frac{F_y (L/r_T)^2}{1530 \times 10^3 C_b} \right] = \frac{170000 C_b}{(L/r_T)^2}$$

từ đây rút ra :

$$\frac{L}{r_T} = \sqrt{\frac{510 \times 10^3 C_b}{F_y}} \quad (4-28)$$

Có thể xác định chiều dài không giằng lớn nhất L_u để cho dầm có thể đạt được M_y trước khi bị oằn bên bằng cách cho các ứng suất cho phép trong (4-24) và (4-27) bằng với $F_b = 0,6 F_y$:

$$0,6 F_y = \frac{12000 C_b}{L d/A_f} \rightarrow L_u = \frac{20000}{(d/A_f) F_y} \quad (C_b = 1 \text{ theo AISC}) \quad (4-29)$$

$$0,6 F_y = F_y \left[\frac{2}{3} - \frac{F_y (L/r_T)^2}{1530 \times 10^3 C_b} \right] \rightarrow L_u = r_T \sqrt{\frac{102 \times 10^3 C_b}{F_y}} \quad (4-30)$$

Trong hai giá trị này, lấy giá trị lớn hơn làm L_u .

Tóm tắt giá trị của ứng suất cho phép tùy thuộc chiều dài không giằng L là như sau :

1) Khi L không vượt quá giá trị nhỏ hơn của :

$$L_c = \frac{20000}{(d/A_f) F_y} \text{ hay } L_c = \frac{76 b_f}{\sqrt{F_y}} \quad (4-21) \text{ và } (4-22)$$

thì $F_b = 0,66 F_y$ (Công thức (F1-1) và (F1-2) của AISC/ASD)

2) Khi L không vượt quá giá trị lớn hơn của :

$$L_u = r_T \sqrt{\frac{102 \times 10^3 C_b}{F_y}} \text{ hay } L_u = \frac{20000}{(d/A_f) F_y} \quad (4-29) \text{ và } (4-30)$$

thì $F_b = 0,60 F_y$. (AISC/ASD F1-5)

3) Khi L vượt quá L_u nhưng nhỏ hơn $r_T \sqrt{\frac{510 \times 10^3 C_b}{F_y}}$, giá trị lớn hơn của hai giá trị

F_b sau sẽ là ứng suất cho phép :

$$F_b = \left[\frac{2}{3} - \frac{F_y (L/r_T)^2}{1530 \times 10^3 C_b} \right] F_y \leq 0,6 F_y \quad (4-27) \text{ (AISC/ASD F1-6)}$$

$$F_b = \frac{12 \times 10^3 C_b}{Ld/A_f} \leq 0,6F_y \quad (4-24) \text{ (AISC/ASD F1-8)}$$

4) Khi L vượt quá $r_T \sqrt{\frac{510 \times 10^3 C_b}{F_y}}$, ứng suất cho phép F_b là giá trị lớn hơn trong hai giá trị của (4-24) và (4-26)

$$F_b = \frac{12 \times 10^3 C_b}{Ld/A_f} \leq 0,6F_y \quad (4-24) \text{ (AISC/ASD F1-8)}$$

$$F_b = \frac{170 \times 10^3 C_b}{(L/r_T)^2} \leq 0,6F_y \quad (4-26) \text{ (AISC/ASD F1-7)}$$

Giá trị của C_b được xác định từ phương trình :

$$C_b = 1,75 + 1,05 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) + 0,3 \left(\frac{M_1}{M_2} \right)^2 \leq \frac{2}{3}$$

trong đó M_1 là mômen uốn nhỏ hơn và M_2 là mômen uốn lớn hơn của hai đầu đoạn không giằng, lấy đối với trục khoét của cấu kiện. Tỉ số M_1/M_2 là dương khi M_1 và M_2 có cùng dấu và là âm khi chúng khác dấu. Khi mômen uốn tại một điểm bất kì bên trong đoạn không giằng là lớn hơn các mômen ở hai đầu của đoạn không giằng thì C_b được lấy bằng đơn vị. Nếu nhịp có nhiều điểm giằng ngang cách đều nhau thì giá trị C_b được cho trong bảng sau, đối với dầm đơn giản chịu tải trọng phân bố đều.

Vị trí các giằng trung gian	C_b
Không có giằng	1,0
Tại giữa nhịp	1,75
Tại phần ba nhịp	1,0
Tại phần tư nhịp	1,13
Tại phần năm nhịp	1,0
Tại phần sáu nhịp	1,05

Thí dụ 4-2. Chọn tiết diện thép hình W của dầm đơn giản nhịp 9 m, có các giằng bên đầy đủ, để mang tĩnh tải 750 daN/m, hoạt tải 2250 daN/m. Dùng thép A36

Giả thiết trọng lượng bản thân dầm là 100 daN/m. Tổng tải trọng :

$$750 + 2250 + 100 = 3100 \text{ daN/m} = 31 \text{ kN/m}$$

Mômen uốn :
$$M = \frac{31 \times 9^2}{8} = 313,87 \text{ kNm.}$$

Giả thiết tiết diện là đặc và được giằng đầy đủ nên

$$F_b = 0,66F_y = 0,66 \times 36 \times 0,6895 = 16,38 \text{ kN/cm}^2$$

Môđun tiết diện cần thiết :

$$S = \frac{313,87}{16,38} = 1915 \text{ cm}^3 = 116,86 \text{ in}^3 \text{ (Chú ý: } 1 \text{ in}^3 = 16,387 \text{ cm}^3)$$

Chọn tiết diện W 21×62, môđun tiết diện là 127 in³. Trọng lượng 62 lb/ft = 92 daN/m, gần với trọng lượng đã giả thiết.

Kiểm tra điều kiện tiết diện đặc

$$\frac{b_f}{2t_f} = \frac{8,24}{0,615} = 6,7 < \frac{65}{\sqrt{F_y}} = \frac{65}{6} = 10,8$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{21}{0,4} = 52,5 < \frac{640}{\sqrt{F_y}} = \frac{640}{6} = 106$$

Vậy tiết diện là đặc.

Chọn giằng bên để đảm bảo điều kiện tiết diện đặc. Khoảng cách các giằng là giá trị nhỏ hơn trong hai giá trị L_c sau đây :

$$L_c = \frac{20000}{F_y d / A_f} = \frac{20000}{36[21/(8,24 \times 0,615)]} = 134 \text{ in.}$$

$$L_c \leq \frac{76b}{F_y} = \frac{76 \times 8,24}{6} = 104 \text{ in} = 264 \text{ cm, là quyết định.}$$

Dùng 3 giằng trung gian cách nhau 2,25 m.

Thí dụ 4-3. Kiểm tra tiết diện W21 × 44 của dầm đơn giản nhịp 9 m, có các giằng trung gian, chịu tải trọng tĩnh 750 daN/m, hoạt tải 2250 daN/m. Dùng thép A572 cấp 65

Trọng lượng bản thân của dầm 44 lb/ft = 65 daN/m. Tổng tải trọng :

$$750 + 2250 + 65 = 3065 \text{ daN/m} = 30,65 \text{ kN/m}$$

$$M = \frac{30,65 \times 9^2}{8} = 310,33 \text{ kNm.}$$

Trước hết, giả thiết tiết diện là đặc và có đủ giằng, nên

$$F_b = 0,66F_y = 0,66 \times 65 \times 0,6895 = 29,58 \text{ kN/cm}^2$$

Môđun tiết diện cần thiết :

$$S = \frac{310,33}{29,58} = 1049 \text{ cm}^3 = 64 \text{ in}^3 \text{ (Chú ý : } 1 \text{ in}^3 = 16,387 \text{ cm}^3)$$

Tiết diện thực tế có $S = 81,6 \text{ in}^3$, thừa đủ. Tiết diện là đặc vì :

$$\frac{b_f}{2t_f} = \frac{6,5}{0,45} = 7,2 < \frac{65}{\sqrt{F_y}} = \frac{65}{\sqrt{65}} = 8,06$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{20,66}{0,35} = 59 < \frac{640}{\sqrt{F_y}} = \frac{640}{\sqrt{65}} = 79,36$$

Ứng suất uốn :

$$f_b = \frac{31,033}{(81,6 \times 16,387)} = 23,2 < 0,6F_y = 0,6 \times 65 \times 0,6895 = 26,6 \text{ kN/cm}^2$$

nhỏ hơn ứng suất cho phép đối với tiết diện không đặc. Do đó chỉ cần giằng sao cho đạt được ứng suất cho phép theo các công thức (4-24) và (4-27).

Thử dùng 3 giằng cách nhau 2,25m. Hệ số $C_b = 1,13$. Tiết diện W21×44 có $r_T = 1,57\text{in}$,

$$\text{tỉ số } \frac{L}{r_T} = \frac{225}{1,57 \times 2,54} = 56,4.$$

Tỉ số này lớn hơn

$$\sqrt{\frac{102000C_b}{F_y}} = \sqrt{\frac{102000 \times 1,13}{65}} = 42,1$$

$$\text{nhưng nhỏ hơn } \sqrt{\frac{510000C_b}{F_y}} = \sqrt{\frac{510000 \times 1,13}{65}} = 94,2$$

Vậy ứng suất cho phép là giá trị lớn hơn trong hai giá trị (4-24) và (4-27) :

$$F_b = F_y \left[\frac{2}{3} - \frac{F_y(L/r_T)^2}{1530 \times 10^3 C_b} \right] = 65 \left[\frac{2}{3} - \frac{65 \times 56,4^2}{1530 \times 10^3 \times 1,13} \right] = 35,56 \text{ ksi}$$

$$= 24,52 \text{ kN/cm}^2.$$

$$F_b = \frac{12000C_b}{Ld/A_f} = \frac{12000 \times 1,13}{625} = 21,6 \text{ ksi}$$

$$\text{Trong đó: } \frac{Ld}{A_f} = \frac{225}{2,54} \times \frac{20,66}{6,5 \times 0,45} = 625$$

$$F_b = 24,52 < f_b = 23,2 \text{ kN/cm}^2$$

Tiết diện đủ chịu lực.

IV. ĐỘ VÔNG

Khi dầm có nhịp lớn hoặc tiết diện thấp, các hạn chế về độ võng có thể là quyết định thiết kế. Dầm sàn võng quá gây cảm giác không vững chắc, làm hư hại lớp hoàn thiện như vữa trát, hoặc gây rung động khó chịu. Đó là các yêu cầu về sử dụng phải thoả mãn.

Độ võng lớn nhất của dầm có thể viết là

$$\Delta = \frac{\beta WL^3}{EI}$$

Trong đó:

W = tổng tải trọng sử dụng trên dầm ;

L = chiều dài nhịp;

E = môđun đàn hồi (29000 ksi hay 20000 kN/cm²);

β = hệ số tùy thuộc điều kiện gối tựa, tùy thuộc sự phân bố tải trọng.

Đối với dầm đơn giản chịu tải trọng phân bố đều, phương trình có dạng $\Delta = \frac{5WL^3}{384EI}$

mang thay $M = \frac{WL^2}{8}$, $f = \frac{Mc}{I}$ và $c = \frac{d}{2}$, ta được $\Delta = \frac{5fL^2}{24Ed}$ (4-31)

Công thức này cũng áp dụng để tính khá đúng Δ cho mọi loại dầm đơn giản, khi ứng suất lớn nhất là ở vào khoảng giữa nhịp.

Tỉ số L/d nhịp dầm trên bề cao dầm ứng với một độ võng tương đối Δ/L có thể được xác định từ công thức này :

$$\frac{L}{d} = \frac{24}{5} \cdot \frac{E}{f} \cdot \frac{\Delta}{L} \quad (4-32)$$

Quy phạm AISC không quy định cụ thể độ võng cho phép. Độ võng cho phép phụ thuộc nhiều vào loại và cách bố trí các bộ phận kết cấu đặt trên dầm. Quy phạm AISC chỉ nêu một câu : "Khi thiết kế các loại dầm đỡ sàn và mái phải xét kỹ đến độ võng gây bởi tải trọng thiết kế. Dầm đỡ trần trát vữa phải được thiết kế sao cho độ võng lớn nhất do hoạt tải không được vượt quá 1/360 nhịp dầm".

Với độ võng giới hạn $\frac{L}{360}$, thay E =29000 ksi hay 20000 kN/cm², công thức (4-32) trở thành :

$$\frac{L}{d} \leq \frac{24}{5} \times \frac{29000}{f} \times \frac{1}{360} = \frac{387}{f}$$

hay

$$\frac{L}{d} \leq \frac{24}{5} \times \frac{20000}{f} \times \frac{1}{360} = \frac{267}{f}$$

trong đó f tính bằng ksi ở trường hợp thứ nhất hoặc kN/cm^2 ở trường hợp thứ hai.

Với ý nghĩa chỉ là hướng dẫn, AISC/ASD đề xuất các giá trị sau :

Các loại dầm sàn, chịu lực đến mức tối đa :

$$\frac{L}{d} \leq \frac{800}{F_y \text{ (ksi)}} \quad (4-33)$$

Các loại xà gỗ mái, chịu lực đến mức tối đa, ngoại trừ mái bằng :

$$\frac{L}{d} \leq \frac{1000}{F_y \text{ (ksi)}} \quad (4-34)$$

Chú ý rằng các giới hạn độ vồng trên đây không phải là bắt buộc.

Thí dụ 4-4. Kiểm tra tiết diện dầm ở thí dụ 4-3, khi độ vồng giới hạn do hoạt tải là $1/300$ nhịp.

Xác định ứng suất uốn do riêng hoạt tải bằng cách nhân ứng suất làm việc f_b với tỉ số hoạt tải trên tổng tải trọng :

$$f = 23,20 \times \frac{22,50}{30,65} = 17,03 \text{ kN/cm}^2 = 24,7 \text{ ksi}$$

Với độ vồng giới hạn do hoạt tải là $1/300L$, tỉ số nhịp trên bề cao sẽ là :

$$\frac{L}{d} = \frac{24}{5} \times \frac{29000}{f} \times \frac{1}{300} = 18,78$$

Tỉ số nhịp trên bề cao thực tế là : $\frac{L}{d} = \frac{900/2,54}{20,66} = 17,15 < 18,78$, vậy độ vồng sẽ

nhỏ hơn độ vồng cho phép.

V. DẦM CHỊU CẮT

1. Ứng suất cắt

Việc thiết kế dầm ít khi phải quan tâm đến lực cắt. Thường chỉ kiểm tra ứng suất cắt sau khi dầm đã được thiết kế về uốn. Chỉ những dầm rất ngắn chịu tải trọng tập trung lớn gần gối tựa thì lực cắt có thể là quyết định khi thiết kế.

Ứng suất cắt được xác định bằng công thức quen thuộc

$$v = \frac{VQ}{It} \quad (4-35)$$

Trong đó:

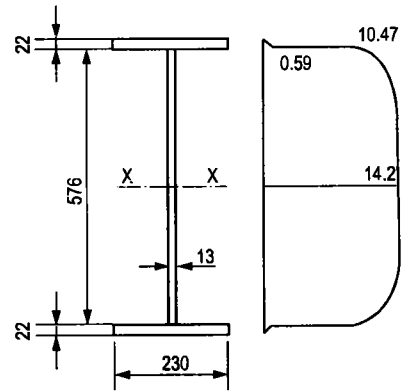
V = lực cắt tại tiết diện đang xét ;

Q = mômen tĩnh đối với trục x của phần diện tích ở giữa thớ biên và vị trí mà tại đó ứng suất cắt được xác định.

Trong thực tế thiết kế kết cấu thép, ứng suất cắt thường được tính bằng giá trị trung bình trên diện tích nguyên của bản bụng, bỏ qua ảnh hưởng của mọi lỗ liên kết. Như vậy, ứng suất cắt tính toán là :

$$f_v = \frac{V}{A_w} = \frac{V}{dt_w} \quad (4-36)$$

Thí dụ 4-5. Xác định sự phân bố ứng suất tiếp trên tiết diện dầm W24×94 chịu lực cắt do tải trọng làm việc là 1000kN.



$$I = \frac{1,3 \times 57,6^3}{12} + 2 \times (23 \times 2,2) \times \left(\frac{59,8}{2} \right)^2 = 111177 \text{ cm}^4$$

Ứng suất tại chỗ tiếp giáp cánh và bụng

$$Q = 23 \times 2,2 \times 29,9 = 1513 \text{ cm}^3$$

$$v_1 = \frac{1000 \times 1513}{111177 \times 23} = 0,59 \text{ kN/cm}^2 \text{ (trong cánh)}$$

$$v_2 = \frac{1000 \times 1513}{111177 \times 1,3} = 10,47 \text{ kN/cm}^2 \text{ (trong bụng)}$$

Ứng suất tại trục trung hoà :

$$Q = 1513 + \frac{57,6}{2} \times 1,3 \times \frac{57,6}{2} \times \frac{1}{2} = 2052 \text{ cm}^3.$$

$$v_3 = \frac{1000 \times 2052}{111177 \times 1,3} = 14,2 \text{ kN/cm}^2$$

Lực cắt do cánh chịu :

$$2 \times 23 \times 2,2 \times \frac{0,59}{2} = 29,8 \text{ kN, chỉ bằng 3% của tổng lực cắt.}$$

Lực cắt do bụng chịu :

$1000 - 29,8 = 971,2$ kN, tức là 97% của tổng lực cắt.

Điều này chứng tỏ là trong dầm chữ I, phần lớn lực cắt là do bụng chịu.

Ứng suất cắt trung bình tại bản bụng :

$$f_v = \frac{V}{dt_w} = \frac{1000}{62 \times 1,3} = 12,4 \text{ kN/cm}^2, \text{ tức là nhỏ hơn ứng suất lớn nhất là } 12,7\%.$$

2. Ứng suất cắt cho phép

Điều kiện an toàn về cắt có thể viết thành :

$$f_v \leq F_v \quad (4-37)$$

Trong đó:

$$f_v = \text{ứng suất cắt trung bình do tải trọng làm việc} : f_v = \frac{V}{A_w} = \frac{V}{dt_w} ;$$

F_v = ứng suất cắt cho phép, xác định bằng cách chia ứng suất chảy do cắt chia cho hệ số an toàn S.

Ứng suất chảy do cắt τ_y bằng ứng suất chảy pháp tuyến chia cho $\sqrt{3}$, tức là lấy tròn $\tau_y = 0,6 F_y$. Vẫn dùng giá trị FS là 1,67, ứng suất cắt cho phép sẽ bằng : $F_v = 0,6 \frac{F_y}{1,67} = 0,36 F_y$, còn AISC lấy là :

$$F_v = 0,4 F_y \quad (4-38)$$

Công thức áp dụng cho dầm không có sườn ngang và với tỉ số $\frac{h}{t_w} \leq \frac{380}{\sqrt{F_y}}$.

Khi $\frac{h}{t_w} \geq \frac{380}{\sqrt{F_y}}$, có thể xảy ra sự oằn do cắt của bản bụng (hình 4-4,a). Trong trường

hợp cắt thuần túy, ứng suất cắt tới hạn cho bởi công thức :

$$\tau_{cr} = k_v \frac{\pi^2 E}{12(1-\mu^2)(h/t_w)^2}$$

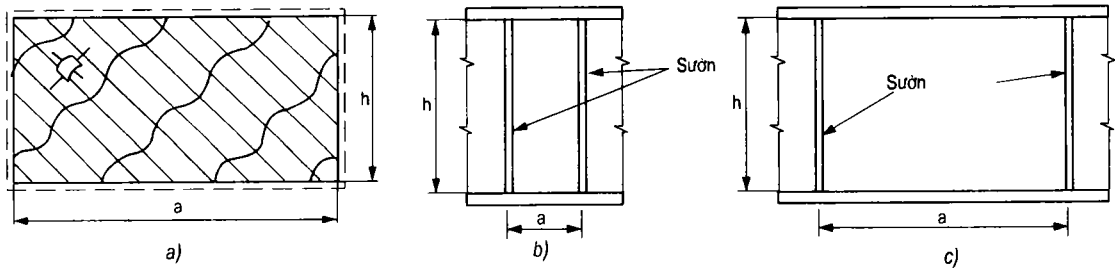
Trong đó k_v là hệ số phụ thuộc tỉ số của cạnh ngắn trên cạnh dài của bản (ở đây là bụng dầm cùng với các sườn ngang) :

$$\text{với } \frac{a}{h} \leq 1 \text{ (H. 4-4,b), } k = 4,0 + \frac{5,34}{(a/h)^2} \quad (4-39)$$

$$\text{với } \frac{a}{h} \geq 1 \text{ (H. 4-4,c), } k = 5,34 + \frac{4,0}{(a/h)^2} \quad (4-40)$$

Đặt C_v là tỉ số giữa ứng suất oằn khi cắt τ_{cr} và ứng suất chảy khi cắt τ_y :

$$C_v = \frac{\tau_{cr}}{\tau_y} = \frac{k_v \pi^2 E}{\tau_y 12(1-\mu^2)(h/t_w)^2}$$



Hình 4-4

Thay $E = 29000 \text{ ksi}$, $\mu = 0,3$, $\tau_y = 0,6 F_y$, ta được

$$C_v = \frac{k_v \times \pi^2 \times 29000}{0,6 F_y \times 12(1-0,3^2)(h/t_w)^2}$$

$$C_v = \frac{45000 k_v}{F_y (h/t_w)^2} \quad (4-41)$$

Đây là công thức C_v trường hợp ổn định đàn hồi, khi ứng suất tới hạn τ_{cr} không vượt quá giới hạn tỉ lệ τ_{pro} , giới hạn này được lấy là $0,8\tau_y$ tức là khi $C_v < 0,8$. Ứng suất cắt cho phép :

$$F_v = \frac{\tau_{cr}}{FS} = \frac{C_v \tau_y}{FS} = \frac{C_v F_y}{1,67\sqrt{3}} = \frac{C_v F_y}{2,89}$$

Công thức của AISC/ASD:

$$F_v = \frac{C_v F_y}{2,89} \leq 0,4 F_y \quad (4-42)$$

Khi $C_v > 0,8$, sự oằn xảy ra trong vùng biến dạng không đàn hồi. Người ta lấy ứng suất cắt tới hạn theo công thức :

$\tau_{cr} = \sqrt{\tau_{pro} \tau'_{cr}}$ trong đó τ'_{cr} là ứng suất cắt tới hạn đàn hồi. Vậy

$$\tau_{cr} = \sqrt{0,8\tau_y \tau'_{cr}} = \sqrt{\frac{0,8\tau_y (\tau'_{cr}) 45000 k_v}{F_y (h/t_w)^2}}$$

$$\text{Do đó : } C_v = \frac{\tau_{cr}}{\tau_y} = \sqrt{\frac{0,8 \times 45000 k_v}{F_y (h/t_w)^2}} = \frac{190}{h/t_w} \sqrt{k_v/F_y}$$

Công thức của AISC/ASD khi $C_v > 0,8$:

$$C_v = \frac{190}{h/t_w} \sqrt{\frac{k_v}{F_y}} \quad (4-43)$$

Tỉ số h/t_w lớn nhất mà dầm không sườn có thể được thiết kế theo $F_v = 0,4 F_y$ được tìm bằng cách so sánh các công thức (4-38) và (4-42) :

$$\frac{C_v F_y}{2,89} = 0,4 F_y$$

Với C_v theo (4-43) và k_v là xấp xỉ 5,34 (vì dầm không sườn, a/h rất lớn):

$$\frac{F_y}{2,89} \frac{439}{(h/t_w) \sqrt{F_y}} = 0,4 F_y$$

$$\text{rút ra : } \frac{h}{t_w} \leq \frac{380}{\sqrt{F_y}}$$

Đó chính là giá trị giới hạn được nêu bên trên cho công thức (4-38).

Thí dụ 4-6: Kiểm tra về cắt cho dầm nhịp 9 m chịu tải trọng phân bố đều 30kN/m. Dùng hai phương án tiết diện : thứ nhất W21×62, A36 và thứ hai W21×44, thép A572 cấp 65.

$$\text{Lực cắt lớn nhất : } V = \frac{30 \times 9}{2} = 13,5 \text{ kN}$$

1) Tiết diện W21 × 62 : $b_f = 8,24 \text{ in}$, $t_f = 0,615 \text{ in}$, $d = 21 \text{ in}$, $t_w = 0,4 \text{ in}$

Tỉ số độ mảnh của bụng :

$$\frac{h}{t} = \frac{21 - 2 \times 0,615}{0,4} = 49,425 \text{ nhỏ hơn } \frac{380}{\sqrt{F_y}} = \frac{380}{6} = 63,3$$

$$F_v = 0,4 F_y = 0,6 \times 36 = 14,4 \text{ ksi} = 9,93 \text{ kN/cm}^2$$

$$\text{Diện tích bụng : } A_w = 21 \times 0,4 = 8,4 \text{ in}^2 = 54,2 \text{ cm}^2$$

Ứng suất cắt trong bụng :

$$f_v = \frac{13,5}{54,2} = 2,49 \text{ kN/cm}^2 < F_v = 0,4 F_y = 9,93 \text{ kN/cm}^2$$

2) Tiết diện W21×44 : $b_f = 8,24$ in, $t_f = 0,45$ in, $d = 20,66$ in, $t_w = 0,35$ in

$$\frac{h}{t} = \frac{20,66 - 2 \times 0,45}{0,35} = 56,5 \text{ lớn hơn } \frac{380}{\sqrt{F_y}} = \frac{380}{\sqrt{65}} = 47,1$$

Đầu tiên, dùng công thức (4-41)

$$C_v = \frac{45000 k_v}{F_y (h/t_w)^2} = \frac{45000 \times 5,34}{65 \times (56,5)^2} = 1,158 > 0,8$$

C_v phải tính lại theo (4-43)

$$C_v = \frac{190}{56,5} \sqrt{\frac{5,34}{65}} = 0,96 > 0,8, \text{ đúng}$$

Ứng suất cho phép theo (4-42) :

$$F_v = \frac{C_v F_y}{2,89} = \frac{0,96 \times 65}{2,89} = 21,7 < 0,4 \times 65 = 26 \text{ ksi}$$

Diện tích bụng :

$$A_w = 20,66 \times 0,35 = 7,23 \text{ in}^2 = 46,65 \text{ cm}^2$$

Ứng suất cắt trong bụng :

$$f_v = \frac{13,5}{46,65} = 2,89 \text{ kN/cm}^2 < F_v = 21,7 \text{ ksi} = 14,96 \text{ kN/cm}^2$$

Cả hai tiết diện đều đủ chịu cắt .

Chương 5

CỘT CHỊU NÉN UỐN VÀ CẤU KIỆN CHỊU LỰC PHỨC HỢP

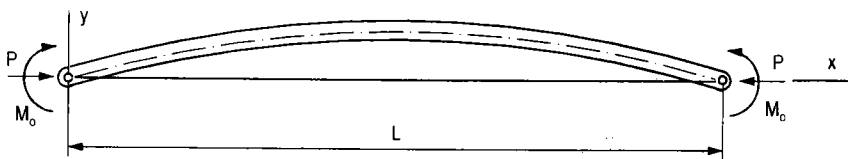
I. SỰ LÀM VIỆC CỦA CỘT CHỊU NÉN UỐN

Phần lớn cấu kiện của kết cấu là chịu đồng thời mômen uốn và lực dọc, nén hoặc kéo. Một cấu kiện đồng thời chịu nén dọc trục và chịu uốn thì được coi là cấu kiện nén - uốn. Do có lực nén dọc trục, ngoài mômen uốn ban đầu, còn có thêm mômen phụ bằng lực dọc nhân với độ võng.

Xét một cột hai đầu khớp chịu lực nén P và các mômen uốn M_0 ở hai đầu như ở hình 5-1. Phương trình vi phân của biến dạng y là :

$$M_x = -EI \frac{d^2y}{dx^2}$$

Trong đó M_x là mômen uốn tại vị trí x , được tính bằng mômen ban đầu cộng với mômen phụ gây bởi biến dạng y : $M_x = M_0 + P_y$;



Hình 5-1

Vậy :
$$-EI \frac{d^2y}{dx^2} = M_0 + P_y$$

Chia hai vế cho EI :

$$\frac{d^2y}{dx^2} + \frac{P_y}{EI} = -\frac{M_0}{EI}$$

Đặt $k^2 = \frac{P}{EI}$, phương trình trở thành :

$$\frac{d^2y}{dx^2} + k^2y = -\frac{k^2M_0}{P} \tag{5-1}$$

Nghiệm của phương trình là :

$$y = A \sin kx + B \cos kx - \frac{M_0}{P}$$

Với các điều kiện biên $y = 0$ tại $x = 0$ và $x = L$, nghiệm có dạng :

$$y = \frac{M_0}{P} (1 - \cos kL) \frac{\sin kx}{\sin kL} + \frac{M_0}{P} (\cos kL - 1) \quad (5-2)$$

Mômen uốn ở một điểm bất kì được xác định bằng quan hệ vi phân

$$M_x = -EI \frac{d^2 y}{dx^2}$$

Giá trị M cực đại tìm được là :

$$M_{\max} = M \sec \frac{kL}{2} \quad (5-3)$$

Công thức này thường được gọi là *công thức secant*

Giá trị của $\sec(kL/2)$ chính là hệ số tăng mômen uốn do có mặt lực nén dọc. Hệ số tăng mômen uốn trong trường hợp chung là phụ thuộc vào dạng tải trọng như mômen hai đầu là khác nhau, hoặc mômen là do tải trọng ngang trên nhịp. Có thể dùng một công thức gần đúng khác rất tiện lợi :

$$M_{\max} = \frac{M_0}{1 - \alpha} \quad (5-4)$$

Trong đó: $\alpha = \frac{P}{P_E}$ và $P_E = \frac{\pi^2 EI}{L^2}$, lực Euler.

Khi mômen hai đầu là không bằng nhau : $M_1 < M_2$, phải thêm một hệ số C_m :

$$M_{\max} = \frac{C_m M}{1 - \alpha} \quad (5-5)$$

M là mômen do tải trọng làm việc

Giá trị của C_m sẽ được xét sau bên dưới.

Ứng suất lớn nhất không được vượt quá ứng suất chảy:

$$f = \frac{P}{A} + \frac{M}{S} \frac{C_m}{1 - \alpha} \leq F_y ;$$

Chia hai vế cho F_y và đặt $A F_y = P_y$; $S F_y = M_y$, được

$$\frac{P}{P_y} + \frac{M}{M_y} \frac{C_m}{1 - \alpha} \leq 1$$

P_y là giá trị cực đại của P khi $M = 0$ và M_y là giá trị cực đại của M khi $P=0$. Tuy nhiên ở đây có sự oằn, đàn hồi hoặc không đàn hồi, ta phải thay giá trị P_y bởi giá trị lực tới hạn $P_{c\grave{u}a}$:

$$\frac{P}{P_{cr}} + \frac{M}{M_y} \frac{C_m}{1-\alpha} \leq 1 \quad (5-6)$$

Công thức này được áp dụng cho trường hợp mômen lớn nhất là ở khoảng giữa nhịp. Trường hợp mômen lớn nhất là ở một đầu thanh thì không có sự tăng mômen. Điều kiện bên là ứng suất thớ biên không vượt quá giới hạn chảy:

$$f = \frac{P}{A} + \frac{M_{max}}{S} \leq F_y$$

hay:
$$\frac{P}{P_y} + \frac{M}{M_y} \leq 1 \quad (5-7)$$

Phải kiểm tra theo cả hai trường hợp vì ta không biết trường hợp nào sẽ là nguy hiểm.

II. ỨNG SUẤT CHO PHÉP CỦA CẤU KIỆN NÉN UỐN

Quy phạm AISC sử dụng các công thức (5-6) và (5-7) để tính toán cấu kiện chịu uốn theo điều kiện chảy dẻo.

1. Trường hợp thứ nhất. P và M được xác định bằng tải trọng làm việc và n là hệ số an toàn thì phải thay nP và nM vào P và M trong phương trình (5-6):

$$\frac{nP}{P_{cr}} + \frac{nM}{M_y} \frac{C_m}{1-nP/P_E} \leq 1$$

Chia P , P_E và P_{cr} cho diện tích tiết diện A và chia M và M_y cho môđun tiết diện S , phương trình được viết thành:

$$\frac{f_a}{F_{cr}/n} + \frac{f_b}{F_y/n} \cdot \frac{C_m}{1 - \frac{f_a}{F_E/n}} = 1$$

Trong đó f_a và f_b là ứng suất do tải trọng làm việc. Các ứng suất ở mẫu số chia cho hệ số an toàn sẽ là ứng suất cho phép:

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \frac{C_m}{1 - f_a/F'_E} = 1 \quad (5-8)$$

F_a - ứng suất nén cho phép nếu khi chỉ có riêng lực nén dọc P ;

F_b - ứng suất nén uốn cho phép nếu chỉ có mômen M ;

$$F'_E = \frac{12}{23} \frac{\pi^2 E}{(KL_b/r_b)^2} = \frac{14900}{(KL_b/r_b)^2} \text{ ksi, là ứng suất Euler chia cho hệ số an toàn ; trong}$$

công thức này, L_b là chiều dài không giằng trong mặt phẳng uốn và r_b là bán kính quán tính tương ứng, K là hệ số chiều dài tính toán trong mặt phẳng uốn. Cũng như đối với F_a , F_b , giá trị của F'_E cũng có thể được tăng 1/3 khi tính toán với tải trọng gió.

Hệ số tăng mômen C_m được lấy như sau :

a. Đối với cấu kiện nén của khung có chuyển dịch ngang sang bên của nút, $C_m = 0,85$

b. Đối với cấu kiện được giữ không xoay của khung được giằng giữ để không có chuyển dịch của nút và không có tải trọng ngang đặt trên nhịp giữa các gối tựa trong mặt phẳng uốn

$$C_m = 0,6 - 0,4 \frac{M_1}{M_2} \quad (5-9)$$

Trong đó: $\frac{M_1}{M_2}$ là tỉ số của mômen nhỏ trên mômen lớn ở hai đầu của đoạn cấu kiện

đang xét. $\frac{M_1}{M_2}$ là dương khi cấu kiện được uốn cong hình S, là âm khi cấu kiện uốn cong một chiều.

c. Đối với cấu kiện của khung được giằng giữ để không có chuyển dịch của nút trong mặt phẳng tải trọng và có tải trọng ngang đặt trên nhịp giữa các gối tựa C_m được lấy bằng 0,85 khi hai đầu cấu kiện được kiểm chế để không xoay trong mặt phẳng uốn và $C_m = 1$ khi không được kiểm chế.

2. Trường hợp thứ hai: Nếu dùng phương trình (5-7), cũng biến đổi như trên, ta được:

$$\frac{f_a}{0,6 F_y} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1,0 \quad (5-10)$$

Nếu lực nén là nhỏ, cụ thể là khi $\frac{f_a}{F_a} \leq 0,15$, AISC cho phép dùng một công thức duy nhất sau đây, thay cho các công thức (5-8) và (5-10) :

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1,0 \quad (5-11)$$

Trường hợp tổng quát nhất, khi có mômen uốn theo cả hai phương : M_x đối với trục khoẻ và M_y đối với trục yếu, các phương trình (5-8), (5-10) và (5-11) trở thành:

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} \frac{C_{mx}}{1 - (f_a/F'_E)} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \frac{C_{my}}{1 - (f_a/F'_E)} = 1 \quad (5-12)$$

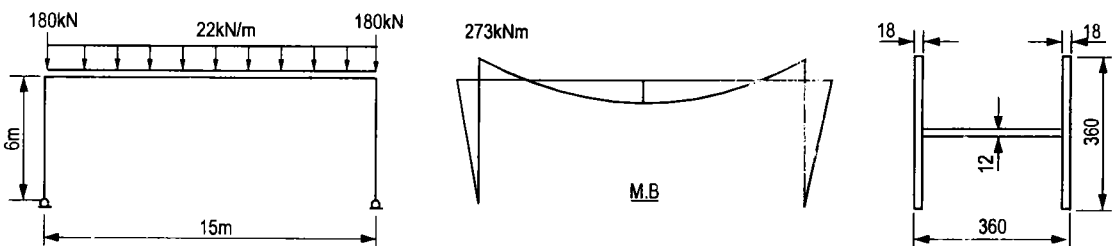
$$\frac{f_a}{0,6 F_y} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1,0 \quad (5-13)$$

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1,0 \quad (5-14)$$

Trong các phương trình này, các chỉ số x và y cùng viết với các chỉ số b, m và e là để chỉ trục x hay y mà ứng suất hoặc đặc trưng thiết kế được tính toán đối với trục đó.

Thí dụ 5-1

Kiểm tra tiết diện cột của khung chịu tải trọng đứng. Giả thiết mômen quán tính của dầm bằng hai lần của cột. Cột được giằng ở đỉnh và ở chân để không chuyển vị theo phương trục y và giằng ở giữa chiều dài để chống oằn đối với trục y. Dùng thép A36.



Lực nén và uốn trong cột :

$$P = 180 + 22 \times \frac{15}{2} = 345 \text{ kN}$$

$$M = 273 \text{ kNm}$$

Oằn đối với trục y, $K = 0,5$, $KL_y = 0,5 \times 6\text{m} = 3\text{m}$

Oằn đối với trục x, $K = 2,0$ (tạm lấy gần đúng) $KL_x = 2 \times 6 = 12\text{m}$

Các đặc trưng của tiết diện :

$$A = 32,4 \times 1,2 + 2 \times 36 \times 18 = 168,5 \text{ cm}^2.$$

$$I_x = (36 \times 0,8 \times 17,1^2) + 1,2 \times \frac{32,4^3}{12} = 41297 \text{ cm}^4.$$

$$I_y = 2 \times 1,8 \times \frac{363}{12} = 13997 \text{ cm}^4.$$

$$r_x = 15,65 \text{ cm} ; r_y = 9,1 \text{ cm}.$$

Độ mảnh :

$$\frac{KL_y}{r_y} = \frac{300}{9,1} = 33 ; \frac{KL_x}{r_x} = \frac{1200}{15,65} = 76,7, \text{ là quyết định.}$$

Tra bảng C-36 (Chương 3) : $F_a = 15,72 \text{ ksi} = 10,83 \text{ kN/cm}^2$

Giả định chiều dài không giảm giới hạn là lớn hơn $KL_y = 3\text{m}$, nên $F_b = 0,66F_y = 0,66 \times 36 = 24 \text{ ksi} = 16,55 \text{ kN/cm}^2$.

$$F'_E = \frac{14900}{76,72} = 25,3 \text{ ksi} = 17,44 \text{ kN/cm}^2.$$

$$f_a = \frac{345}{163,5} = 2,05 \text{ kN/cm}^2 ; f_b = 27300 \times \frac{18}{41297} = 11,9 \text{ kN/cm}^2.$$

Tỉ số $\frac{f_a}{F_a} = \frac{2,05}{10,83} = 0,18 > 0,15$, không được dùng công thức (5-11) Phải dùng cả hai công thức (5-8) và (5-10) .

$C_m = 0,85$ đối với cấu kiện nén của khung có chuyển vị nút. Công thức (5-8) :

$$\frac{2,05}{10,83} + \frac{0,85 \times 11,9}{16,55 \left(1 - \frac{2,05}{17,44} \right)} = 0,88$$

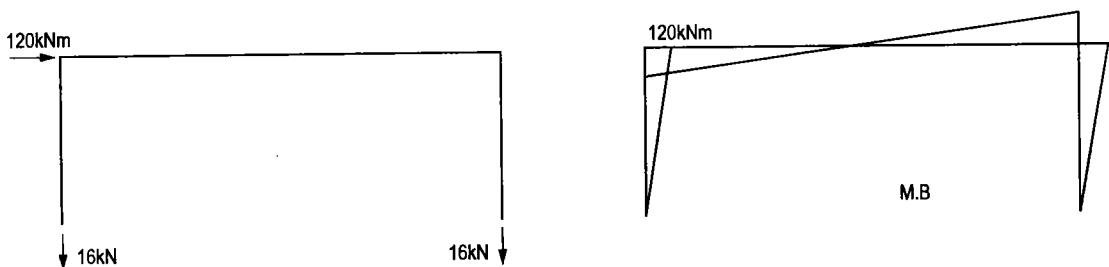
Công thức (5-10) : $0,6F_y = 0,6 \times 36 = 21,6 \text{ ksi} = 14,89 \text{ kN/cm}^2$

$$\frac{2,05}{14,89} + \frac{11,9}{16,55} = 0,86$$

Tiết diện đủ chịu lực đối với trường hợp này.

Thí dụ 5-2

Kiểm tra tiết diện cột của khung trên với tải trọng đứng và tải trọng gió. Để đơn giản tính toán, đã giả thiết tải trọng gió là tập trung ở đỉnh cột. Biểu đồ mômen uốn và giá trị phản lực tựa được cho trên hình vẽ.



Lực nén và mômen :

$$P = 346 + 16 = 361 \text{ kN}$$

$$M = 273 + 120 = 393 \text{ kNm.}$$

$$\text{Các ứng suất: } f_a = \frac{361}{168,5} = 2,14 \text{ kN/cm}^2; f_b = 39300 \times \frac{18}{41297} = 17,12 \text{ kN/cm}^2$$

Ứng suất cho phép có thể được tăng một phần ba khi tính toán với tải trọng gió và các tổ hợp tải trọng với gió. Vậy công thức (5-8) :

$$\frac{2,14}{10,83 \times (4/3)} + \frac{0,85 \times 17,12}{16,55 \times (4/3)(1 - 2,05/17,44 \times (4/3))} = 0,87$$

Đối với công thức (5-10) : $0,6F_y = 0,6 \times 36 = 21,6 \text{ ksi} = 14,89 \text{ kN/cm}^2$

$$\frac{2,14}{14,89 \times (4/3)} + \frac{11,9}{16,55 \times (4/3)} = 0,88$$

Tiết diện đủ chịu lực đối với trường hợp này.

III. CẤU KIỆN CHỊU KÉO VÀ UỐN

Cấu kiện chịu kéo và uốn đồng thời phải được tính toán sao cho mọi điểm dọc chiều dài phải thoả mãn phương trình sau đây:

$$\frac{f_a}{F_t} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1,0 \quad (5-15)$$

Trong đó f_b là ứng suất uốn tính toán, f_a là ứng suất kéo tính toán, F_b là ứng suất uốn cho phép và F_t là ứng suất kéo nhỏ nhất cho phép được xác định theo Chương 2 (tức là $0,6 F_y$ trên tiết diện nguyên và $0,5 F_u$ trên tiết diện hữu hiệu).

Đồng thời, ứng suất nén khi uốn tính được từ tải trọng gây uốn không liên quan đến lực kéo nói trên, phải không được vượt quá ứng suất cho phép cho trong chương 4.

Chương 6

DẪM BẢN TỔ HỢP

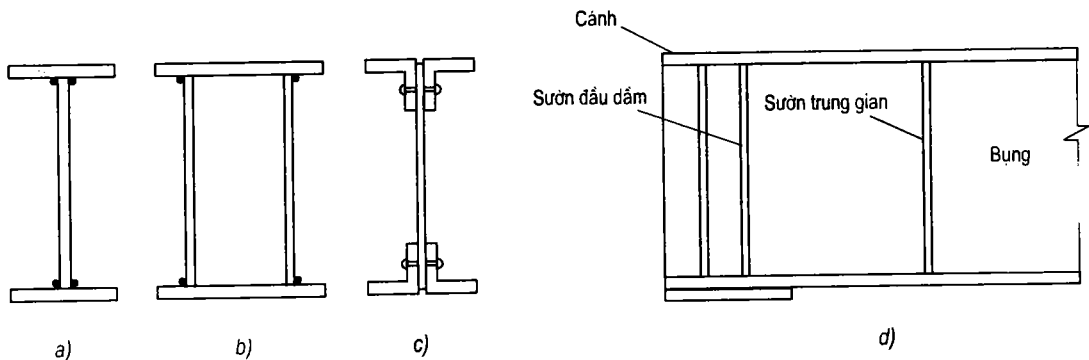
I. ĐẶC ĐIỂM CỦA DẪM BẢN TỔ HỢP

1.1. Các bộ phận của dầm bản tổ hợp

Dầm bản tổ hợp (sau đây gọi tắt là dầm bản) được tạo thành bởi các tấm thép để có nhịp lớn và khả năng chịu lực lớn hơn so với dầm thép cán thông thường. Dạng thông dụng đơn giản nhất của dầm bản là gồm hai cánh hàn với bản bụng để thành tiết diện chữ I (hình 6-1a). Cũng có loại dầm tiết diện hộp (hình 6.1b). Dầm bản cũng có thể tổ hợp bằng liên kết bulông, gồm các bản phủ và các thép góc cánh liên kết với bản bụng (hình 6-1c), sử dụng bulông cường độ cao thay thế cho đinh tán hoặc bulông thường sử dụng trước đây.

Dầm bản được áp dụng trong những ngôi nhà yêu cầu có nhịp lớn phủ lên diện tích rộng, ví dụ giảng đường, nhà thi đấu. Thông thường nhịp dầm bản thích hợp cho khoảng nhịp 15 đến 20 m. Dầm bản cũng dùng trong cầu, nhịp có thể từ 15 đến 100m.

Trong dầm bản, bụng luôn luôn là mảnh (tức là tỉ lệ bề cao trên bề dày là lớn) nên bụng thường có sườn gia cố. Các sườn này gồm sườn ngang trung gian đặt cách nhau dọc theo chiều dài và sườn đầu dầm để chịu phản lực tựa (hình 6-1,d).

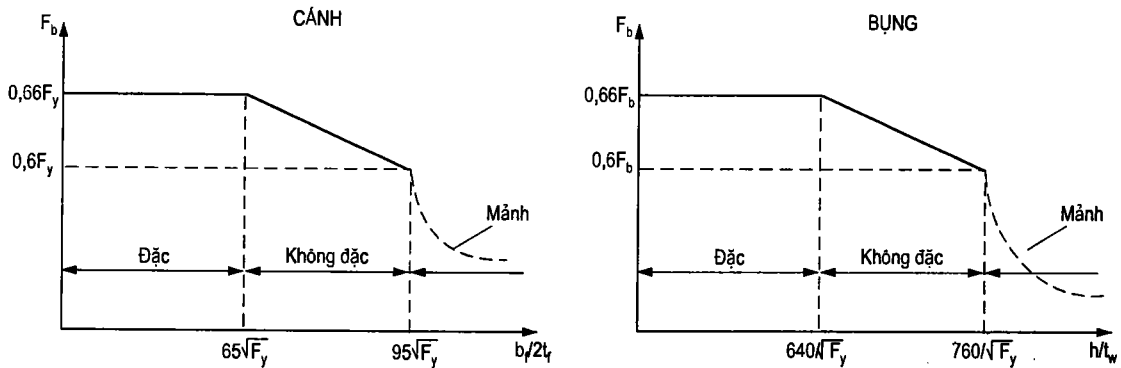


Hình 6-1

1.2. Phân biệt dầm thường và dầm bản

Dầm bản là dầm có bề cao lớn. Bề cao và tỉ số cao trên dày của bản bụng của dầm bản luôn luôn lớn hơn so với dầm thường. Dầm thường hay được làm bằng thép hình cánh nóng. Phần lớn tiết diện cánh nóng là thuộc loại đặc hoặc không đặc. Nếu cánh là

mảnh, cánh có thể bị mất ổn định cục bộ và phải giảm thấp ứng suất uốn cho phép F_b bằng hệ số $Q < 1$. Nếu tỉ số cao trên dày h/t_w của bụng vượt quá giới hạn không đặc, bụng sẽ là phần tử mảnh và dầm sẽ được coi là dầm bản. Như vậy, phân biệt dầm bản với dầm thường là dựa vào độ mảnh của bụng. Khi giá trị độ mảnh này là nhỏ hơn $760/\sqrt{F_b}$, thì đó là dầm thường ; khi lớn hơn thì là dầm bản. Hình 6-2 cho thấy sự phân biệt giữa các điều kiện oằn cục bộ của cánh và bụng (đặc, không đặc, mảnh) và cho thấy ứng suất uốn cho phép phụ thuộc vào độ mảnh của cánh và bụng.



Hình 6-2

Cường độ chịu uốn và cắt của dầm bản phụ thuộc nhiều vào độ mảnh của bụng. Bụng mảnh gây ra nhiều vấn đề :

1. Oằn do uốn trong mặt phẳng bụng sẽ làm giảm khả năng của bụng để chịu một phần mômen uốn.
2. Cánh nén có thể bị oằn theo phương đứng do bụng không đủ độ cứng để giữ cho cánh khỏi bị oằn.
3. Oằn của bụng dầm do lực cắt.

Các vấn đề này phải được giải quyết khi thiết kế dầm bản.

Một đặc điểm dễ thấy nhất của dầm bản là có các sườn ngang, thông thường cách đều nhau dọc chiều dài dầm. Sườn cứng làm tăng cường độ chịu cắt của bụng dầm. Ngay cả sau khi bụng bị oằn, nó cũng chưa hết khả năng chịu lực. Vẫn còn khả năng chịu lực được, thường gọi là khả năng sau tới hạn. Quy phạm AISC cho phép xét khả năng chịu lực sau tới hạn đối với uốn và cắt.

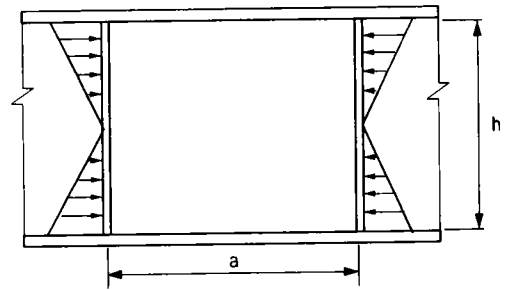
II. OẪN DO UỐN CỦA BỤNG DẦM BẢN

Trong phần trên của bụng dầm bản, ứng suất là nén nên có thể làm mất ổn định cục bộ của bụng, đặc biệt là khi dầm có tỉ lệ h/t_w là lớn (hình 6-3). Ứng suất oằn đàn hồi của một tấm bất kì được xác định bằng công thức :

$$F_{cr} = k \frac{\pi^2 E}{12(1 - \mu^2)(b/t)^2}$$

Trong đó đối với trường hợp này thì $b = h$, tức là bề cao bụng dầm.

Giá trị của k tùy thuộc tỉ số a/h và điều kiện gối tựa tại các biên. Nếu biên được ngàm chặt (không quay) dọc theo các cạnh tiếp giáp với cánh, giá trị k nhỏ nhất là 39,6 với mọi tỉ số a/h . Nếu cánh được giả thiết là không cản trở sự quay của mép tựa thì trị số nhỏ nhất của k là 23,9.



Hình 6-3

Như vậy, ứng suất tối hạn (dùng $E = 29000$ ksi) có thể nằm giữa các giá trị

$$F_{cr} = \frac{627000}{(h/t)^2} \text{ khi } k = 23,9 \text{ (gối tựa khớp tại các cánh)}$$

$$F_{cr} = \frac{1038000}{(h/t)^2} \text{ khi } k = 39,6 \text{ (gối tựa ngàm tại các cánh).}$$

Liên kết hàn giữa cánh và bụng dầm có thể coi gần như ngàm hoàn toàn. Có thể chọn giá trị k ví dụ khoảng 80% của 39,6, như vậy ứng suất tối hạn khi oằn đàn hồi trong mặt phẳng của bụng là :

$$F_{cr} = \frac{954000}{(h/t)^2}$$

Sự oằn không xảy ra nếu

$$\frac{h}{t} \leq \sqrt{\frac{954000}{F_{cr}}} = \frac{975}{\sqrt{F_{cr}}}$$

AISC/ASD thay thế F_{cr} bằng $1,67 F_b$, ứng suất cho phép khi uốn, điều kiện trên trở thành :

$$\frac{h}{t} \leq \frac{760}{\sqrt{F_b}} \tag{6-1}$$

Đó là tỉ số giới hạn phân biệt dầm thường với dầm bản. Khi h/t vượt quá giới hạn này, bụng sẽ bị oằn trước khi thớ biên đạt được ứng suất chảy. Nhưng bụng bị oằn không có nghĩa là dầm không còn sử dụng được. Sau khi xảy ra oằn đàn hồi, cường độ sau tới hạn được sử dụng để xác định khả năng chịu lực cực hạn của dầm bản.

Bụng trong khu vực oằn được bỏ qua không xét, tiết diện được thu về tiết diện hữu hiệu, với bề cao bụng chỉ là $30t$ (hình 6-4). Với tiết diện hữu hiệu này, xác định được trục trung hoà và tính mômen quán tính I_c của tiết diện hữu hiệu. Giả thiết thớ biên nén đạt tới ứng suất chảy, tính được khả năng chịu uốn danh nghĩa M_n bằng :

$M_n = (F_y I_c) / c$, c là khoảng cách từ thớ biên nén của bụng đến trục trung hoà.

Đĩ nhiên là mômen này nhỏ hơn khả năng mômen M_y (được gọi là mômen chảy) của toàn tiết diện với thớ biên bằng F_y . Quan hệ giữa hai giá trị mômen này có thể viết dưới dạng một biểu thức tuyến tính như sau, sau khi đã áp dụng một vài giả thiết để đơn giản hoá và so sánh với thí nghiệm để biến đổi :

$$\frac{M}{M_y} = 1 - 0,0005 \frac{A_w}{A_f} \left(\frac{h}{t} - \frac{980}{\sqrt{F_y}} \right)$$

Trong đó: A_w và A_f lần lượt là diện tích của bụng và của một cánh.

Biểu thức trên có thể viết lại dưới dạng một ứng suất tương đương $f_{eq} = Mc/I$ trong đó I là mômen quán tính của toàn bộ tiết diện nguyên. Chia cả M và M_y cho I/c , ta có :

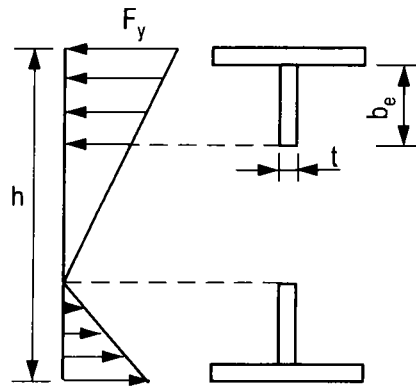
$$\frac{f_{eq}}{F_y} = 1 - 0,0005 \frac{A_w}{A_f} \left(\frac{h}{t} - \frac{980}{\sqrt{F_y}} \right)$$

Dùng hệ số an toàn 1,67, ứng suất uốn cho phép $F'_b = \frac{f_{eq}}{1,67}$ là

$$F'_b = 0,6F_y \left[1 - 0,0005 \frac{A_w}{A_f} \left(\frac{h}{t} - \frac{980}{\sqrt{F_y}} \right) \right]$$

Nhưng $0,6F_y$ chính là ứng suất uốn cho phép lớn nhất đối với dầm bản có bản bụng hữu hiệu toàn bộ. Vậy thay $F_y = 1,67 F'_b$, ta được :

$$F'_b = 0,6F_b \left[1 - 0,0005 \frac{A_w}{A_f} \left(\frac{h}{t} - \frac{760}{\sqrt{F_b}} \right) \right] \quad (6-2)$$



Hình 6-4

Đó là công thức (G2-1) của Quy phạm AISC đối với dầm đơn kim (chỉ làm bằng một loại thép), được viết như sau

$$F'_b = F_b R_{PG} \quad (6-3)$$

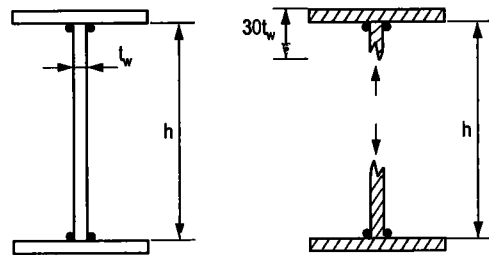
với

$$R_{PG} = 1 - 0,0005 \frac{A_w}{A_f} \left(\frac{h}{t} - \frac{760}{\sqrt{F_b}} \right) \leq 1,0$$

F_b của cánh nén được xác định theo các công thức ứng suất cho phép (4-21) tới (4-27) của Chương 4, trong đó có xét sự oằn bên kèm xoắn. Đối với cánh kéo thì $F_b = F_y$.

III. OẰN CỦA CÁNH DẦM THEO PHƯƠNG ĐỨNG

Nếu bụng dầm là mảnh, nó không đủ cứng để giữ cho cánh dầm khỏi oằn theo phương đứng. Ta có thể tượng tượng cánh dầm là một cấu kiện nén độc lập với phần còn lại của dầm (hình 6-5). Khi dầm bị uốn cong, thành phần lực của cánh được tăng lên và ép lên biên của bụng tiếp giáp với cánh. Nếu bụng đủ chịu được thành phần lực này, cánh sẽ không thể oằn theo phương đứng được.



Hình 6-5

Xét một phần tử thẳng đứng rộng một đơn vị của dầm bản chịu lực đến mômen chảy (hình 6-6). Độ dãn của thớ biên ε tạo ra một góc xoay tương đối $\alpha = \frac{\varepsilon}{(h/2)}$ của mép đứng của phần tử. Lực cánh $F_y A_f$ được cân bằng với lực nén thẳng đứng $V = F_y A_f \operatorname{tg} \alpha$. Ứng suất nén thẳng đứng :

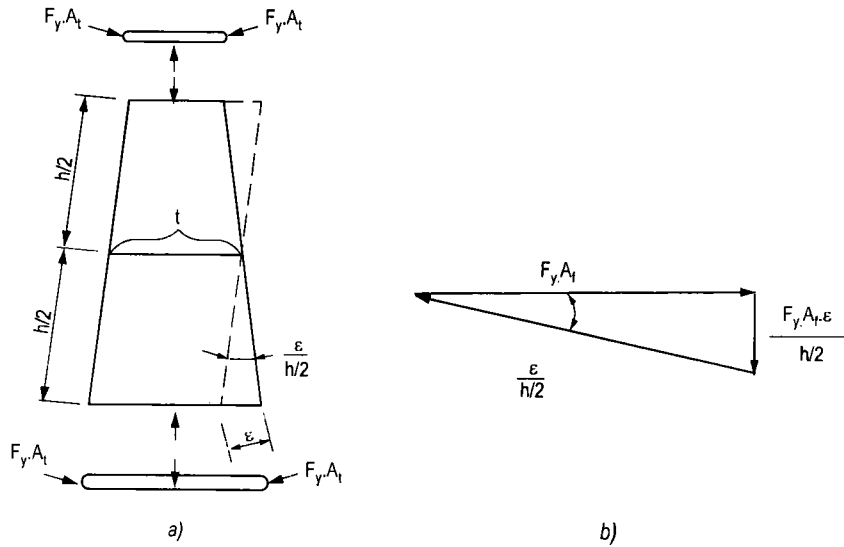
$$f = \frac{V}{1 \times t} = \frac{F_y A_f \operatorname{tg} \alpha}{t} = \frac{F_y A_f \varepsilon}{(h/2)t}$$

không được vượt quá ứng suất tới hạn của bản bụng gối tựa khớp chịu nén

$$F_{cr} = \frac{\pi^2 E}{12(1 - \mu^2)(h/t)^2}$$

Từ điều kiện $f \leq F_{cr}$, ta có

$$\left(\frac{h}{t} \right)^2 = \frac{\pi^2 E}{24(1 - \mu^2)} \frac{A_w}{A_f} \frac{1}{\varepsilon F_y}$$



Hình 6.6

Nhưng do có các ứng suất dư trong cánh, độ dãn của thớ biên ϵ phải lớn hơn độ dãn khi chảy $\epsilon_y = F_y/E$ một lượng đủ để bù cho biến dạng dư ngược dấu khiến cho cánh được chảy đều. Do đó : $\epsilon = \epsilon_y + \epsilon_r = F_y + F_r/E$ trong đó F_r là ứng suất dư. Lấy tỉ số A_w/A_f bằng 0,5 và ứng suất dư bằng 16,5 ksi, được công thức (Công thức G1-1 của AISC/ASD):

$$\frac{h}{t} \leq \frac{14000}{\sqrt{F_y(F_y + 16,5)}} \quad (6-4)$$

Đó là giá trị giới hạn của h/t để cho cánh nén không bị oằn theo phương đứng. Giá trị này áp dụng cho dầm không có sườn ngang hoặc có sườn cách nhau xa hơn 1,5 lần bề cao bụng (tức là khoảng cách hai cánh). Khi khoảng cách sườn nhỏ hơn 1,5 bề cao bụng, giới hạn này được xác định dựa vào kết quả thí nghiệm như sau (Công thức G1-2 của AISC/ASD):

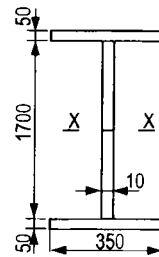
$$\frac{h}{t} \leq \frac{2000}{\sqrt{F_y}} \quad (6-5)$$

Thí dụ 6-1

Kiểm tra tiết diện dầm bản nhíp 15 m chịu mômen uốn 4125 kNm. Dầm bản được tựa tại các điểm phân ba nhíp bởi các dầm phụ. Thép A36.

Mômen quán tính :

$$\frac{1 \times 170^3}{12} + 2 \times 35 \times 5 \times 87,5^2 = 3089104 \text{cm}^4$$



Môđun tiết diện :

$$S = \frac{3089104}{87,5} = 34323 \text{ cm}^3$$

Ứng suất uốn :

$$f = \frac{412500}{34323} = 12,02 \text{ kN/cm}^2$$

Kiểm tra giới hạn tiết diện đặc :

$$\text{Cánh : } \frac{b_f}{2t_f} = \frac{350}{2 \times 50} = 3,5 < \frac{65}{\sqrt{36}} = 10,8, \text{ vậy là đặc ;}$$

$$\text{Bụng : } \frac{h}{t} = 170 < \frac{14000}{\sqrt{36(36+16,5)}} = 322 \text{ độ mảnh của bụng nhỏ dưới giới hạn}$$

được phép.

Kiểm tra chiều dài không giằng :

$$\frac{L_c}{b_f} = \frac{76}{\sqrt{F_y}} = \frac{76}{6} = 12,66 \rightarrow L_c = 12,66 \times 35 = 443 \text{ cm}$$

$$L_c = \frac{20000}{F_y(d/A_f)} = \frac{20000}{36 \times 1,028} = 539 \text{ cm , vì } \frac{d}{A_f} = \frac{180}{5 \times 35} = 1,028$$

Chiều dài tự do giữa các giằng là 500 cm, lớn hơn giá trị nhỏ trong hai giá trị L_c , nên dầm là không đặc, nghĩa là $F_b < 0,66 F_y$. Nhưng nó cũng không vượt quá giá trị lớn trong hai giá trị L_b :

$$L_b = \frac{20000C_b}{F_y(d/A_f)} = 20000 \times \frac{1}{36} \times 1,028 = 539 \text{ cm và}$$

$$L_b = r_T \sqrt{\frac{102000C_b}{F_y}} = 9,37 \sqrt{\frac{102000}{36}} = 498 \text{ cm.}$$

trong đó $C_b = 1$;

$$r_T = \sqrt{\frac{5 \times 35^3/12}{(3 \times 35) + (170 \times 1/6)}} = 9,37 \text{ cm}$$

Vậy ứng suất uốn cho phép $F_b < 0,60 F_y = 0,6 \times 36 = 21,6 \text{ ksi}$.

Nhưng vì bản bụng có $h/t = 170$ lớn hơn $760/\sqrt{F_b} = 163,5$, nên đây là dầm bản và ứng suất uốn cho phép của dầm bản được tính bằng :

$$F'_b = F_b \times R_{PG} = 21,6 \left[1 - 0,0005 \frac{170}{35 \times 5} (170 - 163,5) \right] = 21,5 \text{ ksi} = 14,8 \text{ kN/cm}^2,$$

lớn hơn ứng suất uốn thực tế. Tiết diện đủ chịu lực.

IV. OẪN DO CẮT CỦA BỤNG DẦM BẢN

Như nói ở chương 4, ứng suất tới hạn của bụng dầm chịu cắt là :

$$\tau_{cr} = \frac{k_v \pi^2 E}{12(1 - \mu^2)(h/t_w)^2}$$

trong đó k_v là hệ số phụ thuộc tỉ số cạnh ngắn trên cạnh dài của ô bản (tức là bản bụng với các sườn ngang :

$$\text{khi } \frac{a}{h} \leq 1 \quad k = 4,0 + \frac{5,34}{(a/h)^2} \quad (4-39)$$

$$\text{khi } \frac{a}{h} \geq 1 \quad k = 5,34 + \frac{4,0}{(a/h)^2} \quad (4-40)$$

Dựa trên các công thức lí thuyết này, AISC cho các công thức sau đây của ứng suất cắt cho phép của dầm hoặc dầm bản :

$$F_v = \frac{C_v F_y}{2,89} \leq 0,4 F_y \quad (4-41)$$

$$\text{trong đó: } C_v = \frac{45000 k_v}{F_y (h/t_w)^2} \text{ khi } C_v < 0,8 \quad (4-42)$$

$$\text{và } C_v = \frac{190}{h/t} \sqrt{k_v / F_y} \text{ khi } C_v > 0,8 \quad (4-43)$$

Ứng suất cắt trung bình lớn nhất của bụng $f_v = V/dt$ không được lớn hơn ứng suất cho phép F_v .

Như đã biết, khi thiết kế dầm thép cán, lực cắt ít khi là yếu tố quyết định. Nhưng độ mảnh bụng h/t của dầm bản lớn hơn nhiều so với dầm cán nên thường phải có các sườn ngang để tăng cường độ oằn khi cắt. AISC quy định rằng phải có các sườn ngang khi tỉ số h/t lớn hơn 260 và ứng suất cắt trung bình lớn nhất của bụng là lớn hơn F_v . Khoảng cách giữa các sườn ngang khi có dầm sườn, phải sao cho ứng suất cắt của bụng không vượt quá giá F_v và các giới hạn sau:

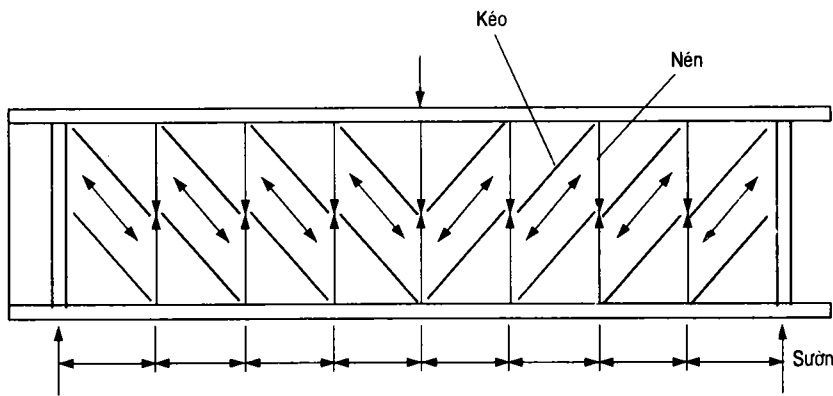
$$\frac{a}{h} \leq \frac{260}{(h/t)^2} \text{ và } \frac{a}{h} \leq 3,0 \quad (6-6)$$

Sườn cũng phải khá cứng để làm chỗ tựa cho bụng mà không bị oằn cùng với bụng. AISC cho giá trị sau đây của mômen quán tính của một đôi sườn lấy đối với tâm của bụng:

$$I_s \geq \left(\frac{h}{50} \right)^4 \quad (6-7)$$

Ngoài ra, tỉ số rộng trên dày của sườn phải thoả mãn điều kiện không đặc $\frac{b}{t} \leq \frac{95}{\sqrt{F_y}}$.

Nhưng sự oằn của bụng không phải là khả năng giới hạn của dầm bản. Dầm bản có các cánh và các sườn ngang có cường độ sau tới hạn khá lớn. Sau khi bụng bị oằn, dầm sẽ làm việc giống như một dàn. Lực nén do các sườn ngang chịu và lực kéo do phần bụng chịu kéo (được gọi là *tác dụng của trường lực kéo*) (hình 6-7). Tác dụng của trường lực kéo làm tăng cường độ cắt của bụng so với cường độ dựa trên sự oằn.



Hình 6-7: Tác dụng của trường lực kéo

Cường độ cắt danh nghĩa V_n có thể viết bằng tổng của cường độ cắt khi oằn V_{cr} và cường độ cắt sau tới hạn V_{tf} do tác dụng của trường lực kéo

$$V_n = V_{cr} + V_{tf}$$

Cường độ cắt khi oằn V_{cr} cho bởi phương trình :

$$V_{cr} = \tau_y C_v h t_w$$

Cường độ cắt V_{tf} của tác dụng của trường lực kéo trong bụng là do một dải các lực kéo xuất hiện khi bụng đã bị oằn vì ứng suất nén theo đường chéo (ứng suất chính). Các lực kéo này truyền lên các sườn đứng để cân bằng. Góc của các lực kéo γ đảm bảo cho khả năng chịu lực là lớn nhất. Người ta đã tính được là $\tan 2\gamma = h/a$ trong đó a là khoảng cách các sườn. Điều kiện cân bằng giữa lực kéo và cường độ cắt V_{tf} được tìm ra bằng biểu thức sau đây, sau khi đã biến đổi hàng loạt phép tính :

$$V_{if} = \frac{\sigma_t h t_w}{2 \sqrt{1+(a/h)^2}}$$

Trong đó σ_t là ứng suất kéo phát sinh trong bụng dầm.

Từ điều kiện phá huỷ của một phần tử bản bụng chịu đồng thời ứng suất cắt τ_{cr} và ứng suất pháp σ_t , người ta tìm được :

$$\sigma_t = (1 - C_v) F_y \quad (6-8)$$

với

$$C_v = \frac{\tau_{cr}}{\tau_y} = \frac{\tau_{cr}}{F_y / \sqrt{3}}$$

Thay các phương trình này vào phương trình của V_n , và sử dụng $\tau_y = \frac{F_y}{\sqrt{3}}$, ta được :

$$V_n = F_y \left[\frac{C_v}{\sqrt{3}} + \frac{1 - C_v}{2 \sqrt{1 + (a/h)^2}} \right] h t_w$$

Ứng suất cắt cho phép khi có tác dụng trường lực kéo được xác định dựa trên cường độ này. Chia V_n cho hệ số an toàn 1,67 chia cho diện tích bụng $A_w = h t_w$, ứng suất cắt cho phép F_v của AISC/ASD là :

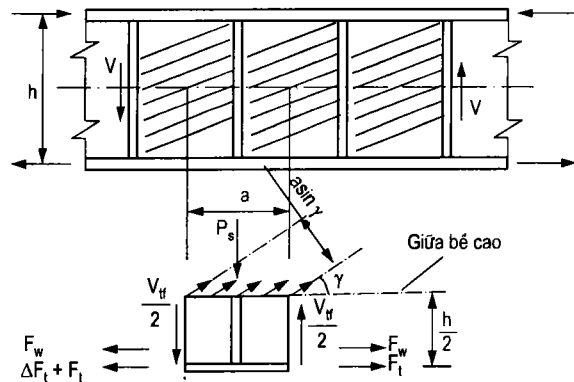
$$F_v = \frac{F_y}{2,89} \left[C_v + \frac{1 - C_v}{1,15 \sqrt{1 + (a/h)^2}} \right] \quad (6-9)$$

Đó chính là công thức (G3-1) của AISC/ASD.

Ứng suất cắt cho phép khi có tác dụng trường lực kéo này được dùng thay cho ứng suất cho bởi công thức (F4-2), khi có các sườn trung gian và nếu $C_v \leq 1$. Tác dụng trường lực kéo không được dùng đối với ô đầu tiên, nằm giữa sườn đầu dầm và sườn trung gian đầu tiên.

Lực P_s trong sườn được xác định bằng điều kiện cân bằng lực thẳng đứng theo hình 6-8:

$$P_s = (\sigma_t t_w a \sin \gamma) \sin \gamma$$



Hình 6-8

Thay hằng đẳng thức lượng giác $\sin^2\gamma = \frac{1-\cos 2\gamma}{2}$ và thay công thức của σ_t (xem 6-8),

ta được :

$$P_s = \frac{F_y(1 - C_v)at_w}{2} \left[1 - \frac{a/h}{\sqrt{1 + (a/h)^2}} \right] \quad (6-10)$$

đó chính là lực trong sườn đứng khi đạt tới cường độ V_n có kể tác dụng trường lực kéo.

Diện tích cần thiết của sườn được tính bằng cách chia lực P_s cho ứng suất chảy của sườn F_{ys} : $A_{st} = P_s/F_{ys}$. Đặt $F_y/F_{ys} = Y$ và thêm vào thừa số D để kể đến sự lệch tâm của sườn so với bụng dầm, ta được công thức (G4-2) :

$$A_{st} = \frac{1 - C_v}{2} \left[\frac{a}{h} - \frac{(a/h)^2}{\sqrt{1 + (a/h)^2}} \right] YDht_w \quad (6-11)$$

D lấy bằng : $D = 1,0$ khi sườn được bố trí thành từng đôi ; $D = 1,8$ khi sườn là thép góc đơn và $D = 2,4$ khi sườn là thép bản đơn.

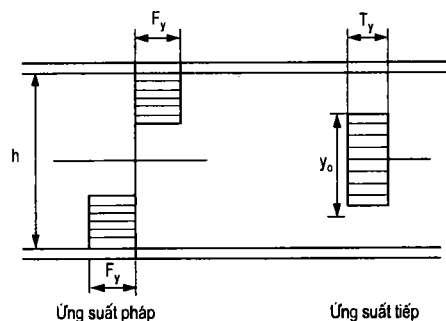
Khi ứng suất cắt lớn nhất của σ_v là nhỏ hơn ứng suất cho phép theo công thức (6-9), có thể giảm diện tích sườn yêu cầu theo tỉ lệ tương ứng.

Sườn trung gian có thể dùng không kéo dài sát đến cánh kéo của dầm nếu không cần để chịu lực tập trung. Mỗi hàn liên kết sườn vào bụng dầm được dùng cách xa chân mỗi hàn liên kết cánh- bụng không nhỏ hơn 4 lần và cũng không xa hơn 6 lần bản bụng dầm. Khi dùng sườn đơn, sườn phải hàn vào cánh nén để chống sự xoay của bản sườn.

V. ỨNG SUẤT CẮT VÀ KÉO KẾT HỢP

Trong phần lớn trường hợp, khả năng chịu uốn M_n là không bị ảnh hưởng của lực cắt, cũng như khả năng chịu cắt V_n là không bị ảnh hưởng của mômen. Nhưng đặc biệt, trong bụng dầm rất mảnh, khi có thể bị oằn do uốn, ứng suất uốn được phân bố lại như nói ở mục II và cánh phải chịu thêm phần mômen uốn. Trong bụng dày hơn, không bị oằn do uốn nhưng ứng suất cắt lớn ở bụng kết hợp với ứng suất uốn có thể gây chảy cho phần bụng tiếp giáp với cánh ; kết quả là bụng truyền một phần mômen uốn sang cánh. Trong trường hợp này, cần xác định khả năng chịu lực kết hợp uốn và cắt.

Khi chịu mômen uốn lớn, bụng bị chảy ở vùng tiếp giáp với cánh và vùng này không thể chịu được lực cắt. Còn ở vùng giữa của bụng, ứng suất tiếp lớn gây ra chảy ; vùng bụng này cũng không chịu được mômen uốn. Sự phân bố ứng suất pháp và ứng suất cắt được giả thiết như ở hình 6-9.



Hình 6-9

Khả năng chịu cắt danh nghĩa V'_n khi có mômen uốn có thể viết thành

$$V'_n = \tau_y y_0 t_w$$

Khi không có mômen uốn, tức là $y_0 = h$, khả năng chịu cắt danh nghĩa V_n sẽ là

$$V_n = \tau_y t_w h$$

Rút ra :
$$y_0 = \frac{V'_n}{V_n} h$$

Khả năng chịu uốn danh nghĩa M'_n khi có lực cắt, theo hình 6-9 là :

$$M'_n = A_y F_y h + F_y t_w \frac{h}{2} \frac{h}{2} - F_y t_w \frac{y_0}{2} \frac{y_0}{2}$$

Thay thế y_0 và viết là $A_w = h t_w$ ta được

$$M'_n = F_y A_f h \left\{ 1 + \frac{1}{4} \frac{A_w}{A_f} \left[1 - \left(\frac{V'_n}{V_n} \right)^2 \right] \right\}$$

Khả năng chịu uốn danh nghĩa M_n chính là bằng M_y (gọi là mômen chảy) khi thép biên đạt tới ứng suất chảy F_y , và bụng tham gia chịu lực toàn bộ :

$$M_n = M_y = F_y h A_f + \frac{1}{6} \frac{A_w}{A_f}$$

Chia hai phương trình cho nhau, vẽ với vẽ :

$$\frac{M'_n}{M_y} = \frac{1 + \frac{1}{4} \rho \left[1 - \left(\frac{V'_n}{V_n} \right)^2 \right]}{1 + \frac{1}{6} \rho}$$

Trong đó:
$$\rho = \frac{A_w}{A_f}$$

Dùng giá trị gần đúng thiên về an toàn $\rho = A_w/A_f = 2$, phương trình trở thành

Khi $\frac{V'_n}{V_n} \leq 0,60$; $M'_n = M_y$

Khi $\frac{V'_n}{V_n} = 1$; $M'_n = 0,75M_y$

Có thể viết lại biểu thức M'_n/M_y , bằng cách dùng quan hệ tuyến tính thay cho biểu thức hữu tỉ, ta được :

$$\frac{M'_n}{M_y} = 1 - \frac{5}{8} \left(\frac{V'_n}{V_n} - 0,6 \right) \leq 1$$

hoặc

$$\frac{M'_n}{M_y} + \frac{5}{8} \frac{V'_n}{V_n} \leq 1,0 + \frac{5}{8} 0,6 = 1,375$$

Trong đó:

M'_n - khả năng chịu uốn danh nghĩa khi có mặt lực cắt,

V'_n - khả năng chịu cắt danh nghĩa khi có mặt mômen uốn,

M_y - khả năng chịu uốn danh nghĩa cực đại (mômen chảy),

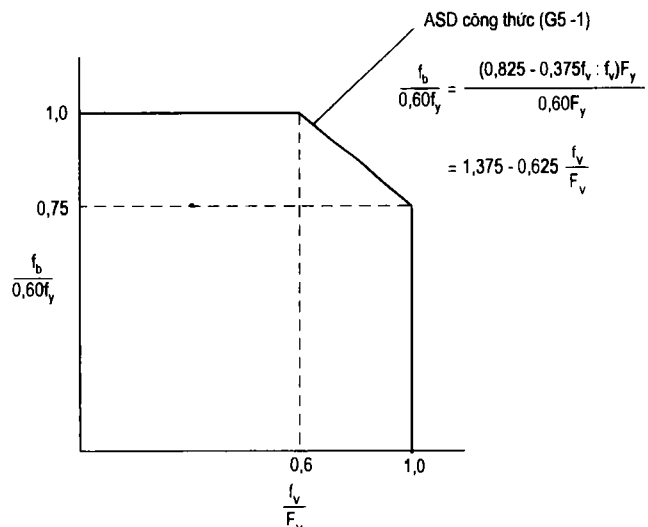
V_n - khả năng chịu cắt danh nghĩa cực đại.

Trong AISC/ASD, M'_n là bằng mômen do tải trọng làm việc M nhân với hệ số an toàn FS, mômen chảy M_y là bằng $F_y S_x$, V'_n là bằng lực cắt do tải trọng làm việc nhân với FS, khả năng chịu cắt danh nghĩa V_n là bằng $\tau_{cr} A_w$, phương trình trên trở thành

$$\frac{M(\text{FS})}{F_y S_x} + 0,625 \left[\frac{V(\text{FS})}{\tau_{cr} A_w} \right] \leq 1,375$$

Thay M/S_x bằng ứng suất uốn do tải trọng làm việc f_b , thay F_y/FS bằng ứng suất uốn cho phép lớn nhất đối với dầm bản $0,60F_y$, thay V/A_w bởi ứng suất cắt do tải trọng làm việc f_v và thay τ_{cr}/FS bằng ứng suất cắt cho phép F_v , phương trình trên trở thành :

$$\frac{f_b}{0,60F_y} + 0,625 \frac{f_v}{F_v} \leq 1,375$$



Hình 6-10: Quan hệ của ứng suất uốn và cắt kết hợp

Giải ra đối với f_b được :

$$f_b \leq \left(0,825 - 0,375 \frac{f_v}{F_y} \right) F_y \leq 0,60F_y \quad (6-12)$$

Đó chính là công thức (G5-1) của AISC/ASD, với F_v là ứng suất cắt cho phép của bụng theo công thức (6-9) hay (G3-1) của ASD.

Quan hệ giữa ứng suất uốn lớn nhất f_b và ứng suất cắt trung bình của f_v theo công thức này được thể hiện ở hình 6-10.

Thí dụ 6-2. Kiểm tra tổng thể một dầm bản

Kiểm tra tiết diện về uốn, cắt và bố trí sườn cho một dầm bản được vẽ trên hình dưới đây. Cánh là hai bản 440×24 mm ; bụng là: bản 1700×8 mm. Cánh nén được tựa theo phương bên tại các điểm có tải trọng tập trung. Dầm A36.

Tính được : mômen uốn lớn nhất : 2480 kNm

Lực cắt lớn nhất : 580 kN

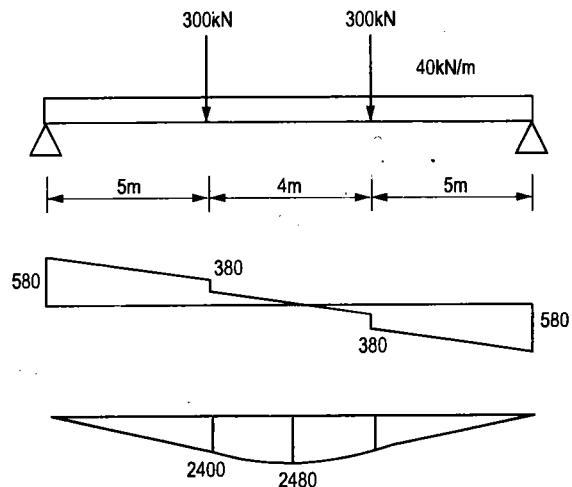
Diện tích cánh $A_f = 105,6 \text{ cm}^2$

Diện tích bụng $A_w = 136 \text{ cm}^2$

Mômen quán tính $I_x = 1896842 \text{ cm}^4$

Môđun chống uốn $S_x = 21703 \text{ cm}^3$

Thép $F_y = 36 \text{ ksi} = 24,8 \text{ kN/cm}^2$



1. Điều kiện đặc của tiết diện

Cánh: $\frac{b_f}{2t_f} = \frac{440}{2 \times 24} = 9,166$, so với

$$\frac{95}{\sqrt{F_y/k_c}} \text{ trong đó } k_c = \frac{4,05}{(h/t)^{0,46}}$$

Tại đây $\frac{h}{t} = \frac{1700}{8} = 212,5 > 70$ và $k_c = \frac{4,05}{(212,5)^{0,46}} = 0,344$

$$\frac{95}{\sqrt{36/0,344}} = 9,28 > 9,166, \text{ thoả mãn. Độ mảnh của cánh không vượt quá giới hạn}$$

không đặc. Ta có thể dùng $F_b = 0,60F_y$.

Bụng : $\frac{h}{t} = 212,5 > \frac{760}{\sqrt{F_b}} = \frac{760}{\sqrt{0,60 \times 36}} = 162$. Bụng là mảnh, dầm này phải coi là

dầm bản, ứng suất uốn cho phép phải giảm đi bởi hệ số R_{PG} .

Nhưng tỉ số cao trên dày của bụng vẫn nhỏ hơn giới hạn đối với dầm bản không có sườn trung gian :

$$\frac{h}{t} = 212,5 < 260$$

$$\text{và} \quad \frac{h}{t} = 212,5 < \frac{14000}{\sqrt{F_y(F_y+16,5)}} = \frac{14000}{\sqrt{36(36+16,5)}} = 322$$

2. Kiểm tra ứng suất uốn của cánh

Mômen quán tính đối với trục y-y của cánh cộng phần bụng 1/6 bề cao :

$$I_{oy} = \frac{2,4(44)^3}{12} = 17037 \text{ cm}^4 ;$$

Diện tích của phần tiết diện này : $105,6 + \frac{1}{6} 170 \times 0,8 = 128,3 \text{ cm}^2$

Bán kính quán tính : $r_T = \sqrt{\frac{17037}{128,3}} = 11,52 \text{ cm}$

Ứng suất uốn lớn nhất ở giữa nhịp :

$$f_b = \frac{248000}{21703} = 11,42 \text{ kN/cm}^2$$

M_{\max} lớn hơn M_1 và M_2 , nên $C_b = 1$

$$\frac{l}{r_T} = \frac{400}{11,52} = 34,7 < \sqrt{\frac{102000C_b}{F_y}} = 53$$

Ứng suất cho phép khi xét oằn bên :

$$F_b = 0,6 F_y = 21,6 \text{ ksi}$$

Ứng suất uốn cho phép trong cánh nén bị chiết giảm

$$\begin{aligned} R_{PG} &= 1 - 0,0005 \frac{A_w}{A_f} \left(\frac{h}{t} - \frac{760}{\sqrt{F_b}} \right) \\ &= 1 - 0,0005 \frac{136}{105,6} \left(212,5 - \frac{760}{\sqrt{21,6}} \right) = 0,968 \end{aligned}$$

$$F'_b = 21,6 \times 0,968 = 20,9 \text{ ksi} = 14,42 \text{ kN/cm}^2 > f_b, \text{ đạt.}$$

Kiểm tra ô 5 m, với $M = 2400 \text{ kNm}$:

Ứng suất uốn lớn nhất :

$$f_b = \frac{240000}{21703} = 11,06 \text{ kN/cm}^2$$

$$C_b = 1,75 + 1,05 \frac{M_1}{M_2} + 0,3 \left(\frac{M_1}{M_2} \right)^2 = 1,75 \text{ vì } M_1 = 0$$

$$\frac{L}{r_T} = \frac{500}{11,52} = 43 \text{ nhỏ hơn } \sqrt{\frac{102000 \times 1,75}{36}} = 70,1$$

Ứng suất cho phép trong ô này do điều kiện oằn bên

$$F_b = 0,6 F_y = 21,6 \text{ ksi}$$

Ứng suất uốn cho phép trong cánh nén bị chiết giảm

$$F'_b = 21,6 \times 0,968 = 20,9 \text{ ksi} = 14,42 \text{ kN/cm}^2 > f_b, \text{ đạt.}$$

3. Sườn

a. Sườn chịu lực : cần có tại các gối tựa và bên dưới tải trọng tập trung. Việc thiết kế các loại sườn này sẽ được xét trong tập II về thiết kế kết cấu nhà.

b. Sườn trung gian :

Kiểm tra ứng suất cắt trong ô đầu tiên khi không có sườn :

$$\frac{h}{t} = 212,5 ; \frac{a}{h} = \frac{500}{170} = 2,94 ;$$

$$k_v = 5,34 + \frac{4}{2,94^2} = 5,80 ;$$

$$C_v = \frac{45000k_v}{F_y(h/t)^2} = \frac{45000 \times 5,80}{36(212,5)^2} = 0,16 < 0,8$$

Ứng suất cắt cho phép

$$F_v = \frac{F_y}{2,89} C_v = 36 \times \frac{0,16}{2,89} = 1,99 \text{ ksi} = 1,38 \text{ kN/cm}^2$$

Ứng suất cắt lớn nhất : $f_v = \frac{V}{A_v} = \frac{580}{136} = 4,26 \text{ kN/cm}^2$, lớn hơn ứng suất cho phép.

Vậy cần có sườn.

Trong ô biên không cho phép xét trường lực kéo, khoảng cách sườn trung gian đầu tiên được chọn sao cho đảm bảo ứng suất cắt cho phép không nhỏ hơn ứng suất cắt lớn nhất:

$$F_v = 4,26 \text{ kN/cm}^2 = 6,18 \text{ ksi.}$$

$$6,18 = \frac{36}{2,89} C_v \rightarrow C_v = 0,496 = \frac{45000(k_v)}{36(212,5)^2}$$

$$k_v = 17,92 = 4 + \frac{5,34}{(a/h)^2}.$$

$$\left(\frac{a}{h}\right)^2 = 0,62 \rightarrow \frac{a}{h} = 0,38 \rightarrow a = 105 \text{ cm.}$$

Dùng $a = 100 \text{ cm}$.

Kiểm tra bố trí thêm các sườn khác :

Lực cắt tại sườn trung gian đầu tiên :

$$V = 580 - (40 \times 1) = 540 \text{ kN} ; f_v = \frac{540}{136} = 3,97 \text{ kN/cm}^2$$

Khoảng cách giữa sườn này và sườn bên dưới tải trọng tập trung :

$$a = 500 - 100 = 400 \text{ cm}$$

$$\frac{a}{h} = \frac{400}{170} = 2,35$$

$$k_v = 5,34 + \frac{4}{2,35^2} = 6,06 ; C_v = \frac{45000 \times 6,06}{36 \times 212,5^2} = 0,167 < 0,8$$

$$F_v = \frac{36}{2,89} 0,167 = 2,08 \text{ ksi} = 1,64 < f_v = 3,97 \text{ kN/cm}^2.$$

Vậy cần có một sườn trung gian, giả thiết tại trung điểm của ô :

$$a = \frac{400}{2} = 200 \text{ cm} ;$$

$$\frac{a}{h} = \frac{200}{170} = 1,17 ;$$

$$k_v = 5,34 + \frac{4}{1,17^2} = 8,26 ; C_v = \frac{45000 \times 8,26}{36 \times 212,5^2} = 0,227 < 0,8$$

$$F_v = \frac{36}{2,89} 0,227 = 2,82 \text{ ksi} = 1,95 < f_v = 3,97 \text{ kN/cm}^2.$$

Tại đây, nên xét thêm tác dụng của trường lực kéo để tăng ứng suất cắt cho phép theo công thức (G5-1). Tỷ số $a/h = 1,17$ không vượt quá tỷ số tối đa cho trong (6-6) :

$$\frac{a}{h} = 1,17 \leq \frac{260}{(h/t)^2} = \frac{260}{212,5^2} = 1,49 \text{ và } a/h \leq 3,0$$

$$F_v = \frac{F_y}{2,89} \left[0,227 + \frac{1 - 0,227}{1,15\sqrt{1 + (1,17)^2}} \right] = 8,26 \text{ ksi} = 5,7 \text{ kN/cm}^2$$

$F_v > f_v$, đạt

c. Kết hợp ứng suất kéo và cắt : Kiểm tra ứng suất kết hợp trong ô trường lực kéo, tại vị trí lực tập trung :

$$V = 380 \text{ kN} ; M = 2400 \text{ kNm}$$

$$f_v = \frac{380}{136} = 2,79 \text{ kN/cm}^2 ;$$

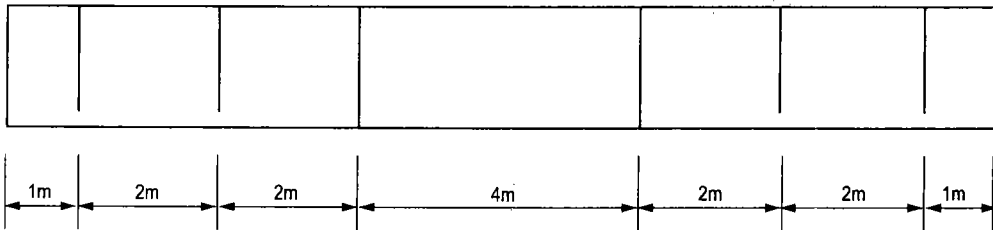
Ứng suất cho phép về kéo khi uốn theo (6-12):

$$F_b = \left(0,825 - 0,375 \frac{f_v}{F_v} \right) F_y = \left(0,825 - 0,375 \frac{2,79}{5,7} \right) 36 = 23,08 \text{ ksi}$$

$$\leq 0,60F_y = 21,6 \text{ ksi.}$$

$$F_b = 15,91 > f_b = 11,06 \text{ kN/cm}^2, \text{ đạt}$$

Bố trí các sườn như hình vẽ sau



d. Kích thước sườn trung gian :

Diện tích cần thiết của sườn trung gian loại bản đơn, theo (6-11) :

$$A_{st} = \frac{1 - C_v}{2} \left[\frac{a}{h} - \frac{(a/h)^2}{\sqrt{1 + (a/h)^2}} \right] YDht_w$$

$$A_{st} = \frac{1 - 0,227}{2} \left[1,17 - \frac{1,17^2}{\sqrt{1 + 1,17^2}} \right] 2,4 \times 170 \times 0,8 = 35,3 \text{ cm}^2$$

Diện tích này có thể giảm đi theo tỉ số $\frac{f_v}{F_v} = \frac{3,97}{5,70}$, vậy

$$A_{st} = 35,3 \frac{3,97}{5,70} = 24,6 \text{ cm}^2$$

Dùng 180×24 , $A_{st} = 25,2 \text{ cm}^2$

Kiểm tra tỉ số rộng trên dày :

$$\frac{b_s}{t_s} = \frac{180}{24} = 12,8 < \frac{95}{\sqrt{F_y}} = \frac{65}{\sqrt{36}} = 15,8, \text{ đạt}$$

Kiểm tra mômen quán tính :

$$I_s = \frac{1}{3} 1,4 \times 18^3 = 2722 \text{ cm}^4 > \left(\frac{h}{50} \right)^4 = \left(\frac{170}{50} \right)^4 = 133 \text{ cm}^4, \text{ đạt.}$$

Vì dùng sườn là bản đơn, sườn phải được hàn với cánh nén và với bụng. Chiều dài đường hàn bụng tối thiểu phải là : $170 - (6 \times 1) = 164 \text{ cm}$.

Chương 7

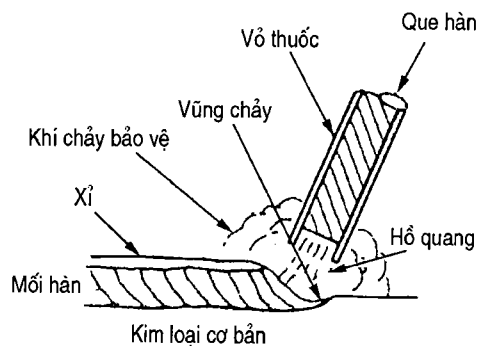
LIÊN KẾT HÀN VÀ LIÊN KẾT BULÔNG

I. HÀN

1.1. Nhắc lại về các phương pháp hàn cơ bản và vật liệu hàn

1. **Hàn hồ quang tay (Shielded metal arc welding - SMAW).** Trong phương pháp này. Que hàn có lớp thuốc bọc được gắn vào kim hàn để tạo mạch điện liên, hồ quang nảy ra giữa que hàn và kim loại cần hàn và phát nhiệt. Kim loại que hàn được chuyển dần sang kim loại cơ bản để thành kim loại đắp và que hàn cháy mòn dần. Thuốc bọc cháy trong hồ quang tạo nên một vầng khí bảo vệ, vầng khí này đẩy không khí đi và do đó bảo vệ kim loại lỏng không tiếp xúc với ôxy và nitơ của không khí. Thuốc bọc cũng tạo nên một vỏ xỉ nổi trên mặt vũng chảy và mối hàn đang nguội rắn lại để tiếp tục bảo vệ mối hàn không tiếp xúc với không khí.

Vật liệu que hàn của phương pháp này được quy định trong Quy định kĩ thuật của AWS (American Welding Society – Công ty Hàn Hoa kì) : Mỗi que hàn được kí hiệu bằng một mã số EXXXXX trong đó E chỉ que hàn (electrode) và mỗi chữ X là một con số. Hai hoặc ba số đầu là cường độ bền kéo theo ksi của kim loại hàn. Số tiếp theo chỉ vị trí mà que hàn có thể hàn được : số 1 nghĩa là mọi vị trí, số 2 là chỉ có mối hàn nằm và hàn ngang, số 3 là chỉ có hàn nằm. Số cuối cùng chỉ loại thuốc bọc, loại dòng điện, v.v. Để hàn các kim loại cơ bản thông dụng (A36, A570, A572, A709, A588), nên dùng que hàn E60XX, E70XX. Các loại que khoẻ hơn E80XX, E100XX và E110XX được dùng để hàn thép cấp 65 và cao hơn : A572 cấp 65, A514 cấp 90 và 100, A709 cấp 100.



Hình 7.1. Hàn hồ quang tay SMAW

2. **Hàn hồ quang chìm (Submerged arc welding - SAW)** (hình 7-2). Trong phương pháp này, dây hàn trần được cấp đều đặn tự động qua một đầu hàn để duy trì chiều dài hồ quang không đổi. Bảo vệ mối hàn bằng một lớp phủ thuốc dạng hạt nóng chảy được ; thuốc được rải trên chỗ hàn với lượng đủ để hồ quang hoàn toàn cháy chìm trong thuốc,

thuốc nóng chảy tạo nên một lớp vỏ xỉ bên trên mối hàn. Phương pháp hàn này có tốc độ rất nhanh và tạo ra mối hàn chất lượng cao.

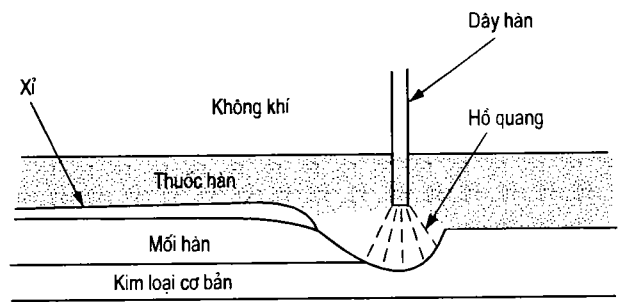
AWS xếp loại từng cặp thuốc hàn và dây hàn đi với nhau. Chúng được kí hiệu bởi chữ F theo sau là hai con số chỉ cường độ bền kéo và cường độ chịu va đập của mối hàn, cuối cùng là

nhóm EXXX để phân cấp que hàn. Đối với các kim loại cơ bản (A36, A570, A572, A709, A588), thì dùng cặp dây thuốc F6X-EXXX và F7X-EXXX. Đối với thép cấp 65 và cao hơn (A572 cấp 65, A514 cấp 90 và 100, A709 cấp 100), thì các cặp F8X-EXXX, F10X-EXXX, và F11X-EXXX là phù hợp.

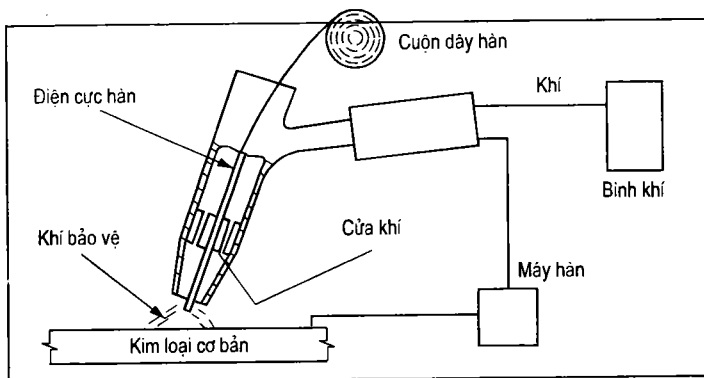
3. Hàn hồ quang trong khí bảo vệ (Gas metal arc welding - GMAW). Phương pháp này không dùng thuốc hàn. Hồ quang và khu vực hàn được bảo vệ khỏi khí trời bằng một hỗn hợp khí trơ (argon, khí cacbôníc, v.v.) nặng hơn không khí. Dây hàn là cuộn liên tục được cấp qua mỏ hàn có hình khẩu súng (hình 7-3). Ưu điểm của phương pháp này là tốc độ hàn nhanh, bảo vệ hoàn toàn mối hàn lỏng khỏi các chất có hại của không khí khiến mối hàn bền hơn, dẻo hơn và chịu ăn mòn tốt hơn. Vật liệu hàn trong phương pháp này được kí hiệu bởi AWS như sau: ER70S-X dùng cho thép cơ bản thông thường, trong đó 70 là cường độ bền kéo của kim loại hàn đắp, bằng ksi, S là solid (vật rắn) còn chữ cuối cùng để chỉ thành phần hoá học; ER80S, ER100S và ER110S dùng cho thép cấp cao hơn.

4. Hàn dây lõi thuốc (Flux-cored arc welding - FCAW). Trong phương pháp này, dây hàn rỗng chứa thuốc bên trong, được cấp xuống tự động. Thuốc trong lõi chảy tạo nên vỏ xỉ mỏng bảo vệ kim loại hàn nóng chảy. Hàn lõi thuốc là phương pháp tiện lợi

cho hàn trên công trường khi thời tiết xấu. Mối hàn có cường độ bền đứt tối thiểu 60 ksi được tạo bằng dây hàn số hiệu E6XT hay E7XT (cường độ bề lẫn lượt là 60 và 70 ksi); để có mối hàn cường độ chảy trên 60 ksi thì dùng dây hàn E8XT, E10XT và E11XT, lần lượt có cường độ bền kéo là 80, 100 và 110 ksi.



Hình 7-2. Hàn hồ quang chìm SAW



Hình 7-3. Hàn trong khí bảo vệ GMAW

Nói chung, vật liệu thép của dây hàn hay que hàn phải có đặc trưng cơ học ngang với kim loại cơ bản, khi đó người ta gọi là vật liệu hàn *phù hợp*. Bảng 7-1 cho vật liệu hàn phù hợp đối với một số thép kết cấu của ASTM

Bảng 7-1. Yêu cầu kim loại hàn phù hợp với kim loại cơ bản

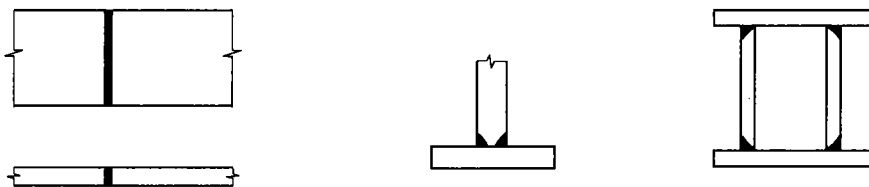
Thép cơ bản	Phương pháp hàn			
	Hàn hồ quang tay (SMAW)	Hàn hồ quang chìm (SAW)	Hàn hồ quang trong khí bảo vệ (GMAW)	Hàn dây lõi thuốc (FCAW)
ASTM A36, A53 Cấp B, A500, A501, A529	E60XX hay E70XX	F6X hay F7X-EXXX	ER70S-X	E6XT-X hay E70T-X
A242, A572 Cấp 42 và 50, A588, A709 Cấp 50	E70XX	F7X-EXXX	ER70S-X	E7XT-X
A572 Cấp 60 và 65	E80XX	F8X-EXXX	ER80S	E8XT
A514 và A709 Cấp 100, trên 2 ½ in.	E100XX	F10X-EXXX	ER100S	E10XT
A514 và A709 Cấp 100, 2 ½ in. và nhỏ hơn	E110XX	F11X-EXXX	ER110S	E11XT

1.2. Các loại mối hàn

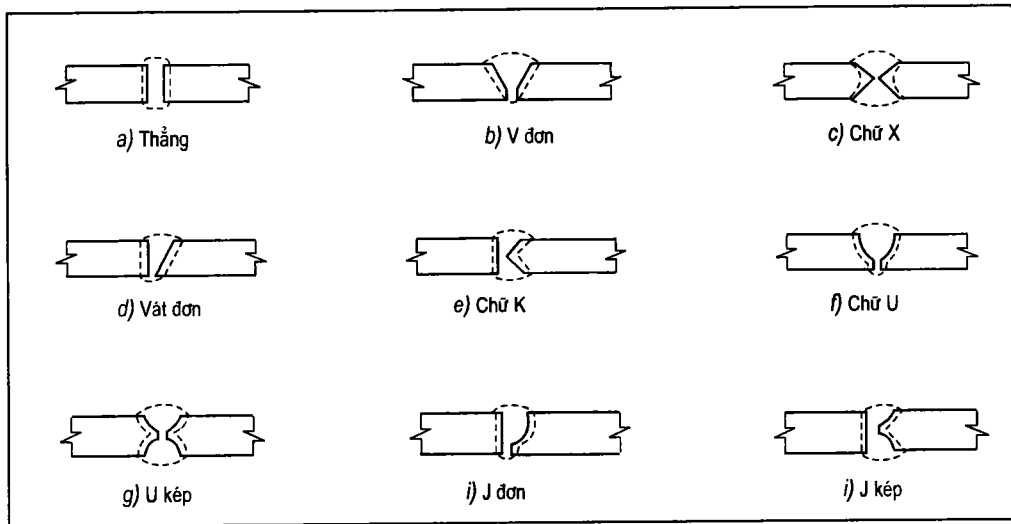
Hai loại mối hàn chính được dùng trong kết cấu thép là mối hàn rãnh và mối hàn góc. Các loại khác ít dùng hơn : hàn khe và hàn điểm.

1. Mối hàn rãnh (còn gọi là mối hàn đối đầu). Số lượng chiếm khoảng 15% lượng hàn kết cấu, mối hàn rãnh được dùng chủ yếu để nối các cấu kiện nằm trong cùng một mặt phẳng (mối nối đối đầu hình 7-4a). Khi mối hàn rãnh được dùng để truyền toàn bộ tải trọng từ cấu kiện được nối, nó phải có cùng bề dày với các cấu kiện. Mối hàn này gọi là hàn *thấu suốt*. Nếu mối hàn không phủ hết bề dày cấu kiện thì được gọi là *thấu không suốt*.

Phần lớn mối hàn rãnh yêu cầu phải gia công mép bản thép và sẽ được đặt tên theo hình mép gia công, như vẽ ở hình 7-5. Việc chọn hình thức mối hàn rãnh thích hợp phụ thuộc vào phương pháp hàn được sử dụng, chi phí vát mép và chi phí hàn. Quy phạm AWS , AISC cho chi tiết các mối hàn rãnh nhằm đảm bảo cho kim loại hàn có thể đắp và chảy cùng với kim loại gốc và như vậy không cần thí nghiệm hay thẩm định gì thêm để chứng tỏ là chúng đã hợp cách. Mối hàn rãnh cũng có thể được dùng trong liên kết chữ T như ở hình 7.4, b.



Hình 7-4. Các loại liên kết dùng mối hàn đối đầu



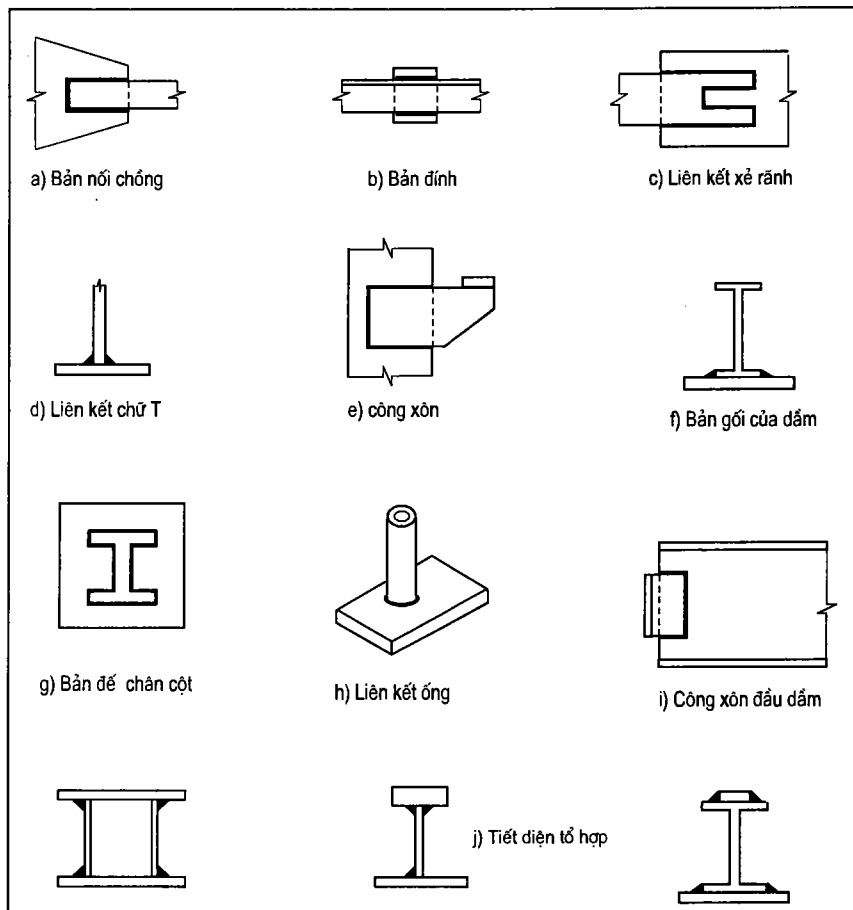
Hình 7-5. Các loại mối hàn đối đầu

2. Mối hàn góc

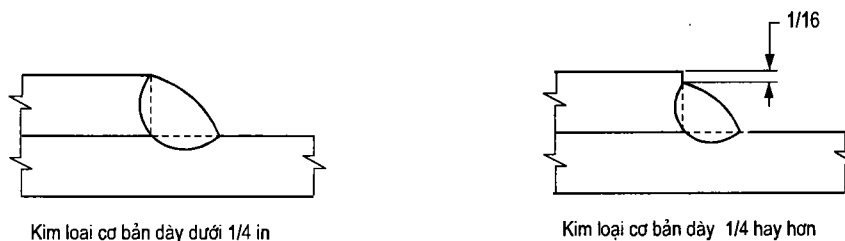
Mối hàn góc tiết kiệm, dễ chế tạo nên được dùng rộng rãi nhất : khoảng 80% kết cấu hàn. Mối hàn góc áp dụng nhiều trong mối nối chồng, cũng như trong các trường hợp khác (hình 7-6). Các mặt của mối hàn tiếp xúc với cấu kiện gọi là cạnh mối hàn. Hai cạnh mối hàn thường bằng nhau. Chiều dài cạnh gọi là *bề dày* mối hàn. Bề dày lớn nhất và nhỏ nhất được phép của mối hàn góc được quy định theo AWS . Khi bề dày mép cấu kiện là 6,5 mm trở lên, bề dày tối đa của mối hàn nhỏ hơn bề dày kim loại là 2 mm. Khi bề dày mép cấu kiện là dưới 6,5 mm, bề dày mối hàn có thể bằng bề dày kim loại (xem hình 7-7). Nhưng mối hàn góc quá nhỏ so với bề dày cấu kiện sẽ bất lợi : lượng nhiệt khi hàn mối nhỏ không đủ để truyền sâu vào kim loại dày ; sự tương phản giữa mối hàn nóng và vật liệu nguội có thể gây ứng suất kéo và làm nứt mối hàn. Để tránh tình trạng này, Quy phạm quy định bề dày nhỏ nhất của mối hàn tùy theo bề dày lớn nhất của cấu kiện được hàn, như cho trong bảng dưới đây :

Quy phạm AISC cũng giới hạn bề dài hữu hiệu nhỏ nhất của mối hàn để xét đến các chỗ lõm ở đầu và cuối mối hàn : bằng bốn lần bề dày danh nghĩa. Nếu điều này không thoả mãn, trong tính toán chỉ xét bề dày mối hàn lấy bằng một phần tư bề dài của nó.

Bề dày lớn nhất của kim loại cơ bản (mm)	Bề dày tối thiểu của mối hàn góc (mm)
6,4	3
12,7	5
19	6
Trên 19	8



Hình 7.6. Áp dụng điển hình mối hàn góc



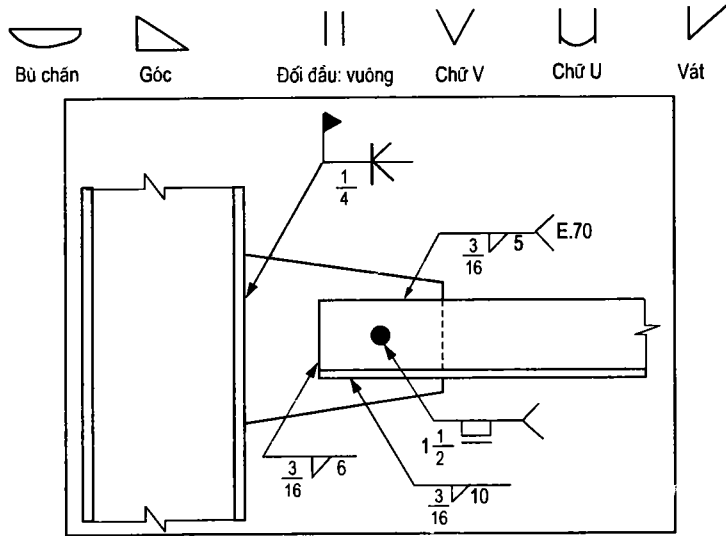
Hình 7-7. Bề dày tối đa của mối hàn góc dọc theo mép

1.3. Kí hiệu hàn

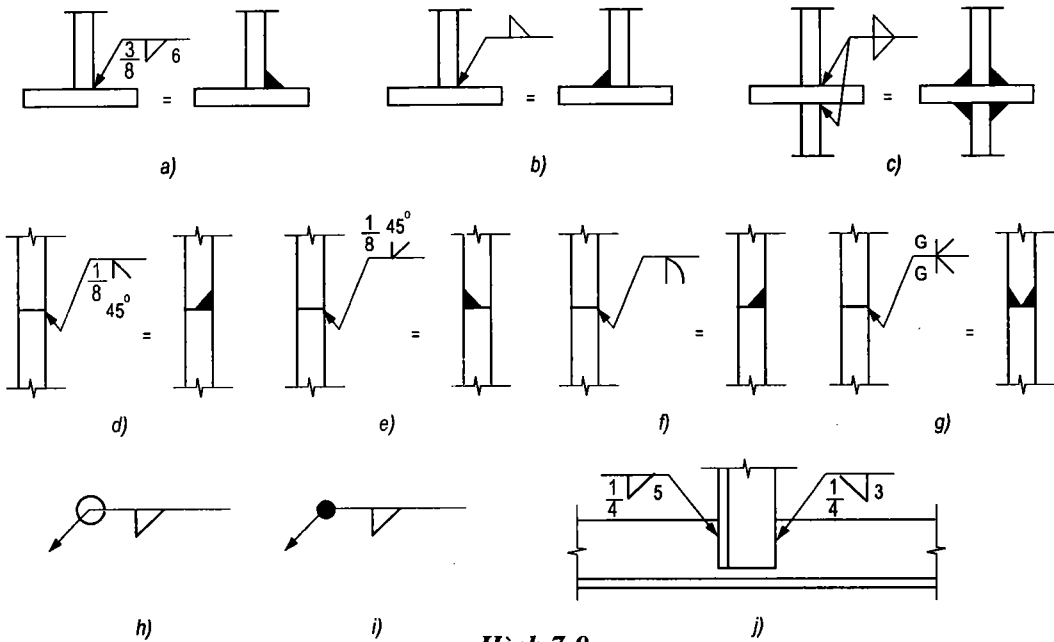
Trên bản vẽ, loại mối hàn, bề dày, bề dài và vị trí mối hàn cũng như các chỉ dẫn khác phải được thể hiện rõ ràng để thông tin cho nhà chế tạo. Dưới đây trình bày các cách kí hiệu mối hàn cũng như cách ghi vị trí các thông tin trên hình vẽ, theo quy định của AWS.

Mối hàn góc được vẽ bằng một hình tam giác và mối hàn rãnh được vẽ bằng một kí hiệu chỉ rõ loại rãnh (xem phần trên của hình 7-8). Kí hiệu mối hàn được vẽ dọc một

đường chuẩn có mũi tên chỉ vào mối liên kết. Nếu kí hiệu đặt bên dưới đường chuẩn, có nghĩa là mối hàn được đắp vào phía mối liên kết mà mũi tên chỉ vào (gọi là phía mũi tên). Nếu kí hiệu đặt bên trên đường chuẩn, có nghĩa là mối hàn được đắp vào phía bên kia của mối liên kết (gọi là phía bên kia). Dọc theo đường chuẩn ghi lần lượt bề dày, loại mối hàn, bề dài và khoảng cách mối hàn. Bên trên hoặc bên dưới kí hiệu hàn ghi lần lượt: khoảng hở ở chân mối hàn, góc vát, bề mặt (phẳng hay vòng) và cách hoàn thiện. Cuối của đường chuẩn là ghi các quy định kĩ thuật, phương pháp hàn và các thông tin khác (xem ví dụ ở hình 7-8). hình 7-9 cho một số ví dụ liên kết thông dụng và kí hiệu mối hàn; các liên kết này không yêu cầu có chỉ dẫn gì đặc biệt nên chỉ được thể hiện như ở hình vẽ.



Hình 7-8. Kí hiệu tiêu chuẩn của mối hàn và ví dụ thể hiện một mối liên kết



Hình 7-9

1.4. Cường độ mối hàn

1. Diện tích hữu hiệu của mối hàn

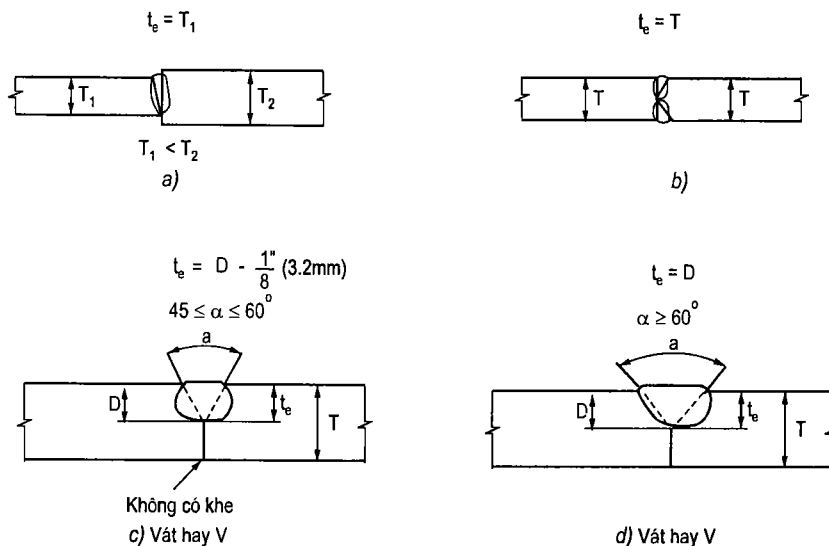
Cường độ của mối hàn được tính theo diện tích hữu hiệu của nó. Diện tích hữu hiệu của mối hàn rãnh hay hàn góc là tích số của bề dày làm việc t_e nhân với chiều dài mối hàn. Bề dày làm việc (còn gọi là *họng*) là phần bề dày được giả thiết là hữu hiệu để truyền lực.

Mối hàn rãnh (hình 7-10): họng t_e của mối hàn thấu suốt là bề dày của cấu kiện mỏng hơn được hàn nối. Với mối hàn rãnh không thấu suốt thì họng là bằng hoặc nhỏ hơn bề sâu vát mép : rãnh vát lệch hay chữ V với góc mở ở chân mối hàn nhỏ hơn 60° nhưng không nhỏ hơn 45° , thì họng là bề sâu rãnh trừ đi $1/8$ in ; khi góc mở là 60° hay hơn thì họng là bằng toàn bộ bề sâu vát mép.

Mối hàn góc (hình 7-11) : họng t_e của mối hàn góc chính là khoảng cách ngắn nhất từ chân đến mặt mối hàn. Khi cạnh mối hàn là bằng nhau và bằng a thì họng t_e là $0,707a$. Nếu mối hàn góc là không đối xứng với cạnh không bằng nhau thì giá trị t_e phải tính theo hình dạng hình học của tiết diện mối hàn. Nếu hàn góc bằng phương pháp hồ quang chìm, thì do chất lượng cao hơn nên họng được lấy như sau :

- Mối hàn góc có cạnh bằng hoặc nhỏ hơn $3/8$ in. (9,5 mm), họng t_e được lấy bằng bề dày, tức là cạnh a .

- Mối hàn góc có cạnh lớn hơn $3/8$ in. (9,5 mm), họng t_e được lấy bằng kích thước họng lí thuyết cộng thêm $0,11$ in. (2,8 mm), nghĩa là $0,707a + 0,11$.



Hình 7-10



Hình 7-11

2. Độ bền danh nghĩa của mối hàn

Mối hàn phải có kích thước tùy thuộc tải trọng truyền qua và phải làm bằng vật liệu hàn phù hợp. Thép của que hàn cần có cùng tính năng với thép cơ bản. Khi tính năng các vật liệu này là tương hợp với nhau, kim loại hàn được gọi là phù hợp (xem bảng 7.1 về vật liệu hàn phù hợp). Mối hàn rãnh truyền lực giống như trong cấu kiện được hàn. Mối hàn góc thì truyền lực bằng ứng suất cắt qua diện tích hữu hiệu, bất kể phương hướng của mối hàn trong mối liên kết.

Mối hàn rãnh thấu suốt bề dày được coi là có cùng độ bền tại diện tích hữu hiệu ngang với cấu kiện được liên kết. Độ bền danh nghĩa của mối hàn được tính theo sự chảy của kim loại cơ bản, như sau :

$$\text{khi kéo và nén : } R_{nw} = l_e F_y \quad (7-1)$$

$$\text{khi cắt : } R_{nw} = l_e (0,60 F_y) \quad (7-2)$$

Trong đó l = chiều dài mối hàn ; l_e = hống hữu hiệu ; F_y = ứng suất chảy của kim loại cơ bản .

Lưu ý rằng $(0,60 F_y)$ ứng suất chảy khi cắt, được lấy gần đúng là 2/3 hay 0,6 của ứng suất chảy pháp tuyến.

Độ bền R_{nw} của mối hàn góc được tính trên giả thiết là phá hoại do cắt trên diện tích hữu hiệu, bất kể ứng suất cắt được truyền song song hay vuông góc với trục của mối hàn. Giá trị của R_{nw} có thể được viết là:

$$R_{nw} = l_e (0,60 F_{EXX}) \text{ kim loại hàn} \quad (7-3)$$

$$R_{nw} = l_e (0,60 F_u) \text{ kim loại cơ bản} \quad (7-4)$$

1.5. Ứng suất cho phép của mối hàn

Tổng tải trọng khi làm việc không được lớn hơn độ bền danh nghĩa chia cho hệ số an toàn:

$$R \leq \frac{R_{nw}}{FS}$$

Chia cả hai vế của phương trình cho diện tích hữu hiệu, số hạng đầu cho ứng suất làm việc, số hạng sau cho ứng suất cho phép F của mối hàn :

$$f = \frac{R}{lt_e} \leq F = \frac{R_{nw}}{lt_e FS}$$

hay $f = \frac{R}{lt_e} \leq F$ (7-5)

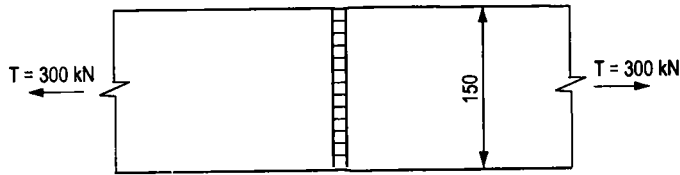
Ứng suất cho phép của mối hàn được cho trong bảng J2.5 của AISC/ASD, được dịch in dưới đây như sau :

Trích bảng J2.5 của AISC: Ứng suất cho phép của mối hàn

Loại mối hàn và ứng suất	Ứng suất cho phép	Độ bền hàn yêu cầu
<i>Mối hàn rãnh thấu suốt</i>		
Kéo vuông góc với diện tích hữu hiệu	Như kim loại cơ bản	Phải dùng kim loại hàn phù hợp
Nén vuông góc với diện tích hữu hiệu	Như kim loại cơ bản	Có thể dùng kim loại hàn với cường độ bằng hoặc thấp hơn kim loại hàn phù hợp
Kéo hay nén song song với trục mối hàn	Như kim loại cơ bản	
Cắt trên diện tích hữu hiệu	0,3 × cường độ kéo danh nghĩa của kim loại hàn	
<i>Mối hàn rãnh không thấu suốt</i>		
Nén vuông góc với diện tích hữu hiệu	Như kim loại cơ bản	Có thể dùng kim loại hàn với cường độ bằng hoặc thấp hơn kim loại hàn phù hợp
Kéo hay nén song song với trục mối hàn	Như kim loại cơ bản	
Cắt song song với trục mối hàn	0,3 × cường độ kéo danh nghĩa của kim loại hàn	
Kéo vuông góc với diện tích hữu hiệu	0,3 × cường độ kéo danh nghĩa của kim loại hàn, ngoài ra ứng suất kéo trên kim loại cơ bản không được quá 0,6 × ứng suất chảy của kim loại cơ bản	
<i>Mối hàn góc</i>		
Cắt trên diện tích hữu hiệu	0,3 × cường độ kéo danh nghĩa của kim loại hàn	Có thể dùng kim loại hàn với cường độ bằng hoặc thấp hơn kim loại hàn phù hợp
Kéo hay nén song song với trục mối hàn	Như kim loại cơ bản	

Thí dụ 7-1.

Chọn bề dày của bản thép A572 cấp 50 và que hàn phù hợp cho mối nối hàn rãnh chữ V trong hình vẽ sau .



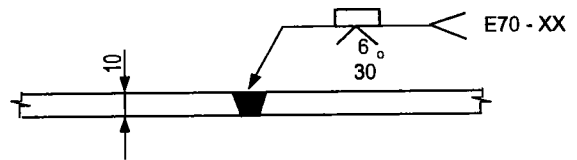
Ứng suất cho phép trong bản thép : $F_t = 0,6 F_y = 30 \text{ ksi}$ hay $20,68 \text{ kN/cm}^2$

Tiết diện hữu hiệu : $A_e = tl$.

Ứng suất làm việc : $f = \frac{T}{tl} \leq F_t$

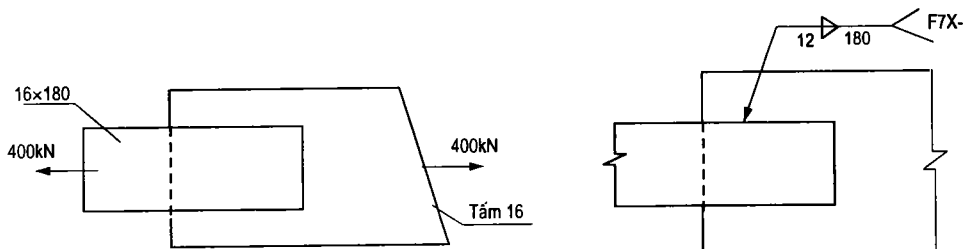
Do đó bề dày cần thiết : $t = \frac{T}{lF_t} = \frac{300}{15 \times 20,68} = 0,97 \text{ cm}$. Dùng 10 mm.

Theo bảng 7-1. chọn dùng que hàn E70XX. Theo sách Chỉ dẫn của AISC , chọn dùng mối hàn đã được thẩm định rãnh chữ V mang kí hiệu B-U2a (B = butt joint, mối nối đối đầu ; U = unlimited thickness bề dày bản không hạn chế). Mối hàn này cần tẩm lót phía dưới. Chỉ tiết và kí hiệu hàn được cho trên hình vẽ:



Thí dụ 7-2

Xác định bề dày và chiều dài của mối hàn góc của liên kết chồng, dùng phương pháp hàn hồ quang chìm (SAW). Thép A36 .



Bề dày giới hạn của mối hàn : $a_{min} = 6 \text{ mm}$

$$a_{max} = 16 - 2 = 14 \text{ mm}$$

Dùng 12 mm. Vì bề dày danh nghĩa là lớn hơn 3/8 in. hay 9,5 mm, bề dày làm việc (hạng) là bằng hạng lí thuyết cộng với 0,11 in hay 3 mm :

$$t_e = (0,707 \times 12) + 3 = 11,5 \text{ mm}$$

Theo bảng 7-1, dùng cặp thuốc và dây hàn F6X-EXXX. Ứng suất cho phép $F = 0,3 \times 60 = 18 \text{ ksi} = 12,4 \text{ kN/cm}^2$.

$$\text{Tổng chiều dài yêu cầu : } L = \frac{400}{1,15 \times 12,4} = 28 \text{ cm ; dùng mỗi bên } 14 \text{ cm.}$$

Kiểm tra khả năng chịu cắt của bản mã dọc mối hàn. Ứng suất cắt cho phép $F_v = 0,4F_y = 0,4 \times 36 = 14,4 \text{ ksi} = 9,93 \text{ kN/cm}^2$.

Ứng suất cắt dọc mối hàn :

$$f_v = \frac{400}{2 \times 1,6 \times 14} = 8,93 \text{ kN/cm}^2 < F_v, \text{ đạt.}$$

II. BULÔNG VÀ LIÊN KẾT BULÔNG

2.1. Các loại bulông và liên kết bulông

1. Các loại bulông. Kết cấu thép thường dùng hai loại bulông là bulông thường và bulông cường độ cao.

Bulông thường được dùng chủ yếu trong kết cấu nhẹ, kết cấu thứ yếu, các cấu kiện giằng, xà gỗ, dầm tường, dàn nhỏ và kết cấu tương tự khác mà tải trọng là không lớn và tĩnh. Chúng làm bằng thép cacbon thấp, ví dụ ASTM A307, với độ bền kéo không nhỏ hơn 60 ksi. Bulông thường có nhiều loại đầu và đai ốc (lục giác, vuông).

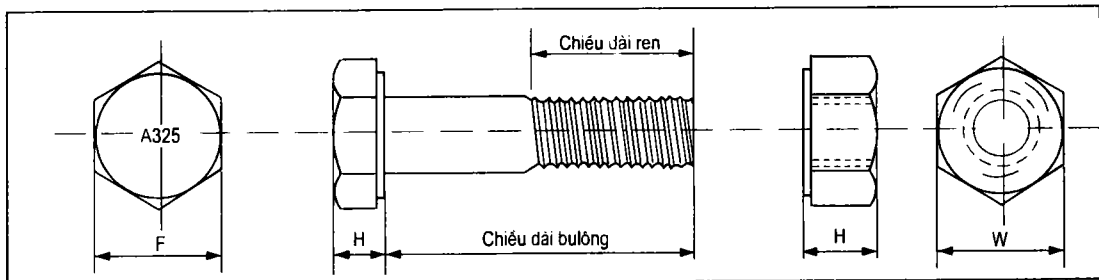
Bulông cường độ cao làm bằng thép cacbon vừa, nhiệt luyện như A325 và thép hợp kim thấp A490. Cũng dùng thép A449 tôi và ram cho bulông lớn hơn 1 ½ in, cho thanh có ren răng và bulông neo. Cường độ kéo của các thép này thay đổi theo đường kính như cho trong Bảng 7-2. Phạm vi đường kính là từ 1/2 in (12 mm) đến 1 ½ in (36 mm) (3 in. or 76,2 mm đối với A449). Đường kính thông dụng nhất trong kết cấu nhà là 1/2 in (18 mm) và 7/8 in (22 mm).

Bảng 7-2. Tính chất của bulông

Tên thép theo ASTM	Đường kính bulông in. (mm)	Cường độ kéo tối thiểu, ksi (kN/cm ²)	Cường độ chảy tối thiểu ksi (kN/cm ²)
Thép cacbon thấp A307	1/4 đến 4 (6,4 đến 10,4)	60 (41,3)	–
Thép cường độ cao A325	1/2 đến 1 (12,7 đến 25,4)	120 (82,5)	92 (63,5)
	1 1/8 đến 1 ½ (18,6 đến 38,1)	105 (72,5)	81 (56)
Thép tôi và ram A449	1 ¾ đến 3 (6,4 đến 76,2)	90 (63,5)	58 (40)
Thép hợp kim A490	½ đến 1 ½ (12,7 đến 38,1)	150 (103,5)	130 (89,5)

Bulông cường độ cao có mã bulông và đai ốc thuộc loại lớn, có ghi tên thép theo ASTM ở trên mũ như vẽ ở hình 7-12. Phần lớn bulông cường độ cao được xếp vào loại 1, loại đặc biệt được xếp vào loại 3 làm bằng thép có độ chống ăn mòn cao. Bulông loại 3 có một đường kẻ dưới tên thép viết trên mũ bulông, ví dụ A325.

Theo quy ước quốc tế thì mọi loại bulông đều được xếp theo các cấp độ bền. Kết cấu nhà thường dùng bulông thường cấp 4.6 và bulông cường độ cao 8.8 hay 10.9.

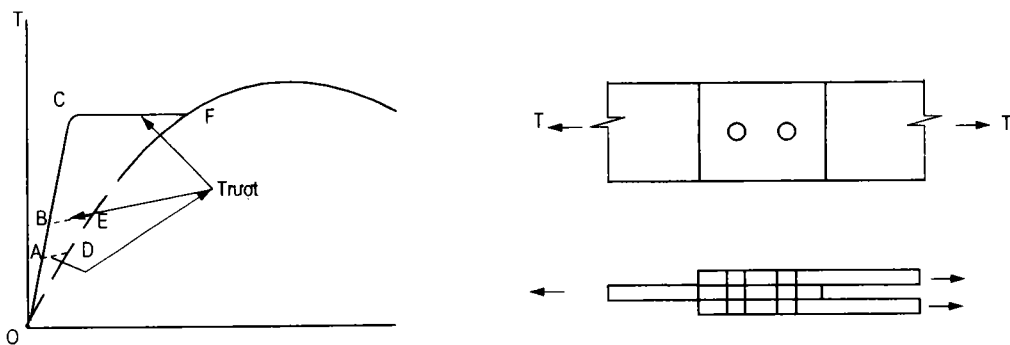


Hình 7-12

2. Liên kết bulông

Ta xét sự làm việc của liên kết bulông ở hình 7-13, chịu lực kéo. Khi mới đặt tải, lực truyền từ phần tử này sang phần tử kia nhờ lực ma sát giữa các mặt tiếp xúc. Đến một giá trị tải nào đó, sẽ xảy ra trượt (A, hoặc B, hoặc C), tùy thuộc độ lớn của lực xiết và sự ma sát trên mặt tiếp xúc. Sau khi trượt, tải trọng được truyền từ phần tử này sang phần tử kia bằng sự tì ép của bulông trên thành lỗ và bằng sự cắt của bulông tại mặt phẳng trượt.

Người ta phân biệt hai loại liên kết. Loại *liên kết tì ép*, tải trọng được truyền bằng sự cắt và ép lên bulông sau khi xảy ra trượt. Trong loại *liên kết không trượt*, bulông cường độ cao được xiết đến một lực xiết nhất định, đủ lớn để tạo lực ép lớn và lực ma sát giữa các bề mặt tiếp xúc. Liên kết truyền lực bằng sự ma sát giữa các mặt tiếp xúc; lực được truyền nhỏ hơn lực có thể gây trượt nên sẽ không có trượt. Liên kết không trượt (còn gọi là liên kết ma sát) được dùng cho các mối nối có ứng suất thay đổi, chịu va chạm, chịu rung hoặc khi mà không được phép trượt.



Hình 7-13. Sự làm việc của liên kết bulông

Phương pháp lắp vận đương nhiên khác nhau. Trong liên kết tì ép, bulông được xiết đến mức khít chặt. Đó là độ chặt khi mọi bản thép trong liên kết được sát chặt vào nhau, muốn vậy, một công nhân bình thường phải dùng hết sức để quay một clê chuẩn.

Khi dùng liên kết không trượt hoặc khi bulông chịu lực kéo trực tiếp, phải xiết bulông đến lực căng quy định (gọi là xiết hết mức). AISC yêu cầu lực xiết trước phải bằng 70% lực kéo đứt tối thiểu, như được cho trong bảng sau (Bảng J3.7 của AISC/ASD):

Bảng 7-3. Lực căng tối thiểu khi bulông được xiết hết mức

Đường kính		Thép A325, kN	Thép A490, kN
in.	mm		
1/2	12,7	53	67
5/8	15,9	85	107
3/4	19,1	125	156
7/8	22,2	173	218
1	25,4	227	285
1 1/8	28,6	249	356
1 3/4	31,8	316	454
1 3/8	34,9	378	538
1 1/2	38,1	458	658

Có bốn phương pháp để xiết bulông đến lực căng khống chế. Đó là : quay thêm đai ốc, dùng clê đo lực, lắp bulông thay thế và đo lực trực tiếp khi xiết.

Đơn giản nhất là phương pháp *quay thêm đai ốc*. Sau khi bulông đã được xiết đến mức chặt khít, quay thêm đai ốc một khoảng nữa. Lượng quay thêm đai ốc là như sau : một phần ba vòng nếu bulông dài ít hơn bốn lần đường kính, một nửa vòng nếu bulông dài trên bốn lần nhưng ít hơn tám lần đường kính, hai phần ba vòng nếu bulông dài trên tám lần nhưng dưới mười hai lần đường kính. Chú ý là quay thêm một vòng từ mức vận chặt bằng ngón tay sẽ gần tương đương với quay thêm nửa vòng từ mức chặt khít. Độ chặt khít ban đầu có thể khác nhau do điều kiện bề mặt bản thép khác nhau, nhưng điều đó không ảnh hưởng nhiều đến lực căng cuối cùng, vì lực căng yêu cầu chỉ tạo ra khi quay thêm êcu làm bulông dãn nhiều. Phương pháp này sử dụng chìa vận thông thường hoặc chìa vận kiểu đập chạy động cơ.

Phương pháp vận bằng clê đo lực dùng clê tay có đồng hồ hoặc clê máy có điều chỉnh. Clê tay có đồng hồ cho biết mômen xoắn khi vận, nên khống chế được mômen xoắn cần để tạo ra lực căng muốn có. Clê máy thì được chỉnh trước để khi bulông đạt được lực căng quy định thì dừng lại. Các clê phải được kiểm định hàng ngày, với ít nhất ba bulông cho mỗi đường kính. Bên dưới đai ốc hay mũ bulông bị quay khi xiết phải có vòng đệm cứng được nhiệt luyện.

Hai phương pháp sau cùng đòi hỏi phải có các thiết bị và bulông đặc biệt, hiện chưa có ở nước ta.

2.2. Thiết kế liên kết bulông

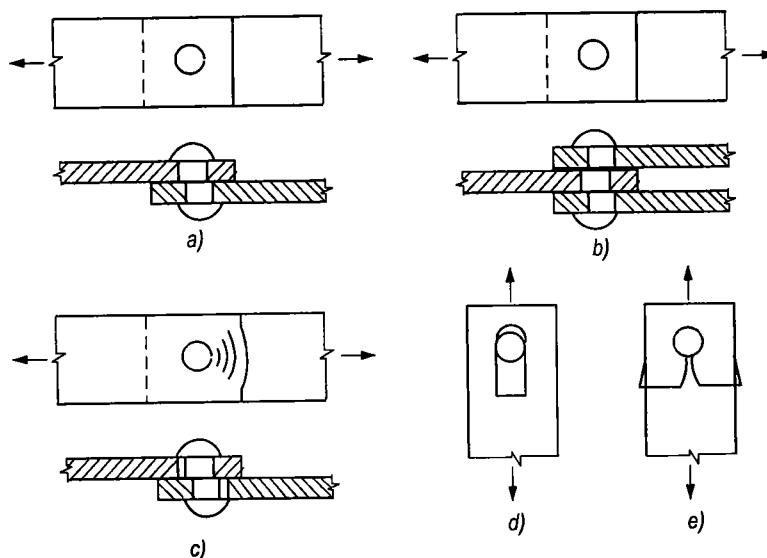
1. Trạng thái giới hạn của liên kết bulông. Như đã nói ở trên, có hai loại liên kết bulông : loại tì ép (dùng bulông thường và cả bulông cường độ cao), loại không trượt (chỉ dùng bulông cường độ cao). Trước hết, cả hai loại liên kết đều được chọn kích thước trên cơ sở sự cắt tại tiết diện nguyên của bulông, nghĩa là độ bền của liên kết khi truyền lực qua mặt cắt giữa các cấu kiện thép là như nhau, dù là liên kết loại tì ép hay loại không trượt. Nhưng liên kết không trượt còn có thêm một điều kiện sử dụng nữa là dưới tải trọng làm việc, không được xảy ra trượt. Trong liên kết tì ép, tải trọng cho phép so với tải trọng làm việc tạo ra một khoảng an toàn chống phá hoại, còn trong liên kết không trượt thì tạo một khoảng an toàn chống trượt.

Các kiểu phá huỷ có thể xảy ra trong liên kết bulông truyền lực vuông góc với thân bulông được vẽ ở hình 7-14.

H a,b : Phá huỷ do cắt, tức là bulông bị cắt dọc theo mặt phẳng trượt. Bulông có thể bị cắt đơn (phá huỷ tại một mặt phẳng), hay bị cắt kép (phá huỷ tại hai mặt phẳng).

H c : Phá huỷ do ép, tức là phá huỷ của bản thép tại thành lỗ, gây bởi sự ép giữa mặt cong hình trụ của thành lỗ và thân bulông.

H c, d : Phá huỷ về rách tức là sự phá huỷ trong bản thép giữa lỗ và mép biên của bản do sự cắt theo phương của tải hoặc vuông góc với tải. Sự phá huỷ này sẽ không xảy ra nếu bulông được đặt cách mép biên bản thép một khoảng khá xa.



Hình 7-14. Các kiểu phá huỷ có thể xảy ra trong liên kết bulông

Quy phạm AISC phân biệt bốn loại lỗ :

- Lỗ tiêu chuẩn : đường kính lỗ lớn hơn đường kính bulông 1/16 in. Lỗ tiêu chuẩn phải được dùng trong mọi liên kết, trừ phi người thiết kế chấp nhận loại khác.

- Lỗ quá lớn : đường kính lỗ lớn hơn đường kính bulông 1/8 đến 5/16 in. Lỗ này được phép dùng trên một tấm bất kì hoặc trên mọi tấm của liên kết không trượt, nhưng không được dùng cho liên kết tì ép. Bên trên lỗ quá lớn của tấm ngoài cùng phải có vòng đệm tì cứng.

- Lỗ rãnh ngắn : bề dài lớn hơn bề rộng 1/8 đến 3/8 in. Lỗ này được phép dùng trên một tấm bất kì hoặc trên mọi tấm của liên kết không trượt, hoặc liên kết tì ép. Chiều dài rãnh trong liên kết tì ép phải vuông góc với phương của tải .

- Lỗ rãnh dài : chiều dài bằng khoảng hai lần bề rộng. Chúng chỉ được phép dùng trên một tấm của liên kết không trượt hoặc liên kết tì ép, tại một mặt tiếp xúc riêng lẻ. Chiều dài rãnh trong liên kết tì ép phải vuông góc với phương của tải .

2. Cường độ danh nghĩa của một bulông

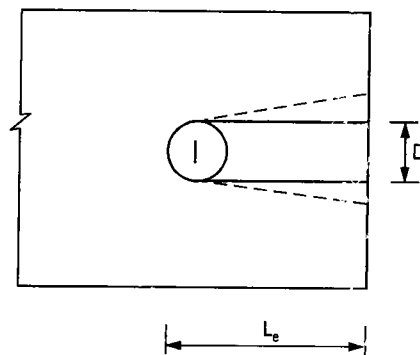
a. Cường độ cắt : Cường độ cắt danh nghĩa của một bulông bằng ứng suất cắt cực hạn τ_u nhân với diện tích nguyên A_b và nhân với số mặt cắt m , tức là

$$R_n = m A_b \tau_u = m A_b (0,60 F_u^b) \quad (7-6)$$

Ứng suất cắt cực hạn τ_u được tìm bằng thực nghiệm vào khoảng 62% cường độ bền kéo ; ở đây dùng hệ số 0,60 thay cho 0,62. Nếu răng ốc nằm trong mặt phẳng cắt thì diện tích tại chân răng ốc sẽ được dùng thay cho A_b . Diện tích tại chân răng được lấy bằng 0,75 diện tích nguyên. Vậy phương trình trên trở thành

$$R_n = m(0,75A_b)(0,60 F_u^b) = 0,45 m A_b F_u^b \quad (7-7)$$

b. Cường độ tì ép : Sự phá huỷ do tì ép liên quan đến sự biến dạng chung quanh lỗ bulông (hình 7-14c). Quy luật biến đổi của ứng suất ép chung quanh chu vi lỗ là phức tạp, khó xác định, tuy nhiên nhằm mục đích đơn giản hoá để thiết kế, sự phân bố ứng suất được giả thiết là đều trên diện tích chữ nhật đi qua đường kính của thân bulông. Còn để xác định cường độ ép thì người ta xét sự phá huỷ do cắt xé rách (hình 7-14,d) rất gần với phá huỷ do ép. Cường độ chịu ép là lực đặt vào cạnh của lỗ để xé rách bản thép. Mặt phá huỷ chạy dọc đường chấm chấm trên hình 7-15, nhưng được thay bằng đường thẳng liên tục, thiên về an toàn. Cường độ danh nghĩa là :



Hình 7-15

$$R_n = 2t \left(L - \frac{d}{2} \right) \tau_u$$

Trong đó τ_u là cường độ cắt của bản thép, được lấy bằng 0,70 cường độ kéo của bản.
Như vậy

$$R_n = 2t \left(L - \frac{d}{2} \right) (0,70F_u) = 1,4 F_u dt \left(\frac{L}{d} - \frac{1}{2} \right)$$

có thể viết gần đúng là

$$R_n = F_u dt \frac{L}{d} = LtF_u \quad (7-8)$$

Theo kinh nghiệm và thông lệ, người ta khuyến nghị khoảng cách tim đến tim của bulông phải ít nhất là 22/3 đường kính. Khi dùng $L = 2,67d$ R_n thành

$$R_n = 3,0 dtF_u$$

Để cho lỗ bulông không bị dãn dài quá, AISC dùng các công thức sau :

Trong lỗ tiêu chuẩn và rãnh ngắn :

$$R_n = 2,4 dtF_u \quad (7-9)$$

Trong rãnh dài vuông góc với tải :

$$R_n = 2,0 dtF_u \quad (7-10)$$

Ứng suất cho phép của bulông

a. Ứng suất cắt. Tải trọng làm việc của một bulông chịu cắt bằng cường độ cắt danh nghĩa chia cho hệ số an toàn :

$$P \leq \frac{R_n}{FS}$$

Chia cả hai vế cho diện tích tiết diện nguyên của bulông, vế đầu cho ứng suất tính toán gây bởi tải trọng làm việc, vế sau cho ứng suất cho phép

$$\left(f = \frac{P}{mA_b} \right) \leq \left(F_v = \frac{R_n}{mA_b(FS)} \right)$$

FS lấy bằng 2,5 đối với cắt.

Khi đường ren nằm ngoài các mặt phẳng cắt :

$$F_v = mA_b \frac{0,6F_u^b}{mA_b 2,5} = \frac{0,6F_u^b}{2,5} \Rightarrow F_v = 0,25F_u^b \quad (7-11)$$

Áp dụng vào bulông A325 với $F_u^b = 120$ ksi, AISC/ASD cho : $F_v = 30$ ksi ; bulông A490 với $F_u^b = 150$ ksi, AISC/ASD cho : $F_v = 40$ ksi.

Khi đường ren nằm trong các mặt phẳng cắt :

$$F_v = mA_b \frac{0,45F_u^b}{mA_b 2,5} = \frac{0,45F_u^b}{2,5} \Rightarrow F_v = 0,18F_u^b \quad (7-12)$$

Áp dụng vào bulông A325 với $F_u^b = 120$ ksi, AISC/ASD cho : $F_v = 21$ ksi ; bulông A490 với $F_u^b = 150$ ksi, AISC/ASD cho : $F_v = 28$ ksi.

Với bulông A307, $F_v = 0,18F_u^b = 0,18 \times 58 = 10$ ksi, Không phụ thuộc đường ren nằm trong hay ngoài các mặt phẳng cắt.

b. Ứng suất ép. Như trên đã nói, ứng suất ép được tính bằng tải trọng truyền qua chia cho diện tích ép giả định. Tải trọng truyền qua bằng cường độ ép chia cho hệ số an toàn FS.

$$\left(f_p = \frac{P}{dt} \right) \leq \left(F_p = \frac{R_n}{dt(FS)} \right)$$

trong đó:

d = đường kính danh nghĩa của bulông ;

t = bề dày của bản mà bulông ép vào ;

f_p = ứng suất ép gây bởi tải trọng làm việc ;

F_p = ứng suất ép cho phép.

Dùng hệ số an toàn bằng 2 theo thông lệ đối với ép, ứng suất ép cho phép sẽ là, đối với lỗ tiêu chuẩn :

$$F_p = \frac{2,4 F_u dt}{2,0 dt} = 1,2 F_u \quad (7-13)$$

Đối với lỗ rãnh dài trục vuông góc với phương của tải :

$$F_p = 1,0 F_u \quad (7-14)$$

Khoảng cách nhỏ nhất từ tâm bulông đến mép của lỗ liền kề được tính bằng phương trình (7-8) :

$$L = \frac{R_n}{F_u t}$$

Thêm bán kính lỗ $\frac{d}{2}$, được khoảng cách nhỏ nhất từ tâm đến tâm :

$$s = \frac{R_n}{F_u t} + \frac{d}{2}$$

Thay cường độ danh nghĩa R_n bởi $2P$ với P là tải trọng làm việc của một bulông và 2 là hệ số an toàn, được:

$$s = \frac{2P}{F_u t} + \frac{d}{2} \quad (7-15)$$

trong đó:

F_u = cường độ bền kéo của bản thép ;

t = bề dày của bản thép ;

d = đường kính của lỗ bulông, nhưng trong công thức này có thể dùng đường kính của bulông.

Trong mọi trường hợp, khoảng cách s giữa các tâm lỗ không được nhỏ hơn $22/3$ lần đường kính bulông d . Khi F_p được xác định theo công thức (7-13) và (7-14), s không được nhỏ hơn $3d$.

Khoảng cách nhỏ nhất đến mép, theo (7-8), không được nhỏ hơn

$$L_e = \frac{2P}{F_u t} \quad (7-16)$$

và cũng không nhỏ hơn $1,5d$.

Bảng J3.5 của AISC/ASD cho khoảng cách nhỏ nhất đến mép.

c. Liên kết không trượt

Liên kết không trượt phải có đủ độ bền thoả mãn các điều kiện về ứng suất cho phép khi cắt và ép như đối với liên kết tì ép, ngoài ra phải thoả mãn yêu cầu về sử dụng là không trượt.

Liên kết chịu được tải là nhờ ma sát gây bởi lực ép giữa các tấm được liên kết (lực ép bằng lực căng của các bulông). Chống lại lực cắt là lực ma sát μN , trong đó μ là hệ số ma sát (còn gọi là hệ số trượt). Giá trị của μ biến đổi từ 0,2 đến 0,6 tùy theo điều kiện mặt tiếp xúc, như là có hay không có gỉ cán, dầu mỡ, sơn hay các phương pháp xử lý bề mặt, v.v. Để việc thiết kế liên kết không trượt cũng theo cách như liên kết tì ép, mang chia lực μN cho diện tích tiết diện nguyên để được giá trị gọi là "ứng suất cắt" của bulông. Theo định nghĩa, ứng suất cho phép trong liên kết không trượt là ứng suất cắt lớn nhất mà không xảy ra trượt chia cho hệ số an toàn.

Điều kiện không trượt :

$$\left(f_v = \frac{P}{A_b} \right) \leq \left(F_v = \frac{\mu N}{(FS)A_b} \right) \quad (7-17)$$

Khoảng an toàn lấy thấp hơn vì là yêu cầu về sử dụng chứ không phải yêu cầu về độ bền. AISC đã áp dụng cho trường hợp này hệ số an toàn khoảng 70% của hệ số khi tính về bền. Giá trị FS là từ 1,1 đến 1,3. Lực căng nhỏ nhất của bulông xiết hết mức được lấy theo bảng 7-3. Trên cơ sở phương pháp này, Quy phạm AISC và Hội đồng Nghiên cứu Liên kết Kết cấu (Research Council on Structural Connections - RCSC) cho giá trị ứng suất cho phép của liên kết không trượt được ghi trên bảng 7-4.

Bảng 7-4. Ứng suất cho phép của liên kết không trượt, ksi

Diện tích tiếp xúc và loại bulông		Lỗ tiêu chuẩn	Lỗ quá lớn và lỗ rãnh ngắn	Lỗ rãnh dài	
				Ngang phương lực	Song song phương lực
Lớp A	A325	17	15	12	10
	A490	21	18	15	13
Lớp B	A325	28	24	20	17
	A490	34	29	24	20
Lớp C	A325	22	19	16	14
	A490	27	23	19	16

Ghi chú: Lớp A (hệ số trượt 0,33) – Không có vảy cán và mặt được phun bằng lớp phủ A. Lớp B (hệ số trượt 0,5) Mặt được thổi sạch và được phun bằng lớp phủ B. Lớp C : mặt được mạ nhúng và làm nhám. Các lớp phủ được xếp là A hay B là các lớp phủ có hệ số trượt trung bình lần lượt không nhỏ hơn 0,33 và 0,50, được xác định bằng các thí nghiệm thích hợp.

d. *Bulông chịu kéo dọc trục.* Trong cấu kiện kéo, bulông chịu kéo dọc trục không kèm theo cắt khi đường tác dụng lực vuông góc với cấu kiện được liên kết. Cường độ danh nghĩa của bulông chịu kéo dọc trục bằng :

$$R_n = F_u^b (A_n) = F_u^b (0,75A_b)$$

Trong đó A_b là tiết diện nguyên của bulông ; F_u^b = cường độ kéo của bulông (120 ksi đối với bulông A325 và 150 ksi đối với bulông A490).

Dùng hệ số an toàn FS = 2, khả năng chịu lực làm việc của bulông :

$$R = 0,5 F_u^b (0,75A_b) = 0,375 F_u^b A_b$$

$$\text{hay } R = F_t A_b \quad (7-18)$$

F_t là ứng suất kéo cho phép trên tiết diện nguyên của bulông :

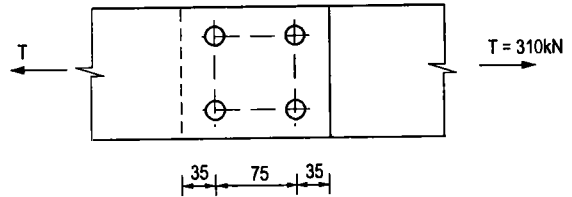
$$F_t = 0,375 F_u^b \quad (7-19)$$

Có giá trị bằng $0,375 \times 120 \approx 44$ ksi đối với bulông A325 và $0,375 \times 150 \approx 54$ ksi đối với bulông A490 (xem chi tiết ở bảng J3.2 của AISC/ASD).

Bulông chịu kéo dọc trục phải được xiết đến lực căng theo bảng 7-3 dù là liên kết loại tì ép hay loại không trượt.

e. *Kéo và cắt kết hợp.* Thiết kế bulông chịu kéo và cắt kết hợp sẽ được xét trong Quyển 2 về Thiết kế nhà thép tiền chế.

Thí dụ 7-3. Kiểm tra độ bền của liên kết loại tì ép hai bản 16 × 150 mm thép A572 (cấp 50) để truyền lực kéo 310 kN. Dùng bulông A325 đường kính 22 mm.



Thép A572 (gr.50) có : $F_y = 50 \text{ ksi}$; $F_u = 65 \text{ ksi}$

Tiết diện nguyên của bản thép : $A_g = 1,6 \times 15 = 24 \text{ cm}^2$

Tiết diện thực của bản với lỗ tiêu chuẩn 24 mm : $A_n = 1,6 (15 - 2 \times 2,4) = 16,3 \text{ cm}^2$.

Diện tích hữu hiệu $A_e = A_n = 16,3 \text{ cm}^2$.

Kiểm tra độ bền của bản thép :

Trên tiết diện nguyên :

$$f_a = \frac{T}{A_g} = \frac{310}{24} = 12,9 \text{ kN/cm}^2 = 18,7 \text{ ksi} < 0,6 F_y = 30 \text{ ksi}.$$

Trên tiết diện thực :

$$f_a = \frac{T}{A_e} = \frac{310}{16,3} = 19,0 \text{ kN/cm}^2 = 17,5 \text{ ksi} < 0,5 F_u = 32,5 \text{ ksi}.$$

Với bulông A325 : $F_v = 30 \text{ ksi} = 20,68 \text{ kN/cm}^2$; $F_u = 65 \text{ ksi} = 44,82 \text{ kN/cm}^2$

Khả năng chịu lực cho phép của bulông :

$$\text{Về cắt : } R_v = m A_b F_v = 1 \times \frac{2,2^2 \pi}{4} \times 20,68 = 78,6 \text{ kN}$$

$$\text{Về ép : } R_p = 1,2 F_u d t = 1,2 \times 44,82 \times 1,6 \times 2,2 = 189 \text{ kN}$$

Khả năng của liên kết gồm 4 bulông : $78,6 \times 4 = 314,4 \text{ kN}$, lớn hơn lực kéo.

Thí dụ 7-4. Xác định khả năng chịu kéo của liên kết ở Thí dụ 7-3, nếu là liên kết không trượt. Điều kiện bề mặt các bản là lớp A (mặt được làm sạch vẩy cặn).

Khả năng chịu kéo của bản :

$$T = F_t A_g = 0,6 \times 50 \times 0,6895 \times 24 = 496 \text{ kN}$$

$$T = F_{te} = (0,5 \times 65)(0,6895) 16,3 = 365 \text{ kN}$$

Khả năng của một bulông cắt đơn trong liên kết không trượt là:

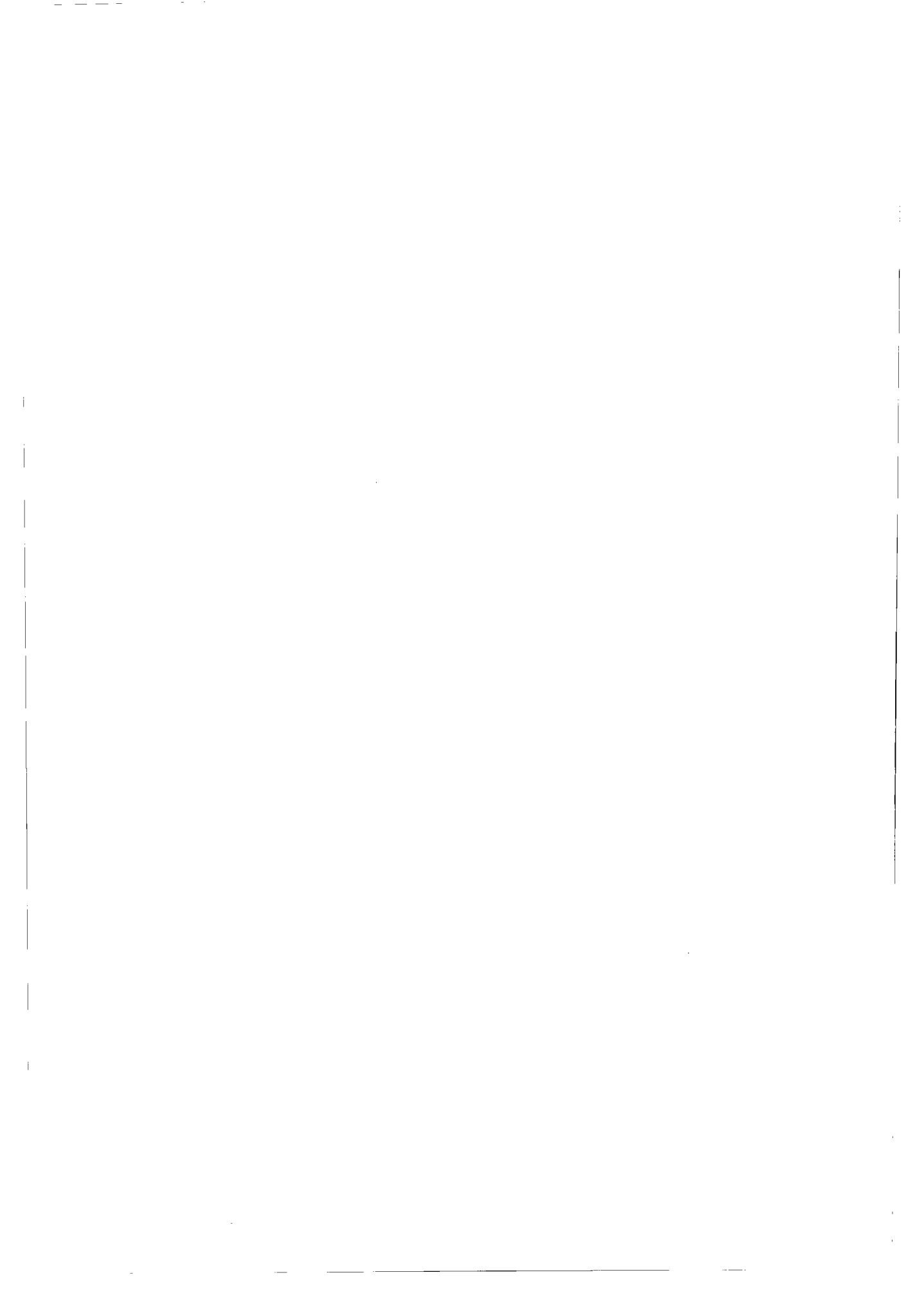
$$R = m F_v A_b = 1 \times 17 \times 0,6895 \times \frac{2,2^2 \pi}{4} = 44,5 \text{ kN}$$

Khả năng chịu lực của 4 bulông của liên kết :

$$T = 4 \times 44,5 = 178 \text{ kN (quyết định)}$$

Khả năng chịu tải trọng làm việc T dựa trên sức chống trượt là thấp hơn khả năng dựa trên độ bền trong thí dụ 7-3 bên trên ($T = 314,4 \text{ kN}$)

DESIGN OF **STEEL** STRUCTURES
(AISC/ASD METHOD)



Chapter 1

GENERAL PROVISIONS

I. SCOPE

This book covers the design of steel structures using the Allowable Stress Design method given in AISC/ASD Specifications. The whole name of this AISC Specifications is The Specifications for Structural Steel Buildings - Allowable Stress Design and Plastic Design (from here on briefly referred as AISC Spec. or merely Spec.). It is elaborated by American Institute of Steel Construction (AISC) and approved since 1989 to be used in the design of steel-framed buildings. Actually, another design method elaborated and approved by AISC is Load and Resistance Factor Design for Structural Steel Buildings. Both methods are used alternately.

Some terms are to be defined here :

The term Structural Steel has two meanings :

First meaning is simply the carbon steel, such as ASTM A36, A53, A529, A570, etc.

The meaning used in this Spec. is the steel elements of a structural frame essential to the support of the design loads. These elements consist of following items :

- Beams, Girders, Purlins, Girts ; Columns and Posts ; Bracing ; Trusses ; Frame and its constituting parts : door frames, lintels, hangers, struts, tie rods.
- Floor plates attached to steel frame ; monorail elements, crane rails and stop ;
- Fasteners for connecting structural items : rivets, permanent bolts and pins ; anchor bolts, shear connectors.

Not included in the classification "Structural Steel" these items which are not described above, such as :

- Cables for suspension systems, cold-formed steel products, embedded steel parts in concrete, floor plates not attached to steel frame ;
- Temporary fasteners for assembly or erection ;
- Ladders, stairs, grating and metal deck, open - web joists ;
- Tanks and pressure vessels.

Those are the limits of applicability of this Spec.

II. MATERIAL

2.1 Steel

The Spec. lists 16 ASTM specifications for structural steel approved for use in building construction. These steels can be grouped in four groups :

1. Carbon steel (or structural steel) :

- A36, a common all purpose low-carbon steel, widely used in building construction. The yield point is rather low : 36 ksi or 24.8 kN/cm . The tensile strength varies widely from 58 to 80 ksi or 40 to 55 kN/cm . (Note : 1 ksi = 0.6895 kN/cm)

- A53, low-carbon steel for pipe, welded or seamless, black or galvanized. Primary used in buildings, particularly columns and truss members.

- A500 and A501 Structural tubing of round, square, or rectangular shape, cold formed (A500) or hot-formed (A501), used for bolted and welded general structural purposes.

- A529, carbon steel, for plates and little bars. Its mechanical performances are higher; used in buildings, especially standardized buildings.

- A570, carbon steel of structural quality, produced mainly in sheet, strip and coil ; especially used for cold-formed members in buildings. It covers many grades from 30 (Yield stress 30 ksi) to 50 (Yield stress 50 ksi).

2. High strength low-alloy steel :

- A572, a common frequently used steel, with Columbium and Vanadium as alloy components, produced in shapes, plates and bars. Available in 4 grades : 42, 50, 60, 65. Used for welded, riveted or bolted construction in all grades ; for welded bridge in grades 42 and 50 only.

- A441 another similar steel, now replaced by A572.

- Four kinds of corrosion resistant high strength low-alloy steels A242, A588, A606, A607 : their atmospheric-corrosion resistance is many times greater than that of carbon steel. These are weathering steels, produced in shapes and plates. Intended for welded, riveted or bolted construction, primarily for buildings and bridges.

3. *Quenched and tempered alloy or low alloy steel* : A852, A514. These steels have highest mechanical performances : the yield strength can reach 80 to 110 ksi (55 to 76 kN/cm). They are weldable with proper procedures. Produced only in plates and intended primarily for welded bridges and other structures.

4. *Structural steel for bridge* : A709. This category of steel can be carbon steel, high strength low alloy steel or heat treated (quenched and tempered) alloy steel. It covers the strengths from that of A36, A572, A588 and A514, but with the difference in higher impact resistance.

This following table gives properties of 16 steels approved for use under the AISC Spec.

Table 1.1 Properties of 16 steels approved for use under the AISC Spec

ASTM designation	Minimum yield stress F_y , ksi (kN/cm ²)	Tensile strength F_u , ksi (kN/cm ²)	Remarks
A36	32 (22) 36 (25)	58-80 (40-55)	Thickness over 200 mm To 200 mm
A53 Grade B	35 (24)	60 (41.5)	
A242	42 (29) 46 (31.5) 50 (34.5)	63 (43.5) 67 (46) 70 (48)	Thickness 40 to 200 mm 20 to 40 mm To 20 mm
A441 Discontinued 1989 ; replaced by A572			
A500 Grade A	33 (22.8)	45 (310)	Round
Grade B	42 (29)	58 (40)	
Grade C	46 (317)	62 (42.7)	
A500 Grade A	39 (26.9)	45 (310)	Shape
Grade B	46 (317)	58 (40)	
Grade C	50 (34.5)	62 (42.7)	
A501	36 (25)	58 (40)	
A514	90 (62) 100 (69)	100-130 (69-89.5) 110-130 (76-89.5)	Thickness 65 to 150 mm To 65 mm
A529	42 (29)	60-85 (41.4-58.6)	Thickness to 13 mm
A570 Grade 40	40 (27.5)	55 (38)	
Grade 45	45 (31)	60 (41.5)	
Grade 50	50 (34.5)	65 (45)	
A572 Grade 42	42 (29)	60 (41.5)	Thickness to 150 mm
Grade 50	50 (34.5)	65 (45)	To 100 mm
Grade 60	60 (41.5)	75 (52)	To 32 mm
Grade 65	65 (45)	80 (55)	To 32 mm
A588	42 (29) 46 (31.5) 50 (34.5)	63 (43.5) 67 (46) 70 (48.5)	Thickness 125 to 200mm 100 to 125 mm To 100 mm
A606	45 (31) 50 (34.5)	65 (45) 70 (48)	

ASTM designation	Minimum yield stress F_y , ksi (kN/cm ²)	Tensile strength F_u , ksi (kN/cm ²)	Remarks
A607 Grade 45	45 (31)	60 (41.5)	
Grade 50	50 (34.5)	65 (45)	
Grade 55	55 (38)	70 (48)	
Grade 60	60 (41.5)	75 (52)	
Grade 65	65 (45)	80 (55)	
Grade 70	70 (48)	85 (59)	
A618 Grades I & II	50 (34.5)	70 (48.5)	Thickness to 20 mm
Grade III	50 (34.5)	65 (45)	
A709 Grade 36	36 (50)	58-80 (40-55)	Thickness to 100 mm
Grade 50	50 (34.5)	65 (45)	Thickness to 100 mm
Grade 50W	50 (34.5)	70 (48.5)	Thickness to 100 mm
Grade 100& 100W	90 (62)	100-130 (69-89.5)	Over 65 to 100 mm
Grade 100& 100W	100 (69)	110-130 (76-89.5)	To 65 mm
A852	70 (48.5)		Thickness to 100 mm

2.2. Shapes and plates

Structural steel products are manufactured in shapes, bars and plates.

The common rolled shapes are the angle, the channel and the I. The most widely I shape used is the *W shape* (W from "wide-flange"). The wide-flange shape is designated by the nominal depth in inches and the weight in pounds per foot, such as W18×60 which is nominally 18 in. deep and weighs 60 pounds per foot (in SI units this means 460 mm nominal depth and a mass of 89.2 kg/m). (Note : 1 lb/ft = 1.487 kg/m). There is a very wide variety of W section. The greatest and heaviest are W44×285, W36×848. The smallest and lightest are W4×13 and W6×9.

The *S shape*, once called American Standard beam, or commonly called I beam, has relatively narrow and sloping flanges and a thick web compare to the W shape. Its sizes varies from S24×106 to S3×4.1.

An other I shape, called *M shape*, (M from "miscellaneous"), has dimensions and weight that differ from that of W shape and S shape. It is used for columns and beams in lightweight construction. Its sizes varies from M14×18 to M6×4.4.

The channel, called *C shape* or American Standard Channel, has a slope on their inner flange surfaces. Its is designated as C15×50 (the biggest) or C3×4.1 (the smallest). The miscellaneous channel, or MC, is the channel that cannot be classified as C shape. Its is designated as MC18×58 (the biggest) or MC6×12 (the smallest).

Angles (equal legs and unequal legs) are designated by the letter L and their leg sizes and thickness in in., with the long leg first and the thickness last. The biggest is L9×4×5/8 for unequal leg angle or L8×8×1 1/8 for equal leg angle ; the smallest is L 1×1×1/8.

One can find other kind of shape such as structural tee, cut from W or M or S shape (identified by WT, MT, ST). A WT5×44 for example, where 5 is the nominal depth and 44 is the weight in pounds per foot, is cut from a W10×88.

Pipe sections are designated "standard", "extra strong" and "double-extra strong" in accordance with the thickness and are also nominally prescribed by diameter. For example a 8 in. double-extra strong has its outside diameter 8.625 in. and wall thickness 0.875 in. while a 8 in. standard has correspondingly 8.625 and 0.322 in.

Structural tubing is designated by outside dimensions and thickness, such as Structural tubing 14×6×1/2.

Flat steel is rolled from the ingot and classified according to width and thickness as bars, plates. Round and square bars are extruded.

Bars and plates are generally classified as follows :

- bars : 6 in. or less in width ; 0.230 and over in thickness
 6 in. to 8 in. in width ; 0. 203 in. and over in thickness
- plates: over 8 in. in width ; 0.230 and over in thickness
 over 48 in. in width ; 0.180 in. and over in thickness.

Designation : for example square bare 1□ ; round bar 1 1/4Φ ; 2 1/2 × 2 1/2 flat bar ; plate Pl 1/2 × 18.

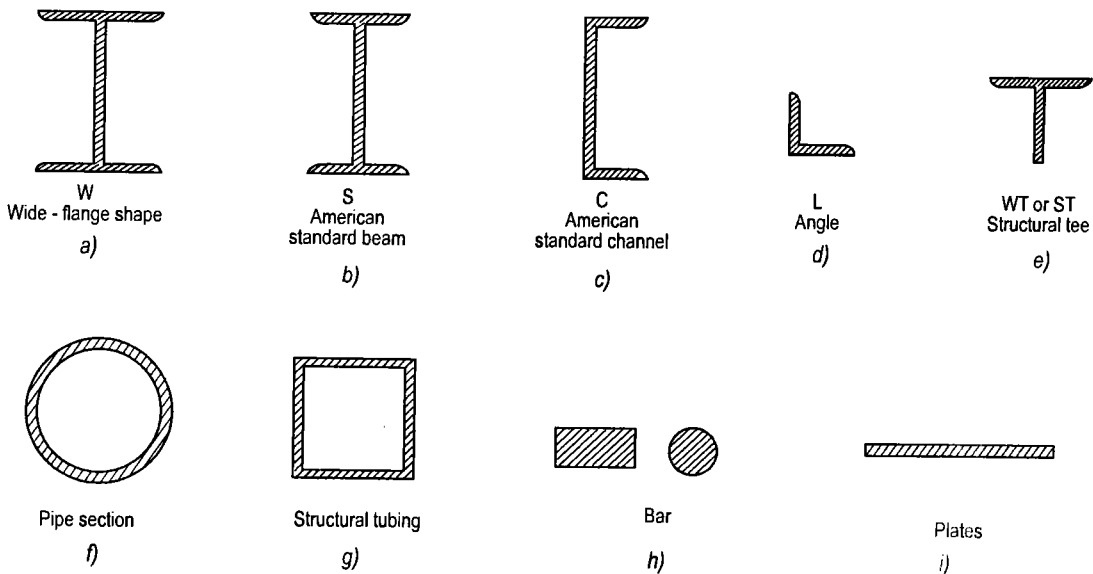


Fig. 1.1 Standard rolled shapes

III. RECALL ON MECHANICAL PROPERTIES OF STRUCTURAL STEEL

To determine the most important mechanical properties of a steel, such as yield point, ultimate strength and elongation, one should use the tensile test of a standard specimen. The detailed test procedures are prescribed in ASTM A370.

The typical stress-strain curves for tension are shown in Fig. 1-2 for the three categories of steel : low-carbon steel, high-strength low alloy steel and heat-treated alloy steel (or high-carbon steel).

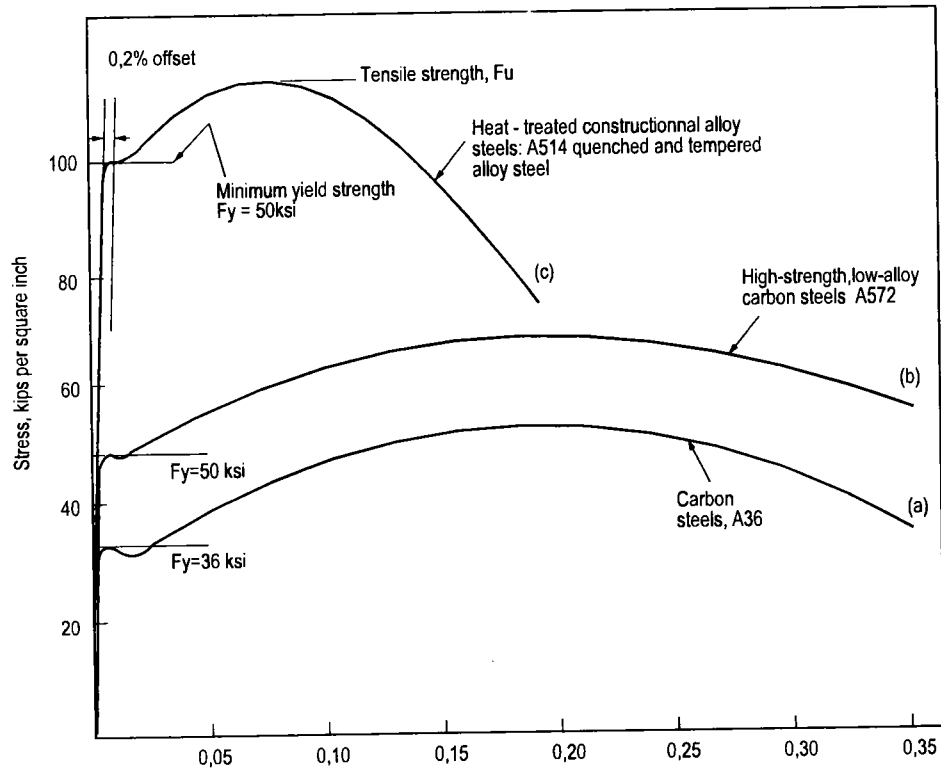


Fig.1.2 Typical stress-strain curves

The curves show a straight line relationship up to a point known as the *proportional limit*. This straight line region is the *elastic range*, where loading and unloading results in no permanent deformation. The ratio of stress to strain in this straight line region is known as the *modulus of elasticity*, or Young modulus, E , which for structural steels may be taken approximately as $20,000 \text{ kN/cm}^2$ ($29,000 \text{ ksi}$). The proportional limit, on the two lower curves, practically coincides with the *yield point* which is the stress at which there is a marked increase in strain with no increase in load. The increase in strain may be as large as 1.5 to 2 percent ; this region is called *plastic range*. In high-carbon or heat-treated alloy steel, after the proportional limit, a deviation from the straight line occurs gradually (curve c) ; the tensile stress continue to grow, though with lower rate. The yield point is not well defined. In this case, yielding is defined arbitrary by a *yield*

strength, which is taken to be that stress which leaves the specimen with a permanent set (plastic elongation) of 0.2 percent when the specimen is unloaded (see Fig.2-3 where the beginning of the curves is enlarged). This yield strength is called 0.2% offset yield strength, to distinguish with the 0.5% extension under load yield strength, another alternative definition by ASTM A370. The term *yield stress* is the general term to mean either yield point or yield strength when it is not necessary to make the distinction.

After the plastic range, for two curves (a) and (b), the stress again increases until the highest stress before the break, which is called *tensile strength*. This subsequent increase in stress is called *strain hardening range*. The strain hardening range is not used in design.

The strain-stress curve also indicates the *ductility*. Ductility is defined as the amount of permanent strain (i.e. strain exceeding proportional limit) up to the point of rupture. It is measured by the elongation in percent of the specimen.

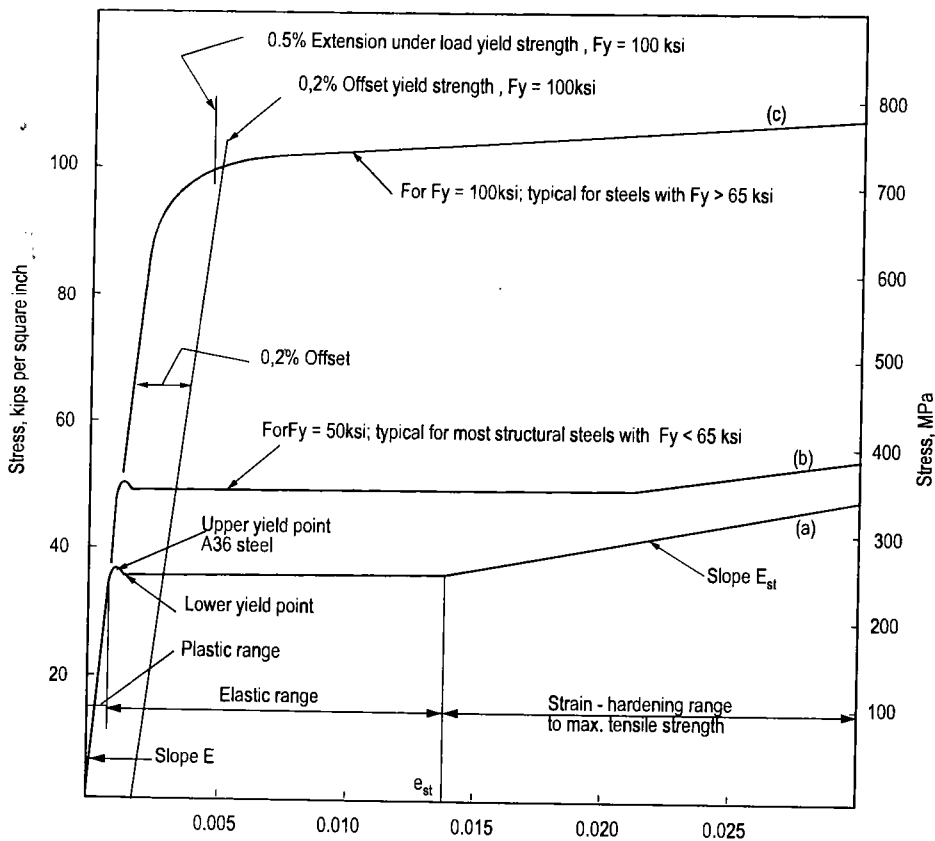


Fig. 1.3. Enlarged typical stress-strain curves for different yield stress

IV. DESIGN BASIS

This AISC Spec. prescribes the method of Allowable Stress Design (ASD) (also called *working stress design*). The basis of this method is : all structural members, connections and connectors shall be proportioned so the stresses due to the working

loads do not exceed the predesignated allowable stresses. The allowable stress is prescribed by this Spec. to provide a factor of safety against attainment of some limit stress, such as the minimum specified yield stress, or the buckling stress at which failure occurs. The allowable stress is obtained by dividing the limit stress such as the yield stress F_y , or the buckling stress F_{cr} , by a factor of safety FS. The factor safety is required to assure a reserve capacity for structures and structural members. The reserve capacity is provided to account for the possibility of overload (the load may surpass that which is expected under normal use), and for the possibility of understrength (this is caused by deviations in dimensions of steel sections, by the yield strength of steel which may be in some cases below the minimum specified value).

In determining the FS, various factors must be involved. One may state that the minimum resistance must exceed the stress caused by the maximum applied load by some prescribed amount. Suppose the actual stress (or actual load, this is similar) exceeds the design stress (or the service load) by an amount ΔS , and the actual resistance is less than the computed resistance by an amount ΔR . A structure that is just adequate would have :

$$R - \Delta R = S + \Delta S, \text{ or}$$

$$R \left(1 - \frac{\Delta R}{R} \right) = S \left(1 + \frac{\Delta S}{S} \right)$$

The safety factor is the ratio of the nominal strength to the design stress, or :

$$FS = \frac{R}{S} = \frac{1 + \Delta S/S}{1 - \Delta R/R}$$

This equation illustrates the effect of overload $\Delta S/S$ and undercapacity $\Delta R/R$, but not other factors. If one assumes that the occasional overload $\Delta S/S$ may be 40% greater than its nominal value and that an occasional understrength $\Delta R/R$ may be 15% less its nominal value, then

$$FS = \frac{1 + 0.4}{1 - 0.15} = 1.65$$

The AISC Spec. uses $FS = 1.67$ as the basic value in Allowable Stress Design. The allowable stress is the limit stress divided by this FS, that means :

$$F_y/1.67 = 0.6 F_y, \text{ used for tension members or beams.}$$

Other FS are used for other cases (columns, connections, etc).

Article A5.2 of AISC Spec. prescribes an important provision : allowable stresses may be increased 1/3 above the values otherwise provided when produced by **wind or seismic loading**, acting alone or in combination with the design dead and live loads.

Chapter 2

TENSION MEMBERS

I. TYPE OF TENSION MEMBERS

Tension members are encountered in most steel structures. They occur as principal structural members in bridge and roof truss, in truss structures such as transmission towers and in wind bracing systems in buildings. They frequently appear as secondary members, being used for example as tie rods to stiffen trussed systems.

The simplest tension members are made of wire rope or cable, round and square bars, and rectangular bars or plate. In buildings, wire rope, rods and bars are used principally in bracing systems and sag rods for purlins in sloping roofs.

Single shapes, such as angle, the plate, the W and S shapes, may be used as tension members. When the capacity of a simple rolled section is not sufficient, built-up members are required. (two or more shapes are combined with connections). The cross-section of some typical tension members are shown in Fig. 2-1.

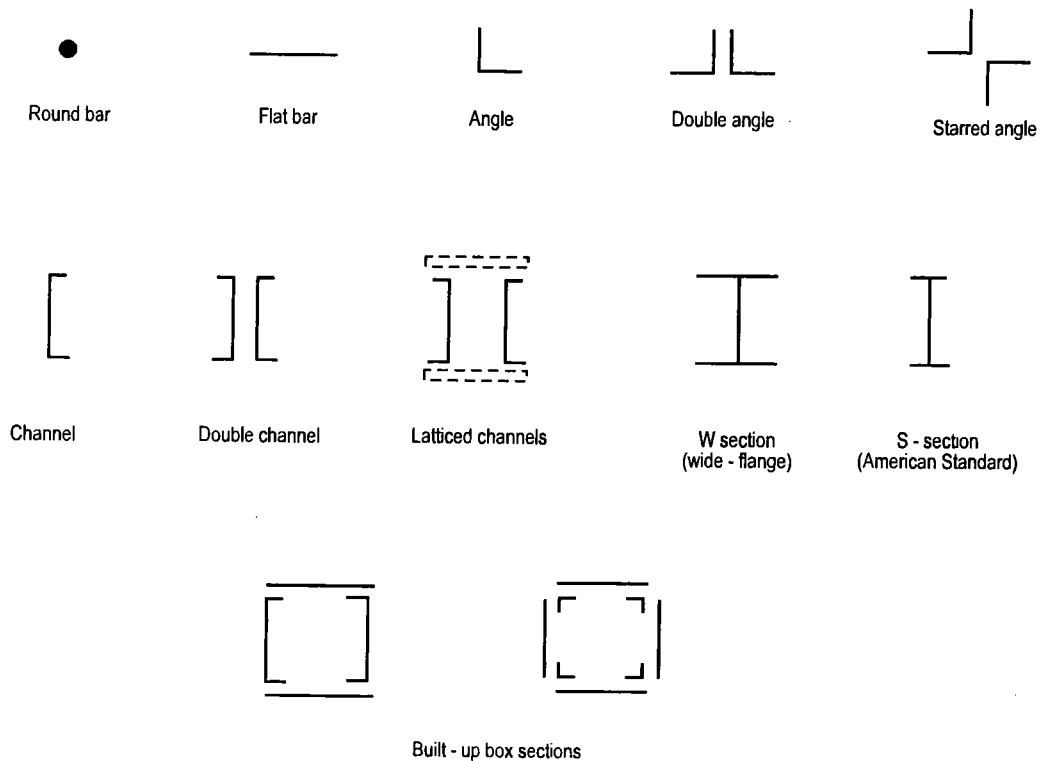


Fig. 2.1 Cross-section of typical tension members

II. NET AREA AND EFFECTIVE AREA.

2.1. Net area

Whenever a tension member has holes for connection (bolts, rivets), the cross-section at the connection is reduced. The area of the section deducted the areas of the holes is called *net area*. It will be used in the calculation of the member capacity.

When the holes are lined up transverse to the loading direction (Fig. 2-2,a), the net area A_n is determined by :

$$A_n = A_g - n_1 dt \quad (2-1)$$

where

A_g = gross area,

t = thickness of the plate,

d = diameter of the hole,

n_1 = number of holes in a line.

If the fasteners are staggered (not lined up transverse to the loading direction), (Fig. 2-2,b), many failure paths may occur : or on sections normal to the axis of the member (section AB), or on zigzag sections (line AC). The controlling failure line is that which gives the minimum net area. To account the effect of the zigzags in failure path, a simplified empirical method is adopted : the net area of the zigzag section is obtained by deducting from the gross area of the section all the areas lost by the holes in the failure path and adding the quantity $(s^2/4g)t$ for each zigzag :

$$A_n = A_g - ndt + \left(\frac{s^2}{4g} \right) t \quad (2.2)$$

where

n = the number of holes in the zigzag line ;

s = the staggered pitch, or spacing of adjacent holes parallel to the loading ;

g = the gage, distance between longitudinal hole lines.

In the two formulas above, d is the diameter of the hole to be deducted in calculation. The standard hole is 1/16 in. (1.6 mm) larger than the diameter of the fastener. But according to AISC Spec., the width to be deducted is to be taken as the nominal dimension of the hole plus 1/16 in. (that means, for standard holes, this is the fastener diameter plus 1/8 in. or 3.2 mm). This is for accounting the damage at the edge of the hole caused by punching or drilling operation.

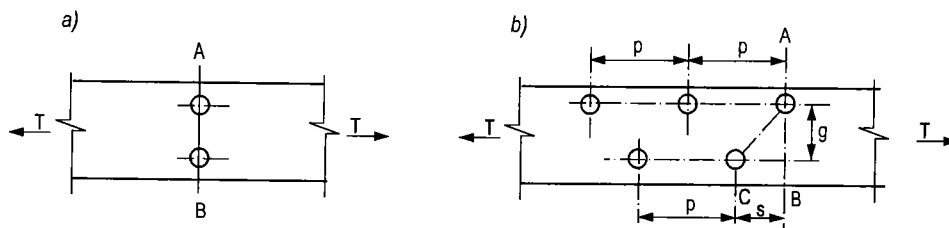


Fig. 2-2 Determining the net area

2.2. Effective net area

The design of tension members is based on the assumption that stress is distributed over the cross section. In fact, there will be nonuniform distributions at the holes or near the edge of the section which is far from the loading line. The fracture may occur by a localized yielding on a effective area. The stresses are assumed to be uniformly distributed only over this effective area.

The effective area for bolted and riveted connections is given by :

$$A_e = UA_n \quad (2-3)$$

and for welded connections by

$$A_e = UA_g \quad (2-4)$$

where

A_g = gross area,

A_n = net area,

U = efficiency factor

Values of U are as follows :

- For W, M, or S shapes with flange widths not less than two-thirds the depth, connected by the flanges, with welds or bolted and riveted connections with at least three fasteners per line in the direction of the stress, $U = 0.90$
- For W, M, or S shapes not meeting the conditions specified above, and for all other shapes including built-up sections, with welds or bolted and riveted connections with at least three fasteners per line in the direction of the stress, $U = 0.85$
- For all members with bolted and riveted connections with only two fasteners per line in the direction of the stress, $U = 0.75$
- If all the elements of a member cross section are connected, $U = 1$.

If the load is transmitted by transverse welds to some but not all of the cross-sectional elements, A_e is taken to be the area of the directly connected element.

III. ALLOWABLE STRESS AND DESIGN OF TENSION MEMBERS

In a tension member, failure may occur by the yielding of the gross section away from the holes or by the rupture of the net effective section at the connection. The nominal strength of the gross section may be expressed as :

$$T_n = F_y A_g$$

T_n divided by a FS must not lesser than the service load T :

$$\frac{F_y A_g}{FS} \leq T$$

As above quoted, for tension members, the FS is 1.67, this is equivalent to a multiplier of 0.60. So

$$0.60 F_y A_g \leq T \text{ hay}$$

$$f_t = \frac{T}{A_g} \leq 0.60 F_y \quad (2-5)$$

$F_t = 0.60 F_y$ is the allowable stress on the gross section area.

The strength in the vicinity of the connection must be also checked by the ultimate tensile stress F_u on the net section, or the effective net area :

$$T_n = F_u A_e$$

T_n divided by a FS must not lesser than the service load T . In this case, the FS of 2.0 will be used for connection design :

$$\frac{F_u A_e}{FS} \leq T$$

$$0.50 F_u A_e \leq T \text{ hay}$$

$$f_t = \frac{T}{A_e} \leq 0.50 F_u \quad (2-6)$$

$F_t = 0.50 F_u$ is the allowable stress on the effective net section area.

In addition, the end connections of tension members shall be checked by block shear strength (this will be discussed in Chapter 7).

Example 2.1

Design an A36 steel double angle tension member to transmit 600kN dead load and live load. Connection to a gusset plate by fillet welds.

Allowable stresses are :

$$0.60 F_y = 0.6 \times 36 = 22 \text{ ksi} = 14.9 \text{ kN/cm}^2 \text{ on the gross area}$$

$$0.50 F_u = 0.5 \times 58 = 29 \text{ ksi} = 20.0 \text{ kN/cm}^2 \text{ on the net area.}$$

Since the connection is welded, the net area equals the gross area. For this connection, the value U is 0.85. Therefore

$$T = 14.9 \times A_g$$

$$T = 20.0 \times 0.85 \times A_g = 17 \times A_g$$

The required gross area of an angle is the greater :

$$\frac{A_g}{2} = \frac{600/14.9}{2} = 20.15 \text{ cm}^2.$$

The angle is to be chosen from the angle tables, for example from AISC Manual or from Vietnamese Standard TCVN1656-75.

Example 2.2

Determine the tensile capacity of a bar from a $180 \times 110 \times 10$ angle, connected by two rows of bolts M20 in the long leg and one row in the short leg (Fig.2-3). Standard holes are used. Steel A572, grade 50.

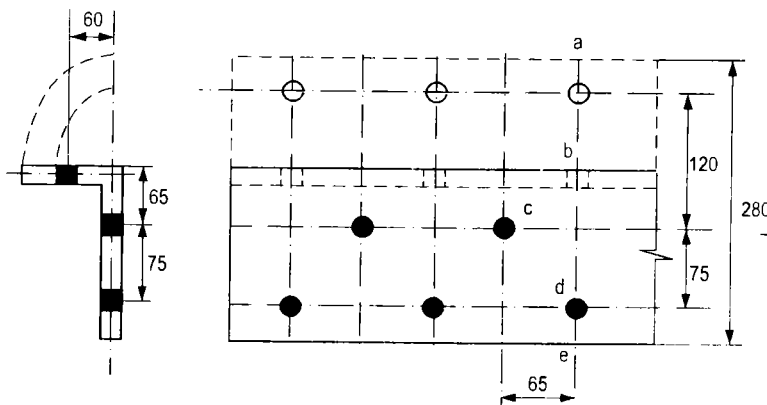


Fig. 2-3. Example 2-2

The hole diameter to be deducted is $20 + (1/8 \text{ in.}) = 23 \text{ mm}$

For the purpose of computing the cross-sectional area, the width of the angle and the distances between gage lines must be measured along the midthickness line of the cross section (as if we flatten the two the angle legs in a plane). The width of the angle is the sum of the widths of the two legs less their thickness, or $180 + 110 - 10 = 280 \text{ mm}$. The distance between the gage lines in the two legs is $65 + 65 - 10 = 120 \text{ mm}$.

The net area of the section $abcde$:

$$(28 \times 1) - (3 \times 2.3)1 + \left[\frac{6.5^2}{(4 \times 7.5)} + \frac{6.5^2}{(4 \times 12)} \right] 1 = 23.39 \text{ cm}^2$$

The net area of the section *abde* :

$$(28 \times 1) - 2 \times 2.3 \times 1 = 23.3 \text{ cm}^2, \text{ which governs}$$

$$A_n = 23.3 \text{ cm}^2; A_e = 0.85 \times 23.3 = 19.8 \text{ cm}^2$$

Steel A572 grade 50 has

$$F_y = 50 \text{ ksi} = 34.5 \text{ kN/cm}^2; F_u = 65 \text{ ksi} = 44.8 \text{ kN/cm}^2;$$

Allowable stresses :

$$F_t = 0.6 \times 34.5 = 20.7 \text{ kN/cm}^2 \text{ on gross area}$$

$$F_t = 0.5 \times 44.8 = 22.4 \text{ kN/cm}^2 \text{ on effective net area}$$

The smaller of the two allowable loads is the tensile capacity :

$$T = 20.7 \times 28.3 = 586 \text{ kN} \text{ (28.3 cm}^2 \text{ is the true gross section area of an angle)}$$

$$T = 22.4 \times 19.9 = 446 \text{ kN, this is the tensile capacity of the bar.}$$

IV. TENSION RODS

A common and simple tension member is the threaded rod. Such rods are usually secondary members, such as sag rods to support purlins in sloping roof, hangers to support a beam, tie rod to resist the thrust of an arch.

The allowable of threaded rod is

$$F_t = 0.33 F_u \quad (2-7)$$

based on the gross area using the major thread diameter. (The major diameter is that measured to the outer projections of the threads. In standard dimensions for threaded fasteners, usually is given the gross area).

$$\text{So, for steel A36 : } F_t = 19.1 \text{ ksi} = 13.3 \text{ kN/cm}^2$$

$$\text{for steel A572 (grade 50) : } F_t = 21.5 \text{ ksi} = 14.8 \text{ kN/cm}^2$$

Example 2.3

Design sag rods to support the purlins of a 26.5° sloping roof, with a slope length of 7.5 m. Sag rods are spaced at 1/3 points between roof trusses, which are spaced 7.2 m apart. Live load on roof : 0.57 kN/m^2 of horizontal projection. Use A36 steel.

a) Load.	Roofing from corrugated sheet	$= 0.15 \text{ kN/m}^2$
	Purlin weight given	$= 0.18 \text{ kN/m}^2$
	Live load, converted to distributed on roof area	$= 0.57 \cos 26.5 = 0.51 \text{ kN/m}^2$
	Total	0.84 kN/m^2

b) Sag rod force

Sag rod carries only the component parallel to the roof. The tributary surface is $(7.2/3) \times 7.5 = 18 \text{ m}^2$.

Load carried by one sag rod : $T = 0.84 \times \sin 26.5 \times 18 = 6.75 \text{ kN}$.

c) Select rod diameter :

Allowable stress : $F_t = 19.1 \text{ ksi} = 13.3 \text{ kN/cm}^2$

Required gross area : $A_g = \frac{6.75}{13.3} = 0.507 \text{ cm}^2$.

Diameter greater than $d = \sqrt{4A/\pi} = 0.8 \text{ cm}$, should be chosen from Standard Table for threaded rod. Use 10 mm.

Chapter 3

COLUMNS AND COMPRESSION MEMBERS

RECALL ON THE BUCKLING OF COMPRESSION MEMBERS

Let's consider a pin-ended compression member under a axial load. When the load P attain a value called critical, the member becomes unstable i.e. it may begin to bend. This phenomena is called the *buckling*, or *lost of stability* or *longitudinal flexion* of the member.

The critical load is given by the Euler formula :

$$P_{cr} = \frac{\pi^2 EI}{l^2} \quad (3-1)$$

where I is the moment of inertia of the member cross section and E the elastic modulus.

Dividing two members of the equation by the section area A , one obtains the critical stress:

$$F_{cr} = \frac{\pi^2 E}{(l/r)^2} \quad (3-2)$$

where $r = \sqrt{I/A}$, the radius of gyration of the member cross section. l/r is the slenderness ratio of the member.

These formulas are valid only when the stress-strain curve is a linear until a yield plateau is reached. If the critical stress exceeds the proportional limit, one uses the Engesser formula, in which, the Young modulus E is replaced by the tangent modulus E_t (given by the slope of the tangent to the stress-strain curve at this point). Thus,

$$F_{cr} = \frac{\pi^2 E_t}{(l/r)^2} \quad (3-3)$$

the critical stress of inelastic buckling

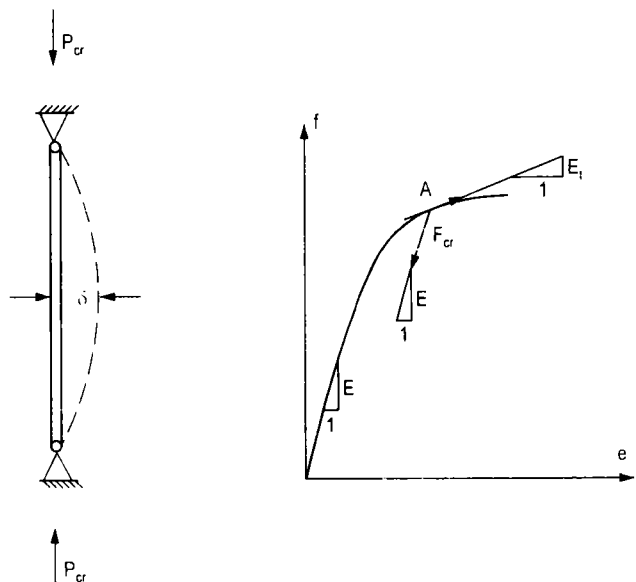


Fig. 3-1

One may obtain a curve of critical stress vs slenderness ratio as shown in Fig. 3-2. where there is a juncture of the Euler elastic buckling curve (a hyperbola) and the inelastic buckling curve determined experimentally after formula 3-3.

But, in steel column, there exist always residual stresses due to the nonuniform cooling after rolling. The residual stresses reduce significantly the column strength. The AISC spec. uses the research results of the Structural Stability Research Council (SSCR) which proposed a parabola beginning with a vertex at $F_{cr} = F_y$ where $l/r = 0$ and terminating at the point $F_{cr} = F_y/2$ where it intersects and is tangent to the Euler hyperbola (Fig.3-3). The equation of this parabola is

$$F_{cr} = F_y \left[1 - \frac{F_y}{4\pi^2 E} \left(\frac{l}{r} \right)^2 \right] \quad (3-4)$$

or

$$F_{cr} = F_y \left[1 - \frac{1}{2} \left(\frac{l/r}{C_c} \right)^2 \right] \quad (3-4a)$$

by replacing $C_c = \pi \sqrt{(2E/F_y)}$. C_c is the value of l/r corresponding to the maximum elastic critical stress $F_{cr} = 0.5F_y$.

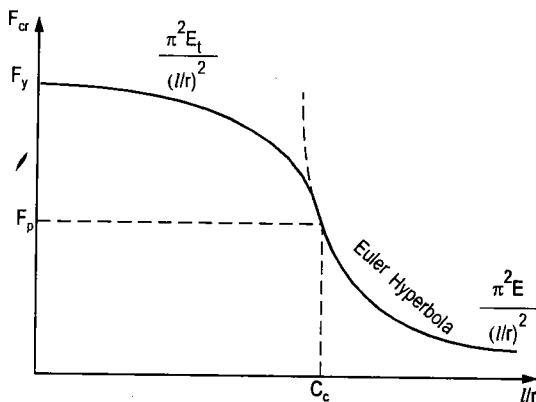


Fig. 3-2

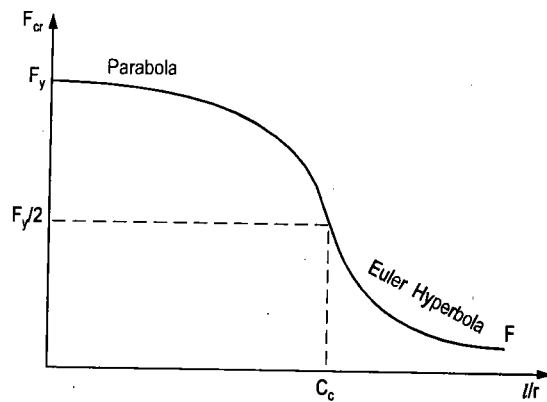


Fig. 3-3

II. EFFECTIVE LENGTH OF THE COLUMN

These above formulas are established for a pin-ended member. If the ends are otherway fixed, the formulas are still available provided the real length l is replaced by the effective length Kl , with K the effective-length factor. For simple situations as shown on Fig. 3-4, the value Kl are established theoretically.

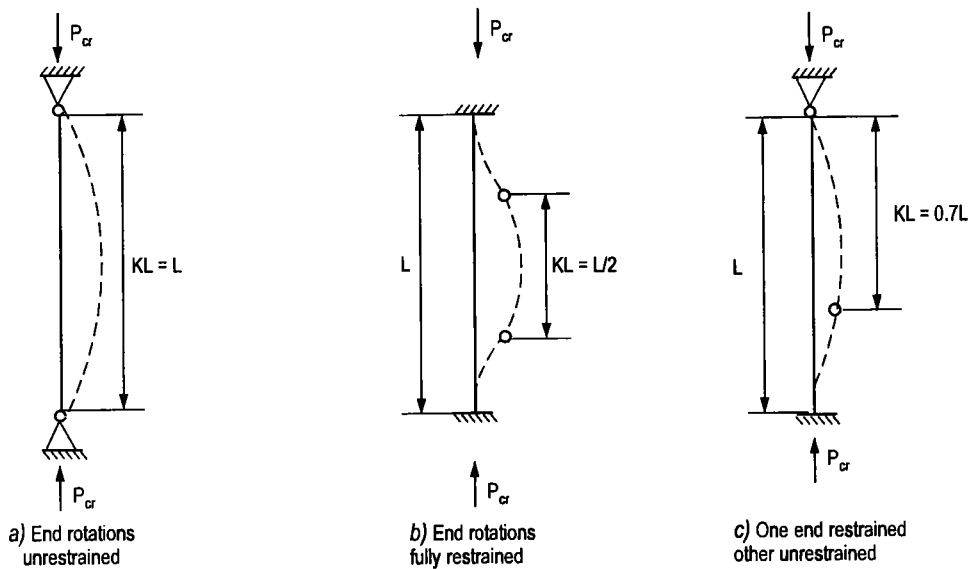


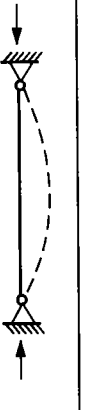
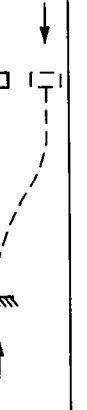
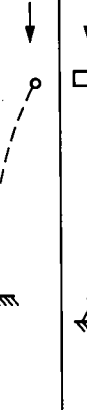
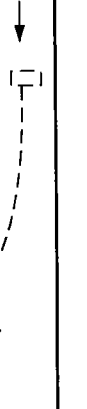






Fig. 3-4 Effective lengths for some simple cases

One may use the value of K in this table, taken from SSRC Guide (Table C-C2.1 Spec.)

If a column is a part of a frame, its ends are partially restrained, the effective length is reduced and should be defined in each case. This problem will be treated afterwards.

Buckled shape of column shown by dashed line	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
						
Theoretical K value	0.5	0.7	1.0	1.0	2.0	2.0
Recommended design values when ideal conditions are approximated	0.65	0.8	1.0	1.2	2.10	2.0
End conditions code	 Rotation fixed, Translation fixed					
	 Rotation free, Translation fixed					
	 Rotation fixed, Translation free					
	 Rotation free, Translation free					

III. ASD DESIGN OF AXIAL COMPRESSION MEMBER

The basic strength curve of SSRC divided by a factor of safety is used as the allowable stress equation for slenderness ratios where inelastic buckling controls (when $Kl/r \leq C_c$).

The allowable stress on gross section under working load, when $Kl/r \leq C_c$ is :

$$F_a = \frac{\left[1 - \frac{(Kl/r)^2}{2C_c^2} \right] F_y}{FS} \quad (3-5)$$

FS = factor of safety, depending on the slenderness ratio.

For very short members, the initial curvature or load eccentricity are negligible, FS is taken equal 1.67, as for tension members. The larger the slenderness ratio, the greater the effects of accidental load eccentricity and initial curvature, AISC prescribed and increasing FS to a maximum of 15% over the basic value, i.e. 1.92. From the value FS = 1.67 for $Kl/r = 0$ to FS = 1.92 for $Kl/r = C_c$, a cubic equation is used to obtain a smooth transition :

$$FS = \frac{5}{8} + \frac{3}{8} \frac{Kl/r}{C_c} - \frac{1}{8} \frac{(Kl/r)^3}{2C_c^3} \quad (3-6)$$

The complete formula of the allowable stress is (formula E2-1 of Spec.) :

$$F_a = \frac{\left[1 - \frac{(Kl/r)^2}{2C_c^2} \right] F_y}{\frac{5}{8} + \frac{3}{8} \frac{Kl/r}{C_c} - \frac{1}{8} \frac{(Kl/r)^3}{C_c^3}} \quad (3-7)$$

For member with slenderness ratio exceeding C_c , elastic buckling controls strength, according to (3-2). The FS according to (3-6), for $Kl/r = C_c$, equals : FS = 23/12. The allowable stress is given by (formula E2-2 of Spec.):

$$F_a = \frac{12\pi^2 E}{23(Kl/r)^2} \quad (3-8)$$

The safety requirement for axially loaded member, the local stability of which is ensured, may be stated :

$$f_a \leq F_a \quad (3-9)$$

where :

f_a = working load compression stress, $f_a = P/A_g$,

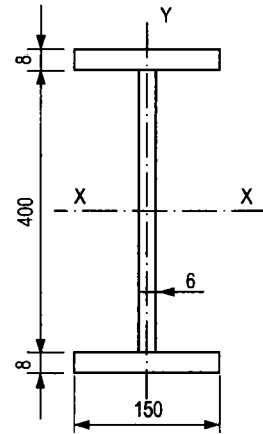
P = working load axial compression force,

A_g = gross cross-section area of the member.

For the proper work of a compression member, the slenderness ratio preferably should not exceed 200.

To facilitate the calculation, AISC Manual gives tables C-36 and C-50 : Allowable Stress for compression member of 36 and 50 Specified Yield Stress steel . They are calculate from AISC Spec. Equations (E2-1) and (E2-2).

Example 3.1 Check the section of a column of A572 (50) steel for supporting a load of $P = 400$ kN. The column is 18.2 m long. Assume that $K = 1$ in the direction of axe x-x and it has many supports in the direction of axe y-y so that the effective length $Kl_y = 3m$. The section is given in the following drawing.



Steel properties :

$$F_y = 50 \text{ ksi} = 34.5 \text{ kN/cm}^2$$

$$E = 29000 \text{ ksi} = 20000 \text{ kN/cm}^2$$

Section properties :

$$A = 2 \times 15 \times 0.8 + 40 \times 0.6 = 48 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 2 \times (15 \times 0.8 \times 20.4^2) + \frac{0.6 \times 40^3}{12} = 13187 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 2 \times \frac{0.8 \times 15^3}{12} = 450 \text{ cm}^4$$

$$r_x = 18.2 \text{ cm} ; r_y = 3.35 \text{ cm}$$

$$\frac{Kl}{r_x} = 100 ; \frac{Kl_y}{r_y} = 89.5$$

The slenderness ratio $Kl/r_x = 100$ will control.

$$C_c = \sqrt{\frac{2 \times \pi^2 \times 20000}{34.5}} = 107 > \frac{Kl}{r_x}$$

Suppose that the local stability is assured. Formula (3-6) :

$$F_a = \frac{34.5 \left[1 - \frac{1}{2} \left(\frac{100}{107} \right)^2 \right]}{\frac{5}{8} + \frac{3}{8} \frac{100}{107} - \frac{1}{8} \left(\frac{100}{107} \right)^3} = \frac{19.43}{1.915} = 10.14 \text{ kN/cm}^2$$

Working stress : $f_a = 400/40 = 10.0 \text{ kN/cm}^2 < F_a$

The section is OK.

IV. LOCAL BUCKLING

The components such as flanges, web which are combined to form a column may develop wave formations when they are compressed. This is called *local buckling*. The critical stress of plates in compression is given by the formula :

$$F_{cr} = k \frac{\pi^2 E}{12(1 - \mu^2)(b/t)^2}$$

where k is a constant depending on type of stress, edge conditions and length to width ratio ; μ is Poisson's ratio, and b/t is width-to-thickness ratio.

The basic provisions of AISC require the critical buckling stress of a plate not to be less than the yield stress of this plate. In other words, plate buckling is prevented prior to achieving a stress F_y , by application of design limits on width-to-thickness ratio. The design limitation to prevent buckling is

$$F_{cr} = k \frac{\pi^2 E}{12(1 - \mu^2)(b/t)^2} \geq F_y$$

Based on this formula, with various values of k for different situations of edge conditions of plate, AISC Spec. require the width-to-thickness ratios of web and flanges for columns as follows :

Steel section are classified as compact, noncompact and slender element section. For a section to qualify as compact or noncompact, the width-to-thickness ratios of its compression element must not exceed the limiting width-to-thickness ratios given hereby. Steel section that do not qualify as noncompact are classified as slender element section.

a) For the flanges, considered as projecting element of columns, the limiting values of noncompact section are :

$$\text{Rolled section : } \frac{b}{t} \leq \frac{95}{\sqrt{F_y}} \quad (3-10)$$

$$\text{Built - up member : } \frac{b}{t} \leq \frac{95}{\sqrt{F_y/k_c}} \quad (3-10a)$$

$$\text{where } k_c = \frac{4,05}{(h/t)^{0,46}} \text{ if } \frac{h}{t} \leq 70 ; \text{ otherwise } k_c = 1.0. \quad (3-11)$$

In these formulas, b is half of the full nominal width ; h is the clear distance between flanges. F_y , the yield stress in ksi

**Table C-36: Allowable Stress
For Compression Members of 36-ksi Specified Yield Stress Steel**

$\frac{Kl}{r}$	F_a (ksi)	$\frac{Kl}{r}$	F_a (ksi)	$\frac{Kl}{r}$	F_a (ksi)	$\frac{Kl}{r}$	F_a (ksi)	$\frac{Kl}{r}$	F_a (ksi)
1	21.56	41	19.11	81	15.24	121	10.14	161	5.76
2	21.52	42	19.03	82	15.13	122	9.99	162	5.69
3	21.48	43	18.95	83	15.02	123	9.85	163	5.62
4	21.44	44	18.86	84	14.90	124	9.70	164	5.55
5	21.39	45	18.78	85	14.79	125	9.55	165	5.49
6	21.35	46	18.70	86	14.67	126	9.41	166	5.42
7	21.30	47	18.61	87	14.56	127	9.26	167	5.35
8	21.25	48	18.53	88	14.44	128	9.11	168	5.29
9	21.21	49	18.44	89	14.32	129	8.97	169	5.23
10	21.16	50	18.35	90	14.20	130	8.84	170	5.17
11	21.10	51	18.26	91	14.09	131	8.70	171	5.11
12	21.05	52	18.17	92	13.97	132	8.57	172	5.05
13	21.00	53	18.08	93	13.84	133	8.44	173	4.99
14	20.95	54	17.99	94	13.72	134	8.32	174	4.93
15	20.89	55	17.90	95	1.1.60	135	8.19	175	4.88
16	20.83	56	17.81	96	13.48	1.75	8.07	176	4.82
17	20.78	57	17.71	97	13.35	137	7.96	177	4.77
18	20.72	58	17.62	98	13.23	138	7.84	178	4.71
19	20.66	59	17.53	99	13.10	139	7.73	179	4.66
20	20.60	60	17.43	100	12.98	140	7.62	180	4.61
21	20.54	61	17.33	101	12.85	141	7.51	181	4.56
22	20.48	62	17.24	102	12.72	142	7.41	182	4.51
23	20.41	63	17.14	103	12.59	143	7.30	183	4.46
24	20.35	64	17.04	104	12.47	144	7.20	184	4.41
25	20.28	65	16.94	105	12.33	145	7.10	165	4.36
26	20.22	66	16.84	106	12.20	146	7.01	186	4.32
27	20.15	67	16.74	107	12.07	1147	6.91	167	4.27
28	20.08	68	16.64	108	11.94	148	6.82	188	4.23
29	2.0.01	69	16.53	109	11.81	149	6.73	189	4.18
30	19.94	70	16.43	110	11.67	150	6.64	190	4.14
31	19.87	71	16.33	111	11.54	151	6.55	191	4.09
32	19.80	72	16.22	112	11.40	152	6.46	192	4.05
33	19.73	73	16.12	113	11.26	153	6.38	193	4.01
34	19.65	74	16.01	114	11.13	154	6.30	194	3.97
35	19.58	75	15.90	115	10.99	155	6.22	195	3.93
36	19.50	76	15.79	116	10.85	156	6.14	196	3.89
37	19.42	77	15.69	117	10.71	157	6.06	197	3.85
38	19.35	78	15.58	118	10.57	158	5.98	198	3.81
39	19.27	79	15.47	119	10.43	159	5.91	199	3.77
40	19.19	80	15.36	120	10.28	160	5.83	200	3.73

Note: $C_c = 126.1$

**Table C-50: Allowable Stress
For Compression Members of 50-ksi Specified Yield Stress Steel**

$\frac{Kl}{r}$	F_a (ksi)	$\frac{Kl}{r}$	F_a (ksi)	$\frac{Kl}{r}$	F_a (ksi)	$\frac{Kl}{r}$	F_a (ksi)	$\frac{Kl}{r}$	F_a (ksi)
1	29.94	41	25.69	81	18.81	121	10.20	161	5.76
2	29.87	42	25.55	82	18.61	122	10.03	162	5.69
3	29.80	43	25.40	83	18.41	123	9.87	163	5.62
4	29.73	44	25.26	84	18.20	124	9.71	164	5.55
5	29.66	45	25.11	85	17.99	125	9.56	165	5.49
6	29.58	46	24.96	86	17.79	126	9.41	166	5.42
7	29.50	47	24.81	87	17.58	127	9.26	167	5.35
8	29.42	48	24.66	88	17.37	128	9.11	168	5.29
9	29.34	49	24.51	89	17.15	129	8.97	169	5.23
10	29.26	50	24.35	90	16.94	130	8.84	170	5.17
11	29.17	51	24.19	91	16.72	131	8.70	171	5.11
12	29.08	52	24.04	92	16.50	132	8.57	172	5.05
13	28.99	53	23.88	93	16.29	133	8.44	173	4.99
14	28.90	54	23.72	94	16.06	134	8.32	174	4.93
15	28.80	55	23.55	95	15.84	135	8.19	175	4.88
16	28.71	56	23.39	96	15.62	136	8.07	176	4.82
17	28.61	57	23.22	97	15.39	137	7.96	177	4.77
18	28.51	58	23.06	98	15.17	138	7.84	178	4.71
19	28.40	59	22.89	99	14.94	139	7.73	179	4.66
20	28.30	60	22.72	100	14.71	140	7.62	180	4.61
21	28.19	61	22.55	101	14.47	114:1	7.51	181	4.56
22	28.08	62	22.37	102	14.24	142	7.41	182	4.51
23	27.97	63	22.20	103	14.00	143	7.30	183	4.46
24	27.86	64	22.02	104	13.77	144	7.20	184	4.41
25	27.75	65	21.85	105	13.53	145	7.10	185	4.36
26	27.63	66	21.67	106	13.29	146	7.01	186	4.32
27	27.52	67	21.49	107	13.04	147	6.91	187	4.27
28	27.40	68	21.31	108	12.80	148	6.82	188	4.23
29	27.28	69	21.12	109	12.57	149	6.73	189	4.18
30	27.15	70	20.94	110	12.34	150	6.64	190	4.14
31	27.03	71	20.75	111	12.12	151	6.55	191	4.09
32	26.90	72	20.56	112	11.90	152	6.46	192	4.05
33	26.77	73	20.38	113	11.69	153	6.38	193	4.01
34	26.64	74	20.10	114	11.49	154	6.30	194	3.97
35	26.51	75	19.99	115	11.29	155	6.22	195	3.93
36	26.38	76	19.80	116	11.10	156	6.14	196	3.89
37	26.25	77	19.61	117	10.91	157	6.06	197	3.85
38	26.11	78	19.41	118	10.72	158	5.98	198	3.81
39	25.97	79	19.21	119	10.55	159	5.91	199	3.77
40	25.83	80	19.01	120	10.37	160	5.83	200	3.73

Note: $C_c = 107.0$

b) For webs in axial compression, the limiting values of noncompact section are :

$$\frac{h}{t_w} \leq \frac{253}{\sqrt{F_y}} \quad (3-12)$$

In the above example 3-1, the section has :

$$\frac{b}{t} = \frac{15/2}{0.8} = 9.37 \text{ less than } \left(\frac{b}{t}\right)_{\text{lim}} = \frac{95}{\sqrt{F_y/k_c}} = \frac{95}{\sqrt{50/1.0}} = 13.44 ;$$

$$k_c = 1.0 \text{ since } \frac{h}{t} = \frac{40}{0.6} = 66.7 < 70.$$

But $\frac{h}{t} = 70 > \frac{253}{\sqrt{50}} = 35.8$; exceeding the noncompact limiting value, so the section

is slender. The result of Ex. 3-1 is not right.

For axial loaded members containing elements which have a the width-to-thickness ratio in excess of the limiting noncompact value, the design shall be as follows :

a) Flanges : The allowable stress of a slender flange shall be subject to a reduction factor Q_s . The value of Q_s shall be determined by equations (3-13) or (3-14) as applicable, where b is half of the full nominal width.

$$\text{When } \frac{95}{\sqrt{F_y/k_c}} < \frac{b}{t} < \frac{195}{\sqrt{F_y/k_c}} :$$

$$Q_s = 1.293 - 0.00309 \frac{b}{t} \sqrt{F_y/k_c} \quad (3-13)$$

$$\text{When } \frac{b}{t} > \frac{195}{\sqrt{F_y/k_c}} :$$

$$Q_s = \frac{26200.k_c}{F_y(b/t)^2} \quad (3-14)$$

b) Webs : a reduced effective width h_e shall be used in computing the design properties of the section.

For webs of I section :

$$h_e = \frac{253t}{\sqrt{f}} \left[1 - \frac{44.3}{(b/t)\sqrt{f}} \right] \quad (3-15)$$

For webs and flanges of rectangular tube sections :

$$h_e = \frac{253t}{\sqrt{f}} \left[1 - \frac{50.3}{(b/t)\sqrt{f}} \right] \quad (3-15a)$$

In these formulas, f is the computed compressive stress in the web, based on the gross sectional area of the actual section : $f = P/A_g$. As prescribed in the Spec., the gross cross-sectional area and the radius of gyration shall be computed on the basis of actual cross section. But the strength of the column will be reduced by the factor $Q_a = \text{effective area} / \text{actual area}$

The allowable stress for columns containing of slender flanges and slender webs :

$$F_a = \frac{Q \left[1 - \frac{(Kl/r)^2}{2C_c^2} \right] F_y}{\frac{5}{8} + \frac{3}{8} \frac{(Kl/r)}{C_c} - \frac{1}{8} \frac{(Kl/r)^3}{C_c^3}} \quad (3-16)$$

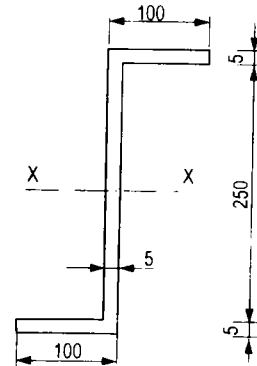
when Kl/r is less than C'_c , where $C'_c = \sqrt{2\pi^2 E / QF_y}$

and $Q = Q_s Q_a$

When Kl/r is less than C'_c :

$$F_a = \frac{12\pi^2 E}{23(Kl/r)^2} \quad (3-17)$$

Example 3.2 Check the section of a column of A572 (50) Steel for supporting a load of $P = 275$ kN. The column has $Kl = 240$ cm in both direction. The section is given in the following drawing.



Steel properties :

$$F_y = 50 \text{ ksi} = 34.5 \text{ kN/cm}^2$$

$$E = 29000 \text{ ksi} = 20000 \text{ kN/cm}^2$$

Gross section properties :

$$A = 2 \times 10 \times 0.5 + 24 \times 0.5 = 22 \text{ cm}^2$$

$$I_x = 2 \times (10 \times 0.5 \times 12.25^2) + 0.5 \times \frac{24^3}{12} = 2077 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 2 \times \frac{0.5 \times 9.753}{12} = 331 \text{ cm}^4$$

$$r_y = 3.88 \text{ cm}$$

$$\frac{Kl_y}{r_y} = 61.9$$

Check the local buckling

For flanges : $\frac{b}{t} = \frac{95}{5} = 19$ and $k_c = 1$ since $\frac{h}{t_w} = \frac{240}{5} = 48 < 70$

$$\frac{95}{\sqrt{F_y/k_c}} = \frac{95}{\sqrt{50}} = 13.4 < 19 \text{ and}$$

$$\frac{195}{\sqrt{F_y/k_c}} = \frac{195}{\sqrt{50}} = 27.6 > 19$$

Reduction factor $Q_s = 1.293 - 0.00309 \times 19 \sqrt{50} = 0.878$

For web : $\frac{h}{t_w} = \frac{240}{5} = 48 > \frac{253}{\sqrt{F_y}} = \frac{253}{\sqrt{50}} = 35.8$

Effective width of web :

$$h_e = \frac{253 \times 0.5t}{\sqrt{18.13}} \left[1 - \frac{44.3}{48\sqrt{18.13}} \right] = 23.2 \text{ cm} < h = 24 \text{ cm}$$

Effective area : $A_e = 2 \times 10 \times 0.5 + 23.2 \times 0.5 = 21.6 \text{ cm}^2$

Reduction factor $Q_a = \frac{21.6}{22} = 0.988$

Total reduction factor $Q = Q_s \times Q_a = 0.878 \times 0.98 = 0.862$

$$C'_c = \frac{\sqrt{(2 \times \pi^2 \times 29000)}}{(0.862 \times 34.5)} = 115 > \frac{Kl}{r_y}$$

$$F_a = \frac{0.862 \times 50 \left[1 - \frac{1}{2} \left(\frac{61.9}{115} \right)^2 \right]}{\frac{5}{8} + \frac{3}{8} \frac{61.9}{115} - \frac{1}{8} \left(\frac{61.9}{115} \right)^3} = \frac{36.86}{1.849} = 19.9 \text{ ksi}$$

$f = 18.13 \text{ ksi} < F_a$, the section is OK

Chapter 4

BEAMS AND FLEXURAL MEMBERS

I. BEHAVIOR OF A BEAM UNDER LOAD

A beam is considered to be any member subjected principally to transverse loading, which involve a bending moment. So, a beam is a combination of a tension element and a compression element. In general, the compression element (one flange) is braced perpendicular to the plane of the web to avoid the overall buckling. In this case, the beam is said as *laterally supported*.

Let's consider I beam subjected to increasing moment. The stress distribution is shown on Fig. 4-1. At the bending moment in the service load range, the section is elastic (Fig. a). The maximal stress at the extreme fiber is computed as

$$f = \frac{M}{S_x} \quad (4-1)$$

where S is the section modulus, defined as the moment of inertia I divided by the distance from the center of gravity to the extreme fiber (The subscript x indicates axis x about which the moment of inertia is computed). The elastic condition exists until the stress at the extreme fiber reaches the yield stress F_y (Fig.b). The nominal moment strength is referred to as the yield moment M_y and is computed as

$$M_y = S_x F_y \quad (4-2)$$

After, increasing strain in extreme fibers induces no increase in stress (Fig.c). The section is in elastic-plastic range. When every fiber has reached the yield stress (Fig.d), the whole section is in the plastic range. The nominal moment strength is referred to as the *plastic moment* M_p and is computed as

$$M_p = F_y \int y dA = F_y Z \quad (4-3)$$

where $Z = \int y dA$ may be called the *plastic modulus*. One may note that Z is equal to twice of the static moment of the half section about axis x .

Once the plastic moment strength has been reached, the section can offer no additional resistance to rotation. It behaves as a hinge but with constant resistance M_p , which is known as a *plastic hinge*. A plastic hinge will make a statically determinate beam collapse.

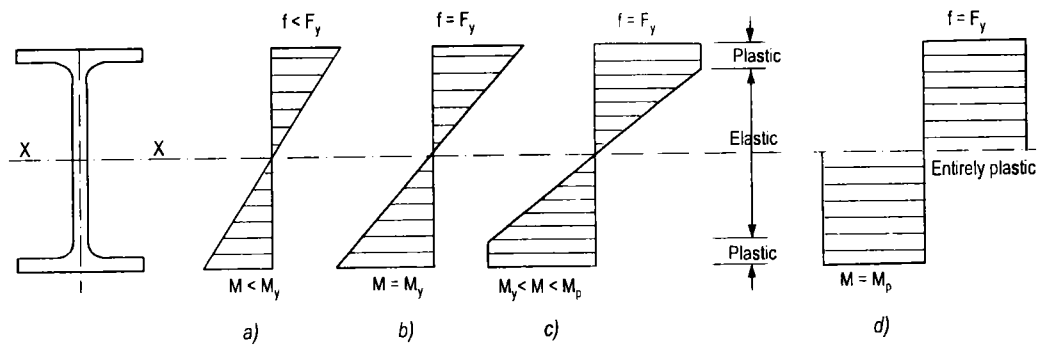


Fig 4-1

The ratio $\xi = M_p/M_y$, shows how bigger the moment capacity computed in plastic range in comparison with the ordinary one computed in elastic range :

$$\xi = \frac{M_p}{M_y} = \frac{Z}{S} \quad (4-4)$$

This ratio is independent of the material property. It is a property of the cross section shape and is called the shape factor. Shape factors ξ of some cross sections are the following :

Rectangular : 1.5 ; circular : 1.7 ; W shape : 1.10 to 1.18 ; thin walled rectangular tube : 1.12.

The values of section modulus S and Z for standard shapes are given in Tables (for ex. in AISC Manuals).

II. ALLOWABLE STRESS DESIGN OF Laterally Supported Beams

As said above, a beam is laterally supported when there exist lateral support (such as concrete floor slab, cross bracing at intervals) on its compression flange to restraint its overall buckling out of its plane.

The safety requirement of a beam is as follows :

$$M \leq \frac{M_n}{FS}$$

where

M = service load bending moment,

M_n = nominal moment strength ,

FS = safety factor in beam design, taken equal 1.67.

Or in stress format, by dividing both sides by the section modulus S :

$$f_b = \frac{M}{S} \leq F_b = \frac{M_n}{(FS)S} \quad (4-5)$$

To define M_n , one must distinguish compact, non compact and slender section of the beam.

Compact sections : if there is no local buckling of the compression element making up the cross section, the beam can stable until the plastic hinge occurs and the nominal moment strength is the plastic moment strength M_p .

$$M_p = ZF_y = \xi SF_y$$

For strong axis bending of I shaped sections, a value of ξ is selected as 1.10. Substituting in Equation 4- and using FS = 1.67, gives the allowable bending stress F_b :

$$F_b = \frac{\xi SF_y}{(FS)S} = \frac{1.10SF_y}{(1.67)S} = 0.66F_y \quad (4-6)$$

For weak axis (y-y) bending, the I shape behave essentially as a rectangular section, the shape value of 1.5 should be used, but the allowable bending stress F_b is taken a little lower than that can be obtained by this shape value. AISC Spec. gives :

$$F_b = 0.75F_y \quad (4-7)$$

A compact section must have the width-thickness ratios of its elements not exceeding the limiting values as follows :

Flanges in rolled or built-up beams :

$$\frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{65}{\sqrt{F_y}} \quad (4-8)$$

Webs in flexural compression :

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{640}{\sqrt{F_y}} \quad (4-9)$$

where b_f = flange width ; d : full depth of web.

Noncompact sections : when the width-thickness ratios exceed the compact limits (but do not exceed the noncompact limits as given hereunder), the nominal strength will not reach M_p . The noncompact limits are intended to assure the section of reaching the yield stress at the extreme fiber. Thus, the nominal strength is the yield moment M_y . The allowable stress become :

$$F_b = \frac{SF_y}{(FS)S} = \frac{F_y}{1.67} = 0.60F_y \quad (4-10)$$

The limiting values of noncompact section :

$$\text{Flanges in rolled beams : } \frac{b_f}{2t_f} = \frac{95}{\sqrt{F_y}} \quad (4-11)$$

Flanges in built-up beams :
$$\frac{b_f}{2t_f} = \frac{95}{\sqrt{F_y/k_c}} \quad (4-11a)$$

Webs in flexural compression :
$$\frac{h}{t_w} = \frac{760}{\sqrt{F_b}} \quad (4-12)$$

where h is the clear distance between flanges ; $k_c = \frac{4.05}{(h/t)^{0.46}}$ if $\frac{h}{t} \leq 70$ and $k_c = 1.0$

otherwise.

When the width-thickness ratios exceed the compact limits but are less than the noncompact limits, the moment strength lies between M_p and M_y . The allowable stress can be linearly interpolate between those limits (Fig. 4-2).

For members with webs that are compact but with flanges that are $\frac{65}{\sqrt{F_y}} \leq \frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{95}{\sqrt{F_y}}$ the allowable stress is

$$F_b = F_y \left[0.79 - 0.002 \left(\frac{b_f}{2t_f} \right) \sqrt{F_y} \right] \quad (4-13)$$

For built-up members with webs that are compact or noncompact, and with flanges that are noncompact :

$$\frac{65}{\sqrt{F_y}} \leq \frac{b_f}{2t_f} \leq \frac{95}{\sqrt{F_y/k_c}}$$

the allowable stress is

$$F_b = F_y \left[0.79 - 0.002 \frac{b_f}{2t_f} \sqrt{F_y/k_c} \right] \quad (4-14)$$

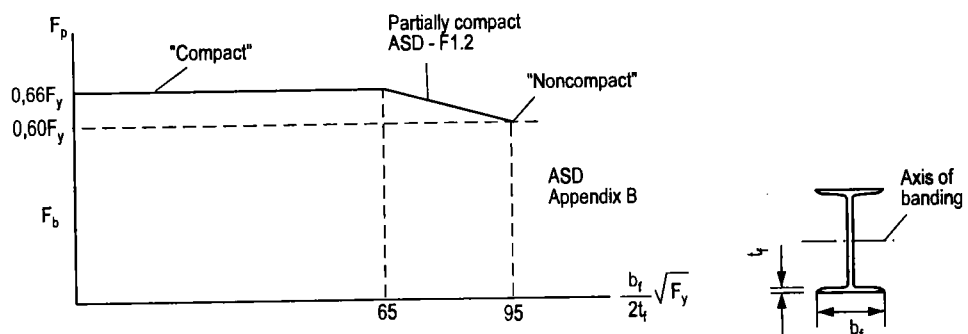


Fig. 4-2

Slender sections : if the width-thickness ratio exceed the limiting noncompact , value, the section is slender. The allowable stress shall be reduced by a factor Q_s .

For compression flanges of beam :

$$\text{When } \frac{95}{\sqrt{F_y/k_c}} < \frac{b_f}{2t_f} < \frac{195}{\sqrt{F_y/k_c}} :$$

$$Q_s = 1.293 - 0.00309 \left(\frac{b_f}{2t_f} \right) \sqrt{F_y/k_c} \quad (4-15)$$

$$\text{When } \frac{b_f}{2t_f} > \frac{195}{\sqrt{k_c/F_y}} :$$

$$Q_s = \frac{26200 k_c}{F_y (b/t)^2} \quad (4-16)$$

For webs : if the width-thickness ratio : $\frac{h}{t_w} > \frac{760}{\sqrt{F_b}}$, the beam is considered as a plate

girder which will be treated in Chap.6.

Example 4-1. Select the lightest W section to carry a uniformly distributed load of 750 daN/m (including the assumed weight of the beam), on a 6 m simply supported span. The beam has continuous lateral support by decking. Using steel A572 with $F_y = 50\text{ksi}$ (34.5 kN/cm^2).

Suppose the section is compact and the allowable stress: $F_b = 0.66 \times 34.5 = 22.8 \text{ kN/cm}^2$.

Moment : $750 \times 6^2/8 = 3375 \text{ daNm} = 3375 \text{ kNcm}$

Required section modulus : $S_x = 3375/22.8 = 148.02 \text{ cm}^3 = 9.05 \text{ in}^3$

From the W shape table, choose the lightest for this section modulus is W10×12. Its section modulus $S_x = 10.9 \text{ in}^3$ (or 178.6 cm^3) $> 9.05 \text{ in}^3$

Check the compact conditions :

$$\text{Web : } \frac{d}{t_w} = \frac{9.87}{0.19} = 51.9 < \frac{640}{\sqrt{50}} = 90 \rightarrow \text{web is compact}$$

$$\text{Flanges : } \frac{b_f}{2t_f} = \frac{3.96}{2 \times 0.21} = 9.42, \text{ comprised between}$$

$$\frac{65}{\sqrt{50}} = 9.19 \text{ and } \frac{95}{\sqrt{50}} = 13.43 \rightarrow \text{flanges are not compact.}$$

The allowable stress will be :

$$F_b = F_y [0.79 - 0.002 \times 9.42 \sqrt{50}] = 0.657 F_y = 32.85 \text{ ksi} = 22.65 \text{ kN/cm}^2$$

The working stress : $f = \frac{3375}{178.6} = 18.9 \text{ kN/cm}^2 < F_b = 22.65 \text{ kN/cm}^2$

The selection remains valid.

III. LATERAL TORSIONAL BUCKLING

In beams, the moment of inertia about the major principal axis is considerably larger than that about the minor principal axis. So a beam is reactively weak in resistance to torsion and bending about the minor axis, it may become unstable under load. The instability may occur as a sideways bending, accompanied by twist. This phenomena is called *lateral-torsion buckling* or shorter, *lateral buckling* (Fig. 4-3).

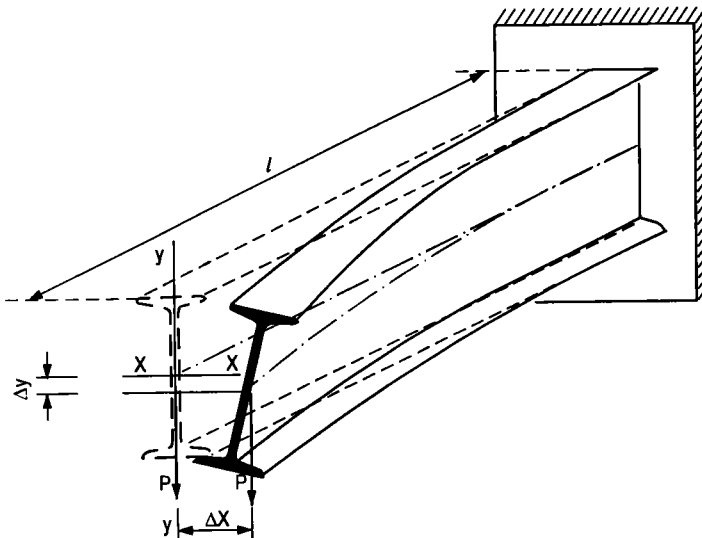


Fig. 4-3 Lateral-torsion buckling of a I beam

1. General. The moment at which lateral buckling begins is the critical moment. The value of which is given by the formula :

$$M_{cr} = C_b \sqrt{\frac{\pi^2}{L^2} E I_y G J_t + \frac{\pi^4}{L^4} E I_y E C_w} \quad (4-17)$$

In this formula :

L = the laterally unbarred length

J_t = the torsion constant of the cross section. If the section is composed of rectangular elements, J_t can be determined by the sum of that of each element : $J_t = \sum bt^3/3$;

G = shearing modulus of elasticity : $G = \frac{E}{2(1+\mu)}$ (μ : Poisson's ratio)

C_w = the so called warping constant of the cross section. For a I section, C_w is determined as : $C_w = I_f h^2/2$, where I_f is the moment of inertia of one flange about axis y - y of the section.

C_b is a factor for adjusting for the variation in moment along the span.

The critical bending stress is :

$$F_{cr} = \frac{M_{cr}}{S_x} \quad (4-18)$$

For shallow thick flanged sections, torsional strength predominates (so called torsionally strong sections), we may neglect the second term in the formula of M_{cr} , the critical bending stress is :

$$F_{cr} = \frac{M_{cr}}{S_x} = C_b \frac{\pi \sqrt{EI_y G J_t}}{L S_x}$$

By substituting the geometrical characteristics of the section by their approximate values:

$$I_y = \frac{2tb_3}{12}; J_t = \frac{2bt^3}{3} \text{ (by considering only the flanges); } S_x = \frac{2bt(d/2)^2}{d/2} = btd;$$

where b = flange width, t = flange thickness, d = beam depth, and $A_f = bt$

$$F_{cr} = \frac{0,21C_b \pi E}{(Ld/A_f)} = \frac{20000C_b}{(Ld/A_f)}$$

Since F_{cr} must not exceed F_y , so greatest unbraced length L that assure the lateral stability of the beam is :

$$L = \frac{20000C_b}{(F_y d/A_f)} \text{ or when } C \text{ is taken conservatively equal } 1 :$$

$$L = \frac{20000}{F_y d/A_f} \quad (4-19)$$

For deep sections having relatively thin flanges and web, column strength of the compression flange predominate (case of torsionally weak sections), the first term in the formula of M_{cr} may be neglected, the critical bending stress is :

$$F_{cr} = \frac{M_{cr}}{S_x} = \frac{C_b (\pi/L) \sqrt{EI_y G C_w}}{S_x}$$

By substituting $C_w = \frac{J_y d^2}{4}$ and $J_y = A r_y^2$, $C_b = 1$ and the condition $F_{cr} \leq F_y$:

$$L/r_y = \sqrt{(\pi^2 E / 2 F_y) (d A / S_x)}$$

Giving to $(d A / S_x)$ a low value of 1.5, taking $E = 29000$ ksi and rectifying the ratio L/r_y by experimental data, we obtain :

$$\frac{L}{r_y} = \frac{300}{\sqrt{F_y}}$$

Taking r_y approximated as $0.25b$, finally:

$$L \leq \frac{76b}{\sqrt{F_y}} \quad (4-20)$$

AISC/ASD required that : for a section is considered as compact and designed for $F_b = 0.66F_y$, the lateral unbraced length (i.e. the spacing between lateral supports) must not exceed the smaller of the two values of L_c given by the following:

$$L_c = \frac{20000}{F_y d / A_f} \quad (4-21)$$

$$L_c \leq \frac{76b}{\sqrt{F_y}} \quad (4-22)$$

2. Beams with $L > L_c$. In these beams, the yield stress can be achieved at the extreme fiber prior the lateral buckling (the moment strength is $M_y = F_y S$), but the plastic moment $M_p = F_y Z$ can't be reached. The allowable stress is $0.6 F_y$. The critical bending stress is determined by equations (4-17) and (4-18). By substituting the geometrical characteristics of the section by their approximate values and $G = E/2.6$, we have with rounded values

$$F_{cr} = \sqrt{\left(\frac{3E}{Ld/r_y t_f}\right)^2 + \left(\frac{14E}{(L/r_y)^2}\right)^2} \quad (4-23)$$

If the second term is neglected, giving :

$$F_{cr} = \frac{3E}{Ld/r_y t_f} = \frac{0.66E}{Ld/A_f} \quad (\text{by taking } r_y = 0.22b_f, A_f = b_f t_f)$$

Taking $E = 29000$ ksi, dividing by $FS = 1.67$ and inserting C_b , finally obtain the allowable stress :

$$F_b = \frac{12000C_b}{Ld/A_f} \quad (4-24)$$

If the first term is neglected, giving :

$$F_{cr} = \frac{14E}{(r_y/L)^2}$$

Since only the compression flange is column, the radius of gyration logically should be that of the compression flange and some portion of the adjacent web. AISC introduces the symbol r_T for this portion, defined as "radius of gyration of a section comprising the compression flange plus one third of the compression web area, taken about an axis in the plane of the web". Approximately, r_T may be taken as $1.2 r_y$. Replacing r_T in the above formula obtain the equation very closely to the Euler column one :

$$F_{cr} = \frac{\pi^2 E}{(L/r_T)^2} \quad (4-25)$$

For large value of (L/r_T) , elastic buckling controls. The equation (4-25) is used for the design basis. Dividing it by $FS = 1.67$ and inserting C_b for moment gradient gives :

$$F_b = \frac{F_{cr}}{FS} = \frac{\pi^2 EC_b}{1.67(L/r_T)^2}, \text{ or closely}$$

$$F_b = \frac{170 \times 10^3 C_b}{(L/r_T)^2} \quad (4-26)$$

In case of inelastic buckling, the buckling stress above $F_y/2$ is taken according to the SSRC parabola (see equation 3-4) :

$$F_{cr} = F_y \left[1 - \left(\frac{F_y}{4\pi^2 E} \right) \left(\frac{L}{r_T} \right)^2 \right]$$

The allowable stress is taken equal to $2/3$ of F_{cr} , this gives (with insert of factor C_b)

$$F_b = F_y \left[\frac{2}{3} - \left(\frac{2}{3} \frac{F_y}{4\pi^2 EC_b} \right) \left(\frac{L}{r_T} \right)^2 \right]$$

By replacing E value and adjusting some coefficient, The final AISC formula becomes :

$$F_b = \left[\frac{2}{3} - \frac{F_y (L/r_T)^2}{1530 \times 10^3 C_b} \right] F_y \quad (4-27)$$

The value of (L/r_T) at the transition between elastic and inelastic buckling can be found by equalizing the allowable stresses in eqs. (4-26) and (4-27) :

$$F_b = F_y \left[\frac{2}{3} - \frac{F_y(L/r_T)^2}{1530 \times 10^3 C_b} \right] = \frac{170000 C_b}{(L/r_T)^2}$$

from which is obtained :

$$\frac{L}{r_T} = \sqrt{\frac{510 \times 10^3 C_b}{F_y}} \quad (4-28)$$

The biggest unbraced length L_u that the beam can reach M_y before lateral buckling can be found by equalizing the allowable stress in (4-24) and (4-27) with $F_b = 0.6 F_y$:

$$0.6 F_y = \frac{12000 C_b}{L d / A_f} \rightarrow L_u = \frac{20000}{(d/A_f) F_y} \quad (C_b = 1 \text{ by Spec}) \quad (4-29)$$

$$0.6 F_y = F_y \left[\frac{2}{3} - \frac{F_y(L/r_T)^2}{1530 \times 10^3 C_b} \right] \rightarrow L_u = r_T \sqrt{\frac{102 \times 10^3 C_b}{F_y}} \quad (4-30)$$

The bigger length is L_u .

A summary of the allowable bending stress depending of unbraced length is as following :

1) When L does not exceed the smaller value from :

$$L_c = \frac{20000}{(d/A_f) F_y} \text{ or } L_c = \frac{76 b_f}{\sqrt{F_y}} \quad (4-21) \text{ and } (4-22)$$

so $F_b = 0.66 F_y$ (Equations (F1-1) and (F1-2) of AISC/ASD)

2) When L does not exceed the larger value from :

$$L_u = r_T \sqrt{\frac{102 \times 10^3 C_b}{F_y}} \text{ or } L_u = \frac{20000}{(d/A_f) F_y} \quad (4-29) \text{ and } (4-30)$$

so $F_b = 0.60 F_y$ (AISC/ASD F1-5)

3) When L exceeds L_b but smaller than $r_T \sqrt{\frac{510 \times 10^3 C_b}{F_y}}$, the larger from two values

F_b will controls :

$$F_b = \left[\frac{2}{3} - \frac{F_y(L/r_T)^2}{1530 \times 10^3 C_b} \right] F_y \leq 0.6 F_y \quad (4-26) \text{ (AISC/ASD F1-6)}$$

$$F_b = \frac{12 \times 10^3 C_b}{Ld/A_f} \leq 0.6F_y \quad (4-24) \text{ (AISC/ASD F1-8)}$$

4) When L exceeds $r_T \sqrt{\frac{510 \times 10^3 C_b}{F_y}}$, F_b is the larger value from (4-24) and (4-26)

$$F_b = \frac{12 \times 10^3 C_b}{Ld/A_f} \leq 0.6F_y \quad (4-24) \text{ (AISC/ASD F1-8)}$$

$$F_b = \frac{170 \times 10^3 C_b}{(L/r_T)^2} \leq 0.6F_y \quad (4-27) \text{ (AISC/ASD F1-7)}$$

The value of C_b is determined from the equation :

$$C_b = 1.75 + 1.05 \left(\frac{M_1}{M_2} \right) + 0.3 \left(\frac{M_1}{M_2} \right)^2 \leq \frac{2}{3}$$

where M_1 is the smaller and M_2 the larger bending moment of the unbraced length, taken about the strong axis of the member. The ratio (M_1/M_2) is positive when M_1 and M_2 have the same sign and negative when they are of opposite signs. When the bending moment at any point within the unbraced length is larger than at both ends of this length, the value of C_b shall be taken as unity. When the span has many lateral-brace point spacing uniformly, values of C_b are given below, for simply supported beams under uniformly distributed load.

Intermediate braces	C_b
None	1.0
At midspan	1.75
At third point	1.0
At quarter points	1.13
At fifth points	1.0
At sixth points	1.05

Example 4-2. Select a W shape for a simply supported beam of 9 m span, with adequate intermediate bracings, to carry a dead load of 750 daN/m, live load of 2250 daN/m. Use steel A36

Assume the proper weight of the beam 100daN/m. Total load :

$$750 + 2250 + 100 = 3100 \text{ daN/m} = 31 \text{ kN/m}$$

Moment $M = \frac{31 \times 9^2}{8} = 313.87 \text{ kNm.}$

Assume the section is compact and sufficiently braced, so

$$F_b = 0.66F_y = 0.66 \times 36 \times 0.6895 = 16.38 \text{ kN/cm}^2$$

The required section modulus :

$$S = \frac{313.87}{16.38} = 1915 \text{ cm}^3 = 116.86 \text{ in}^3 \text{ (Note : } 1 \text{ in}^3 = 16,387 \text{ cm}^3)$$

Select the section W 21×62, the section modulus of which is 127 in³. Its weight 62 lb/ft = 92 daN/m, close to the assumed one.

Check the compact conditions

$$\frac{b_f}{2t_f} = \frac{8.24}{0.615} = 6.7 < \frac{65}{\sqrt{F_y}} = \frac{65}{6} = 10.8$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{21}{0.4} = 52.5 < \frac{640}{\sqrt{F_y}} = \frac{640}{6} = 106$$

The section is compact.

Check the bracing spacing to satisfy the compact conditions : it's the smaller from two values L_c :

$$L_c = \frac{20000}{F_y d/A_f} = \frac{20000}{36[21/(8.24 \times 0.615)]} = 134 \text{ in.}$$

$$L_c \leq \frac{76b}{F_y} = \frac{76 \times 8.24}{6} = 104 \text{ in} = 264 \text{ cm, which governs.}$$

Use 3 braces at 2.25 m.

Example 4-3. Check a W21×44 shape for a simply supported beam of 9 m span, with intermediate bracings, to carry a dead load of 750 daN/m, live load of 2250 daN/m. Use steel A572 gr.65

The proper weight of the beam 44 lb/ft = 65daN/m. Total load :

$$750 + 2250 + 65 = 3065 \text{ daN/m} = 30.65 \text{ kN/m}$$

$$M = \frac{30.65 \times 9^2}{8} = 310.33 \text{ kNm.}$$

For the first step, assume the section is compact and sufficiently braced, so

$$F_b = 0.66F_y = 0.66 \times 65 \times 0.6895 = 29.58 \text{ kN/cm}^2$$

The required section modulus :

$$S = \frac{310.33}{29.58} = 1049 \text{ cm}^3 = 64 \text{ in}^3 \text{ (Note : } 1 \text{ in}^3 = 16.387 \text{ cm}^3\text{)}$$

The actual section has $S = 81.6 \text{ in}^3$, largely sufficient. This section is compact since :

$$\frac{b_f}{2t_f} = \frac{6.5}{0.45} = 7.2 < \frac{65}{\sqrt{F_y}} = \frac{65}{\sqrt{65}} = 8.06$$

$$\frac{d}{t_w} = \frac{20.66}{0.35} = 59 < \frac{640}{\sqrt{F_y}} = \frac{640}{\sqrt{65}} = 79.36$$

The bending stress :

$$f_b = \frac{31.033}{(81.6 \times 16.387)} = 23.2 < 0.6F_y = 0.6 \times 65 \times 0.6895 = 26.6 \text{ kN/cm}^2$$

It is less than maximum allowable stress for noncompact section. So lateral bracing need be spaced only to obtain the necessary allowable stress by eqs. (4-24) and (4-26).

Try 3 braces spaced 2.25m. Then $C_b = 1.13$. Section W21×44 has $r_T = 1.57 \text{ in}$, so

$$\frac{L}{r_T} = \frac{225}{1.57 \times 2.54} = 56.4.$$

It's larger than

$$\sqrt{\frac{102000C_b}{F_y}} = \sqrt{\frac{102000 \times 1.13}{65}} = 42.1$$

but less than $\sqrt{\frac{510000C_b}{F_y}} = \sqrt{\frac{510000 \times 1.13}{65}} = 94.2$

So, the allowable stress is the larger from two values by (4-24) and (4-26) :

$$F_b = F_y \left[\frac{2}{3} - \frac{F_y(L/r_T)^2}{1530 \times 10^3 C_b} \right] = 65 \left[\frac{2}{3} - \frac{65 \times 56.4^2}{1530 \times 10^3 \times 1.13} \right] = 35.56 \text{ ksi}$$

$$= 24.52 \text{ kN/cm}^2.$$

$$F_b = \frac{12000C_b}{Ld/A_f} = \frac{12000 \times 1.13}{625} = 21.6 \text{ ksi}$$

where : $\frac{Ld}{A_f} = \frac{225}{2.54} \times \frac{20.66}{6.5 \times 0.45} = 625$

$$F_b = 24.52 < f_b = 23.2 \text{ kN/cm}^2$$

The section is OK.

IV. DEFLECTION

When beams are used in long spans or shallow sections, deflection restrictions may control the design. Excessive deflection on a floor may cause the feeling of softness, and also damage to attached element such as plaster, or undesirable vibrations. These are serviceability requirements.

The maximum deflection of a beam may be expressed as :

$$\Delta = \frac{\beta WL^3}{EI}$$

where

W = total service load on the span ;

L = span length;

E = modulus of elasticity (29000 ksi or 20000 kN/cm²);

β = coefficient which depends upon the degree of fixity at supports, the distribution of loading.

For a uniformly loaded simply supported beams, this equation becomes : $\Delta = \frac{5WL^3}{384EI}$

which upon substitution $M = \frac{WL^2}{8}$, $f = \frac{Mc}{I}$ and $c = \frac{d}{2}$, gives $\Delta = \frac{5fL^2}{24Ed}$ (4-31)

This is a good approximation of Δ for any simply supported beams, when the maximum stress occurs near midspan.

The ratio L/d of beam span to beam depth which corresponds to a specific ratio Δ/L can be determined from this Equa.

$$\frac{L}{d} = \frac{24}{5} \cdot \frac{E}{f} \cdot \frac{\Delta}{L} \quad (4-32)$$

There is no standard value for tolerable deflections in Specifications. The acceptable amount must of necessity depend on the type and arrangement of materials being supported. AISC Spec. states "Beams and girders supporting floors and roofs shall be proportioned with due regard to the deflection produced by the design loads. Beams and girders supporting plastered ceilings shall be so proportioned that the maximum live-load deflection does not exceed 1/360 of the span."

For the limitation of L/360, using E =29000 ksi or 20000 kN/cm², equation. (4-32) becomes :

$$\frac{L}{d} \leq \frac{24}{5} \times \frac{29000}{f} \times \frac{1}{360} = \frac{387}{f}$$

or

$$\frac{L}{d} \leq \frac{24}{5} \times \frac{20000}{f} \times \frac{1}{360} = \frac{267}{f}$$

where f is in ksi in the first case or in kN/cm^2 in the second case.

As a guide only, AISC/ASD Spec. suggests the following rules :

Floor beams and girders, fully stressed :

$$\frac{L}{d} \leq \frac{800}{F_y(\text{ksi})} \quad (4-33)$$

Roof purlins, fully stressed, except flat roof :

$$\frac{L}{d} \leq \frac{1000}{F_y(\text{ksi})} \quad (4-34)$$

It should be noted that the deflection limits discussed above are not mandatory.

Example 4-4. To check the section of the beam from Ex. 4-3, for the limiting live-load deflection is $1/300$ of the span.

The bending stress from live-load is defined by multiplying the service bending stress f_b by the ratio between live-load and total load :

$$f = 23.20 \times \frac{22.50}{30.65} = 17.03 \text{ kN/cm}^2 = 24.7 \text{ ksi}$$

The span -to -depth ratio required for $1/300L$ limiting live-load deflection :

$$\frac{L}{d} = \frac{24}{5} \frac{29000}{f} \frac{1}{300} = 18.78$$

The actual span -to -depth ratio : $\frac{L}{d} = \frac{900/2,54}{20,66} = 17.15 < 18.78$, so the deflection is

less than the allowable value.

IV SHEAR IN BEAMS

1. Shear stress

Shearing stress is seldom a factor in the design of a steel beam. It is calculated only as a check after the beam has been designed for bending. Shear may govern very short beams supporting heavy concentrated loads near bearing spots.

Shear stress is determined by the familiar equation :

$$v = \frac{VQ}{It} \quad (4-35)$$

where

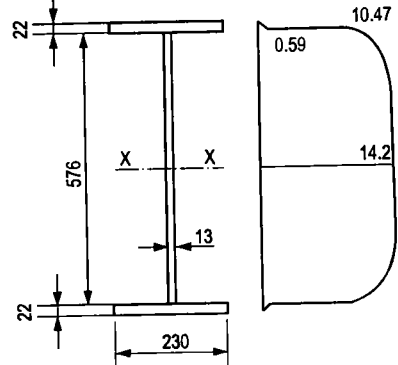
V = shear force at the considered section ;

Q = the first moment of area about the x-axis of the cross-sectional area between the extreme fiber and the particular location where the shear stress is to be determined.

In practical procedure of steel design, shear stress is computed as the average value over the gross area of the web, neglecting the effect of any fastener holes. Thus :

$$f_v = \frac{V}{A_w} = \frac{V}{dt_w} \quad (4-36)$$

Example 4-5. Determine the shear stress distribution on a W24 × 94 beam subjected to a service load shear force of 1000kN.



$$I = \frac{1.3 \times 57.6^3}{12} + 2 \times (23 \times 2.2) \times \left(\frac{59.8}{2} \right)^2 = 111177 \text{ cm}^4$$

Stress at the junction of flange and web :

$$Q = 23 \times 2.2 \times 29.9 = 1513 \text{ cm}^3$$

$$v_1 = \frac{1000 \times 1513}{111177 \times 23} = 0.59 \text{ kN/cm}^2 \text{ (in flange)}$$

$$v_2 = \frac{1000 \times 1513}{111177 \times 1.3} = 10.47 \text{ kN/cm}^2 \text{ (in web)}$$

Stress at neutral axis :

$$Q = 1513 + \frac{57.6}{2} \times 1.3 \times \frac{57.6}{2} \times \frac{1}{2} = 2052 \text{ cm}^3.$$

$$v_3 = \frac{1000 \times 2052}{111177 \times 1.3} = 14.2 \text{ kN/cm}^2$$

Shear force carried by flanges :

$$2 \times 23 \times 2.2 \times \frac{0.59}{2} = 29.8 \text{ kN, only 3% of the total shear force.}$$

Shear force carried by web :

$$1000 - 29.8 = 971.2 \text{ kN, i.e. } 97\% \text{ of the shear force.}$$

This illustrates that in a I shape beam, most of shear is carried by the web.

The average shear stress on web :

$$f_v = \frac{V}{dt_w} = \frac{1000}{62 \times 1.3} = 12.4 \text{ kN/cm}^2, \text{ that means } 12.7\% \text{ below the maximum stress.}$$

2. Allowable shear stress

The safety requirement for shear may be stated :

$$f_v \leq F_v \quad (4-37)$$

where

$$f_v = \text{service load average shear stress : } f_v = \frac{V}{A_w} = \frac{V}{dt_w};$$

F_v = allowable shear stress, which can be determined as the shear yielding stress divided by a FS.

The shear yielding stress τ_y equals the normal yield stress divided by $\sqrt{3}$, i.e. in round $\tau_y = 0.6 F_y$. Taking for the FS the value 1.67, the allowable shear stress equals :

$$F_v = 0.6 \frac{F_y}{1.67} = 0.36 F_y. \text{ AISC Spec. takes}$$

$$F_v = 0.4 F_y \quad (4-38)$$

This applies for beams without transversal stiffeners and with $\frac{h}{t_w} \leq \frac{380}{\sqrt{F_y}}$.

When $\frac{h}{t_w} \geq \frac{380}{\sqrt{F_y}}$, may occurs the shear buckling of the web (Fig. 4-4,a). The

critical stress for the case of pure shear is given by :

$$\tau_{cr} = k_v \frac{\pi^2 E}{12(1-\mu^2)(h/t_w)^2}$$

where k_v is a factor depending on the ratio of the short to the long dimension of the plate (web with stiffeners) :

$$\text{for } \frac{a}{h} \leq 1 \text{ (Fig. 4-4,b), } k = 4.0 + \frac{5.34}{(a/h)^2} \quad (4-39)$$

$$\text{for } \frac{a}{h} \geq 1 \text{ (Fig. 4-4,c), } k = 5.34 + \frac{4.0}{(a/h)^2} \quad (4-40)$$

Designing C_v as the ratio of the shear stress at buckling τ_{cr} and the shear yield stress τ_y :

$$C_v = \frac{\tau_{cr}}{\tau_y} = \frac{k_v \pi^2 E}{\tau_y 12(1 - \mu^2)(h/t_w)^2}$$

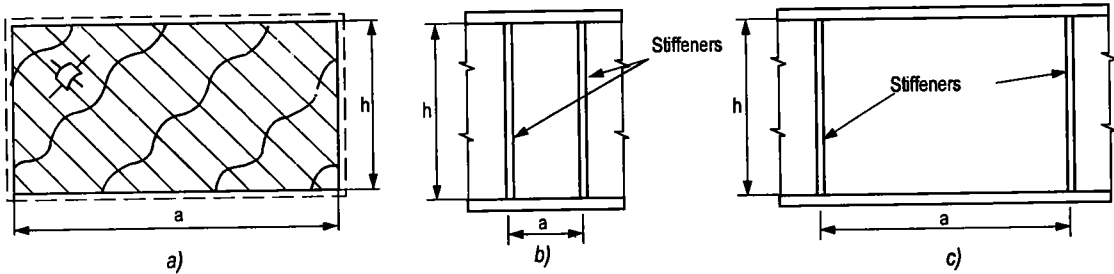


Fig. 4-4

Substituting of $E = 29000$ ksi, $\mu = 0.3$, $\tau_y = 0.6 F_y$, gives

$$C_v = \frac{k_v \times \pi^2 \times 29000}{0.6F_y \times 12(1 - 0.3^2)(h/t_w)^2}$$

$$C_v = \frac{45000 k_v}{F_y (h/t_w)^2} \quad (4-41)$$

This is C_v for elastic stability, when the critical limit τ_{cr} does not exceed the proportional limit τ_{pro} which is taken as $0.8\tau_y$ i.e. when $C_v < 0.8$. The allowable shear stress :

$$F_v = \frac{\tau_{cr}}{FS} = \frac{C_v \tau_y}{FS} = \frac{C_v F_y}{1.67\sqrt{3}} = \frac{C_v F_y}{2.89}$$

AISC/ASD gives :

$$F_v = \frac{C_v F_y}{2.89} \leq 0.4 F_y \quad (4-42)$$

When $C_v > 0.8$, the buckling occurs in the range of inelastic strain. One takes the critical shear stress according to the formula :

$\tau_{cr} = \sqrt{\tau_{pro} \tau'_{cr}}$ where τ'_{cr} is the elastic critical shear stress. Or

$$\tau_{cr} = \sqrt{0.8\tau_y \tau'_{cr}} = \sqrt{\frac{0.8\tau_y (\tau'_{cr}) 45000 k_v}{F_y (h/t_w)^2}}$$

So,
$$C_v = \frac{\tau_{cr}}{\tau_y} = \sqrt{\frac{0,8 \times 45000 k_v}{F_y (h/t_w)^2}} = \frac{190}{h/t_w} \sqrt{k_v/F_y}$$

AISC gives, when $C_v > 0.8$:

$$C_v = \frac{190}{h/t_w} \sqrt{\frac{k_v}{F_y}} \quad (4-43)$$

The maximum h/t_w value with which beams without stiffeners can be design using $F_v = 0.4 F_y$ is found by comparing equation. (4-38) and (4-42).

$$\frac{C_v F_y}{2.89} = 0,4 F_y$$

With C_v by (4-43) and k_v approaching 5.34 (without stiffeners):

$$\frac{F_y}{2.89} \frac{439}{(h/t_w) \sqrt{F_y}} = 0.4 F_y$$

and:
$$\frac{h}{t_w} \leq \frac{380}{\sqrt{F_y}}$$

It's the limit value quoted above for formula (4-38).

Example 4-6 Check the shear for a beam supporting a uniform load of 30kN/m on the span of 9 m. Using W21×62, A36 for the first alternation and W21×44, A572 gr.65 for the second one.

The reaction (maximum shear force) : $V = \frac{30 \times 9}{2} = 13.5 \text{ kN}$.

1) Section W21 × 62 : $b_f = 8.24 \text{ in}$, $t_f = 0.615 \text{ in}$, $d = 21 \text{ in}$, $t_w = 0.4 \text{ in}$

Slenderness ratio of the web :

$$\frac{h}{t} = \frac{21 - 2 \times 0.615}{0.4} = 43.4 \text{ less than } \frac{380}{\sqrt{F_y}} = \frac{380}{6} = 63.3$$

$$F_v = 0.4 F_y = 0.6 \times 36 = 14.4 \text{ ksi} = 9.93 \text{ kN/cm}^2$$

Web area : $A_w = 21 \times 0.4 = 8.4 \text{ in}^2 = 54.2 \text{ cm}^2$

Shear stress on web :

$$f_v = \frac{13.5}{54.2} = 2.49 \text{ kN/cm}^2 < F_v = 0.4 F_y = 9.93 \text{ kN/cm}^2$$

2) Section W21 × 44 : $b_f = 8.24$ in, $t_f = 0.45$ in, $d = 20.66$ in, $t_w = 0.35$ in

$$\frac{h}{t} = \frac{20.66 - 2 \times 0.45}{0.35} = 56.5 \text{ bigger than } \frac{380}{\sqrt{F_y}} = \frac{380}{\sqrt{65}} = 47.1$$

Using (4-41)

$$C_v = \frac{45000 k_v}{F_y (h/t_w)^2} = \frac{45000 \times 5.34}{65 \times (56.5)^2} = 1.158 > 0.8$$

C_v must be recalculated by (4-43)

$$C_v = \frac{190}{56.5} \sqrt{\frac{5.34}{65}} = 0.96 > 0.8, \text{ OK}$$

Allowable shear stress by (4-42) :

$$F_v = \frac{C_v F_y}{2.89} = \frac{0.96 \times 65}{2.89} = 21.7 < 0.4 \times 65 = 26 \text{ ksi}$$

Web area :

$$A_w = 20.66 \times 0.35 = 7.23 \text{ in}^2 = 46.65 \text{ cm}^2$$

Shear stress on web :

$$f_v = \frac{13.5}{46.65} = 2.89 \text{ kN/cm}^2 < F_v = 21.7 \text{ ksi} = 14.96 \text{ kN/cm}^2$$

For shear resistance, the section is OK.

Chapter 5

BEAM-COLUMNS AND COMBINED STRESSED MEMBERS

I. BEHAVIOR OF A BEAM-COLUMN UNDER LOAD

Nearly all members in a structure are subjected to both bending moment and axial load, either tension or compression. A member subjected to axial compression and bending is referred to as a beam-column. When axial compression is present, beside the given moment, arises a secondary bending moment equal to the axial force times the deflection.

A initially straight pin-ended column subjected to axial forces P and end moments M_0 is shown on Fig. 5-1. The differential equation of the deflection y gives :

$$M_x = -EI \frac{d^2y}{dx^2}$$

where M_x is the bending moment at the location x which equals the primary moment plus the secondary one caused by the deflection : $M_x = M_0 + P_y$;

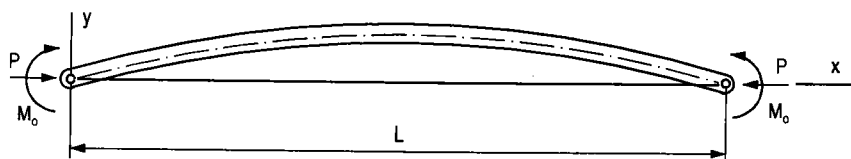


Fig. 5-1

So :

$$-EI \frac{d^2y}{dx^2} = M_0 + P_y$$

Dividing by EI gives :

$$\frac{d^2y}{dx^2} + \frac{P_y}{EI} = -\frac{M_0}{EI}$$

Using the notation $k^2 = P/EI$, the equation becomes :

$$\frac{d^2y}{dx^2} + k^2y = -\frac{k^2M_0}{P} \tag{5-1}$$

The solution of this equation is

$$y = A \sin kx + B \cos kx - \frac{M_0}{P}$$

With the boundary conditions $y = 0$ at $x = 0$ and $x = L$, this solution becomes :

$$y = \frac{M_0}{P} (1 - \cos kL) \frac{\sin kx}{\sin kL} + \frac{M_0}{P} (\cos kL - 1) \quad (5-2)$$

The bending moment at any point is determined from $M_x = -EI (d^2y/dx^2)$. The maximum value is found to be :

$$M_{\max} = M \sec \frac{kL}{2} \quad (5-3)$$

This is called the *secant formula*.

The value of $\sec(kL/2)$ is the magnification factor of the bending moment due to the compression force. This factor varies with each case of loads, such as unequal end moments, transverse loading, etc. Another useful formula which is only approximate :

$$M_{\max} = \frac{M_0}{1 - \alpha} \quad (5-4)$$

where $\alpha = \frac{P}{P_E}$ and $P_E = \frac{\pi^2 EI}{L^2}$, the Euler force.

When the end moments are unequal : $M_1 < M_2$, a factor C_m is inserted :

$$M_{\max} = \frac{C_m M}{1 - \alpha} \quad (5-5)$$

M is the moment from working loads.

The value of C_m will be discussed below

The maximum stress should not exceed the yield stress :

$$f = \frac{P}{A} + \frac{M}{S} \frac{C_m}{1 - \alpha} \leq F_y ;$$

Dividing by F_y and putting $A F_y = P_y$; $S F_y = M_y$, gives

$$\frac{P}{P_y} + \frac{M}{M_y} \frac{C_m}{1 - \alpha} \leq 1$$

P_y is the extreme value of P when $M=0$ and M_y is the extreme value of M when $P=0$. Since there is the buckling, elastic or inelastic, we change the value P_y by the critical P_{cr} .

$$\frac{P}{P_{cr}} + \frac{M}{M_y} \frac{C_m}{1 - \alpha} \leq 1 \quad (5-6)$$

This formula applies when the maximum moment is in the middle of the span. When the maximum moment is at one end, there is no amplification factor. The beginning of yield on the extreme fiber is given by :

$$f = \frac{P}{A} + \frac{M_{\max}}{S} \leq F_y$$

or :

$$\frac{P}{P_y} + \frac{M}{M_y} \leq 1 \quad (5-7)$$

Both cases should be checked because we don't know what case will control.

II. ALLOWABLE STRESS FORMULA FOR BEAM-COLUMNS

AISC Spec. uses Eqs. (5-6) and (5-7) for the beam-column in structures designed on yield basis.

1. In the first case, if P and M are defined as service-load (working-load) values and n is the factor of safety, nP and nM should be substituted for P and M in Eq. (5-6) :

$$\frac{nP}{P_{cr}} + \frac{nM}{M_y} \frac{C_m}{1 - nP/P_E} \leq 1$$

Dividing P, P_E and P_{cr} by the cross-sectional area A and M and M_y by the section modulus S, we write this equ. in the form :

$$\frac{f_a}{F_{cr}/n} + \frac{f_b}{F_y/n} \cdot \frac{C_m}{1 - \frac{f_a}{F_E/n}} = 1$$

where f_a and f_b are service-load stresses. The stresses which are divided by the factor of safety are the allowable stresses, so :

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \frac{C_m}{1 - f_a/F'_E} = 1 \quad (5-8)$$

F_a - is the axial compressive stress that would be allowed if there were only the axial force P ;

F_b - is the bending compressive stress that would be allowed if there were only the moment M ;

$$F'_E = \frac{12}{23} \frac{\pi^2 E}{(KL_b/r_b)^2} = \frac{14900}{(KL_b/r_b)^2} \text{ ksi, Euler stress divided by a factor of safety ; in}$$

this expression, L_b is the actual unbraced length in the plane of bending and r_b is the

corresponding radius of gyration, K is the effective length factor in the plane of bending. As in case of F_a , F_b , F'_E may be increased 1/3 when calculated with wind load.

The amplification factor C_m shall be taken as follows :

a. For compression member in frames subject to joint translation (sidesway), $C_m = 0.85$

b. For rotationally restrained compression member in frames braced against joint translation and not subject to transverse loading between their supports in the plane of bending

$$C_m = 0.6 - 0.4 \frac{M_1}{M_2} \quad (5-9)$$

where (M_1/M_2) is the ratio of the smaller to larger moments at the ends of that portion of the member in the plane of bending under consideration. (M_1/M_2) is positive when the member is bent in reverse curvature, negative when bent in single curvature.

c. For compression member in frames braced against joint translation in the plane of loading and subjected to transverse loading between their supports, C_m may be taken equal : $C_m = 0.85$ when the member ends are restrained against rotation in the plane of bending and $C_m = 1$ when unrestrained.

2. In the second case, if the equation (5-7) is used, by the same change, we obtain :

$$\frac{f_a}{0.6 F_y} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1.0 \quad (5-10)$$

If the axial force is small, in case $\frac{f_a}{F_a} \leq 0.15$, AISC allows the following simpler formula to be used in lieu of eqs. (5-8) and (5-10) :

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1.0 \quad (5-11)$$

In the most general case, when exist bending moments on both directions about the strong axis M_x and the weak axis M_y , the three equations (5-8), (5-10) and (5-11) become :

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} \frac{C_{mx}}{1 - (f_a/F'_E)} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \frac{C_{my}}{1 - (f_a/F'_E)} = 1 \quad (5-12)$$

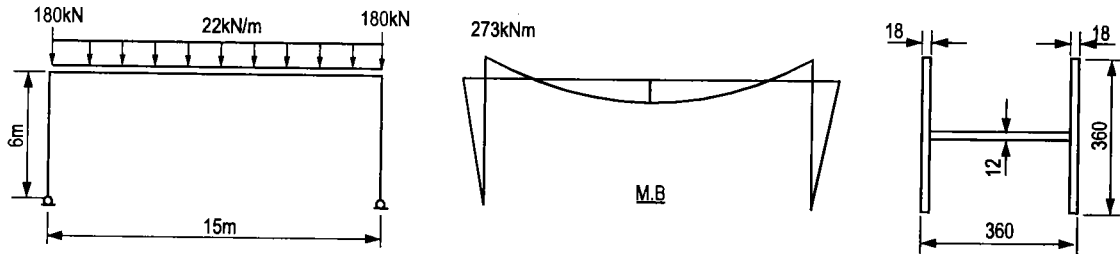
$$\frac{f_a}{0.6 F_y} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1.0 \quad (5-13)$$

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1.0 \quad (5-14)$$

In these equations, the subscripts x and y combined with subscripts b, m, and e indicate the axis about which a particular stress or design property applies.

Example 5-1

Check the section of column in a portal frame under vertical load. Assume the moment of inertia of the rafter is twice that of the column. The columns are braced at top and bottom against y-axis displacement and at midheight against y-axis buckling. A36 steel.



Compression force and bending moment in the column :

$$P = 180 + 22 \times \frac{15}{2} = 345 \text{ kN}$$

$$M = 273 \text{ kNm}$$

For y-axis buckling, $K = 0.5$, $KL_y = 0.5 \times 6\text{m} = 3\text{m}$

For x-axis buckling, $K = 2.0$ (approximately) $KL_x = 2 \times 6 = 12 \text{ m}$

Section properties :

$$A = 32.4 \times 1.2 + 2 \times 36 \times 18 = 168.5 \text{ cm}^2.$$

$$I_x = (36 \times 0.8 \times 17.1^2) + 1.2 \times \frac{32.4^3}{12} = 41297 \text{ cm}^4.$$

$$I_y = 2 \times 1.8 \times \frac{363}{12} = 13997 \text{ cm}^4.$$

$$r_x = 15.65 \text{ cm} ; r_y = 9.1 \text{ cm}.$$

Slenderness ratios :

$$\frac{KL_y}{r_y} = \frac{300}{9.1} = 33 ; \frac{KL_x}{r_x} = \frac{1200}{15.65} = 76.7, \text{ which governs.}$$

From Table C-36 (Chap.3) : $F_a = 15.72 \text{ ksi} = 10.83 \text{ kN/cm}^2$

Assume the limit unbraced length is greater than $KL_y = 3\text{m}$, so $F_b = 0.66 F_y = 0.66 \times 36 = 24 \text{ ksi} = 16.55 \text{ kN/cm}^2$.

$$F'_E = \frac{14900}{76.72} = 25.3 \text{ ksi} = 17.44 \text{ kN/cm}^2.$$

$$i_a = \frac{345}{163.5} = 2.05 \text{ kN/cm}^2; \quad i_b = 27300 \times \frac{18}{41297} = 11.9 \text{ kN/cm}^2.$$

The ratio $\frac{f_a}{F_a} = \frac{2.05}{10.83} = 0.18 > 0.15$, formula (5-11) is not permitted. Both formulas

(5-8) and (5-10) shall be used.

Since $C_m = 0.85$ for compression members in frames subject to joint translation, formula (5-8) gives :

$$\frac{2.05}{10.83} + \frac{0.85 \times 11.9}{16.55 \left(1 - \frac{2.05}{17.44}\right)} = 0.88$$

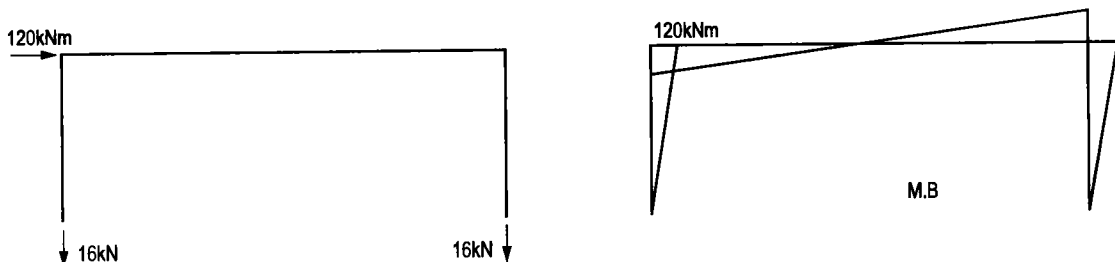
For formula (5-10) : $0.6F_y = 0.6 \times 36 = 21.6 \text{ ksi} = 14.89 \text{ kN/cm}^2$

$$\frac{2.05}{14.89} + \frac{11.9}{16.55} = 0.86$$

The section is OK for this load case.

Example 5-2

Check the section of column in this portal frame under vertical load and wind load . Assume the wind load is concentrated at the column top to simplify the problem. The bending moment diagram and reaction forces are shown on the drawing.



Compression force and moment :

$$P = 346 + 16 = 361 \text{ kN}$$

$$M = 273 + 120 = 393 \text{ kNm.}$$

Stresses : $f_a = \frac{361}{168.5} = 2.14 \text{ kN/cm}^2;$

$$f_b = 39300 \times \frac{18}{41297} = 17.12 \text{ kN/cm}^2.$$

The allowable stress can be increased for one-third for wind load and load combinations that include wind. Therefore, Eq. (5-8) gives :

$$\frac{2.14}{10.83 \times (4/3)} + \frac{0.85 \times 17.12}{16.55 \times (4/3)(1 - 2.05/17.44 \times (4/3))} = 0.87$$

For formula (5-10) : $0.6F_y = 0.6 \times 36 = 21.6 \text{ ksi} = 14.89 \text{ kN/cm}^2$

$$\frac{2.14}{14.89 \times (4/3)} + \frac{11.9}{16.55 \times (4/3)} = 0.88$$

The section is OK for this load case.

III. AXIAL TENSION AND BENDING

Member subject to both axial tension and bending stresses shall be proportioned at all points along their length to satisfy the following equation :

$$\frac{f_a}{F_t} + \frac{f_{bx}}{F_{bx}} + \frac{f_{by}}{F_{by}} \leq 1.0 \quad (5-15)$$

where f_b is the computed bending tensile stress, f_a is the computed axial tensile stress, F_b is the allowable bending stress and F_t is the governing allowable tensile stress defined according to Chapter 2 (i.e. $0.6 F_y$ on gross area and $0.5 F_u$ on effective area).

At the same time, the computed bending compressive stress arising from an independent load source relative to the axial tension, taken above, shall not exceed the applicable value required in Chapter 4.

Chapter 6

PLATE GIRDERS

I. GENERAL FEATURES OF PLATE GIRDERS

1.1. Components of a plate girder

A plate girder is a beam built up from plate elements to achieve longer span and heavier load carrying capacity than rolled beams. In a simplest form, the plate girder is composed from two flange plates welded to a web plate to form an I shape section (Fig. 6-1,a). Box girders (Fig 6.1,b) are also used. Another form is a bolted plate girder, composed of cover plates and flange angles (Fig 6.1,c), where the connections by ancient rivets are actually replaced by high strength bolts.

Plate girders are used in buildings where long span are needed over large areas such as auditoriums. Generally , simple spans of 20 to 50 m are traditionally the domain for plate girders. They are also used in bridges for spans from 15 to 100 m and more.

In a plate girder, the web is always slender (i.e. the depth-thickness ratio is large), so it is often reinforced by stiffeners. There are intermediate transversal stiffeners along the span and bearing stiffeners at the supports (Fig.6-1,d).

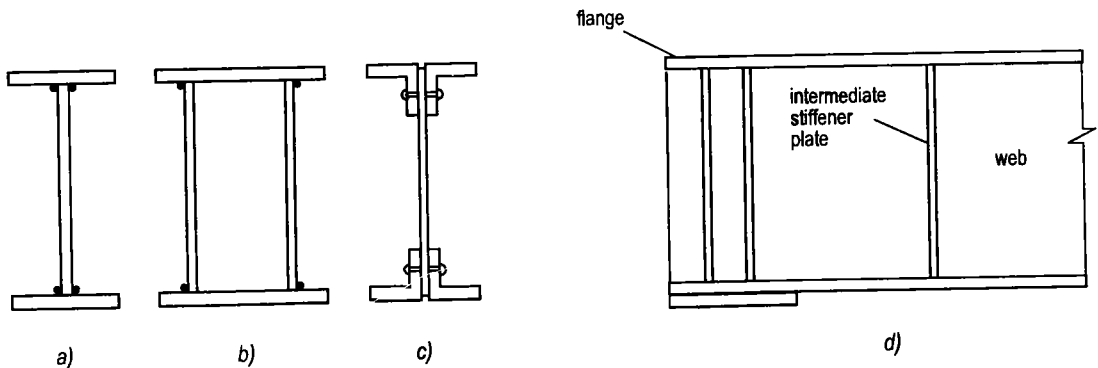


Fig 6-1

1.2. Difference between beam and plate girder

A plate girder is a deep beam. The depth and the depth-thickness ratio of the web of a plate girder is always much larger than that of a beam. A beam is often made from rolled shapes. Most rolled shapes are either compact or noncompact. If the flange is

slender, flange local buckling may occur and a reducing factor $Q < 1$ must be used in the bending allowable stress F_b . If the depth-thickness ratio h/t_w of the web exceeds the noncompact limit, the web is slender, and this beam must be treated as a plate girder. Plate girders are distinguished from beams on the basis of this web slenderness ratio. When this value is smaller than $760/\sqrt{F_b}$, they are beams ; when greater, they are plate girders. Fig 6-2 shows the distinction between local buckling conditions (compact, noncompact, slender) of flanges and webs, where the bending allowable stress is dependent from their slenderness ratio.

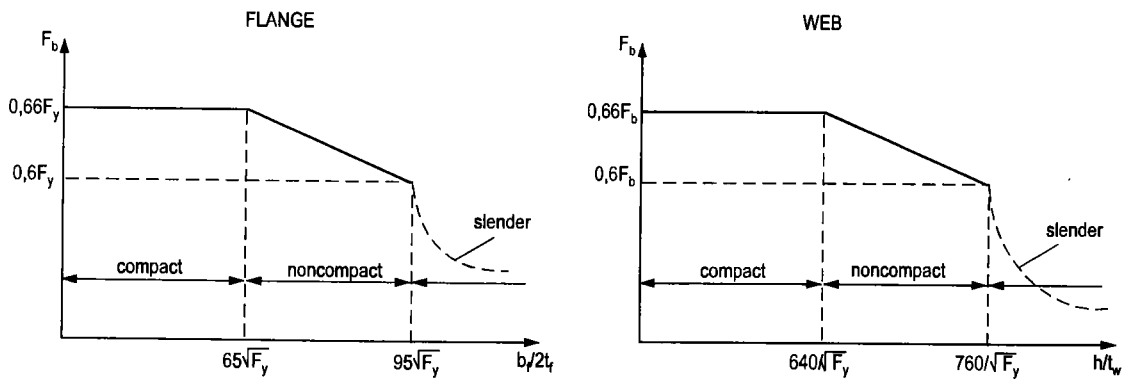


Fig 6-2

The flexural and shear strengths of a plate girder are largely related to the web. The slender web may cause several problems :

1. Buckling due to bending in the plane of the web will reduce the efficiency of the web to carry its part of the bending moment.
2. Buckling of the compression flange in the vertical direction due to the inadequate stiffness of the web to prevent such buckling.
3. Buckling due to shear.

These problems will be treated in the design of a plate girder.

The most distinguishing feature of a plate girder is the use of regularly spaced transverse stiffeners. Stiffeners increase the strength of the web to carry shear. Even after the buckling of the web has occurred, it does not mean that the web has lost its capacity. There will be a post-buckling strength of the web. This post buckling strength in both bending and shear is permitted to be taken into account by the AISC Spec.

II. BEND BUCKLING OF PLATE GIRDER WEB

Since bending stresses are compressive over part of the web of the plate girder, they may cause local buckling of the web, especially when the web has a high ratio h/t_w (Fig.6-3). The elastic buckling stress of any plate is represented by the equation :

$$F_{cr} = k \frac{\pi^2 E}{12(1-\mu^2)(b/t)^2}$$

where in this case $b=h$, the web depth.

The value of k varies with the ratio a/h and with support conditions along the edges. If the plate can be considered to have full fixity (against edge rotation) along the edge joined to the flanges, the minimum value of k is 39.6 for any a/h ratio. If the flanges are assumed to offer no resistance to edge rotation, the minimum value of k is 23.9.

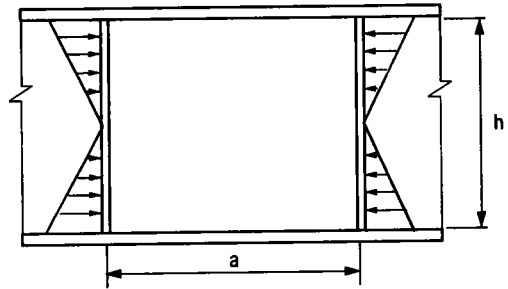


Fig.6-3

Thus the critical stress (using $E = 29000$ ksi) may be said to lie between

$$F_{cr} = \frac{627000}{(h/t)^2} \text{ for } k = 23.9 \text{ (simple support at flanges)}$$

$$F_{cr} = \frac{1038000}{(h/t)^2} \text{ for } k = 39.6 \text{ (full fixity at flanges).}$$

Welded flange to web connections are nearly fully restraints against rotation. One may arbitrarily select a k value close to 39.6, say 80%, this gives the critical stress when elastic buckling occurs due to the bending in the plane of the web:

$$F_{cr} = \frac{954000}{(h/t)^2}$$

Such bend buckling cannot occur if :

$$\frac{h}{t} \leq \sqrt{\frac{954000}{F_{cr}}} = \frac{975}{\sqrt{F_{cr}}}$$

AISC/ASD substitutes F_{cr} by $1.67 F_b$, the allowable bending stress, this gives :

$$\frac{h}{t} \leq \frac{760}{\sqrt{F_b}} \tag{6-1}$$

This is the limit ratio that makes distinction between beam and plate girder. When the h/t ratio exceeds this limit, there will be a buckling of web before the extreme fibers reach yield stress. But buckling of the web does not end the usefulness of the girder. Subsequent to elastic buckling, post-buckling strength develops and may be considered in determining the ultimate strength of the girder.

The web in the buckling region is neglected, the section is reduced to an effective one, with the web depth equal only $30t$ (Fig. 6-4). The neutral axis can be determined, and the moment of inertia I_e of the effective section can be computed. Assuming the extreme fiber in compression reaches to the yield stress, the nominal moment strength M_n equals :

$M_n = F_y I_e / c$, c is the distance from the web extreme fiber in compression to the neutral axis.

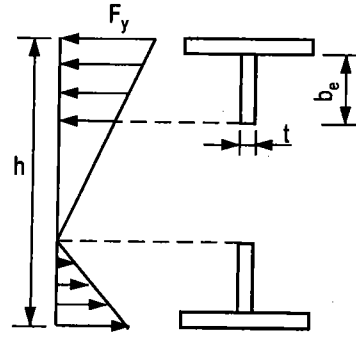


Fig 6-4

Of course, this moment is smaller than the yield moment strength M_y of a entire section with the extreme fiber stress equal to F_y . The relation between two moment values can be expressed in a linear form, after some simplifying assumptions and comparisons with tests :

$$\frac{M}{M_y} = 1 - 0.0005 \frac{A_w}{A_f} \left(\frac{h}{t} - \frac{980}{\sqrt{F_y}} \right)$$

Where A_w and A_f are respectively the area of the web and a flange.

This equation can be expressed in terms of an equivalent stress $f_{eq} = Mc / I$ where I is the moment of inertia of the gross cross section. Thus, dividing M and M_y by I/c , we get:

$$\frac{f_{eq}}{F_y} = 1 - 0.0005 \frac{A_w}{A_f} \left(\frac{h}{t} - \frac{980}{\sqrt{F_y}} \right)$$

Using a factor of safety 1.67, the allowable bending stress $F'_b = \frac{f_{eq}}{1.67}$ is

$$F'_b = 0.6F_y \left[1 - 0.0005 \frac{A_w}{A_f} \left(\frac{h}{t} - \frac{980}{\sqrt{F_y}} \right) \right]$$

But $0.6F_y$ is the maximum allowable bending stress F_b for a plate girder with a fully effective web. Therefore, substituting $F_y = 1.67 F_b$, we get :

$$F'_b = 0.6F_b \left[1 - 0.0005 \frac{A_w}{A_f} \left(\frac{h}{t} - \frac{760}{\sqrt{F_b}} \right) \right] \quad (6-2)$$

This is the formula (G2-1) of AISC Spec. for non-hybrid (only from one kind of material) girder :

$$F'_b = F_b R_{PG} \quad (6-3)$$

$$\text{With} \quad R_{PG} = 1 - 0.0005 \frac{A_w}{A_f} \left(\frac{h}{t} - \frac{760}{\sqrt{F_b}} \right) \leq 1.0$$

F_b for the compression flange is defined as the allowable bending stress according to formulas (4-21) to (4-27) of Chapter 4, by which lateral-torsional buckling is taken in account. For the tension flange, $F_b = F_y$.

III. VERTICAL BUCKLING OF COMPRESSION FLANGE

If a plate girder web is too slender, its stiffness is not big enough to prevent the compression flange from buckling vertically. One may imagine that the flange is a compression member independent of the rest of the girder (Fig. 6-5). When the girder is bent, the curvature gives rise to flange force components that cause compression on the edges of the web adjacent to the flanges. When the web remains stable when subject to those force components, the flange cannot buckle vertically.

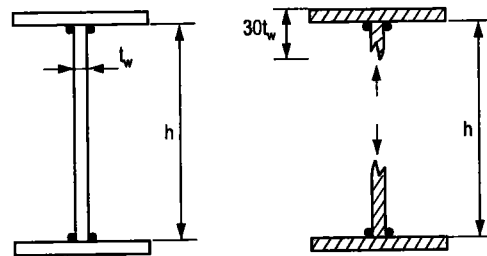


Fig 6-5

Consider a vertical element of unit width of a plate girder which is stressed to its yield moment (Fig.6-6).The extreme-fiber strain ϵ produce a relative rotation $\alpha = \frac{\epsilon}{(h/2)}$ of the vertical edges of the element. Equilibrium of the flange forces $F_y A_f$ requires a vertical compression $V = (F_y A_f \text{tg}\alpha)$. The vertical compression stress :

$$f = \frac{V}{1 \times t} = \frac{F_y A_f \text{tg}\alpha}{t} = \frac{F_y A_f \epsilon}{(h/2)t}$$

must not exceed the critical stress for a web in compression with hinged ends

$$F_{cr} = \frac{\pi^2 E}{12(1 - \mu^2)(h/t)^2}$$

From $f \leq F_{cr}$, gives

$$\left(\frac{h}{t} \right)^2 = \frac{\pi^2 E}{24(1 - \mu^2)} \frac{A_w}{A_f} \frac{1}{\epsilon F_y}$$

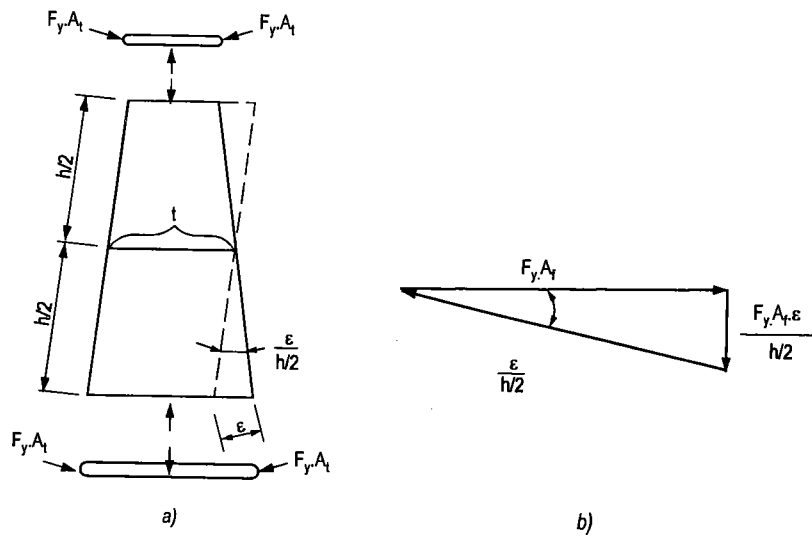


Fig. 6.6

Because of the residual stress in the flanges, the extreme-fiber strain ϵ must exceed the yield strain $\epsilon_y = F_y/E$ by an amount sufficient to offset the residual strain of opposite sign in order to obtain uniform yielding of the flange. Therefore: $\epsilon = \epsilon_y + \epsilon_r = (F_y + F_r)/E$ where F_r is the residual stress. By substituting the ratio A_w/A_f taken at 0.5 and the residual stress taken at 16.5 ksi, gives (Equation G1-1 of AISC/ASD):

$$\frac{h}{t} \leq \frac{14000}{\sqrt{F_y(F_y + 16.5)}} \quad (6-4)$$

This is the limit value of h/t which prevents the compression flange from buckling vertically. It applies for webs without transverse stiffeners or with stiffeners spaced more than 1.5 times the web depth (distance between flanges). When stiffeners are spaced less than 1.5 h , the limit is taken according to test results as (Equation G1-2 of AISC/ASD):

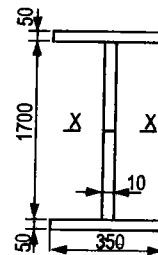
$$\frac{h}{t} \leq \frac{2000}{\sqrt{F_y}} \quad (6-5)$$

Example 6-1

Check the section of a plate girder of 15m span for resisting a bending moment of 4125 kNm. The girder is laterally supported at third points by two beams. Use steel A36.

Moment of inertia :

$$\frac{1 \times 170^3}{12} + 2 \times 35 \times 5 \times 87.5^2 = 3089104 \text{cm}^4$$



Section modulus :

$$S = \frac{3089104}{87.5} = 34323 \text{ cm}^3$$

Bending stress :

$$f = \frac{412500}{34323} = 12.02 \text{ kN/cm}^2$$

Check the compact section limit :

$$\text{Flange : } \frac{b_f}{2t_f} = \frac{350}{2 \times 50} = 3.5 < \frac{65}{\sqrt{36}} = 10.8, \text{ compact ;}$$

$$\text{Web : } \frac{h}{t} = 170 < \frac{14000}{\sqrt{36(36+16.5)}} = 322, \text{ the web slenderness less than the limit.}$$

Check the unsupported length :

$$\frac{L_c}{b_f} = \frac{76}{\sqrt{F_y}} = \frac{76}{6} = 12.66 \rightarrow L_c = 12.66 \times 35 = 443 \text{ cm}$$

$$L_c = \frac{20000}{F_y(d/A_f)} = \frac{20000}{36 \times 1.028} = 539 \text{ cm, since } \frac{d}{A_f} = \frac{180}{5 \times 35} = 1.028$$

The unsupported length between two bracings is 500 cm, bigger than the smaller from two values of L_c , so the girder is not compact, i.e. $F_b < 0.66 F_y$. But it does not exceed the bigger from two values of L_b :

$$L_b = \frac{20000C_b}{F_y(d/A_f)} = 20000 \times \frac{1}{36} \times 1.028 = 539 \text{ cm and}$$

$$L_b = r_T \sqrt{\frac{102000C_b}{F_y}} = 9.37 \sqrt{\frac{102000}{36}} = 498 \text{ cm.}$$

where $C_b = 1$;

$$r_T = \sqrt{\frac{5 \times 35^3 / 12}{(3 \times 35) + (170 \times 1/6)}} = 9.37 \text{ cm}$$

So, the allowable bending stress $F_b < 0.60 F_y = 0.6 \times 36 = 21.6 \text{ ksi}$.

But the web slenderness $h/t = 170$ greater than $760/\sqrt{F_b} = 163.5$, this girder is a plate girder, and the allowable bending stress is defined by :

$$F'_b = F_b \times R_{PG} = 21.6 \left[1 - 0.0005 \frac{170}{35 \times 5} (170 - 163.5) \right] = 21.5 \text{ ksi} = 14.8 \text{ kN/cm}^2,$$

bigger than the bending stress. The section is OK.

IV. SHEAR BUCKLING OF PLATE GIRDER WEB

As said in Chapter 4, the critical stress of a web under shear is given by :

$$\tau_{cr} = \frac{k_v \pi^2 E}{12(1 - \mu^2)(h/t_w)^2}$$

where k_v is a factor depending on the ratio of the short to the long dimension of the plate (web with stiffeners) :

$$\text{for } \frac{a}{h} \leq 1 \quad k = 4.0 + \frac{5.34}{(a/h)^2} \quad (4-39)$$

$$\text{for } \frac{a}{h} \geq 1 \quad k = 5.34 + \frac{4.0}{(a/h)^2} \quad (4-40)$$

Based on these formulas, AISC gives the following allowable shear stress of a beam or a plate girder :

$$F_v = \frac{C_v F_y}{2.89} \leq 0.4 F_y \quad (4-41)$$

$$\text{where: } C_v = \frac{45000 k_v}{F_y (h/t_w)^2} \text{ when } C_v < 0.8 \quad (4-42)$$

$$\text{and } C_v = \frac{190}{h/t} \sqrt{k_v/F_y} \text{ when } C_v > 0.8 \quad (4-43)$$

The maximum average web shear stress $f_v = V/dt$ must not be greater than the allowable stress F_v .

As known, shear is seldom a determining factor in the design of rolled-section beams. But plate girder web slenderness h/t is usually much larger than that of rolled beam, so transverse stiffeners are often used to increase the shear-buckling strength. AISC specified that intermediate stiffeners are required when the ratio h/t is greater than 260 and the maximum average web shear stress is greater than F_v . The spacing of intermediate stiffeners, when required, shall be such that the web shear stress will not exceed the value of F_v and

$$\frac{a}{h} \leq \frac{260}{(h/t)^2} \text{ v\`a } \frac{a}{h} \leq 3.0 \quad (6-6)$$

The stiffeners must be strong enough to prevent them from buckling with the web. AISC gives the value of the moment of inertia of a pair of stiffeners about the web center

$$I_s \geq \left(\frac{h}{50} \right)^4 \quad (6-7)$$

In addition, the width-thickness ratio must satisfy the non-compact condition $\frac{b}{t} \leq \frac{95}{\sqrt{F_y}}$.

But web buckling does not determine the ultimate strength of a plate girder. A plate girder stiffened by flanges and transverse stiffeners has considerable post-buckling strength. After that the web buckling has occurred, the plate girder behaves in a manner similar to a truss. The compression forces are carried by the transverse stiffeners and the tension forces are carried by the tension action of the web (referred to as *tension-field action*) (Fig. 6-7). The tension-field action increases the shear strength of the web from that based on buckling.

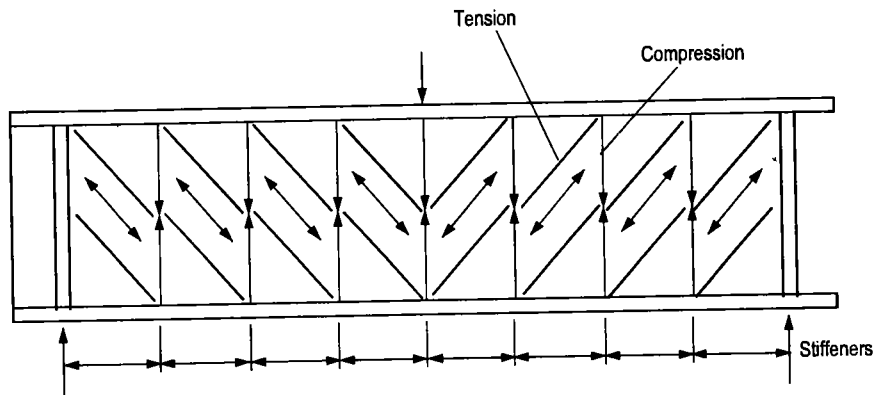


Fig. 6-7 Tension-field action

The nominal shear strength V_n may be expressed as the sum of the shear buckling strength V_{cr} and the post-buckling strength V_{tf} from tension field action

$$V_n = V_{cr} + V_{tf}$$

The shear buckling strength V_{cr} is given by the equation :

$$V_{cr} = \tau_y C_v h t_w$$

The shear strength V_{tf} arising from tension-field action in the web develops a band of tensile forces that occur after the web has buckled under diagonal compression (principal stresses). Equilibrium is maintained by the transfer of forces to vertical stiffeners. The angle of the tension forces γ is such to give the greatest carrying capacity. One found that $\tan 2\gamma = h/a$ where a = stiffener spacing. The equilibrium conditions of tensile forces and the shear strength V_{tf} give, after a lot of calculation transformations :

$$V_{tf} = \frac{\sigma_t h t_w}{2 \sqrt{1+(a/h)^2}}$$

where σ_t is tensile stress developed in the web.

By the failure condition of a web element under both shear stress τ_{cr} and normal stress σ_t , one may find that :

$$\sigma_t = (1 - C_v) F_y \quad (6-8)$$

with

$$C_v = \frac{\tau_{cr}}{\tau_y} = \frac{\tau_{cr}}{F_y/\sqrt{3}}$$

Substituting these equations in that of V_n , and using $\tau_y = F_y/\sqrt{3}$, gives :

$$V_n = F_y \left[\frac{C_v}{\sqrt{3}} + \frac{1-C_v}{2\sqrt{1+(a/h)^2}} \right] h t_w$$

The allowable shear stress when tension-field action is used is based on this strength. By dividing the strength V_n by the factor of safety 1.67 and by the web area $A_w = h t_w$, the AISC/ASD allowable stress shear stress F_v is :

$$F_v = \frac{F_y}{2.89} \left[C_v + \frac{1-C_v}{1.15\sqrt{1+(a/h)^2}} \right] \quad (6-9)$$

which is AISC/ASD-Formula (G3-1).

The allowable shear stress including tension field action given by this equation is permitted in lieu of the Equation (F4-2), when intermediate stiffeners are provided and if $C_v \leq 1$. The tension field action is not permitted in end panel, between the bearing stiffener and the first intermediate one.

The force P_s in the stiffener is found by using the vertical force equilibrium in Fig 6-8:

$$P_s = (\sigma_t t_w a \sin \gamma) \sin \gamma$$

Substituting the trigonometric identity $\sin^2 \gamma = \frac{1 - \cos 2\gamma}{2}$ and the

equation for σ_t (see 6-8), gives :

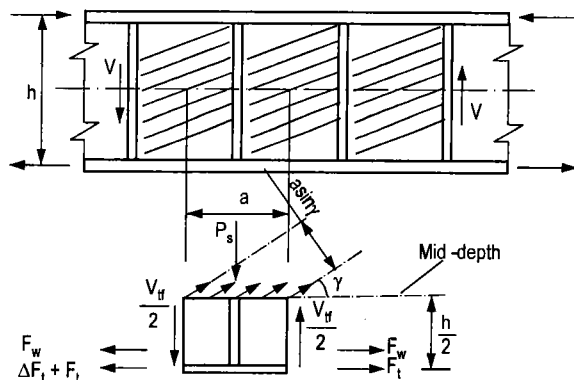


Fig 6-8

$$P_s = \frac{F_y(1 - C_v)at_w}{2} \left[1 - \frac{a/h}{\sqrt{1 + (a/h)^2}} \right] \quad (6-10)$$

which is the force in the stiffener when nominal shear strength V_n is reached, including tension-field action.

The area required for the stiffener is obtained by dividing the force P_s by the yield stress F_{ys} of the stiffener : $A_{st} = P_s / F_{ys}$. Letting $F_y / F_{ys} = Y$ and introducing the multiplier D which accounts for the eccentricity of the stiffeners relative to the web, gives the formula (G4-2) :

$$A_{st} = \frac{1 - C_v}{2} \left[\frac{a}{h} - \frac{(a/h)^2}{\sqrt{1 + (a/h)^2}} \right] YDht_w \quad (6-11)$$

D is taken : $D = 1.0$ when stiffeners are furnished in pairs ; $D = 1.8$ for single angle stiffeners and $D = 2.4$ for single plate stiffeners.

When the greatest shear stress f_v in a panel is less than that permitted by Equation (6-9), the reduction of this gross area requirement is permitted in like proportion.

Intermediate stiffeners may be stopped short of the tension flange if they are not needed to transmit a concentrated load. The weld by which intermediate stiffeners are attached to the web shall be terminated not closer than 4 times nor more than 6 times the web thickness from the near toe of the web-to-flange weld. When single stiffeners are used, they shall be attached to the compression flange to resist the torsion in the plate.

V. COMBINED SHEAR AND TENSION STRESS

In the majority of cases, the strength in bending M_n is not influenced by shear, nor the shear strength V_n influenced by moment. Particularly, in very slender webs where bend-buckling may occur, the bending stress is redistributed as discussed in Section II so that the flanges carry an increased share. In thicker webs, no bend-buckling may occur but high web shear in combination with bending may cause yielding of the web adjacent to the flange ; so resulting in a transfer of part the web's share of the bending to the flange. In such case, a strength in combined bending and shear need to be defined.

When subjected to high bending moment, the web yields adjacent to the flange and is therefore unable to carry shear. In the mid-depth region of the web, the shear causes yielding ; thus this part of the web is unable to carry bending moment. The distribution of normal stress and shear stress is supposed to be as in Fig. 6-9.

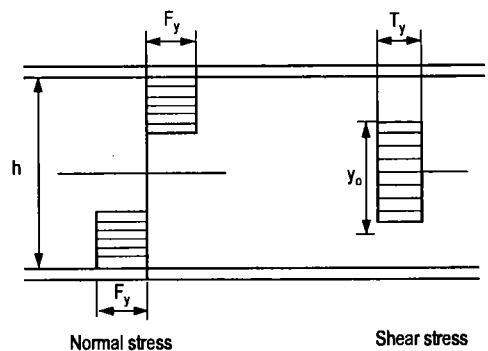


Fig 6-9

The nominal shear strength V'_n in the presence of bending moment may be expressed as

$$V'_n = \tau_y y_0 t_w$$

When no bending moment is present, that is $y_0 = h$, the nominal shear strength V_n should be :

$$V_n = \tau_y t_w h$$

From this :

$$y_0 = \frac{V'_n}{V_n} h$$

The nominal moment strength M'_n in the presence of shear from Fig. 6-9 is :

$$M'_n = A_y F_y h + F_y t_w \frac{h}{2} \frac{h}{2} - F_y t_w \frac{y_0}{2} \frac{y_0}{2}$$

which upon substitution of y_0 and letting $A_w = h t_w$ gives

$$M'_n = F_y A_f h \left\{ 1 + \frac{1}{4} \frac{A_w}{A_f} \left[1 - \left(\frac{V'_n}{V_n} \right)^2 \right] \right\}$$

The nominal moment strength M_n equals M_y when the extreme fiber reaches the yield stress F_y , and with the web fully participating is :

$$M_n = M_y = F_y h A_f + \frac{1}{6} \frac{A_w}{A_f}$$

Dividing these two equations term by term, gives :

$$\frac{M'_n}{M_y} = \frac{1 + \frac{1}{4} \rho \left[1 - \left(\frac{V'_n}{V_n} \right)^2 \right]}{1 + \frac{1}{6} \rho}$$

where $\rho = \frac{A_w}{A_f}$.

Approximately, and using a conservative value of $\rho = A_w/A_f = 2$, this equation gives :

When $\frac{V'_n}{V_n} \leq 0.60$, $M'_n = M_y$

When $\frac{V'_n}{V_n} = 1$, $M'_n = 0.75 M_y$

One can rewrite the equation for M'_n/M_y , by using a linear relation in lieu of the rational expression, as :

$$\frac{M'_n}{M_y} = 1 - \frac{5}{8} \left(\frac{V'_n}{V_n} - 0.6 \right) \leq 1$$

or

$$\frac{M'_n}{M_y} + \frac{5}{8} \frac{V'_n}{V_n} \leq 1.0 + \frac{5}{8} 0.6 = 1.375$$

where

M'_n is nominal flexural strength in the presence of shear

V'_n is nominal shear strength in the presence of flexure

M_y is maximum nominal flexural strength (yielding moment)

V_n is maximum nominal shear strength.

In AISC/ASD, M'_n equals a service load moment M times a factor of safety FS , the yielding moment M_y equals $F_y S_x$, V'_n equals the service load shear times FS and the nominal shear strength V_n equals $\tau_{cr} A_w$, then the above equation becomes :

$$\frac{M(FS)}{F_y S_x} + 0.625 \left[\frac{V(FS)}{\tau_{cr} A_w} \right] \leq 1.375$$

Replacing the terms with the service load bending stress f_b for M/S_x , the maximum allowable stress in flexure for a plate girder $0.60F_y$ for F_y/FS , the service load shear stress f_v for V/A_w and the allowable shear stress F_v for τ_{cr}/FS , the equation becomes :

$$\frac{f_b}{0.60F_y} + 0.625 \frac{f_v}{F_v} \leq 1.375$$

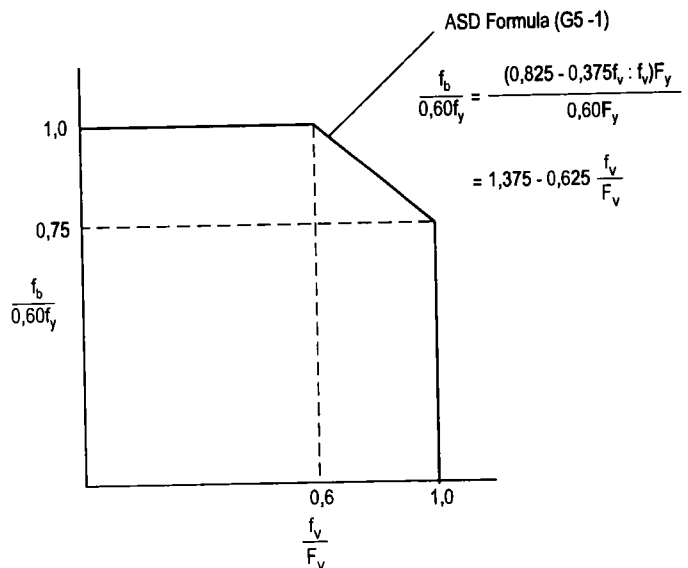


Fig. 6-10 Relationship for combined shear and tension

solving for f_b gives :

$$f_b \leq \left(0.825 - 0.375 \frac{f_v}{F_v} \right) F_y \leq 0.60F_y \quad (6-12)$$

which is AISC/ASD formula (G5-1). F_v is the allowable web shear stress according to Equation (6-9) or (G3-1) of ASD.

The relation between the maximum flexural stress f_b and the average web shear stress f_v according to this formula can be shown in Fig. 6-10

Example 6-2. An overall checking of a plate girder

Check the section on bending moment and shear and placement of stiffeners for of a plate girder as shown on the drawing. Flanges : two plates of 440×24 mm ; web : plate of 1700×8 mm. The compression flange will be supported laterally only at points of concentrated loads. Using steel A36.

Given : maximum bending moment : 2480 kNm

Maximum vertical shear : 580 kN

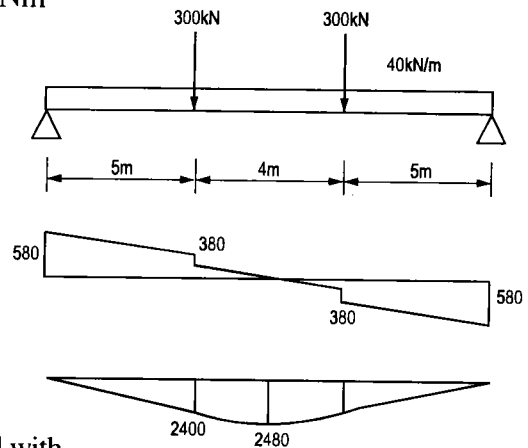
Flange area $A_f = 105.6 \text{ cm}^2$

Web area $A_w = 136 \text{ cm}^2$

Moment of inertia $I_x = 1896842 \text{ cm}^4$

Modulus of section $S_x = 21703 \text{ cm}^3$

Steel $F_y = 36 \text{ ksi} = 24.8 \text{ KN/cm}^2$



1. Compact section conditions

Flange : $\frac{b_f}{2t_f} = \frac{440}{2 \times 24} = 9.166$, to be compared with

$$\frac{95}{\sqrt{F_y/k_c}} \quad \text{where } k_c = \frac{4.05}{(h/t)^{0.46}}$$

Here $\frac{h}{t} = \frac{1700}{8} = 212.5 > 70$ and $k_c = \frac{4.05}{(212.5)^{0.46}} = 0.344$

$\frac{95}{\sqrt{36/0.344}} = 9.28 > 9.166$, OK. The flange slenderness does not exceed the

noncompact limit. We can use $F_b = 0.60F_y$.

Web : $\frac{h}{t} = 212.5 > \frac{760}{\sqrt{F_b}} = \frac{760}{\sqrt{0.60 \times 36}} = 162$. The web is slender, this girder must be

considered as a plate girder, with reduction of bending allowable stress by the factor R_{PG} .

But this web depth-thickness ratio is still lesser than the limits given for a plate girder without intermediate stiffeners :

$$\frac{h}{t} = 212.5 < 260$$

$$\text{and } \frac{h}{t} = 212.5 < \frac{14000}{\sqrt{F_y(F_y+16.5)}} = \frac{14000}{\sqrt{36(36+16.5)}} = 322$$

Check flange bending stress

Moment of inertia of the flange plus 1/6 web about y-y axis :

$$I_{oy} = \frac{2.4(44)^3}{12} = 17037 \text{ cm}^4 ;$$

$$\text{Area of this part : } 105.6 + \frac{1}{6} 170 \times 0.8 = 128.3 \text{ cm}^2$$

$$\text{Radius of gyration : } r_T = \sqrt{\frac{17037}{128.3}} = 11.52 \text{ cm}$$

Maximum bending stress at midspan :

$$f_b = \frac{248000}{21703} = 11.42 \text{ kN/cm}^2$$

M_{\max} greater than M_1 and M_2 , so $C_b = 1$

$$\frac{1}{r_T} = \frac{400}{11.52} = 34.7 < \sqrt{\frac{102000C_b}{F_y}} = 53$$

Allowable stress based upon lateral buckling criteria :

$$F_b = 0.6 F_y = 21.6 \text{ ksi}$$

Reduced allowable bending stress in compression flange

$$\begin{aligned} R_{PG} &= 1 - 0.0005 \frac{A_w}{A_f} \left(\frac{h}{t} - \frac{760}{\sqrt{F_b}} \right) \\ &= 1 - 0.0005 \frac{136}{105.6} \left(212.5 - \frac{760}{\sqrt{21.6}} \right) = 0.968 \end{aligned}$$

$$F'_b = 21.6 \times 0.968 = 20.9 \text{ ksi} = 14.42 \text{ kN/cm}^2 > f_b, \text{ dat.}$$

Check at the 5m panel, with $M = 2400 \text{ kNm}$:

Maximum bending stress :

$$f_b = \frac{240000}{21703} = 11.06 \text{ kN/cm}^2$$

$$C_b = 1.75 + 1.05 \frac{M_1}{M_2} + 0.3 \left(\frac{M_1}{M_2} \right)^2 = 1.75, \text{ since } M_1 = 0$$

$$\frac{L}{r_T} = \frac{500}{11.52} = 43 \text{ lesser than } \sqrt{\frac{102000 \times 1.75}{36}} = 70.1$$

Allowable stress in this panel based upon lateral buckling criteria

$$F_b = 0.6 F_y = 21.6 \text{ ksi}$$

Reduced allowable bending stress in compression flange

$$F'_b = 21.6 \times 0.968 = 20.9 \text{ ksi} = 14.42 \text{ kN/cm}^2 > f_b, \text{ OK.}$$

3. Stiffeners

Bearing stiffeners : necessary at supports and under concentrated loads. The design of these stiffeners will be discussed in chapter 8.

Intermediate stiffeners :

Check shear stress in unstiffened end panel :

$$\frac{h}{t} = 212.5 ; \frac{a}{h} = \frac{500}{170} = 2.94 ;$$

$$k_v = 5.34 + \frac{4}{2.94^2} = 5.80 ;$$

$$C_v = \frac{45000k_v}{F_y(h/t)^2} = \frac{45000 \times 5.80}{36(212.5)^2} = 0.16 < 0.8$$

Allowable shear stress

$$F_v = \frac{F_y}{2.89} C_v = 36 \times \frac{0.16}{2.89} = 1.99 \text{ ksi} = 1.38 \text{ kN/cm}^2$$

Maximum shear stress : $f_v = \frac{V}{A_v} = \frac{580}{136} = 4.26 \text{ kN/cm}^2$, greater than allowable. So,

provide intermediate stiffeners.

In the end panel where tension-field action is not permitted, the spacing of the first intermediate stiffener is chosen such to ensure the allowable shear stress not lesser than the maximum shear stress :

$$F_v = 4.26 \text{ kN/cm}^2 = 6.18 \text{ ksi.}$$

$$6.18 = \frac{36}{2.89} C_v \rightarrow C_v = 0.496 = \frac{45000(k_v)}{36(212.5)^2}$$

$$k_v = 17.92 = 4 + \frac{5.34}{(a/h)^2}.$$

$$\left(\frac{a}{h}\right)^2 = 0.62 \rightarrow \frac{a}{h} = 0.38 \rightarrow a = 105 \text{ cm.}$$

Use $a = 100 \text{ cm}$.

Check for other additional stiffeners :

Shear at first intermediate stiffener :

$$V = 580 - (40 \times 1) = 540 \text{ kN} ; f_v = \frac{540}{136} = 3.97 \text{ kN/cm}^2$$

Distance between this stiffener and that one under the concentrated load :

$$a = 500 - 100 = 400 \text{ cm}$$

$$\frac{a}{h} = \frac{400}{170} = 2.35$$

$$k_v = 5.34 + \frac{4}{2.35^2} = 6.06 ; C_v = \frac{45000 \times 6.06}{36 \times 212.52} = 0.167 < 0.8$$

$$F_v = \frac{36}{2.89} \cdot 0.167 = 2.08 \text{ ksi} = 1.64 < f_v = 3.97 \text{ kN/cm}^2.$$

So, provide intermediate stiffener, say at the middle of this panel :

$$a = \frac{400}{2} = 200 \text{ cm} ;$$

$$\frac{a}{h} = \frac{200}{170} = 1.17 ;$$

$$k_v = 5.34 + \frac{4}{1.17^2} = 8.26 ; C_v = \frac{45000 \times 8.26}{36 \times 212.52} = 0.227 < 0.8$$

$$F_v = \frac{36}{2.89} \cdot 0.227 = 2.82 \text{ ksi} = 1.95 < f_v = 3.97 \text{ kN/cm}^2.$$

Here, the tension-field action should be accounted to increase the allowable shear stress according to (G5-1). The ratio $a/h = 1.17$ does not exceed the maximum in (6-6) :

$$\frac{a}{h} = 1.17 \leq \frac{260}{(h/t)^2} = \frac{260}{212.5^2} = 1.49 \text{ and } a/h \leq 3.0$$

$$F_v = \frac{F_y}{2.89} \left[0.227 + \frac{1 - 0.227}{1.15 \sqrt{1 + (1.17)^2}} \right] = 8.26 \text{ ksi} = 5.7 \text{ kN/cm}^2$$

$$F_v > f_v, \text{ dat}$$

Combined shear and tension stress : Check interaction at concentrated load in tension-field panel :

$$V = 380 \text{ kN} ; M = 2400 \text{ kNm}$$

$$f_v = \frac{380}{136} = 2.79 \text{ kN/cm}^2;$$

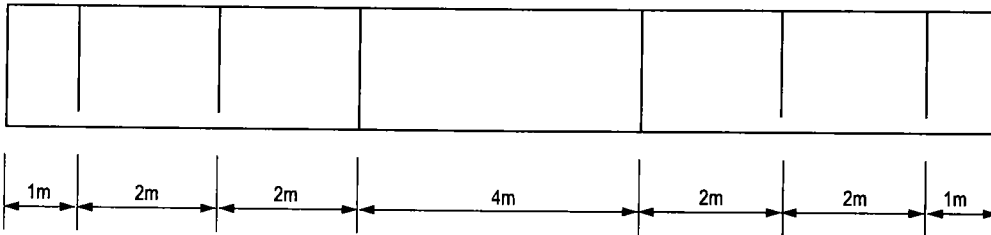
Allowable bending tensile stress according to (6-12):

$$F_b = \left(0.825 - 0.375 \frac{f_v}{F_v} \right) F_y = \left(0.825 - 0.375 \frac{2.79}{5.7} \right) 36 = 23.08 \text{ ksi}$$

$$\leq 0.60F_y = 21.6 \text{ ksi.}$$

$$F_b = 15.91 > f_b = 11.06 \text{ kN/cm}^2, \text{ đat}$$

The placement of stiffeners is shown as follow :



d. Intermediate stiffener size :

The required area for a single plate stiffener, according to (6-11) :

$$A_{st} = \frac{1 - C_v}{2} \left[\frac{a}{h} - \frac{(a/h)^2}{\sqrt{1 + (a/h)^2}} \right] Y D h t_w$$

$$A_{st} = \frac{1 - 0.227}{2} \left[1.17 - \frac{1.17^2}{\sqrt{1 + 1.17^2}} \right] 2.4 \times 170 \times 0.8 = 35.3 \text{ cm}^2$$

This area may be reduced by the ratio $\frac{f_v}{F_v} = \frac{3.97}{5.70}$, so

$$A_{st} = 35.3 \frac{3.97}{5.70} = 24.6 \text{ cm}^2$$

Try plate 180×24 , $A_{st} = 25.2 \text{ cm}^2$

Check width-thickness ratio :

$$\frac{b_s}{t_s} = \frac{180}{24} = 12.8 < \frac{95}{\sqrt{F_y}} = \frac{65}{\sqrt{36}} = 15.8, \text{ OK}$$

Check moment of inertia :

$$I_s = \frac{1}{3} 1.4 \times 18^3 = 2722 \text{ cm}^4 > \left(\frac{h}{50} \right)^4 = \left(\frac{170}{50} \right)^4 = 133 \text{ cm}^4, \text{ OK.}$$

Because single plate is used, the stiffener must be welded to compression flange and web. The minimum web weld length required : $170 - (6 \times 1) = 164 \text{ cm.}$

Chapter 7

CONNECTIONS AND FASTENERS

I. WELDING

1.1. Remind on basic weld processes and materials

1. Shielded metal arc welding (SMAW) or manual arc welding. In this process, the coated electrode is placed in an electrode holder to establish electrical contact, an electric arc between the electrode and the materials being joined accomplishes the heating. The coated electrode is consumed as the metal is transferred from the electrode to the base metal, so the electrode wire become filler material. Shielding is obtained by the gas produced by the coating in the heat of the arc : this gaseous shield exclude the air and thus, protect the molten weld from oxygen and nitrogen in the air. The coating also forms a slag which float from the top of the molten pool and the solidified weld to protect it from the atmosphere while cooling.

The electrode material for this process is specified under Specifications of AWS (American Welding Society) : Each electrode is identified by a code number EXXXXX where E stands for electrode and each X represents a number. The first two or three numbers indicate the tensile strength in ksi of the weld metal. The next number denotes the position in which the electrode can be used, the number 1 meaning all positions, the number 2 flat and horizontal fillet weld, and the number 3 flat welding only. The last number denotes the type of covering, type of current, etc. For the common base metal (A36, A570, A572, A709, A588), electrodes E60XX, E70XX should be used. Higher strength electrodes E80XX, E100XX and E110XX are used for welding steel of grades 65 and higher : A572 grade 65, A514 grade 90 and 100, A709 grade 100.

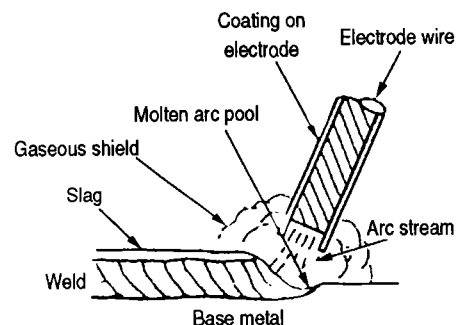


Fig 7.1

2. Submerged arc welding (SAW). In this process, the bare wire electrode is fed automatically through the welding head at a rate to maintain a constant arc length. The welding is shielded by a blanket of granular, fusible material which is fed onto the work area in an amount sufficient to submerge the arc completely and it while fusing, forms a

covering over the weld. This process produce high-quality welds at very high welding speeds.

The combinations of bare-rod electrode and granular flux are classified under AWS. They are designated by the letter F followed by two digits indicating the tensile strength and impact strength of the weld, and followed by EXXX

classifying the electrode. For the common base metal (A36, A570, A572, A709, A588), the combination F6X-EXXX and F7X-EXXX are used. For steel of grades 65 and higher (A572 grade 65, A514 grade 90 and 100, A709 grade 100), are matched F8X-EXXX, F10X-EXXX, and F11X-EXXX.

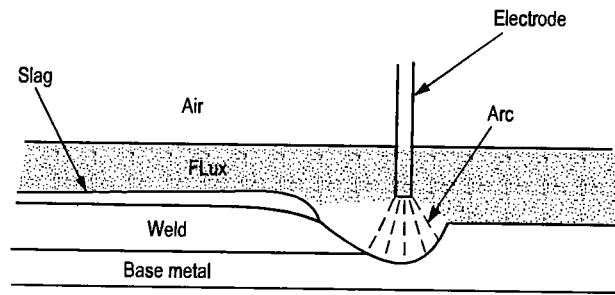


Fig 7-2

3. Gas metal arc welding (GMAW). In this process, the welding is performed without flux. The arc and the weld region are shielded from the atmosphere by a inert gas mixture (argon, carbon dioxide, etc) which is heavier than air. The electrode is a continuous wire that is fed from a coil through the electrode holder, a gun-shaped device (Fig. 7-3). The distinguishing features of this method are the high rate of welding, the entirely protection of the molten weld from atmospheric elements that make the weld stronger, more ductile and more corrosion-resistant. The electrodes for this method are identified by the AWS notation : ER70S-X for using with common base steel, where 70 is the tensile strength in ksi of the metal filler, S means solid and the last letter identifies the chemical composition ; ER80S, ER100S and ER110S for higher strength steels.

4. Flux-cored arc welding (FCAW). In this process, shielding is provided by a flux contained within a tubular continuous electrode which is fed automatically. The core material produces a relatively thin slag covering to protect the solidifying weld metal. Flux-cored arc welding is a useful procedure for field welding in severe weather. The electrodes used for

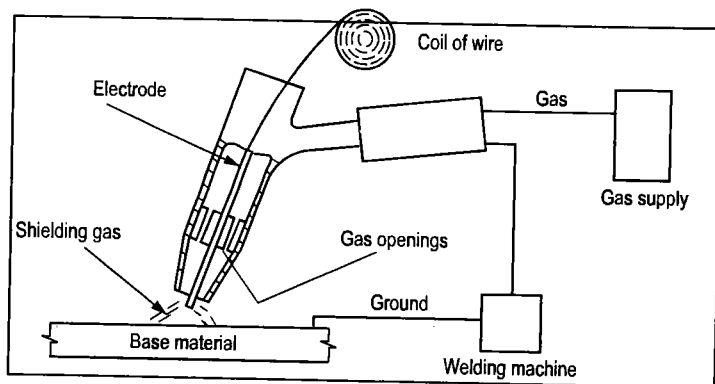


Fig 7-3

obtaining weld metal having minimum specified yield strengths of 60 ksi or less are designated E6XT or E7XT (tensile strengths 60 and 70 ksi respectively); to produce weld metal having yield strength exceeding 60 ksi, are used electrodes E8XT, E10XT and E11XT, having tensile strengths 80 and 100 and 110 ksi respectively.

In general, the electrode material used in welds should have properties of the base material, in this case, the weld material is referred to as *matching* weld metal. The matching weld metal for many ASTM structural steels are given in Table 7-1 (next page).

Table 7-1. Matching filler metal requirements

Base metal steel specification	Welding process			
	Shielded metal arc welding (SMAW)	Submerged arc welding (SAW)	Gas metal arc welding (GMAW)	Flux-cored arc welding (FCAW)
ASTM A36, A53 Grade B, A500, A501, A529	E60XX or E70XX	F6X or F7X-EXXX	ER70S-X	E6XT-X or E70T-X
A242, A572 Grades 42 and 50, A588, A709 Grade 50	E70XX	F7X-EXXX	ER70S-X	E7XT-X
A572 Grades 60 and 65	E80XX	F8X-EXXX	ER80S	E8XT
A514 and A709 Grade 100, over 2 ½ in.	E100XX	F10X-EXXX	ER100S	E10XT
A514 and A709 Grade 100, 2 ½ in. and under	E110XX	F11X-EXXX	ER110S	E11XT

1.2. Types of welds

Two main types of weld : groove and fillet welds ; other types : slot and plug welds.

1. Groove welds . Representing 15% of welded construction, groove welds are used principally to connect structural members that are aligned in the same plane (this is called butt joint, Fig 7.4,a). Since groove welds are usually intended to transmit the full load of the members they join, the weld should have the same strength of the pieces joined. Such a groove weld is known as a *full penetration* groove weld. When the groove welds do not extend completely through the thickness of the pieces, they are referred to as *partial penetration* groove joint.

Most groove welds require a specific edge preparation and are named accordingly, as shown on Fig. 7.5. The selection of the proper groove weld is dependent on the welding process used, the cost of edge preparation and the cost of making the weld. The details of many groove welds are given in AWS Code and AISC Specifications, which allow weld metal to be deposited and fused to the base metal and require no test and qualification to demonstrate their adequacy. Groove welds can be used in tee connection as shown in Fig 7.4, b.

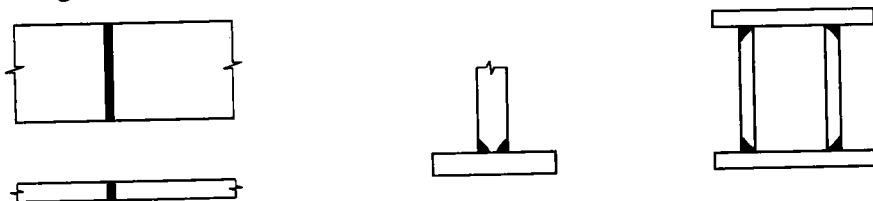


Fig.7-4

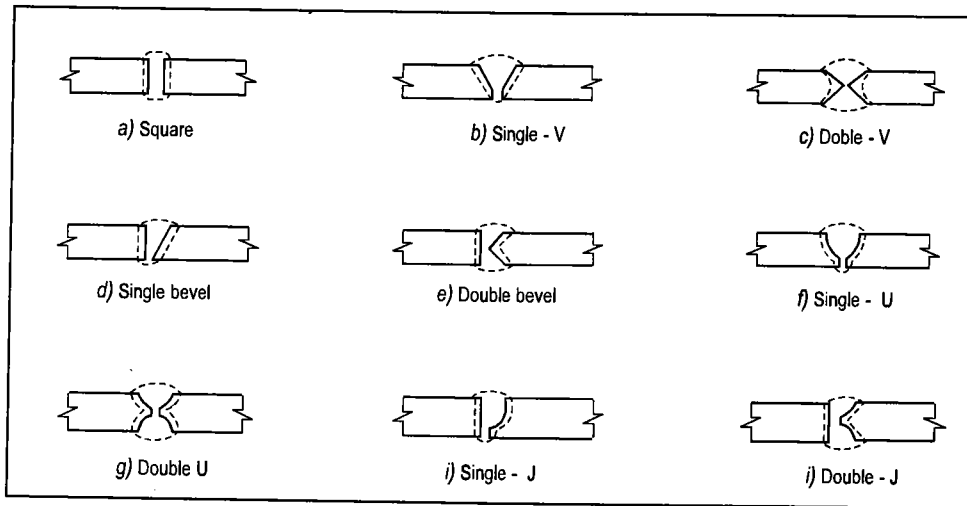


Fig 7-5

2. Fillet welds

Fillet welds owing to their overall economy, ease of fabricating are the most widely used : about 80% of the welded construction. Fillet welds are used most commonly in lap joints, and also in many various cases (Fig 7.6). The faces of the weld which are in contact with the parts joined are called its legs. The legs are usually equal. The length of the leg is called the weld size. To ensure a full weld thickness, the size of the weld should be less than the thickness of the edge of the connected part. The maximum size of the fillet permitted by AWS along the edges of material 1/4 in (6.5 mm) or more in thickness is 1/16 in (2 mm) less than the thickness of the material. Along the edges of material less than 1/4 in. in thick, the weld size may be equal to the thickness of the material. (See Fig. 7-7). But a fillet weld that is too small compared with the thickness of the material being welded is affected adversely: the amount of heat required to deposit a small weld is not sufficient to produce appreciable expansion of the thick material ; the contrast between hotter weld and cooler material may tend to cause tensile stress and crack of the weld. To avoid this situation, Specifications limit the size of the weld which may be deposited on the basis of the maximum thickness of the parts to be joined, as shown in the following table :

AISC Specifications also limits the minimum effective of fillet welds, to take account of the tapering off at the ends of a weld : it is four times the nominal size. If this requirement is not met, the size of the weld shall be considered to be one-fourth of the weld length.

Maximum thickness of base metal (mm)	Minimum size of fillet weld (mm)
6.4	3
12.7	5
19	6
Over 19	8

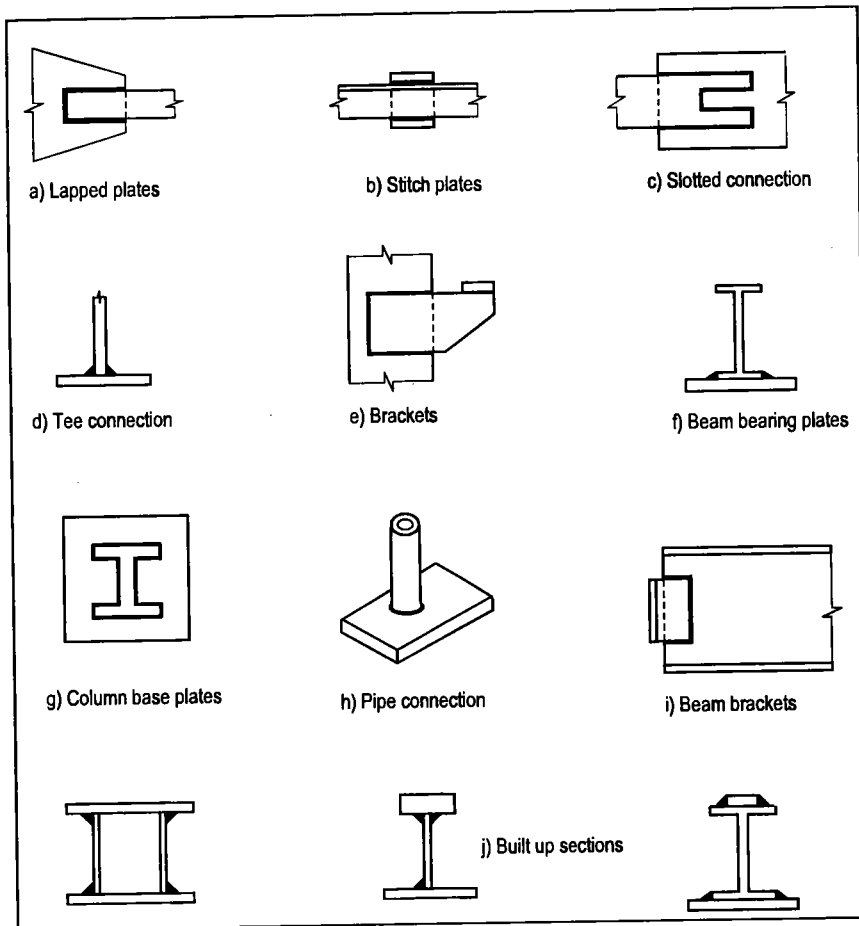


Fig 7.6. Typical uses of fillet welds

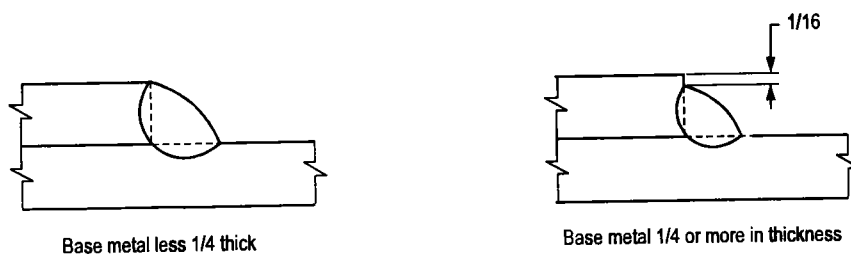


Fig. 7-7. Maximum size of fillet weld along edges

1.3. Welding symbols

On drawings, type, size, length and location of welds and other instructions must be given clearly to communicate to the fabricator. The standard welding symbols and standard location of elements of a welding symbol, as adopted by AWS, are given herein.

The fillet weld is shown by a triangle and the groove weld by a symbol denoting the type of groove (see the upper part of Fig. 7-8). The symbol for a the **type** of weld is

drawn on a reference line which has an arrow pointing to the joint. If the symbol is on the lower side of the reference line, the weld is deposited at the side of the joint to which the arrow points (this side is called Arrow side). If the symbol is on the upper side of the reference line, the weld is made on the other side of the joint. (this side is called Other side). Along the reference line are shown in this order size, type, length and space of weld. The tail of the reference line contains specification, process and other reference. Just above or under the weld symbol are given, in the order from the symbol : root opening, groove angle, contour (flush or convex) and finish. Fig. 7-9 gives some examples of common connections and uses of welding symbols ; these connections do not require special instructions and are typically specified as shown in this Figure.

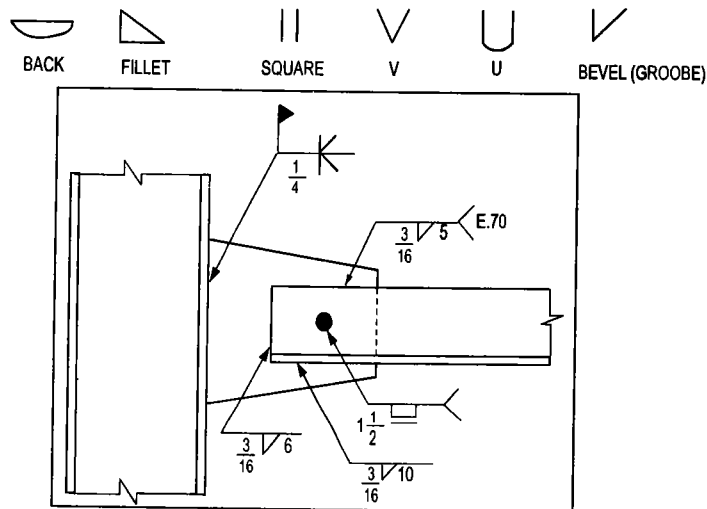


Fig. 7-8. Standard symbols of welds and an example of weld connection drawing

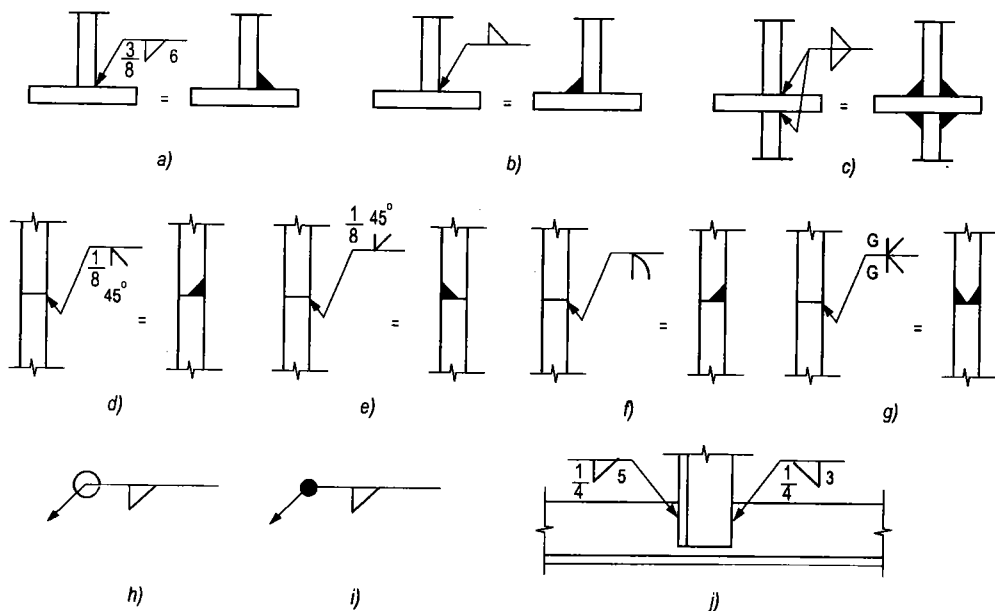


Fig 7-9

1.4. Weld strength

1. Effective areas of welds

The strength of various types of welds are based on effective areas. The effective areas of a groove or fillet weld is the product of the throat dimension t_e times the length of the weld. The throat is the part of a weld which is assumed to be effective in transferring stress.

Groove welds (Fig. 7-10): the throat dimension t_e of a full penetration groove weld is the thickness of the thinner part joined. For a partial joint penetration groove end may be equal or less than the depth of the chamfer : when bevel or V joint grooves have an included angle at the root of the groove less than 60° but not less than 45° , the throat is the depth of the chamfer less $1/8$ in ; when the included angle is 60° or more, the throat is the full depth of chamfer.

Fillet welds (Fig. 7-11) : the throat dimension t_e of a fillet weld is nominally the shortest distance from the root to the face of the weld. When the fillet weld has equal legs of nominal size a , the throat dimension t_e is $0.707a$. If the fillet weld is designed to be unsymmetrical with unequal legs the value of t_e must be computed from the geometrical shape of the weld. For fillet welds made by SAW process, the throat dimensions are modified as follows to account for the superior quality of such welds :

For fillet welds with the leg size equal to or less than $3/8$ in. (9.5 mm), the throat dimension t_e shall be taken as equal to the leg size a .

For fillet welds larger than $3/8$ in. (9.5 mm), the throat dimension t_e shall be taken as the theoretical throat dimension plus 0.11 in. (2.8 mm), i.e. $0.707a + 0.11$.

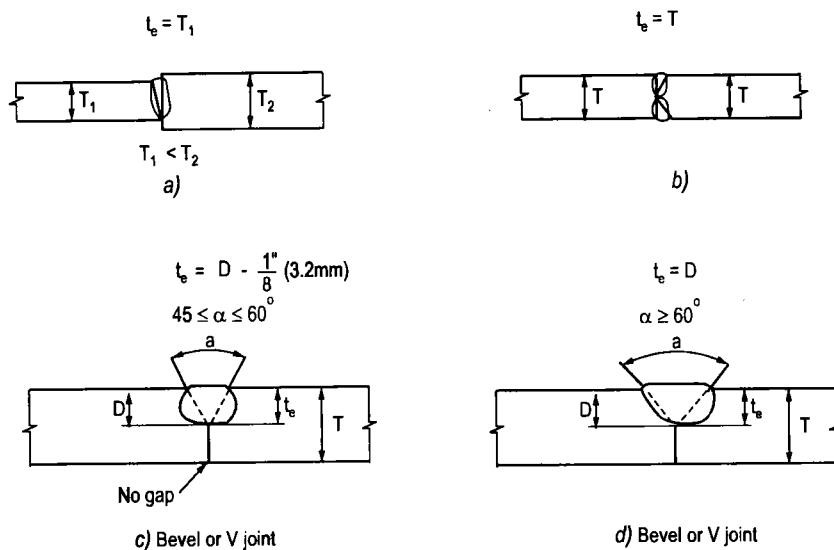


Fig. 7-10



Fig. 7-11

2. Nominal strength of welds

Welds must be sized accordingly the load transmitted through it, and be formed from the correct electrode material. The electrode material used in welds should have properties of the base material. When properties are comparable, the weld metal is referred to as *matching* weld metal (see 1.1 on matching weld metal). Groove welds transmit loads exactly as in the pieces they join. Fillet welds are assumed to transmit loads through shear stress on the effective areas no matter how the fillets are oriented on the structural connection.

Complete joint penetration groove welds are considered to have the same strength on the effective area as the pieces being joined. The nominal strength of a weld is based on yielding of the metal base, which gives :

$$\text{for tension or compression : } R_{nw} = l t_e F_y \quad (7-1)$$

$$\text{for shear : } R_{nw} = l t_e (0.60 F_y) \quad (7-2)$$

where l = weld length ; t_e = effective throat ; F_y = yield stress of the base metal.

Note that $(0.60 F_y)$ is the shear yield stress which is taken as approximately 2/3 or 0.6 of the direct yield stress.

The strength R_{nw} of a fillet weld is based on assumption that failure is by shear on the effective area whether the shear transfer is parallel to or perpendicular to the axis of the line of fillet weld. The value of R_{nw} may be expressed

$$R_{nw} = l t_e (0.60 F_{EXX}) \text{ weld metal} \quad (7-3)$$

$$R_{nw} = l t_e (0.60 F_u) \text{ base metal} \quad (7-4)$$

1.5. Allowable stress design of welds

The total service load must be not greater than the nominal strength divided by the factor of safety.

$$R \leq \frac{R_{nw}}{FS}$$

By dividing the two terms of this equations by the effective area, the first term gives the stress f at service load and the second term gives the allowable stress F of the weld :

$$f = \frac{R}{lt_e} \leq F = \frac{R_{nw}}{lt_e FS}$$

or
$$f = \frac{R}{lt_e} \leq F \quad (7-5)$$

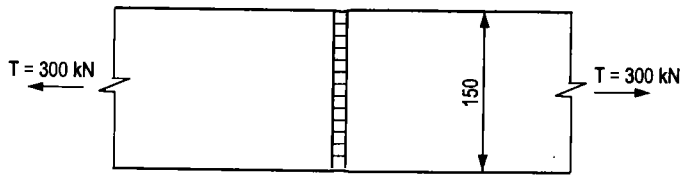
The allowable stress on Welds is given in Table J2.5 of AISC/ASD, which is reprinted herein :

Table J2.5 of AISC (adapted) Allowable stress on welds

Type of weld and stress	Allowable stress	Require weld strength
<i>Complete penetration groove welds</i>		
Tension normal to effective area	Same as base metal	Matching weld metal shall be used
Compression normal to effective area	Same as base metal	Weld metal with a strength level equal to or less than matching weld metal is permitted
Tension or compression parallel to axis of weld	Same as base metal	
Shear on effective area	$0.3 \times$ nominal tensile strength of weld metal	
<i>Partial-penetration groove welds</i>		
Compression normal to effective area	Same as base metal	Weld metal with a strength level equal to or less than matching weld metal is permitted
Tension or compression parallel to axis of weld	Same as base metal	
Shear parallel to axis of weld	$0.3 \times$ nominal tensile strength of weld metal	
Tension normal to effective area	$0.3 \times$ nominal tensile strength of weld metal, except tensile stress on base metal shall not exceed $0.6 \times$ yield stress of base metal	
<i>Fillet welds</i>		
Shear on effective area	$0.3 \times$ nominal tensile strength of weld metal	Weld metal with a strength level equal to or less than matching weld metal is permitted
Tension or compression parallel to axis of weld	Same as base metal	

Example 7-1.

Select the required thickness of the plates (A572 grade 50) and the proper electrode material assuming a single V-groove weld for the member in this figure.



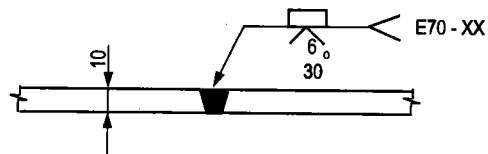
The allowable tensile stress in the member : $F_t = 0.6 F_y = 30 \text{ ksi}$ or 20.68 kN/cm^2

The effective section : $A_e = tl$.

$$\text{Working stress : } f = \frac{T}{tl} \leq F_t$$

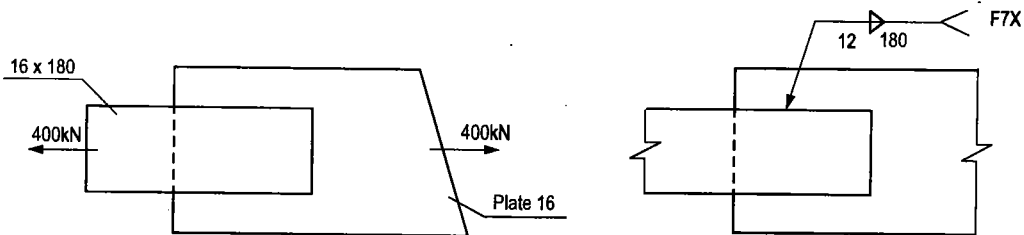
$$\text{Therefore, required thickness : } t = \frac{T}{lF_t} = \frac{300}{15 \times 20.68} = 0.97 \text{ cm. Use 10 mm.}$$

From Table 7-1. choose electrode E70XX. From AISC Manual, select a prequalified single V-groove designated B-U2a (B = butt joint ; U = unlimited thickness of the plate). This weld requires a backup plate to be used. The detail and welding symbol are shown on figure.



Example 7-2

Determine the size and length of the fillet weld for the lap joint, using the submerged arc (SAW) process. The plates are A36 steel



Weld size limits : minimum $a = 6 \text{ mm}$

$$\text{maximum } a = 16 - 2 = 14 \text{ mm}$$

Use 12 mm. Since the nominal size is over 3/8 in. or 9.5 mm, the effective throat dimension is equal to the theoretical throat plus 0.11 in or 3 mm :

$$t_e = (0.707 \times 12) + 3 = 11.5 \text{ mm}$$

From Table 7-1, use F6X-EXXX flux-electrode combination. Allowable stress $F = 0.3 \times 60 = 18 \text{ ksi} = 12.4 \text{ kN/cm}^2$.

$$\text{Total length required : } L = \frac{400}{1.15 \times 12.4} = 28 \text{ cm ; use 14 cm on each side.}$$

Check the shear capacity of the gusset plate along the welds. The allowable shear stress is $F_v = 0.4F_y = 0.4 \times 36 = 14.4 \text{ ksi} = 9.93 \text{ kN/cm}^2$.

Shear stress along the welds :

$$f_v = \frac{400}{2 \times 1.6 \times 14} = 8.93 \text{ kN/cm}^2 < F_v, \text{ OK.}$$

II. BOLTS AND BOLTED CONNECTIONS

2.1. Types of bolts and bolted connections

1. Types of bolts. Two commonly used types of bolts for steel structures are the unfinished bolt and the high-strength bolt.

Unfinished bolts are primarily used in light structures, secondary or bracing members, purlins, girts, small trusses and similar applications in which the loads are small and static in nature. They are made of low-carbon steel for example ASTM A307 the tensile strength of which is not less than 60 ksi. Unfinished bolts are also called common, machine or rough bolts and may come with various heads and nuts (hexagon, square).

High-strength bolts are made of heat-treated medium carbon steel A325 and alloy steel A490. Occasionally, quenched and tempered steel A449 are used for bolts larger 1 1/2 in and for threaded rod and anchor bolts. The tensile strength of these steel varies with the diameter of the bolt as given in Table 7-2. The diameter range is from 1/2 in (12 mm) to 1 1/2 in (36 mm) (3 in. or 76.2 mm for A449). The most common diameters used in building construction are 1/2 in (18 mm) and 7/8 in (22 mm).

Table 7-2. Properties of bolts

ASTM designation	Bolt diameter, in. (mm)	Minimum tensile strength, ksi (kN/cm ²)	Minimum yield strength ksi (kN/cm ²)
Low carbon steel A307	1/4 to 4 (6.4 to 10.4)	60 (41.3)	–
High-strength steel A325	1/2 to 1 (12.7 to 25.4)	120 (82.5)	92 (63.5)
	1 1/8 to 1 1/2 (18.6 to 38.1)	105 (72.5)	81 (56)
Quenched and tempered steel A449	1 3/4 to 3 (6.4 to 76.2)	90 (63.5)	58 (40)
Alloy steel A490	1/2 to 1 1/2 (12.7 to 38.1)	150 (103.5)	130 (89.5)

High-strength bolts are heavy hexagon head bolts with heavy hexagon nuts, identified by the ASTM designation on the top of the head as shown on Fig.7-12. While almost all high-strength bolts are classified as of Type 1, a special type, called Type 3, is made from weathering steel having high corrosion resistance. Bolt of type 3 has a underlined identification marking on head, for example A325.

Note that bolts of any kind are classified by international convention into strength grades. In building construction are usually used grades 4.6 for common bolts and grade 8.8 or 10.9 for high-strength bolts.

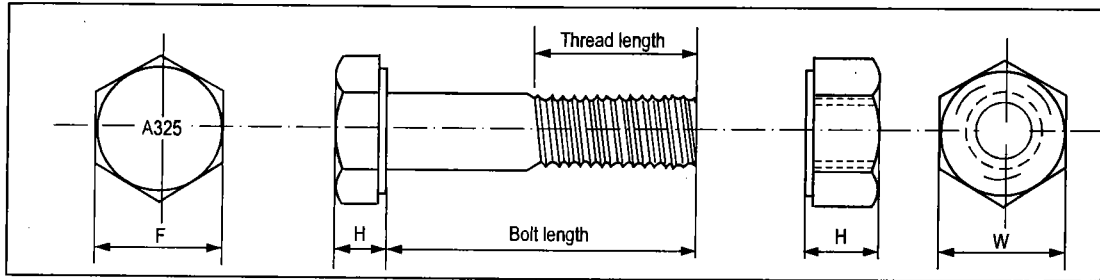


Fig. 7-12

2. Bolt connections

Let consider the behaviour of a bolt joint in Fig. 7-13, where joint displacement is plotted against tensile force. At initial application of load, the forces are transferred from one element to the other by friction along the contact surfaces. At a certain value of load, a slip occurs (A, or B, or C). depending upon the magnitude of the clamping force and the friction on the contact surfaces. After slip is completed, the load is transferred from one element to the other by bearing of the bolt on the hole and by shear of the bolt at the plane of slip.

Two types of connection are recognized. In the *bearing-type connection*, the load is transferred by shear and bearing on the bolt, after slip occurred. In the *slip-critical connection*, high-strength bolts are tightened to a specific tension, large enough to provide high clamping force and friction between contact surfaces. Thus, the connection transmit the force by friction produced between contact surfaces ; this force is smaller than the load at which slip occurs, so there will be no slip. Slip-critical connection (once called friction-type) are recommended for joints subjected to stress fluctuation, impact, vibration, or where slip is objectionable.

The installation procedures are different for each type of connection. In the bearing-type connection, it is only required that the bolts are to be tightened to the *snug-tight* condition. This is a tightness that exist when all plies in a joint are in firm contact, this may be the result of a the full effort of a man using an ordinary spud wrench.

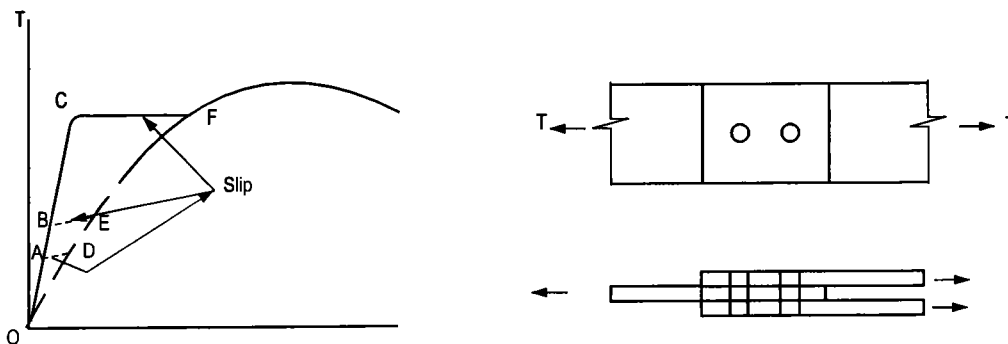


Fig. 7-13 Behaviour of bolted joint

When slip-critical connections are required and when the bolts are subject to direct tension, bolts must be tightened to ensure the specific pretension (or fully-tightened). AISC requires a pretension equal to 70% of minimum tensile, as given in the following table (table J3.7):

Table 7-3- Minimum bolt tension for fully tightened bolt

Bolt size		A325, kN	A490, kN
in.	mm		
1/2	12.7	53	67
5/8	15.9	85	107
3/4	19.1	125	156
7/8	22.2	173	218
1	25.4	227	285
1 1/8	28.6	249	356
1 3/4	31.8	316	454
1 3/8	34.9	378	538
1 1/2	38.1	458	658

There are four methods for tightening high-strength bolts to obtain the prescribed tension. These are : *turn-of-the-nut tightening*, *calibrated wrench tightening*, *installation of alternate design bolts* and *direct-tension-indicator tightening*.

The simplest is *turn-of-the-nut method*. After the bolts have been tightened to the snug-tight condition, they are given an additional specified rotation of the nut. This additional turn of the nut is taken as followings : one-third turn if the bolt length is less than four diameters, one- half turn if the bolt length is greater than four diameters but less than eight diameters, two-thirds turn if the bolt length is greater than eight diameters but less than twelve diameters. Note that one full turn from a finger-tight condition corresponds approximately to the one-half turn from snug-tight condition.

Although initial tightness can vary due to the surface condition of the pieces being tightened, this variation does not significantly affect the clamping force, because this required clamping force occurs only with a large bolt elongation, produced by a turn of the nut. Ordinary spud wrenches or standard-power impact wrenches can be used for this method.

Calibrated wrench tightening uses manual torque wrenches or adjustable-power impact wrenches. Manual torque wrenches have a torque-indicating device so that the torque required to produce the initial tension is measured. Impact wrenches are set to stall when the prescribed bolt tension is reached. The calibration should be checked daily, on at least three bolts of the same diameter. A hardener washer must be used under the nut or the head which is turned when tightening.

Two last procedures require special devices or fasteners which are not available in our factories or erection sites.

2.2. Design of bolt connections

1. *Limit states of bolt connections.* As said above, there are two types of bolt connections : bearing type (using ordinary bolts and high-strength bolts) and slip-critical type (using only high-strength bolts). Both types are proportioned on the basis of the shear on the gross area of the bolt, i.e. the strength of all connections in transmitting forces across a shear plane between steel elements is the same, whether the connection is of a bearing type or a slip-critical type. The slip-critical connection has in addition the serviceability requirement that slip must not occur at service load. The permitted force versus the service one provides a margin of safety against failure of the fastener in the case of all joint types and a additional margin of safety against slip in the case of the slip-critical joint.

The possible mode of failures that occur in bolted joints with transmitted force perpendicular to bolt shanks are shown on Fig. 7-14.

Fig a,b : shear failures that means failure in which the bolt are sheared along the planes of slip. The bolt is in single shear (failure in one plane) or in double shear (failure in two planes).

Fig c : a bearing failure, that means failure of the plate at the hole, caused by compression between the cylindrical surface of the plate hole and the bolt.

Fig c, d : tearing failures - failure in the plate between the hole and the end of the plate by shearing in the direction of the load or transverse the load. These failures are unlikely to occur if the bolt is placed at a distance far enough from the end of the plate.

AISC Spec. distinguishes four categories of holes :

- Standard holes : the hole size is 1/16 in. larger than the diameter of bolt. Standard holes shall be provided in all connections, unless other types are approved by the designer.

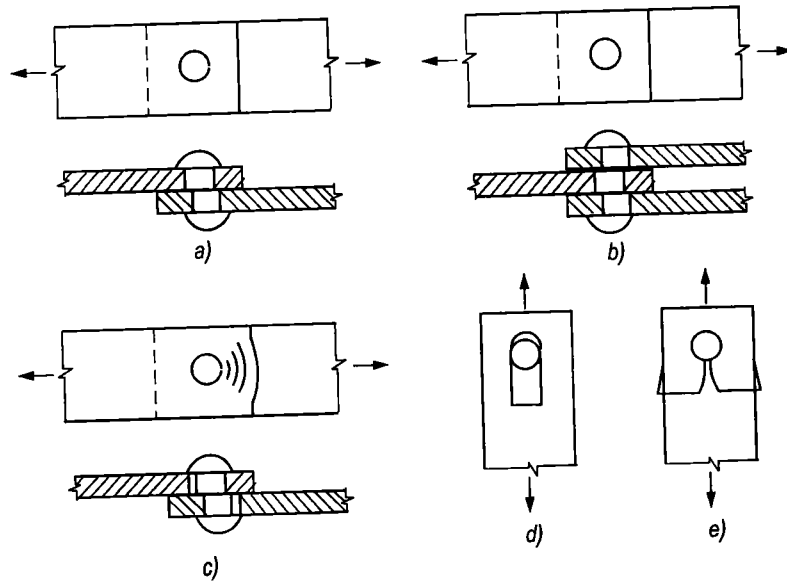


Fig. 7-14. Possible modes of failures of bolt joints

- Oversized holes : the hole size is 1/8 to 5/16 larger than the bolt. They are permitted in any or all plies of slip-critical connections, but shall not be used in bearing-type connections. Hardener washers shall be installed over oversized holes in an outer ply.

- Short-slotted holes : the length is 1/8 to 3/8 greater than the width. They are permitted in any or all plies of slip-critical connections or bearing-type connections. The slot length shall be normal to the direction of the load in bearing-type connections.

- Long-slotted holes : the length is about 2 times of the width. They are permitted in only one of the connected parts of either a slip-critical or bearing-type connection at an individual contact surface. The slot length shall be normal to the direction of the load in bearing-type connections.

2. Nominal strength of a bolt

a. *Shear strength* : The nominal strength of a bolt will be the ultimate shear stress τ_u across the gross area A_b of the bolt times the number m of the shear planes ; thus,

$$R_n = m A_b \tau_u = m A_b (0.60 F_u^b) \quad (7-6)$$

- The ultimate shear stress τ_u was found experimentally to be about 62% of ultimate tensile strength ; here the practical coefficient 0.60 is used instead of 0.62. If threads are in the shear planes, the area at the root of the threads should be used in place of A_b . This root area is taken as 0.75 of the gross area. So the above equation becomes

$$R_n = m(0.75A_b)(0.60 F_u^b) = 0.45 m A_b F_u^b \quad (7-7)$$

b. Bearing strength : The bearing failure relates to deformation around a bolt hole (Fig. 7-14,c). The variation of the compression stress around the perimeter of the hole is unknown, but for design purpose, the stress distribution is assumed uniform over the rectangular section passing the diameter of the bolt shank. But determine the bearing strength, one considers a shear tear-out failure (Fig. 7-14,d) which is closely related to a bearing failure. The bearing strength is the force applied against the side of the hole to split or tear the plate. The failure planes will be along the dash lines shown on Fig. 7-15, but it is conservatively to use continuous straight lines as the failure planes. The nominal strength is :

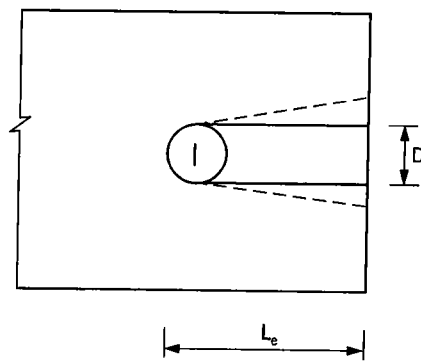


Fig. 7-15

$$R_n = 2t \left(L - \frac{d}{2} \right) \tau_u$$

where τ_u is the shear strength of plate material, which is taken as 0.70 of the tensile strength of the plate material. Thus,

$$R_n = 2t \left(L - \frac{d}{2} \right) (0.70F_u) = 1.4 F_u dt \left(\frac{L}{d} - \frac{1}{2} \right)$$

which may be approximated as

$$R_n = F_u dt \frac{L}{d} = LtF_u \tag{7-8}$$

Experience and tradition has recommended that the center-to-center spacing of bolts be a minimum of 2 2/3 diameters. When $L = 2.67 d$ is used, R_n becomes

$$R_n = 3.0 dtF_u$$

To prevent the hole from excessive elongating, AISC uses the following equations :

In standard and short-slotted holes :

$$R_n = 2.4 dtF_u \tag{7-9}$$

In long-slotted holes perpendicular to the load :

$$R_n = 2.0 dtF_u \tag{7-10}$$

3. Allowable stress on bolts

a. Shear stress. The service load for a bolt in shear equals the nominal shear strength divided by the factor of safety :

$$P \leq \frac{R_n}{FS}$$

By dividing two sides by the total bolt cross-section area, the first side give the compute stress at service load, and the right side gives the allowable stress

$$\left(f = \frac{P}{mA_b} \right) \leq \left(F_v = \frac{R_n}{mA_b(FS)} \right)$$

FS is taken equal to 2.5 for shear.

When threads are excluded from the shear planes :

$$F_v = mA_b \frac{0.6F_u^b}{mA_b 2.5} = \frac{0.6F_u^b}{2.5} \Rightarrow F_v = 0.25F_u^b \quad (7-11)$$

Applied to A325 bolts with $F_u^b = 120$ ksi, AISC/ASD gives : $F_v = 30$ ksi ; to A490 bolts with $F_u^b = 150$ ksi, AISC/ASD gives : $F_v = 40$ ksi.

When threads are included within the shear planes :

$$F_v = mA_b \frac{0.45F_u^b}{mA_b 2.5} = \frac{0.45F_u^b}{2.5} \Rightarrow F_v = 0.18F_u^b \quad (7-12)$$

Applied to A325 bolts with $F_u^b = 120$ ksi, AISC/ASD gives : $F_v = 21$ ksi ; to A490 bolts with $F_u^b = 150$ ksi, AISC/ASD gives : $F_v = 28$ ksi.

For A307 bolt, $F_v = 0.18F_u^b = 0.18 \times 58 = 10$ ksi, not regarding whether threads are excluded or included.

b. Bearing stress. As said above, the bearing stress is computed as the load transmitted by bearing, dividing to the assumed bearing area. The transmitted load equals to the bearing strength divided by a factor of safety FS.

$$\left(f_p = \frac{P}{dt} \right) \leq \left(F_p = \frac{R_n}{dt(FS)} \right)$$

where

d = nominal diameter of bolt ;

t = thickness of the plate against which bolt bears ;

f_p = bearing stress under service load ;

F_p = allowable bearing stress.

When the factor of safety of 2 traditionally used for bearing is applied, allowable bearing stress would be, for standard holes :

$$F_p = \frac{2.4 F_u dt}{2.0 dt} = 1.2 F_u \quad (7-13)$$

In long slotted holes with the axis of the slot perpendicular to the direction of load :

$$F_p = 1.0 F_u \quad (7-14)$$

The minimum distance from the center of a bolt to the edge of the adjacent hole is found from Equation (7-8) :

$$L = \frac{R_n}{F_u t}$$

Then, adding the radius $d/2$ of the hole, gives the minimum center-to-center spacing :

$$s = (R_n / F_u t) + d/2$$

Substituting the nominal strength R_n by $2P$ where P is the service load per bolt and 2 represents the factor of safety, gives

$$s = \frac{2P}{F_u t} + \frac{d}{2}$$

where

F_u = tensile strength of the plate material ;

t = thickness of the plate material ;

d = diameter of the bolt hole, but the diameter of the bolt may be used in this formula.

In any case, the distance s between centers of holes shall not be less than 2 2/3 times the bolt diameter d . When F_p is determined by Equations (7-13) and (7-14), s shall not be less than $3d$.

The minimum edge distance, after (7-8), shall not be less than

$$s = \frac{2P}{F_u t} + \frac{d}{2} \quad (7-15)$$

nor less than $1.5d$.

See Table J3.5 of AISC/ASD for minimum edge distance.

c. Slip-critical connections.

Slip-critical connections must have adequate strength by satisfying the allowable stress limitations for shear and bearing given above for bearing-type connections, and in addition must satisfy the serviceability requirement of slip resistance.

This connection resists load by friction due to the clamping force between pieces to be joined (equal to the pretension N of bolts). The resistance to shear is a frictional force

μN , where μ is the coefficient of friction (or slip coefficient). The values of μ varies from 0.2 to 0.6 depending on the surface condition, such as presence of mill scale, oil, paint or surface treatments, etc. In order to permit design of slip-critical connections using the same general approach as for bearing-type connections, the friction force μN is divided by the bolt gross cross section area to obtain the so-called "shear stress" on the bolt. By definition, the allowable stress in slip-connections is the maximum shear stress at which no slip occurs, divided by a factor of safety.

The condition of non slip :

$$\left(f_v = \frac{P}{A_b} \right) \leq \left(F_v = \frac{\mu N}{(FS)A_b} \right) \quad (7-17)$$

The margin of safety is lower since slip is a serviceability requirement rather than a strength requirement. AISC has used for this situation a safety factor against slip about 70% of that used for strength. The range of FS varies from 1.1 to 1.3. The tension N is the minimum for fully-tightened bolts from Table 7-3. Based on this approach, AISC Spec. and Research Council on Structural Connections (RCSC) Spec. gives the allowable stress for slip-critical connections as shown on Table 7-4.

Table 7-4 Allowable stress for slip-critical connections, in ksi

Contact surface of bolted parts and bolt types		Standard holes	Oversize & short slotted holes	Long slotted holes	
				Transverse load	Parallel load
Class A	A325	17	15	12	10
	A490	21	18	15	13
Class B	A325	28	24	20	17
	A490	34	29	24	20
Class C	A325	22	19	16	14
	A490	27	23	19	16

Note : Class A (slip coefficient 0.33) - Clean mill scale and blast-cleaned surfaces with Class A coatings. Class B (slip coefficient 0.50) - Blast-cleaned surfaces and blast-cleaned surfaces with Class B coatings. Class C - Hot dip galvanized and roughened surfaces. Coatings classified as Class A or Class B include those coatings which provide a mean slip coefficient not less than 0.33 or 0.50 respectively, as determined by appropriate testing.

d. Bolts in axial tension. Axial tension occurring without simultaneous shear exists in bolts for tension members, when the line of action is perpendicular to the member to which it is fastened. The nominal strength for a bolt subject to axial tension is given as :

$$R_n = F_u^b (A_n) = F_u^b (0.75A_b)$$

where A_b is the gross section of the bolt ; F_u^b = the tensile strength of the bolt (120 ksi for A325 and 150 ksi for A490 bolts).

Using the factor of safety $FS = 2$, the service load capacity of a bolt :

$$R = 0.5 F_u^b (0.75A_b) = 0.375 F_u^b A_b$$

or
$$R = F_t A_b \quad (7-18)$$

F_t is the allowable tensile stress on the gross area of the bolt :

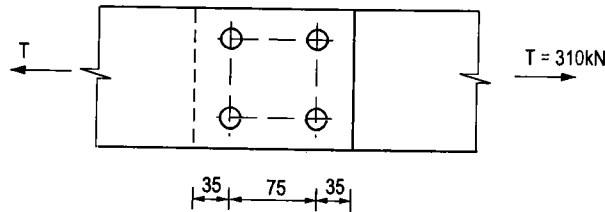
$$F_t = 0.375 F_u^b \quad (7-19)$$

which equals $0.375 \times 120 \approx 44$ ksi for A325 bolts and $0.375 \times 150 \approx 54$ ksi for A490 bolts (see Table J3.2 of AISC/ASD).

Bolts subject to axial tension must be pretensioned according to Table 7-3 whether the design is for a bearing-type or slip-critical connection.

e. Combined shear and tension. The design of bolts subject to combined shear and tension will be discuss afterwards in Vol 2 - Steel Design of Pre-engineered Buildings.

Example 7-3. Check the resistance of the bearing-type connection of two plates 16×150 mm of A572 (grade 50) steel to transmit a tensile force 310 kN. Using A325 bolts of 22 mm diameter.



For A572 (gr.50) : $F_y = 50$ ksi ; $F_u = 65$ ksi

Gross section area of the plate : $A_g = 1.6 \times 15 = 24 \text{ cm}^2$

Net area of the plate (use standard hole 24 mm) : $A_n = 1.6 (15 - 2 \times 2.4) = 16.3 \text{ cm}^2$.

Effective area $A_e = A_n = 16.3 \text{ cm}^2$.

Check the resistance of the plates :

On gross section :

$$f_a = \frac{T}{A_g} = \frac{310}{24} = 12.9 \text{ kN/cm}^2 = 18.7 \text{ ksi} < 0.6 F_y = 30 \text{ ksi.}$$

On net section :

$$f_a = \frac{T}{A_e} = \frac{310}{16.3} = 19.0 \text{ kN/cm}^2 = 17.5 \text{ ksi} < 0.5 F_u = 32.5 \text{ ksi.}$$

For A325 bolt : $F_v = 30 \text{ ksi} = 20.68 \text{ kN/cm}^2$; $F_u = 65 \text{ ksi} = 44.82 \text{ kN/cm}^2$

The allowable capacity of a bolt :

$$\text{On shear : } R_v = m A_b F_v = 1 \times \frac{2.2^2 \pi}{4} \times 20.68 = 78.6 \text{ kN}$$

$$\text{On bearing : } R_p = 1.2 F_u d t = 1.2(44.82)1.6(2.2) = 189 \text{ kN}$$

The strength of this 4 bolt connection : $78.6 \times 4 = 314.4 \text{ kN}$, which is greater than the tensile force.

Example 7-4. Determine the tensile capacity of the connection in Example 7-3, if it is a slip-critical one. The surface condition of the plates is of Class A (usual clean mill scale surface).

The tensile capacity of the plates :

$$T = F_t A_g = (0.6 \times 50)(0.6895) 24 = 496 \text{ kN}$$

$$T = F_t A_e = (0.5 \times 65)(.6895) 16.3 = 365 \text{ kN}$$

The capacity per bolt (single shear) in the slip-critical connection is

$$R = m F_v A_b = 1 \times 17 \times 0.6895 \times \frac{2.2^2 \pi}{4} = 44.5 \text{ kN}$$

The tensile capacity of this 4 bolt connection :

$$T = 4 \times 44.5 = 178 \text{ kN (controls)}$$

This service load capacity T based on slip-resistance is lower than the capacity based on bolt strength computed in Ex. 7-3 above ($T = 314.4 \text{ kN}$)

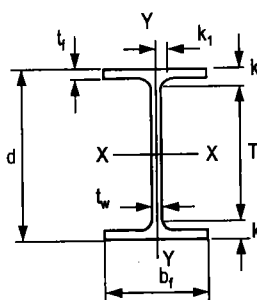
Phụ lục

CÁC BẢNG QUY CÁCH

THÉP HÌNH CÁN NÓNG CỦA MỸ

**(trích trong *Manual of Steel Construction -*
Allowable Stress Design. AISC 1993)**

**THÉP HÌNH W
KÍCH THƯỚC**

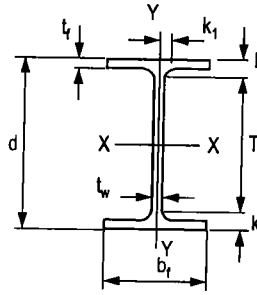


Số hiệu	Diện tích In. ²	Bề cao d In.		Bụng			Cánh						
				Bề dày t _w		t _w /2 In.	Bề rộng b _f		Bề dày t _w		T In.	k In.	k ₁ In.
				In.	In.		In.	In.	In.	In.			
W44 × 285	83,8	44,02	44	1,024	1	1/2	11,811	11 3/4	1,772	1 3/4	38 5/8	2 11/16	1 3/8
× 248	72,8	43,62	43 5/8	0,865	7/8	7/16	11,811	11 3/4	1,575	1 9/16	38 5/8	2 1/2	1 5/8
× 224	65,8	43,31	43 1/4	0,737	13/16	7/16	11,611	11 3/4	1,416	1 7/16	38 5/8	2 5/16	1 5/16
× 198	58,0	42,91	42 7/8	0,709	1 1/16	3/8	11,811	11 3/4	1,220	1 1/4	38 5/8	2 1/8	1 1/4
W 40 × 328	96,4	40,00	40	0,910	15/16	1/2	17,910	17 7/8	1,730	1 3/4	33 3/4	3 1/8	1 11/16
× 298	87,6	39,69	39 3/4	0,830	13/16	7/16	17,830	17 7/8	1,575	1 9/16	33 3/4	3	1 5/8
× 268	78,8	39,37	39 3/8	0,750	3/4	3/8	17,750	17 3/4	1,415	1 7/8	33 3/4	2 13/16	1 9/16
× 244	71,7	39,06	39	0,710	1 1/16	3/8	17,710	17 3/4	1,260	1 1/4	33 3/4	2 5/8	1 9/16
× 221	64,8	38,67	38 5/8	0,710	1 1/16	3/8	17,710	17 3/4	1,065	1 1/16	33 3/4	2 7/16	1 9/16
× 192	56,5	38,20	38 1/4	0,710	1 1/16	3/8	17,710	17 3/4	0,830	1 3/16	33 3/4	2 1/4	1 9/16
W 40 × 655 ^a	192,0	43,62	43 5/8	1,970	2	1	16,670	16 7/8	3,540	3 9/16	33 3/4	4 15/16	2 1/4
× 593 ^a	174,0	42,99	43	1,790	1 13/16	1	16,690	16 3/4	3,230	3 1/4	33 3/4	4 5/8	2 1/8
× 531 ^a	156,0	42,34	42 3/8	1,610	1 5/8	13/16	16,510	16 1/2	2,910	2 15/16	33 3/4	4 5/16	2
× 480 ^a	140,0	41,81	41 3/4	1,460	1 7/16	3/4	16,360	16 3/8	2,640	2 5/8	33 3/4	4	2
× 436 ^a	128,0	41,34	41 1/8	1,340	1 5/16	1 1/16	16,240	16 1/4	2,400	2 3/8	33 3/4	3 13/16	1 15/16
× 397 ^a	116,0	40,95	41	1,220	1 1/4	5/8	16,120	16 1/8	2,200	2 3/16	33 3/4	3 5/8	1 7/8
× 362 ^a	106,0	40,55	40 1/2	1,120	1 1/8	9/16	16,020	16	2,010	2	33 3/4	3 3/8	1 13/16
× 324	95,3	40,16	40 1/8	1,000	1	1/2	15,905	15 7/8	1,810	1 13/16	33 3/4	3 3/16	1 3/4
× 297	67,4	39,84	39 7/8	0,930	15/16	1/2	15,825	15 7/8	1,650	1 5/8	33 3/4	3 1/16	1 11/16
× 277	81,3	39,69	39 3/4	0,830	15/16	1/2	15,830	15 7/8	1,575	1 9/16	33 3/4	3	1 5/8
× 249	73,3	39,38	39 3/8	0,750	13/16	7/16	15,750	15 3/4	1,420	1 7/16	33 3/4	2 13/16	1 9/16
× 215	63,3	38,98	39	0,650	3/4	3/8	15,750	15 3/4	1,220	1 1/4	33 3/4	2 5/8	1 9/16
× 199	58,4	38,67	38 5/8	0,650	5/8	5/16	15,750	15 3/4	1,065	1 1/16	33 3/4	2 7/16	1 9/16
W 40 × 183 ^b	53,7	38,98	39	0,650	5/8	5/16	11,810	11 3/4	1,220	1 1/4	33 3/4	2 5/8	1 9/16
× 167	49,1	38,59	38 5/8	0,650	5/8	5/16	11,810	11 3/4	1,025	1	33 3/4	2 7/16	1 9/16
× 149	43,8	38,20	38 1/4	0,630	5/8	5/16	11,810	11 3/4	0,830	13/16	33 3/4	2 1/4	1 1/2

a: Số hiệu a chỉ nên dùng làm cột, cấu kiện nén, Dùng làm loại cấu kiện khác cần có quy trình hàn và cắt riêng.

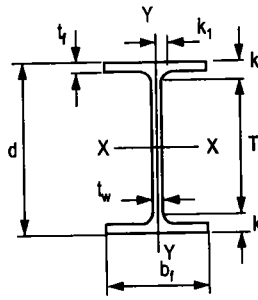
b: Số hiệu b cũng được một số hãng chế tạo với chủng loại nặng hơn.

THÉP HÌNH W CÁC ĐẶC TRƯNG



TL danh nghĩa	Tiêu chuẩn tiết diện đặc				r_T	$\frac{d}{A_f}$	Đặc trưng đàn hồi						Môđun dẻo	
	$\frac{b_f}{2t_f}$	F_v^*	$\frac{d}{2t_f}$	F_v^*			Trục X-X			Trục Y-Y			Z_x	Z_y
							l	S	r	l	S	r		
	Lb.	ksi	ksi	in.			in. ⁴	in. ³	in.	in. ⁴	in. ³	in.	in. ³	in. ³
285	3,3	-	43,0	35,7	2,95	2,10	24600	1120	17,1	490	83,0	2,42	1310	135
248	3,7	-	50,4	260	2,96	2,34	21400	983	17,2	435	74,0	2,44	1150	118
224	4,2	-	55,0	21,8	2,96	2,59	19200	889	17,1	391	66,0	2,44	1030	105
198	1,8	-	60,5	18,0	2,94	2,98	16700	776	16,9	336	57,0	2,41	902	90,0
328	5,2	-	44,0	34,2	1,473	1,29	26800	1340	16,7	1660	185	4,15	1510	286
298	5,7	-	47,8	28,9	4,70	1,41	24200	1220	16,6	1490	167	4,12	1370	257
268	6,3	-	52,5	24,0	4,67	1,57	21500	1090	16,5	1320	149	4,09	1220	229
244	7,0	-	55,0	21,8	4,63	1,75	19200	983	16,4	1170	132	4,04	1100	203
221	8,3	611	54,5	22,3	4,56	2,05	16600	858	16,0	988	112	3,90	967	172
192	10,7	37,1	53,8	22,8	4,43	2,60	13500	708	15,5	770	7,0	3,69	807	135
655	2,4	-	22,1	-	4,43	0,73	56500	2590	17,2	2860	339	3,86	3060	541
593	2,6	-	24,0	-	4,38	0,80	50400	2340	17,0	2520	302	3,81	2750	481
531	2,8	-	26,3	-	4,33	0,88	44300	2090	16,9	2200	266	3,75	2450	422
480	3,1	-	28,6	-	4,28	0,97	39500	1890	16,8	1940	237	3,72	2180	374
436	3,4	-	30,9	-	4,24	1,06	35400	1710	16,6	1720	212	3,67	1980	334
397	3,7	-	33,6	58,6	4,21	1,15	32000	1560	16,6	540	191	3,65	1790	300
362	4,0	-	36,2	50,4	4,17	1,26	28900	1420	16,5	1380	173	3,61	1630	270
324	4,4	-	40,2	41,0	4,14	1,40	25600	1280	16,4	1220	153	3,57	1460	239
297	4,8	-	42,8	36,0	4,11	1,53	23200	1,170	16,3	1090	138	3,54	1330	215
277	5,0	-	47,8	28,9	4,13	1,59	21900	1100	6,4	1040	132	3,58	1250	204
249	5,5	-	52,5	24,0	4,10	1,76	19500	92	16,3	926	118	3,56	1120	182
215	6,5	-	60,0	18,4	4,09	2,03	16700	858	16,2	796	101	3,54	963	156
199	7,4	-	59,5	18,7	4,04	2,31	14900	769	16,0	695	88,2	3,45	868	137
183	4,8	-	60,0	18,4	2,90	2,71	13300	682	15,7	336	56,9	2,50	781	89,6
167	5,8	-	59,4	18,7	2,91	3,19	11600	599	15,3	283	47,9	2,40	692	76,0
149	7,1	-	60,6	18,0	2,84	3,90	9780	512	14,9	229	38,8	2,29	597	62,2

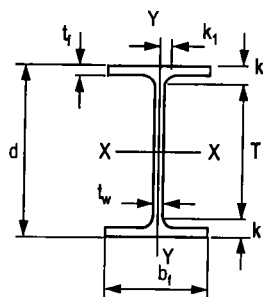
**THÉP HÌNH W
KÍCH THƯỚC**



Số hiệu	Diện tích In. ²	Bề cao d In.		Bụng			Cánh				Khoảng cách		
				Bề dày t _w		Bề rộng b _f In.	Bề dày t _w		T In.	k In.	k ₁ In.		
				In.	In.		In.	In.					
W 36 × 848 ^a	249,0	42,45	42¼	2,520	2½	1¼	18,130	18½	4,530	4 ½	31 ½	5 11/16	2¼
× 798 ^a	234,0	41,97	42	2,380	2¾	1¾	17,990	18	4,290	4 5/16	31 ½	5 7/16	2 3/16
× 720 ^a	211,0	41,19	41¼	2,165	2 9/16	1 ½	17,775	17¾	3,900	3 7/8	31 ½	5 7/16	2 1/16
× 650 ^a	190,0	40,47	40½	1,970	2	1	17,575	17 5/8	3,540	3 9/16	31 ½	4 11/16	2
× 588 ^a	172,0	39,84	39 7/8	1,790	1 13/16	1	17,400	17 7/8	3,230	3 ¼	31 ½	4 3/8	1 7/8
× 527 ^a	154,0	39,21	39¼	1,610	1 5/8	1 3/16	17,220	17 ¼	2,910	2 15/16	31 ½	4 1/16	1 ¾
× 485 ^a	142,0	38,74	38¾	1,500	1 ½	¾	17,105	17 ½	2,680	2 11/16	31 ½	3 13/16	1 ¾
× 439 ^a	128,0	38,26	38¼	1,360	1 3/8	1 1/16	16,965	17	2,440	2 7/8	31 ½	3 9/16	1 5/8
× 393 ^a	115,0	37,80	37¾	1,220	1 ¼	5/8	16,830	16 7/8	2,200	2 3/16	31 ½	3 5/16	1 5/8
× 359 ^a	105,0	37,40	37 3/8	1,120	1 1/8	9/16	16,730	16 ¾	2,010	2	31 ½	3 1/8	1 9/16
× 328 ^a	96,4	37,09	37 1/8	1,020	1	½	16,630	16 5/8	1,850	1 7/8	31 ½	3	1 ½
× 300	88,3	36,74	36¾	0,945	15/16	½	16,655	16 5/8	1,680	1 11/16	31 ½	2 13/16	1 ½
× 280	82,4	36,52	36 ½	0,885	7/8	7/16	16,595	16 5/8	1,570	1 9/16	31 ½	2 11/16	1 ½
× 260	76,5	36,26	36¼	0,840	13/16	7/16	16,550	16 ½	1,440	1 7/16	31 ½	2 9/16	1 ½
× 245	72,1	36,08	36 1/8	0,800	13/16	7/16	16,510	16 ½	1,350	1 3/8	31 ½	2 ½	1 7/16
× 230	67,6	35,90	35 7/8	0,760	¾	¾	16,470	16 ½	1,260	1 ¼	31 ½	2 3/8	1 7/16
W 36 × 256	75,4	37,43	37 3/8	0,960	1	½	12,215	12 ¼	1,730	1 ¾	32 ½	2 5/8	1 5/16
× 232	68,1	37,12	37 1/8	0,870	7/8	7/16	12,120	12 1/8	1,570	1 9/16	32 ½	2 ½	1 ¼
× 210	61,8	36,69	36¾	0,830	13/16	7/16	12,180	12 1/8	1,360	1 3/8	32 ½	2 5/16	1 ¼
× 194	57,0	36,49	36 ½	0,765	¾	¾	12,115	12 1/8	1,260	1 ¼	32 ½	2 3/16	1 3/16
× 182	53,6	36,33	36 3/8	0,725	¾	¾	12,075	12	1,180	1 3/16	32 ½	2 1/8	1 3/16
× 170	50,0	36,17	36 1/8	0,680	1 1/16	¾	12,030	12	1,100	1 1/8	32 ½	2	1 3/16
× 160	47,0	36,01	36	0,650	5/8	5/16	12,000	12	1,020	1	32 ½	1 15/16	1 1/8
× 150	44,2	35,85	35 7/8	0,625	5/8	5/16	11,975	12	0,940	15/16	32 ½	1 7/8	1 1/8
× 135	39,7	35,55	35 ½	0,600	5/8	5/16	11,950	12	0,790	13/16	32 ½	1 11/16	1 1/8

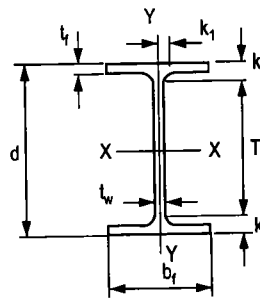
a. Số hiệu a chỉ nên dùng làm cột, cấu kiện nén. Dùng làm loại cấu kiện khác cần có quy trình hàn và cắt riêng.

**THÉP HÌNH W
CÁC ĐẶC TRƯNG**



TL danh nghĩa 1ft	Tiêu chuẩn tiết diện đặc					$\frac{d}{A_r}$	Đặc trưng đàn hồi						Môđun dẻo	
	$\frac{b_f}{2t_f}$	F_v^* ksi	$\frac{d}{2t_f}$	F_v^* ksi	r_T In.		Trục X-X			Trục Y-Y			Z_x In. ³	Z_y In. ³
							l	S	r	l	S	r		
	Lb.						In. ⁴	In. ³	In.	In. ⁴	In. ³	In.	In. ³	In. ³
848	2,0	-	16,8	-	4,84	0,52	67400	3170	16,4	550	501	4,27	3830	799
798	2,1	-	17,6	-	4,80	0,54	62600	2980	16,4	4200	467	4,24	3570	743
720	2,3	-	19,0	-	4,73	0,59	55300	2690	16,2	3680	414	4,18	3190	656
650	2,5	-	20,5	-	4,67	0,65	48900	2420	16,0	3230	367	4,12	2840	580
588	2,7	-	22,3	-	4,62	0,71	43500	2180	15,9	2850	328	4,07	2550	517
527	3,0	-	24,4	-	4,67	0,78	38300	1950	15,8	2490	289	4,02	2270	454
485	3,2	-	25,8	-	4,53	0,85	34700	1790	15,6	2250	263	3,98	2070	412
439	3,5	-	28,1	-	4,49	0,92	31000	1620	15,6	1990	235	3,95	1860	367
393	3,8	-	31,0	-	4,45	1,02	27500	1450	15,5	1750	208	3,90	1660	325
359	4,2	-	33,4	59,2	4,42	1,11	24800	1320	15,4	1570	188	3,87	1510	292
328	4,5	-	36,4	50,0	4,39	1,21	22500	1210	15,3	1420	171	3,84	1380	265
300	5,0	-	38,9	43,7	4,39	1,31	20300	1110	15,2	1300	156	3,83	1260	241
280	5,3	-	41,3	38,8	4,37	1,40	18900	1030	15,1	1200	144	3,81	1170	223
260	5,7	-	43,2	35,4	4,34	1,52	17300	953	15,0	1090	132	3,78	1080	204
245	6,1	-	45,1	32,5	4,32	1,62	16100	895	15,0	1010	123	3,75	1010	190
230	6,5	-	47,2	29,6	4,30	1,73	15000	837	14,9	940	114	3,73	943	176
256	3,5	-	39,0	43,4	3,14	1,77	16800	895	14,9	528	86,5	2,65	1040	137
232	3,9	-	42,7	36,3	3,11	1,95	15000	809	14,8	468	77,2	2,62	936	122
210	4,5	-	44,2	33,8	3,09	2,21	13200	719	14,6	411	67,5	2,58	833	107
194	4,8	-	47,7	29,0	3,07	2,39	12100	664	14,6	375	61,9	2,56	767	97,7
182	5,1	-	50,1	26,3	3,05	2,55	11300	623	14,5	347	57,6	2,55	718	90,7
170	5,5	-	53,2	23,3	3,04	2,73	10500	580	14,5	320	53,2	2,53	668	83,8
160	5,9	-	55,4	21,5	3,02	2,94	9750	542	14,4	295	49,1	2,50	624	77,3
150	6,4	-	57,4	20,1	2,99	3,18	9040	504	14,3	270	45,1	2,47	581	70,9
135	7,6	-	59,3	18,8	2,93	3,77	7800	439	14,0	225	37,7	2,38	509	59,7

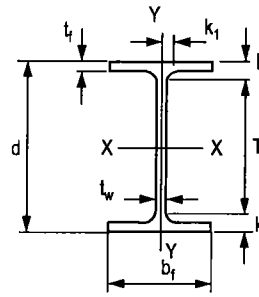
THÉP HÌNH W KÍCH THƯỚC



Số hiệu	Diện tích In. ²	Bề cao d		Bụng			Cánh				Khoảng cách			
				Bề dày t _w	In.	t _w /2	In.	Bề rộng b _f		Bề dày t _w		T	k	k _i
								In.	In.	In.	In.			
W 33 × 619 ^a	181,0	38,47	38½	1,970	2	1	16,910	16¾	3,540	3¾	29¾	4¾	1¾	
× 567 ^a	166,0	37,91	37¾	1,810	1½	1	16,750	16¾	3,270	3¼	29¾	4¼	1½	
× 515 ^a	151,0	37,36	37¾	1,650	1½	1	16,590	16¾	2,990	3	29¾	3¾	1½	
× 468 ^a	137,0	36,81	36¾	1,520	1½	¾	16,455	16½	2,720	2¾	29¾	3½	1¾	
× 424 ^a	124,0	36,34	36¾	1,380	1¾	1½	16,315	16¾	2,480	2½	29¾	3¾	1¾	
× 387 ^a	113,0	35,95	36	1,260	1¼	½	16,200	16¼	2,280	2¼	29¾	3½	1¾	
× 354 ^a	104,0	35,55	35½	1,160	1¾	½	16,100	16½	2,090	2¼	29¾	2¾	1¾	
× 318 ^a	93,5	35,16	35½	1,040	1½	¾	15,985	16	1,890	1¾	29¾	2½	1½	
× 291	85,6	34,84	34¾	0,960	1	½	15,905	15¾	1,730	1¾	29¾	2¾	1¼	
× 263	77,4	34,53	34½	0,870	¾	¾	15,805	15¾	1,570	1¾	29¾	2¾	1¾	
× 241	70,9	34,18	34½	0,830	¾	¾	15,860	15¾	1,400	1¾	29¾	2¾	1¾	
× 221	65,0	33,93	33¾	0,775	¾	¾	15,805	15¾	1,275	1¼	29¾	2¼	1¾	
× 201	59,1	33,68	33¾	0,715	¾	¾	15,745	15¾	1,150	1¾	29¾	1¾	1¾	
W 33 × 169 ^b	49,5	33,82	33¾	0,670	¾	¾	11,500	11½	1,220	1¼	29¾	2¼	1¾	
× 152	44,7	33,49	33½	0,635	¾	¾	11,565	11½	1,055	1¾	29¾	1¾	1¾	
× 141	41,6	33,30	33¼	0,605	¾	¾	11,535	11½	0,960	1¾	29¾	1¾	1¾	
× 130	38,3	33,09	33¾	0,580	¾	¾	11,510	11½	0,855	¾	29¾	1¾	1¾	
× 118	34,7	32,86	32¾	0,550	¾	¾	11,480	11½	0,740	¾	29¾	1¾	1¾	
W 30 × 581 ^a	170,0	35,39	35¾	1,970	2	1	16,200	16¼	3,540	3¾	26¾	4¾	1½	
× 526 ^a	154,0	34,76	34¾	1,790	1½	1	16,020	16	3,230	3¼	26¾	4	1½	
× 477 ^a	140,0	34,21	34¼	1,630	1½	¾	15,865	15¾	2,950	3	26¾	3¾	1¾	
× 433 ^a	127,0	33,66	33¾	1,500	1½	¾	15,725	15¾	2,680	2¾	26¾	3¾	1½	
× 391 ^a	114,0	33,19	33¼	1,360	1¾	1½	15,590	15¾	2,440	2¾	26¾	3¼	1¾	
× 357 ^a	104,0	32,80	32¾	1,240	1¼	½	15,470	15½	2,240	2¼	26¾	3	1¾	
× 326 ^a	95,7	32,40	2¾	1,140	1½	¾	15,370	15¾	2,050	2¼	26¾	2¾	1¾	
× 292 ^a	85,7	32,01	32	1,020	1	½	15,255	15¼	1,850	1¾	26¾	2¾	1¼	
× 261	76,7	31,61	31¾	0,930	¾	½	15,155	15½	1,650	1¾	26¾	2¾	1¾	
× 235	69,0	31,30	31¼	0,830	¾	¾	15,055	15	1,500	1½	26¾	2¼	1¾	
× 211	62,0	30,94	31	0,775	¾	¾	15,105	15½	1,315	1¾	26¾	2¾	1¾	
× 191	56,1	30,68	30¾	0,710	¾	¾	15,040	15	1,185	1¾	26¾	2¾	1¾	
× 173	50,8	30,44	30½	0,655	¾	¾	14,985	15	1,065	1¾	26¾	1¾	1¾	

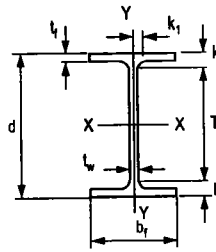
a: Số hiệu a chỉ nên dùng làm cột, cấu kiện nén. Dùng làm loại cấu kiện khác cần có quy trình hàn và cắt riêng.
b: Số hiệu b cũng được một số hãng chế tạo với chủng loại nặng hơn.

**THÉP HÌNH W
CÁC ĐẶC TRƯNG**



TL danh nghĩa 1ft	Tiêu chuẩn tiết diện đặc				r_T	$\frac{d}{A_r}$	Đặc trưng đàn hồi						Môđun dẻo	
	$\frac{b_f}{2t_f}$	F_v^*	$\frac{d}{2t_f}$	F_v^*			Trục X-X			Trục Y-Y			Z_x	Z_y
							I	S	r	I	S	r		
Lb.	ksi		ksi	in.		in. ⁴	in. ³	in.	in. ⁴	in. ³	in.	in. ³	in. ³	
619	2,4	-	19,5	-	4,51	0,64	41800	2170	15,2	2870	340	3,98	2560	537
567	2,6	-	20,9	-	1,46	0,69	37700	1990	15,1	2580	308	3,94	2330	485
515	2,8	-	22,6	-	4,42	0,75	33700	1810	14,9	2290	276	3,89	2110	433
468	3,0	-	24,2	-	4,37	0,82	30100	1630	14,8	2030	247	3,85	1890	387
424	3,3	-	26,3	-	4,33	0,90	26900	1480	14,7	1800	221	3,81	1700	345
387	3,5	-	28,5	-	4,30	0,97	24300	1350	14,7	1620	200	3,79	1550	312
354	3,8	-	30,6	-	4,27	1,06	21900	1230	14,5	1460	181	3,74	1420	282
318	4,2	-	33,8	57,8	4,24	1,16	19500	1110	14,4	1290	161	3,71	1270	250
291	4,6	-	36,3	50,1	4,21	1,27	17700	1010	14,4	1160	146	3,69	1150	226
263	5,0	-	39,7	41,9	4,18	1,39	15800	917	14,3	1030	131	3,66	1040	202
241	5,7	-	41,2	38,9	4,17	1,54	14200	829	14,1	932	118	3,63	939	182
221	6,2	-	43,8	34,5	4,15	1,68	12800	757	14,1	840	106	3,59	855	164
201	6,8	-	47,1	29,8	4,12	1,86	11500	684	14,0	749	95,2	3,56	772	147
169	4,7	-	50,5	25,9	2,95	2,41	9290	549	13,7	310	53,9	2,50	629	84,4
152	5,5	-	52,7	23,7	2,94	2,74	8160	487	13,5	273	47,2	2,47	559	73,9
141	6,0	-	55,0	21,8	2,92	3,01	7450	448	13,4	246	42,7	2,43	514	66,9
130	6,7	-	57,1	20,3	2,88	3,36	6710	406	13,2	218	37,9	2,39	467	59,5
118	7,8	-	59,7	18,5	2,84	3,87	5900	359	13,0	187	32,6	2,32	415	51,3
581	2,3	-	18,9	-	4,34	0,62	33000	1870	13,9	2530	312	3,86	2210	492
526	2,5	-	19,4	-	1,29	0,67	29300	1680	13,8	2230	278	3,80	1990	438
477	2,7	-	21,0	-	4,24	0,73	26100	1530	13,7	1970	249	3,75	1790	390
433	2,9	-	22,4	-	1,20	0,80	23200	1380	13,5	1750	222	3,71	1610	348
391	3,2	-	24,4	-	4,16	0,87	20700	1250	13,5	1550	198	3,68	1430	310
357	3,5	-	26,5	-	4,12	0,95	18600	1140	13,4	1390	179	3,65	1300	279
326	3,7	-	28,4	-	4,09	1,03	16800	1030	13,2	1240	162	3,61	1190	252
292	4,1	-	31,4	-	4,06	1,13	14900	928	13,2	1100	144	3,58	1060	223
261	41,6	-	34,0	57,2	4,02	1,26	13100	827	13,1	959	127	3,54	941	196
235	5,0	-	37,7	46,4	4,00	1,39	11700	746	13,0	855	114	3,52	845	175
211	5,7	-	39,9	41,4	3,99	1,56	10300	663	12,9	757	100	3,49	749	154
191	6,3	-	43,2	35,4	3,97	1,72	9170	598	12,8	673	89,5	3,46	673	138
173	7,0	-	46,5	30,6	3,94	1,91	8200	539	12,7	598	79,8	3,43	605	123

THÉP HÌNH W KÍCH THƯỚC

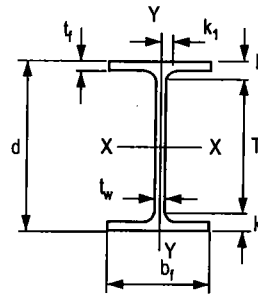


Số hiệu	Diện tích in. ²	Bề cao d in.		Bụng			Cánh				Khoảng		
				Bề dày t_w		$t_w/2$ in.	Bề rộng b_f		Bề dày t_w in.	T in.	k in.	k_1 in.	
				in.			in.						
W 30 × 148 ^b	43,5	30,67	30%	0,650	5/8	5/16	10,480	10 1/2	1,180	13/16	26 3/4	2	1
× 132	38,9	30,31	30 1/4	0,615	5/8	5/16	10,545	10 1/2	1,00	1	26 3/4	1 3/4	1 1/16
× 124	36,5	30,17	30%	0,585	9/16	5/16	10,515	10 1/2	0,930	15/16	26 3/4	1 11/16	1
× 116	34,2	30,01	30	0,565	9/16	5/16	10,495	10 1/2	0,850	7/8	26 3/4	1 5/8	1
× 108	31,7	29,83	29 7/8	0,545	1/2	5/16	10,475	10 1/2	0,760	3/4	26 3/4	1 9/16	1
× 99	29,1	29,65	29 5/8	0,520	1/2	1/4	10,450	10 1/2	0,670	11/16	26 3/4	1 7/16	1
× 90	26,4	29,53	29 1/2	0,470	1/2	1/4	10,400	10 3/8	0,610	9/16	26 3/4	1 5/16	1
W 27 × 539 ^a	158,0	32,52	31 1/2	1,970	2	1	15,255	15 1/4	3,540	3 9/16	24	4 1/4	1 5/8
× 494 ^a	145,0	31,97	32	1,810	1 13/16	1	15,095	15 1/8	3,270	3 1/4	24	4	1 9/16
× 448 ^a	131,0	31,42	31 3/8	1,650	1 5/8	13/16	14,940	15	2,990	3	24	3 11/16	1 1/2
× 407 ^a	119,0	30,87	30 7/8	1,520	1 1/2	3/4	14,800	14 3/4	2,720	2 3/4	24	3 7/16	1 7/16
× 368 ^a	108,0	30,39	30 3/8	1,380	1 3/8	11/16	14,665	14 5/8	2,480	2 1/2	24	3 3/16	1 5/16
× 336 ^a	98,7	30,00	30	1,260	1 1/4	5/8	14,545	14 1/2	2,280	2 1/4	24	3	1 5/16
× 307 ^a	90,2	29,61	29 5/8	1,160	1 3/16	5/8	14,445	14 1/2	2,090	2 1/16	24	2 3/16	1 1/4
× 281 ^a	82,6	29,29	29 1/4	1,060	1 1/16	9/16	14,350	14 3/8	1,930	1 15/16	24	2 5/8	1 3/16
× 258	75,7	28,98	29	0,980	1	1/2	14,270	14 1/4	1,770	1 3/4	24	2 1/2	1 1/8
× 235	69,1	28,66	28 5/8	0,910	15/16	1/2	14,190	14 1/4	1,610	1 5/8	24	2 5/16	1 1/8
× 217	63,8	28,43	28 3/8	0,830	13/16	7/16	14,115	14 1/8	1,500	1 1/2	24	2 3/16	1 1/16
× 194	57,0	28,11	28 1/8	0,750	3/4	3/8	14,035	14	1,340	1 5/16	24	2 1/16	1
× 178	52,3	27,81	27 3/4	0,725	3/4	3/8	14,085	14 1/8	1,190	1 3/16	24	1 7/8	1 1/16
× 161	47,4	27,59	27 5/8	0,660	11/16	3/8	14,020	14	1,080	1 1/16	24	1 13/16	1
× 146	42,9	27,38	27 3/8	0,605	5/8	5/16	13,965	14	0,975	1	24	1 11/16	1
W 27 × 129 ^b	37,8	27,63	27 5/8	0,610	5/8	5/16	10,010	10	1,100	1 1/8	24	1 13/16	1 5/16
× 114	33,5	27,29	27 1/4	0,570	9/16	5/16	10,070	10 1/8	0,930	15/16	24	1 5/8	1 5/16
× 102	30,0	27,09	27 1/8	0,515	1/2	1/4	10,015	10	0,830	13/16	24	1 9/16	1 5/16
× 94	27,7	26,92	26 7/8	0,490	1/2	1/4	9,990	10	0,745	3/4	24	1 7/16	1 5/16
× 84	24,8	26,71	26 3/4	0,460	7/16	1/4	9,960	10	0,640	5/8	24	1 3/8	1 5/16

a: Số hiệu a chỉ nên dùng làm cột, cấu kiện nén. Dùng làm loại cấu kiện khác cần có quy trình hàn và cắt riêng.

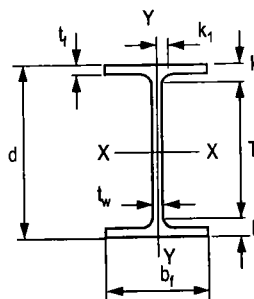
b: Số hiệu b cũng được một số hãng chế tạo với chủng loại nặng hơn.

**THÉP HÌNH W
CÁC ĐẶC TRƯNG**



TL danh nghĩa 1 ft	Tiêu chuẩn tiết diện đặc					$\frac{d}{A_r}$	Đặc trưng đàn hồi						Môđun dẻo	
	$\frac{b_f}{2t_f}$	F_v' ksi	$\frac{d}{2t_f}$	F_v' ksi	r_T In.		Trục X-X			Trục Y-Y			Z_x In. ³	Z_y In. ³
							I	S	r	I	S	r		
	Lb.						In. ⁴	In. ³	In.	In. ⁴	In. ³	In.	In. ³	In. ³
148	4,4	-	47,2	29,7	2,70	2,48	6680	436	12,4	227	43,3	2,28	500	68,0
132	5,3	-	49,3	27,2	2,68	2,87	5770	380	12,2	196	37,2	2,25	437	58,4
124	5,7	-	51,6	24,8	2,66	3,09	5360	355	12,1	181	34,4	2,23	408	54,0
116	6,2	-	53,1	23,4	2,64	3,36	4930	329	12,0	164	31,3	2,19	378	49,2
108	6,9	-	54,7	22,0	2,61	3,75	4470	299	11,9	146	27,9	2,15	346	43,9
99	7,8	-	57,0	20,3	2,57	4,23	3990	269	11,7	128	24,5	2,10	312	38,6
90	8,5	58,1	62,3	16,7	2,56	4,65	3620	245	11,7	115	22,1	2,09	283	34,7
539	2,2	-	16,5	-	4,10	0,60	25500	1570	12,7	2110	277	3,66	1880	437
494	2,3	-	17,7	-	4,05	0,65	22900	144,0	12,6	1890	250	3,61	1710	394
448	2,5	-	19,0	-	4,01	0,70	20400	1300	12,5	1670	224	3,57	1530	351
407	2,7	-	20,3	-	3,96	0,77	18100	1170	12,3	1480	200	3,52	1380	313
368	3,0	-	22,0	-	3,93	0,84	16100	1060	12,2	1310	179	3,48	1240	279
336	3,2	-	23,8	-	3,39	0,90	14500	970	12,1	1170	161	3,45	1130	252
307	3,5	-	25,5	-	3,86	0,08	13100	884	12,0	1050	146	3,42	1020	227
281	3,7	-	27,6	-	3,84	1,06	11900	811	12,0	953	133	3,40	933	206
258	4,0	-	296	-	3,81	1,15	10800	742	11,9	659	120	3,37	850	187
235	4,4	-	31,5	-	3,78	1,25	9660	674	11,8	768	108	3,33	769	168
217	4,7	-	34,3	56,3	3,76	1,34	8870	624	11,8	704	99,8	3,32	708	154
194	5,2	-	37,5	47,0	3,74	1,49	7820	556	11,7	618	88,1	3,29	628	136
178	5,9	-	38,4	44,9	3,72	1,66	6990	502	11,6	555	78,8	3,26	567	122
161	6,5	-	41,8	37,8	3,70	1,82	6280	455	11,5	497	70,9	3,24	512	109
146	7,2	-	45,3	32,2	3,68	2,01	5630	411	11,4	443	63,5	3,21	461	97,5
129	4,5	-	45,3	32,2	2,59	2,51	4760	345	11,2	184	36,8	2,21	395	57,6
114	5,4	-	47,9	28,8	2,58	2,91	4090	299	11,0	159	31,5	2,18	343	49,3
102	6,0	-	52,6	23,9	2,56	3,26	3620	267	11,0	139	27,8	2,15	305	43,4
94	6,7	-	54,9	21,9	2,53	3,62	3270	243	10,9	124	24,8	2,12	278	38,8
84	7,8	-	58,1	19,6	2,49	4,19	2850	213	10,7	106	21,2	2,07	244	33,2

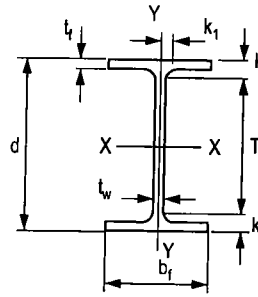
**THÉP HÌNH W
KÍCH THƯỚC**



Số hiệu	Diện tích In. ²	Bề cao d		Bụng			Cánh				Khoảng cách		
				Bề dày t _w		t _w /2	Bề rộng b _f		Bề dày t _w		T	k	k ₁
		In.	In.	In.	In.	In.	In.	In.	In.	In.	In.	In.	In.
W 24 × 492 ^a	144,0	29,65	29%	1,970	2	1	14,115	14 ¹ / ₈	3,540	3 ⁹ / ₁₆	21	4 ⁵ / ₁₆	1 ⁹ / ₁₆
450 ^a	132,0	29,09	29 ¹ / ₈	1,810	1 ¹³ / ₁₆	1	13,955	14	3,270	3 ¹ / ₄	21	4 ¹ / ₁₆	1 ¹ / ₂
× 408 ^a	119,0	28,54	28 ¹ / ₂	1,650	1 ⁵ / ₈	1 ³ / ₁₆	13,800	13 ³ / ₄	2,990	3	21	3 ³ / ₄	1 ³ / ₈
× 370 ^a	108,0	27,99	28	1,520	1 ¹ / ₂	3/4	13,660	13 ⁵ / ₈	2,720	2 ³ / ₄	21	3 ¹ / ₂	1 ⁵ / ₁₆
× 335 ^a	98,4	27,52	27 ¹ / ₂	1,380	1 ³ / ₈	1 ¹ / ₁₆	13,520	13 ¹ / ₂	2,480	2 ¹ / ₂	21	3 ¹ / ₄	1 ¹ / ₄
× 306 ^a	89,8	27,13	27 ¹ / ₈	1,260	1 ¹ / ₄	5/8	13,405	13 ³ / ₈	2,280	2 ¹ / ₄	21	3 ¹ / ₁₆	1 ³ / ₁₆
× 279 ^a	82,0	26,73	26 ³ / ₄	1,160	1 ³ / ₁₆	5/8	13,305	13 ¹ / ₄	2,090	2 ¹ / ₁₆	21	2 ⁷ / ₈	1 ¹ / ₈
× 250 ^a	73,5	26,34	26 ³ / ₈	1,040	1 ¹ / ₁₆	9/16	13,185	13 ¹ / ₈	1,890	1 ⁷ / ₈	21	2 ¹ / ₁₆	1 ¹ / ₈
× 229	67,2	26,02	26	0,960	1	1/2	13,110	13 ¹ / ₈	1,730	1 ³ / ₄	21	2 ¹ / ₂	1
× 207	60,7	25,71	25 ³ / ₄	0,870	7/8	7/16	13,010	13	1,570	1 ⁹ / ₁₆	21	2 ³ / ₈	1
× 192	56,3	25,47	25 ¹ / ₂	0,810	1 ³ / ₁₆	7/16	12,950	13	1,460	1 ⁷ / ₁₆	21	2 ¹ / ₄	1
× 176	51,7	25,24	25 ¹ / ₄	0,750	3/4	3/8	12,890	12 ⁷ / ₈	1,340	1 ⁵ / ₁₆	21	2 ¹ / ₈	1 ⁵ / ₁₆
× 162	47,7	25,00	25	0,705	1 ¹ / ₁₆	3/8	12,955	13	1,220	1 ¹ / ₄	21	2	1 ¹ / ₁₆
× 146	43,0	24,74	24 ³ / ₄	0,650	5/8	5/16	12,900	12 ⁷ / ₈	1,090	1 ¹ / ₁₆	21	1 ⁷ / ₈	1 ¹ / ₁₆
× 131	38,5	24,48	24 ¹ / ₂	0,605	5/8	5/16	12,855	12 ⁷ / ₈	0,960	1 ⁵ / ₁₆	21	1 ³ / ₄	1 ¹ / ₁₆
× 117	34,4	24,26	24 ¹ / ₄	0,550	9/16	5/16	12,800	12 ³ / ₄	0,850	7/8	21	1 ⁵ / ₈	1
× 104	30,6	24,06	24	0,500	1/2	1/4	12,750	13 ³ / ₄	0,750	3/4	21	1 ¹ / ₂	1
W 241×103 ^b	30,3	24,53	24 ¹ / ₂	0,550	9/16	5/16	9,000	9	0,980	1	21	1 ³ / ₄	1 ³ / ₁₆
× 94	27,7	24,31	24 ¹ / ₄	0,515	1/2	1/4	9,065	9 ¹ / ₈	0,875	7/8	21	1 ⁵ / ₈	1
× 84	24,7	24,10	24 ¹ / ₈	0,470	1/2	1/4	9,020	9	0,770	3/4	21	1 ⁹ / ₁₆	1 ⁵ / ₁₆
× 76	22,4	23,92	23 ⁷ / ₈	0,440	7/16	1/4	8,990	9	0,680	1 ¹ / ₁₆	21	1 ⁷ / ₁₆	1 ⁵ / ₁₆
× 68	20,1	23,73	23 ³ / ₄	0,415	7/16	1/4	8,965	9	0,585	9/16	21	1 ³ / ₈	1 ⁵ / ₁₆
W 24 × 62	18,2	23,74	23 ³ / ₄	0,430	7/16	1/4	7,040	7	0,590	9/16	21	1 ³ / ₈	1 ⁵ / ₁₆
× 55	16,2	23,57	23 ³ / ₈	0,395	3/8	3/16	7,005	7	0,505	1/2	21	1 ⁵ / ₁₆	1 ⁵ / ₁₆

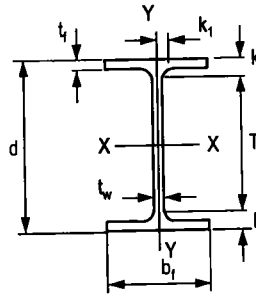
a: Số hiệu a chỉ nên dùng làm cột, cấu kiện nén. Dùng làm loại cấu kiện khác cần có quy trình hàn và cắt riêng.
b: Số hiệu b cũng được một số hãng chế tạo với chủng loại nặng hơn.

**THÉP HÌNH W
CÁC ĐẶC TRƯNG**



TL danh nghĩa 1 ft	Tiêu chuẩn tiết diện đặc					$\frac{d}{A_f}$	Đặc trưng đàn hồi						Môđun dẻo	
	$\frac{b_f}{2t_f}$	F_v'' ksi	$\frac{d}{2t_f}$	F_v'' ksi	r_T In.		Trục X-X			Trục Y-Y			Z_x In. ³	Z_y In. ³
							I	S	r	I	S	r		
							In. ⁴	In. ³	In.	In. ⁴	In. ³	In.		
492	2,0	-	15,1	-	3,80	0,59	19100	1290	11,5	1670	237	3,41	1550	375
450	2,1	-	16,1	-	3,76	0,64	17100	1170	11,4	1490	214	3,36	1410	337
408	2,3	-	17,3	-	3,71	0,69	15100	1060	11,3	1320	191	3,33	1250	300
370	2,5	-	18,4	-	3,67	0,75	13400	957	11,1	1160	170	3,28	1120	267
335	2,7	-	19,9	-	3,63	0,82	11900	864	11,0	1030	152	3,23	1020	238
306	2,9	-	21,5	-	3,60	0,89	10700	789	10,9	919	137	3,20	922	214
279	3,2	-	23,0	-	3,57	0,96	9600	718	10,5	823	124	3,17	835	193
250	3,5	-	25,3	-	3,53	1,06	8490	644	10,7	724	110	3,14	744	171
229	3,8	-	27,1	-	3,51	1,15	7650	588	10,7	651	99,4	3,11	676	154
207	4,1	-	29,6	-	3,48	1,26	6820	531	10,6	578	88,8	3,08	606	137
192	4,4	-	31,4	-	3,46	1,35	6260	491	10,5	530	81,8	3,07	559	126
176	4,8	-	33,7	58,2	3,44	1,46	5680	450	10,5	479	74,3	3,04	511	115
162	5,3	-	35,5	52,5	3,45	1,58	5170	414	10,4	443	68,4	3,05	468	105
146	5,9	-	38,1	45,6	3,43	1,76	4580	371	10,3	391	60,5	3,01	418	93,2
131	6,7	-	40,5	40,3	3,40	1,98	4020	329	10,2	340	53,0	2,97	370	81,5
117	7,5	-	44,1	33,9	3,37	2,23	3540	291	10,1	297	46,5	2,94	327	71,4
104	8,5	58,5	48,1	28,5	3,35	2,52	3100	258	10,1	259	40,7	2,91	289	624
103	4,6	-	44,6	33,2	2,33	2,78	3000	245	9,96	119	26,5	1,99	280	41,5
94	5,2	-	47,2	29,6	2,33	3,06	2700	222	9,87	109	24,0	1,98	254	37,5
84	5,9	-	51,3	25,1	2,31	3,47	2370	196	9,79	94,4	20,9	1,95	224	32,6
76	6,6	-	54,4	22,3	2,29	3,91	2100	176	9,69	82,5	18,4	1,92	200	28,6
68	7,7	-	57,2	20,2	2,26	4,52	1830	154	9,55	70,4	15,7	1,87	177	24,5
62	6,0	-	55,2	21,7	1,71	5,72	1550	131	9,23	34,5	9,80	1,38	153	15,7
55	6,9	-	59,7	18,5	1,68	6,66	1350	114	9,11	29,1	8,30	1,34	134	13,3

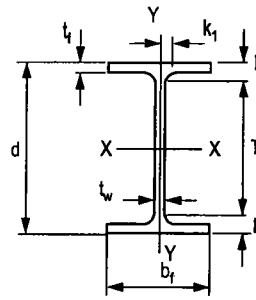
THÉP HÌNH W KÍCH THƯỚC



Số hiệu	Diện tích In. ²	Bề cao d In.		Bụng		Cánh					Khoảng cách		
				Bề dày t _w		t _w /2	Bề rộng b _f		Bề dày t _w		T	k	k _f
				In.	In.	In.	In.	In.	In.	In.	In.	In.	In.
W 21 × 402 ^a	118,0	26,02	26	1,730	1 3/4	7/8	13,405	13 3/8	3,130	3 1/8	18 1/4	3 7/8	1 1/16
× 364 ^a	107,0	25,47	25 1/2	1,590	1 5/16	13/16	13,265	13 1/4	2,850	2 7/8	18 1/4	3 5/8	1 3/8
× 333 ^a	97,9	25,00	25	1,460	1 7/16	3/4	13,130	13 1/8	2,620	2 5/8	18 1/4	3 3/8	1 5/16
× 300 ^a	88,2	24,53	24 1/2	1,320	1 5/16	1 1/16	12,990	13	2,380	2 3/8	18 1/4	3 1/8	1 1/4
× 275 ^a	80,8	24,13	24 1/8	1,220	1 1/4	5/8	12,890	12 7/8	2,190	2 3/16	18 1/4	3	1 3/16
× 248 ^a	72,8	23,74	23 3/4	1,100	1 1/8	9/16	12,775	12 3/4	1,990	2	18 1/4	2 3/4	1 1/8
× 223	65,4	23,35	23 3/8	1,000	1	1/2	12,675	12 5/8	1,790	1 13/16	18 1/4	2 9/16	1 1/16
× 201	59,2	23,03	23	0,910	15/16	1/2	12,575	12 5/8	1,630	1 5/8	18 1/4	2 3/8	1
× 182	53,6	22,72	22 3/4	0,830	13/16	7/16	12,575	12 1/2	1,480	1 1/2	18 1/4	2 1/4	1
× 166	48,8	22,48	22 1/2	0,750	3/4	3/8	12,500	12 3/8	1,360	1 3/8	18 1/4	2 1/8	15/16
× 147	43,2	22,06	22	0,720	3/4	3/8	12,510	12 1/2	1,150	1 1/8	18 1/4	1 7/8	1 1/16
× 132	38,8	21,83	21 7/8	0,650	5/8	5/16	12,440	12 1/2	1,035	1 1/16	18 1/4	1 13/16	1
× 122	35,9	21,68	21 5/8	0,600	5/8	5/16	12,390	12 3/8	0,960	15/16	18 1/4	1 11/16	1
× 111	32,7	21,51	21 1/2	0,550	9/16	5/16	12,340	12 3/8	0,875	7/8	18 1/4	1 5/8	15/16
× 101	29,8	21,36	21 1/8	0,500	1/2	1/4	12,290	12 1/4	0,800	13/16	18 1/4	1 9/16	15/16
W 21 × 93	27,3	21,62	21 1/8	0,580	9/16	5/16	8,420	8 3/8	0,930	15/16	18 1/4	1 11/16	1
× 83	24,3	21,43	21 3/8	0,515	1/2	1/4	8,355	8 3/8	0,835	13/16	18 1/4	1 9/16	15/16
× 73	21,5	21,24	21 1/4	0,455	7/16	1/4	8,295	8 1/4	0,740	3/4	18 1/4	1 1/2	15/16
× 68	20,0	21,13	21 1/8	0,430	7/16	1/4	8,270	8 1/4	0,685	11/16	18 1/4	1 7/16	7/8
× 62	18,3	20,99	21	0,400	3/8	3/16	8,240	8 1/4	0,615	5/8	18 1/4	1 3/8	7/8
W 21 × 57	16,7	21,06	21	0,405	3/8	3/16	6,555	6 1/2	0,650	5/8	18 1/4	1 3/8	7/8
× 50	14,7	20,83	20 3/8	0,380	3/8	3/16	6,530	6 1/2	0,535	9/16	18 1/4	1 5/16	7/8
× 44	13,0	20,66	20 5/8	0,350	3/8	3/16	6,500	6 1/2	0,450	7/16	18 1/4	1 3/16	7/8

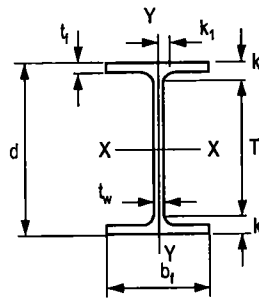
a Số hiệu a chỉ nên dùng làm cột, cấu kiện nén. Dùng làm loại cấu kiện khác cần có quy trình hàn và cắt riêng.

**THÉP HÌNH W
CÁC ĐẶC TRƯNG**



TL danh nghĩa 1 ft	Tiêu chuẩn tiết diện đặc				r_T	$\frac{d}{A_r}$	Đặc trưng đàn hồi						Môđun dẻo	
	$\frac{b_f}{2t_f}$	F_v''	$\frac{d}{2t_f}$	F_v''			Trục X-X			Trục Y-Y			Z_x	Z_y
							I	S	r	I	S	r		
Lb.	ksi	ksi	in.	in. ⁴	in. ³	in.	in. ⁴	in. ³	in.	in. ³	in. ³	in. ³		
402	2,1	-	15,0	-	3,63	0,62	12200	937	10,2	1270	189	3,27	1130	296
364	2,3	-	16,0	-	3,59	0,67	10800	846	10,0	1120	168	3,23	1010	263
333	2,5	-	17,1	-	3,55	0,73	9610	769	9,91	994	151	3,19	915	237
300	2,7	-	18,6	-	3,51	0,78	8480	692	9,81	873	134	3,15	816	210
275	2,9	-	19,8	-	3,48	0,85	7620	632	9,71	785	122	3,12	741	189
248	3,2	-	21,6	-	3,45	0,94	6760	569	9,63	694	109	3,09	663	169
223	3,5	-	23,4	-	3,41	1,02	5950	510	9,54	609	96,1	3,05	589	149
201	3,9	-	25,3	-	3,38	1,12	5310	461	9,47	542	86,1	3,02	530	133
182	4,2	-	27,4	-	3,36	1,23	4730	417	9,40	483	77,2	3,00	476	119
166	4,6	-	30,0	-	3,34	1,33	4280	380	9,36	435	70,1	2,98	432	108
147	5,4	-	30,6	-	3,34	1,53	3630	329	9,17	376	60,1	2,95	373	92,6
132	6,0	-	33,6	58,6	3,31	1,70	3220	295	9,12	333	53,5	2,93	333	82,3
122	6,5	-	36,1	50,6	3,30	1,82	2960	273	9,09	305	49,2	2,92	307	75,6
111	7,1	-	39,1	43,2	3,28	1,99	2670	249	9,05	274	44,5	2,90	279	68,2
101	7,7	-	42,7	36,2	3,27	2,17	2420	227	9,02	248	40,3	2,89	253	61,7
93	4,5	-	37,3	47,5	2,17	2,76	2070	192	8,70	92,9	22,1	1,84	221	34,7
83	5,0	-	41,6	38,1	2,15	3,07	1830	171	8,67	81,4	19,5	1,83	196	30,5
73	5,6	-	46,7	30,3	2,13	3,46	1600	151	8,64	70,6	17,0	1,81	172	26,6
68	6,0	-	49,1	27,4	2,12	3,73	1480	140	8,60	64,7	15,7	1,80	160	24,4
62	6,7	-	52,5	24,0	2,10	4,14	1330	127	8,54	57,5	13,9	1,77	144	21,7
57	5,0	-	52,0	24,4	1,64	4,94	1170	111	8,36	30,6	9,35	1,35	129	14,8
50	6,1	-	54,8	22,0	1,60	5,96	984	94,5	8,18	24,9	7,64	1,30	110	12,2
44	7,2	-	59,0	19,0	1,57	7,06	843	81,6	8,06	20,7	6,36	1,26	95,4	10,2

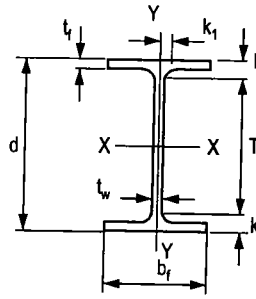
THÉP HÌNH W KÍCH THƯỚC



Số hiệu	Diện tích In. ²	Bề cao d		Bụng			Cánh				Khoảng cách		
		In.	In.	Bề dày t _w		Bề rộng b _f In.	Bề dày t _w In.		T In.	k In.	k ₁ In.		
				In.	In.		In.	In.					
W 18 × 311 ^a	91,5	22,32	22 ³ / ₈	1,520	1 ¹ / ₂	³ / ₄	12,005	12	2,740	2 ³ / ₄	15 ¹ / ₂	3 ⁷ / ₁₆	1 ³ / ₁₆
× 283 ^a	83,2	21,85	21 ⁷ / ₈	1,400	1 ³ / ₈	1 ¹ / ₁₆	11,890	11 ⁷ / ₈	2,500	2 ¹ / ₂	15 ¹ / ₂	3 ³ / ₁₆	1 ³ / ₁₆
× 258 ^a	75,9	21,46	21 ¹ / ₂	1,280	1 ¹ / ₄	⁵ / ₈	11,770	11 ³ / ₄	2,300	2 ⁵ / ₁₆	15 ¹ / ₂	3	1 ¹ / ₈
× 234 ^a	68,8	21,06	21	1,160	13 ¹ / ₁₆	⁵ / ₈	11,650	11 ⁵ / ₈	2,110	2 ¹ / ₈	15 ¹ / ₂	2 ³ / ₄	1
× 211 ^a	62,1	20,67	20 ⁵ / ₈	1,060	1 ¹ / ₁₆	⁹ / ₁₆	11,555	11 ¹ / ₂	1,910	1 ¹⁵ / ₁₆	15 ¹ / ₂	2 ⁹ / ₁₆	1
× 192	56,4	20,35	20 ³ / ₈	0,960	1	¹ / ₂	11,455	11 ¹ / ₂	1,750	1 ³ / ₄	15 ¹ / ₂	2 ⁷ / ₁₆	1 ⁵ / ₁₆
× 175	51,3	20,04	20	0,890	⁷ / ₈	⁷ / ₁₆	11,375	11 ³ / ₈	1,590	1 ⁹ / ₁₆	15 ¹ / ₂	2 ¹ / ₄	⁷ / ₈
× 158	46,3	19,72	19 ³ / ₄	0,810	1 ³ / ₁₆	⁷ / ₁₆	11,300	11 ¹ / ₄	1,440	1 ⁷ / ₁₆	15 ¹ / ₂	2 ¹ / ₈	⁷ / ₈
× 143	42,1	19,49	19 ¹ / ₂	0,730	³ / ₄	³ / ₈	11,220	11 ¹ / ₄	1,320	1 ⁵ / ₁₆	15 ¹ / ₂	2	1 ³ / ₁₆
× 130	38,2	19,25	19 ¹ / ₄	0,670	1 ¹ / ₁₆	³ / ₈	11,160	11 ¹ / ₈	1,200	1 ³ / ₁₆	15 ¹ / ₂	1 ⁷ / ₈	1 ³ / ₁₆
W 18 × 119	35,1	18,97	19	0,655	⁵ / ₈	⁵ / ₁₆	11,265	11 ¹ / ₄	1,060	1 ¹ / ₁₆	15 ¹ / ₂	1 ³ / ₄	1 ⁵ / ₁₆
× 106	31,1	18,73	18 ³ / ₄	0,590	⁹ / ₁₆	⁵ / ₁₆	11,200	11 ¹ / ₄	0,940	1 ⁵ / ₁₆	15 ¹ / ₂	1 ⁵ / ₈	1 ⁵ / ₁₆
× 97	28,5	18,59	18 ⁵ / ₈	0,535	⁹ / ₁₆	⁵ / ₁₆	11,145	11 ¹ / ₈	0,870	⁷ / ₈	15 ¹ / ₂	1 ⁹ / ₁₆	⁷ / ₈
× 86	25,3	18,39	18 ³ / ₈	0,480	¹ / ₂	¹ / ₄	11,090	11 ¹ / ₈	0,770	³ / ₄	15 ¹ / ₂	1 ⁷ / ₁₆	⁷ / ₈
× 76	22,3	18,21	18 ¹ / ₄	0,425	⁷ / ₁₆	¹ / ₄	11,035	11	0,680	1 ¹ / ₁₆	15 ¹ / ₂	1 ³ / ₈	1 ³ / ₁₆
W 18 × 71	20,8	18,47	18 ¹ / ₂	0,495	¹ / ₂	¹ / ₄	7,635	7 ⁵ / ₈	0,810	1 ³ / ₁₆	15 ¹ / ₂	1 ¹ / ₂	⁷ / ₈
× 65	19,1	18,35	18 ³ / ₈	0,450	⁷ / ₁₆	¹ / ₄	7,590	7 ⁵ / ₈	0,750	³ / ₄	15 ¹ / ₂	1 ⁷ / ₁₆	⁷ / ₈
× 60	17,6	18,24	18 ¹ / ₄	0,415	⁷ / ₁₆	¹ / ₄	7,555	7 ¹ / ₂	0,695	1 ¹ / ₁₆	15 ¹ / ₂	1 ³ / ₈	1 ³ / ₁₆
× 55	16,2	18,11	18 ¹ / ₈	0,390	³ / ₈	³ / ₁₆	7,530	7 ¹ / ₂	0,630	⁵ / ₈	15 ¹ / ₂	1 ⁵ / ₁₆	1 ³ / ₁₆
× 50	14,7	17,99	18	0,355	³ / ₈	³ / ₁₆	7,495	7 ¹ / ₂	0,570	⁹ / ₁₆	15 ¹ / ₂	1 ¹ / ₄	1 ³ / ₁₆
W 18 × 46	13,5	18,06	18	0,360	³ / ₈	³ / ₁₆	6,060	6	0,605	⁵ / ₈	15 ¹ / ₂	1 ¹ / ₄	1 ³ / ₁₆
× 40	11,8	17,90	17 ⁷ / ₈	0,315	³ / ₈	³ / ₁₆	6,015	6	0,525	¹ / ₂	15 ¹ / ₂	1 ³ / ₁₆	1 ³ / ₁₆
× 35	10,3	17,70	17 ³ / ₄	0,300	⁵ / ₁₆	³ / ₁₆	6,000	6	0,425	⁷ / ₁₆	15 ¹ / ₂	1 ¹ / ₈	³ / ₄
W 16 × 100	29,4	16,97	17	0,585	⁵ / ₁₆	³ / ₁₆	10,425	10 ³ / ₈	0,985	1	13 ⁵ / ₈	11 ¹ / ₁₆	1 ⁵ / ₁₆
× 89	26,2	16,75	16 ³ / ₄	0,525	⁹ / ₁₆	⁵ / ₁₆	10,365	10 ³ / ₈	0,875	⁷ / ₈	13 ⁵ / ₈	1 ⁹ / ₁₆	⁷ / ₈
× 77	22,6	16,52	16 ¹ / ₂	0,455	⁷ / ₁₆	¹ / ₄	10,295	10 ¹ / ₄	0,760	³ / ₄	13 ⁵ / ₈	1 ⁷ / ₁₆	⁷ / ₈
× 67	19,7	16,33	16 ³ / ₈	0,395	³ / ₈	³ / ₁₆	10,235	10 ¹ / ₄	0,665	1 ¹ / ₁₆	13 ⁵ / ₈	1 ³ / ₈	1 ³ / ₁₆
W 16 × 75	16,8	16,43	16 ³ / ₈	0,430	⁷ / ₁₆	¹ / ₄	7,120	7 ¹ / ₈	0,715	1 ¹ / ₁₆	13 ⁵ / ₈	1 ³ / ₈	⁷ / ₈
× 50	14,7	16,26	16 ¹ / ₄	0,380	³ / ₈	³ / ₁₆	7,070	7 ¹ / ₈	0,630	⁵ / ₈	13 ⁵ / ₈	1 ⁵ / ₁₆	1 ³ / ₁₆
× 45	13,3	16,13	16 ¹ / ₈	0,345	³ / ₈	³ / ₁₆	7,035	7	0,565	⁹ / ₁₆	13 ⁵ / ₈	1 ¹ / ₄	1 ³ / ₁₆
× 40	11,8	16,01	16	0,305	⁵ / ₁₆	³ / ₁₆	6,995	7	0,505	¹ / ₂	13 ⁵ / ₈	1 ³ / ₁₆	1 ³ / ₁₆
× 36	10,6	15,86	15 ⁷ / ₈	0,295	⁵ / ₁₆	³ / ₁₆	6,985	7	0,430	⁷ / ₁₆	13 ⁵ / ₈	1 ¹ / ₈	³ / ₄

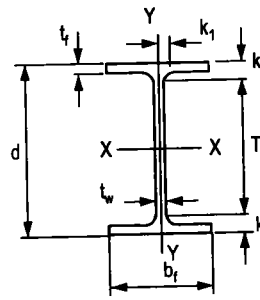
a: Số hiệu a chỉ nên dùng làm cột, cấu kiện nén. Dùng làm loại cấu kiện khác cần có quy trình hàn và cắt riêng.

**THÉP HÌNH W
CÁC ĐẶC TRƯNG**



TL danh nghĩa 1 ft	Tiêu chuẩn tiết diện đặc						Đặc trưng đàn hồi						Môđun dẻo	
	$\frac{b_f}{2t_f}$	F_v'	$\frac{d}{2t_f}$	F_v''	r_T	$\frac{d}{A_f}$	Trục X-X			Trục Y-Y			Z_x	Z_y
							l	S	r	l	S	r		
	Lb.	ksi	ksi	ln.	ln. ⁴	ln. ³	ln.	ln. ⁴	ln. ³	ln.	ln. ³	ln. ³	ln. ³	
311	2,2	-	14,7	-	3,26	0,68	6960	624	72	795	132	2,95	753	207
283	2,4	-	15,6	-	3,23	0,74	6160	564	8,61	704	118	2,91	676	185
258	2,6	-	16,8	-	3,19	0,79	5510	514	8,53	628	107	2,88	611	166
234	2,8	-	18,2	-	316	0,86	4900	466	8,44	558	95,8	2,85	549	149
211	3,0	-	19,5	-	3,13	0,94	4330	419	8,35	493	85,3	2,82	490	132
192	3,3	-	21,2	-	3,10	1,02	3870	380	8,28	440	76,8	2,79	442	119
175	3,6	-	22,5	-	3,07	1,11	3450	344	8,20	391	68,8	2,76	398	106
158	3,9	-	24,3	-	3,05	1,21	3060	310	8,12	347	61,4	2,74	356	94,8
143	4,2	-	26,7	-	3,03	1,32	2750	282	8,09	311	55,5	2,72	322	85,4
130	4,6	-	28,7	-	3,01	1,44	2460	256	8,03	278	49,9	2,70	291	76,7
119	5,3	-	29,0	-	3,02	1,59	2190	231	7,90	253	44,9	2,69	261	69,1
106	6,0	-	31,7	-	3,00	1,78	1910	204	7,84	220	39,4	2,66	230	60,5
97	6,4	-	34,7	54,7	2,99	1,92	1750	188	7,82	201	36,1	2,65	211	55,3
86	7,2	-	38,3	45,0	2,97	2,15	1530	166	7,77	175	31,6	2,63	186	48,4
76	8,1	64,2	42,8	36,0	2,95	2,43	1330	146	7,73	152	27,6	2,61	163	42,2
71	4,7	-	37,3	47,4	1,98	2,99	1170	127	7,50	60,3	15,8	1,70	145	24,7
65	5,1	-	40,8	39,7	1,97	3,22	1070	117	7,49	54,8	14,4	1,69	133	22,5
60	5,4	-	44,0	34,2	1,96	3,47	984	108	7,47	50,1	13,3	1,69	123	20,6
55	6,0	-	46,4	30,6	1,95	3,82	890	98,3	7,41	44,9	11,9	1,67	112	18,5
50	6,6	-	50,7	25,7	1,94	4,21	800	88,9	7,38	40,1	10,7	1,65	101	16,6
46	5,0	-	50,2	26,2	1,54	4,93	712	78,8	7,25	22,5	7,43	1,29	90,7	11,7
40	5,7	-	56,8	20,5	1,52	5,67	612	68,4	7,21	19,1	6,35	1,27	78,4	9,95
35	7,1	-	59,0	19,0	1,49	6,94	510	57,6	7,04	15,3	5,12	1,22	66,5	8,06
100	5,3	-	29,0	-	2,81	1,65	1490	175	7,10	186	35,7	2,51	198	54,9
89	5,9	-	31,9	64,9	2,79	1,85	1300	155	7,05	163	31,4	2,49	175	48,1
77	6,8	-	36,3	50,1	2,77	2,11	1110	134	7,00	138	26,9	2,47	150	41,1
67	7,7	-	41,3	38,6	2,75	2,40	954	117	6,96	119	23,2	2,46	130	35,5
57	5,0	-	38,2	45,2	1,86	3,23	758	92,2	6,72	43,1	12,1	1,60	105	18,9
50	5,6	-	42,8	36,1	1,84	3,65	659	81,0	6,68	37,2	10,5	1,59	92,0	16,3
45	6,2	-	46,8	30,2	1,83	4,06	586	72,7	6,65	32,8	9,34	1,57	82,3	14,5
40	6,9	-	52,5	24,0	1,82	4,53	518	64,7	6,63	28,9	8,25	1,57	72,9	12,7
36	8,1	64,0	53,8	22,9	1,79	5,28	448	56,5	6,51	24,5	7,00	1,52	64,0	10,8

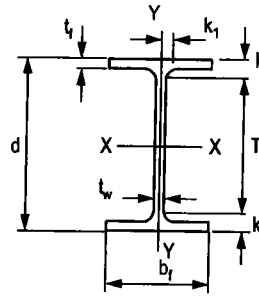
THÉP HÌNH W KÍCH THƯỚC



Số hiệu	Diện tích In. ²	Bề cao d In.		Bụng			Cánh				Khoảng cách		
				Bề dày t_w		$t_w/2$	Bề rộng b_f		Bề dày t_w		T	k	k_1
				In.	In.		In.	In.	In.	In.	In.	In.	In.
W 16 × 31	9,12	15,88	15 $\frac{3}{8}$	0,275	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{8}$	5,525	5 $\frac{1}{2}$	0,440	$\frac{7}{16}$	13 $\frac{5}{8}$	1 $\frac{1}{8}$	$\frac{3}{4}$
× 26	7,68	15,69	15 $\frac{3}{4}$	0,250	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{8}$	5,500	5 $\frac{1}{2}$	0,345	$\frac{3}{8}$	13 $\frac{5}{8}$	1 $\frac{1}{8}$	$\frac{3}{4}$
W 14 × 30	215,0	22,42	22 $\frac{3}{8}$	3,070	3 $\frac{1}{16}$	1 $\frac{1}{16}$	17,890	17 $\frac{7}{8}$	4,910	4 $\frac{15}{16}$	11 $\frac{1}{4}$	5 $\frac{9}{16}$	2 $\frac{3}{16}$
× 665	196,0	21,64	21 $\frac{1}{8}$	2,830	2 $\frac{13}{16}$	1 $\frac{1}{16}$	17,650	17 $\frac{5}{8}$	4,520	4 $\frac{1}{2}$	11 $\frac{1}{4}$	5 $\frac{3}{8}$	2 $\frac{11}{16}$
× 605	178,0	20,92	20 $\frac{7}{8}$	2,595	2 $\frac{5}{8}$	1 $\frac{1}{16}$	17,415	17 $\frac{3}{8}$	4,160	4 $\frac{3}{16}$	11 $\frac{1}{4}$	4 $\frac{13}{16}$	1 $\frac{15}{16}$
× 550	162,0	20,24	20 $\frac{1}{4}$	2,380	2 $\frac{3}{8}$	1 $\frac{3}{16}$	17,200	17 $\frac{1}{4}$	3,820	3 $\frac{13}{16}$	11 $\frac{1}{4}$	4 $\frac{1}{2}$	1 $\frac{11}{16}$
× 500	147,0	19,60	19 $\frac{5}{8}$	2,190	2 $\frac{3}{16}$	1 $\frac{1}{8}$	17,010	17	3,500	3 $\frac{1}{2}$	11 $\frac{1}{4}$	4 $\frac{3}{16}$	1 $\frac{3}{4}$
× 455	134,0	19,02	19	2,015	2	1	16,835	16 $\frac{7}{8}$	3,210	3 $\frac{3}{16}$	11 $\frac{1}{4}$	3 $\frac{7}{8}$	1 $\frac{5}{8}$
W 14 × 426	125,0	18,67	18 $\frac{5}{8}$	1,875	1 $\frac{7}{8}$	1 $\frac{5}{16}$	16,695	16 $\frac{3}{4}$	3,035	3 $\frac{1}{16}$	11 $\frac{1}{4}$	3 $\frac{11}{16}$	1 $\frac{9}{16}$
× 398	117,0	18,29	18 $\frac{1}{4}$	1,770	1 $\frac{3}{4}$	$\frac{7}{8}$	16,590	16 $\frac{5}{8}$	2,845	2 $\frac{7}{8}$	11 $\frac{1}{4}$	3 $\frac{1}{2}$	1 $\frac{1}{2}$
× 370	109,0	17,92	17 $\frac{7}{8}$	1,655	1 $\frac{5}{8}$	1 $\frac{3}{16}$	16,475	16 $\frac{1}{2}$	2,660	2 $\frac{11}{16}$	11 $\frac{1}{4}$	3 $\frac{5}{16}$	1 $\frac{7}{16}$
342 ⁸	101,0	17,54	17 $\frac{1}{2}$	1,540	1 $\frac{9}{16}$	1 $\frac{3}{16}$	16,360	16 $\frac{3}{8}$	2,470	2 $\frac{1}{2}$	11 $\frac{1}{4}$	3 $\frac{1}{8}$	1 $\frac{3}{8}$
311	91,4	17,12	17 $\frac{1}{8}$	1,410	1 $\frac{7}{16}$	$\frac{3}{4}$	16,230	16 $\frac{1}{4}$	2,260	2 $\frac{11}{16}$	11 $\frac{1}{4}$	2 $\frac{15}{16}$	1 $\frac{5}{16}$
283 ⁸	83,3	16,74	16 $\frac{3}{4}$	1,290	1 $\frac{5}{16}$	1 $\frac{1}{16}$	16,110	16 $\frac{1}{8}$	2,070	2 $\frac{1}{16}$	11 $\frac{1}{4}$	2 $\frac{3}{4}$	1 $\frac{1}{4}$
257 ³	75,6	16,38	16 $\frac{3}{8}$	1,175	1 $\frac{3}{16}$	$\frac{5}{8}$	15,995	16	1,890	1 $\frac{7}{8}$	11 $\frac{1}{4}$	2 $\frac{9}{16}$	1 $\frac{3}{16}$
× 233	68,5	16,04	16	1,070	1 $\frac{1}{16}$	$\frac{9}{16}$	15,890	15 $\frac{7}{8}$	1,720	1 $\frac{3}{4}$	11 $\frac{1}{4}$	2 $\frac{3}{8}$	1 $\frac{3}{16}$
× 211	62,0	15,72	15 $\frac{3}{4}$	0,980	1	$\frac{1}{2}$	15,800	15 $\frac{3}{4}$	1,560	1 $\frac{9}{16}$	11 $\frac{1}{4}$	2 $\frac{1}{4}$	1 $\frac{1}{16}$
× 193	56,8	15,48	15 $\frac{1}{2}$	0,890	$\frac{7}{8}$	$\frac{7}{16}$	15,710	15 $\frac{1}{4}$	1,440	1 $\frac{7}{16}$	11 $\frac{1}{4}$	2 $\frac{1}{8}$	1 $\frac{1}{16}$
× 176	51,8	15,22	15 $\frac{1}{4}$	0,830	1 $\frac{3}{16}$	$\frac{7}{16}$	15,650	15 $\frac{5}{8}$	1,310	1 $\frac{5}{16}$	11 $\frac{1}{4}$	2	1 $\frac{1}{16}$
× 159	46,7	14,98	15	0,745	$\frac{3}{4}$	$\frac{3}{8}$	15,565	15 $\frac{5}{8}$	1,190	1 $\frac{3}{16}$	11 $\frac{1}{4}$	1 $\frac{7}{8}$	1
× 145	42,7	14,78	14 $\frac{3}{4}$	0,680	1 $\frac{1}{16}$	$\frac{3}{8}$	15,500	15 $\frac{1}{2}$	1,090	1 $\frac{1}{16}$	11 $\frac{1}{4}$	1 $\frac{3}{4}$	1

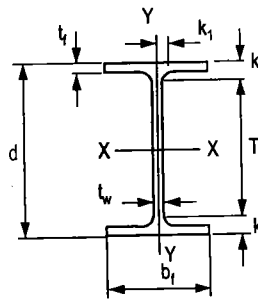
a: Số hiệu a chỉ nên dùng làm cột, cấu kiện nền. Dùng làm loại cấu kiện khác cần có quy trình hàn và cắt riêng.

**THÉP HÌNH W
CÁC ĐẶC TRƯNG**



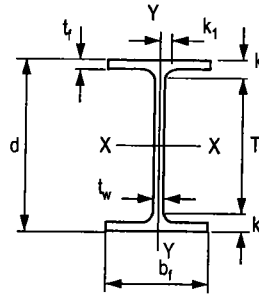
TL danh nghĩa 1 ft	Tiêu chuẩn tiết diện đặc				r_T	$\frac{d}{A_f}$	Đặc trưng đàn hồi						Môđun dẻo	
	$\frac{b_f}{2t_f}$	F_v'	$\frac{d}{2t_f}$	F_v''			Trục X-X			Trục Y-Y			Z_x	Z_y
							I	S	r	I	S	r		
Lb.	ksi	ksi	in.	in. ⁴	in. ³	in.	in. ⁴	in. ³	in.	in. ³	in. ³	in. ³		
31	6,3	-	57,7	19,8	1,39	6,53	375	47,2	6,41	12,4	4,49	1,17	54,0	7,03
26	8,0	-	62,8	16,8	1,36	8,27	301	38,4	6,26	9,59	3,49	1,12	44,2	5,48
730	1,8	-	7,3	-	4,99	0,25	14300	1280	8,17	4720	527	4,69	1660	816
665	2,0	-	7,6	-	4,92	0,27	12400	1150	7,98	4170	472	4,62	1480	730
605	2,1	-	8,1	-	4,85	0,29	10800	1040	7,80	3680	423	4,55	1320	652
550	2,3	-	8,5	-	4,79	0,31	9430	931	7,63	3250	378	4,49	1180	583
500	2,4	-	8,9	-	4,73	0,33	8210	638	7,48	2880	339	4,43	1050	522
455	2,6	-	9,4	-	4,68	0,35	7190	756	7,33	2560	304	4,38	936	468
426	2,8	-	10,0	-	4,64	0,37	6600	707	7,26	2360	283	4,34	869	434
398	2,9	-	10,3	-	4,61	0,39	6000	656	7,16	2170	262	4,31	801	402
370	3,1	-	10,8	-	4,57	0,41	5440	607	7,07	1990	241	4,27	736	370
342	3,3	-	11,4	-	4,54	0,43	4900	559	6,98	1810	221	4,24	672	338
311	3,6	-	12,1	-	4,50	0,47	4330	506	6,88	1610	199	4,20	603	304
283	3,9	-	13,0	-	4,46	0,50	3840	459	6,79	1440	179	4,17	542	274
257	4,2	-	13,9	-	4,43	0,54	3400	415	6,71	1290	161	4,13	487	246
233	4,6	-	15,0	-	4,40	0,59	3010	375	6,63	1150	145	4,10	436	221
211	5,1	-	16,0	-	4,37	0,64	2660	338	6,55	1030	130	4,07	390	198
193	5,5	-	17,4	-	4,35	0,68	2400	310	6,50	931	119	4,05	355	180
176	6,0	-	18,3	-	4,32	0,74	2140	281	6,43	838	107	4,02	320	163
159	6,5	-	20,1	-	4,30	0,81	1900	254	6,38	748	96,2	4,00	287	146
145	7,1	-	21,7	-	4,28	0,88	1710	232	6,33	677	87,3	3,98	260	133

**THÉP HÌNH W
KÍCH THƯỚC**



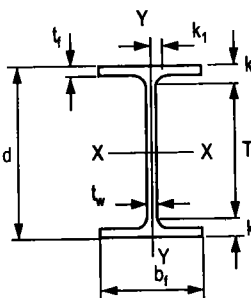
Số hiệu	Diện tích In. ²	Bề cao d		Bụng			Cánh				Khoảng cách		
				Bề dày t_w		$t_w/2$	Bề rộng b_f		Bề dày t_w		T	k	k_1
		In.	In.	In.	In.	In.	In.	In.	In.	In.	In.	In.	In.
W 14 × 132	38,8	14,66	14%	0,645	5/8	5/16	14,725	14 3/4	1,030	1	11 1/4	1 11/16	1 5/16
× 120	35,3	14,48	14 1/2	0,590	9/16	5/16	14,670	14 5/8	0,940	1 5/16	11 1/4	1 5/8	1 5/16
× 109	32,0	14,32	14 3/8	0,525	1/2	1/4	14,605	14 5/8	0,860	7/8	11 1/4	1 9/16	7/8
× 99	29,1	14,16	14 1/8	0,485	1/2	1/4	14,565	14 5/8	0,780	3/4	11 1/4	1 7/16	7/8
× 90	26,5	14,02	14	0,440	7/16	1/4	14,520	14 1/2	0,710	1 1/16	11 1/4	1 3/8	7/8
W 14 × 82	24,1	14,31	14 1/4	0,510	1/2	1/4	10,130	10 1/8	0,855	7/8	11	1 5/8	1
× 74	21,8	14,17	14 1/8	0,450	7/16	1/4	10,070	10 1/8	0,785	1 3/16	11	1 9/16	1 5/16
× 68	20,0	14,04	14	0,415	7/16	1/4	10,035	10	0,720	3/4	11	1 1/2	1 5/16
× 61	17,9	13,89	13 7/8	0,375	3/8	3/16	9,995	10	0,645	5/8	11	1 7/16	1 5/16
W 14 × 53	15,6	13,92	13 7/8	0,370	3/8	3/16	8,060	8	0,660	1 1/16	11	1 7/16	1 5/16
× 48	14,1	13,79	13 3/4	0,340	5/16	3/16	8,030	8	0,595	5/8	11	1 3/8	7/8
× 43	12,6	13,66	13 5/8	0,305	5/16	3/16	7,995	8	0,530	1/2	11	1 5/16	7/8
W 14 × 38	11,2	14,10	14 1/8	0,310	5/16	3/16	6,770	6 3/4	0,515	1/2	12	1 1/16	5/8
× 34	10,0	13,98	14	0,285	5/16	3/16	6,745	6 3/4	0,455	7/16	12	1	5/8
× 30	8,85	13,84	13 7/8	0,270	1/4	1/8	6,730	6 3/4	0,385	3/8	12	1 5/16	5/8
W 14 × 26	7,69	13,91	13 7/8	0,255	1/4	1/8	5,025	5	0,420	7/16	12	1 5/16	9/16
× 22	6,49	13,74	13 3/4	0,230	1/4	1/8	5,000	5	0,335	5/16	12	7/8	9/16

**THÉP HÌNH W
CÁC ĐẶC TRƯNG**



TL danh nghĩa 1 ft	Tiêu chuẩn tiết diện đặc				r_T	$\frac{d}{A_r}$	Đặc trưng đàn hồi						Môđun dẻo	
	$\frac{b_f}{2t_f}$	F_v'	$\frac{d}{2t_f}$	F_v''			Trục X-X			Trục Y-Y			Z_x	Z_y
							l	S	r	l	S	r		
	Lb.	ksi	ksi	ln.			ln. ⁴	ln. ³	ln.	ln. ⁴	ln. ³	ln.	ln. ³	ln. ³
132	7,1	-	22,7	-	4,05	0,97	1530	209	6,28	548	74,5	3,76	234	113
120	7,8	-	24,5	-	4,04	1,05	1380	190	6,24	495	67,5	3,74	212	102
109	8,5	58,6	27,3	-	4,02	1,14	1240	173	6,22	447	61,2	3,73	192	92,7
99	9,3	48,5	29,2	-	4,00	1,25	1110	157	6,17	402	55,2	3,71	173	83,6
90	10,2	40,4	31,9	-	3,59	1,36	999	143	6,14	362	49,9	3,70	157	75,6
82	5,9	-	28,1	-	2,74	1,65	882	123	6,05	148	29,3	2,48	139	44,8
74	6,4	-	31,5	-	2,72	1,79	796	112	6,04	134	26,6	2,48	126	40,6
68	7,0	-	33,8	57,7	2,71	1,94	723	103	6,01	121	24,2	2,46	115	36,9
61	7,7	-	37,0	48,1	2,70	2,15	640	92,2	5,98	107	21,5	2,45	102	32,8
53	6,1	-	37,6	46,7	2,15	2,62	541	77,8	5,89	57,7	14,3	1,92	87,1	22,0
48	6,7	-	40,6	40,2	2,13	2,89	485	70,3	5,85	51,4	12,8	1,91	78,4	19,6
43	7,5	-	44,8	32,9	2,12	3,22	428	62,7	5,82	45,2	11,3	1,89	69,6	17,3
38	6,6	-	45,5	31,9	1,77	4,04	385	54,6	5,87	26,7	7,88	1,55	61,5	12,1
34	7,4	-	49,1	27,4	1,76	4,56	340	48,6	5,83	23,3	6,91	1,53	54,6	10,6
30	8,7	55,3	51,3	25,1	1,74	5,34	291	42,0	5,73	19,6	5,82	1,49	47,3	8,99
26	6,0	-	54,5	22,2	1,28	6,59	245	35,3	5,65	8,91	3,54	1,08	40,2	5,54
22	7,5	-	59,7	18,5	1,25	8,20	199	29,0	5,54	7,00	2,80	1,04	33,2	4,39

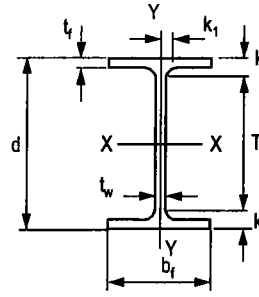
THÉP HÌNH W KÍCH THƯỚC



Số hiệu	Diện tích In. ²	Bề cao d In.		Bụng			Cánh				Khoảng cách		
				Bề dày t_w		$t_w/2$	Bề rộng b_f		Bề dày t_w		T	k	k_1
				In.			In.		In.				
W x 336 ^a	98,8	16,82	16 $\frac{3}{8}$	1,775	1 $\frac{3}{4}$	$\frac{7}{8}$	13,385	13 $\frac{3}{8}$	2,955	2 $\frac{15}{16}$	9 $\frac{1}{2}$	3 $\frac{11}{16}$	1 $\frac{1}{2}$
x 350 ^a	89,6	16,32	16 $\frac{3}{8}$	1,625	1 $\frac{5}{8}$	$\frac{13}{16}$	13,235	13 $\frac{1}{4}$	2,705	2 $\frac{11}{16}$	9 $\frac{1}{2}$	3 $\frac{7}{16}$	1 $\frac{7}{16}$
x 279 ^a	81,9	15,85	15 $\frac{7}{8}$	1,530	1 $\frac{1}{2}$	$\frac{3}{4}$	13,140	13 $\frac{1}{8}$	2,470	2 $\frac{1}{2}$	9 $\frac{1}{2}$	3 $\frac{3}{16}$	1 $\frac{3}{8}$
x 252 ^a	74,1	15,41	15 $\frac{3}{8}$	1,395	1 $\frac{3}{8}$	$\frac{11}{16}$	13,005	13	2,250	2 $\frac{1}{4}$	9 $\frac{1}{2}$	2 $\frac{15}{16}$	1 $\frac{5}{16}$
x 230 ^a	67,7	15,05	15	1,285	1 $\frac{5}{16}$	$\frac{11}{16}$	12,895	12 $\frac{7}{8}$	2,070	2 $\frac{1}{16}$	9 $\frac{1}{2}$	2 $\frac{3}{4}$	1 $\frac{1}{4}$
210 ^a	61,8	14,71	14 $\frac{3}{4}$	1,180	1 $\frac{3}{16}$	$\frac{5}{8}$	12,790	12 $\frac{3}{4}$	1,900	1 $\frac{7}{8}$	9 $\frac{1}{2}$	2 $\frac{5}{8}$	1 $\frac{1}{4}$
190	55,8	14,38	14 $\frac{3}{8}$	1,060	1 $\frac{1}{16}$	$\frac{9}{16}$	12,670	12 $\frac{5}{8}$	1,735	1 $\frac{3}{4}$	9 $\frac{1}{2}$	2 $\frac{7}{16}$	1 $\frac{3}{16}$
170	50,0	14,03	14	0,960	1 $\frac{5}{16}$	$\frac{1}{2}$	12,570	12 $\frac{5}{8}$	1,560	1 $\frac{9}{16}$	9 $\frac{1}{2}$	2 $\frac{1}{4}$	1 $\frac{1}{8}$
152	44,7	13,71	13 $\frac{3}{4}$	0,870	$\frac{7}{8}$	$\frac{7}{16}$	12,480	12 $\frac{1}{2}$	1,400	1 $\frac{3}{8}$	9 $\frac{1}{2}$	2 $\frac{1}{8}$	1 $\frac{1}{16}$
136	39,9	13,41	13 $\frac{3}{8}$	0,790	1 $\frac{3}{16}$	$\frac{7}{16}$	12,400	12 $\frac{3}{8}$	1,250	1 $\frac{1}{4}$	9 $\frac{1}{2}$	1 $\frac{15}{16}$	1
120	35,3	13,12	13 $\frac{1}{8}$	0,710	1 $\frac{1}{16}$	$\frac{3}{8}$	12,320	12 $\frac{3}{8}$	1,105	1 $\frac{1}{8}$	9 $\frac{1}{2}$	1 $\frac{13}{16}$	1
x 106	31,2	12,89	12 $\frac{7}{8}$	0,610	$\frac{5}{8}$	$\frac{5}{16}$	12,220	12 $\frac{1}{4}$	0,990	1	9 $\frac{1}{2}$	1 $\frac{11}{16}$	1 $\frac{5}{16}$
x 96	28,2	12,71	12 $\frac{3}{4}$	0,550	$\frac{9}{16}$	$\frac{5}{16}$	12,160	12 $\frac{1}{8}$	0,900	$\frac{7}{8}$	9 $\frac{1}{2}$	1 $\frac{5}{8}$	$\frac{7}{8}$
x 87	25,6	12,53	12 $\frac{1}{2}$	0,515	$\frac{1}{2}$	$\frac{1}{4}$	12,125	12 $\frac{1}{8}$	0,810	1 $\frac{9}{16}$	9 $\frac{1}{2}$	1 $\frac{1}{2}$	$\frac{7}{8}$
x 79	23,2	12,38	12 $\frac{3}{8}$	0,470	$\frac{1}{2}$	$\frac{1}{4}$	12,080	12 $\frac{1}{8}$	0,735	$\frac{3}{4}$	9 $\frac{1}{2}$	1 $\frac{7}{16}$	$\frac{7}{8}$
x 72	21,1	12,25	12 $\frac{1}{4}$	0,430	$\frac{7}{16}$	$\frac{1}{4}$	12,040	12	0,670	1 $\frac{1}{16}$	9 $\frac{1}{2}$	1 $\frac{3}{8}$	$\frac{7}{8}$
x 65	19,1	12,12	12 $\frac{1}{8}$	0,390	$\frac{3}{8}$	$\frac{3}{16}$	12,000	12	0,605	$\frac{5}{8}$	9 $\frac{1}{2}$	1 $\frac{15}{16}$	1 $\frac{3}{16}$
W 12 x 58	17,0	12,19	12 $\frac{1}{4}$	0,360	$\frac{3}{8}$	$\frac{3}{16}$	10,010	10	0,640	$\frac{5}{8}$	9 $\frac{1}{2}$	1 $\frac{3}{8}$	1 $\frac{3}{16}$
x 53	15,6	12,06	12	0,345	$\frac{3}{8}$	$\frac{3}{16}$	9,995	10	0,575	$\frac{9}{16}$	9 $\frac{1}{2}$	1 $\frac{1}{4}$	1 $\frac{3}{16}$
W 12 x 50	14,7	12,19	12 $\frac{1}{4}$	0,370	$\frac{3}{8}$	$\frac{3}{16}$	8,080	8 $\frac{1}{8}$	0,640	$\frac{5}{8}$	9 $\frac{1}{2}$	1 $\frac{3}{8}$	1 $\frac{3}{16}$
x 45	13,2	12,06	12	0,335	$\frac{5}{16}$	$\frac{3}{16}$	8,045	8	0,575	$\frac{9}{16}$	9 $\frac{1}{2}$	1 $\frac{1}{4}$	$\frac{3}{4}$
x 40	11,8	11,94	12	0,295	$\frac{5}{16}$	$\frac{3}{16}$	8,005	8	0,515	$\frac{1}{2}$	9 $\frac{1}{2}$	1 $\frac{1}{4}$	$\frac{9}{16}$
W 12 x 35	10,3	12,50	12 $\frac{1}{2}$	0,300	$\frac{5}{16}$	$\frac{3}{16}$	6,560	6 $\frac{1}{2}$	0,520	$\frac{1}{2}$	10 $\frac{1}{2}$	1	$\frac{1}{2}$
x 30	8,79	12,34	12 $\frac{3}{8}$	0,260	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{8}$	6,520	6 $\frac{1}{2}$	0,440	$\frac{7}{16}$	10 $\frac{1}{2}$	1 $\frac{5}{16}$	$\frac{1}{2}$
x 26	7,65	12,22	12 $\frac{1}{4}$	0,230	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{8}$	6,490	6 $\frac{1}{2}$	0,380	$\frac{3}{8}$	10 $\frac{1}{2}$	$\frac{7}{8}$	$\frac{1}{2}$
W 12 x 22	6,48	12,31	12 $\frac{1}{4}$	0,260	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{8}$	4,030	4	0,425	$\frac{7}{16}$	10 $\frac{1}{2}$	$\frac{7}{8}$	$\frac{1}{2}$
x 19	5,57	12,16	12 $\frac{1}{8}$	0,235	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{8}$	4,005	4	0,350	$\frac{3}{8}$	10 $\frac{1}{2}$	1 $\frac{3}{16}$	$\frac{1}{2}$
x 16	4,71	11,99	12	0,220	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{8}$	3,990	4	0,265	$\frac{1}{4}$	10 $\frac{1}{2}$	$\frac{3}{4}$	$\frac{1}{2}$
x 14	4,16	11,91	11 $\frac{7}{8}$	0,200	$\frac{3}{16}$	$\frac{1}{8}$	3,970	4	0,225	$\frac{1}{4}$	10 $\frac{1}{2}$	1 $\frac{1}{16}$	$\frac{1}{2}$

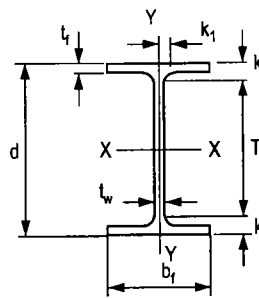
a: Số hiệu a chỉ nên dùng làm cột, cấu kiện nén. Dùng làm loại cấu kiện khác cần có quy trình hàn và cắt riêng.

**THÉP HÌNH W
CÁC ĐẶC TRƯNG**



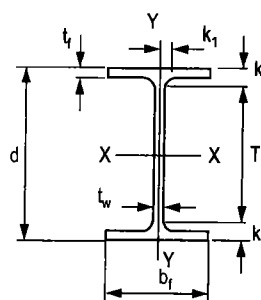
TL danh nghĩa 1 ft	Tiêu chuẩn tiết diện đặc				r_T	$\frac{d}{A_r}$	Đặc trưng đàn hồi						Môđun dẻo	
	$\frac{b_f}{2t_f}$	F_v^*	$\frac{d}{2t_f}$	F_v^{**}			Trục X-X			Trục Y-Y			Z_x	Z_y
							I	S	r	I	S	r		
	Lb.	ksi	ksi	in.			in. ⁴	in. ³	in.	in. ⁴	in. ³	in.	in. ³	in. ³
336	2,3	-	9,5	-	3,71	0,43	4060	483	6,41	1190	177	3,47	603	274
305	2,4	-	10,0	-	3,67	0,46	3550	435	6,29	1050	159	3,42	537	244
279	2,7	-	10,4	-	3,64	0,49	3110	393	6,16	937	143	3,38	481	220
252	2,9	-	11,0	-	3,59	0,53	2720	353	6,06	828	127	3,34	428	196
230	3,1	-	11,7	-	3,56	0,56	2420	321	5,97	742	115	3,31	386	177
210	3,4	-	12,5	-	3,53	0,61	2140	292	5,89	664	104	3,28	348	159
190	3,7	-	13,6	-	3,50	0,65	1890	263	5,82	589	93,0	3,25	311	143
170	4,0	-	14,6	-	3,47	0,72	1650	235	5,74	517	82,3	3,22	275	126
152	4,5	-	15,8	-	3,44	0,79	1430	209	5,66	454	72,8	3,19	243	111
136	5,0	-	17,0	-	3,41	0,87	1240	186	5,58	398	64,2	3,16	214	98,0
120	5,6	-	18,5	-	3,38	0,96	1070	163	5,51	345	56,0	3,13	186	85,4
106	6,2	-	21,1	-	3,36	1,07	933	145	5,47	301	49,3	3,11	164	75,1
96	6,8	-	23,1	-	3,34	1,16	833	131	5,44	270	44,4	3,09	147	67,5
87	7,5	-	24,3	-	3,32	1,28	740	118	5,38	241	39,7	3,07	132	60,4
79	8,2	62,6	26,3	-	3,31	1,39	662	107	5,34	216	35,8	3,05	119	54,3
72	9,0	52,3	28,5	-	3,29	1,52	597	97,4	5,31	195	32,4	3,04	108	49,2
65	9,9	43,0	31,1	-	3,28	1,67	533	87,9	5,28	174	29,1	3,02	96,8	44,1
58	7,8	-	33,9	57,6	2,72	1,90	475	78,0	5,28	107	21,4	2,51	86,4	32,5
53	8,7	55,9	35,0	54,1	2,71	2,10	425	70,6	5,23	95,8	19,2	2,48	77,9	29,1
50	6,3	-	32,9	60,9	2,17	2,36	394	64,7	5,18	56,3	13,9	1,96	72,4	21,4
45	7,0	-	36,0	51,0	2,15	2,61	350	58,1	5,15	50,0	12,4	1,94	64,7	19,0
40	7,8	-	40,5	40,3	2,14	2,90	310	51,9	5,13	44,1	11,0	1,93	57,5	16,8
35	6,3	-	41,7	38,0	1,74	3,66	285	45,6	5,25	24,5	7,47	1,54	51,2	11,5
30	7,4	-	47,5	29,3	1,73	4,30	238	38,6	5,21	20,3	6,24	1,52	43,1	9,56
26	8,5	57,9	53,1	23,4	1,72	4,95	204	33,4	5,17	17,3	5,34	1,51	37,2	8,17
22	4,7	-	47,3	29,5	1,02	7,19	156	25,4	4,91	4,66	2,31	0,847	29,3	3,66
19	5,7	-	51,7	24,7	1,00	8,67	130	21,3	4,82	3,76	1,88	0,822	24,7	2,98
16	7,5	-	54,5	22,2	0,96	11,3	103	17,1	4,67	2,82	1,41	0,773	20,1	2,26
14	8,8	54,3	59,6	18,6	0,95	13,3	88,6	14,9	4,62	2,36	1,19	0,753	17,4	1,90

**THÉP HÌNH W
KÍCH THƯỚC**



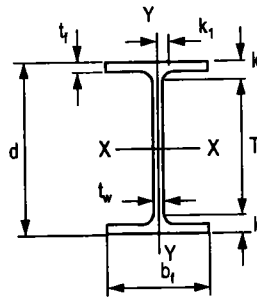
Số hiệu	Diện tích In. ²	Bề cao d		Bụng			Cánh				Khoảng cách		
				Bề dày t _w		t _w /2	Bề rộng b _f		Bề dày t _w		T	k	k ₁
		In.	In.	In.	In.	In.	In.	In.	In.	In.	In.	In.	In.
W 10 × 112	32,9	11,36	11 3/8	0,755	3/4	3/8	10,415	10 3/8	1,250	1 1/4	7 5/8	1 7/8	15/16
× 100	29,4	11,10	11 1/8	0,680	11/16	3/8	10,340	10 3/8	1,120	1 1/8	7 5/8	1 3/4	7/8
× 88	25,9	10,84	10 7/8	0,605	5/8	5/16	10,265	10 1/4	0,990	1	7 5/8	1 5/8	13/16
× 77	22,6	10,60	10 5/8	0,530	1/2	1/4	10,190	10 1/4	0,870	7/8	7 5/8	1 1/2	13/16
× 68	20,0	10,40	10 3/8	0,470	1/2	1/4	10,130	10 1/8	0,770	3/4	7 5/8	1 3/8	3/4
× 60	17,6	10,22	10 1/4	0,420	7/16	1/4	10,080	10 1/8	0,680	11/16	7 5/8	1 5/16	3/4
× 54	15,8	10,09	10 1/8	0,370	3/8	3/16	10,030	10	0,615	5/8	7 5/8	1 1/4	11/16
× 49	14,4	9,98	10	0,340	5/16	3/16	10,000	10	0,560	9/16	7 5/8	1 3/16	11/16
W 10 × 45	13,3	10,10	10 1/8	0,350	3/8	3/16	8,020	8	0,620	5/8	7 5/8	1 1/4	11/16
× 39	11,5	9,92	9 7/8	0,315	5/16	3/16	7,985	8	0,530	1/2	7 5/8	1 1/8	11/16
× 33	9,71	9,73	9 3/4	0,290	5/16	3/16	7,960	8	0,435	7/16	7 5/8	1 1/16	11/16
W 10 × 30	8,84	10,47	10 1/2	0,300	5/16	1/8	5,810	5 3/4	0,510	1/2	8 5/8	1 5/16	1/2
× 26	7,61	10,33	10 3/8	0,260	1/4	1/8	5,770	5 3/4	0,440	7/16	8 5/8	7/8	1/2
× 22	6,49	10,17	10 1/8	0,240	1/4	1/8	5,750	5 3/4	0,360	3/8	8 5/8	3/4	1/2
W 10 × 19	5,62	10,24	10 1/4	0,250	1/4	1/8	4,020	4	0,395	3/8	8 5/8	13/16	1/2
× 17	4,99	10,11	10 1/8	0,240	1/4	1/8	4,010	4	0,330	5/16	8 5/8	3/4	1/2
× 15	4,41	9,99	10	0,230	1/4	1/8	4,000	4	0,270	1/4	8 5/8	11/16	7/16
× 12	3,54	9,87	9 7/8	0,190	3/16	1/8	3,960	4	0,210	3/16	8 5/8	5/8	7/16

**THÉP HÌNH W
CÁC ĐẶC TRƯNG**



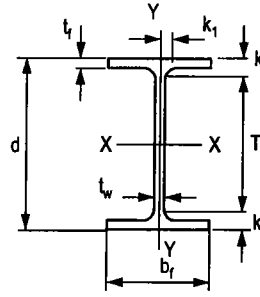
TL danh nghĩa 1 ft	Tiêu chuẩn tiết diện đặc				r_T	$\frac{d}{A_f}$	Đặc trưng đàn hồi						Môđun dẻo	
	$\frac{b_f}{2t_f}$	F_v'' ksi	$\frac{d}{2t_f}$	F_v'' ksi			Trục X-X			Trục Y-Y			Z_x In. ³	Z_y In. ³
							l	S	r	l	S	r		
	Lb.	ksi		ksi			In.	In. ⁴	In. ³	In.	In. ⁴	In. ³	In.	In. ³
112	4,2	-	15,0	-	2,88	0,87	716	126	4,66	236	45,3	2,68	147	69,2
100	4,6	-	16,3	-	2,85	0,96	623	112	4,60	207	40,0	2,65	130	61,0
88	5,2	-	17,9	-	2,83	1,07	534	98,5	4,54	179	34,8	2,63	113	53,1
77	5,9	-	20,0	-	2,80	1,20	455	85,9	4,49	154	30,1	2,60	97,6	45,9
68	6,6	-	22,1	-	2,79	1,33	394	75,7	4,44	134	26,4	2,59	85,3	40,1
60	7,4	-	24,3	-	2,77	1,49	341	66,7	4,39	116	23,0	2,57	74,6	35,0
54	8,2	63,5	27,3	-	2,75	1,64	303	60,0	4,37	103	20,6	2,56	66,6	31,3
49	8,9	53,0	29,4	-	2,74	1,78	272	54,6	4,35	93,4	18,7	2,54	60,4	28,3
45	6,5	-	28,9	-	2,18	2,03	248	49,1	4,32	53,4	13,3	2,01	54,9	20,3
39	7,5	-	31,5	-	2,16	2,34	209	42,1	4,27	45,0	11,3	1,98	46,8	17,2
33	9,1	50,5	33,6	58,7	2,14	2,81	170	35,0	4,19	36,6	9,20	1,94	38,8	14,0
30	5,7	-	34,9	54,2	1,55	3,53	170	32,4	4,38	16,7	5,75	1,37	36,6	8,84
26	6,6	-	39,7	41,8	1,54	4,07	144	27,9	4,35	14,1	4,89	1,36	31,3	7,50
22	8,0	-	42,4	36,8	1,51	4,91	118	23,2	4,27	11,4	3,97	1,33	26,0	6,10
19	5,1	-	41,0	39,4	1,03	6,45	96,3	18,8	4,14	4,29	2,14	0,874	21,6	3,35
17	6,1	-	42,1	37,2	1,01	7,64	81,9	16,2	4,05	3,56	1,78	0,844	18,7	2,80
15	7,4	-	43,4	35,0	0,99	9,25	68,9	13,8	3,95	2,89	1,45	0,810	16,0	2,30
12	9,4	47,5	51,9	24,5	0,96	11,9	53,8	10,9	3,90	2,18	1,10	0,785	12,6	1,74

**THÉP HÌNH W
KÍCH THƯỚC**



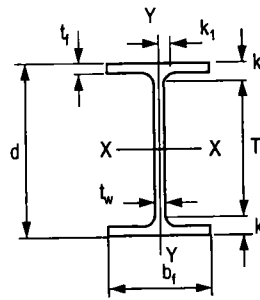
Số hiệu	Diện tích In. ²	Bề cao d		Bụng			Cánh				Khoảng cách		
				Bề dày t_w		$t_w/2$	Bề rộng b_f		Bề dày t_w		T	k	k_1
		In.	In.	In.	In.	In.	In.	In.	In.	In.	In.	In.	In.
W 8 × 67	19,7	9,00	9	0,570	9/16	5/16	8,280	8 1/4	0,935	15/16	6 1/8	17/16	1 1/16
× 58	17,1	8,75	8 3/4	0,510	1/2	1/4	8,220	8 1/4	0,810	13/16	6 1/8	1 5/8	1 1/16
× 48	14,1	8,50	8 1/2	0,400	3/8	3/16	8,110	8 1/8	0,685	11/16	6 1/8	1 3/16	5/8
× 40	11,7	8,25	8 1/4	0,360	3/8	3/16	8,070	8 1/8	0,560	9/16	6 1/8	1 1/16	5/8
× 35	10,3	8,12	8	0,310	5/16	3/16	8,020	8	0,495	1/2	6 1/8	1	9/16
× 31	9,13	8,00	8 1/8	0,285	5/16	3/16	7,995	8	0,435	7/16	6 1/8	15/16	9/16
W 8 × 28	8,25	8,06	8	0,285	5/16	3/16	6,535	6 1/2	0,465	7/16	6 1/8	15/16	9/16
× 24	7,08	7,93	8 7/8	0,245	1/4	1/8	6,495	6 1/2	0,400	3/8	6 1/8	7/8	9/16
W 8 × 21	6,16	8,28	8 1/4	0,250	1/4	1/8	5,270	5 1/4	0,400	3/8	6 5/8	13/16	1/2
× 18	5,26	8,14	8 1/8	0,230	1/4	1/8	5,250	5 1/4	0,330	5/16	6 5/8	3/4	7/16
W 8 × 15	4,44	8,11	8 1/8	0,245	1/4	1/8	4,015	4	0,315	5/16	6 5/8	3/4	1/2
× 13	3,84	7,99	8	0,230	1/4	1/8	4,000	4	0,255	1/4	6 5/8	11/16	7/16
× 10	2,96	7,89	7 7/8	0,170	3/16	3/16	3,940	4	0,205	3/16	4 3/4	5/8	7/16
W 6 × 25	7,34	6,38	6 3/8	0,320	5/16	1/8	6,080	6 1/8	0,455	7/16	4 3/4	13/16	7/16
× 20	5,87	6,20	6 1/4	0,260	1/4	1/8	6,020	6	0,365	3/8	4 3/4	3/4	7/16
× 15	4,43	5,99	6	0,230	1/4	1/8	5,990	6	0,260	1/4	4 3/4	5/8	3/8
W 6 × 16	4,74	6,28	6 1/4	0,260	1/4	1/8	4,030	4	0,405	3/8	4 3/4	3/4	7/16
× 12	3,55	6,03	6	0,230	1/4	1/8	4,000	4	0,280	1/4	4 3/4	5/8	3/8
× 9	2,68	5,90	5 7/8	0,170	3/16	1/8	3,940	4	0,215	3/16	4 3/4	9/16	3/8
W 5 × 19	5,54	5,15	5 1/8	0,270	1/4	1/8	5,030	5	0,430	7/16	3 1/2	13/16	7/16
× 16	4,68	5,01	5	0,240	1/4	1/8	5,000	5	0,360	3/8	3 1/2	3/4	7/16
W 4 × 13	3,83	4,16	4 1/8	0,280	1/4	1/8	4,060	4	0,345	3/8	2 3/4	1 1/16	7/8

**THÉP HÌNH W
CÁC ĐẶC TRƯNG**



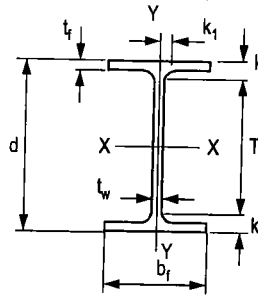
TL danh nghĩa 1 ft	Tiêu chuẩn tiết diện đặc				r_T	$\frac{d}{A_r}$	Đặc trưng đàn hồi						Môđun dẻo	
	$\frac{b_f}{2t_f}$	F_v^*	$\frac{d}{2t_f}$	F_v^{**}			Trục X-X			Trục Y-Y			Z_x	Z_y
							l	S	r	l	S	r		
							in. ⁴	in. ³	in.	in. ⁴	in. ³	in.		
Lb.		ksi		ksi	in.									
67	4,4	-	15,8	-	2,28	1,16	272	60,4	3,72	88,6	21,4	2,12	70,2	32,7
58	5,1	-	17,2	-	2,26	1,31	228	52,0	3,65	75,1	18,3	2,10	59,8	27,9
48	5,9	-	21,3	-	2,23	1,53	184	43,3	3,61	60,9	15,0	2,08	49,0	22,9
40	7,2	-	22,9	-	2,21	1,83	146	35,5	3,53	49,1	12,2	2,04	39,8	18,5
35	8,1	64,4	26,2	-	2,20	2,05	127	31,2	3,51	42,6	10,6	2,03	34,7	16,1
31	9,2	50,0	28,1	-	2,18	2,30	110	27,5	3,47	37,1	9,27	2,02	30,4	14,1
28	7,0	-	28,3	-	1,77	2,65	98,0	24,3	3,45	21,7	6,63	1,62	27,2	10,1
24	8,1	64,1	32,4	63,0	1,76	3,05	82,8	20,9	3,42	18,3	5,63	1,61	23,2	8,57
21	6,6	-	33,1	60,2	1,41	3,93	75,3	18,2	3,49	9,77	3,71	1,26	20,4	5,69
18	8,0	-	35,4	52,7	1,39	4,70	61,9	15,2	3,43	7,97	3,04	1,23	17,0	4,66
15	6,4	-	33,1	60,3	1,03	6,41	48,0	11,8	3,29	3,41	1,70	0,876	13,6	2,67
13	7,8	-	34,7	54,7	1,01	7,83	39,6	9,91	3,21	2,73	1,37	0,843	11,4	2,15
10	9,6	45,8	46,4	30,7	0,99	9,77	30,8	7,81	3,22	2,09	1,06	0,841	8,87	1,66
25	6,7	-	19,9	-	1,66	2,31	53,4	16,7	2,70	17,1	5,61	1,52	18,9	8,56
20	8,2	62,1	23,8	-	1,64	2,82	41,4	13,4	2,66	13,3	4,41	1,50	14,9	6,72
15	11,5	31,8	26,0	-	1,61	3,85	29,1	9,72	2,56	9,32	3,11	1,46	10,8	4,75
16	5,0	-	24,2	-	1,08	3,85	32,1	10,2	2,60	4,43	2,20	0,966	11,7	3,39
12	7,1	-	26,2	-	1,05	5,38	22,1	7,31	2,49	2,99	1,50	0,918	8,30	2,32
9	9,2	50,3	34,7	54,8	1,03	6,96	16,4	5,56	2,47	2,19	1,11	0,905	6,23	1,72
19	5,8	-	19,1	-	1,38	2,38	26,2	10,2	2,17	9,13	3,63	1,28	11,6	5,53
16	6,9	-	20,9	-	1,37	2,78	21,3	8,51	2,13	7,51	3,00	1,27	9,59	4,57
13	5,9	-	14,9	-	1,10	2,97	11,3	5,46	1,72	3,86	1,90	1,00	6,28	2,92

**THÉP HÌNH M
KÍCH THƯỚC**



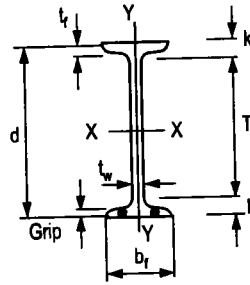
Số hiệu	Diện tích In. ²	Bề cao d In.		Bụng			Cánh				Khoảng cách		Bề dày xiết BL In.	BL cánh max In.
				Bề dày t_w		$t_w/2$	Bề rộng b_f		Bề dày t_w		T	k		
				In.	In.	In.	In.	In.	In.	In.	In.	In.		
M 14 × 18	5,10	14,00	14	0,215	$\frac{3}{16}$	$\frac{1}{8}$	4,000	4	0,270	$\frac{1}{4}$	12 $\frac{3}{4}$	$\frac{5}{8}$	$\frac{1}{4}$	$\frac{3}{4}$
M 12 × 11,8	3,47	12,00	12	0,177	$\frac{3}{16}$	$\frac{1}{8}$	3,065	3 $\frac{1}{8}$	0,225	$\frac{1}{4}$	10 $\frac{7}{8}$	$\frac{9}{16}$	$\frac{1}{4}$	-
M 12 × 10,8	3,18	11,97	12	0,160	$\frac{3}{16}$	$\frac{1}{16}$	3,065	3 $\frac{1}{8}$	0,210	$\frac{1}{4}$	11	$\frac{1}{2}$	$\frac{1}{4}$	$\frac{1}{2}$
M 12 × 10	2,94	11,97	12	0,149	$\frac{3}{16}$	$\frac{1}{16}$	3,250	3 $\frac{1}{4}$	0,180	$\frac{3}{16}$	11	$\frac{1}{2}$	$\frac{3}{16}$	$\frac{1}{2}$
M 10 × 9	2,65	10,00	10	0,157	$\frac{3}{16}$	$\frac{1}{8}$	2,690	2 $\frac{3}{4}$	0,206	$\frac{3}{16}$	8 $\frac{7}{8}$	$\frac{9}{16}$	$\frac{3}{16}$	-
M 10 × 8	2,35	9,95	10	0,141	$\frac{3}{16}$	$\frac{1}{16}$	2,690	2 $\frac{3}{4}$	0,182	$\frac{3}{16}$	9 $\frac{1}{8}$	$\frac{7}{16}$	$\frac{3}{16}$	$\frac{3}{8}$
M 10 × 7,5	2,21	9,99	10	0,130	$\frac{1}{8}$	$\frac{1}{16}$	2,690	2 $\frac{3}{4}$	0,173	$\frac{3}{16}$	9 $\frac{1}{8}$	$\frac{7}{16}$	$\frac{3}{16}$	$\frac{3}{8}$
M 8 × 6,5	1,92	8,00	8	0,135	$\frac{1}{8}$	$\frac{1}{16}$	2,281	2 $\frac{1}{4}$	0,189	$\frac{3}{16}$	7	$\frac{1}{2}$	$\frac{3}{16}$	-
M 6 × 4,4	1,29	6,00	6	0,114	$\frac{1}{8}$	$\frac{1}{16}$	1,844	1 $\frac{7}{8}$	0,171	$\frac{3}{16}$	5 $\frac{1}{8}$	$\frac{7}{16}$	$\frac{3}{16}$	-
M 5 × 18,9	5,55	5,00	5	0,316	$\frac{5}{16}$	$\frac{3}{16}$	5,003	5	0,416	$\frac{7}{16}$	3 $\frac{1}{4}$	$\frac{7}{8}$	$\frac{7}{16}$	$\frac{7}{8}$

**THÉP HÌNH M
CÁC ĐẶC TRƯNG**



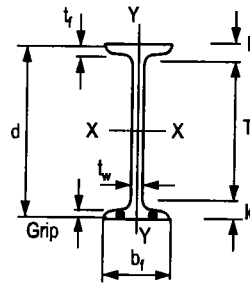
TL danh nghĩa 1 ft	Tiêu chuẩn tiết diện đặc				r_T	$\frac{d}{A_r}$	Đặc trưng đàn hồi						Hằng số xoắn J	Môđun dẻo		
	$\frac{b_f}{2t_f}$	F_v'' ksi	$\frac{d}{2t_f}$	F_w'' ksi			Trục X-X			Trục Y-Y				Z_x In. ³	Z_y In. ³	
							l	S	r	l	S	r				
							In. ⁴	In. ³	In.	In. ⁴	In. ³	In.				
Lb.					In.											
18	7,4	-	65,1	15,6	0,91	13,0	148	21,1	5,38	2,64	1,32	0,719	0,11	24,9	2,20	
11,8	6,8	-	67,8	14,4	0,68	17,4	71,9	12,0	4,55	0,980	0,639	0,532	0,05	14,3	1,09	
10,8	7,3	-	74,8	11,8	0,69	18,6	65,0	10,9	4,55	0,905	0,591	0,537	0,04	13,2	1,05	
10	9,1	51,0	80,3	10,2	0,74	20,5	61,6	10,3	4,57	0,994	0,612	0,576	0,03	12,2	1,00	
9	6,5	-	63,7	16,3	0,61	18,0	38,8	7,76	3,83	0,609	0,453	0,480	0,03	9,19	0,765	
8	7,4	-	70,6	13,3	0,61	20,3	34,5	6,94	3,82	0,537	0,399	0,427	0,02	8,17	0,665	
7,5	7,8	-	76,8	11,2	0,60	21,5	32,8	6,57	3,85	0,498	0,370	0,474	0,02	7,73	0,623	
6,5	6,0	-	59,3	18,8	0,53	18,6	18,5	4,62	3,10	0,343	0,301	0,423	0,02	5,42	0,502	
4,4	5,4	-	52,6	23,8	0,44	19,0	7,20	2,40	2,36	0,165	0,179	0,358	0,01	2,80	0,296	
18,9	6,0	-	15,8	-	1,29	2,40	24,1	9,63	2,08	7,86	3,14	1,19	0,34	11,0	5,02	

THÉP HÌNH S KÍCH THƯỚC



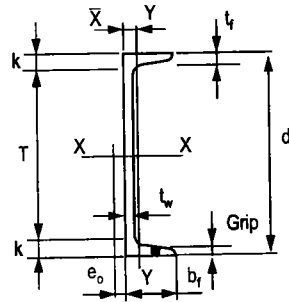
Số hiệu	Diện tích A In. ²	Bề cao d In.		Bụng			Cánh				Khoảng cách		Bề dày xiết BL In.	BL cánh max In.
				Bề dày t _w		t _w /2	Bề rộng b _f		Bề dày t _w		T	k		
				In.	In.	In.	In.	In.	In.	In.	In.	In.		
W 24 × 121 × 106	35,6	24,50	24½	0,800	13/16	7/16	8,050	8	1,090	11/16	20½	2	1½	1
	31,2	24,50	24½	0,620	5/8	5/16	7,870	7¾	1,090	11/16	20½	2	1½	1
S 5 24 × 100 × 90 × 80	29,3	24,00	24	0,745	3/4	3/8	7,245	7¼	0,870	7/8	20½	1¾	7/8	1
	26,5	24,00	24	0,625	5/8	5/16	7,125	7½	0,870	7/8	20½	1¾	7/8	1
	23,5	24,00	24	0,500	1/2	¼	7,000	7	0,870	7/8	20½	1¾	7/8	1
S 20 × 96 × 86	28,2	20,30	20¼	0,800	13/16	7/16	7,200	7¼	0,920	15/16	16¾	1¾	15/16	1
	25,3	20,30	20¼	0,660	11/16	3/8	7,060	7	0,920	15/16	16¾	1¾	15/16	1
S 20 × 75 × 66	22,0	20,00	20	0,635	5/8	5/16	6,385	6¾	0,795	13/16	16¾	15/8	13/16	7/8
	19,4	20,00	20	0,505	1/2	¼	6,255	6¼	0,795	13/16	16¾	15/8	13/16	7/8
S 18 × 70 × 54,7	20,6	18,00	18	0,711	11/16	3/8	6,251	6¼	0,691	11/16	15	1½	11/16	7/8
	16,1	18,00	18	0,461	7/16	¼	6,001	6	0,691	11/16	15	1½	11/16	7/8
S 15 × 50 × 42,9	14,7	15,00	15	0,550	9/16	5/16	5,640	5½	0,622	5/8	12¼	1¾	9/16	¾
	12,6	15,00	15	0,411	7/16	¼	5,501	5½	0,622	5/8	12¼	1¾	9/16	¾
S 12 × 50 × 40,8	14,7	12,00	12	0,687	11/16	3/8	5,477	5½	0,659	11/16	9½	17/16	11/16	¾
	12,0	12,00	12	0,462	7/16	¼	5,252	5¼	0,659	11/16	9½	17/16	5/8	¾
S 12 × 35 × 31,8	10,3	12,00	12	0,428	7/18	¼	5,078	5½	0,544	9/16	9½	1¾	½	¾
	9,35	12,00	12	0,350	3/8	3/16	5,000	5	0,544	9/16	9½	1¾	½	¾
S 10 × 35 × 25,4	10,3	10,00	10	0,594	5/8	5/16	4,944	5	0,491	½	7¾	1½	½	¾
	7,46	10,00	10	0,311	5/16	3/16	4,661	4½	0,491	½	7¾	1½	½	¾
S 8 × 23 × 18,4	6,77	8,00	8	0,441	7/16	¼	4,171	4½	0,426	7/16	6	1	7/16	¾
	5,41	8,00	8	0,271	¼	1/8	4,001	4	0,426	7/16	6	1	7/16	¾
S 7 × 20 × 15,3	5,88	7,00	7	0,450	7/16	¼	3,860	3¾	0,392	3/8	5½	15/16	3/8	5/8
	4,50	7,00	7	0,252	¼	1/8	3,662	3¾	0,392	3/8	5½	15/16	3/8	5/8
S 6 × 17,25 × 12,5	5,07	6,00	6	0,465	7/8	¼	3,565	3¾	0,359	3/8	4¼	7/8	3/8	5/8
	3,67	6,00	6	0,232	¼	1/8	3,332	3¾	0,359	3/8	4¼	7/8	3/8	-
S 5 × 14,75 × 10	4,34	5,00	5	0,494	½	¼	3,284	3¼	0,326	5/16	3¾	13/16	5/16	-
	2,94	5,00	5	0,214	3/16	1/8	3,004	3	0,326	5/16	3¾	13/16	5/16	-
S 4 × 9,5 × 7,7	2,79	4,00	4	0,326	5/16	3/16	2,796	2¾	0,293	5/16	2½	¾	5/16	-
	2,26	4,00	4	0,193	3/16	1/8	2,663	2½	0,293	5/16	2½	¾	5/16	-
S 3 × 7,5 × 5,7	2,21	3,00	3	0,349	3/8	3/16	2,509	2½	0,260	¼	1½	11/16	¼	-
	1,67	3,00	3	0,170	3/16	1/8	2,330	2¾	0,260	¼	1½	11/16	¼	-

THÉP HÌNH S
CÁC ĐẶC TRƯNG



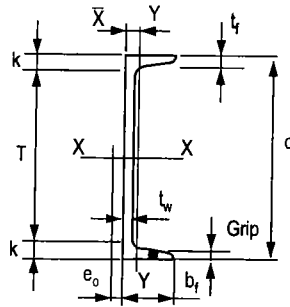
TL danh nghĩa 1 ft	Tiêu chuẩn tiết diện đặc				r_T	$\frac{d}{A_f}$	Đặc trưng đàn hồi						Hàng số xoắn J	Môđun dẻo	
	$\frac{b_f}{2t_f}$	F_v^* ksi	$\frac{d}{2t_f}$	F_v^{**} ksi			Trục X-X			Trục Y-Y				Z_x	Z_y
							I	S	r	I	S	r			
121	3,7	-	30,6	-	1,86	2,79	3160	258	9,43	83,3	20,7	1,53	12,8	306	36,2
106	3,6	-	39,5	42,3	1,86	2,86	2940	240	9,71	77,1	19,6	1,57	10,1	279	33,2
100	4,2	-	32,2	63,6	1,59	3,81	2390	199	9,02	47,7	13,2	1,27	7,58	240	23,9
90	4,1	-	38,4	44,8	1,60	3,87	2250	187	9,21	44,9	12,6	1,30	6,04	222	22,3
80	4,0	-	48,0	28,7	1,61	3,94	2100	175	9,47	42,2	12,1	1,34	4,88	204	20,7
96	3,9	-	25,4	-	1,63	3,06	1670	165	7,71	50,2	13,9	1,33	8,39	198	24,9
86	3,8	-	30,8	-	1,63	3,13	1580	155	7,89	46,8	13,3	1,36	6,64	183	23,0
75	4,0	-	31,5	-	1,43	3,94	1280	128	7,62	29,8	9,32	1,16	4,59	153	16,7
66	3,9	-	39,6	42,1	1,44	4,02	1190	119	7,83	27,7	8,85	1,19	3,58	140	15,3
70	4,5	-	25,3	-	1,36	4,17	926	103	6,71	24,1	7,72	1,08	4,15	125	14,4
54,7	4,3	-	39,0	43,3	1,37	4,34	804	89,4	7,07	20,8	6,94	1,14	2,37	105	12,1
50	4,5	-	27,3	-	1,26	4,28	486	64,8	5,75	15,7	5,57	1,03	2,12	77,1	9,97
42,9	4,4	-	36,5	49,6	1,26	4,38	447	59,6	5,95	14,4	5,23	1,07	1,54	69,3	9,02
50	4,2	-	17,5	-	1,25	3,32	305	50,8	4,55	15,7	5,74	1,03	2,82	61,2	10,3
40,8	4,0	-	26,0	-	1,24	3,46	272	45,4	4,77	13,6	5,16	1,06	1,76	53,1	8,85
35	4,7	-	28,0	-	1,16	4,34	229	38,2	4,72	9,87	3,89	0,980	1,08	44,8	6,79
31,8	4,6	-	34,3	56,2	1,16	4,41	218	36,4	4,83	9,36	3,74	1,00	0,90	42,0	6,40
35	5,0	-	16,8	-	1,10	4,12	147	29,4	3,78	8,36	3,38	0,901	1,29	35,4	6,22
25,4	4,7	-	32,2	63,9	1,09	4,37	124	24,7	4,07	6,79	2,91	0,954	0,60	28,4	4,96
23	4,9	-	18,1	-	0,95	4,51	64,9	16,2	3,10	4,31	2,07	0,798	0,55	19,3	3,68
18,4	4,7	-	29,5	-	0,94	4,70	57,6	14,4	3,26	3,73	1,86	0,831	0,34	16,5	3,16
20	4,9	-	15,6	-	0,88	4,63	42,4	12,1	2,69	3,17	1,64	0,734	0,45	14,5	2,96
15,3	4,7	-	27,8	-	0,87	4,88	36,7	10,5	2,86	2,64	1,44	0,766	0,24	12,1	2,44
17,25	5,0	-	12,9	-	0,81	4,69	26,3	8,77	2,28	2,31	1,30	0,675	0,37	10,6	2,36
12,5	4,6	-	25,9	-	0,79	5,02	22,1	7,37	2,45	1,82	1,09	0,705	0,17	8,47	1,85
14,75	5,0	-	10,1	-	0,74	4,66	15,2	6,09	1,87	1,67	1,01	0,620	0,32	7,42	1,88
10	4,6	-	23,4	-	0,72	5,10	12,3	4,92	2,05	1,22	0,809	0,643	0,11	5,67	1,37
9,5	4,8	-	12,3	-	0,65	4,88	6,79	3,39	1,56	0,903	0,646	0,569	0,12	4,04	1,13
7,7	4,5	-	20,7	-	0,64	5,13	6,08	3,04	1,64	0,764	0,574	0,581	0,07	3,51	0,964
7,5	4,8	-	8,6	-	0,59	4,60	2,93	1,95	1,15	0,586	0,468	0,516	0,09	2,36	0,826
5,7	4,5	-	17,6	-	0,57	4,95	2,52	1,68	1,23	0,455	0,390	0,522	0,04	1,95	0,653

THÉP MĂNG TIÊU CHUẨN KÍCH THƯỚC



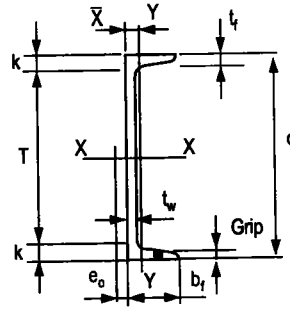
Số hiệu	Diện tích A	Bề cao d	Bụng			Cánh				Khoảng cách		Bề dày xiết BL	BL cánh max
			Bề dày t_w		Bề rộng b_f	Bề dày t_w		T	k				
			$t_w/2$	$t_w/2$		t_w	t_w						
ln. ²	ln.	ln.	ln.	ln.	ln.	ln.	ln.	ln.	ln.	ln.	ln.		
W 15×50 × 40 × 33,9	14,7	15,00	0,716	1/16	3/8	3,716	3 3/4	0,650	5/8	12 1/2	17/16	5/8	1
	11,8	15,00	0,520	1/2	1/4	3,520	3 1/2	0,650	5/8	12 1/2	17/16	5/8	1
	9,96	15,00	0,400	3/8	3/16	3,400	3 3/8	0,650	5/8	12 1/2	17/16	5/8	1
C 12×30 × 25 × 20,7	8,82	12,00	0,510	1/2	1/4	3,170	3 1/8	0,501	1/2	9 3/4	1 1/8	1/2	7/8
	7,35	12,00	0,387	3/8	3/16	3,047	3	0,501	1/2	9 3/4	1 1/8	1/2	7/8
	6,09	12,00	0,282	5/16	1/8	2,942	3	0,501	1/2	9 3/4	1 1/8	1/2	7/8
C 10×30 × 25 × 20 × 15,3	8,82	10,00	0,673	1 1/16	5/16	3,033	3	0,436	7/16	8	1	7/16	3/4
	7,35	10,00	0,526	1/2	1/4	2,886	2 7/8	0,436	7/16	8	1	7/16	3/4
	5,88	10,00	0,379	3/8	3/16	2,739	2 3/4	0,436	7/16	8	1	7/16	3/4
	4,49	10,00	0,240	1/4	1/8	2,600	2 5/8	0,436	7/16	8	1	7/16	3/4
C 9×20 × 15 × 13,4	5,88	9,00	0,448	7/16	1/4	2,648	2 5/8	0,413	7/16	7 1/8	15/16	7/16	3/4
	4,41	9,00	0,285	5/16	1/8	2,485	2 1/2	0,413	7/16	7 1/8	15/16	7/16	3/4
	3,94	9,00	0,233	1/4	1/8	2,433	2 3/8	0,413	7/16	7 1/8	15/16	7/16	3/4
C 8×18,75 × 13,75 × 11,5	5,51	8,00	0,487	1/2	1/4	2,527	2 1/2	0,390	3/8	6 1/8	15/16	3/8	3/4
	4,04	8,00	0,303	5/16	1/8	2,343	2 3/8	0,390	3/8	6 1/8	15/16	3/8	3/4
	3,38	8,00	0,220	1/4	1/8	2,260	2 1/4	0,390	3/8	6 1/8	15/16	3/8	3/4
C 7×14,75 × 12,25 × 9,8	4,33	7,00	0,419	7/16	3/16	2,299	2 1/4	0,366	3/8	5 1/4	7/8	3/8	5/8
	3,60	7,00	0,314	5/16	3/16	2,194	2 1/4	0,366	3/8	5 1/4	7/8	3/8	5/8
	2,87	7,00	0,210	3/16	1/8	2,090	2 1/8	0,366	3/8	5 1/4	7/8	3/8	5/8
C 6×13 × 10,5 × 8,2	3,83	6,00	0,437	7/16	3/16	2,157	2 1/8	0,343	5/16	4 3/8	13/16	5/16	5/8
	3,09	6,00	0,314	5/16	3/16	2,034	2	0,343	5/16	4 3/8	13/16	3/8	5/8
	2,40	6,00	0,200	3/16	1/8	1,920	1 7/8	0,343	5/16	4 3/8	13/16	5/16	5/8
C 5×9 × 6,7	2,64	5,00	0,325	5/16	3/16	1,885	1 7/8	0,320	5/16	3 1/2	3/4	5/16	5/8
	1,97	5,00	0,190	3/16	1/8	1,750	1 3/4	0,320	5/16	3 1/2	3/4	-	-
C 4×7,25 × 5,4	2,13	4,00	0,321	5/16	3/16	1,721	1 3/4	0,296	5/16	2 5/8	1 1/16	5/16	5/8
	1,59	4,00	0,184	3/16	1/16	1,584	1 5/8	0,296	5/16	2 5/8	1 1/16	-	-
C 3×6 × 5 × 4,1	1,76	3,00	0,356	3/8	3/16	1,596	1 5/8	0,273	1/4	1 5/8	1 1/16	-	-
	1,47	3,00	0,258	1/4	1/8	1,498	1 1/2	0,273	1/4	1 5/8	1 1/16	-	-
	1,21	3,00	0,170	3/16	1/16	1,410	1 3/8	0,273	1/4	1 5/8	1 1/16	-	-

**THÉP MÁNG TIÊU CHUẨN
CÁC ĐẶC TRƯNG**



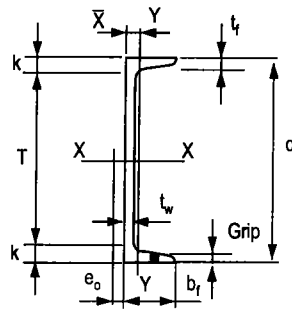
TL danh nghĩa 1 ft	X	Vị trí tâm cắt eo	$\frac{d}{A_f}$	Trục X-X			Trục Y-Y		
				l	S	r	l	S	r
Lb.	In.	In.		In. ⁴	In. ³	In.	In. ⁴	In. ³	In.
50	0,798	0,583	6,21	404	53,8	5,24	11,0	3,78	0,867
40	0,777	0,767	6,56	349	46,5	5,44	9,23	3,37	0,886
33,9	0,787	0,896	6,79	315	42,0	5,62	8,13	3,11	0,904
30	0,674	0,618	7,55	162	27,0	4,29	5,14	2,06	0,763
25	0,674	0,746	7,85	144	24,1	4,43	4,47	1,88	0,780
20,7	0,698	0,870	8,13	129	21,5	4,61	3,88	1,73	0,799
30	0,649	0,369	7,55	103	20,7	3,42	3,94	1,65	0,669
25	0,617	0,494	7,94	91,2	18,2	3,52	3,36	1,48	0,676
20	0,606	0,637	8,36	78,9	15,8	3,66	2,81	1,32	0,692
15,3	0,634	0,796	8,81	67,4	13,5	3,87	2,28	1,16	0,713
20	0,583	0,515	8,22	60,9	13,5	3,22	2,42	1,17	0,642
15	0,586	0,682	8,76	51,0	11,3	3,40	1,93	1,01	0,661
13,4	0,601	0,743	8,95	47,9	10,6	3,48	1,76	0,962	0,669
18,75	0,565	0,431	8,12	44,0	11,0	2,82	1,98	1,01	0,599
13,75	0,553	0,604	8,75	36,1	9,03	2,99	1,53	0,854	0,615
11,5	0,571	0,697	9,08	32,6	8,14	3,11	1,32	0,781	0,625
14,75	0,532	0,441	8,31	27,2	7,78	2,51	1,38	0,779	0,564
12,25	0,525	0,538	8,71	24,2	6,93	2,60	1,17	0,703	0,571
9,8	0,540	0,647	9,14	21,3	6,08	2,72	0,968	0,625	0,581
13	0,514	0,380	8,10	17,4	5,80	2,13	1,05	0,642	0,525
10,5	0,499	0,486	8,59	15,2	5,06	2,22	0,866	0,564	0,529
8,2	0,511	0,599	9,10	13,1	4,38	2,34	0,693	0,492	0,537
9	0,478	0,427	8,29	8,90	3,56	1,83	0,632	0,450	0,489
6,7	0,484	0,552	8,93	7,49	3,00	1,95	0,479	0,378	0,493
7,25	0,459	0,386	7,84	4,59	2,29	1,47	0,433	0,343	0,450
5,4	0,457	0,502	8,52	3,85	1,93	1,56	0,319	0,283	0,449
6	0,455	0,322	6,87	2,07	1,38	1,08	0,305	0,268	0,416
5	0,438	0,392	7,32	1,85	1,24	1,12	0,247	0,233	0,410
4,1	0,436	0,461	7,78	1,66	1,10	1,17	0,197	0,202	0,404

**THÉP MĂNG
KHÔNG TIÊU CHUẨN KÍCH THƯỚC**



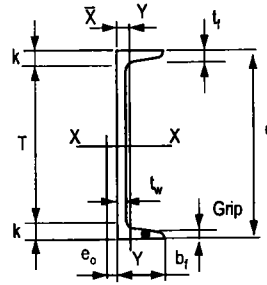
Số hiệu	Diện tích A	Bề cao d	Bụng			Cánh				Khoảng cách		Bề dày xiết BL	BL cánh max
			Bề dày t_w	$t_w/2$	Bề rộng b_f	Bề dày t_w	T	k	In.	In.			
											In.		
MC 18 × 58	17,1	18,00	0,700	1 ¹ / ₁₆	3 ⁸ / ₁₆	4,200	4 ¹ / ₄	0,625	5 ⁸ / ₁₆	15 ¹ / ₄	1 ³ / ₈	5 ⁸ / ₁₆	1
× 51,9	15,3	18,00	0,600	5 ⁷ / ₁₆	5 ¹ / ₁₆	4,100	4 ¹ / ₈	0,625	5 ⁸ / ₁₆	15 ¹ / ₄	1 ³ / ₈	5 ⁸ / ₁₆	1
× 45,8	13,5	18,00	0,500	7 ¹ / ₁₆	1 ⁴ / ₄	4,000	4	0,625	5 ⁸ / ₁₆	15 ¹ / ₄	1 ³ / ₈	5 ⁸ / ₁₆	1
× 42,7	12,6	18,00	0,450	1 ³ / ₁₆	1 ⁴ / ₄	3,950	4	0,625	5 ⁸ / ₁₆	15 ¹ / ₄	1 ³ / ₈	5 ⁸ / ₁₆	1
MC 13 × 50	14,7	13,00	0,787	9 ¹ / ₁₆	3 ⁸ / ₁₆	4,412	4 ³ / ₈	0,610	5 ⁸ / ₁₆	10 ¹ / ₄	1 ³ / ₈	5 ⁸ / ₁₆	1
× 40	11,8	13,00	0,560	7 ¹ / ₁₆	1 ⁴ / ₄	4,185	4 ¹ / ₈	0,610	5 ⁸ / ₁₆	10 ¹ / ₄	1 ³ / ₈	9 ¹ / ₁₆	1
× 35	10,3	13,00	0,447	3 ⁸ / ₁₆	1 ⁴ / ₄	4,072	4 ¹ / ₈	0,610	5 ⁸ / ₁₆	10 ¹ / ₄	1 ³ / ₈	9 ¹ / ₁₆	1
× 31,8	9,35	13,00	0,375	1 ³ / ₁₆	3 ¹ / ₁₆	4,000	4	0,610	5 ⁸ / ₁₆	10 ¹ / ₄	1 ³ / ₈	9 ¹ / ₁₆	1
MC 12 × 50	14,7	12,00	0,835	1 ¹ / ₁₆	7 ¹ / ₁₆	4,135	4 ¹ / ₈	0,700	1 ¹ / ₁₆	9 ³ / ₈	1 ⁵ / ₁₆	1 ¹ / ₁₆	1
× 45	13,2	12,00	0,712	9 ¹ / ₁₆	3 ⁸ / ₁₆	4,012	4	0,700	1 ¹ / ₁₆	9 ³ / ₈	1 ⁵ / ₁₆	1 ¹ / ₁₆	1
× 40	11,8	12,00	0,590	7 ¹ / ₁₆	5 ¹ / ₁₆	3,890	3 ⁷ / ₈	0,700	1 ¹ / ₁₆	9 ³ / ₈	1 ⁵ / ₁₆	1 ¹ / ₁₆	1
× 35	10,3	12,00	0,467	7 ¹ / ₁₆	1 ⁴ / ₄	3,767	3 ³ / ₄	0,700	1 ¹ / ₁₆	9 ³ / ₈	1 ⁵ / ₁₆	1 ¹ / ₁₆	1
× 31	9,12	12,00	0,370	3 ⁸ / ₁₆	3 ¹ / ₁₆	3,670	3 ⁵ / ₈	0,700	1 ¹ / ₁₆	9 ³ / ₈	1 ⁵ / ₁₆	1 ¹ / ₁₆	1
MC 12 × 10,6	3,10	12,00	0,190	1 ³ / ₁₆	3 ⁸ / ₁₆	1,500	1 ¹ / ₂	0,309	5 ¹ / ₁₆	10 ⁵ / ₈	1 ¹ / ₁₆	-	-
MC 10 × 41,1	12,1	10,00	0,796	1 ³ / ₁₆	3 ⁸ / ₁₆	4,321	4 ³ / ₈	0,575	9 ¹ / ₁₆	7 ¹ / ₂	1 ¹ / ₄	9 ¹ / ₁₆	7 ⁸ / ₁₆
× 33,6	9,87	10,00	0,575	9 ¹ / ₁₆	5 ¹ / ₁₆	4,100	4 ¹ / ₈	0,575	9 ¹ / ₁₆	7 ¹ / ₂	1 ¹ / ₄	9 ¹ / ₁₆	7 ⁸ / ₁₆
× 28,5	8,37	10,00	0,425	7 ¹ / ₁₆	3 ¹ / ₁₆	3,950	4	0,575	9 ¹ / ₁₆	7 ¹ / ₂	1 ¹ / ₄	9 ¹ / ₁₆	7 ⁸ / ₁₆
MC 10 × 25	7,35	10,00	0,380	3 ⁸ / ₁₆	3 ¹ / ₁₆	3,405	3 ³ / ₈	0,575	9 ¹ / ₁₆	7 ¹ / ₂	1 ¹ / ₄	9 ¹ / ₁₆	7 ⁸ / ₁₆
× 22	6,45	10,00	0,290	5 ¹ / ₁₆	1 ⁸ / ₁₆	3,315	3 ³ / ₈	0,575	9 ¹ / ₁₆	7 ¹ / ₂	1 ¹ / ₄	9 ¹ / ₁₆	7 ⁸ / ₁₆
MC 10 × 8,4	2,46	10,00	0,170	3 ¹ / ₁₆	1 ¹ / ₁₆	1,500	1 ¹ / ₂	0,280	1 ⁴ / ₄	8 ⁵ / ₈	1 ¹ / ₁₆	-	-
MC 10 × 6,5	1,91	10,00	0,152	1 ⁸ / ₁₆	1 ¹ / ₁₆	1,127	1 ¹ / ₈	0,202	3 ¹ / ₁₆	9 ¹ / ₈	7 ¹ / ₁₆	-	-

**THÉP MÁNG
KHÔNG TIÊU CHUẨN
CÁC ĐẶC TRƯNG**



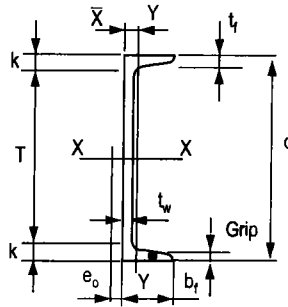
TL danh nghĩa 1 ft	X	Vị trí tâm cắt eo	$\frac{d}{A_f}$	Trục X-X			Trục Y-Y		
				I	S	r	I	S	r
				ln. ⁴	ln. ³	ln.	ln. ⁴	ln. ³	ln.
58	0,862	0,695	6,86	676	75,1	6,29	17,8	5,32	1,02
51,9	0,858	0,797	7,02	627	69,7	6,41	16,4	5,07	1,04
45,8	0,866	0,909	7,20	578	64,3	6,56	15,1	4,82	1,06
42,7	0,877	0,969	7,29	554	61,6	6,64	14,4	4,69	1,07
50	0,974	0,815	4,133	314	48,4	4,62	16,5	4,79	1,06
40	0,963	1,03	5,09	273	42,0	4,82	13,7	4,26	1,08
35	0,980	1,16	5,23	252	38,8	4,95	12,3	3,99	1,10
31,8	1,00	1,24	5,33	239	36,8	5,06	11,4	3,81	1,11
50	1,05	0,741	4,15	269	44,9	4,28	17,4	5,65	1,09
45	1,04	0,844	4,27	252	42,0	4,36	15,8	5,33	1,09
40	1,04	0,952	4,41	234	39,0	4,46	14,3	5,00	1,10
35	1,05	1,07	4,55	216	36,1	4,59	12,7	4,67	1,11
31	1,08	1,18	4,67	203	33,8	4,71	11,3	4,39	1,12
10,6	0,269	0,284	25,9	55,4	9,23	4,22	0,382	0,310	0,351
41,1	1,09	0,864	4,02	158	31,5	3,61	15,8	4,88	1,14
33,6	1,08	1,06	4,24	139	27,8	3,75	13,2	4,38	1,16
28,5	1,12	1,21	4,40	127	25,3	3,89	11,4	4,02	1,17
25	0,953	1,03	5,11	110	22	3,87	7,35	3,00	1,00
22	0,990	1,13	5,25	103	20,5	3,99	6,50	2,80	1,00
8,4	0,284	0,332	23,8	32,0	6,40	3,61	0,328	0,270	0,365
6,5	0,180	0,167	43,8	22,1	4,42	3,40	0,112	0,118	0,242

**THÉP MÁNG
KHÔNG TIÊU CHUẨN
KÍCH THƯỚC**



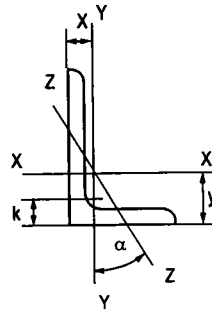
Số hiệu	Diện tích A In. ²	Bề cao d In.	Bụng			Cánh				Khoảng cách		Bề dày xiết BL In.	BL cánh max In.
			Bề dày t _w In.	t _w /2 In.	Bề rộng b _f		Bề dày t _w In.	T In.	k In.				
					In.	In.							
MC 9 × 25,4 × 23,9	7,47	9,00	0,450	7/16	1/4	3,500	3 1/2	0,550	9/16	6 5/8	1 3/16	9/16	7/8
	7,02	9,00	0,400	3/8	3/16	3,450	3 1/2	0,550	9/16	6 5/8	1 3/16	9/16	7/8
MC 8 × 22,8 × 21,4	6,70	8,00	0,427	7/16	3/16	3,502	3 1/2	0,525	1/2	5 5/8	1 3/16	1/2	7/8
	6,28	8,00	0,375	3/8	3/16	3,450	3 1/2	0,525	1/2	5 5/8	1 3/16	1/2	7/8
MC 8 × 20 × 18,7	5,88	8,00	0,400	3/8	3/16	3,025	3	0,500	1/2	5 3/4	1 1/8	1/2	7/8
	5,50	8,00	0,353	3/8	3/16	2,978	3	0,500	1/2	5 3/4	1 1/8	1/2	7/8
MC 8 × 8,5	2,50	8,00	0,179	3/16	3/16	1,874	1 7/8	0,311	5/16	6 1/2	3/4	5/16	7/8
MC 7 × 22,7 × 19,1	6,67	7,00	0,503	1/2	1/4	3,603	3 5/8	0,500	1/2	4 3/4	1 1/8	1/2	7/8
	5,61	7,00	0,352	3/8	3/16	3,452	3 1/2	0,500	1/2	4 3/4	1 1/8	1/2	7/8
MC 6 × 18 × 15,3	5,29	6,00	0,379	3/8	3/16	3,504	3 1/2	0,475	1/2	3 7/8	1 1/16	1/2	7/8
	4,50	6,00	0,340	5/16	3/16	3,500	3 1/2	0,385	3/8	4 1/4	7/8	3/8	7/8
MC 6 × 16,3 × 15,1	4,79	6,00	0,375	3/8	3/16	3,000	3	0,475	1/2	3 7/8	1 1/16	1/2	3/4
	4,44	6,00	0,316	5/16	3/16	2,941	3	0,475	1/2	3 7/8	1/16	1/2	3/4
MC 6 × 12	3,53	6,00	0,310	5/16	1/8	2,497	2 1/2	0,375	3/8	4 3/8	1 3/16	3/8	5/8

**THÉP MÁNG
KHÔNG TIÊU CHUẨN
CÁC ĐẶC TRƯNG**



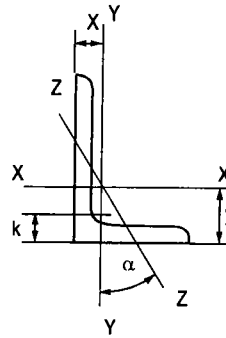
TL danh nghĩa 1 ft	X		Vị trí tâm cắt eo	$\frac{d}{A_r}$	Trục X-X			Trục Y-Y		
	Vị trí tâm				l	S	r	l	S	r
	Lb.	ln.			ln.	ln. ⁴	ln. ³	ln.	ln. ⁴	ln. ³
25,4	0,970	0,986	0,986	4,68	88,0	19,6	3,43	7,65	3,02	1,01
23,9	0,981	1,04	1,04	4,74	85,0	18,9	3,48	7,22	2,93	1,01
22,8	1,01	1,04	1,04	4,35	63,8	16,0	3,09	7,07	2,84	1,03
21,4	1,02	1,09	1,09	4,42	61,6	15,4	3,13	6,64	2,74	1,03
20	0,840	0,843	0,843	5,29	54,5	13,6	3,05	4,47	2,05	0,872
18,7	0,849	0,889	0,889	5,37	52,5	13,1	3,09	4,20	1,97	0,874
8,5	0,428	0,542	0,542	13,7	23,3	5,83	3,05	0,628	0,434	0,501
22,7	1,04	1,01	1,01	3,89	47,5	13,6	2,67	7,29	2,85	1,05
19,1	1,08	1,15	1,15	4,06	43,2	12,3	2,77	6,11	2,57	1,04
18	1,12	1,17	1,17	3,60	29,7	9,91	2,37	5,93	2,48	1,06
15,3	1,05	1,16	1,16	4,45	25,4	8,47	2,38	4,97	2,03	1,05
16,3	0,927	0,930	0,930	4,21	26,0	8,68	2,33	3,82	1,84	0,892
15,1	0,940	0,982	0,982	4,29	25,0	8,32	2,37	3,51	1,75	0,889
12	0,704	0,725	0,725	6,41	18,7	6,24	2,30	1,87	1,04	0,728

THÉP GÓC
ĐỀU CẠNH VÀ KHÔNG ĐỀU CẠNH
CÁC ĐẶC TRƯNG ĐỂ THIẾT KẾ



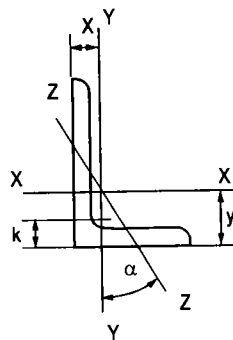
Bề rộng và bề dày cánh	K	TL một ft	Diện tích	Trục X-X				Trục Y-Y				Trục Z-Z	
				I	S	R	T	I	S	R	X	R	Tang α
In.	In.	Lb.	In. ²	In. ⁴	In. ³	In.	In.	In. ⁴	In. ³	In.	In.	In.	
L 9 x 4 x 5/8	1 1/8	26,3	7,73	64,9	11,5	2,90	3,36	8,32	2,65	1,04	0,858	,847	0,216
	9/16	23,8	7,00	59,1	10,4	2,91	3,33	7,63	2,41	1,04	0,834	,850	0,218
	1/2	21,3	6,25	53,2	9,34	2,92	3,31	6,92	2,17	1,05	0,810	,854	0,220
L 8 x 8 x 1 1/8	1 3/4	56,9	16,7	98,0	17,5	2,42	2,41	98,0	17,5	2,42	2,41	1,56	1,000
	1	51,0	15,0	89,0	15,8	2,44	2,37	89,0	15,8	2,44	2,37	1,56	1,000
	7/8	45,0	13,2	79,6	14,0	2,45	2,32	79,6	14,0	2,45	2,32	1,57	1,000
	3/4	38,9	11,4	69,7	12,2	2,47	2,28	69,7	12,2	2,47	2,28	1,58	1,000
	5/8	32,7	9,61	59,4	10,3	2,49	2,23	59,4	10,3	2,49	2,23	1,58	1,000
	9/16	29,6	8,68	54,1	9,34	2,50	2,21	54,1	9,34	2,50	2,21	1,59	1,000
	1/2	26,4	7,75	48,6	8,36	2,50	2,19	48,6	8,36	2,50	2,19	1,59	1,000
L 8 x 6 x 1	1 1/2	44,2	13,0	80,8	15,1	2,49	2,65	38,8	8,92	1,73	1,65	1,28	0,543
	7/8	39,1	11,5	72,3	13,4	2,51	2,61	34,9	7,94	1,74	1,61	1,28	0,547
	3/4	33,8	9,94	63,4	11,7	2,53	2,56	30,7	6,92	1,76	1,56	1,29	0,551
	5/8	28,5	8,36	54,1	9,87	2,54	2,52	26,3	5,88	1,77	1,52	1,29	0,554
	9/16	25,7	7,56	49,3	8,95	2,55	2,50	24,0	5,34	1,78	1,50	1,30	0,556
	1/2	23,0	6,75	44,3	8,02	2,56	2,47	21,7	4,79	1,79	1,47	1,30	0,558
	7/16	20,2	5,93	39,2	7,07	2,57	2,45	19,3	4,23	1,80	1,45	1,31	0,560
L 8 x 4 x 1	1 1/2	37,4	11,0	69,6	14,1	2,52	3,05	11,6	3,94	1,03	1,05	0,846	0,247
	3/4	28,7	8,44	54,9	10,9	2,55	2,95	9,36	3,07	1,05	0,953	0,852	0,258
	9/16	21,9	6,43	42,8	8,35	2,58	2,88	7,43	2,38	1,07	0,882	0,861	0,265
	1/2	19,6	5,75	38,5	7,49	2,59	2,86	6,74	2,15	1,08	0,859	0,865	0,267
L 7 x 4 x 3/4	1 1/4	26,2	7,69	37,8	8,42	2,22	2,51	9,05	3,03	1,09	1,01	0,860	0,324
	5/8	22,1	6,48	32,4	7,14	2,24	2,46	7,84	2,58	1,10	0,963	0,865	0,329
	1/2	17,9	5,25	26,7	5,81	2,25	2,42	6,53	2,12	1,11	0,917	0,872	0,335
	3/8	13,6	3,98	20,6	4,44	2,27	2,37	5,10	1,63	1,13	0,870	0,880	0,340

**THÉP GÓC
ĐỀU CẠNH VÀ KHÔNG ĐỀU CẠNH
CÁC ĐẶC TRƯNG ĐỂ THIẾT KẾ**



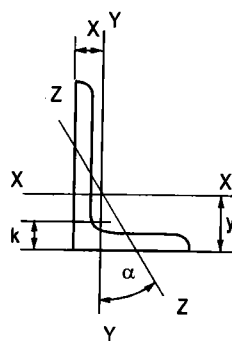
Bề rộng và bề dày cánh	K	TL một ft	Diện tích	Trục X-X				Trục Y-Y				Trục Z-Z		
				I	S	R	T	I	S	R	X	R	Tang α	
In.	In.	Lb.	In. ²	In. ⁴	In. ³	In.	In.	In. ⁴	In. ³	In.	In.	In.	In.	
L 6 × 6 × 1	1½	37,4	11,0	35,5	8,57	1,80	1,86	35,5	8,57	1,80	1,86	1,17	1,000	
	7/8	13/8	33,1	9,73	31,9	7,63	1,81	1,82	31,9	7,63	1,81	1,82	1,17	1,000
	¾	1¼	28,7	8,44	28,2	6,66	1,83	1,78	28,2	6,66	1,83	1,78	1,17	1,000
	5/8	11/8	24,2	7,11	24,2	5,66	1,84	1,73	24,2	5,66	1,84	1,73	1,18	1,000
	9/16	11/16	21,9	6,43	22,1	5,14	1,85	1,71	22,1	5,14	1,85	1,71	1,18	1,000
	½	1	19,6	5,75	19,9	4,61	1,86	1,68	19,9	4,61	1,86	1,68	1,18	1,000
	7/16	15/16	17,2	5,06	17,7	4,08	1,87	1,66	17,7	4,08	1,87	1,66	1,19	1,000
	3/8	7/8	14,9	4,36	15,4	3,53	1,88	1,64	15,4	3,53	1,88	1,64	1,19	1,000
	5/16	13/16	12,4	3,65	13,0	2,97	1,89	1,62	13,0	2,97	1,89	1,62	1,20	1,000
L 6 × 4 × 7/8	1½	27,2	7,98	27,7	7,15	1,86	2,12	9,75	3,39	1,11	1,12	0,857	0,421	
	¾	1¼	23,6	6,94	24,5	6,25	1,88	2,08	8,68	2,97	1,12	1,08	0,860	0,428
	5/8	11/8	20,0	5,86	21,1	5,31	1,90	2,03	7,52	2,54	1,13	1,03	0,864	0,435
	9/16	11/16	18,1	5,31	19,3	4,83	1,90	2,01	6,91	2,31	1,14	1,01	0,866	0,438
	½	1	16,2	4,75	17,4	4,33	1,91	1,99	6,27	2,08	1,15	0,987	0,870	0,440
	7/16	15/16	14,3	4,18	15,5	3,83	1,92	1,96	5,60	1,85	1,16	0,964	0,873	0,443
	3/8	7/8	12,3	3,61	13,5	3,32	1,93	1,94	4,90	1,60	1,17	0,941	0,877	0,446
	5/16	13/16	10,3	3,03	11,4	2,79	1,94	1,92	4,18	1,35	1,17	0,918	0,882	0,448
L 6 × 3½ × ½	1	15,3	4,50	16,6	4,24	1,92	2,08	4,25	1,59	0,972	0,833	0,759	0,344	
	3/8	7/8	11,7	3,42	12,9	3,24	1,94	2,04	3,34	1,23	0,988	0,787	0,767	0,350
	5/16	13/16	9,8	2,87	10,9	2,73	1,95	2,01	2,85	1,04	0,996	0,763	0,772	0,352
L 5 × 5 × 7/8	1½	27,2	7,98	17,8	5,17	1,49	1,57	17,8	5,17	1,49	1,57	0,973	1,000	
	¾	1¼	23,6	6,94	15,7	4,53	1,51	1,52	15,7	4,53	1,51	1,52	0,975	1,000
	5/8	11/8	20,0	5,86	13,6	3,86	1,52	1,48	13,6	3,86	1,52	1,48	0,978	1,000
	½	1	16,2	4,75	11,3	3,16	1,54	1,43	11,3	3,16	1,54	1,43	0,983	1,000
	7/16	15/16	14,3	4,18	10,0	2,79	1,55	1,41	10,0	2,79	1,55	1,41	0,986	1,000
	3/8	7/8	12,3	3,61	8,74	2,42	1,56	1,39	8,74	2,42	1,56	1,39	0,990	1,000
	5/16	13/16	10,3	3,03	7,42	2,04	1,57	1,37	7,42	2,04	1,57	1,37	0,994	1,000

**THÉP GÓC
ĐỀU CẠNH VÀ KHÔNG ĐỀU CẠNH
CÁC ĐẶC TRƯNG ĐỂ THIẾT KẾ**



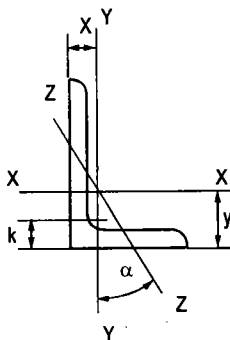
Bề rộng và bề dày cánh	K	TL một ft	Diện tích	Trục X-X				Trục Y-Y				Trục Z-Z		
				I	S	R	T	I	S	R	X	R	Tang α	
In.	In.	Lb.	In. ²	In. ⁴	In. ³	In.	In.	In. ⁴	In. ³	In.	In.	In.		
L 5 x 3½ x ¾	1¼	19,8	5,81	13,9	4,28	1,55	1,75	5,55	2,22	0,977	0,996	0,748	0,464	
	5/8	16,8	4,92	12,0	3,65	1,56	1,70	4,83	1,90	0,991	0,951	0,751	0,472	
	½	13,6	4,00	9,99	2,99	1,58	1,66	4,05	1,56	1,01	0,906	0,755	0,479	
	7/16	15/16	12,0	3,53	8,90	2,64	1,59	1,63	3,63	1,39	1,01	0,883	0,758	0,482
	3/8	7/8	10,4	3,05	7,78	2,29	1,60	1,61	3,18	1,21	1,02	0,861	0,762	0,486
	5/16	13/16	8,7	2,56	6,60	1,94	1,61	1,59	2,72	1,02	1,03	0,838	0,766	0,489
	¼	¾	7,0	2,06	5,39	1,57	1,62	1,56	2,23	0,830	1,04	0,814	0,770	0,492
L 5 x 3 x 5/8	1	15,7	4,61	11,4	3,55	1,57	1,80	3,06	1,39	0,815	0,796	0,644	0,349	
	½	12,8	3,75	9,45	2,91	1,59	1,75	2,58	1,15	0,829	0,750	0,648	0,357	
	7/16	15/16	11,3	3,31	8,43	2,58	1,60	1,73	2,32	1,02	0,837	0,727	0,651	0,361
	3/8	7/8	9,8	2,86	7,37	2,24	1,61	1,70	2,04	0,888	0,845	0,704	0,654	0,364
	5/16	13/16	8,2	2,40	6,26	1,89	1,61	1,68	1,75	0,753	0,853	0,681	0,658	0,368
	¼	¾	6,6	1,94	5,11	1,53	1,62	1,66	1,44	0,614	0,861	0,657	0,663	0,371
L 4 x 4 x ¾	1½	18,5	5,44	7,67	2,81	1,19	1,27	7,67	2,81	1,19	1,27	0,778	1,000	
	5/8	15,7	4,61	6,66	2,40	1,20	1,23	6,66	2,40	1,20	1,23	0,779	1,000	
	½	12,8	3,75	5,56	1,97	1,22	1,18	5,56	1,97	1,22	1,18	0,782	1,000	
	7/16	13/16	11,3	3,31	4,97	1,75	1,23	4,97	1,75	1,23	1,16	0,785	1,000	
	3/8	¾	9,8	2,86	4,36	1,52	1,23	4,36	1,52	1,23	1,14	0,788	1,000	
	5/16	11/16	8,2	2,40	3,71	1,29	1,24	3,71	1,29	1,24	1,12	0,791	1,000	
	¼	5/8	6,6	1,94	3,04	1,05	1,25	3,04	1,05	1,25	1,09	0,795	1,000	
L 4 x 3½ x ½	15/16	11,9	3,50	5,32	1,94	1,23	1,25	3,79	1,52	1,04	1,00	0,722	0,750	
	7/8	10,6	3,09	4,76	1,72	1,24	1,23	3,40	1,35	1,05	0,978	0,724	0,753	
	3/8	13/16	9,1	2,67	4,18	1,49	1,25	2,95	1,17	1,06	0,955	0,727	0,755	
	5/16	¾	7,7	2,25	3,56	1,26	1,26	2,55	0,994	1,07	0,932	0,730	0,757	
	¼	11/16	6,2	1,81	2,91	1,03	1,27	2,09	0,808	1,07	0,909	0,734	0,759	

**THÉP GÓC
ĐỀU CẠNH VÀ KHÔNG ĐỀU CẠNH
CÁC ĐẶC TRƯNG ĐỂ THIẾT KẾ**



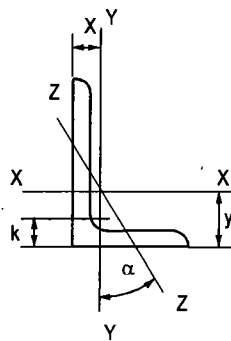
Bề rộng và bề dày cánh	K	TL một ft	Diện tích	Trục X-X				Trục Y-Y				Trục Z-Z		
				I	S	R	T	I	S	R	X	R	Tang α	
In.	In.	Lb.	In. ²	In. ⁴	In. ³	In.	In.	In. ⁴	In. ³	In.	In.	In.		
L 4 x 3 x 1/2	15/16	11,1	3,25	5,05	1,89	1,25	1,33	2,42	1,12	0,864	0,827	0,639	0,543	
	7/8	9,8	2,87	4,52	1,68	1,25	1,30	2,18	0,992	0,871	0,804	0,641	0,547	
	3/8	13/16	8,5	2,48	3,96	1,46	1,26	1,28	1,92	0,866	0,879	0,782	0,644	0,551
	5/16	3/4	7,2	2,09	3,38	1,23	1,27	1,26	1,65	0,734	0,887	0,759	0,647	0,554
	1/4	11/16	5,8	1,69	2,77	1,00	1,28	1,24	1,36	0,599	0,896	0,736	0,651	0,558
L 3 1/2 x 3 1/2 x 1/2	7/8	11,1	3,25	3,64	1,49	1,06	1,06	3,64	1,49	1,06	1,06	0,683	1,000	
	7/16	13/16	9,8	2,87	3,26	1,32	1,07	1,04	3,26	1,32	1,07	1,04	0,684	1,000
	3/8	3/4	8,5	2,48	2,87	1,15	1,07	1,01	2,87	1,15	1,07	1,01	0,687	1,000
	5/16	11/16	7,2	2,09	2,45	0,976	1,08	0,990	2,45	0,976	1,08	0,990	0,690	1,000
	1/4	5/8	5,8	1,69	2,01	0,794	1,09	0,968	2,01	0,794	1,09	0,968	0,694	1,000
L 3 1/2 x 3 x 1/2	15/16	10,2	3,00	3,45	1,45	1,07	1,13	2,33	1,10	0,881	0,875	0,621	0,714	
	7/16	7/8	9,1	2,65	3,10	1,29	1,08	1,10	2,09	0,975	0,889	0,853	0,622	0,718
	3/8	13/16	7,9	2,30	2,72	1,13	1,09	1,08	1,85	0,851	0,897	0,830	0,625	0,721
	5/16	3/4	6,6	1,93	2,33	0,954	1,10	1,06	1,58	0,722	0,905	0,808	0,627	0,724
	1/4	11/16	5,4	1,56	1,91	0,776	1,11	1,04	1,30	0,589	0,914	0,785	0,631	0,727
L 3 1/2 x 2 1/2 x 1/2	15/16	9,4	2,75	3,24	1,41	1,09	1,20	1,36	0,760	0,704	0,705	0,534	0,486	
	7/16	7/8	8,3	2,43	2,91	1,26	1,09	1,18	1,23	0,677	0,711	0,682	0,535	0,491
	3/8	13/16	7,2	2,11	2,56	1,09	1,10	1,16	1,09	0,592	0,719	0,660	0,537	0,496
	5/16	3/4	6,1	1,78	2,19	0,927	1,11	1,14	0,939	0,504	0,727	0,637	0,540	0,501
	1/4	11/16	4,9	1,44	1,80	0,755	1,12	1,11	0,777	0,412	0,735	0,614	0,544	0,506
L 3 x 3 x 1/2	13/16	9,4	2,75	2,22	1,07	0,898	0,932	2,22	1,07	0,898	0,932	0,584	1,000	
	7/16	3/4	8,3	2,43	1,99	0,954	0,905	0,910	1,99	0,954	0,905	0,910	0,585	1,000
	3/8	11/16	7,2	2,11	1,76	0,833	0,913	0,888	1,76	0,833	0,913	0,888	0,587	1,000
	5/16	5/8	6,1	1,78	1,51	0,707	0,922	0,865	1,51	0,707	0,922	0,865	0,589	1,000
	1/4	9/16	4,9	1,44	1,24	0,577	0,930	0,842	1,24	0,577	0,930	0,842	0,592	1,000
	3/16	1/2	3,71	1,09	0,962	0,441	0,939	0,820	0,962	0,441	0,939	0,820	0,596	1,000

**THÉP GÓC
ĐỀU CẠNH VÀ KHÔNG ĐỀU CẠNH
CÁC ĐẶC TRƯNG ĐỂ THIẾT KẾ**



Bề rộng và bề dày cánh	K	TL một ft	Diện tích	Trục X-X				Trục Y-Y				Trục Z-Z		
				I	S	R	T	I	S	R	X	R	Tang α	
in.	in.	Lb.	in. ²	in. ⁴	in. ³	in.	in.	in. ⁴	in. ³	in.	in.	in.		
L 3 x 2½ x ½	7/8	8,5	2,50	2,08	1,04	0,913	1,00	1,30	0,744	0,722	0,750	0,520	0,667	
	7/16	13/16	7,6	2,21	1,88	0,928	0,920	0,978	1,18	0,664	0,729	0,728	0,521	0,672
	3/8	3/4	6,6	1,92	1,66	0,810	0,928	0,956	1,04	0,581	0,736	0,706	0,522	0,676
	5/16	11/16	5,6	1,62	1,42	0,688	0,937	0,933	0,898	0,494	0,744	0,683	0,525	0,680
	1/4	5/8	4,5	1,31	1,17	0,561	0,945	0,911	0,743	0,404	0,753	0,661	0,528	0,684
	3/16	9/16	3,39	0,996	0,907	0,430	0,954	0,888	0,577	0,310	0,761	0,638	0,533	0,688
L 3 x 2 x ½	13/16	7,7	2,25	1,92	1,00	0,924	1,08	0,672	0,474	0,546	0,583	0,428	0,414	
	7/16	3/4	6,8	2,00	1,73	0,894	0,932	1,06	0,609	0,424	0,553	0,561	0,429	0,421
	3/8	11/16	5,9	1,73	1,53	0,781	0,940	1,04	0,543	0,371	0,559	0,539	0,430	0,428
	5/16	5/8	5,0	1,46	1,32	0,664	0,948	1,02	0,470	0,317	0,567	0,516	0,432	0,435
	1/4	9/16	4,1	1,19	1,09	0,542	0,957	0,993	0,392	0,260	0,574	0,493	0,435	0,440
	3/16	1/2	3,07	0,902	0,842	0,415	0,966	0,970	0,307	0,200	0,583	0,470	0,439	0,446
L 2½ x 2½ x ½	13/16	7,7	2,25	1,23	0,724	0,739	0,806	1,23	0,724	0,739	0,806	0,487	1,000	
	3/8	11/16	5,9	1,73	0,984	0,566	0,753	0,762	0,984	0,566	0,753	0,762	0,487	1,000
	5/16	5/8	5,0	1,46	0,849	0,482	0,761	0,740	0,849	0,482	0,761	0,740	0,489	1,000
	1/4	9/16	4,1	1,19	0,703	0,394	0,769	0,717	0,703	0,394	0,769	0,717	0,491	1,000
	3/16	1/2	3,07	0,902	0,547	0,303	0,778	0,694	0,547	0,303	0,778	0,694	0,495	1,000
L 2½ x 2½ x 3/8	11/16	5,3	1,55	0,912	0,547	0,768	0,831	0,514	0,363	0,577	0,581	0,420	0,614	
	5/16	5/8	4,5	1,31	0,788	0,466	0,776	0,809	0,446	0,310	0,584	0,559	0,422	0,620
	1/4	9/16	3,62	1,06	0,654	0,381	0,784	0,787	0,372	0,254	0,592	0,537	0,424	0,626
	3/16	1/2	2,75	0,809	0,509	0,293	0,793	0,764	0,291	0,196	0,600	0,514	0,427	0,631
L 2 x 2 x 3/8	5/8	4,7	1,36	0,479	0,351	0,594	0,636	0,479	0,351	0,594	0,636	0,389	1,000	
	5/16	9/16	3,92	1,15	0,416	0,300	0,601	0,614	0,416	0,300	0,601	0,614	0,390	1,000
	1/4	1/2	3,19	0,938	0,348	0,247	0,609	0,592	0,348	0,247	0,609	0,592	0,391	1,000
	3/16	7/16	2,44	0,715	0,272	0,190	0,617	0,569	0,272	0,190	0,617	0,569	0,394	1,000
	1/8	3/8	1,65	0,484	0,190	0,131	0,626	0,546	0,190	0,131	0,626	0,546	0,398	1,000

**THÉP GÓC
ĐỀU CẠNH VÀ KHÔNG ĐỀU CẠNH
CÁC ĐẶC TRƯNG ĐỂ THIẾT KẾ**



Bề rộng và bề dày cánh	K	TL một ft	Diện tích	Trục X-X				Trục Y-Y				Trục Z-Z	
				I	S	R	Y	I	S	R	X	R	Tang α
Lb.	In.	Lb.	In. ²	In. ⁴	In. ³	In.	In.	In. ⁴	In. ³	In.	In.	In.	
L 1 $\frac{3}{4}$ x 1 $\frac{3}{4}$ x $\frac{1}{4}$ x $\frac{3}{16}$	$\frac{1}{2}$	2,77	0,813	0,227	0,227	0,529	0,529	0,227	0,227	0,529	0,529	0,341	1,000
	$\frac{7}{16}$	2,12	0,621	0,179	0,144	0,537	0,506	0,179	0,144	0,537	0,506	0,343	1,000
L 1 $\frac{1}{2}$ x 1 $\frac{1}{2}$ x $\frac{1}{4}$ x $\frac{3}{16}$	$\frac{7}{16}$	2,34	0,688	0,139	0,134	0,449	0,466	0,139	0,134	0,449	0,466	0,292	1,000
	$\frac{3}{8}$	1,80	0,527	0,110	0,104	0,457	0,444	0,110	0,104	0,457	0,444	0,293	1,000
L 1 $\frac{1}{4}$ x 1 $\frac{1}{4}$ x $\frac{1}{4}$ x $\frac{3}{16}$	$\frac{7}{16}$	1,92	0,563	0,077	0,091	0,369	0,403	0,077	0,091	0,369	0,403	0,243	1,000
	$\frac{3}{8}$	1,48	0,434	0,061	0,071	0,377	0,381	0,061	0,071	0,377	0,381	0,244	1,000
L 1 $\frac{1}{8}$ x 1 $\frac{1}{8}$ x $\frac{1}{8}$	$\frac{7}{32}$	0,900	0,266	0,032	0,040	0,345	0,327	0,032	0,040	0,345	0,327	0,221	1,000
L 1 x 1 x $\frac{1}{8}$	$\frac{1}{4}$	0,800	0,234	0,022	0,031	0,304	0,296	0,022	0,031	0,304	0,296	0,196	1,000

KHOẢNG BULÔNG THÔNG DỤNG TRÊN THÉP GÓC, in														ĐOẠN UỐN	
		8	7	6	5	4	3 $\frac{1}{2}$	3	2 $\frac{1}{2}$	2	1 $\frac{3}{4}$	1 $\frac{1}{2}$	1 $\frac{1}{8}$	1	$b = t + 1\frac{1}{2}$ min = 2
	g	4 $\frac{1}{2}$	4	3 $\frac{1}{2}$	3	2 $\frac{1}{2}$	2	1 $\frac{3}{4}$	1 $\frac{3}{8}$	1 $\frac{1}{8}$	1	$\frac{7}{8}$	$\frac{7}{8}$	$\frac{3}{4}$	
	g ₁	3	2 $\frac{1}{2}$	2 $\frac{1}{4}$	2										
	g ₂	3	3	2 $\frac{1}{2}$	1 $\frac{3}{4}$										

TÀI LIỆU THAM KHẢO

1. *Specifications for Structural Steel Buildings. Allowable Stress Design and Plastic Design.* American Institute of Steel Constructions AISC, 1989.
2. *Manual of Steel Construction - Allowable Stress Design.* AISC, 1993.
3. Charles G. Salmon, John E. Johnson - *Steel Structures*, 3rd edition - Harper Collins Publishers.
4. Gaylord E.H, Gaylord C.N., Stallmeyer J.E. *Structural Engineering Handbook*, 4th edition, 1997.

MỤC LỤC

Trang

Lời nói đầu 5

THIẾT KẾ KẾT CẤU THÉP (THEO QUY PHẠM HOA KÌ AISC/ASD)

Chương 1: ĐẠI CƯƠNG VỀ THIẾT KẾ KẾT CẤU THÉP

- I. Phạm vi áp dụng 7
- II. Vật liệu 8
- III. Nhắc lại về các tính năng cơ học của thép 12
- IV. Cơ sở thiết kế 13

Chương 2: CẤU KIỆN CHỊU KÉO

- I. Các loại cấu kiện chịu kéo 15
- II. Diện tích thực và diện tích hữu hiệu 16
- III. Ứng suất cho phép và thiết kế cấu kiện chịu kéo 18
- IV. Thanh tròn có ren 20

Chương 3: CỘT VÀ CẤU KIỆN CHỊU NÉN

- I. Nhắc lại về sự oằn của cấu kiện chịu nén 22
- II. Chiều dài tính toán của cột 23
- III. Thiết kế cấu kiện nén đúng tâm theo ứng suất cho phép 25
- IV. Ổn định cục bộ 27

Chương 4: DẦM VÀ CẤU KIỆN CHỊU UỐN

- I. Sự làm việc của dầm khi chịu tải 33
- II. Ứng suất cho phép của dầm được tựa đỡ theo phương ngang 34
- III. Sự oằn bên kèm xoắn 38
- IV. Độ võng 46
- V. Dầm chịu cắt 47

235

Chương 5: CỘT CHỊU NÉN UỐN VÀ CẤU KIỆN CHỊU LỰC PHỨC HỢP

- I. Sự làm việc của cột chịu nén uốn 53
- II. Ứng suất cho phép của cấu kiện nén uốn 55
- III. Cấu kiện chịu kéo và uốn 59

Chương 6: DẦM BẢN TỔ HỢP

- I. Đặc điểm của dầm bản tổ hợp 60
- II. Oằn do uốn của bụng dầm bản 61
- III. Oằn của cánh dầm theo phương đứng 64
- IV. Oằn do cắt của bụng dầm bản 67
- V. Ứng suất cắt và kéo kết hợp 70

Chương 7: LIÊN KẾT HÀN VÀ LIÊN KẾT BULÔNG

- I. Hàn 79
- II. Bulông và liên kết bulông 89

DESIGN OF STEEL STRUCTURES (AISC/ASD METHOD)

Chapter 1: GENERAL PROVISIONS

- I. Scope 101
- II. Material 102
- III. Recall on mechanical properties of structural steel 106
- IV. Design basis 107

Chapter 2: TENSION MEMBERS

- I. Type of tension members 109
- II. Net area and effective area 110
- III. Allowable stress and design of tension members 112
- IV. Tension rods 114

Chapter 3: COLUMNS AND COMPRESSION MEMBERS

- I. Recall on the buckling of compression members 116
- II. Effective length of the column 117
- III. ASD design of axial compression member 119
- IV. Local buckling 121

Chapter 4: BEAMS AND FLEXURAL MEMBERS	
I. Behavior of a beam under load	127
II. Allowable stress design of laterally supported beams	128
III. Lateral torsional buckling	132
IV. Deflection	140
IV Shear in beams	141
Chapter 5: BEAM-COLUMNS AND COMBINED STRESSED MEMBERS	
I. Behavior of a beam-column under load	147
II. Allowable stress formula for beam-columns	149
III. Axial tension and bending	153
Chapter 6: PLATE GIRDERS	
I. General features of plate girders	154
II. Bend buckling of plate girder web	155
III. Vertical buckling of compression flange	158
IV. Shear buckling of plate girder web	161
V. Combined shear and tension stress	164
Chapter 7: CONNECTIONS AND FASTENERS	
I. Welding	172
II. Bolts and bolted connections	182
Phụ lục: CÁC BẢNG QUY CÁCH THÉP HÌNH CÁN NÓNG CỦA MĨ (TRÍCH TRONG MANUAL OF STEEL CONSTRUCTION - ALLOWABLE STRESS DESIGN. AISC 1993)	193

THIẾT KẾ KẾT CẤU THÉP
(THEO QUY PHẠM HOA KÌ AISC/ASD)
DESIGN OF STEEL STRUCTURES
(AISC/ASD METHOD)

Chịu trách nhiệm xuất bản

BÙI HỮU HẠNH

Biên tập : LƯƠNG CAO PHI
Chế bản : LÊ THỊ HƯƠNG
Bìa : NGUYỄN HỮU TÙNG
Sửa bản in : LƯƠNG CAO PHI

In 1000 cuốn khổ 19 × 27cm, tại Xưởng in Nhà xuất bản Xây dựng. Giấy chấp nhận đăng ký
kế hoạch xuất bản số 498/XB-QLXB-15, ngày 26-4-2004. In xong nộp lưu chiểu tháng 7-2004.