

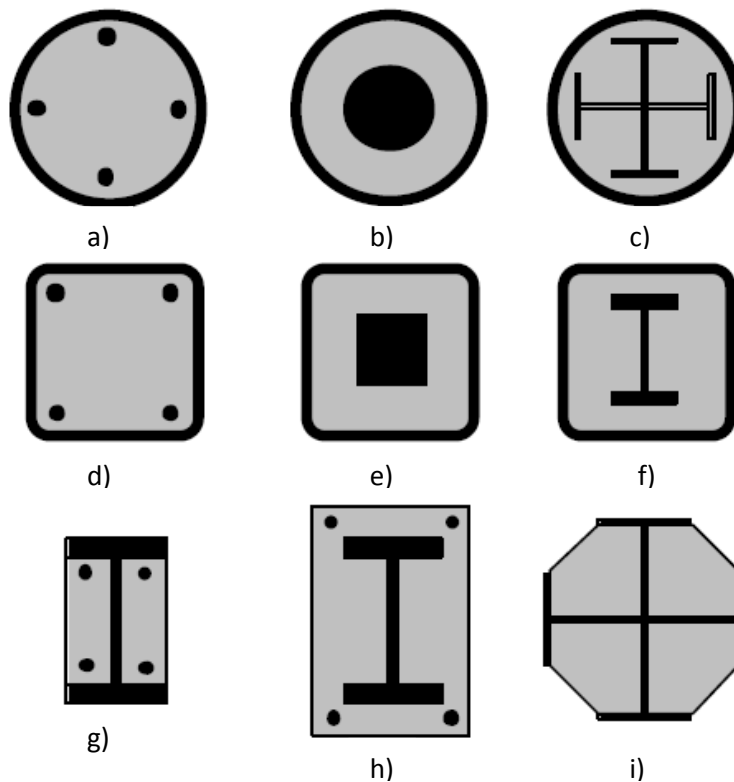
## CHƯƠNG 1

# KẾT CẤU LIÊN HỢP THÉP – BÊ TÔNG, VẬT LIỆU SỬ DỤNG CHO KẾT CẤU LIÊN HỢP

### I. Tổng quan về kết cấu liên hợp thép - bê tông

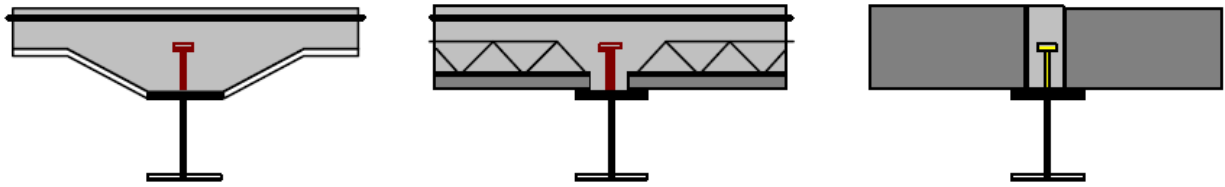
#### I.1 Quá trình nghiên cứu ứng dụng kết cấu liên hợp thép-bê tông trên thế giới

- Khác với kết cấu bê tông cốt thép thông thường có thép chịu lực là các thanh cốt thép tròn, KẾT CẤU LIÊN HỢP THÉP-BÊ TÔNG là kết cấu mà thép chịu lực là thép tấm, thép hình, thép ống.
- Thép chịu lực có thể nằm ngoài bê tông (hay được nhồi bê tông) hoặc nằm bên trong bê tông (hay kết cấu thép được bọc bê tông) hoặc liên kết với nhau cùng làm việc.



a, b, c, d, e, f: cột bê tông được nhồi trong ống thép  
g, h, i: cột có bê tông bọc thép kết cốt

**Hình 1.1 Một số dạng tiết diện cột liên hợp**



a) Bê tông đổ tại chỗ lên ván khuôn dạng tôn định hình

b) Một phần của sàn được chế tạo sẵn

c) Toàn bộ sàn được chế tạo sẵn

**Hình 1.2 Một số dạng sàn liên hợp**

- Việc hình thành các dạng kết cấu liên hợp bắt nguồn từ hai nguyên nhân:

+ Nguyên nhân thứ nhất bắt đầu từ ý định thay thế các cốt thép tròn bằng các dạng cốt thép khác gọi là cốt cứng, khi hàm lượng quá lớn hình thành nên kết cấu liên hợp.

+ Nguyên nhân thứ hai bắt nguồn từ ý tưởng muốn bao bọc cốt thép chịu lực bằng bê tông để chống xâm thực, chống cháy hoặc chịu lực, từ đó hình thành nên kết cấu liên hợp thép – bê tông.

- Lịch sử phát triển của kết cấu liên hợp thép – bê tông gắn liền với lịch sử phát triển của kết cấu thép và kết cấu bê tông cốt thép. Kết cấu liên hợp cũng đã có lịch sử hơn trăm năm phát triển.

**\* Ở Mỹ:**

- Năm 1892 cầu Pitt Burgh được xây dựng với hệ dầm thép được bọc bê tông để đỡ mặt cầu bằng bê tông tạo nên kết cấu liên hợp thép – bê tông.

- Năm 1894 xây dựng một ngôi nhà mà các dầm sàn bọc bê tông, năm 1897 ngôi nhà này bị hỏa hoạn nhưng các dầm thép được bọc bê tông không bị ảnh hưởng, từ đó ý tưởng chịu lửa được đặt ra cho việc ứng dụng loại kết cấu này.

**\* Ở Châu Âu:**

- Việc dùng kết cấu liên hợp thép – bê tông cũng xuất phát từ mục đích bọc bê tông cho cốt thép để chống ăn mòn và chịu lửa.

- Từ những năm 1900 ở Anh đã xuất hiện kết cấu liên hợp thép – bê tông tuy nhiên người ta chưa biết tính toán, họ chỉ xem như phần thép chịu tải trọng, phần bê tông chỉ mang tính chất bảo vệ cho thép.

- Khi dùng kết cấu hỗn hợp thép bê tông người ta nhận thấy ngay rằng việc tạo các chi tiết neo để tăng lực dính giữa bê tông và thép là cực kỳ quan trọng và không thể thiếu được. Đến năm 1954 khi mà hàng loạt các thí nghiệm về khả năng chịu trượt của các mẫu neo giữa bê tông và cốt thép được thực hiện thì mới có phương pháp tính.

**\* Ở Nhật Bản:**

- Kết cấu liên hợp cũng xuất hiện từ rất sớm. Sau trận động đất ở Kanto (1923), người ta phát hiện ra rằng kết cấu liên hợp thép – bê tông rất hiệu quả trong việc chống động đất. Sau chiến tranh thế giới lần hai, yêu cầu cấp thiết là phải tìm ra loại vật liệu nhẹ, chịu lửa tốt và thích ứng tốt với nhịp độ xây dựng nhanh chóng. Kết cấu thép được bọc bê tông đáp ứng được yêu cầu đó và được ứng dụng rộng rãi.

- Sau trận động đất năm 1968 người ta phát hiện ra đại đa số các kết cấu bị phá hoại là do trượt, nhất là các mối nối. Từ đó, người ta đã chú ý hơn đến tính toán các liên kết trong kết cấu.

**\* Ở Việt Nam:**

- Lý thuyết tính toán kết cấu liên hợp thép – bê tông đã được đưa vào giáo trình năm 1995 dựa trên lý thuyết tính toán của Nga và còn khá đơn giản.

- Thời gian gần đây có nhiều công trình sử dụng kết cấu liên hợp thép – bê tông như tại Hồ Chí Minh có công trình Diamond Plaza, tại Hà Nội cũng sử dụng sàn liên hợp cho 500 m<sup>2</sup> sàn nhà xưởng của Công ty xuất nhập khẩu Hồng Hà.

***1.2. Một số ưu nhược điểm của kết cấu liên hợp thép – bê tông***

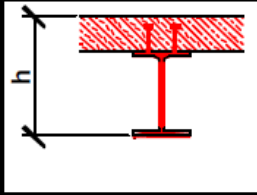
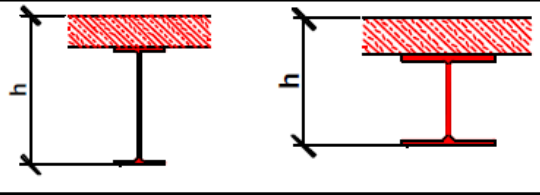
(1) *Khả năng chống ăn mòn của thép được tăng cường.* Điều này có ý nghĩa đối với công trình xây dựng ở vùng khí hậu có độ ẩm cao, công trình ven biển, các cấu kiện bị tiếp xúc với môi trường ăn mòn.

(2) *Khả năng chịu lực tốt.* Đối với các cấu kiện được bọc bê tông, khả năng chịu lửa của thép được đảm bảo tốt hơn là thép bọc ngoài.

(3) *Khả năng chịu lực của vật liệu tăng* (do thép chịu lực là chính) làm giảm kích thước của cấu kiện, kết cấu thanh mảnh hơn so với kết cấu bê tông cốt thép thông thường, không gian sử dụng và hiệu quả kiến trúc tăng. Điều này thấy rõ khi so sánh kích thước của cấu


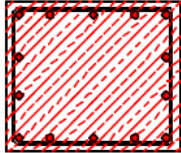
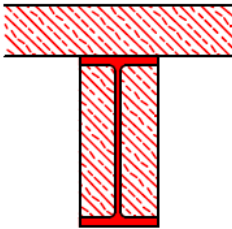
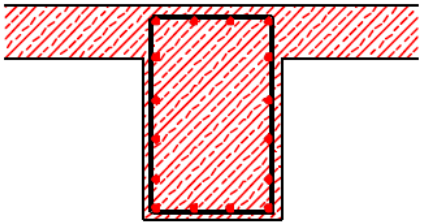
kiện liên hợp với cấu kiện thép – bê tông không liên hợp và với cấu kiện bê tông cốt thép theo bảng sau:

**Bảng 1.1 Dầm liên hợp và dầm thép**

	 Composite beam	 Steel beam without any shear connection	
Steel cross section	IPE 400	IPE 550	HE 360 B
Construction height [mm]	560	710	520
Load capacity	100%	100%	100%
Steel weight	100%	159%	214%
Construction height	100%	127%	93%
Stiffness	100%	72%	46%

**Bảng 1.2 So sánh giữa kết cấu liên hợp và kết cấu bê tông cốt thép**

(khi cùng chịu tải trọng như nhau)

	Composite	Reinforced concrete
Column		
Dimensions [cm]	70 / 70	80 / 120
Beam		
Dimensions [cm]	160 / 40	160 / 120

(4) *Tăng độ cứng của kết cấu.* Điều này thấy rõ đối với các cột liên hợp thép-bê tông kể cả bọc ngoài hay nhồi trong đều làm giảm độ mảnh của cột thép làm tăng khả năng ổn định cục bộ cũng như tổng thể của thép.

(5) *Khả năng biến dạng lớn hơn kết cấu bê tông cốt thép,* đó là ưu điểm lớn khi chịu tải trọng động đất. Nhận định này được khảo sát kỹ ở Nhật Bản.

(6) *Có thể tạo kết cấu ứng suất trước trong khi thi công,* tăng hiệu quả sử dụng vật liệu, nhất là vật liệu cường độ cao.

(7) *Có thể dễ dàng dùng phương pháp thi công hiện đại* ( phương pháp thi công ván khuôn trượt, thi công lắp ghép) làm tăng tốc độ thi công, sớm đưa công trình vào sử dụng. Ví dụ tháp Thiên niên kỷ ở Viên- Áo: Tòa nhà cao 55 tầng, gần 1000 m<sup>2</sup> mặt bằng sàn, chiều cao 202 m, thi công trong vòng 8 tháng.

(8) *Kết cấu liên hợp thép - bê tông có thể đạt hiệu quả kinh tế cao.* So với kết cấu bê tông cốt thép thông thường thì lượng thép dùng trong kết cấu liên hợp lớn hơn, nhưng đôi khi chưa hẳn là đắt hơn. Nếu đánh giá hiệu quả kinh tế một cách toàn diện, có thể chi phí vật liệu cao nhưng bù lại bởi tốc độ thi công nhanh, sớm quay vòng vốn thì rất có thể công trình sẽ rẻ hơn.

Để có thể so sánh định lượng, ta lập bảng so sánh trọng lượng thép và giá thành tổng thể cho khung nhà năm tầng một nhịp thiết kế ở hai giai đoạn đàn hồi và dẻo cho hai loại khung: loại khung thép hoàn toàn và khung liên hợp thép – bê tông.

**Bảng 1.3: Bảng so sánh trọng lượng thép và giá thành tổng thể cho khung nhà năm tầng một nhịp:**

<b>Loại khung</b>	<b>Trọng lượng thép (%)</b>	<b>Tổng giá thành (%)</b>
1. Khung thép – đàn hồi (non-composite)	100	100
2. Khung liên hợp – đàn hồi	84.5	92.5
3. Khung thép – đàn dẻo	89	95.5
4. Khung hỗn hợp – đàn dẻo	70	87

**Bảng 1.4: Bảng so sánh trọng lượng thép và giá thành tổng thể cho khung nhà ba tầng sáu nhịp:**

Loại khung	Trọng lượng thép (%)	Tổng giá thành (%)
1. Khung thép – đàn hồi (non-composite)	100	100
2. Khung liên hợp – đàn hồi	86	91
3. Khung thép dẻo – đàn dẻo	95	102
4. Khung hỗn hợp – đàn dẻo	66	90

**Bảng 1.5: Bảng so sánh trọng lượng thép dầm sàn**

Loại dầm	Trọng lượng thép (%)
1. Dầm thép (non-composite)	100
2. Dầm liên hợp có chống tạm khi thi công	73
3. Dầm liên hợp tạo ứng suất trước trong thép	55

## II. Vật liệu sử dụng trong kết cấu liên hợp

### II.1. Bê tông.

- Trong kết cấu liên hợp dùng bê tông thông thường như trong kết cấu bê tông cốt thép. Có thể dùng bê tông nặng hoặc bê tông nhẹ.

#### *a. Các cường độ đặc trưng.*

- Đối với bê tông thông thường theo quy định của Eurocode 4 về kết cấu liên hợp thì dùng bê tông loại từ C20/25 đến C50/60. Các đặc trưng cơ học được nêu trong bảng sau:

**Bảng 1.6: Các đặc trưng cơ học của bê tông theo Eurocode 4**

Lớp độ bền	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/45	C45/55	C50/60
$F_{ck}$ (N/mm <sup>2</sup> )	20	25	30	35	40	45	50
$F_{ctm}$ (N/mm <sup>2</sup> )	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1
$F_{cm}$ (N/mm <sup>2</sup> )	28	33	38	43	48	53	58
$F_{ctk,0.05}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$1,5 \times 10^3$	$1,8 \times 10^3$	$2,0 \times 10^3$	$2,2 \times 10^3$	$2,5 \times 10^3$	$2,7 \times 10^3$	$2,9 \times 10^3$

$E_{cm}$ (N/mm <sup>2</sup> )	$29 \times 10^3$	$30 \times 10^3$	$32 \times 10^3$	$33,5 \times 10^3$	$35 \times 10^3$	$36 \times 10^3$	$37 \times 10^3$
-------------------------------	------------------	------------------	------------------	--------------------	------------------	------------------	------------------

Trong đó:

$f_{ck}$  – cường độ chịu nén đặc trưng của bê tông mẫu hình trụ 28 ngày.

$f_{ctm}$  – cường độ chịu kéo trung bình ở tuổi 28 ngày.

$E_{cm}$  – môđun đàn hồi cát tuyến có kể đến ảnh hưởng của tác động ngắn hạn.

- Từ các giá trị trên ta tính được cường độ tính toán của bê tông:

+ Cường độ tính toán chịu nén của bê tông:  $f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$ , với  $\gamma_c$ : hệ số kể đến đặc tính riêng của bê tông,  $\alpha_{acc}$ : hệ số kể đến tác động lâu dài đến sức bền và tác động bất lợi của các tải trọng tác dụng (thường lấy  $= 0.8 \div 1$ ). Có thể dùng  $\alpha_{acc} = 1$

### ***b. Môđun đàn hồi.***

- Môđun đàn hồi  $E_{cm}$  của bê tông phụ thuộc vào môđun của các yếu tố thành phần. Các giá trị gần đúng của  $E_{cm}$  trong bảng 1.6 là cho bê tông cốt liệu đá thạch anh. Đối với cốt liệu đá vôi và đá sa thạch môđun đàn hồi có thể giảm tương ứng 10% và 30%. Ngược lại cốt liệu từ đá bazan  $E_{cm}$  tăng 20%.

- Môđun đàn hồi của tiết diện liên hợp thép – bê tông được xác định thông qua đại lượng hệ số tương đương thép - bê tông, xác định theo công thức sau:  $n = E_a / E_{cm}$  (thường lấy  $= 6$ ), với  $E_a$  là môđun đàn hồi của thép kết cấu.

+ Ngoài ra dưới tác động của các tác dụng dài hạn bê tông sẽ chịu các biến dạng khác hoặc biến dạng môi, cavcs biến dạng này càng tăng khi ứng suất có giá trị lớn, độ ẩm cao, chiều dày tấm đan nhỏ và tỉ lệ xi măng và nước của bê tông lớn. Trong đầm hỗn hợp, từ biến gây nên trong quá trình sử dụng phân phối lại nội lực, tấm đan chuyển dần một phần nội lực của chúng lên đầm thép. Một cách đơn giản kể đến hiện tượng môi do tác dụng của tải trọng dài hạn người ta giảm giá trị của môđun tiếp tuyến  $E_{cm}$ . Thường dùng giá trị  $E_{cm}/3$ , như vậy hệ số quy đổi tương đương của tải trọng dài hạn sẽ là:  $n' = 3n$

+ Với mục đích an toàn và để đơn giản hóa trong việc phân tích cho phép dùng hệ số tương đương duy nhất của giá trị trung gian:  $n'' = 2n$ . giá trị này dùng chung cho cả các tác dụng dài hạn và ngắn hạn.

### ***c. Sự co ngót của bê tông***

- Sự co ngót của bê tông là hiện tượng tác dụng đến biến dạng của bê tông theo thời gian: đó là sự co ngót mà quy luật đánh giá nó rất gần với hiện tượng môi. Sự co ngót này coi như được xảy ra tự do, và được xác định thông qua các hệ số co ngót như:

+ Bằng  $3 \times 10^{-4}$  trong môi trường khô ở trong hoặc ngoài công trình (trừ các cấu kiện được nhồi bê tông).

+ Bằng  $2 \times 10^{-4}$  trong các môi trường khác và cho các cấu kiện nhồi bê tông.

- Các giá trị trên dùng cho bê tông có khối lượng riêng trung bình thông thường, đối với bê tông nhẹ, các giá trị trên được nhân với 1,5 lần.

- Trong kết cấu liên hợp, hiện tượng co ngót gây nên các ứng suất. Tuy nhiên, khi tính toán công trình theo *trạng thái giới hạn bền* rất ít kể đến sự co ngót của bê tông. Cần lưu ý ở đây chỉ đối với tiết diện liên hợp loại 4, khái về loại tiết diện này sẽ được trình bày trong các trương sau. Có thể kể đến ảnh hưởng của co ngót bê tông khi tính toán độ võng của kết cấu theo *trạng thái giới hạn khi sử dụng*, nhất là đối với dầm đơn giản nhịp lớn.

### ***d. Hệ số dẫn nở do nhiệt***

- Hệ số dẫn nở vì nhiệt của bê tông gần như bằng hệ số dẫn nở do nhiệt của thép kết cấu, tức là  $\alpha = 10^{-5} C^{-1}$ ; đối với bê tông nhẹ  $\alpha = 0,7 \times 10^{-5}$ . Chú ý rằng tác động khác nhau của nhiệt độ giữa bê tông sàn và các định hình thép có thể ghép vào tác động của bê tông sàn. Nhưng trong tính toán công trình thông thường theo *trạng thái giới hạn bền* thường bỏ qua tác động này.

### ***e. So sánh đặc trưng cơ học của bê tông theo hai tiêu chuẩn Eurocode 4 và TCXDVN 356:2005.***

- Hai tiêu chuẩn có những điểm khác nhau và khó có thể so sánh cấp độ bền của hai tiêu chuẩn với nhau. Tuy nhiên cả hai tiêu chuẩn đều dựa vào cường độ trung bình của các mẫu thử để thành lập cường độ tính toán. Vì vậy để so sánh cấp độ bền của các mác bê tông ta dùng trực tiếp giá trị trung bình của các mẫu chịu nén. Tuy nhiên để thống nhất với tiêu



chuẩn Việt Nam ta chuyển đổi tất các giá trị trung bình của mẫu nén hình trụ của Eurocode sang mẫu lăng trụ. Một cách tương đối ta có kết quả sau:

- + Lớp độ bền C20/25 của Eurocode – tương đương cấp B25 của TCVN
- + Lớp độ bền C25/30 của Eurocode – tương đương cấp B30 của TCVN
- Về mô đun đàn hồi: giá trị mô đun đàn hồi gần tương đương nhau ở cả hai tiêu chuẩn.
- Các hệ số poaxong và hệ số giãn nở nhiệt đều tương đương nhau ở cả hai tiêu chuẩn.

Kết luận: Có thể lấy mác bê tông theo tiêu chuẩn TCXDVN 356:2005 tương đương với lớp độ bền bê tông theo Eurocode 4 rồi sử dụng lý thuyết thiết kế theo Eurocode 4.

## **II.2. Cốt thép.**

### ***a. Thép thanh***

- Theo Eurocode có 3 mác thép dùng cho kết cấu liên hợp: S220, S400 và S500, các con số 220, 400 và 500 dùng để chỉ giới hạn đàn hồi của từng loại ( $f_{sk}$  N/mm<sup>2</sup>). Mác S220 là thép tròn trơn cán nóng, các mác S400 và S500 là thép tranh và tròn có gai (kể cả lưới thép hàn) cho tính ma sát lớn. Mô đun đàn hồi  $E_s$  có dao động từ 190 đến 200 kN/cm<sup>2</sup>. Để đơn giản tính toán, trong kết cấu liên hợp cho phép lấy giá trị của  $E_s$  là giá trị của  $E_a = 210$  kN/mm<sup>2</sup> của thép kết cấu
- Có thể kết luận rằng các đặc trưng cơ học như giới hạn chảy, mô đun đàn hồi, tính dẻo về cơ bản giống nhau.

### ***b. Thép kết cấu (thép lõi chịu lực)***

- Trong tiêu chuẩn Eurocode 4 trình bày cách tính toán các kết cấu liên hợp được sản xuất từ thép mác thông thường S235, S275 và S355 (các con số chỉ giới hạn chảy N/mm<sup>2</sup>). Để có các giá trị tiêu chuẩn của giới hạn đàn hồi  $f_c$  và sức bền kéo đứt  $f_u$  của các cấu kiện bằng thép cán nóng phụ thuộc vào chiều dày.
- Để phù hợp với Eurocode nên sử dụng các loại thép Việt Nam có mác từ XCT38 trở lên.

### ***c. Tôn định hình***

- Các tôn định hình được xác định theo tiêu chuẩn Châu Âu EN 10147 từ 220 đến 350 N/mm<sup>2</sup>.

- Để phù hợp với Eurocode nên sử dụng tôn thép có giới hạn đàn hồi từ 220 đến 350 kN/cm<sup>2</sup>, chiều dày từ 0,7 đến 1,5 mm, và mô đun đàn hồi  $E_a = 210 \text{ kN/cm}^2$ , mỗi mặt được bảo vệ chống ăn mòn bằng một lớp kẽm dày khoảng 0,02mm; có thể sơn bổ sung sau mặt kẽm.

### **III. Giới thiệu chung về Eurocode 4**

- Eurocode 4 là một phần trong bộ tiêu chuẩn thống nhất chung cho các quốc gia thuộc Châu Âu. Bộ tiêu chuẩn này gồm chín tập được đặt tên theo thứ tự như sau:

Eurocode 1: Cơ sở tính toán và các tác động lên công trình;

Eurocode 2: Kết cấu bê tông cốt thép;

Eurocode 3: Kết cấu thép;

Eurocode 4: Kết cấu liên hợp thép – bê tông;

Eurocode 5: Kết cấu gỗ;

Eurocode 6: Kết cấu gạch đá;

Eurocode 7: Tính toán địa chất công trình;

Eurocode 8: Tính toán kết cấu công trình chịu động đất;

Eurocode 9: Tính toán kết cấu bằng hợp kim nhôm.

- Tiêu chuẩn về kết cấu liên hợp thép-bê tông (Eurocode4) đã được đưa vào sử dụng vào năm 1997. Toàn bộ tiêu chuẩn gồm 268 trang, chia làm hai phần: thiết kế các công trình XDDD và thiết kế các công trình cầu . Trong đó phần ENV 1997-4-1 là tiêu chuẩn thiết kế kết cấu liên hợp cho công trình xây dựng dân dụng, bao gồm các nội dung chính sau:

+ Tổng quan;

+ Cơ sở thiết kế;

+ Vật liệu;

- + Độ bền;
- + Tính toán phân tích kết cấu;
- + Trạng thái giới hạn cực hạn (trạng thái giới hạn bền);
- + Trạng thái giới hạn khi sử dụng;
- + Nút liên hợp trong kết cấu khung;
- + Sàn liên hợp;
- + Dầm liên hợp;
- + Cột liên hợp;
- + Thiết kế chịu lửa.

Trước tiên ta xét một số khái niệm và quan điểm cơ bản trong Eurocode 4 .

### ***III.1. Thiết kế theo trạng thái giới hạn:***

Trạng thái giới hạn nhằm đảm bảo an toàn cho người và công trình. Có hai loại trạng thái giới hạn:

\* ***Trạng thái giới hạn bền*** (trạng thái giới hạn phá hủy): liên quan đến độ bền của công trình hoặc kết cấu, là trạng thái ngay trước khi kết cấu bị phá hủy. Một số dạng trạng thái giới hạn bền sau cần được kiểm tra, xem xét:

- + Mất cân bằng của kết cấu hoặc bộ phận của kết cấu, khi xem toàn bộ kết cấu là khối cứng hoàn toàn.
- + Bị phá hủy do biến dạng hoặc biến đổi lớn của kết cấu hoặc bộ phận của kết cấu về đặc tính cơ học, hư hỏng, kết cấu bị mất ổn định về móng hoặc gối đỡ.
- + Phá hủy do mỏi hay các ảnh hưởng khác do thời gian.

\* ***Trạng thái giới hạn khi sử dụng***: liên quan đến sự làm việc của kết cấu hay cấu kiện trong điều kiện sử dụng bình thường, sự thuận tiện khi sử dụng hay hình dáng (biến dạng, vết nứt) của công trình.

Kiểm tra trạng thái giới hạn khi sử dụng dựa trên những tiêu chí sau:

- Ảnh hưởng của biến dạng đến:
  - + Hình thức bên ngoài (vết nứt, méo mó, võng,...);
  - + Sự thuận tiện khi sử dụng hoặc
  - + Công năng của kết cấu .

- Sự rung động:
  - + Gây ra tâm lý sợ hãi cho người sử dụng
  - + Làm giảm tính hiệu quả sử dụng của kết cấu.

**\* Một số nhận xét về lý thuyết thiết kế theo trạng thái giới hạn:**

- + Thiết kế theo “Ứng suất cho phép” hay “ứng suất khi làm việc” được thay thế bằng thiết kế theo trạng thái giới hạn bởi vì trạng thái giới hạn có những tiêu chí rõ ràng khi thực hiện. Tính toán theo ứng suất không thể có độ tin cậy giống như tính toán theo cường độ.
- + Một nhược điểm của tính toán theo trạng thái giới hạn là các trạng thái giới hạn xảy ra ở các mức tải trọng khác nhau, do đó cần một vài loại tính toán thiết kế, trong khi các phương pháp cũ chỉ cần một loại (ví dụ ta phải thỏa mãn cả trạng thái giới hạn phá hủy và trạng thái giới hạn khi làm việc). Tất nhiên trong thực tế cũng có một vài trường hợp như khi điều kiện về *trạng thái giới hạn bền* được đảm bảo thì không phải tính toán kiểm tra điều kiện về *trạng thái giới hạn khi làm việc*.

### **III.2. Tác động**

Phần 1.1 của Eurocode 2,3,4 đều có chương 2: “ Cơ sở thiết kế”, trong phần này đề cập chi tiết đến các định nghĩa, phân loại và nguyên lý thiết kế theo trạng thái giới hạn.

- “Tác động” được phân thành 2 nhóm:
  - + Tác động trực tiếp: là tải trọng hay lực tác động trực tiếp vào kết cấu.
  - + Tác động gián tiếp: những biến dạng đặt vào kết cấu ví dụ như sự lún của móng, sự thay đổi nhiệt độ hay sự co ngót của bê tông.

- Do đó “tác động” có nghĩa rộng hơn “tải trọng”. Tương tự, khái niệm “ ảnh hưởng tác động” có nghĩa rộng hơn “ tổng hợp ứng suất” bởi vì nó bao gồm cả ứng suất, biến dạng, độ võng, bề rộng vết nứt,... cũng như mô men uốn, lực cắt. Trong khi khái niệm “tổng hợp ứng suất” chỉ bao gồm nội lực.

\* Các trường hợp thiết kế:

Có 3 trường hợp thiết kế:

- + Thiết kế đảm bảo ổn định, bền vững: liên quan đến việc sử dụng bình thường;
- + Thiết kế áp dụng trong khoảng thời gian ngắn: chỉ xét đến một khoảng thời gian trong suốt tuổi thọ của công trình, ví dụ như khi thi công, cải tạo;
- + Thiết kế xét đến các yếu tố ngẫu nhiên: như chịu lửa hoặc động đất.

\* Đối với tác động trực tiếp ( tải trọng) có 3 dạng chính:

- + Thường xuyên (tĩnh tải): bao gồm trọng lượng của kết cấu ( hay thường gọi là tĩnh tải ).
- + Thay đổi (hoạt tải): như tải trọng gió, tuyết, ... thường được gọi là hoạt tải.
- + Đặc biệt: như tải trọng do xe cộ đi gây ra,...

Trong đó:

- Tĩnh tải được đại diện bởi giá trị  $G_k$ , gọi là giá trị đặc trưng của tĩnh tải.

- Trong khi đó, hoạt tải có 4 giá trị đại diện:

- + Giá trị đặc trưng:  $Q_k$ , được xác định với xác suất đảm bảo không nhỏ hơn 95%.
- + Giá trị tổ hợp:  $\psi_0 Q_k$ , được sử dụng trong tổ hợp có giá trị tính toán của các tải trọng khác. Với  $\psi_0$  là hệ số tổ hợp.
- + Giá trị dài hạn:  $\psi_1 Q_k$  thành phần dài hạn của hoạt tải.
- + Giá trị tĩnh tương đương:  $\psi_2 Q_k$

- Các hệ số  $\psi_0, \psi_1, \psi_2$  đều  $< 1$  và được xác định trong Eurocode 1. Ví dụ tải trọng tác dụng lên sàn văn phòng, nhóm B, các giá trị lần lượt là: 0.7, 0.5, 0.3

\* *Giá trị tính toán của tải trọng*: công thức chung,  $F_d = \gamma_F F_k$ , chi tiết ta có:

$G_d = \gamma_G G_k$ ,  $Q_d = \gamma_Q Q_k$  hoặc  $Q_d = \psi_i \gamma_Q Q_k$ , với  $\gamma_G$  và  $\gamma_Q$  là hệ số an toàn của tải trọng, được xác định trong Eurocode 1. Chúng phụ thuộc vào trạng thái giới hạn đang xét và xu hướng của tải trọng là gây bất lợi hay thuận lợi cho kết cấu. Đối với kết cấu liên hợp, các giá trị trên được xác định theo bảng sau:

**Bảng 1.7: Giá trị  $\gamma_G$  và  $\gamma_Q$**

Loại tải trọng	Tĩnh tải		Hoạt tải	
	bất lợi	có lợi	bất lợi	có lợi
TTGH phá hoại	1.35	1.35	1.5	0
TTGH khi sử dụng	1	1	1	0

\* *Tổng hợp ảnh hưởng của các tác động*: là sự phản ứng của kết cấu đối với các tác động.

$$E_d = E(F_d)$$

- Trong đó, hàm số E miêu tả quá trình tính toán, phân tích kết cấu. Khi kết quả đang xét là nội lực thì được kí hiệu là  $S_d$ . Để kiểm tra cho trạng thái bền, ta có:  $S_d \leq R_d$  hoặc  $E_d \leq R_d$ , với  $R_d$  là cường độ tính toán của cấu kiện hoặc tiết diện ngang đang xét.

### III.3. Tổ hợp tải trọng

- Eurocode 4 nghiên cứu một đối tượng một cách có hệ thống nhờ các các kinh nghiệm đã được sử dụng trong quá khứ. Đối với trạng thái bền, nguyên lý là:

+ Tác động thường xuyên (tĩnh tải) xuất hiện trong tất cả các tổ hợp.

+ Mỗi hoạt tải được chọn có thể là tải trọng chính (có toàn bộ giá trị tính toán) được tổ hợp với một giá trị tải trọng phụ của một hoạt tải phù hợp.

+ Trường hợp dùng để thiết kế là trường hợp bất lợi nhất gây ra bởi các tổ hợp.

- Việc sử dụng giá trị tổ hợp cho phép giảm được sự liên hệ giữa thời gian với hoạt tải phụ thuộc.

- Như ví dụ sau, nếu giả thiết rằng mô men uốn  $M_d$  của một cấu kiện được gây ra bởi trọng lượng riêng (G), bởi một tải trọng thẳng đứng tác dụng ( $Q_1$ ) và bởi tải trọng gió ( $Q_2$ ). Tổ hợp cơ bản cho trường hợp thiết kế bền sẽ là:

$$\gamma_G G_k + \gamma_{Q1} Q_{k,1} + \psi_{0,2} \gamma_{Q2} Q_{k,2} \text{ và: } \gamma_G G_k + \psi_{0,1} \gamma_{Q1} Q_{k,1} + \gamma_{Q2} Q_{k,2}$$

- Thực tế, rất dễ nhận ra tổ hợp nào sẽ quan trọng. Đối với nhà thấp tầng, gió rất hiếm khi gây nguy hiểm tới sàn, do đó tổ hợp thứ nhất của tải trọng thẳng đứng sẽ được sử dụng; ngược lại, với mái nhẹ nhịp lớn, tổ hợp thứ hai có thể sẽ chi phối và cả gió hút và gió đẩy đều được xem xét.

- Trường hợp trạng thái bền, ba tổ hợp được xác định. Một trong số đó là tổ hợp để xác định chuyển vị của dầm, cột. đối với ví dụ bên trên, nó được xác định như sau:

$$G_k + Q_{k,1} + \psi_{0,2} Q_{k,2} \text{ hoặc } G_k + \psi_{0,1} Q_{k,1} + Q_{k,1}$$

Và giả thiết rằng  $Q_1$  là hoạt tải chính, các tổ hợp khác là:

$$+ \text{ Tổ hợp dài hạn: } G_k + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \psi_{1,2} Q_{k,2}$$

$$+ \text{ Tổ hợp tĩnh tải tương đương: } G_k + \psi_{2,1} Q_{k,1} + \psi_{2,2} Q_{k,2}$$

- Tổ hợp tĩnh tải tương đương được xác định trong EC4 với mục đích kiểm tra bề rộng vết nứt trong bê tông. Hiện nay, tổ hợp hoạt tải dài hạn không được sử dụng trong EC4: phần 1.1.

- Giá trị của hệ số tổ hợp được xác định theo EC1, được cho trong bảng sau:

**Bảng 1.8: Hệ số tổ hợp**

Hệ số	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Hoạt tải tác dụng lên sàn văn phòng, nhóm C	0.7	0.7	0.6
Hoạt tải gió	0.6	0.5	0

\* *Tổ hợp tải trọng đơn giản*

- EC4 cho phép tổ hợp đơn giản áp dụng để thiết kế các công trình dân dụng. Đối với ví dụ ở trên, giả thiết rằng  $Q_1$  bất lợi hơn  $Q_2$  ta sẽ có:

+ Đối với trạng thái bền, lấy giá trị bất lợi hơn của:

$$\gamma_G G_k + \gamma_{Q1} Q_{k,1} \text{ và } \gamma_G G_k + 0.9(\gamma_{Q1} Q_{k,1} + \gamma_{Q2} Q_{k,2})$$

+ Đối với tổ hợp của trạng thái giới hạn khi sử dụng, lấy giá trị bất lợi hơn của:

$$G_k + Q_{k,1} \quad \text{và} \quad G_k + 0.9(Q_{k,1} + Q_{k,2})$$

### III.4. Cường độ

- Cường độ,  $R_d$  được xác định dựa trên tính chất của vật liệu, công thức là:

$$R_d = \frac{X_k}{\gamma_M}$$

Với  $X_k$  là giá trị đặc trưng và  $\gamma_M$  là hệ số an toàn. Giá trị đặc trưng thông thường có xác suất đảm bảo lớn hơn 95% (ví dụ như cường độ chịu nén của bê tông).

**Bảng 1.9: Giá trị  $\gamma_M$  của cường độ và các thuộc tính của vật liệu**

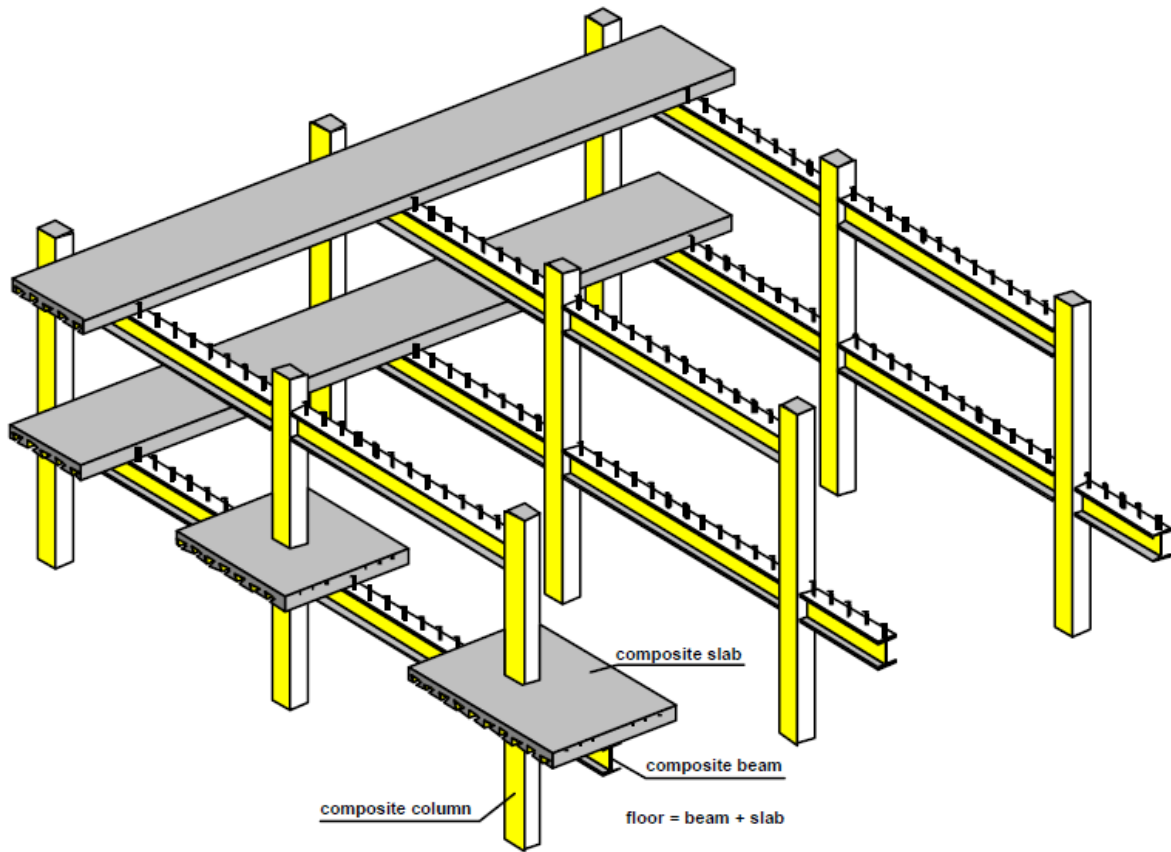
Vật liệu	Thép kết cầu	Cột thép	Tôn thép	Bê tông	Liên kết chịu cắt
Tính chất	$f_y$	$f_{sk}$	$f_{yp}$	$f_{ck}$ hoặc $f_{cu}$	$P_{Rk}$
Kí hiệu ( $\gamma_M$ )	$\gamma_a$	$\gamma_s$	$\gamma_{sp}$	$\gamma_c$	$\gamma_v$
Trạng thái bền	1.0	1.15	1.10	1.5	1.25
Trạng thái giới hạn khi sử dụng	1.0	1.0	1.0	1.0 hoặc 1.3	1.0

### IV. Các cấu kiện chính trong kết cấu liên hợp thép - bê tông.

- Bao gồm các thành phần sau:

- + Sàn liên hợp thép - bê tông;
- + Dầm liên hợp thép - bê tông;
- + Cột liên hợp thép - bê tông;
- + Nút liên hợp.

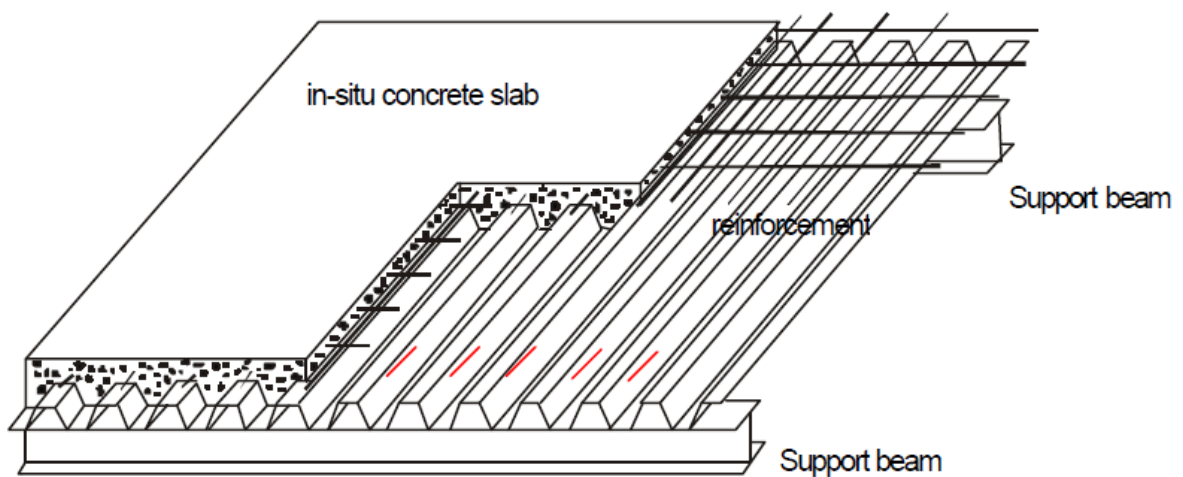




**Hình 1.3: Các cấu kiện liên hợp cơ bản**

**1. Sàn liên hợp:**

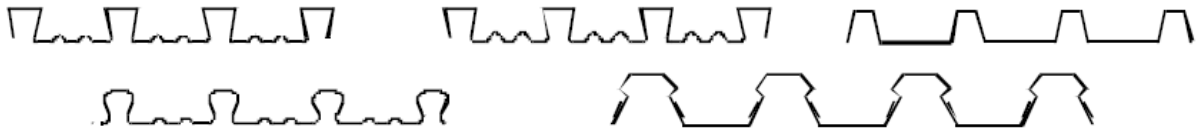
+ Sàn liên hợp gồm tấm tôn hình dấp nguội và tấm đan bằng bê tông cốt thép.



**Hình 1.4 Sàn liên hợp**

- Trong đó tấm tôn có vai trò:

- + Khi thi công đóng vai trò như sàn thao tác;
- + Khi đổ bê tông đóng vai trò cốt pha cho vữa bê tông;
- + Khi làm việc nó đóng vai trò như cốt thép lớp dưới của sàn.



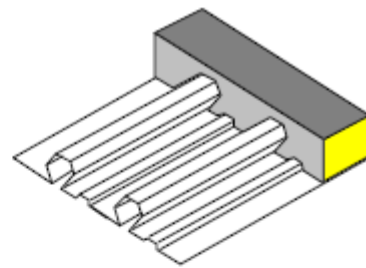
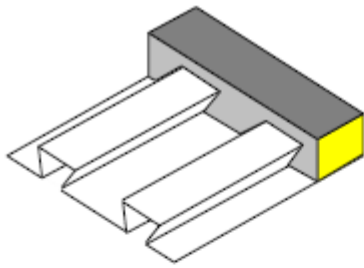
**Hình 1.5 Một số dạng tôn sóng**

\* *Sự làm việc của sàn liên hợp*: Dưới tác dụng của tải trọng ngoài, tấm sàn biến dạng uốn và sinh ra ứng suất trượt tại bề mặt thép và bê tông:

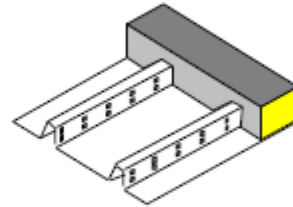
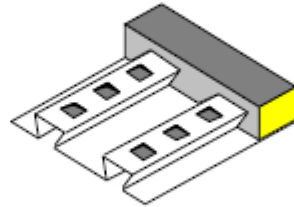
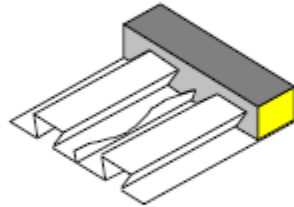
- + Nếu liên kết giữa bê tông và tôn thép đảm bảo cho biến dạng dọc giữa tấm tôn và phần bê tông tiếp xúc với tấm tôn bằng nhau thì ta có liên kết hoàn toàn giữa tấm tôn và bê tông.
- + Nếu tồn tại sự trượt tương đối giữa tấm tôn và bê tông dọc theo bề mặt tiếp xúc, ta có liên kết không hoàn toàn.

- Để hạn chế sự trượt giữa hai loại vật liệu, cần phải đảm bảo liên kết giữa tôn và bê tông bằng một hoặc nhiều biện pháp sau:

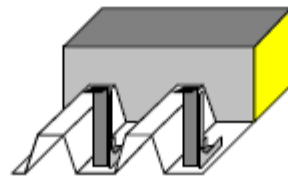
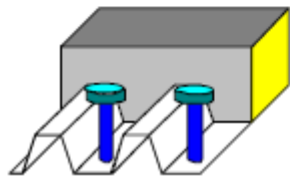
- + Liên kết cơ học bằng cách tạo biến dạng trước cho tấm tôn (tạo gờ chìm hoặc gờ nổi);
- + Tôn có sườn tạo liên kết bằng ma sát;
- + Neo ở đầu sàn bằng chốt hàn hoặc loại liên kết cục bộ khác để liên kết giữa bê tông và tấm tôn thép;
- + Neo ở đầu sàn bằng cách làm biến dạng các sườn tôn ở đầu mút của tấm tôn.



a) Tôn sóng có hình dạng tạo ma sát



b) Liên kết cơ học bằng cách tạo gờ

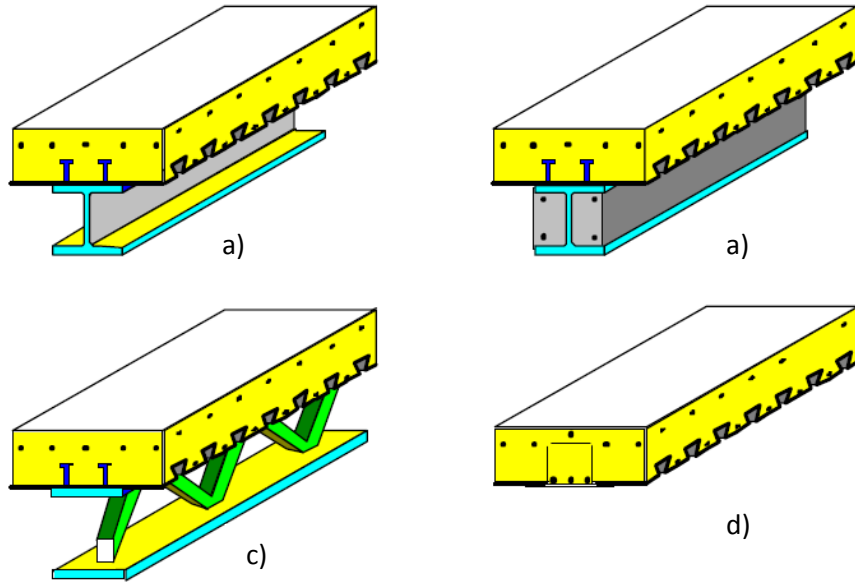


c) Một số cách tạo neo ở đầu mút tấm tôn

**Hình 1.6 Một số dạng neo ở đầu mút tôn sóng định hình**

## IV.2. Dầm liên hợp

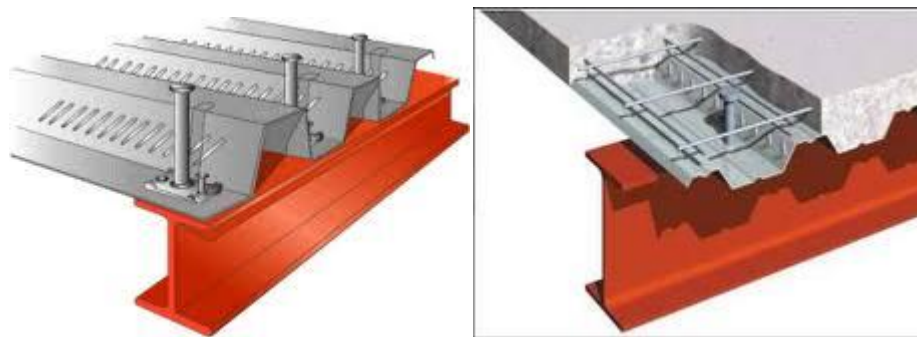
- Dầm có chức năng đỡ sàn và truyền tải trọng tới cột. Dầm liên hợp thép bê tông được tạo bởi một dầm thép cán nóng hoặc một dầm thép tổ hợp hàn và tấm sàn bê tông cốt thép ( bình thường hay ứng suất trước).



a) Dầm dạng thép hình;      b) Dầm bọc;  
 c) Dầm dạng kết cấu thép dàn;      d) Dầm nằm trong sàn

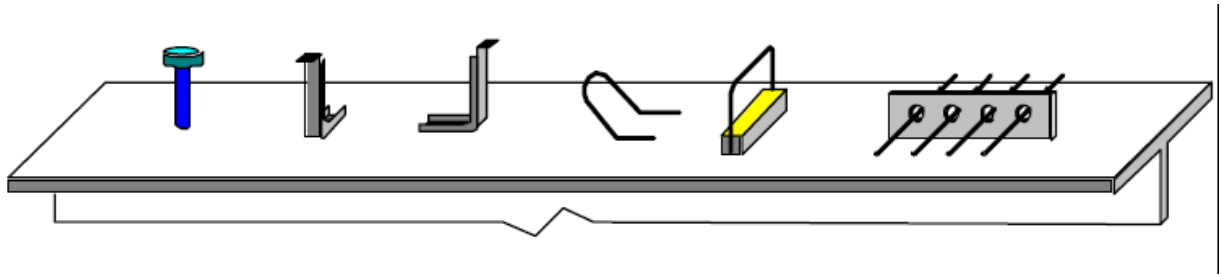
**Hình 1.7 Một số loại dầm liên hợp**

- Trên thực tế người ta thường sử dụng hai loại dầm: dầm đơn giản và dầm liên tục. Trong đó, dầm đơn giản có nhiều ưu điểm vượt trội hơn so với dầm liên tục.
- Phần thép bản bụng chịu ứng suất nhỏ nên có thể khoát lỗ làm đường ống kỹ thuật, trong khi phần cánh dầm được liên kết với bê tông nên không cần thiết phải kiểm tra ổn định cho dầm.
- Để đảm bảo sự làm việc đồng thời của dầm thép và phần bê tông của sàn (chống trượt) người ta bố trí thêm các bộ phận neo. Đây là bộ phận rất quan trọng liên kết dầm với sàn.



**Hình 1.8 Liên kết neo giữa dầm và sàn liên hợp**

- Các bộ phận neo cũng có các hình dạng khác nhau:



**Hình 1.9 Một số dạng neo chịu cắt giữa dầm và sàn liên hợp**

- Cần chú ý rằng:

+ Khi không có neo thì hai phần bê tông và dầm thép làm việc riêng rẽ và tất nhiên sẽ không hiệu quả.

+ Khi neo hoàn toàn thì không có nghĩa là không có hiện tượng trượt ở mặt tiếp xúc vì sự trượt còn phụ thuộc vào độ cứng của các neo. Do đó, việc tăng số lượng các chốt neo đến một giới hạn nào đó không làm tăng thêm cường độ của dầm khi xét ở trạng thái giới hạn bền nhưng lại làm giảm sự trượt và võng của dầm khi tính toán ở trạng thái giới hạn khi sử dụng. Tuy nhiên cũng phải chú ý rằng việc tăng số lượng neo sẽ rất tốn kém và cũng có thể gây ra hiện tượng phá hoại giòn của bê tông phần cánh.



**Hình 1.10 Hàn các chốt mũ cho dầm trong nhà máy**

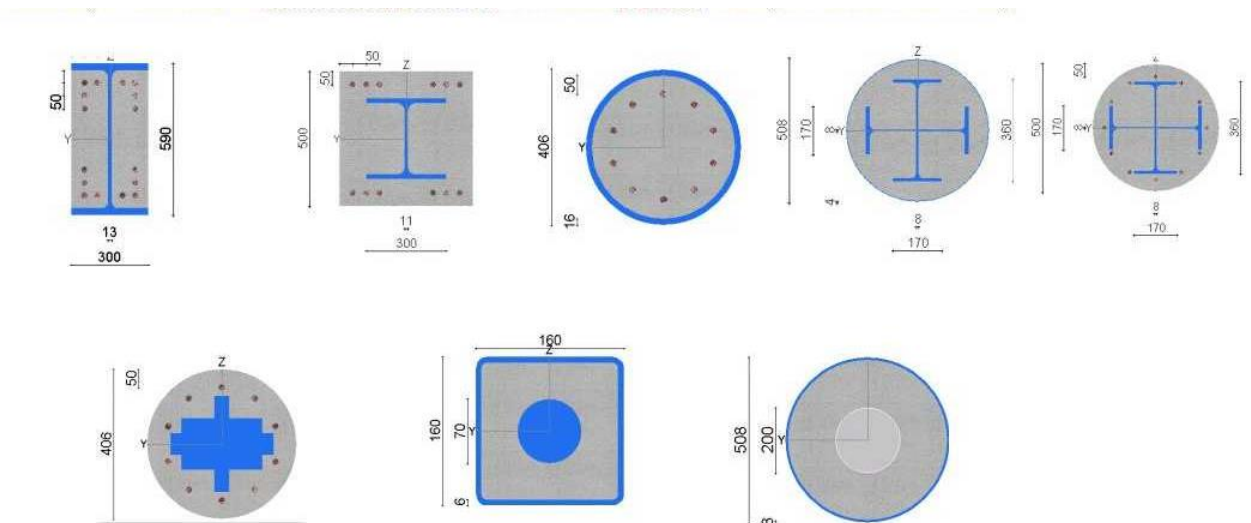
- Khác với dầm bình thường, cách tính toán dầm liên hợp phụ thuộc vào rất nhiều yếu tố: loại tiết diện (chia theo độ mảnh của bản bụng và bản cánh dầm thép), phương pháp thi công (có gổĩ đỡ tạm hay không), hình thức liên kết giữa tấm đan và dầm thép (liên kết hoàn toàn hay không hoàn toàn), vị trí trục trung hòa trên tiết diện ngang...

### IV.3. Cột liên hợp thép - bê tông:

- Cũng giống như các cột thép, cột bê tông cốt thép, cột liên hợp làm việc cũng dựa chính vào lượng thép có trong nó. Tuy nhiên, khác với các loại kết cấu khác, cột liên hợp có những ưu điểm vượt trội của nó:

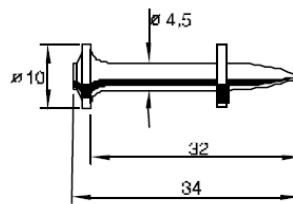
- + Cột liên hợp được sử dụng khi cần khả năng chịu tải trọng lớn kết hợp với yêu cầu tiết diện nhỏ.
- + Có khả năng chịu lửa tốt mà không cần thêm các vật liệu cách nhiệt.
- + Việc bọc bê tông quanh thép không chỉ làm nhiệm vụ chống lửa mà còn làm giảm độ mảnh và tham gia chịu tải trọng ( cả lực dọc và mô men).
- + Cột liên hợp có thể được chế tạo hoàn toàn hoặc một phần tại nhà máy, sau đó được lắp ráp trên công trường do đó có thể làm giảm đáng kể thời gian thi công.

- Một số dạng tiết diện cột liên hợp thép – bê tông:



**Hình 1.11 Một số dạng dầm liên hợp**

- + Thép lõi thường là thép hình cán chữ I, hoặc có thể sử dụng thép hộp tiết diện hình chữ nhật hoặc tròn được nhồi bê tông.
  - + Bê tông có thể bao bọc một phần hoặc toàn bộ thép lõi.
  - + Đối với cột chịu tải trọng lớn ta có thể sử dụng tiết diện gồm thép ống bao bọc bên ngoài bên trong bao gồm một lõi dạng thép hình và bê tông nhồi.
- Để đảm bảo sự làm việc đồng thời của thép và bê tông, người ta thường bố trí các neo ở vị trí có lực tập trung lớn (ngay phía dưới sàn). Ví dụ, với các thép dạng ống, ban đầu người ta thường hàn vào mặt trong của ống các bu long không mũ, nhưng việc này rất tốn thời gian. Để đảm bảo tính kinh tế người ta sử dụng các đinh Hinti để thay cho việc hàn các bu long.

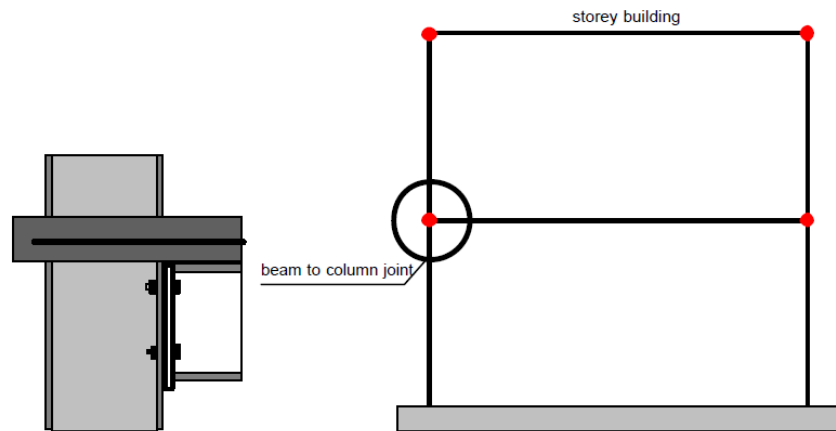


**Hình 1.12 Đinh Hinti**



**Hình 1.13 Cột ống thép nhồi bê tông có gắn các đinh Hinti**

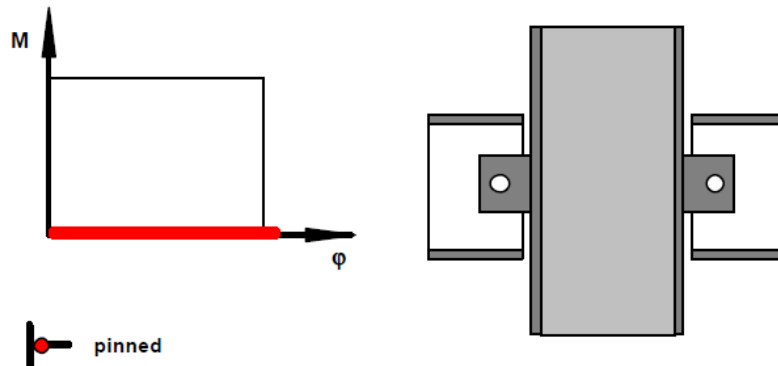
#### IV.4. Nút trong kết cấu liên hợp:



**Hình 1.14 Nút liên kết giữa dầm và cột trong khung liên hợp**

- Trong kết cấu liên hợp có thể có dầm liên hợp, cột liên hợp hoặc cả hai loại trên. Các phương pháp thiết kế cần phải quan tâm sự làm việc chung giữa dầm và cột, do đó cần xem xét nhiều các loại liên kết giữa dầm và cột. Các liên kết này có thể từ dạng khớp hoàn toàn đến cứng tuyệt đối, sẽ ảnh hưởng đến sự phân phối mô men trong khung. Đối với các công trình dân dụng sẽ rất đắt đỏ nếu chế tạo các liên kết quá vững chắc mà người ta thường gọi là cứng tuyệt đối. Hơn thế nữa, ta có thể chọn độ cứng của liên kết phù hợp để giảm độ võng của dầm, do vậy ngày nay người ta đang tập trung nghiên cứu các liên kết dạng nửa cứng.

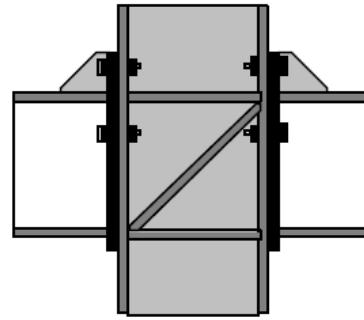
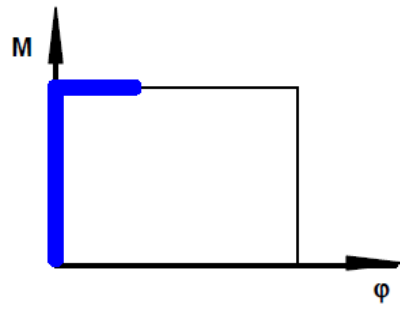
- Simple joints




**Hình 1.15 Liên kết khớp**



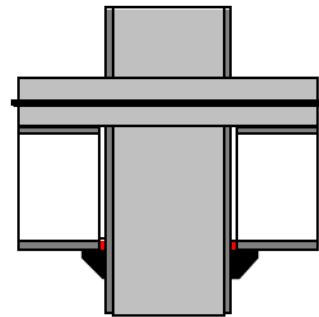
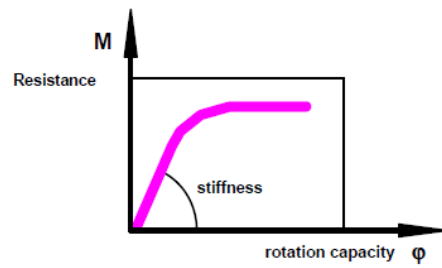
Continuous joints




 rigid, full strength

**Hình 1.16: Liên kết cứng**

- Semi continuous joints



 rigid or semi-rigid,  
full or partial strength,  
specific rotation capacity

**Hình 1.17: Liên kết nửa cứng**

## CHƯƠNG 2

# SÀN LIÊN HỢP

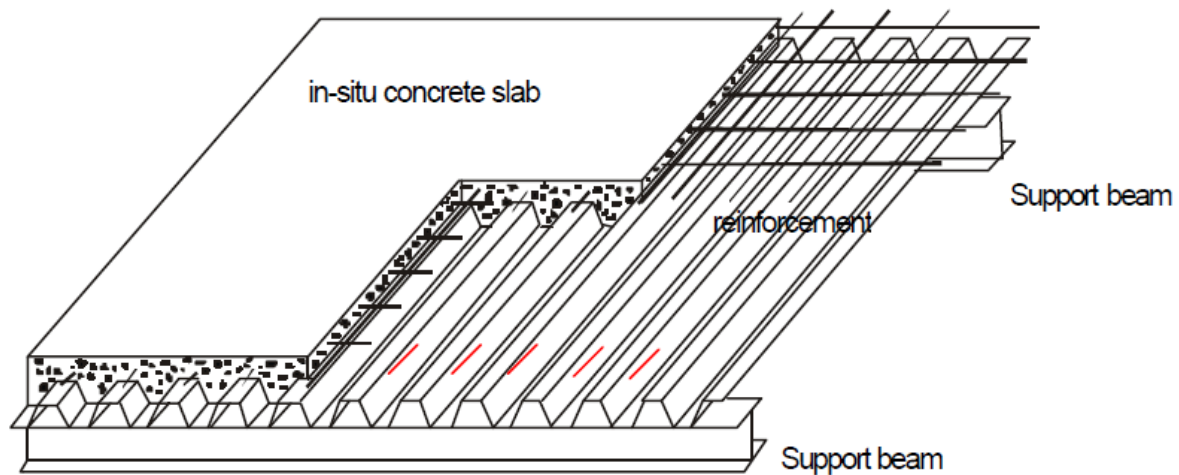
### I. Tổng quan về sàn liên hợp

- Việc sử dụng rộng rãi kết cấu thép trong các công trình xây dựng nhà cao tầng là một phần lý do dẫn đến việc sử dụng kết cấu sàn liên hợp. Một cấu kiện sàn liên hợp bao gồm tôn thép, cốt thép và bê tông đổ tại chỗ (hình 2.1). Khi bê tông đông cứng, bản sàn sẽ làm việc như một kết cấu liên hợp thép - bê tông. Tôn thép được thiết kế để làm việc như một cốt pha và làm việc như cốt thép chịu kéo sau khi bê tông đông cứng. Sau khi thi công, sàn liên hợp bao gồm tấm tôn thép định hình và lớp bê tông nằm phía trên được liên kết với nhau để đảm bảo lực cắt theo phương ngang được truyền qua mặt tiếp xúc giữa phần bê tông và phần thép.

- Về cơ bản, sàn liên hợp là kết cấu chịu lực theo một phương. Nhịp của các bản sàn là khoảng cách giữa hai dầm phụ, những dầm gác lên các dầm chính - những dầm gác lên các cột.

- Các sàn liên hợp được đỡ bởi các dầm thép, là những thành phần có thể làm việc một cách “liên hợp” với bản sàn bê tông. Phụ thuộc vào phương pháp thi công, khoảng cách giữa các dầm có thể là nhịp của sàn. Nếu khoảng cách giữa các dầm nhỏ hơn 3,5m, thì không cần các thanh chống tạm đỡ các sàn trong quá trình đổ bê tông. Trong trường hợp này, giai đoạn thi công quyết định việc thiết kế tôn thép. Khi nhịp của bản sàn nhỏ, ứng suất trong sàn liên hợp ở trạng thái khi đi vào sử dụng rất nhỏ. Đối với những sàn loại này người ta thường sử dụng các tấm tôn thép hình thang với độ dẻo và cường độ chịu cắt theo phương ngang vừa phải. Những dạng tấm tôn như vậy có trọng lượng trên một mét vuông sàn là bé nhất. Đối với những loại sàn khác với khoảng cách các dầm ngang lớn (hay nhịp của sàn lớn) cần thiết phải bố trí những cột chống cho tôn thép trong quá trình đổ bê tông. Do nhịp của sàn lớn hơn, nên khi đưa sàn vào sử dụng (sau khi bỏ các cột chống tạm) thì ứng suất trong sàn lớn. Do đó, sự làm việc của sàn trong quá trình sử dụng quyết định đến việc thiết kế lựa chọn loại tôn thép. Trong trường hợp này, tôn thép phải đảm bảo yêu cầu về sự bám dính giữa tôn thép và bê tông có cường độ chịu cắt theo phương ngang lớn. Do đó, các loại tôn sóng có hình dạng lõm thường được sử dụng, dẫn đến việc trọng lượng thép trên một mét vuông sàn lớn hơn rất nhiều.

- Sàn liên hợp gồm tấm tôn hình dập nguội và tấm đan bằng bê tông cốt thép:



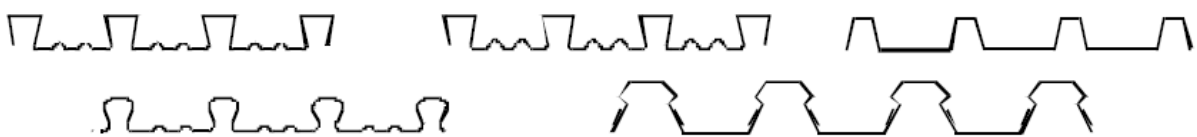
**Hình 2.1** Sàn liên hợp có tôn sóng

Trong đó tấm tôn có vai trò:

- + Khi thi công đóng vai trò như sàn thao tác;
- + Khi đổ bê tông đóng vai trò cốt pha cho vữa bê tông;
- + Khi làm việc nó đóng vai trò như cốt thép lớp dưới của sàn.

**\*Yêu cầu về cấu tạo:**

- + Chiều dày sàn liên hợp dao động từ 10 đến 40 cm; nhịp từ 2 đến 4 m khi không có các thanh chống tạm khi không đổ bê tông và có thể đạt tới 7 m khi có các thanh chống tạm.



**Hình 2.2** Một số dạng tôn sóng định hình

- + Chiều dày của tấm tôn từ 0.75 mm đến 1.5 mm. Thường dùng từ 0,75 đến 1 mm. Chiều cao thông thường của mặt cắt từ 40 đến 80 mm. Để chống ăn mòn, các tấm tôn được mạ kẽm ở cả hai mặt (thường dày 0,02mm).

+ Chiều dày toàn bộ của sàn liên hợp,  $h$ , không được nhỏ hơn 80 mm, chiều dày riêng phần bê tông  $h_c$  không được nhỏ hơn 40mm để chống phá hoại giòn và đảm bảo lớp bảo vệ cho cốt thép. Nếu sàn làm việc liên hợp với dầm hoặc được sử dụng như vách cứng, chiều dày tổng thể  $h$  không được nhỏ hơn 90 mm và  $h_c$  không được nhỏ hơn 50mm.

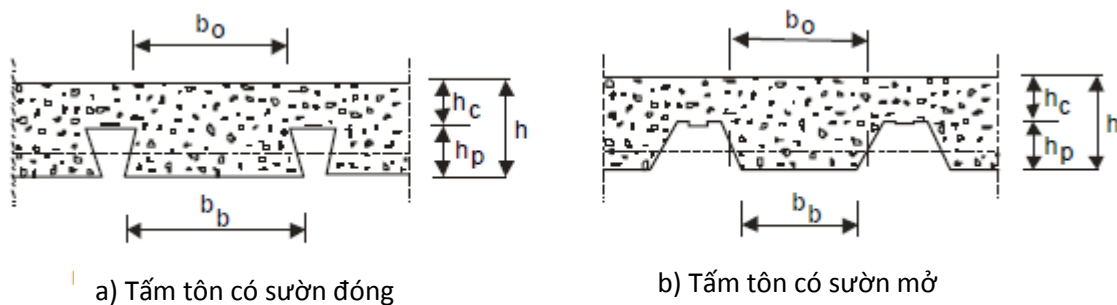
+ Giới hạn đàn hồi của các tấm tôn khoảng  $300 \text{ N/mm}^2$ .

+ Kích thước tiêu chuẩn của các hạt cốt liệu trong bê tông phụ thuộc vào kích thước nhỏ nhất của cấu kiện và không được lớn hơn giá trị nhỏ nhất trong các giá trị sau:

a)  $0,4h_c$ ;

b)  $b_o / 3$ , trong đó  $b_o$  là bề rộng trung bình của tấm tôn (là bề rộng nhỏ nhất đối với tấm tôn có sườn đóng), mục đích để hạt cốt liệu có thể chui vào các sườn;

c) 31,5 mm (kích thước mắt sàng rây cốt liệu).



**Hình 2.3 Các kích thước của sàn và các tấm tôn**

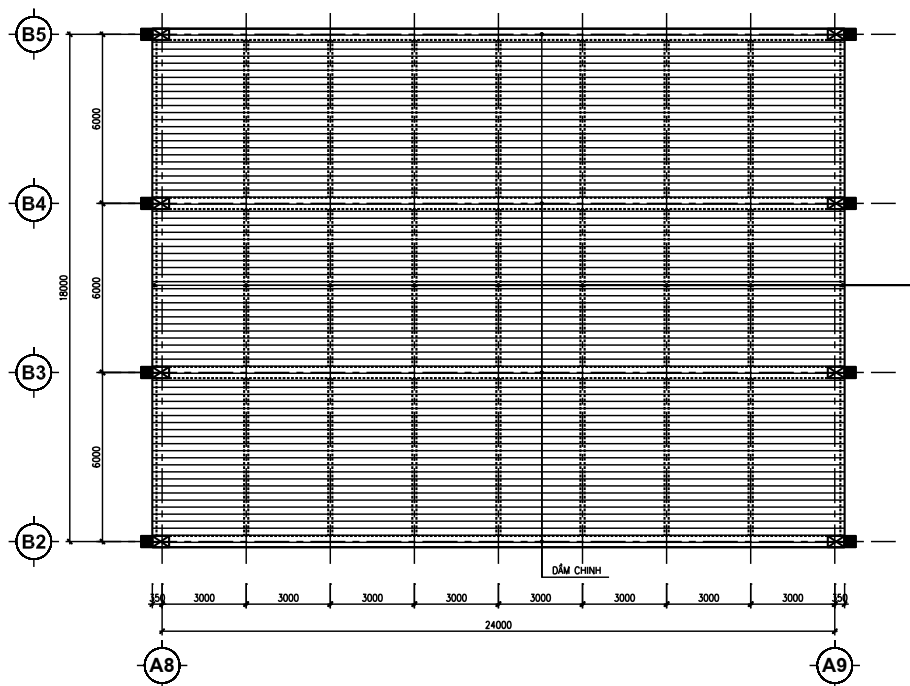
+ Yêu cầu đối với gối tựa: gối tựa của sàn liên hợp phải có bề rộng nhỏ nhất là 75 mm đối với các loại gối thường gặp như cánh của dầm thép hoặc dầm bê tông và 100 mm đối với các loại gối ít gặp như gạch hoặc đá.

#### \* Hệ dầm sàn liên hợp trong các công trình

- Sàn liên hợp được kê lên các dầm phụ bằng thép. Tải trọng từ sàn sẽ được truyền xuống hệ chịu lực (dầm) sau đó được truyền xuống hệ cột. Hình dạng của tôn sóng được chế tạo sao cho đảm bảo liên kết giữa tôn và bê tông. Liên kết này là yếu tố chủ yếu đảm bảo sự làm việc của sàn liên hợp.

- Tấm tôn sóng có thể được bố trí theo hai phương:

- + Phương của sườn vuông góc với dầm phụ: đây là cách bố trí cho phép phân bố nội lực tốt nhất giữa các cấu kiện và có độ cứng tổng thể lớn nhất.
  - + Phương của sườn song song với dầm phụ. Cách bố trí này không có lợi vì sự chịu lực của dầm phụ và của sàn sẽ chồng chéo nhau trong khi độ cứng tổng thể lại nhỏ.
- Theo lý thuyết, việc xác định nội lực và khả năng chịu lực của sàn liên hợp phải tính đồng thời theo cả hai phương. Do sự làm việc phức tạp, tính không đồng nhất của vật liệu và sự tính toán phức tạp nên các phương pháp tính toán hiện nay đều dựa trên sự làm việc của các cấu kiện theo một phương.
- Khi các sườn của sàn vuông góc với các trục của dầm liên hợp, chỉ phần bê tông nằm phía trên các sườn tôn thép tham gia vào khả năng chịu lực của dầm liên hợp, còn phần bê tông nằm trong các sườn tôn thì không có tác dụng.
- Khi các sườn của tôn song song với trục của dầm liên hợp, toàn bộ phần bê tông của sàn đều không tham gia chịu lực.



**Hình 2.4 Hệ dầm sàn liên hợp điển hình**

## II. Sự làm việc của sàn liên hợp

### II.1 Các định nghĩa về sự làm việc của sàn liên hợp

- Dưới tác dụng của tải trọng ngoài, tấm sàn biến dạng uốn và sinh ra ứng suất trượt tại bề mặt thép và bê tông:

+ Nếu liên kết giữa bê tông và tôn thép đảm bảo cho biến dạng dọc giữa tấm tôn và phần bê tông tiếp xúc với tấm tôn bằng nhau thì ta có liên kết hoàn toàn giữa tấm tôn và bê tông.

+ Nếu tồn tại sự trượt tương đối giữa tấm tôn và bê tông dọc theo bề mặt tiếp xúc, ta có liên kết không hoàn toàn.

- Để hạn chế sự trượt giữa hai loại vật liệu, cần phải đảm bảo liên kết giữa tôn và bê tông bằng một hoặc nhiều biện pháp sau:

+ Liên kết cơ học bằng cách tạo biến dạng trước cho tấm tôn (tạo gờ chìm hoặc gờ nổi);

+ Tôn có sườn đóng tạo liên kết bằng ma sát;

+ Neo ở đầu sàn bằng chốt hàn hoặc loại liên kết cục bộ khác để liên kết giữa bê tông và tấm tôn thép;

+ Neo ở đầu sàn bằng cách làm biến dạng các sườn tôn ở đầu của tấm tôn.

\* *Cốt thép trong bản bê tông:*

- Cần bố trí thêm các cốt thép cho phần sàn bê tông vì những lý do sau:

+ Phân phối lại tải trọng (tải trọng phân bố và tải trọng tập trung);

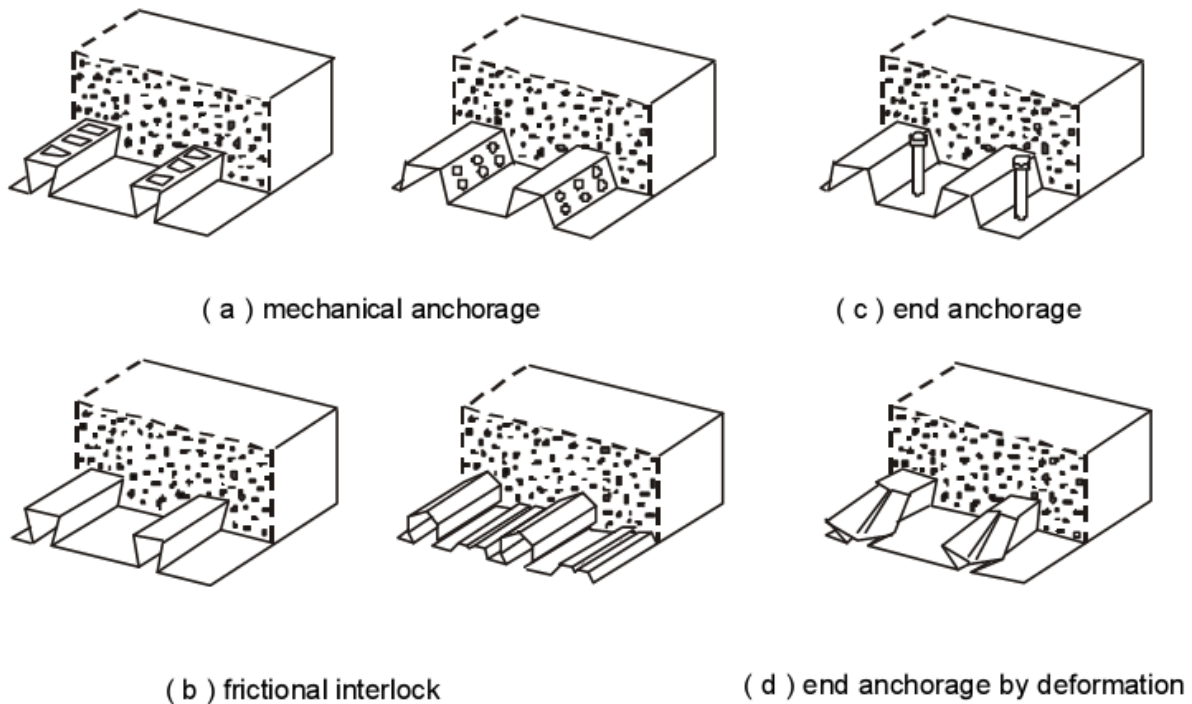
+ Làm cốt thép gia cường tại những vị trí sàn có lỗ;

+ Chịu lửa;

+ Chịu mô men âm;

+ Hạn chế vết nứt do co ngót bê tông.

- Lưới cốt thép có thể được đặt trên đỉnh của sườn tôn sóng. Chiều dài, lớp bảo vệ của cốt thép phải đảm bảo như đối với bê tông cốt thép thông thường.



a) Liên kết cơ học; b) Liên kết bằng ma sát;  
c) Neo ở đầu sàn; d) Làm biến dạng ở đầu sườn tấm tôn

**Hình 2.4 Các dạng tạo liên kết điển hình trong sàn liên hợp**

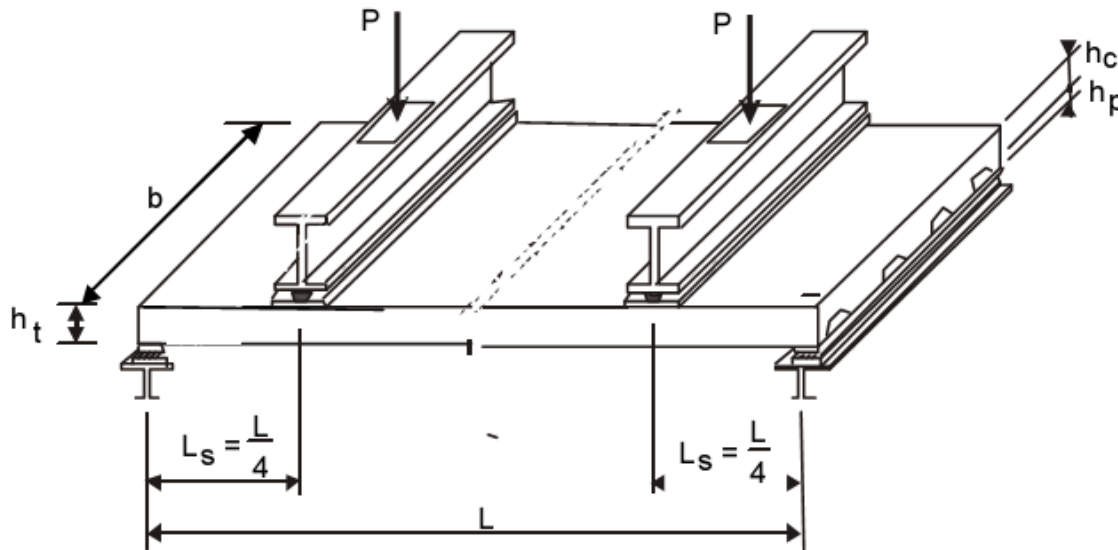
## II.2 Sự làm việc của sàn liên hợp

- Sự làm việc liên hợp xuất hiện sau khi một bản sàn bao gồm tấm tôn sóng định hình, cộng thêm với cốt thép và bê tông đông cứng kết hợp với nhau để tạo nên một kết cấu thống nhất. Tấm tôn sóng định hình phải có khả năng truyền lực cắt theo phương ngang tại vị trí mặt phân cách thép - bê tông. Dưới tác dụng của tải trọng bên ngoài, sàn liên hợp bị biến dạng uốn và ứng suất cắt xuất hiện ở bề mặt phân cách thép - bê tông.

- Nếu liên kết giữa bê tông và tấm tôn thép là lý tưởng, có nghĩa là biến dạng dọc trục của tôn thép và vùng bê tông lân cận bằng nhau, ta sẽ có liên kết hoàn toàn giữa thép và bê tông. Nếu xuất hiện sự trượt tương đối giữa bê tông và tôn thép, ta sẽ có liên kết không hoàn toàn giữa bê tông và tôn thép. Sự chênh lệch về sự dịch chuyển theo phương dọc của tôn thép và vùng bê tông lân cận được gọi là *độ trượt*.

- Sự làm việc của sàn liên hợp có thể được xác định thông qua việc nghiên cứu thí nghiệm tiêu chuẩn được minh họa trong hình 2.5: một sàn liên hợp được đỡ trên 2 gối tựa và chịu tải trọng đối xứng bởi hai tải trọng  $P$  đặt tại  $1/4$  và  $3/4$  nhịp. Gọi độ võng tại

chính giữa nhịp của của sàn là  $\delta$ , đường cong  $P - \delta$  sẽ thể hiện rõ nét sự làm việc của sàn liên hợp khi chịu tải trọng. Sự làm việc của sàn liên hợp phụ thuộc chủ yếu vào loại liên kết giữa phần bê tông và phần tôn thép (hình dạng, sự dập nổi, liên kết neo,...).



**Hình 2.5 Thí nghiệm tiêu chuẩn**

- Ta phân biệt hai dạng trượt ở bề mặt tiếp xúc thép - bê tông:

+ Trượt cục bộ nhỏ, không nhìn thấy bằng mắt thường, nhưng làm phân bố lại nội lực liên kết;

+ Trượt tổng thể lớn của bề mặt tiếp xúc, có thể đo được và thấy được, phụ thuộc vào loại liên kết giữa thép và bê tông.

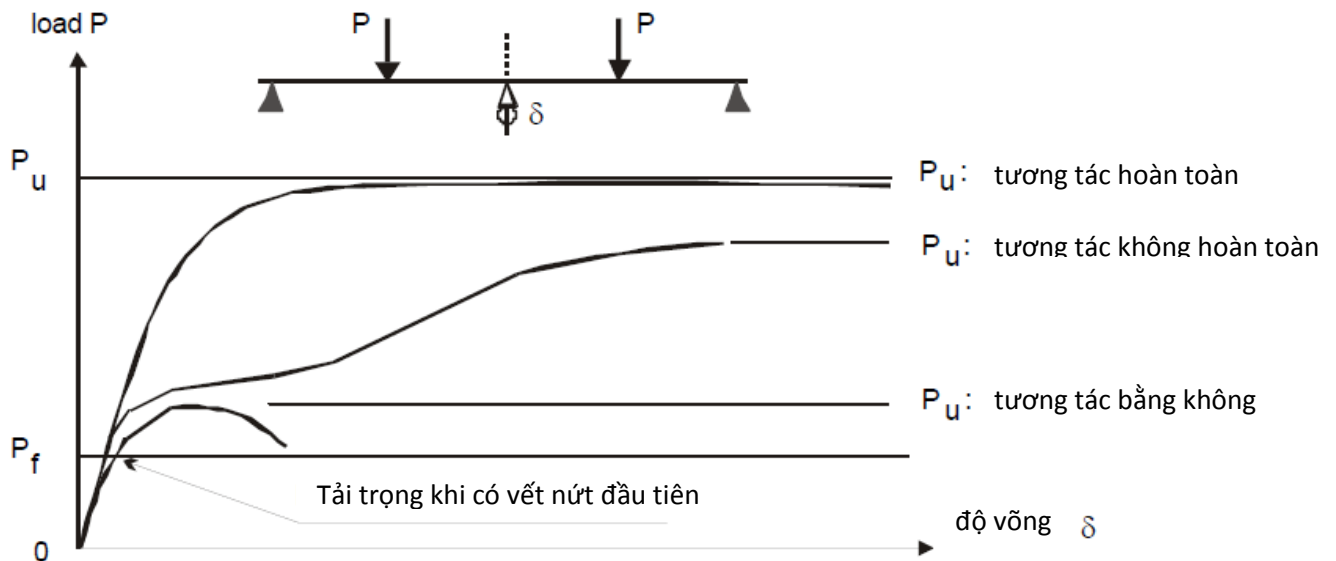
- Ta phân loại ba dạng làm việc của sàn liên hợp:

+ *Trương tác hoàn toàn*: không có trượt tổng thể, sự truyền lực cắt dọc là hoàn toàn, chịu được tải trọng cực hạn  $P_u$  là lớn nhất. Hiệu ứng liên hợp là hoàn toàn. Sự phá hoại có thể là giòn (nếu xảy ra đột ngột) hoặc là dẻo (nếu xảy ra từ từ);

+ *Trương tác bằng không giữa bê tông và thép*: trượt tổng thể, không truyền được lực dọc, tải trọng cực hạn  $P_u$  là nhỏ nhất, hiệu ứng liên hợp rất yếu. Sự phá hoại là dẻo.

+ *Trương tác không hoàn toàn giữa bê tông và cốt thép*: trượt tổng thể ở bề mặt tiếp xúc thép - bê tông khác không nhưng có giới hạn. Lực cắt dọc được truyền không hoàn toàn, tải trọng cực hạn có giá trị trung gian. Sự phá hoại có thể là giòn hoặc dẻo.





**Hình 2.6 Sự làm việc của sàn liên hợp**

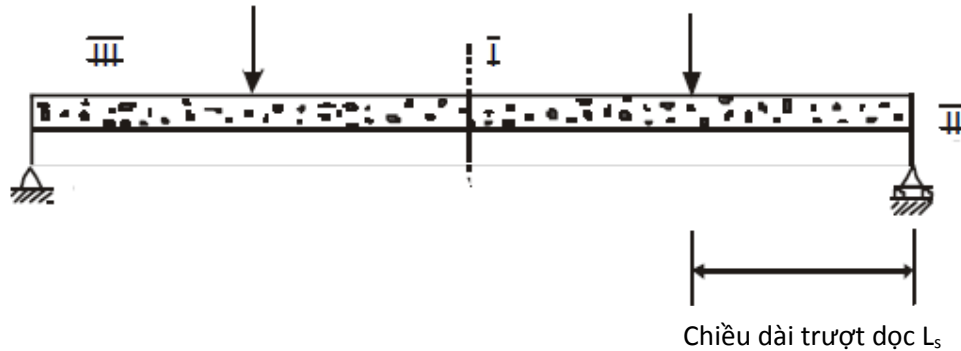
- Trong ba dạng làm việc, ta chú ý rằng độ cứng của cấu kiện, nói cách khác độ dốc của đường cong  $P - \delta$  ở phần đầu của đường cong, là không giống nhau. Độ cứng lớn nhất của sàn ứng với tương tác hoàn toàn và nhỏ nhất khi tương tác bằng không.

- Có ba dạng liên kết giữa thép và bê tông:

- + Liên kết lý - hóa: nhỏ, luôn luôn tồn tại với bất kỳ dạng tôn sóng nào;
- + Liên kết bằng hóa học: xuất hiện khi có sự trượt cục bộ nhỏ xảy ra;
- + Liên kết bằng neo: làm việc khi bắt đầu có sự trượt dọc và phụ thuộc vào bề mặt liên kết.

- Từ 0 đến  $P_f$ , liên kết ban đầu giữa thép và bê tông là liên kết lý - hóa. Độ cứng ban đầu của cấu kiện trong ba dạng làm việc là gần giống nhau. Sau khi xuất hiện vết nứt đầu tiên, liên kết ma sát và liên kết neo bắt đầu có tác dụng do sự trượt cục bộ nhỏ đã xảy ra. Độ cứng của sàn rất khác nhau tùy thuộc vào ảnh hưởng của loại liên kết.

- Các hình thức phá hoại:



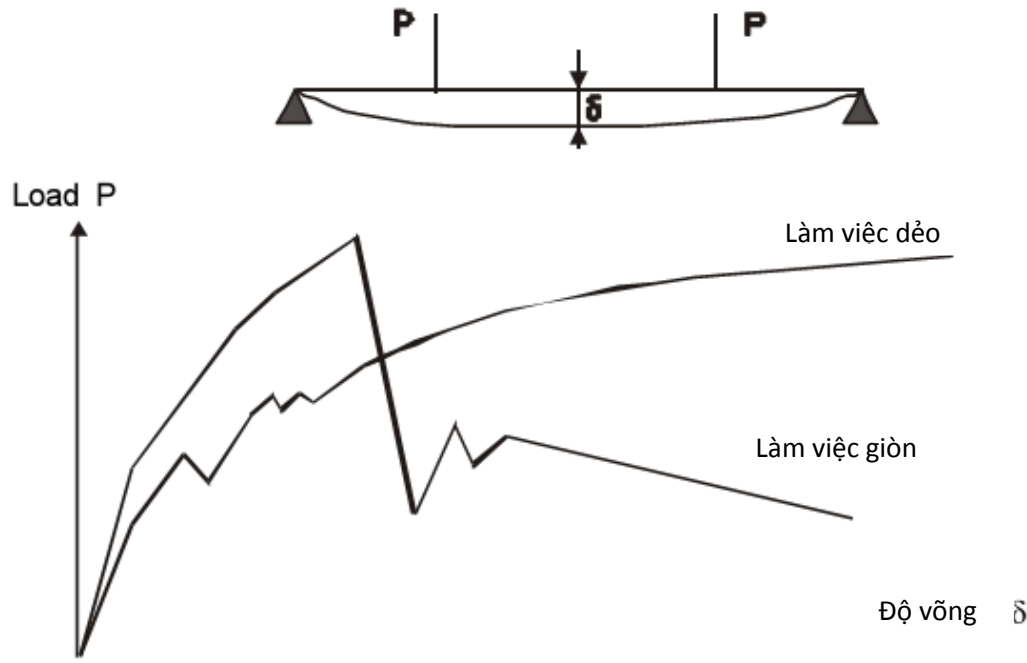
**Hình 2.7 Các dạng phá hoại**

- + Phá hoại trên tiết diện I: Do mô men ở giữa nhịp, khi sàn có nhịp lớn và có bậc liên kết cao giữa bê tông và thép.
- + Phá hoại trên tiết diện II: Phá hoại do trượt dọc khi đạt tới giới hạn chịu lực của liên kết giữa bê tông và thép. Phá hoại theo tiết diện II dọc theo chiều dài trượt  $L_s$ .
- + Phá hoại trên tiết diện III: Tại gối tựa, do lực cắt gây ra. Dạng phá hoại này xảy ra khi sàn có nhịp bé, dày, chịu tải trọng lớn.

- Có hai dạng phá hoại chính:

- + Dạng phá hoại giòn: Sự phá hoại đột ngột, nói chung không có biến dạng lớn;
- + Dạng phá hoại dẻo: Sự phá hoại từ từ có biến dạng lớn, có những dấu hiệu báo trước.

- Dạng phá hoại giòn hoặc dẻo phụ thuộc vào tính chất của liên kết giữa thép và bê tông. Sàn với tấm tôn có sườn mở nói chung làm việc giòn, sàn với tấm tôn đóng nói chung làm việc dẻo. Có thể cải thiện tính chất làm việc của tôn bằng các tác động cơ học như tạo gờ, tạo lỗ trên tôn hoặc tạo hình đuôi én. Các chi tiết neo như chốt, thép góc ... cũng ảnh hưởng đến dạng phá hoại. Đối với sàn liên hợp làm việc giòn ta tính với hệ số an toàn cao hơn.



Hình 2.8 Sự làm việc giòn và làm việc dẻo

### III. Trạng thái tính toán, tác động và độ võng

- Cần xem xét hai trạng thái tính toán khi thiết kế sàn liên hợp. Trạng thái thứ nhất liên quan đến quá trình thi công, khi đó tôn thép làm việc như cột pha và trường hợp thứ hai liên quan đến quá trình sử dụng, khi đó bê tông và tôn thép kết hợp với nhau để làm việc liên hợp.

#### III.1 Tôn thép làm việc như cột pha trong quá trình thi công

- Tấm tôn thép định hình phải chịu được trọng lượng của bê tông ướt và các tải trọng thi công. Khi thi công không có cột chống đỡ sẽ tạo ra trạng thái tải trọng nguy hiểm cho sàn tôn thép. Tấm tôn thép làm cột pha chịu uốn, cắt và do tiết diện mảnh nên dễ mất ổn định cục bộ. Các gân của tôn thép sẽ làm tăng độ cứng của cánh và bụng của tiết diện, tuy nhiên sự mất ổn định xảy ra trước khi đạt tới giới hạn đàn hồi và do đó làm giảm cường độ và độ cứng của tôn. Có thể áp dụng lý thuyết về bề rộng cánh hiệu quả nhưng sẽ kéo theo việc lặp lại các bước tính toán bởi vì diện tích các vùng không hiệu quả (không tham gia chịu lực) ở cánh chịu nén tăng lên dưới sự tăng của mô men uốn, do đó trục trung hòa sẽ bị dịch chuyển xuống dưới dẫn đến ứng suất ở thớ ngoài cùng trong vùng nén sẽ tăng lên. Vì những khó khăn trong lý thuyết tính toán, nhiều đơn vị sản xuất

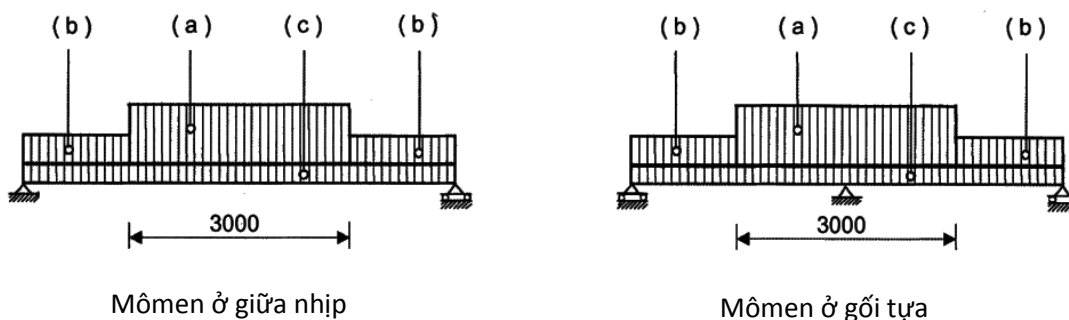
đã tự tiến hành các thí nghiệm để dự đoán một cách chính xác hơn sự làm việc của tôn sóng.

### a. Tải trọng thiết kế

- Khi tính toán ở trạng thái giới hạn bền, người thiết kế cần chú ý đến tác dụng đồng thời của các tác động sau:

- + Trọng lượng bản thân của bê tông và tôn thép;
- + Tải trọng thi công;
- + Tải trọng do chất vật liệu làm kho tạm thời;
- + Hiệu ứng tăng chiều dày bê tông do tấm tôn bị võng.

- Tải trọng thi công bao gồm trọng lượng công nhân và trọng lượng thiết bị đổ bê tông có kể đến sự va chạm hoặc rung động trong quá trình thi công. Eurocode 4 đưa ra tải trọng  $1,5 \text{ kN/m}^2$  trong phạm vi diện tích bất kỳ  $3000\text{mm} \times 3000\text{mm}$  (hoặc cả nhịp nếu nhịp nhỏ hơn  $3000\text{mm}$ ) để kể đến tác động của tải trọng thi công và trọng lượng tăng thêm của bê tông. Phần diện tích còn lại chịu tác động của tải trọng có giá trị là  $0,75 \text{ kN/m}^2$ . Các tải trọng này phân bố sao cho xuất hiện mô men uốn và lực cắt là lớn nhất (hình 2.9).



- a) Tải trọng thi công  $1,5 \text{ kN/m}^2$
- b) Tải trọng thi công  $0,75 \text{ kN/m}^2$
- c) Trọng lượng bản thân

**Hình 2.9 Tải trọng tác dụng lên tấm tôn**

- Người thiết kế cần chú ý thêm các tác động có thể có trong khi tính toán. Ví dụ, cần chứng minh bằng thí nghiệm hoặc bằng tính toán rằng, khi không có bê tông, tấm tôn có thể chịu được lực là  $1\text{kN}$  trên một diện tích vuông có cạnh là  $300\text{mm}$ , hoặc chịu được tải

trọng phân bố tuyến tính vuông góc với sườn tôn có giá trị là 2kN/m trên bề rộng là 0,2m. Tải này tương tự trọng lượng của một công nhân.

### **b. Độ võng**

- Khi tính toán theo trạng thái giới hạn về sử dụng, độ võng của tôn dưới trọng lượng bản thân tôn cộng với trọng lượng vữa bê tông nhưng loại trừ tải trọng thi công, nhỏ hơn hoặc bằng  $L/180$  hoặc 20mm (L là nhịp tính toán giữa các gối tựa).

- Nếu độ võng ở giữa nhịp  $\delta$  của tôn dưới tác dụng của trọng lượng bản thân tôn và trọng lượng của vữa bê tông lớn hơn  $L/250$  hoặc 20mm, thì cần phải kê đến hiệu ứng tăng chiều dày bê tông trong tính toán tấm tôn thép, ví dụ giả thiết rằng chiều dày phân bê tông tăng thêm  $0,7\delta$  trên toàn bộ nhịp sàn.

- Độ võng sẽ giảm rất nhiều nếu dùng các thanh chống tạm thời, các thanh chống này được coi như các gối tựa.

## **III.2 Sàn làm việc liên hợp**

- Việc tính toán này ở trạng thái sàn làm việc liên hợp sau khi dỡ các thanh chống.

### **a. Các tải trọng tác dụng**

- Xét một số tải trọng tác dụng lên sàn liên hợp:

- + Trọng lượng bản thân (tôn, cốt thép, bê tông);
- + Các tải trọng thường xuyên khác (trọng lượng các cấu kiện không chịu lực);
- + Phản lực thay đổi do dỡ bỏ các thanh chống, nếu có trong quá trình bê tông;
- + Do tác dụng từ biến, co ngót, chuyển vị gối tựa;
- + Tác động của khí hậu (nhiệt độ, gió...) tùy trường hợp;
- + Tác dụng của tải trọng sử dụng.

- Trong thực hành, với các công trình nhà thông thường, người ta không kê đến sự thay đổi nhiệt độ vào trong tính toán.

### **b. Độ võng**

- Theo trạng thái giới hạn về sử dụng cần kiểm tra: độ võng, độ trượt tương đối giữa tôn và bê tông ở đầu nhịp và có thể kiểm tra vết nứt của bê tông.

- Độ võng cho phép lấy theo Eurocode 3, bằng  $L/250$  khi chịu tác động đồng thời của các tải trọng lên sàn liên hợp, bằng  $L/300$  khi chịu tác dụng của tải trọng sử dụng và tất cả các biến dạng phụ thuộc thời gian. Trong trường hợp công trình nhà có các cấu kiện xây dựng dễ nứt, vỡ (gạch lát, vách ngăn ...), độ võng cho phép lấy bằng  $L/350$  khi chịu tác dụng của tải trọng sử dụng và tất cả các biến dạng phụ thuộc thời gian.
- Không cần đưa độ võng của tôn gây ra bởi trọng lượng tôn và trọng lượng vữa bê tông vào trong tính toán độ võng của sàn liên hợp. Thực ra độ võng này đã có, khi ta thực hiện phần xây dựng vách ngăn, lát gạch, lắp khung cửa sổ... và không có ảnh hưởng bất lợi đến những cấu kiện đó. Hơn nữa, đáy sàn thường được lắp trần giả che những độ võng quá lớn. Khi độ võng có ảnh hưởng đến thẩm mỹ thì cần phải cộng thêm độ võng của tôn vào độ võng của sàn liên hợp.
- Trong thực tế, ta có thể gặp hai trường hợp sau: nhịp trung gian của sàn liên tục và nhịp biên của sàn liên tục hoặc nhịp của sàn đơn giản (tĩnh định).
- Đối với nhịp trung gian, ta có thể xác định độ võng bằng phương pháp gần đúng sau:
  - + Mô men quán tính được lấy bằng giá trị trung bình của tiết diện có tính đến vết nứt của bê tông và của tiết diện không nứt.
  - + Với bê tông có trọng lượng thể tích thông thường, ta có thể sử dụng giá trị trung bình của hệ số quy đổi tương đương  $n = \frac{E_a}{E_c}$  đối với tác động dài hạn và tác động ngắn hạn.

### c. Độ trượt ở đầu nhịp

- Với nhịp biên, độ trượt có thể có ảnh hưởng tương đối lớn đến độ võng. Khi sàn liên hợp không làm việc dè, sự trượt và sự phá hoại có thể trùng nhau, điều đó dẫn đến phải xem độ trượt như một trạng thái giới hạn về cường độ, trong đó với sự làm việc bán dè, độ trượt ảnh hưởng đến giá trị của độ võng. Theo Eurocode 4 thì không kể đến sự trượt ở đầu nhịp khi giá trị của nó nhỏ hơn 5mm.
- Nếu bằng thí nghiệm điển hình thấy rằng đối với sàn liên hợp không có neo ở đầu nhịp, để đạt độ trượt ban đầu là 5mm thì tải trọng tác dụng bằng 1,2 lần tải trọng tính theo trạng thái giới hạn về sử dụng, thì có thể loại trừ độ trượt ở đầu nhịp bằng cách sử dụng neo (chốt, thép góc cán nguội...).

**d. Vết nứt của bê tông**

- Bề rộng vết nứt của bê tông trong vùng mô men âm của sàn liên tục có thể được kiểm tra theo Eurocode 2. Thực tế, với những công trình nhà thông thường không chịu những tác động ăn mòn như độ ẩm cao, không khí có chất gây gỉ..., ta chấp nhận độ mở vết nứt là 0,3mm. Nếu vượt qua giới hạn này thì cần phải bố trí thép chống nứt tính toán theo phương pháp quen thuộc của bê tông cốt thép.

- Khi sàn liên tục tính toán như sàn có nhịp đơn giản, diện tích của cốt thép chống nứt không được nhỏ hơn 0,2% diện tích tiết diện ngang của phần bê tông nằm trên sườn trong trường hợp thi công không sử dụng thanh chống và 0,4% trong trường hợp thi công có sử dụng thanh chống.

**IV. Xác định nội lực và mô men****IV.1 Tấm tôn thép sử dụng như cốt pha khi thi công**

- Theo Eurocode 4, do độ mảnh của tiết diện tôn sóng khi tính toán tấm tôn thép làm việc như cốt pha khi thi công nên sử dụng phương pháp phân tích đàn hồi tuyến tính. Khi đó tôn sóng được coi như liên tục, độ cứng chống uốn được xác định khi không xét đến sự thay đổi của độ cứng do mất ổn định cục bộ của thành tấm tôn tại những vùng chịu nén. Mô men quán tính được tính toán với toàn bộ tiết diện ngang của tấm tôn. Sự đơn giản hóa này chỉ áp dụng khi phân tích tổng thể để xác định nội lực.

**IV.2 Sàn làm việc liên hợp**

- Một số phương pháp có thể được áp dụng để tính toán nội lực của sàn liên hợp:

+ Phân tích đàn hồi tuyến tính không kể đến sự phân phối lại mô men tại vị trí gối tựa trung gian nếu đã xét đến ảnh hưởng của vết nứt của bê tông trong tính toán;

+ Phân tích đàn hồi tuyến tính có sự phân phối lại mô men tại vị trí gối tựa trung gian (tối đa là 30%) nếu không xét đến ảnh hưởng của vết nứt bê tông trong tính toán;

+ Phân tích dẻo - cứng (rigid-plastic analysis) với điều kiện phải chứng minh được rằng tại các vị trí xuất hiện khớp dẻo khả năng xoay của tiết diện phải đủ;

+ Phân tích đàn - dẻo (elastic - plastic analysis) áp dụng cho vật liệu có tính chất phi tuyến.

- Việc áp dụng phương pháp phân tích tuyến tính phù hợp với trạng thái giới hạn về sử dụng và trạng thái giới hạn về cường độ. Còn phương pháp phân tích dẻo phù hợp trạng thái giới hạn về cường độ.

## V. Tính toán kiểm tra tiết diện

### V.1 Kiểm tra tôn sóng khi thi công

#### V.1.1 Khi xét ở trạng thái giới hạn bền

- Tính toán cường độ của tôn thép rất phức tạp do phải xét đến ảnh hưởng của mất ổn định cục bộ. Việc kiểm tra tôn thép khi thi công không được trình bày chi tiết trong Eurocode 4. Phần này cần tham khảo thêm phần 1.3 của Eurocode 3.

- Mỗi một thành mỏng chịu nén hoàn toàn hay một phần đều cần được xác định bề rộng hiệu quả do xét đến ảnh hưởng của mất ổn định cục bộ. Sau khi tính toán bề rộng hiệu quả của các thành mỏng chịu nén, ta đi tiến hành xác định các đặc trưng của tiết diện ngang như mô men quán tính hiệu quả của tiết diện  $I_{\text{eff}}$  và mô đun chống uốn hiệu quả của tiết diện  $W_{\text{eff}}$ . Mô men giới hạn tính toán ở trạng thái giới hạn bền được tính toán như sau:

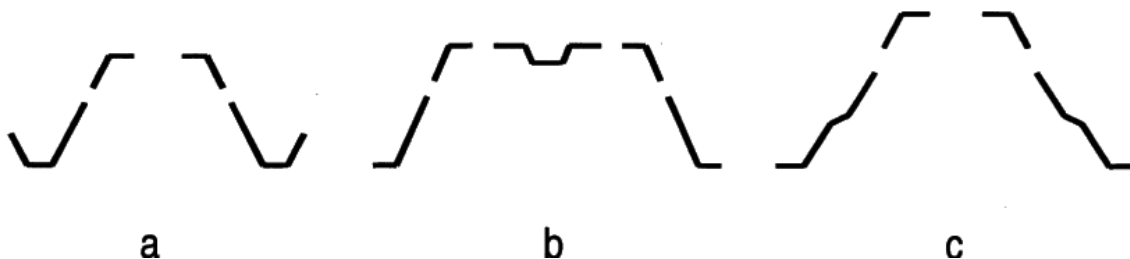
$$M_{Rd} = f_{yp} \frac{W_{\text{eff}}}{\gamma_{ap}} \quad (2.1)$$

Với:

$f_{yp}$  - Giá trị tiêu chuẩn của giá trị đàn hồi khi kéo của thép làm tấm tôn;

$W_{\text{eff}}$  - Mô đun chống uốn hiệu quả của tiết diện;

$\gamma_{ap}$  - Hệ số an toàn của vật liệu làm tôn sàn,  $\gamma_{ap} = 1,1$ .



a) Tôn sóng hình thang không có sườn tăng cứng;

b) Tôn có sườn tăng cứng ở cánh; c) Tôn có sườn tăng cứng ở bụng

**Hình 2.10 Tiết diện hiệu quả của tôn thép làm cốt pha**



- Nhiều loại tôn thép được sử dụng trong các sàn liên hợp được tạo rãnh lõm để tăng lực bám dính giữa tôn thép và bê tông. Davies and Jiang (1997) đã nghiên cứu về sự ảnh hưởng của những vết lõm này lên cường độ chịu uốn của tôn thép. Họ đã xác định được những vết lõm ở các bụng làm giảm cường độ chịu uốn khoảng 3%, trong khi những vết lõm ở vùng cánh chịu nén làm giảm cường độ chịu uốn khoảng 10%.

\* Ngoài việc xác định cường độ tôn sóng bằng tính toán, ta cũng có thể xác định cường độ của chúng thông qua các thí nghiệm. Để có những dữ liệu phục vụ cho việc thực hành tính toán thiết kế, các nhà sản xuất cũng tạo ra các phương pháp thí nghiệm chịu nén. Đó là những thí nghiệm để xác định khả năng chịu mô men ở giữa nhịp (vị trí mà có thể bỏ qua ảnh hưởng của lực cắt), khả năng chịu tải trọng ở các gối trung gian (vị trí có tác động đồng thời của mô men và phản lực gối tựa), lực cắt ở gối tựa ngoài cùng và cường độ của tôn thép khi chịu tải trọng tập trung. Phải tiến hành ít nhất 4 thí nghiệm cho mỗi loại sàn.

### V.1.2 Khi xét ở trạng thái giới hạn về sử dụng

- Việc tính toán độ võng được thực hiện bằng cách lấy mô men quán tính hiệu quả của tiết diện hiệu quả của tôn. Ví dụ độ võng của tôn chịu tải trọng phân bố đều, chất cách nhịp (hình 2.11) được xác định theo công thức:

$$\delta = \frac{5}{384} k \frac{pL^4}{EI_{\text{eff}}} \quad (2.2)$$

Trong đó:

L - Nhịp của tôn, bằng khoảng cách giữa các gối;

p - Tổng tải trọng tác dụng lên tấm tôn (phân bố đều);

E - Mô đun đàn hồi của thép làm tấm tôn;

$I_{\text{eff}}$  - Mô men quán tính hiệu quả của tiết diện tôn;

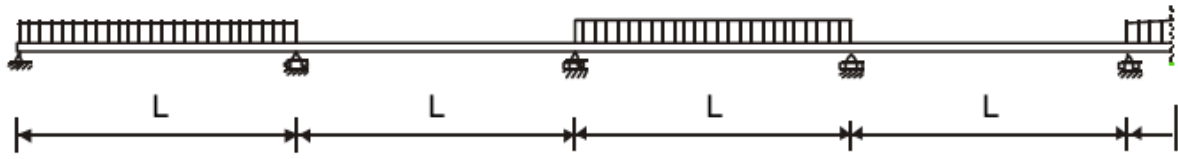
k - Hệ số được lấy như sau:

k = 1 đối với tấm tôn tựa đơn giản lên hai gối;

k = 0,41 đối với tấm tôn liên tục hai nhịp bằng nhau (3 gối);

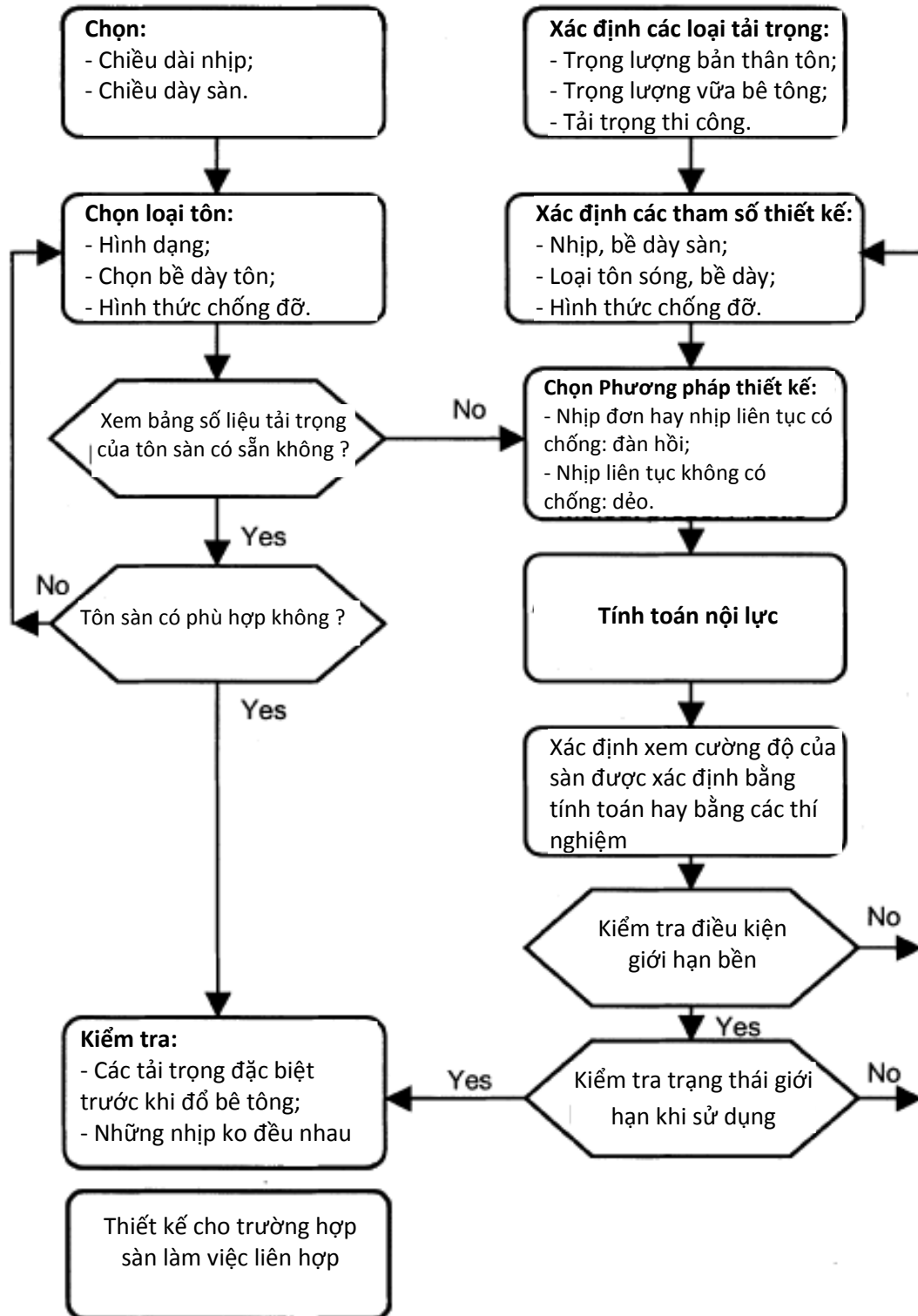
k = 0,52 đối với tấm tôn liên tục ba nhịp bằng nhau;

k = 0,49 đối với tấm tôn liên tục ba nhịp bằng nhau;



**Hình 2.11 Cách chất tải trọng gây nguy hiểm nhất**

- Quá trình tính toán và kiểm tra tấm tôn khi làm việc như cốp pha được tổng kết trong hình dưới đây:



Hình 2.12 Quá trình thiết kế tôn sóng làm việc như cột pha

## V.2 Sàn làm việc liên hợp

### V.2.1 Kiểm tra khả năng chịu uốn của sàn liên hợp, dạng phá hoại thứ 1

- Trong tính toán, bề rộng của sàn,  $b$ , thường được lấy là 1m, nhưng để đơn giản ta chỉ cần xét bề rộng của một bước sóng. Chiều dày toàn bộ của cửa sàn là  $h_t$  theo Eurocode 4 không được nhỏ hơn 80 mm; và bề dày của lớp bê tông tính từ mặt đỉnh của cánh tôn không được nhỏ hơn 40 mm. Thông thường, chiều dày này bằng 60 mm hoặc lớn hơn, để đảm bảo cách âm, chịu nhiệt và chịu tải trọng tập trung.

- Thông thường với trường hợp liên kết giữa bê tông và tôn thép là hoàn toàn và bề dày tôn thép bình thường, khi sàn chịu uốn trục trung hòa nằm trong phần bê tông; ngược lại khi liên kết không hoàn toàn, trục trung hòa luôn nằm trong phần tiết diện tôn thép. Khi đó mất ổn định cục bộ của tôn thép do nén cần phải được xem xét thông qua việc xác định bề dày hiệu quả của các thành mỏng. Những bề rộng này được cho phép (theo Eurocode 4) lớn gấp 2 lần giới hạn của bản bụng thép nhóm 1 của dầm, lý do là phần bê tông đã ngăn cản sự mất ổn định theo chiều hướng lên trên.

- Khi tôn sóng chịu kéo, bề rộng của sườn dập nổi nên được bỏ qua trong tính toán.

- Do những nguyên nhân trên, diện tích hiệu quả của tôn thép trên một đơn vị bề rộng,  $A_p$ , và khoảng cách,  $e$ , từ đáy tấm tôn đến trọng tâm của tiết diện nên được xác định dựa trên các thí nghiệm thực tế. Khoảng cách  $e$  này khác so với khoảng cách  $e_p$  tính từ đáy tấm tôn đến trục trọng tâm dầm của tấm tôn.

- Dạng phá hoại I xảy ra khi tấm tôn bị chảy dẻo hoặc khi các thớ bê tông đạt tới trạng thái giới hạn chịu nén dưới tác dụng của mô men lớn nhất. Dạng phá hoại này xảy ra với hệ có liên kết chắc chắn giữa tôn và bê tông hoặc đối với hệ nhịp lớn.

- Trong vùng mô men dương có thể kể đến sự làm việc của cốt thép (cả cốt thép bố trí chống cháy), trong khả năng chịu lực của sàn liên hợp.

- Ta lý tưởng hóa sự làm việc của vật liệu bằng biểu đồ cứng dẻo. Thép tôn chịu ứng đạt tới giới hạn đàn hồi  $\frac{f_{yp}}{\gamma_{ap}}$ , bê tông chịu ứng suất đạt tới giới hạn chịu nén  $0,85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$  và cốt

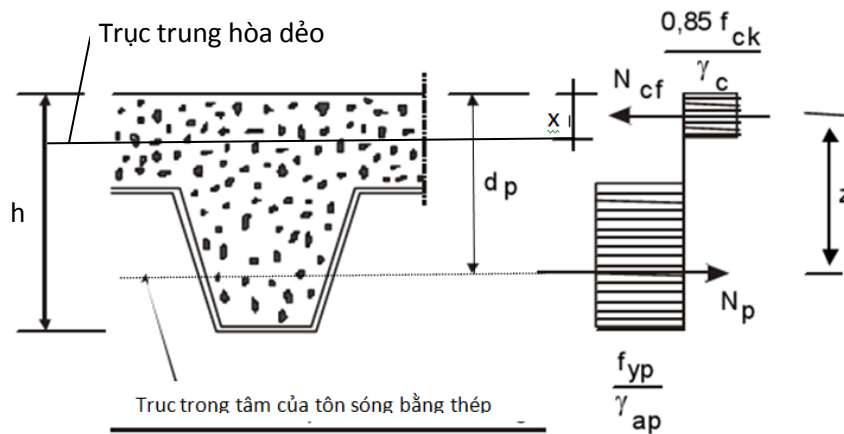
thép đạt tới giới hạn đàn hồi  $\frac{f_{sk}}{\gamma_s}$ .

Trong đó:

- $f_{ck}$  - cường độ đặc trưng khi nén của bê tông;
- $f_{sk}$  - giới hạn đàn hồi đặc trưng khi nén của thép thanh;
- $f_{yp}$  - giá trị tiêu chuẩn của giới hạn đàn hồi khi kéo của thép làm tôn;
- $\gamma_s$  - hệ số an toàn thép thanh, thường  $\gamma_s = 1,15$ ;
- $\gamma_c$  - hệ số an toàn vật liệu bê tông, thường  $\gamma_c = 1,5$ ;
- $\gamma_{ap}$  - hệ số an toàn của vật liệu thép tôn, thường  $\gamma_{ap} = 1,1$ .

Tùy theo vị trí của trục trung hòa, ta có 3 trường hợp sau:

**a. Trục trung hòa dể nằm trong phần bê tông phía trên của tôn sóng**



**Hình 2.13 Phá hoại do tôn thép chảy dẻo**

- Sự phân bố ứng suất do uốn trên tiết diện được giả thiết như thể hiện trên hình 2.13. Liên kết giữa bê tông và tôn thép là hoàn toàn. Bỏ qua khả năng chịu lực kéo của bê tông, ta xác định hợp lực ngang của tôn thép,  $N_p$ . Lực  $N_p$  cân bằng với hợp lực ngang của phần bê tông,  $N_{cf}$ .

Ta có:

$$N_p = \frac{f_{yp}}{\gamma_{ap}} A_p = N_{c,f} = x b \frac{0,85 f_{ck}}{\gamma_c} \tag{2.3}$$

- Từ công thức trên ta xác định được chiều cao vùng bê tông chịu nén,  $x$ :

$$x = \left( \frac{f_{yp}}{\gamma_{ap}} A_p \right) / \left( b \frac{0,85 f_{ck}}{\gamma_c} \right) \quad (2.4)$$

- Lấy mô men đối với điểm nằm trên trục trọng tâm của khối bê tông bị nén, ta có phương trình sau:

$$M_{p,Rd}^+ = N_p z = \frac{f_{yp}}{\gamma_{ap}} A_p (d_p - 0,5x) \quad (2.5)$$

Trong đó:

$M_{p,Rd}^+$  - Mô men dương giới hạn của tiết diện;

$A_p$  - Diện tích thép tương ứng với bề rộng  $b$ ;

$b$  - bề rộng sàn;

$d_p$  - Vị trí trục trọng tâm của tôn thép.

### **b. Trục trung hòa dẹt nằm trong sườn tôn, phá hoại dẹt theo khả năng chịu lực của bê tông**

- Trục trung hòa dẹt nằm trong phần tiết diện tôn thép, có một phần tiết diện tôn chịu nén để đảm bảo cân bằng lực theo phương ngang.

- Sự phân bố ứng suất được cho trong hình 2.14. Trong trường hợp này lực  $N_c$  nhỏ hơn lực  $N_p$  và được xác định bởi công thức:

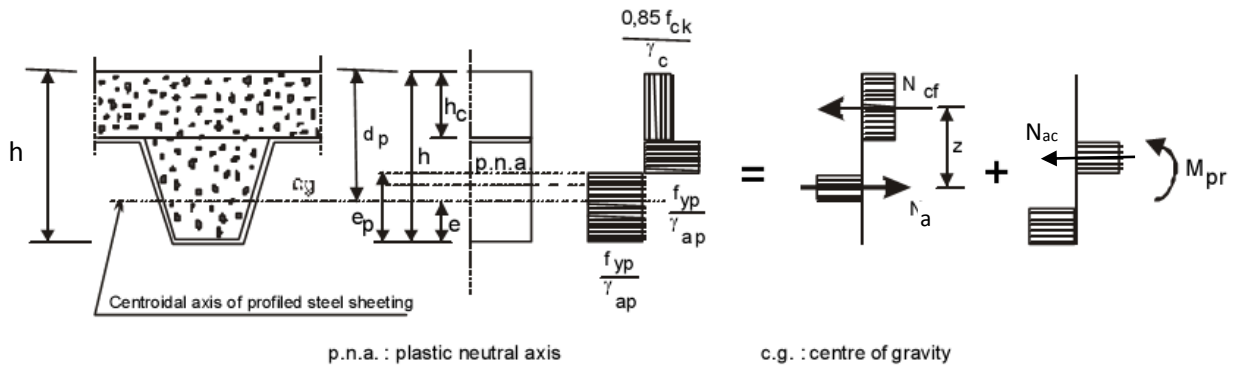
$$N_{cf} = bh_c \frac{0,85 f_{ck}}{\gamma_c} \quad (2.6)$$

- Để đơn giản, lực nén bê tông trong các sườn (bụng) được bỏ qua. Không có phương pháp đơn giản để tính toán giá trị  $x$  (chiều cao vùng nén), do các tính chất phức tạp của tôn thép, do đó ta áp dụng phương pháp gần đúng sau đây. Lực kéo trong phần tôn thép được phân làm hai thành phần, mỗi thành phần dùng để tính một phần của mô men giới hạn  $M_{p,Rd}$ .

+ Thành phần thứ nhất  $N_a$  cân bằng với lực  $N_{cf}$ . Cánh tay đòn  $z$  được xác định dựa vào đặc trưng hình học của tiết diện tôn sóng.

$$N_a = N_{cf} \tag{2.7}$$

+ Thành phần thứ hai tương ứng với phần tự cân bằng trong tiết diện tôn. Phần tự cân bằng này cho ta mô men phụ thêm  $M_{pr}$  của tôn.



**Hình 2.14 Phá hoại theo khả năng chịu lực của bê tông**

+ Trong tiết diện tôn có một phần chịu nén, phần chịu nén này được cân bằng với một phần chịu kéo. Nếu tôn giữ được ổn định cục bộ phần chịu kéo và chịu nén này sẽ cho ta phần mô men phụ thêm  $M_{pr}$ .

$$M_{p,Rd}^+ = N_{cf} z + M_{pr} \tag{2.8}$$

- Ở đây, ta có thể coi  $M_c = N_{cf} z$  là mô men phá hoại tương ứng với sự phá hoại của bê tông. Trong khi đó, ta có thể tính  $M_{pr}$  thông qua  $M_{pa}$  - mô men dẻo của toàn bộ tiết diện tôn khi có xét đến ảnh hưởng của lực dọc  $N_a$ . Cũng cần chú ý rằng trong Eurocode 4 phần 1.1, giá trị của  $N_{cf}$  phụ thuộc vào tỉ số  $x/h_c$ . Giá trị của  $N_{cf}$  là giá trị nhỏ hơn trong các giá trị được xác định bởi công thức (2.3) và (2.6). Để tránh nhầm lẫn, người ta thường sử dụng đại lượng  $N_{pa}$ , đại lượng này luôn có giá trị:

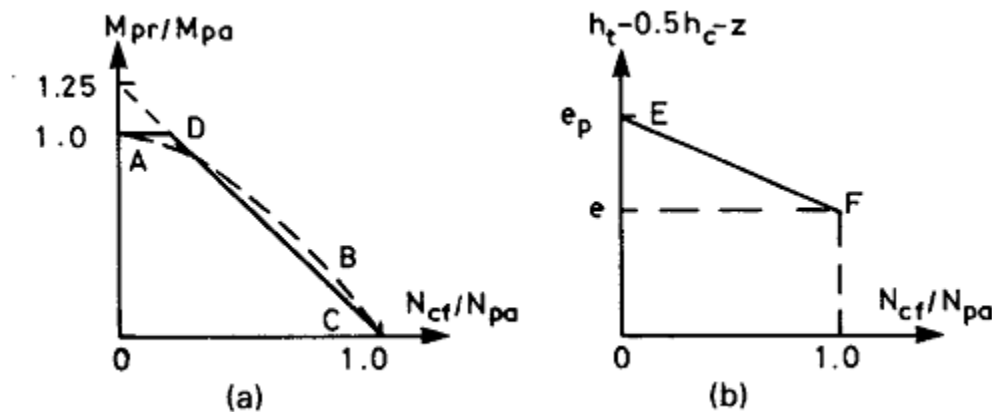
$$N_{pa} = \frac{f_{yp}}{\gamma_{ap}} A_p \tag{2.9}$$

- Chữ cái  $f$  trong kí hiệu  $N_{cf}$  để chỉ liên kết hoàn toàn. Đối với trường hợp liên kết không hoàn toàn, lực nén trong bê tông sàn được kí hiệu là  $N_c$ , giá trị của  $N_c$  thường bé hơn  $N_{cf}$ .

- Mọi quan hệ giữa  $M_{pr} / M_{pa}$  và  $N_{cf} / N_{pa}$  phụ thuộc vào loại tôn thép, nhưng dạng phổ biến nhất là dạng đường nét đứt ABC được thể hiện trong hình 2.15(a). Theo Eurocode 4, có thể tính toàn gần đúng theo công thức sau:

$$M_{pr} = 1,25M_{pa} \left[ 1 - \frac{N_{cf}}{N_{pa}} \right] \leq M_{pa} \quad (2.10)$$

được thể hiện qua đường ADC.



**Hình 2.15** Mọi quan hệ giữa  $M_{pr}$  và  $M_{pa}$

- Trong công thức (2.8), cánh tay đòn  $z$  được xác định một cách gần đúng và được thể hiện bằng đường EF trong hình 2.15(b). Điều này hoàn toàn đúng khi  $N_{cf} = N_{pa}$  hay  $N_{ac} = 0$ , do đó  $M_{pr} = 0$ . Công thức (2.5) với  $x = h_c$  sẽ cho ta giá trị  $M_{p,Rd}^+$ . Cánh tay đòn sẽ là:

$$z = d_p - 0,5h_c = h - e - 0,5h_c \quad (2.11)$$

cho ta điểm F.

- Để kiểm tra điểm E, ta giả thiết rằng  $N_{cf}$  rất nhỏ và coi bằng không (ví dụ như trường hợp bê tông rất yếu), do đó  $N_a \approx 0$  và  $M_{pr} \approx M_{pa}$ . Trục trung hòa chỉ thể hiện cho  $M_{pa}$  và cách đáy của tấm tôn một khoảng là  $e_p$ , khi đó cánh tay đòn của  $N_{cf}$  là:

$$z = h - e_p - 0,5h_c \quad (2.12)$$

cho ta điểm E. Phương pháp này đã được thực nghiệm xác nhận.

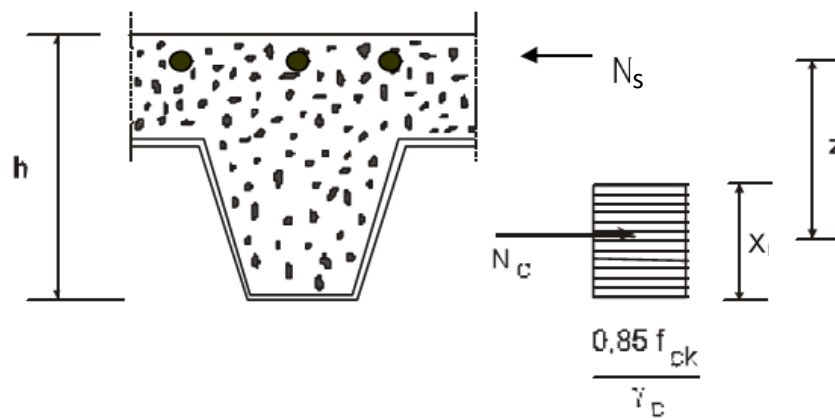


\* Đường EF được xác định bằng phương trình:

$$z = h - e_p - 0,5h_c + \frac{(e_p - e)N_{cf}}{N_{pa}} \quad (2.13)$$

**c. khả năng chịu lực của tiết diện trong vùng mô men âm**

- Phần bê tông phía trên của sàn chịu kéo, bị nứt và không tham gia chịu lực. Chỉ có cốt thép chịu ứng suất kéo. Khả năng chịu uốn giới hạn khi cốt thép đạt tới ứng suất  $\frac{f_{sk}}{\gamma_s}$ .



**Hình 2.16 Xác định mô men giới hạn trong vùng mô men âm**

- Hợp lực trong cốt thép là:

$$N_s = A_s \frac{f_{sk}}{\gamma_s} \quad (2.14)$$

- Đối với phần biểu đồ phía dưới, ta coi rằng tôn không đủ cứng khi chịu lực nén (cấu tạo thành mông) và tôn không thể chịu được lực; chỉ có bê tông tham gia vào chịu lực. Phần bê tông trong các sườn cân bằng với hợp lực trong cốt thép. Hợp lực trong bê tông:

$$N_c = x b_c 0,85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad (2.15)$$

Trong đó:  $b_c$  là bề rộng trung bình của phần bê tông trong sườn.

Cân bằng lực theo phương ngang ta có:

$$N_s = N_c \text{ hay } A_s \frac{f_{sk}}{\gamma_s} = 0,85 x b_c \frac{f_{ck}}{\gamma_c}$$

Ta xác định được:

$$x = \left( A_s \frac{f_{sk}}{\gamma_s} \right) / \left( 0,85b_c \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \right) \quad (2.16)$$

và cánh tay đòn  $z$  giữa  $N_s$  và  $N_c$ .

- Mô men giới hạn được tính:

$$M_{p,Rd}^- = \frac{A_s f_{sk}}{\gamma_s} z \quad (2.17)$$

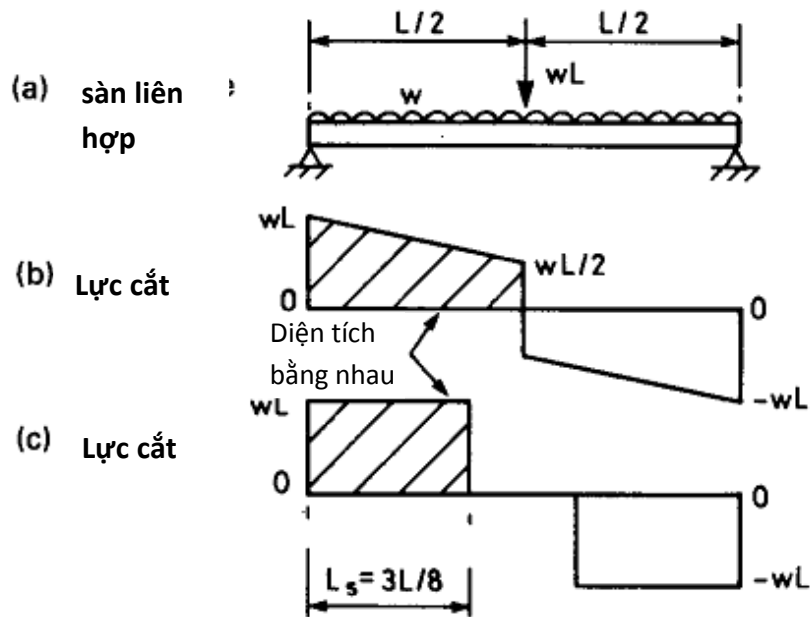
- Cũng cần phải kiểm tra xem cốt thép có đủ dẻo không để cho phép các tiết diện dẻo có thể xoay được. Các mác thép thông thường nói chung đáp ứng được điều kiện dẻo này, với điều kiện sàn không quá dày.

### V.2.2 Kiểm tra liên kết trong sàn, dạng phá hoại II

- Các loại tôn sóng định hình mà truyền tải trọng cắt dọc trực thông qua liên kết ma sát không có mô hình tính toán phù hợp. Điều này dẫn đến sự phát triển của các thí nghiệm về mối quan hệ giữa lực cắt và độ bám dính, và phương pháp thiết kế thực nghiệm 'm-k'

- Phương pháp tính là nhằm đánh giá khả năng chịu lực trung bình dưới tác dụng của lực cắt  $\tau_u$  dọc theo chiều dài cắt  $L_s$  (xem lại hình 2.5).  $\tau_u$  phụ thuộc vào loại tôn và chỉ được xác định với một loại tôn đã biết.

- Đối với trường hợp nhịp chịu tải trọng phân bố đều, chiều dài  $L_s$  là  $L/4$  (tính từ gối tựa). Nguyên tắc tính toán  $L_s$  đối với các dạng tải trọng khác được minh họa qua ví dụ sau:



Hình 2.17 Tính toán  $L_s$  cho sàn liên hợp

- Sàn liên hợp được thể hiện trong hình 2.17 chịu một tải trọng phân bố  $w$  trên một đơn vị chiều dài và một tải trọng tập trung ở trọng tâm có giá trị là  $wL$ , do đó biểu đồ lực cắt có dạng như trong hình 2.17(b). Cũng trên nhịp đó, ta thiết lập một biểu đồ lực cắt mới do hai tải trọng tập trung gây ra sao cho lực cắt ở hai gối tựa trong hai trường hợp đều bằng nhau. Điều kiện ràng buộc ở đây là diện tích của phần lực cắt dương và phần lực cắt âm của của cả hai biểu đồ đều phải tương ứng bằng nhau. Biểu đồ lực cắt mới được thể hiện ở hình 2.17(c). Trong trường hợp này phần diện tích của lực cắt âm và phần diện tích của lực cắt âm đều có giá trị là  $3wL^2/8$ . Do đó, chiều dài cắt  $L_s = 3L/8$ .

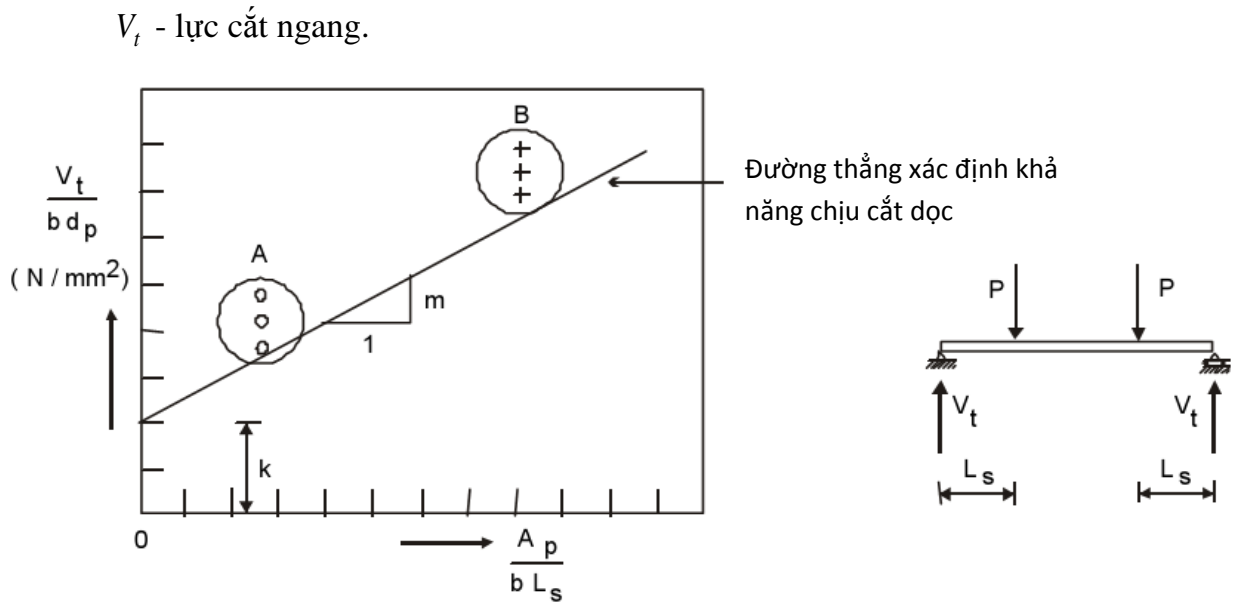
**\* Phương pháp ‘m-k’**

- Phương pháp ‘m-k’ là một phương pháp nửa thực nghiệm. Người ta nghiên cứu một hàm nhiều tham số:

$$V_{LR} = F(f_{ck}, L_s, d_p, b, A_p, V_t) \tag{2.18}$$

Trong đó:

- $V_{LR}$  - khả năng chịu cắt dọc giới hạn xác định qua lực cắt ngang;
- $f_{ck}$  - giới hạn chịu nén của bê tông;
- $L_s$  - chiều dài cắt;
- $d_p$  - chiều cao trung bình của sàn;



-Hình 2.18 thể hiện đường thẳng m-k, xác định từ hai nhóm thí nghiệm, mỗi nhóm có 3 mẫu thí nghiệm sàn liên hợp. Các thí nghiệm đều tiến hành với cùng một loại tôn sóng. Trục tung là ứng suất được xác định từ lực cắt ngang  $V_t$  bao gồm cả trọng lượng riêng của sàn. Trục hoành là tỷ số giữa diện tích thép và diện tích chịu cắt dọc; bằng cách nhân tỷ số này với  $f_y / \tau_u$  và liên hệ với trục tung ta nhận được tỷ số tính khả năng của tôn để truyền lực cắt dọc.

- Công thức (2.19) yêu cầu xác định các hệ số  $m$  và  $k$  bằng các thí nghiệm tiêu chuẩn. Giá trị  $m$  và  $k$  phụ thuộc vào loại tôn sóng và các kích thước của tiết diện sàn. Các nhà sản xuất sẽ cung cấp các giá trị  $m$  và  $k$ .

- Eurocode 4 không kể đến khả năng chịu cắt dọc của bê tông và xác định đường đặc trưng qua giá trị nhỏ nhất của mỗi nhóm thí nghiệm và giảm đi 10%. Việc không kể đến tác dụng chịu cắt của bê tông do đối với các công trình thông thường khả năng chịu cắt dọc của bê tông không lớn nếu giới hạn chịu nén của bê tông nằm trong khoảng 25-35 Mpa.

- Theo Eurocode 4 lực cắt ngang thiết kế lớn nhất  $V_{t,Rd}$  trên bề rộng  $b$  của sàn liên hợp được giới hạn bởi lực cắt dọc giới hạn  $V_{L,Rd}$ :

$$V_{L,Rd} = b d_p \left( m \frac{A_p}{b L_s} + k \right) \frac{1}{\gamma_{vs}} \quad (2.19)$$

Trong đó:

$\gamma_{vs}$  - hệ số an toàn,  $\gamma_{vs} = 1,25$ ;

$L_s$  - chiều dài cắt, phụ thuộc vào dạng chất tải.

- Trong trường hợp khả năng chịu cắt dọc không đủ, ta có thể bổ sung các liên kết ở đầu mỗi nhịp sàn, thêm các neo hay làm biến dạng các tâm tôn.

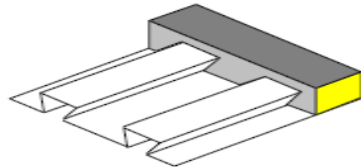


Figure 6 Frictional interlock in composite slabs [1]

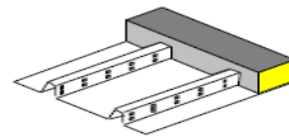
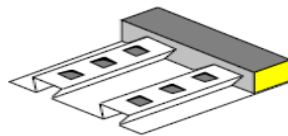
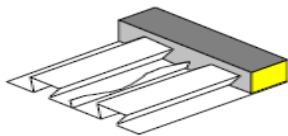
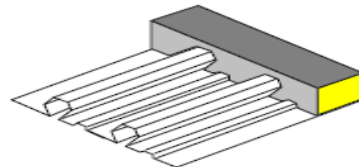


Figure 7 Mechanical interlock in composite slabs [1]

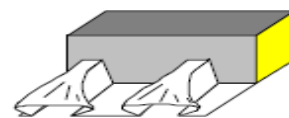
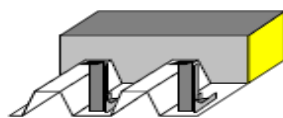
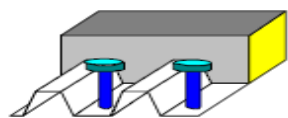


Figure 8 End anchorage for composite slabs [1]

### V.2.3 Kiểm tra khả năng chịu lực cắt ngang của sàn, dạng phá hoại III

- Dạng phá hoại này có thể xảy ra khi các tôn sóng có sườn, gờ làm việc hiệu quả, đảm bảo được liên kết chịu cắt giữa tôn và bê tông (do đó ngăn chặn được dạng phá hoại thứ II) và phần bê tông bị các lực cắt ngang tác dụng dẫn đến xuất hiện các vết nứt. Các vết nứt nghiêng một góc  $45^\circ$  so với mặt trung bình của sàn trong vùng chịu cắt.

- Khả năng chịu cắt ngang  $V_{v,Rd}$  có bề rộng bằng khoảng cách giữa trục của hai sườn kề nhau có thể được xác định theo công thức sau:

$$V_{v,Rd} = b_o d_p \tau_{Rd} k_v (1,2 + 40\rho) \quad (2.20)$$

Trong đó:

$b_o$  - bề rộng trung bình của sườn bê tông (bề rộng nhỏ nhất đối với tôn có sườn đóng;

$\tau_{Rd}$  - cường độ chịu cắt, lấy bằng  $0,25f_{ctk} / \gamma_c$ ;

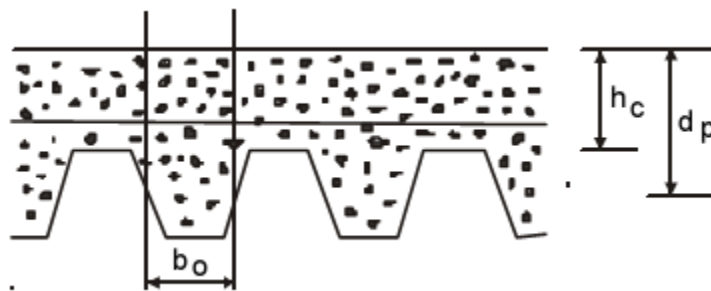
$d_p$  - chiều cao trung bình của sàn;

$\rho$  - tỉ số  $A_p / b_o d_p < 0,02$ ;

$f_{ctk}$  - lấy bằng  $0,7f_{ctm}$ ;

$A_p$  - tiết diện của phân tôn thép chịu kéo nằm trong khoảng bề rộng  $b_o$ ;

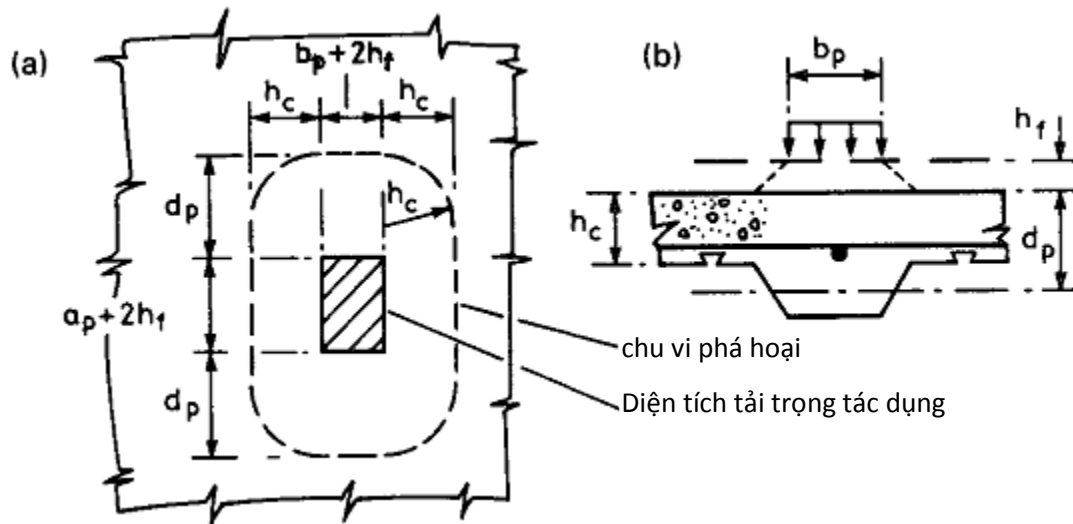
$k_v = (1,6 - d_p)$ , với  $d_p$  tính bằng m.



**Hình 2.19 Phá hoại cắt trong bê tông**

#### V.2.4 Kiểm tra khả năng chịu chọc thủng của sàn

- Sàn liên hợp phải được thiết kế để chịu được tải trọng tập trung như tải trọng từ bánh xe của xe đẩy khi thi công,...những tải trọng có thể gây nguy hiểm khả năng chịu chọc thủng của sàn. Sự phá hủy được giả thiết là xuất hiện trên một chu vi phá hoại có độ lớn là  $C_p$ , được xác định giống như sàn bê tông cốt thép thông thường. Tải trọng được giả thiết tác dụng lên một diện tích  $a_p \times b_p$  cách xa các cạnh tự do (cạnh tự do là cạnh biên không có dầm đỡ), và được mở rộng theo một góc  $45^\circ$  qua một bề dày  $h_f$ , như minh họa trong hình 2.20.



**Hình 2.20 Chu vi phá hoại khi sàn bị chọc thủng**

- Eurocode 4 cho ta công thức xác định độ bền thiết kế khi sàn chịu tải trọng tập trung:

$$V_{p,Rd} = C_p h_c \tau_{Rd} k_v (1,2 + 40\rho) \quad (2.21)$$

Trong đó:

$h_c$  - chiều dày phần bê tông tính từ mặt trên sàn đến mặt trên tôn;

$C_p$  - chu vi phá hoại, được xác định theo công thức:

$$C_p = 2\pi h_c + 2(2d_p + a_p - 2h_c) + 2b_p + 8h_f \quad (2.22)$$

### V.3 Kiểm tra theo trạng thái giới hạn về sử dụng khi sàn làm việc liên hợp

#### V.3.1 Kiểm tra độ võng

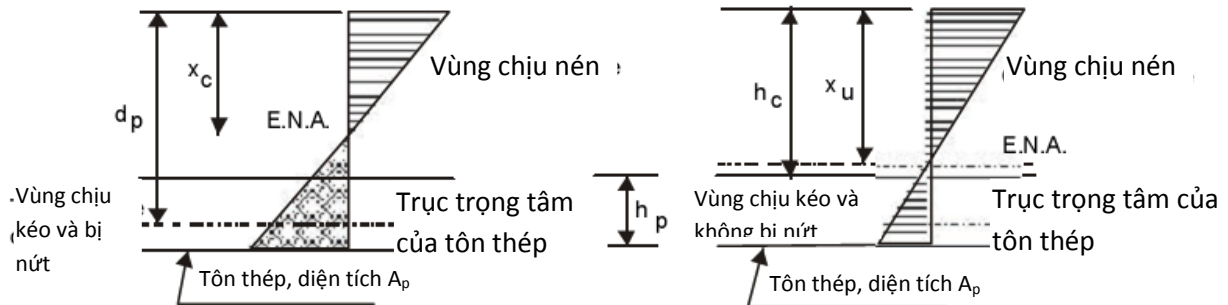
- Độ võng của sàn liên hợp có thể được xác định bằng phương pháp phân tích tuyến tính đối với việc tính mô men quán tính trung bình của tiết diện có phần bê tông bị nứt và tiết diện có phần bê tông không bị nứt. Ta cũng kể đến độ trượt ở đầu của sàn.

- Trong một tiết diện mà phần bê tông chịu kéo được coi là bị nứt trong vùng mô men dương (xem hình 2.21), mô men quán tính  $I_{cc}$  được tính theo công thức:

$$I_{cc} = \frac{bx_c^3}{12n} + \frac{bx_c(x_c/2)^2}{n} + A_p(d_p - x_c)^2 + I_p, \quad (2.23)$$

Trong đó:  $x_c$  - vị trí của trục trung hòa tính từ mặt trên của sàn, tính theo công thức:

$$x_c = \frac{nA_p}{b} \left( \sqrt{1 + \frac{2bd_p}{nA_p}} - 1 \right) \quad (2.24)$$



**Hình 2.21 Tính toán mô men quán tính của bê tông bị nứt và không bị nứt trong vùng mô men dương**

- Trên tiết diện mà phần bê tông xem như không bị nứt, mô men quán tính  $I_{cu}$  của tiết diện có thể được tính toán theo công thức sau:

$$I_{cu} = \frac{bh_c^3}{12n} + \frac{bh_c(x_u - h_c/2)^2}{n} + \frac{b_o h_p^3}{12n} + \frac{b_o h_p}{n} \left( h - x_u - \frac{h_p}{2} \right)^2 + A_p (d_p - x_u)^2 + I_p \quad (2.25)$$

Trong đó:  $x_u$  - vị trí trục trung hòa toàn tiết diện tính từ mặt trên của sàn:

$$x_u = \frac{\sum A_i z_i}{\sum A_i} = \frac{b \frac{h_c^2}{2} + b_o h_p \left( h - \frac{h_p}{2} \right) + nA_p d_p}{bh_c + b_o h_p + nA_p} \quad (2.26)$$

Trong công thức này hệ số quy đổi vật liệu tương đương có thể lấy trung bình của tác dụng ngắn hạn và tác dụng dài hạn:

$$n = \frac{E_{ap}}{E_{cm}} = \frac{E_{ap}}{0,5(E_{cm} + E_{cm} / 3)} \quad (2.27)$$

Mô men quán tính trung bình:

$$I_c = \frac{I_{cc} + I_{cu}}{2}$$

### V.3.2 Tính toán vết nứt



Tính toán theo sự hình thành vết nứt trong sàn liên hợp giống như đối với dầm. Có thể tham khảo cách tính về nứt ở Chương 3 - kết cấu dầm liên hợp.

## VI. Ví dụ tính toán

- Các loại cường độ vật liệu, các dạng sàn điển hình và các tải trọng đặc trưng cho kết cấu liên hợp đã được trình bày trong chương I. Những tính toán dưới đây sẽ minh họa tính toán đã được giới thiệu trong chương II (mục V). Trong thực tế, các tính toán có thể được tiến hành bởi các công ty cung cấp tấm tôn thép, sau đó thành lập “Bảng tải trọng an toàn”; tuy nhiên trong mục này ta giả thiết chưa có tính toán này mà chỉ có các dữ liệu ban đầu về vật liệu.

- Xét một hệ kết cấu không được chống tạm, đối với các tấm tôn có chiều dài nhịp 4 m phải có chiều cao lớn hơn 100 mm. Chỉ có một vài loại tấm tôn có thể thỏa mãn điều kiện này, do đó giả thiết rằng tấm tôn được chống tạm ở giữa nhịp trong suốt quá trình thi công. Chọn loại tôn có mã hiệu CF 70, được sản xuất bởi công ty Precision Metal Forming. Chiều cao toàn bộ của tôn thép là 70 mm, nhưng theo hình 2.22 ta thấy tỉ số chiều dài nhịp/chiều cao của tấm tôn không phải là 28,6 (2000/70) mà phải là 36,4 (2000/55), do ta bỏ đi chiều cao đoạn gân nổi (15 mm).

- Bước tiếp theo, ta phải xác định bề dày lớp bê tông sàn, khi coi sàn liên kết đơn giản với chiều dài nhịp là 4 m. Tải trọng tập trung tiêu chuẩn khá lớn (7,0 kN), do đó giả thiết chiều dày toàn bộ của sàn là 150 mm. Trọng tâm của tôn thép cách mặt dưới của tôn thép 30 mm, do đó chiều cao hiệu quả ( $d_p$ ) là 120 mm và tỉ số chiều dài nhịp/chiều cao là  $4000/120 = 33,3$ . Thông thường, tỉ số này cao hơn tỉ số đối với đối với dầm. Những tính toán cụ thể sau này cho ta thấy rằng đối với tôn sóng CF 70 có bề dày 0,9 mm sẽ thỏa mãn.

- Bê tông nhóm C25/30

Tôn có các đặc tính sau:

Giới hạn chảy,  $f_{yp} = 280 \text{ N/mm}^2$  ;

Chiều dày tính toán, bỏ qua lớp mạ kẽm,  $t_p = 0,86 \text{ mm}$  ;

Diện tích hiệu quả của tiết diện ngang,  $A_p = 1185 \text{ mm}^2 / \text{m}$  ;

Mô men quán tính của tiết diện,  $I_p = 0,57 \times 10^6 \text{ mm}^4 / \text{m}$  ;  $E_{pa} = 210 \times 10^3 \text{ N/mm}^2$

Cường độ mô men dẻo đặc trưng,  $M_{pa} = 4,92 \text{ kNm/m}$  ;

Khoảng cách trọng tâm tôn so với đáy,  $e = 30 \text{ mm}$  ;

Cường độ chịu cắt đặc trưng theo phương đứng,  $V_{pa} = 49,2 \text{ kN/m}$  ;

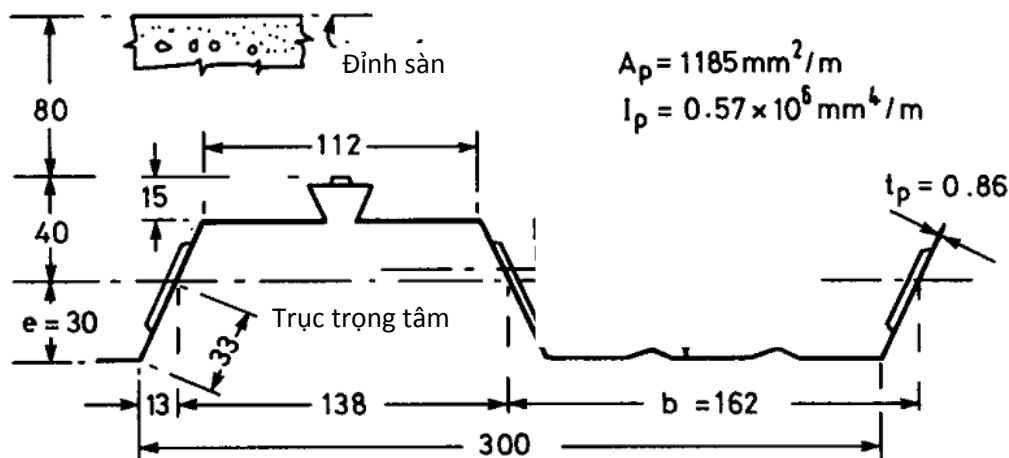
Các đại lượng dùng tính cường độ chịu cắt dọc,  $m = 184 \text{ N/mm}^2$  ;  $k = 0,0530 \text{ N/mm}^2$  ;

Trọng lượng sàn liên hợp (dùng chung cho cả khi thi công),  $g_k = 2,41 \text{ kN/m}^2$  ;

Hoạt tải sử dụng:  $q_k = 5 \text{ kN/m}^2$  , tải trọng lớp hoàn thiện và tường:  $g_k = 2,5 \text{ kN/m}^2$

Tải trọng chọc thủng  $P = 7 \text{ kN}$  trên diện tích  $50 \text{ mm} \times 50 \text{ mm}$ .

Kiểm tra khả năng làm việc của sàn trong giai đoạn thi công và giai đoạn liên hợp.



Hình 2.22 Tiết diện ngang đặc trưng của tôn thép CF 70/0,9

### VI.1 Tính toán tôn thép như cột pha

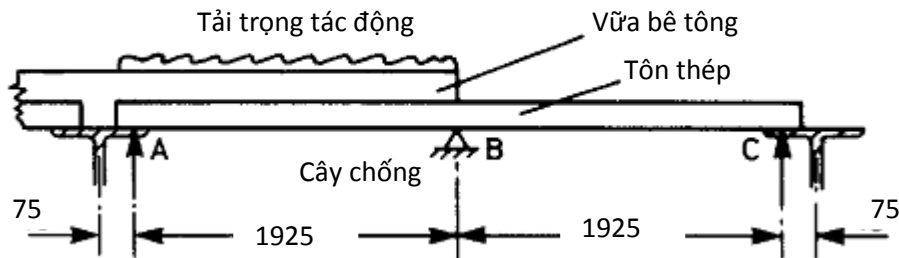
Tải trọng thi công phân bố đều là  $1,5 \text{ KN/m}^2$  trên mỗi diện tích  $3 \text{ m}^2$ , do đó tải trọng tính toán là:

- Tĩnh tải tính toán:  $g_d = 2,41 \times 1,35 = 3,25 \text{ KN/m}^2$ ,

- Hoạt tải tính toán:  $q_d = 1,5 \times 1,5 = 2,25 \text{ KN/m}^2$ ,

Cánh trên của dầm thép đỡ được giả thiết là có bề rộng ít nhất 0,15 m, và chiều rộng của thanh chống được bỏ qua, chiều dài hiệu quả của mỗi nhịp là:

$$L_e = \frac{4000 - 150}{2} = 1925 \text{ mm}$$



**Hình 2.23** Tôn thép làm việc như cốp pha trong quá trình thi công

#### a. Chịu uốn và chịu cắt

Trường hợp tải trọng bất lợi nhất khi sàn chịu uốn được thể hiện trên hình 2.23, khi đó trọng lượng riêng của tôn thép trong nhịp BC được bỏ qua. Mô men tính toán lớn nhất được xác định như sau:

$$\text{Mô men dương: } M_{Sd} = 0,0959 \times (3,25 + 2,25) \times 1,925 = 1,955 \text{ kNm/m};$$

$$\text{Mô men âm: } M_{Sd} = 0,0625 \times (3,25 + 2,25) \times 1,925 = 1,274 \text{ kNm/m};$$

Với  $\gamma_{ap} = 1,1$ , cường độ tính toán là  $M_{Rd} = 4,92 / 1,1 = 4,47 \text{ kNm/m}$ , đảm bảo đủ chịu lực.

Lực cắt đứng không ảnh hưởng nhiều đến thiết kế tôn thép định hình sử dụng làm cốp pha. Trong ví dụ này, giá trị lực cắt đứng lớn nhất là ở bên trái điểm B (hình 2.23) có giá trị:

$$V_{Sd} = 0,56 \times 5,5 \times 1,925 = 5,929 \text{ kN/m}, \text{ bé hơn rất nhiều so với độ bền tính toán } (49,2/1,1 = 44,7 \text{ kN/m}).$$

#### b. Độ võng

Tải trọng thiết kế theo trạng thái giới hạn khi sử dụng là:  $2,41 + 1,5 = 3,91 \text{ kN/m}^2$ . Giả thiết rằng các cây chống không bị cong hay lệch. Độ võng lớn nhất trên nhịp AB, nếu nhịp BC không chịu tải trọng là:

$$\delta_{\max} = \frac{wL_c^4}{185E_dI_p} = \frac{3,91 \times 1,925^4}{185 \times 0,21 \times 0,57} = 2,42 \text{ mm}$$

Giá trị này rất nhỏ hơn  $L/250 = 7,7 \text{ mm}$  nên đảm bảo điều kiện về độ võng.

## VI.2 Tính toán sàn liên hợp - chịu uốn và chịu cắt

Sàn liên tục được thiết kế khi coi là gồm nhiều đoạn nhịp đơn. Chiều dài nhịp hiệu quả nhỏ hơn khoảng cách giữa các trục của gối đỡ (4,0 m), và được tính bằng khoảng cách thông thủy (được giả thiết là 3,85m) cộng với chiều cao hiệu quả của sàn (0,12m), do đó  $L_e = 3,97 \text{ m}$ .

Khi tính toán lực cắt ngang, chiều dài nhịp được lấy là 4,0m. Tải trọng tính toán được xác định như sau:

- Tĩnh tải:  $g_d = (2,41 + 2,5) \times 1,35 = 6,63 \text{ kN/m}^2$ ,

- Hoạt tải:  $q_d = 5 \times 1,5 = 7,5 \text{ kN/m}^2$

Mô men uốn ở giữa nhịp là:

$$M_{sd} = 14,13 \times \frac{3,97^2}{8} = 27,8 \text{ kNm/m}$$

Để tính toán độ bền chịu uốn, từ công thức:

$$N_{cf} = \frac{A_p f_{yp}}{\gamma_{ap}} = 1185 \times \frac{0,28}{1,1} = 320 \text{ kNm/m}$$

Cường độ chịu nén tính toán của bê tông là:  $0,85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = 0,85 \times \frac{25}{1,5} = 14,2 \text{ N/mm}^2$ , chiều

cao vùng chịu nén được xác định theo công thức:

$$x = \frac{N_{cf}}{b(0,85 f_{ck} / \gamma_c)} = \frac{320}{14,2} = 21,3 \text{ mm}$$

Giá trị này nhỏ hơn  $h_c$  (trong ví dụ này  $h_c = 95 \text{ mm}$ )

Ta có:

$$M_{p,Rd} = N_{cf} (d_p - 0,5x) = 320 \times (0,12 - 0,011) = 32,9 \text{ kNm/m}$$

Như vậy tiết diện đảm bảo khả năng chịu mô men.

Lực cắt ngang tính toán lớn nhất đối với nhịp 4m là:

$$V_{Sd} = 2(6,63 + 7,5) = 28,3 \text{ kN/m}$$

Cường độ chống cắt được xác định theo công thức sau:

$$V_{v,Rd} = b_o d_p \tau_{Rd} k_v (1,2 + 40\rho)$$

Trong đó:

$$b_o = 162 \text{ mm}, b = 300 \text{ mm}, d_p = 120 \text{ mm};$$

$A_p$  - tiết diện của phân tôn thép chịu kéo nằm trong khoảng bề rộng  $b_o$ ;

$$A_p = 0,87 \times (162 - 26 + 66) = 174 \text{ mm}$$

$$\tau_{Rd} = 0,25 f_{ctk} / \gamma_c = 0,25 \times 1,82 / 1,5 = 0,3 \text{ N/mm}^2;$$

$$f_{ctk} \text{ - lấy bằng } 0,7 f_{ctm} = 0,7 \times 2,6 = 1,82 \text{ N/mm}^2;$$

$$\rho \text{ - tỉ số } A_p / b_o d_p = 174 / (162 \times 120) = 0,009 < 0,02;$$

$$k_v = (1,6 - d_p) = 1,6 - 0,12 = 1,48 \text{ m}$$

$$V_{v,Rd} = \frac{162}{300} \times 120 \times 0,3 \times 1,48 (1,2 + 0,36) = 45 \text{ kN / m}$$

Như vậy sàn liên hợp đủ khả năng chịu cắt.

### VI.3 Tính toán sàn liên hợp - lực cắt dọc trục

Lực cắt dọc trục được kiểm tra bằng phương pháp “m-k”. Ta có công thức sau:

$$V_{L,Rd} = b d_p \left( m \frac{A_p}{b L_s} + k \right) \frac{1}{\gamma_{vs}} = 26,2 \text{ kN / m}$$

Trong đó:

$$\gamma_{vs} \text{ - hệ số an toàn, } \gamma_{vs} = 1,25;$$

$L_s$  - chiều dài cắt, phụ thuộc vào dạng chất tải,  $L_s = L / 4 = 993\text{mm}$

$b = 1\text{m}$ ;  $d_p = 120\text{mm}$ ;  $A_p = 1185\text{mm}^2/\text{m}$ ;

$m = 184\text{N}/\text{mm}^2$ ,  $k = 0,053\text{ N}/\text{mm}^2$ .

Như vậy ta có thể thấy  $V_{v,Rd} = 45\text{kN} / \text{m} > V_{L,Rd} = 26,2\text{kN} / \text{m}$ , sàn không đủ khả năng chịu cắt dọc trục. Do đó, cần có những biện pháp leo giữ tại vị trí đầu mút của sàn.

#### VI.4 Tính toán sàn liên hợp - lực chọc thủng

Theo tiêu chuẩn Eurocode 4, sàn liên hợp phải chịu được tải trọng tập trung tính toán  $Q_{sd} = 1,5Q_{sk} = 1,5 \times 7,0 = 10,5\text{kN}$  trên một diện tích  $50 \times 50\text{mm}^2$ . Sàn liên hợp phải được kiểm tra khả năng chịu lực chọc thủng. Giả thiết rằng chiều dày  $h_f$  của sàn khi hoàn thiện là  $50\text{mm}$ , do đó ta có:

$$b_p = a_p = 50\text{mm}, h_f = 50\text{mm}, h_c = 95\text{mm}, d_p = 120\text{mm}.$$

Sườn dọc trên đỉnh của tôn thép được bỏ qua, do đó bề dày của tấm sàn được lấy là  $95\text{mm}$ . Một số dữ liệu khác được sử dụng trong tính toán:

$$\tau_{Rd} = 0,3\text{N}/\text{mm}^2; \rho = 0,009; k_v = 1,48\text{m}$$

Ta có:

$$C_p = 2\pi h_c + 2(2d_p + a_p - 2h_c) + 2b_p + 8h_f = 1297\text{mm}$$

Khả năng chịu chọc thủng được tính như sau:

$$V_{p,Rd} = C_p h_c \tau_{Rd} k_v (1,2 + 40\rho) = 85\text{kN}$$

Như vậy sàn đủ khả năng chịu chọc thủng.

#### VI.4 Kiểm tra theo trạng thái giới hạn khi sử dụng

Ta tính mô men quán tính của tiết diện

- Khi tiết diện không bị nứt:  $I_{cu} = 12,1 \times 10^6\text{mm}^4/\text{m}$

- Khi tiết diện bị nứt:  $I_{cc} = 8,1 \times 10^6\text{mm}^4/\text{m}$

Mô men quán tính trung bình của tiết diện:  $I_m = \frac{I_{cc} + I_{cu}}{2} = 10,1 \times 10^6 \text{ mm}^4/\text{m}$

Khi đưa vào sử dụng, ta có thêm tải trọng lớp hoàn thiện  $g = 2,5 \text{ kN} / \text{m}^2$  và hoạt tải

$$q = 5,0 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Độ võng ở giữa nhịp:

$$\delta = \frac{5}{384} \frac{(g + q)L^4}{EI} = 11,4 \text{ mm}$$

Với  $L = 3,97 \text{ m}$  và  $E = 210 \text{ kN} / \text{mm}^2$

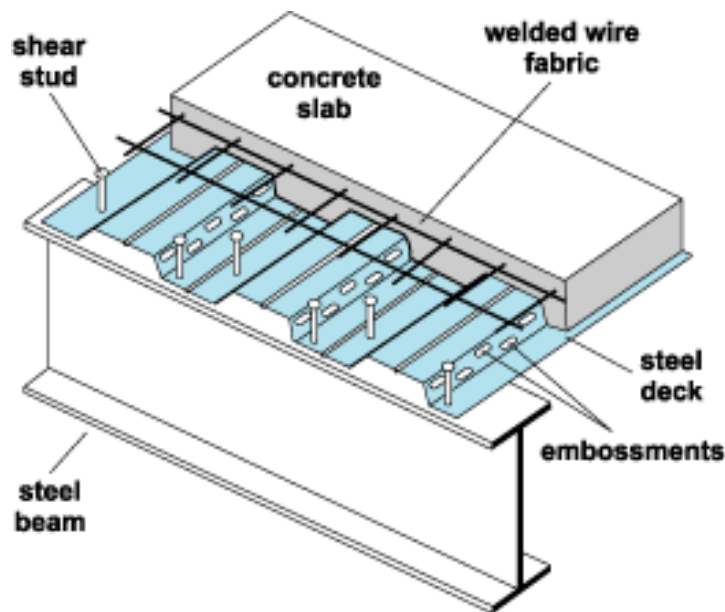
Ta có  $\delta = 11,4 \text{ mm} < \frac{L}{250} = \frac{3970}{250} = 15,88 \text{ mm}$ , đảm bảo về độ võng.

## CHƯƠNG 3

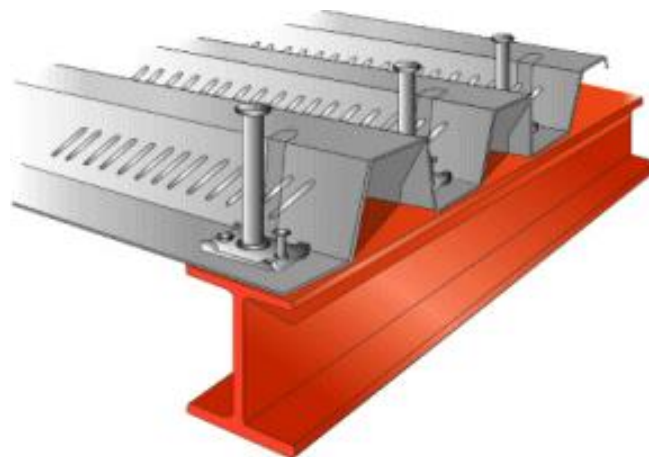
### DẦM LIÊN HỢP THÉP-BÊ TÔNG

- Dầm liên hợp thép - bê tông bao gồm:

- + Dầm thép cán nóng hoặc dầm thép tổ hợp;
- + Tấm sàn bê tông cốt thép (sàn bê tông cốt thép bình thường hoặc sàn liên hợp hoặc sàn ứng suất trước);
- + Liên kết giữa dầm thép và sàn bê tông.

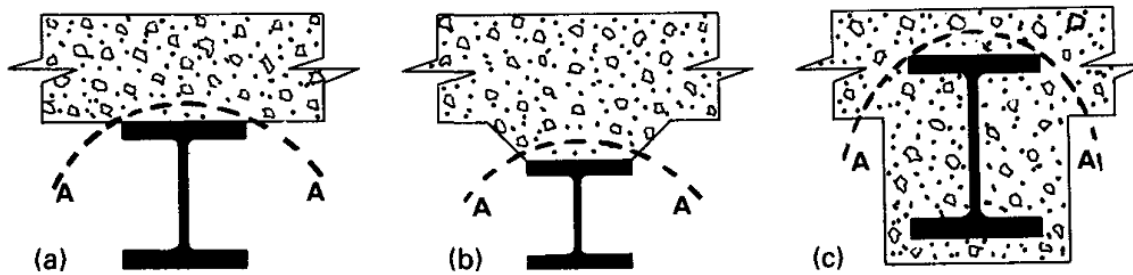


Hình 3.1 Dầm sàn liên hợp



Hình 3.2 Liên kết neo trong dầm liên hợp





**Hình 3.3 Một số dạng dầm liên hợp**

- Giống với sàn liên hợp, việc tính toán kiểm tra dầm liên hợp theo hai trạng thái:

- + Trạng thái phá giới hạn bền;
- + Trạng thái sử dụng.

## **I. KIỂM TRA THEO TRẠNG THÁI BỀN (Trạng thái giới hạn 1)**

### **I.1. Điều kiện an toàn**

- Cấu kiện được kiểm tra đảm bảo an toàn khi:

$$S_d \leq R_d \quad (3.1)$$

Trong đó:

$S_d$  - giá trị tính toán của các tác động (mô men, lực cắt, lực chọc thủng, ...) mà cấu kiện phải chịu;

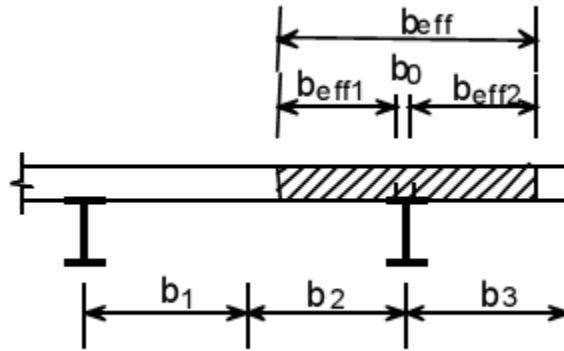
$R_d$  - khả năng chịu các tác động tương ứng của tiết diện kiểm tra.  $R_d$  phụ thuộc vào cường độ đặc trưng của các loại vật liệu trên tiết diện:

$$R_d = R_d \left( f_y / \gamma_a, f_{ck} / \gamma_c, f_{yp} / \gamma_{ap}, f_{ys} / \gamma_s \right)$$

### **I.2. Chiều rộng tham gia làm việc của sàn**

- Trên bề rộng hiệu quả  $b_{eff}$ , ứng suất pháp được coi là phân bố đều:

- Đối với dầm đơn giản:



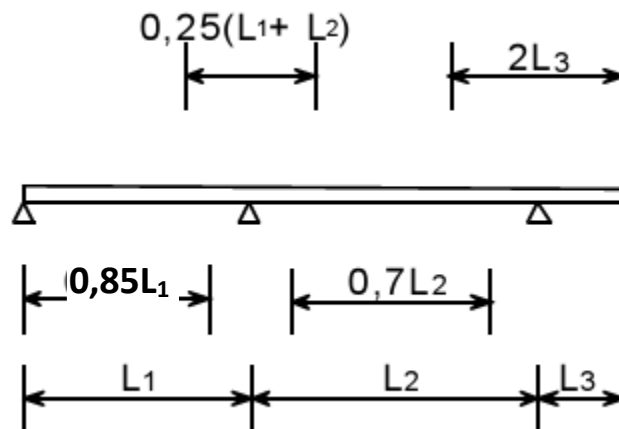
**Hình 3.4 Bề rộng hiệu quả của sàn đối với dầm đơn giản**

Bề rộng hiệu quả:

$$b_{eff} = b_{eff1} + b_{eff2} \quad (3.2)$$

Với  $b_{effi} = \min(l_o / 8, b_i)$ , trong đó  $l_o$  là chiều dài nhịp của dầm.

- Đối với dầm liên tục: công thức xác định bề rộng hiệu quả của sàn cũng tương tự, khác nhau ở cách xác định  $l_o$ , được lấy theo hình 3.5 được chia theo vùng mô men dương và vùng mô men âm.



**Hình 3.5 Nhịp tương đương để xác định bề rộng tham gia làm việc của sàn**

### I.3 Phân loại tiết diện ngang

Tùy theo khả năng xoay của tiết diện ta phân ra làm 4 loại:

- + Loại 1: tiết diện có khả năng phát triển mô men bền dẻo ( $M_{pl,Rd}^+, M_{pl,Rd}^-$ ) với khả năng xoay đủ để hình thành khớp dẻo.
- + Loại 2: tiết diện có khả năng phát triển mô men bền dẻo nhưng khả năng xoay hạn chế.
- + Loại 3 hoặc 4: do hiện tượng phá hoại cục bộ (cong, vênh) trong vùng chịu nén của dầm thép (phần cánh hoặc phần bụng dầm thép) mà các thớ chịu tải lớn không thể vượt quá giới hạn đàn hồi tính toán  $f_y / \gamma_a$  đối với tiết diện loại 3 và nhỏ hơn giá trị này đối với tiết diện loại 4.

Ta chỉ khảo sát tiết diện loại 1, loại 2, hai loại hay gặp trong công trình nhà cửa.

- Để phân loại loại 1, loại 2, bảng 3.1 đưa ra các giá trị giới hạn của độ mảnh bản cánh và bản bụng dầm thép khi dầm chịu uốn với các mô men âm  $M_{sd} < 0$  và cánh nén không được giữ ổn định bởi các tấm sàn bê tông cốt thép. Hệ số  $\varepsilon = \sqrt{235 / f_y}$ , trong đó  $f_y$  tính theo N/mm<sup>2</sup>. Các giá trị trong ngoặc chỉ các giới hạn bất lợi có thể chấp nhận được khi dầm thép không được bọc hoàn toàn.

- Khi tiết diện chịu mô men dương  $M_{sd} > 0$ , sự có mặt của tấm đan sẽ đóng vai trò như sau:

- + Nếu tất cả các cánh chịu nén của dầm thép nếu được liên kết với tấm đan bằng các liên kết được bố trí một cách thích hợp (nhỏ hơn  $20t\varepsilon$  đối với tấm sàn đặc và  $5t\varepsilon$  đối với tấm sàn có tôn sóng vuông góc với dầm) thì được coi là tiết diện loại 1;
- + Khi trục trung hòa dẻo nằm trong tấm sàn hay trong bản cánh dầm mà bản cánh này thuộc loại 1 và được liên kết với tấm sàn thì có thể coi cả tiết diện thuộc loại 1 vì khi đó bản bụng hoàn toàn chịu kéo. Trong trường hợp ngược lại, tiết diện liên hợp được coi như loại 2 vì sự tăng ép của tấm sàn gây nén phần trên của tiết diện làm hạn chế khả năng quay của tiết diện.

\* Chú ý: loại tiết diện của dầm liên hợp có thể thay đổi khi mô men đổi dấu.

#### I.4 Khả năng chịu mô men uốn của tiết diện dầm liên hợp

Tiết diện khảo sát thuộc loại 1 hoặc loại 2. Sức bền chịu uốn của tiết diện được tính với mô men tính toán dều. Do tính không đối xứng của tiết diện chữ T cần phân biệt mô men bên dều dương  $M_{pl,Rd}^+$  và mô men bên dều âm  $M_{pl,Rd}^-$ .

Khi xác định mô men bền dều cần xác định các giả thiết sau:

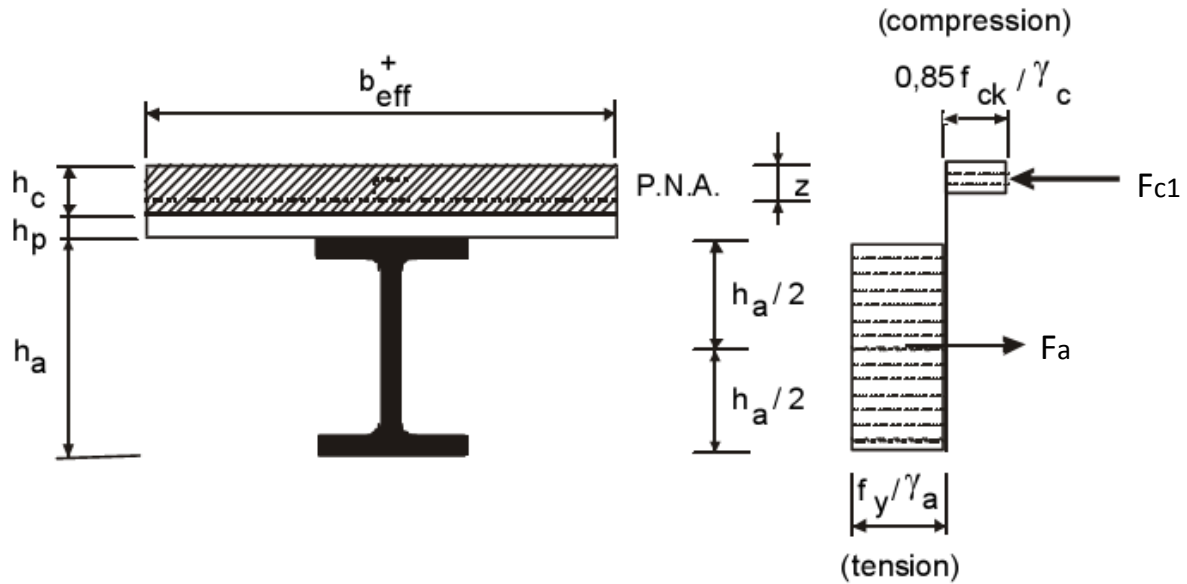
- 1) Liên kết giữa tấm sàn và dầm thép tại vị trí khảo sát được coi là liên kết hoàn toàn, bê tông sàn và cốt thép sàn có thể đạt tới sức bền lớn nhất của chúng;
- 2) Tất cả các thớ của dầm thép, ngay cả các thớ nằm gần trục trung hòa dều hóa dều do kéo hoặc nén;
- 3) Ứng suất trong vùng bê tông chịu nén là phân bố dều và bằng  $0,85f_{ck} / \gamma_c$ . Hệ số 0,85 xét đến sự sai khác giữa điều kiện thí nghiệm và sự làm việc thực tế của bê tông trong kết cấu;
- 4) Bỏ qua khả năng chịu kéo của bê tông;
- 5) Các cốt thép của tấm sàn khi bị kéo sẽ bị chảy và đạt đến cường độ tính toán  $f_{sk} / \gamma_s$ ;
- 6) Sự làm việc của cốt thép có thể bỏ qua khi tấm sàn chịu nén. Trong tấm sàn liên hợp không tính đến tấm tôn chịu nén.

##### I.4.1 Trường hợp tiết diện chịu mô men dương

- Xét dầm liên hợp gồm sàn liên hợp có tôn sóng vuông góc với dầm thép và dầm thép có tiết diện chữ I đối xứng.

- Bề dày phần bê tông sàn  $h_c$ , chiều cao phần tôn sóng  $h_p$  (nếu chỉ dùng tấm sàn đặc thì trong các công thức chỉ cần thay  $h_p = 0$ )

**\* Trường hợp 1 - Trục trung hòa dều nằm trong phần bản bê tông**



Hình 3.6 Biểu đồ ứng suất dẻo khi trục trung hòa đi qua bản bê tông

Ta có:

$F_a = A_a f_y / \gamma_a$ , là sức bền dẻo của thép hình khi chịu kéo;

(3.3)

$F_c = h_c b_{eff}^+ (0,85 f_{ck} / \gamma_c)$ , là sức bền dẻo của bê tông khi chịu nén.

(3.4)

Trục trung hòa đi qua phần bê tông xảy ra khi:  $F_c > F_a$

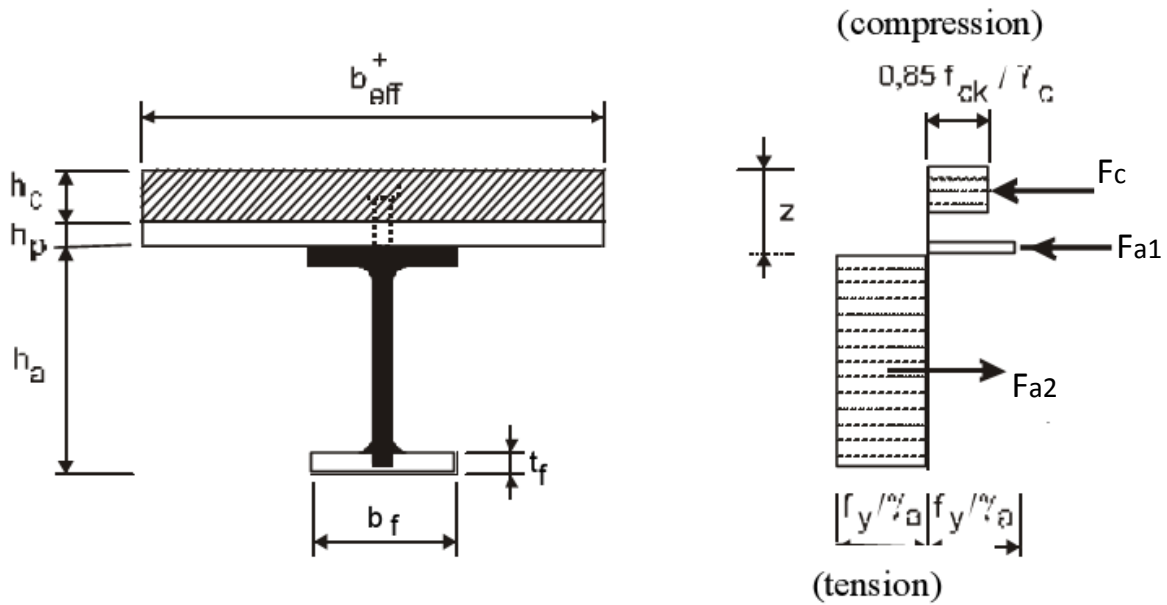
Vị trí trục trung hòa dẻo so với mặt trên của bản sàn  $z$  được tính theo công thức:

$$z = \frac{F_a}{b_{eff}^+ \times 0,85 f_{ck} / \gamma_c} \leq h_c \quad (3.5)$$

Tính toán mô men bền theo hợp lực của vùng bê tông chịu nén:

$$M_{pl,Rd}^+ = F_a (h_a / 2 + h_c + h_p - z / 2) \quad (3.6)$$

**\* Trường hợp 2 - Trục trung hòa dẻo đi qua phần cánh của dầm thép**



**Hình 3.7 Biểu đồ ứng suất dẻo khi trục trung hòa đi qua cánh của dầm thép**

Trường hợp này xảy ra khi  $F_c < F_a$ . Khi đó  $z$  sẽ lớn hơn chiều cao toàn bộ của sàn liên hợp, nhưng để trục trung hòa nằm trong bản cánh dầm thép cần thỏa mãn điều kiện phụ sau:

$$F_a - F_c \leq 2b_f t_f f_y / \gamma_a \quad (3.7)$$

Gọi  $z$  là khoảng cách từ đỉnh sàn đến vị trí trục trung hòa dẻo, khi đó chiều cao của vùng nén của cánh dầm thép là:  $z - (h_c + h_p)$ .

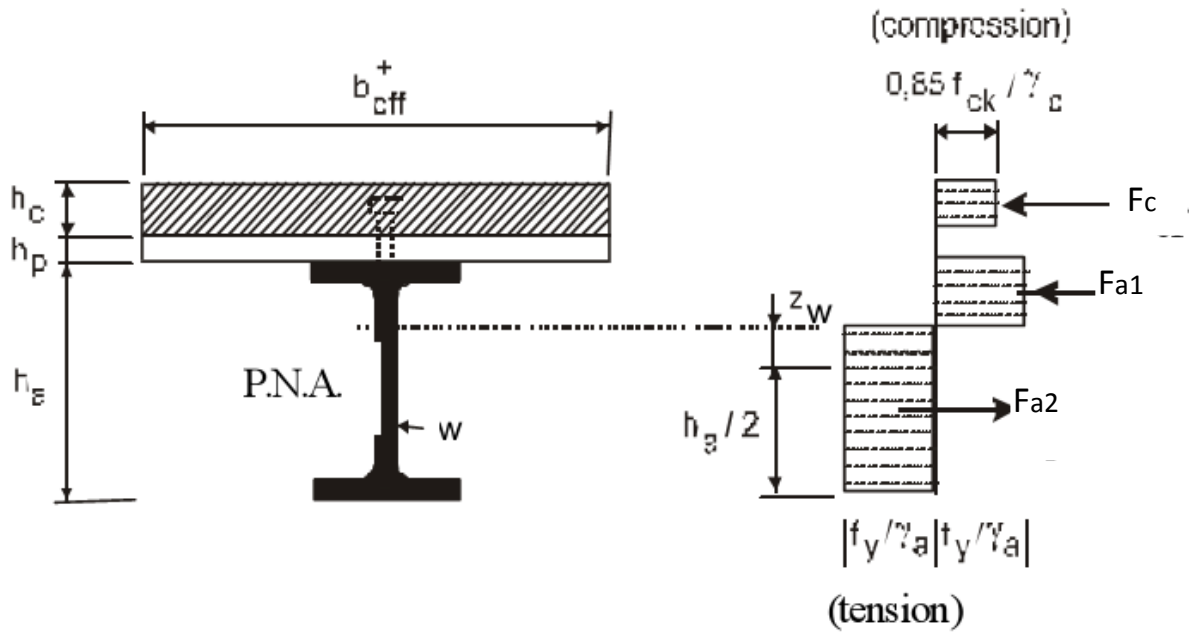
Khi đó  $z$  có thể được tính thông qua phương trình cân bằng sau:

$$F_a = F_c + 2b_f (z - h_c - h_p) f_y / \gamma_a \quad (3.8)$$

Để xác định mô men bền dẻo của tiết diện ta lập phương trình mô men với trọng tâm vùng bê tông chịu nén:

$$M_{pl,Rd}^+ = F_a (h_a / 2 + h_c / 2 + h_p) - (F_a - F_c) (z + h_p) / 2 \quad (3.9)$$

**\* Trường hợp 3 - Trục trung hòa dẻo đi qua bản bụng của dầm thép**



**Hình 3.8 Biểu đồ ứng suất dẻo khi trục trung hòa đi qua bụng của dầm thép**

Gọi  $z_w$  là chiều cao từ trục trung hòa dẻo của tiết diện đến trục trọng tâm của dầm thép. Từ phương trình cân bằng tĩnh học ta tính được  $z_w$  theo công thức sau:

$$z_w = F_c / (2t_w f_y / \gamma_a) \tag{3.10}$$

Mô men bền được tính toán so với trọng tâm của thép hình:

$$M_{pl,Rd}^+ = M_{apl,Rd} + F_c (h_a / 2 + h_c / 2 + h_p) - F_c z_w / 2 \tag{3.11}$$

Với  $M_{apl,Rd}$  là mô men bền dẻo của riêng dầm thép hình.

### I.4.2 Trường hợp tiết diện chịu mô men âm

Độ bền dẻo chịu mô men âm của một tiết diện ngang của dầm liên hợp được tính toán khi kể đến tiết diện dầm thép và số lượng cốt thép chịu kéo tham gia chịu lực nằm trong phạm vi bề rộng hiệu quả (bề rộng bản sàn tham gia chịu lực)  $b_{eff}^-$ . Cốt thép chịu kéo này nên sử dụng thép có tính dẻo cao để đảm bảo tiết diện có thể phát triển hoàn toàn mô men bền dẻo. Như các trường hợp tiết diện liên hợp khác, trong trường hợp này ta giả thiết toàn bộ chiều cao tiết diện bản sàn bị nứt và trục trung hòa dẻo chỉ nằm trong phạm vi tiết diện dầm thép. Xảy ra hai trường hợp tính toán phụ thuộc vào vị trí trục trung hòa dẻo.

- Trường hợp 1: Trục trung hòa dẻo nằm trong phạm vi bản cánh của dầm thép;
- Trường hợp 2: Trục trung hòa dẻo nằm trong phạm vi bản bụng của dầm thép.

Một số kí hiệu được sử dụng trong phần này:

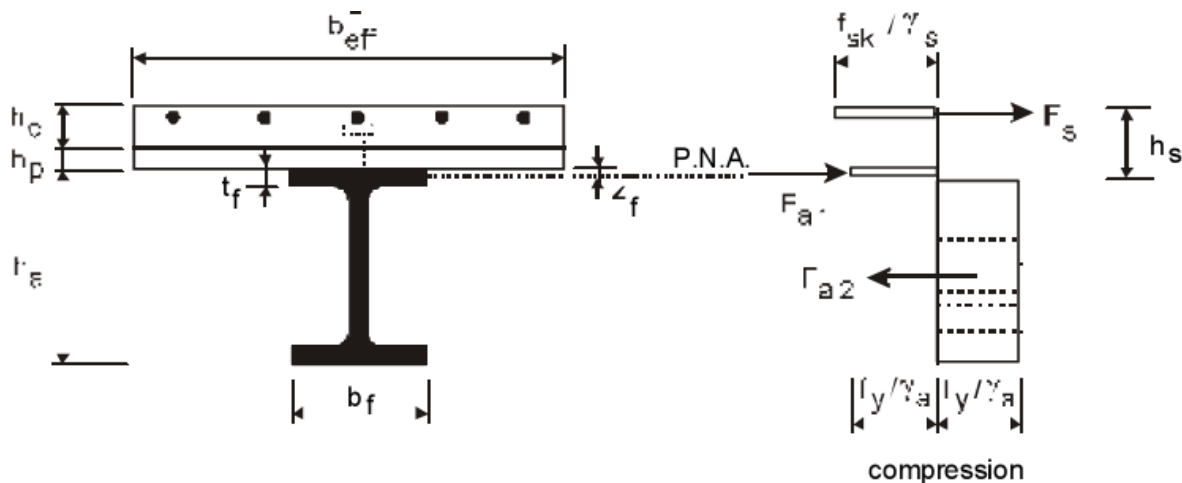
- $A_s$ : tổng diện tích cốt thép chịu kéo nằm trong phạm vi bề rộng hiệu quả  $b_{eff}^-$ .
- $h_s$ : khoảng cách từ trục trọng tâm của cốt thép chịu kéo đến đỉnh của cánh trên dầm thép.

**Trường hợp 1: Trục trung hòa dẻo nằm trong phạm vi bản cánh của dầm thép**

Kí hiệu  $F_s$  là sức bền kéo của các cốt thép:

$$F_s = A_s f_{sk} / \gamma_s \tag{3.12}$$

Trường hợp này xảy ra khi:  $F_a > F_s$  và  $F_a - F_s \leq 2b_f t_f f_y / \gamma_a$



**Hình 3.9 Biểu đồ ứng suất dẻo khi trục trung hòa đi qua cánh của dầm thép**

Gọi  $z_f$  là khoảng cách từ đỉnh của dầm thép đến vị trí trục trung hòa dẻo.  $z_f$  được xác định qua phương trình cân bằng tĩnh học:

$$F_a - F_s = 2F_{a1} = 2z_f b_f f_y / \gamma_a \tag{3.13}$$

Mô men bền được tính khi lấy tổng mô men với trục trọng tâm của lớp cốt thép:

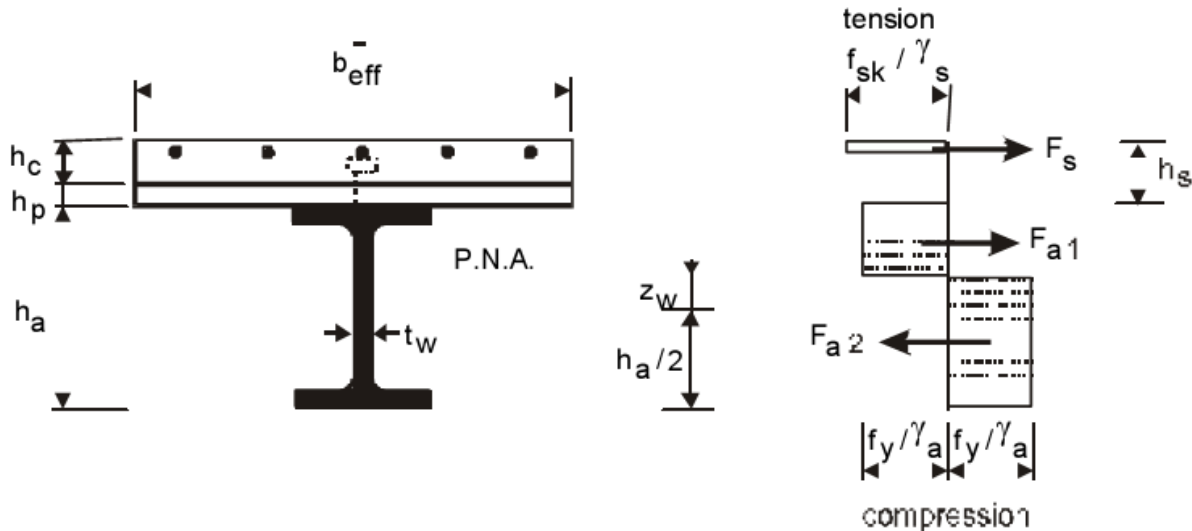
$$M_{pl.Rd}^- = F_a (h_a / 2 + h_s) - (F_a - F_s) (z_f / 2 + h_s) \tag{3.14}$$



**Trường hợp 2: Trục trung hòa dẹt nằm trong phạm vi bản bụng của dầm thép**

Trường hợp này xảy ra khi:

$$F_a > F_s \text{ và } F_a - F_s > 2b_f t_f f_y / \gamma_a \quad (3.15)$$



**Hình 3.10 Biểu đồ ứng suất dẹt khi trục trung hòa đi qua phần bụng của dầm thép**

Gọi  $z_{tw}$  là khoảng cách từ trục trung hòa đến vị trí trọng tâm của dầm thép. Tính  $z_{tw}$  từ phương trình sau:

$$F_s = 2z_{tw} t_w f_y / \gamma_a \quad (3.16)$$

Mô men bền dẹt lấy với trọng tâm của của dầm thép:

$$M_{pl.Rd}^- = M_{apl.Rd} + F_s (h_a / 2) + h_s - F_s^2 / (4t_w f_y / \gamma_s) \quad (3.17)$$

**I.5. Độ bền của tiết diện khi chịu lực cắt tác dụng đồng thời với mô men**

- Giả thiết rằng lực cắt chỉ do bản bụng của dầm thép chịu. Điều kiện bền của tiết diện khi chỉ chịu lực cắt có dạng:

$$V_{Sd} \leq V_{pl.Rd} \quad (3.18)$$

Trong đó, sức bền dẹt  $V_{pl.Rd}$  được tính theo công thức sau:

$$V_{pl.Rd} = A_v (f_y / \sqrt{3}) / \gamma_a \quad (3.19)$$

Trong đó:

- Nếu dầm thép là dầm tổ hợp hàn:  $A_v$  = diện tích bản bụng của dầm;
- Nếu dầm thép là dầm thép cán nóng chữ I hoặc H:  $A_v$  = diện tích bản bụng của dầm + một phần diện tích đoạn nối cong giữa bản cánh và bản bụng.

$$A_v = A_a - 2b_f t_f + (t_w + 2r) t_f$$

Với  $r$  là bán kính cong chỗ chuyển tiếp giữa cánh và bụng dầm.

Công thức kiểm tra khả năng chịu lực cắt của dầm được trình bày bên trên được sử dụng khi điều kiện ổn định cục bộ của dầm được đảm bảo.

Khi bản bụng của dầm có các sườn đứng cách nhau khoảng là  $a$  thì ứng suất tiếp tới hạn được tính theo công thức:

$$\tau_{cr} = k_\tau \frac{\pi^2 E_a}{12(1-\nu^2)} \left( \frac{t_w}{d} \right)^2 \quad (3.20)$$

Trong đó:

$\nu$  - là hệ số Poisson,  $\nu = 0,3$ ;

$k_\tau$  - hệ số tính như sau:

$$k_\tau = \begin{cases} 4 + 5,34 / (a/d)^2 & \text{khi: } a/d \leq 1 \\ 5,34 + 4(a/d)^2 & \text{khi: } a/d > 1 \end{cases}$$

Tỉ số  $a/d$  thể hiện hình dạng của ô bản,  $d$  là chiều cao của bản bụng (phần thẳng của bản bụng đối với dầm cán).

Ứng suất tới hạn không được lớn hơn  $f_y / \sqrt{3}$  do đó ta có:

Khi bản bụng có sườn đứng bố trí cách nhau khoảng cách là  $a$  thì:  $d/t_w \leq 30\sqrt{k_\tau \varepsilon}$

Khi bản bụng không có các sườn tăng cứng đứng trung gian (trừ các sườn gô) thì:  
 $d/t_w \leq 69\varepsilon$

Trường hợp dầm thép được bọc bê tông phần bản bụng, điều kiện sẽ là:  $d/t_w \leq 124\varepsilon$

\* Đối với các dầm liên hợp liên tục, tại các vị trí gô trung gian thường có tác dụng đồng thời của lực cắt  $V_{Sd}$  và mô men  $M_{Sd}$  tác dụng.

- Khi  $V_{Sd} \leq 0,5V_{pl.Rd}$ , lực cắt không ảnh hưởng đến mô men bền dẻo của tiết diện

$$M_{pl.Rd}^-$$

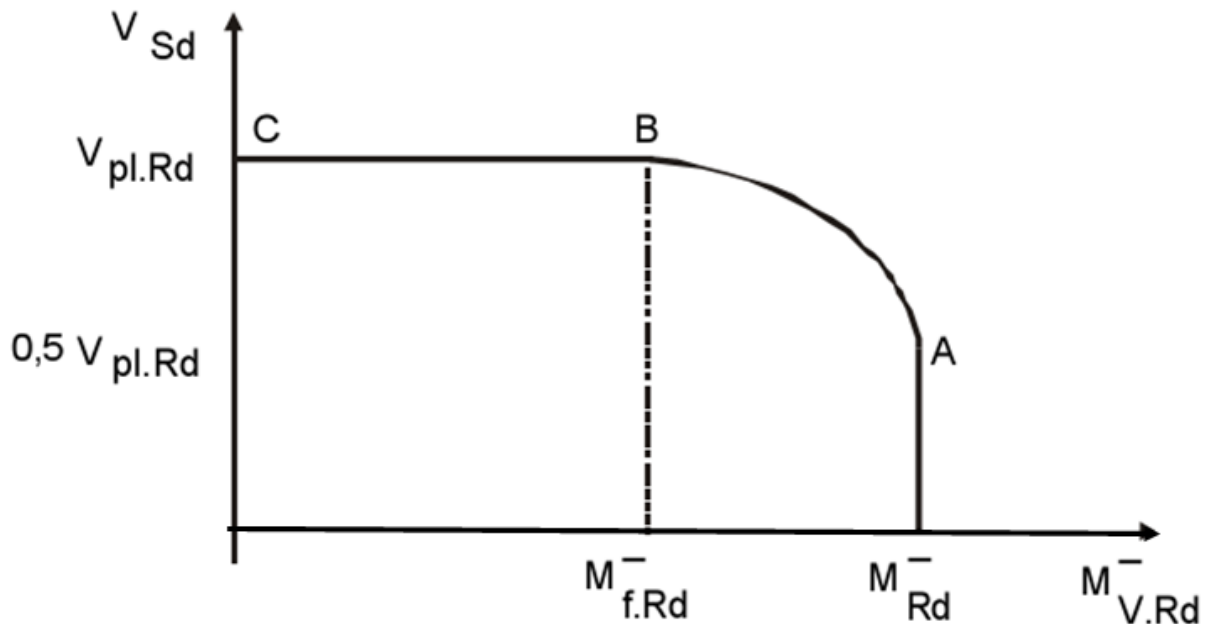
- Khi  $V_{Sd} > 0,5V_{pl.Rd}$ , lực cắt có ảnh hưởng đến mô men bền dẻo của tiết diện  $M_{pl.Rd}^-$ .

Khi đó khả năng chịu mô men của tiết diện khi có sự ảnh hưởng của lực cắt là:

$$M_{v.Rd}^- = M_{f.Rd}^- + \left( M_{pl.Rd}^- - M_{f.Rd}^- \right) \left( 1 - \left( \frac{2V_{Sd}}{V_{pl.Rd}} - 1 \right)^2 \right) \quad (3.21)$$

Trong đó:  $M_{f.Rd}^-$  là mô men bền dẻo của tiết diện liên hợp khi chỉ gồm các cánh (bản cánh của dầm thép và bản bê tông, bỏ qua cốt thép của bản)

Hình dưới đây thể hiện mối quan hệ giữa lực cắt đến khả năng chịu mô men của tiết diện:



Hình 3.11 Ảnh hưởng của lực cắt đến sức bền khi uốn

### I.6 Phân tích sự phân bố nội lực trong dầm liên tục

Nội dung của mục này là để xét đến sự phân bố và sự phân bố lại nội lực trong dầm liên tục. Có hai phương pháp phân tích chính:

- Phân tích cứng dẻo hay phương pháp đàn dẻo: dựa trên giả thiết tiết diện có hình thành khớp dẻo dẫn tới dầm bị phá hoại bởi các tải trọng tới hạn.

- Phân tích đàn hồi: dựa theo lý thuyết đàn hồi, có dự trữ an toàn khi đồng nhất hóa tiết diện thép-bê tông. Do sự nứt của bê tông tại vùng có mô men âm làm ảnh hưởng đến độ cứng của tiết diện do đó có hai phương pháp phân tích đàn hồi là: tính theo không nứt hoặc có sự hình thành vết nứt.

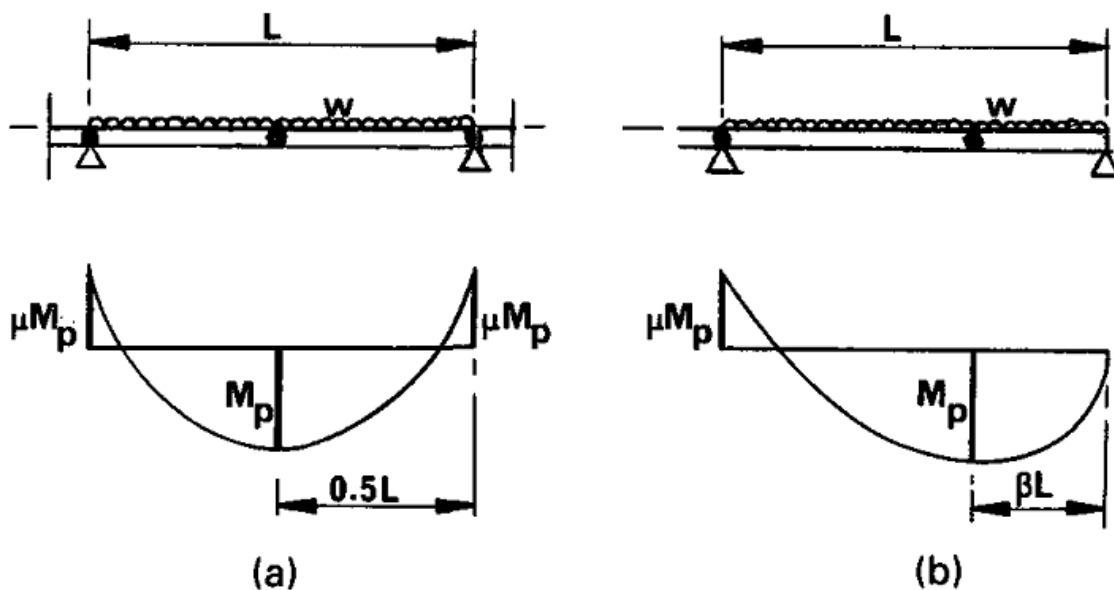
### I.6.1 Phân tích cứng dẻo (đàn-dẻo)

**Yêu cầu:** tiết diện dầm có khả năng phát triển và bền dẻo dưới tác dụng của tải trọng tăng dần tới khi tạo thành số lượng vừa đủ khớp dẻo.

Vì không dự đoán được các góc xoay của các tiết diện tới hạn nên khi tính toán ta đưa ra các điều kiện cụ thể để áp dụng phân tích cứng dẻo:

- 1) Các tiết diện hình thành khớp dẻo phải thuộc loại 1, còn tất cả các tiết diện còn lại thuộc loại 1 hoặc 2.
- 2) Hai nhịp cạnh nhau của dầm liên hợp, nhịp dài không vượt quá 50% nhịp ngắn; chiều dài của nhịp biên không vượt quá 15% nhịp bên cạnh.
- 3) Dầm phải đảm bảo ổn định tổng thể.
- 4) Dầm phải được giữ ổn định theo phương ngang tại tất cả các chỗ có hình thành khớp dẻo.

Xét hai ví dụ: đoạn dầm ở nhịp biên và đoạn dầm ở nhịp giữa.



Hình 3.12 Khớp dẻo và sự phân bố mô men trong dầm liên tục

$M_p$  - là mô men bên dẽo dương,  $M_p^-$  là mô men bên dẽo âm.  $\mu = \frac{M_p^-}{M_p}$

- Đối với nhịp giữa: ở chính giữa nhịp và vị trí gối tựa hình thành khớp dẽo. Mô men dẽo được xác định như sau:  $(1 + \mu)M_p = \frac{wL^2}{8}$

- Đối với nhịp biên: vị trí hình thành khớp dẽo thể hiện trên hình 3.12. Ta có:

$$\beta = \frac{1}{\mu} \left[ (1 + \mu)^{1/2} - 1 \right] \quad (3.22)$$

$$M_p = \frac{1}{2} w \beta^2 L^2 \quad (3.23)$$

### 1.6.2 Phân tích đàn hồi

Phân tích này chủ yếu kể đến sự mất tính cứng của bê tông khi chịu mô men âm do hình thành vết nứt do đó dẫn đến sự phân phối lại mô men trước khi dầm bị phá hủy theo trạng thái giới hạn khi sử dụng.

Theo Eurocode 4 cho phép hai dạng phân tích đàn hồi: phương pháp không hình thành vết nứt và phương pháp hình thành vết nứt.

1) Phân tích đàn hồi không nứt với mô men quán tính uốn  $I_1$  không đổi trên nhịp, được tính toán giả thiết rằng bê tông chịu kéo không nứt và lấy bề rộng tham gia làm việc của tấm sàn là  $b_{eff}^+$  ở giữa nhịp.

2) Phân tích nứt lấy theo mô men uốn  $I_2$  lấy trên một đoạn 15% ở mỗi nhịp trên gối tựa trung gian, và mô men quán tính  $I_1$  trên các đoạn còn lại. Mô men quán tính  $I_2$  bỏ qua phần bê tông bị nứt nhưng vẫn kể đến phần cốt thép chịu kéo trong phạm vi bề rộng tham gia làm việc của tấm sàn bê tông  $b_{eff}^-$ .

Gọi  $p$  là tỉ số phân phối lại lớn nhất dự định, thì có thể chuyển mô men âm đàn hồi ở đỉnh  $M_{pic}^-$  thành mô men bên  $M_{Rd}^-$  với mức độ an toàn theo điều kiện:

$$M_{Rd}^- \leq M_{pic}^- \leq M_{Rd}^- / (1 - p / 100) \quad (3.24)$$

Sự khác nhau của các giá trị trong hai phương pháp phân tích là 15% do kể đến các yếu tố: sự nứt lại, các ảnh hưởng khác được đưa vào để tăng tính an toàn như cách đổ bê

tông, tác dụng của nhiệt độ đến co ngót, tỉ lệ thép bê tông trong tiết diện, tỉ lệ giữa tĩnh tải và hoạt tải.

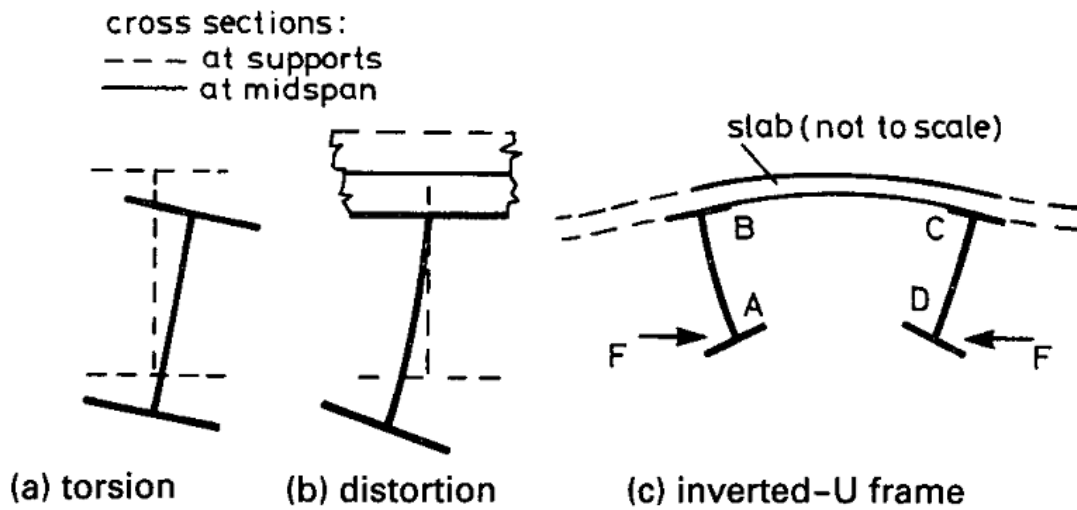
## I.7 Sức chống oằn của dầm liên hợp

### I.7.1. Tổng quan

- Đối với *dầm thép* đơn giản tiết diện chữ I: thông thường sự mất ổn định theo phương ngang (không có sự oằn hay biến hình) xảy ra ở cánh trên của dầm thép tại chính giữa nhịp khi tại đó không có liên kết theo phương ngang (không có các giằng ngang). Trong khi tại các gối, giả thiết rằng các cánh của dầm được liên kết chắc chắn theo phương ngang và tiết diện dầm có khả năng xoay tự do (vì là khớp). Ở giữa nhịp, cánh trên chịu nén. Bản cánh không bị mất ổn định theo phương đứng nhờ tác động của bản bụng, nhưng khi tỉ số  $b_f / L$  nhỏ có thể gây mất ổn định theo phương ngang, như hình 3.9(a). Tiết diện ngang của dầm xoay quanh một trục dọc nhưng hình dạng của tiết diện không thay đổi.

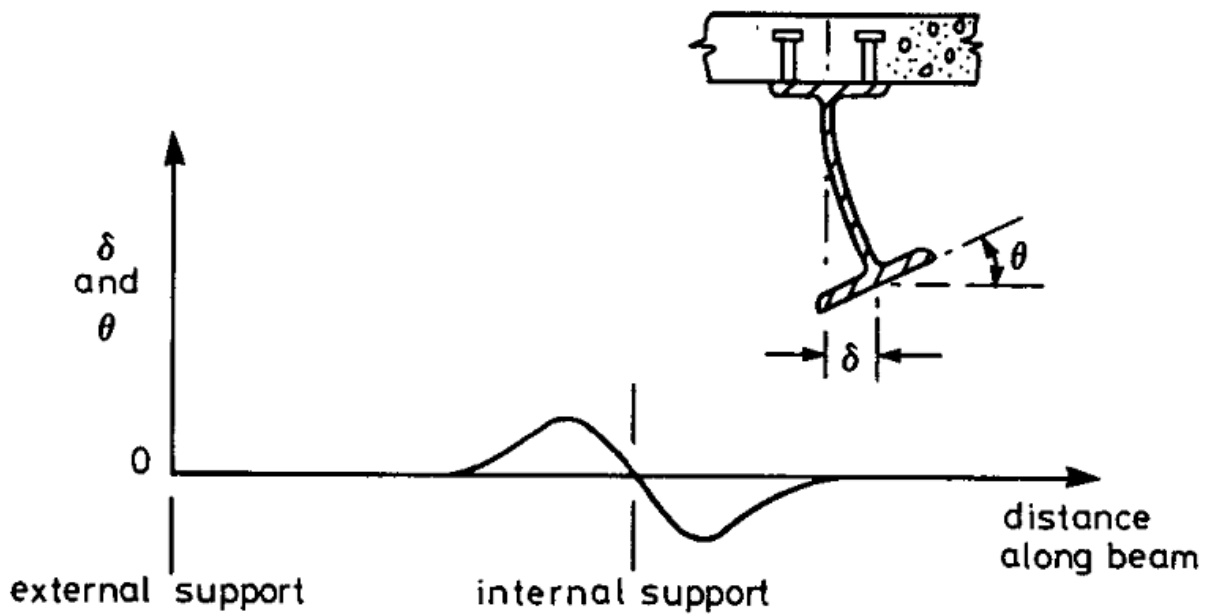
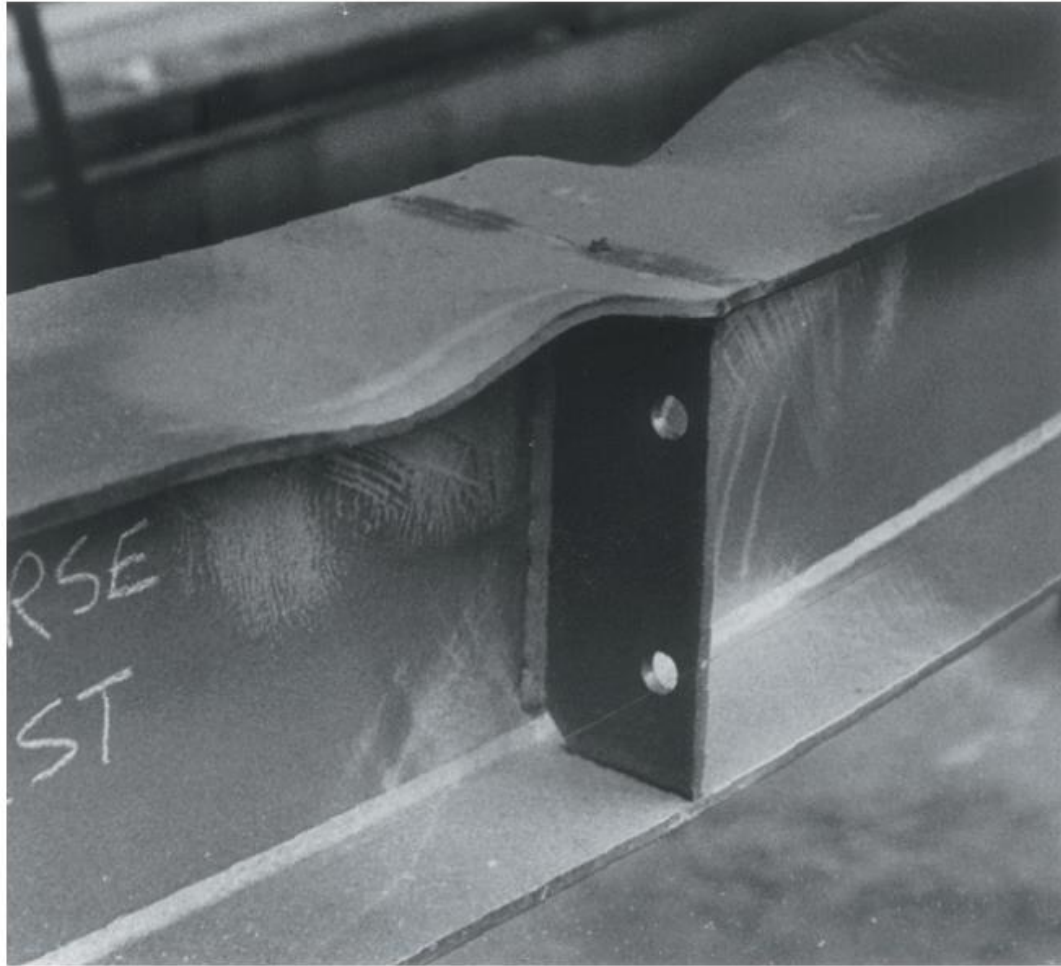
- Khi thi công đổ bê tông dầm liên hợp cần kiểm tra để đảm bảo không xảy ra mất ổn định do xoắn như trên. Khi bê tông đông cứng, điều kiện trên được đảm bảo do sự tham gia làm việc của các liên kết neo.

- Tại vị trí gần gối tựa trung gian của dầm liên hợp liên tục, chỉ có phần bụng dễ uốn của dầm tham gia tạo liên kết theo phương ngang cho phần bản cánh dưới chịu nén của dầm. Trong khi đó phần cánh trên được liên kết với phần bản sàn nên không bị mất ổn định, tuy nhiên bản sàn không thể ngăn cản sự xoay của toàn bộ dầm thép. Khi phần bản bụng của dầm bị uốn cong đi thì bản dưới sẽ bị oằn (hình 3.9(b)). Gọi là sự mất ổn định oằn theo phương ngang.



**Hình 3.13 Oằn ngang**

- Đối với gối trung gian, sự oằn ngang này bao gồm một nửa bước sóng ở mỗi phía của gối. Nửa bước sóng này kéo dài một đoạn lớn hơn vùng mô men âm và không có dạng hình Sin. Biến dạng ngang lớn nhất nằm cách gối một khoảng 2-3 lần chiều cao tiết diện dầm.h7



Hình 3.14 Biến dạng đặc trưng của bản cánh dưới của dầm thép khi bị uốn



- Cần phân biệt mất ổn định cục bộ của bản cánh với mất ổn định do oằn ngang.
- + Mất ổn định cục bộ của bản cánh sự dịch chuyển của bản cánh theo phương đứng, vị trí có sự dịch chuyển lớn nhất nằm trong phạm vi cách gối tựa một đoạn bằng bề rộng của bản cánh. Nhiều thí nghiệm chứng tỏ rằng có mối quan hệ giữa mất ổn định cục bộ của cánh và sự oằn của dầm, tuy nhiên trong tính toán ta xem xét hai hiện tượng trên một cách độc lập.
- + Mất ổn định do oằn làm giảm khả năng chịu mô men của tiết diện dầm liên hợp từ  $M_{pl,Rd}^-$  xuống còn  $M_{b,Rd}^-$ . Mất ổn định cục bộ xuất hiện khi tỉ số bề rộng cánh với bề dày cánh  $b_f / t_f$  lớn, ngược lại mất ổn định do oằn xuất hiện khi tỉ số này nhỏ.
- Trong công trình, ta thường có nhiều phần tử dầm được đặt song song nhau và các sàn này cùng được gắn vào cùng một bản sàn bê tông hay một bản sàn liên hợp. Khi đó trong tính toán ta có mô hình hệ khung chữ U ngược liên tục. Các bản cánh dưới có xu hướng dịch chuyển theo phương ngang dẫn đến gây uốn cho bản bụng và gây vặn cánh trên của dầm - các cánh trên này lại liên kết các bản sàn, dẫn đến các bản sàn này lại bị uốn cong (hình 3.9(c)).

### 1.7.2 Kiểm tra đơn giản sự oằn của dầm

- Đối với các tiết diện loại 1, loại 2, ta đi tính độ mảnh quy đổi  $\bar{\lambda}_{LT}$  khi oằn như sau:

$$\bar{\lambda}_{LT} = \sqrt{\frac{M_{pl}^-}{M_{cr}^-}} \quad (3.24)$$

$M_{cr}^-$  - mô men oằn tới hạn tại gối;

$M_{pl}^-$  - giá trị mô men được xác định từ  $M_{pl,Rd}^-$  với điều kiện các hệ số  $\gamma_a = \gamma_s = 1$

Tuy nhiên tính toán  $\bar{\lambda}_{LT}$  theo công thức này rất phức tạp, đặc biệt là tính  $M_{cr}^-$ . Ta có thể tính được  $\bar{\lambda}_{LT}$  trực tiếp thông qua công thức sau:

$$\bar{\lambda}_{LT} = 5,0 \left( 1 + \frac{t_w h_s}{4 b_f t_f} \right) \left[ \left( \frac{f_y}{E_a C_4} \right)^2 \left( \frac{h_s}{t_w} \right)^3 \left( \frac{t_f}{b_f} \right) \right]^{1/4} \quad (3.25)$$

Với:

$h_s$  - khoảng cách giữa hai cánh của dầm thép;

$C_4$  - hệ số phụ thuộc hình dạng của biểu đồ mô men uốn.

Giá trị tính toán của mô men bền khi oằn  $M_{b.Rd}^-$  xác định tại gối tựa và được tính theo công thức sau:

$$M_{b.Rd}^- = \chi_{LT} M_{Rd}^- \quad (3.26)$$

Trong đó:  $\chi_{LT}$  là hệ số oằn được tính theo công thức sau:

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\varphi_{LT} + \left( \varphi_{LT}^2 - \bar{\lambda}_{LT}^2 \right)^{1/2}} \leq 1 \quad (3.27)$$

$$\varphi_{LT} = 0,5 \left[ 1 + \alpha_{LT} \left( \bar{\lambda}_{LT} - 0,2 \right) + \bar{\lambda}_{LT}^2 \right] \quad (3.28)$$

$$M_{Rd}^- = M_{pl.Rd}^- \left( \gamma_a / \gamma_{Rd} \right) \quad (3.29)$$

Trong đó:

$\alpha_{LT} = 0,21$ , đối với dầm thép cán;

$\alpha_{LT} = 0,49$ , đối với dầm thép tổ hợp hàn;

$\gamma_{Rd} = 1,1$ .

\* **Chú ý:**

- khi  $\bar{\lambda}_{LT} \leq 0,4$ , dầm không có khả năng bị oằn;

- Khi  $\bar{\lambda}_{LT} > 0,4$ , dầm sẽ không bị oằn nếu thỏa mãn các điều kiện sau:

- (1) Sai khác về chiều dài nhịp của hai nhịp cạnh nhau không vượt quá 20%
- (2) Các tải trọng phân bố đều trên các nhịp, tải trọng thường xuyên chiếm ít nhất 40% của toàn tải trọng tính toán.
- (3) Các liên kết phải thỏa mãn điều kiện: kích thước tiêu chuẩn và khoảng cách giữa các liên kết phải phù hợp. Nếu dùng chốt có đường kính là  $d$ , chiều cao  $h$  thì khoảng cách  $s$  giữa các liên kết phải thỏa mãn:

$$s \leq 0,02b_f d^2 h / t^3 \quad (3.30)$$

- (4) Bản sàn phải có ít nhất hai dầm thép để đảm bảo tạo nên một sườn chữ U ngược;
- (5) Độ cứng khi uốn ngang của bản bê tông phải đủ cứng so với độ cứng của bản bụng:

$$E_{cm} I_2^* \geq 0,35 E_a t_w^3 a / h_a \quad (3.31)$$

Với:

$a$  - khoảng cách giữa các dầm thép;

$I_2^*$  - mô men quán tính của bản sàn trên một đơn vị chiều dài dầm (bỏ qua phần bê tông chịu kéo).

- (6) Chiều cao  $h_a$  nằm trong giới hạn cho phép.

## II. Tính toán theo trạng thái giới hạn khi sử dụng của dầm liên hợp

Tính toán theo trạng thái giới hạn khi sử dụng của sàn liên hợp bao gồm:

- Kiểm tra về độ võng;
- Kiểm tra nứt của bê tông.

### II.1 Kiểm tra về độ võng

- Độ võng của dầm, sàn phải nằm trong giới hạn cho phép. Đối với dầm sàn nói chung, độ võng cho phép phải nhỏ hơn  $L/250$ .

**Bảng 3.2** Giá trị giới hạn của độ võng thẳng đứng cho dầm và sàn

Tên các loại cấu kiện	Giá trị của độ võng giới hạn
Mái nói chung	L/200
Mái chịu tải trọng người thường xuyên hay khi sửa chữa, bảo dưỡng	L/250
Sàn nói chung	L/250
Sàn và mái chịu tải trọng tường ngăn bằng thạch cao hoặc kính	L/250
Sàn đỡ cột	L/400

- Trong thực tế chỉ cần xét tỉ số nhịp dầm với chiều cao toàn bộ tiết diện  $L/h$ . Nếu tỉ số  $L/h$  lớn hơn các giá trị sau thì thỏa mãn điều kiện về độ võng:

+ Đối với dầm đơn giản: từ 15-18 đối với dầm chính, từ 18-20 đối với dầm phụ;

+ Đối với dầm liên tục: từ 18-22 đối với dầm chính, từ 22-25 đối với dầm phụ;

### II.1.1 Tính toán độ võng của dầm liên hợp đơn giản

- Tính toán độ võng của dầm liên hợp đơn giản theo các công thức cơ học kết cấu thông thường. Trường hợp sàn chịu tải trọng phân bố đều  $p$ , liên kết trong dầm là hoàn toàn, thì độ võng được xác định như sau:

$$\delta_f = \frac{5}{384} \frac{pL^4}{E_a I} \quad (3.32)$$

$$I = \frac{A_a (h_a + 2h_p + h_c)^2}{4(1+nr)} + \frac{b_{eff}^+ h_c^3}{12n} + I_{ay}$$

$$r = \frac{A_a}{b_{eff}^+ h_c} \quad n = \frac{E_s}{E_{cm}}$$

Trong đó:

I - là mô men uốn của tiết diện liên hợp (bằng  $I_1$ )

### II.1.2 Tính toán độ võng của dầm liên hợp liên tục

Tính toán độ võng của dầm liên hợp liên tục phức tạp hơn do kể đến ảnh hưởng của *sự nứt* của bê tông và *sự hóa dẻo cục bộ* của dầm thép trên các gối tựa trung gian.

\* **Khi kể đến vết nứt**: các vết nứt làm giảm kích thước tiết diện dẫn đến ảnh hưởng tới độ võng. Để đơn giản, ta giảm mô men âm ở gối bằng cách nhân với hệ số  $r_1$  và giả thiết tiết diện không nứt và có độ cứng  $E_a I_1$  trên cả chiều dài dầm. Hệ số  $r_1$  được xác định theo công thức sau:

$$r_1 = (I_1 / I_2)^{-0,35} \geq 0,6 \quad (3.33)$$

Khi tải trọng phân bố đều và không đổi trên toàn bộ chiều dài các nhịp và khi chiều dài các nhịp không khác nhau quá 25% thì mô men quán tính uốn  $I_2$  bao gồm phần dầm thép và toàn bộ cốt thép nằm trong khoảng  $b_{eff}^-$ .

\* **Khi kể đến ảnh hưởng của hóa dẻo cục bộ của dầm thép**: Sự hóa dẻo cục bộ tại vị trí các gối của dầm thép làm giảm khả năng chịu mô men âm của dầm. Để đơn giản ta đưa vào hệ số  $r_2$ .

$r_2 = 0,7$  - trường hợp hóa dẻo gây bởi tổ hợp tải trọng sử dụng và tải trọng bản thân;

$r_1 = 0,5$  - trường hợp hóa dẻo gây bởi tải trọng bản thân;

Từ hai giả thiết trên ta tính được độ võng trong dầm liên hợp liên tục tương tác hoàn toàn:

$$\delta_f = \delta_o \left[ 1 - C r_1 r_2 \left( M_A^- + M_B^- \right) / M_o^+ \right] \quad (3.34)$$

Trong đó:

$M_A^-$  và  $M_B^-$  - giá trị tuyệt đối của các mô men âm khi tính theo phân tích đàn hồi không nứt;

C - hệ số, C = 0,5 khi tải trọng tập trung, C = 0,6 khi tải trọng phân bố đều;

$\delta_o$  và  $M_o^+$  - độ võng và mô men dương tương ứng ở giữa nhịp khi coi đó là nhịp đơn giản tựa khớp ở A và B.

\* Khi xét đến ảnh hưởng của sự trượt giữa bề mặt tiếp xúc thép-bê tông:

$$\delta = \delta_f \left[ 1 + k \left( 1 - N / N_f \right) / \left( \delta_a / \delta_f - 1 \right) \right] \quad (3.35)$$

Trong đó:

$$N / N_f \geq 0,4$$

$\delta_f$  - độ võng của dầm liên hợp khi liên kết hoàn toàn;

$\delta_a$  - độ võng của bản thân dầm thép khi chịu cùng một tải trọng;

$\delta$  - độ võng thực;

k - hệ số, k = 0,3 đối với kết cấu không được chống đỡ khi thi công, k = 0,5 đối với kết cấu không được chống đỡ.

## II.2 Sự hình thành vết nứt trong bê tông

Vì khả năng chịu kéo của bê tông rất yếu, do đó trong kết cấu bê tông liên hợp luôn xuất hiện các vết nứt. Vấn đề đặt ra là ta phải kiểm tra để đảm bảo các vết nứt đó không ảnh hưởng đến sự làm việc của kết cấu.

\* Nếu không có yêu cầu về việc giới hạn bề rộng của vết nứt:

Lượng cốt thép tối thiểu được yêu cầu như sau:

$$A_{s,\min} = 0,4\% , \text{ đối với kết cấu có chống đỡ;}$$

$$A_{s,\min} = 0,2\% , \text{ đối với kết cấu không có chống đỡ.}$$

Ngoài ra các thanh thép cần kéo dài quá 1/4 nhịp đối với gối trung gian và kéo dài quá 1/2 nhịp đối với công xon.

\* Nếu có yêu cầu về việc giới hạn bề rộng của vết nứt:

Lượng cốt thép tối thiểu yêu cầu là:

$$A_{s,\min} = k k_c f_{ct} A_{ct} / \sigma_s \quad (3.36)$$

Trong đó:

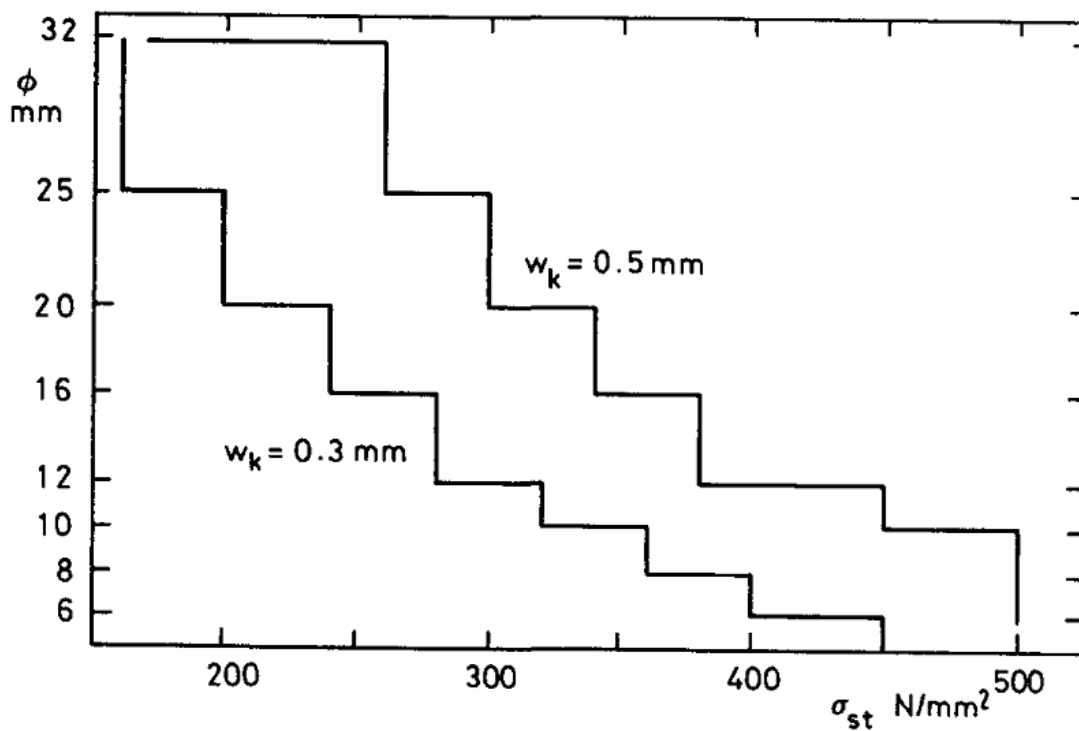
$k$  - hệ số,  $k = 0,8$ ;

$k_c$  - hệ số kể đến sự phân phối dạng tam giác của ứng suất trong tiết diện liên hợp,  $k_c = 0,9$  ;

$A_{ct}$  - diện tích bản bê tông chịu kéo (chỉ xét phần bê tông trong phạm vi  $b_{eff}^-$ );

$f_{ct}$  - cường độ trung bình của bê tông thời điểm vết nứt xảy ra, nếu quá 28 ngày có thể lấy  $f_{ct} = 3 \text{ N/mm}^2$ .

$\sigma_s$  - Ứng suất cho phép lớn nhất trong cốt thép ngay sau khi hình thành vết nứt.  $\sigma_s \leq f_{sk}$



Hình 3.15 Ứng suất cho phép lớn nhất trong cốt thép

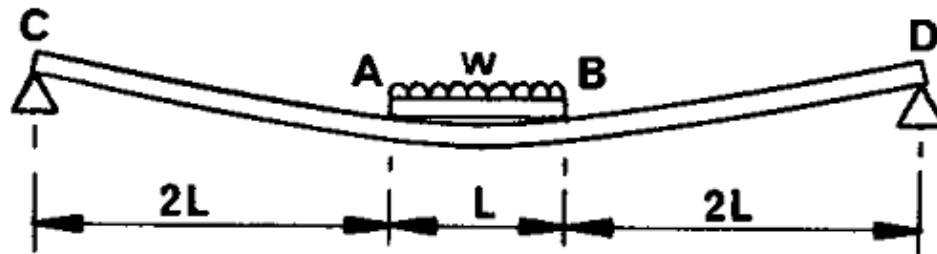
### III. Liên kết trong kết cấu liên hợp

#### III.1 Tổng quan

- Các liên kết được bố trí dọc theo bề mặt tiếp xúc giữa bê tông và thép, mục đích là để truyền lực dọc giữa bản sàn và dầm thép nhưng không kể đến ma sát giữa chúng.

- Trong một số trường hợp phải kiểm tra khả năng chịu lực nhỏ của liên kết như trong trường hợp như treo vật nặng vào tôn sóng ở mặt dưới của sàn, hay các dầm có tiết diện

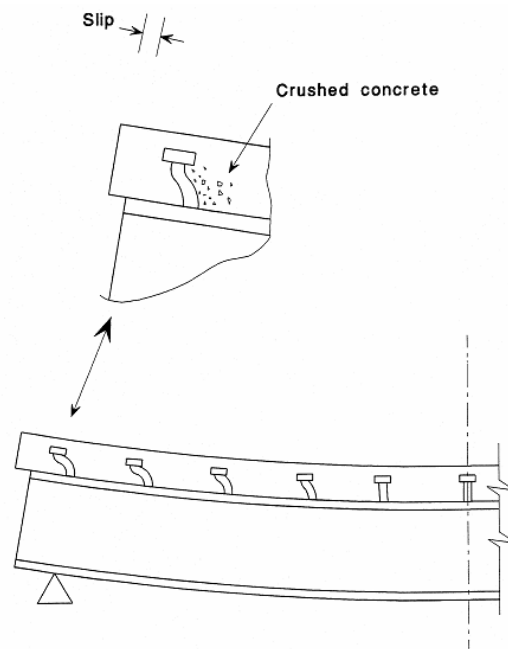
thay đổi, ... Tuy nhiên lực nhỏ này không lớn và nếu các liên kết có khả năng chịu kéo lớn hơn 0,1 lần sức bê chịu trượt thì thỏa mãn điều kiện này.



Hình 3.16 Lực nhỏ

Eurocode phân chia liên kết thành hai loại: dẻo và không dẻo

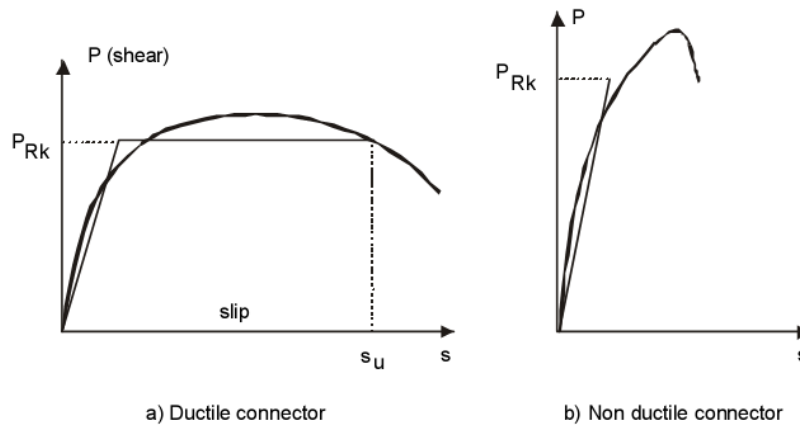
\* Một liên kết được coi là dẻo khi nó có khả năng biến dạng đủ khi *chịu trượt* để phù hợp với giả thiết làm việc dẻo hoàn toàn của liên kết khi trượt. Theo Eurocode 4 nếu biến dạng trượt  $s_u \geq 6mm$  và đủ liên kết theo chiều dọc dầm thì liên kết được coi là dẻo. Đối với các chốt hàn có đường kính  $d$  nằm trong phạm vi từ 12 đến 22mm và chiều cao toàn bộ  $h$  lớn gấp bốn lần đường kính sẽ thỏa mãn điều kiện liên kết dẻo.



Hình 3.17 Sự trượt của phần bê tông và phần thép khi liên kết bị biến dạng

\* Một liên kết được coi là cứng khi có biến dạng của liên kết chỉ do biến dạng của bê tông khi chịu ép trên bề mặt tiếp xúc với liên kết.





Hình 3.18 Đồ thị quan hệ giữa lực gây trượt và biến dạng trượt

### III.2 Sức bền tính toán của các liên kết truyền thống

#### III.2.1 Chốt hàn có mũ trong tấm đan đặc

- Sức bền tính toán của một chốt hàn có mũ có kí hiệu là  $P_{Rd}$  là giá trị nhỏ hơn trong hai giá trị sau:

$$P_{Rd} = \min(P_{Rd}^{(1)}, P_{Rd}^{(2)}) \quad (3.37)$$

$$P_{Rd}^{(1)} = 0,8f_u (\pi d^2 / 4) / \gamma_v \quad (3.38)$$

$$P_{Rd}^{(2)} = 0,29\alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}} / \gamma_v \quad (3.39)$$

Trong đó:

h - chiều cao toàn bộ của chốt;

d - đường kính thân chốt;

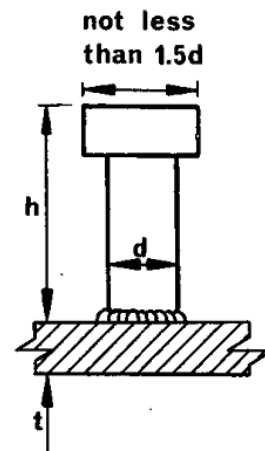
$f_u$  - sức bền kéo đứt của thép làm chốt;

$f_{ck}$  - cường độ đặc trưng khi nén của bê tông;

$E_{cm}$  - giá trị trung bình của mô đun đàn hồi tiếp tuyến của bê tông;

$\gamma_v$  - hệ số an toàn,  $\gamma_v = 1,25$ ;

$\alpha$  - hệ số điều chỉnh,  $\begin{cases} \alpha = 1, khi h / d > 4 \\ \alpha = 0,2[h / d + 1], khi 3 \leq h / d \leq 4 \end{cases}$



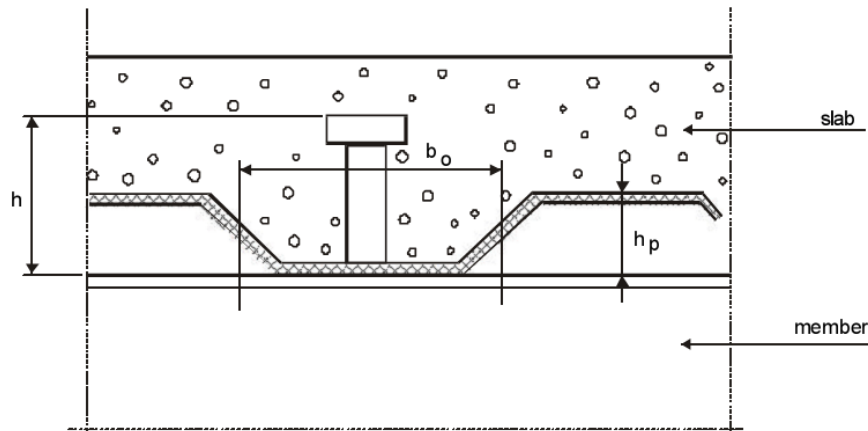
Hình 3.19 : Chốt liên kết hàn có mũ

### III.2.2 Chốt hàn có mũ trong tấm đan liên hợp

- Khi sóng của tấm tôn đặt vuông góc với trục dọc của dầm thì ta nhân  $P_{Rd1}$ ,  $P_{Rd2}$  với hệ số điều chỉnh theo thí nghiệm  $r$ , trong khi công thức xác định  $P_{Rd}$  không đổi.

$$r = \left( \frac{0,7}{\sqrt{N_r}} \right) \frac{b_o}{h_p} \left( \frac{h}{h_p} - 1 \right) \leq 1 \quad (3.40)$$

Hệ số  $r$  kể đến ảnh hưởng việc giảm bê tông bọc quanh chốt và đường hàn liên kết.



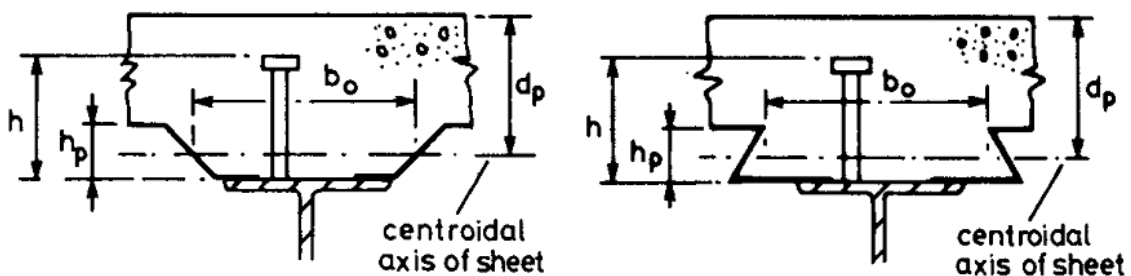
**Hình 3.20: Tôn sóng đặt vuông góc với trục dầm**

$N_r$  - số chốt trong một sườn sóng, trong trường hợp số chốt  $\geq 2$ , ta vẫn lấy  $N_r = 2$

Công thức trên chỉ áp dụng khi:  $d \leq 20mm$ ,  $h_p \leq 85mm$ , và  $b_o \geq h_p$

- Khi tôn sóng song song với trục của dầm thép, hệ số điều chỉnh  $r$  được tính như sau:

$$r = 0,6 \frac{b_o}{h_p} \left( \frac{h}{h_p} - 1 \right) \leq 1 \quad (3.41)$$



**Hình 3.21: Tôn sóng đặt song song với trục dầm**

### III.2.3 Thép góc hàn

Đây là một trong các loại liên kết không dẻo. Sức bền của liên kết tạo bởi thép góc hàn được tính bởi công thức sau:

$$P_{Rd} = 10lh^{3/4} f_{ck}^{2/3} / \gamma_v \quad (3.42)$$

Trong đó:

l - chiều rộng của đoạn thép góc,  $l \leq 300mm$ ;

h- chiều cao của cánh thép góc với  $h \leq (10t, 150mm)$ .

Để tăng sự dính kết với bê tông và chống lại sự nâng tách của bản sàn bê tông, người ta dùng cốt thép xuyên qua bản cánh của thép hình, đường kính  $\phi$  của cốt thép phải thỏa mãn điều kiện:

$$\left( \pi \phi^2 / 4 \right) f_{sk} / \gamma_s \geq 0,1 P_{Rd} \quad (3.43)$$

## III.3 Thiết kế liên kết của dầm đơn giản

### III.3.1 Liên kết dẻo

#### a. Liên kết dẻo, liên kết hoàn toàn

Xét một dầm đơn giản chịu tải trọng phân bố đều  $P_d$  hoặc tải trọng tập trung  $Q_d$

Dầm được coi bao gồm nhiều đoạn chiều dài tới hạn  $L_{cr}$  - là khoảng cách giữa hai điểm tới hạn. Trong đó điểm tới hạn là những điểm:

- Những điểm có mô men uốn lớn nhất;
- Các gối tựa;
- Các điểm có lực tập trung.

Trong ví dụ đang xét, ta có:  $AB = L_{cr}^{(1)}$ ,  $BC = L_{cr}^{(2)}$

Khi giá trị mô men tại điểm B đạt tới mô men bền dẻo  $M_{pl.Rd}^+$ , ta coi  $M_{pl.Rd}^+$  được tạo bởi hai thành phần lực phân vào phần bê tông và phần dầm thép của dầm liên hợp. Do đó lực cắt dọc  $V_{lf}$  trên mỗi chiều dài tới hạn được xác định như sau:

$$V_{lf} = \min \left( A_s f_y / \gamma_a, 0,85 h_c b_{eff} f_{ck} / \gamma_c \right) \quad (3.44)$$

Do giả thiết các liên kết là dẻo, nên mỗi liên kết chịu cùng một lực cắt dọc giống nhau và bằng sức bền tính toán  $P_{Rd}$ .

Số lượng liên kết trên mỗi chiều dài tới hạn là:

$$N_f^{(AB)} = N_f^{(BC)} = \frac{V_{lf}}{P_{Rd}} \quad (3.45)$$

Nếu số lượng liên kết bố trí thực tế  $N$  bằng với số lượng liên kết  $N_f$  tính toán được trên mỗi chiều dài tới hạn thì ta gọi đó là liên kết hoàn toàn.

### b. Liên kết dẻo, liên kết không hoàn toàn

Nếu số lượng liên kết bố trí là  $N < N_f$ , ta có trường hợp liên kết không hoàn toàn. Nếu liên kết là dẻo và tiết diện thuộc loại 1 hoặc loại 2 thì các liên kết dẻo sẽ gây ra hiện tượng trượt ở bề mặt thép-bê tông nhưng vẫn giữ được độ bền tính toán  $P_{Rd}$ . Trường hợp chốt liên kết hàn có mũ được coi là liên kết dẻo nếu thỏa mãn các điều kiện sau:

- Chiều cao toàn bộ của chốt lớn hơn 4 lần đường kính thân chốt;
- Đường kính  $d$  của chốt phải đảm bảo  $12mm \leq d \leq 25mm$ ;
- Hệ số mức độ liên kết  $\eta = \frac{N}{N_f}$  phải thỏa mãn:

\* Bản sàn đặc, hai cánh đều nhau:

- Với  $L \leq 25m$  thì  $\eta \geq 1 - (355 / f_y)(0,75 - 0,03L)$ ,  $\eta \geq 0,4$ ;

- Với  $L > 25m$  thì  $\eta > 1$ .

\* Bản sàn đặc, diện tích bản cánh dưới không lớn gấp 3 lần diện tích bản cánh trên của dầm thép:

- Với  $L \leq 20m$  thì  $\eta \geq 1 - (355 / f_y)(0,3 - 0,015L)$ ,  $\eta \geq 0,4$ ;

- Với  $L > 20m$  thì  $\eta > 1$ .

\* Bản sàn liên hợp:

( $b_o / h_p \geq 2$  và  $h_p \leq 60mm$ ) liên kết bằng các chốt hàn ( $d = 19$  hoặc  $20mm$  và  $h \geq 76mm$ ).

- Với  $L \leq 25m$  thì  $\eta \geq 1 - (355 / f_y)(1 - 0,04L)$ ,  $\eta \geq 0,4$ ;

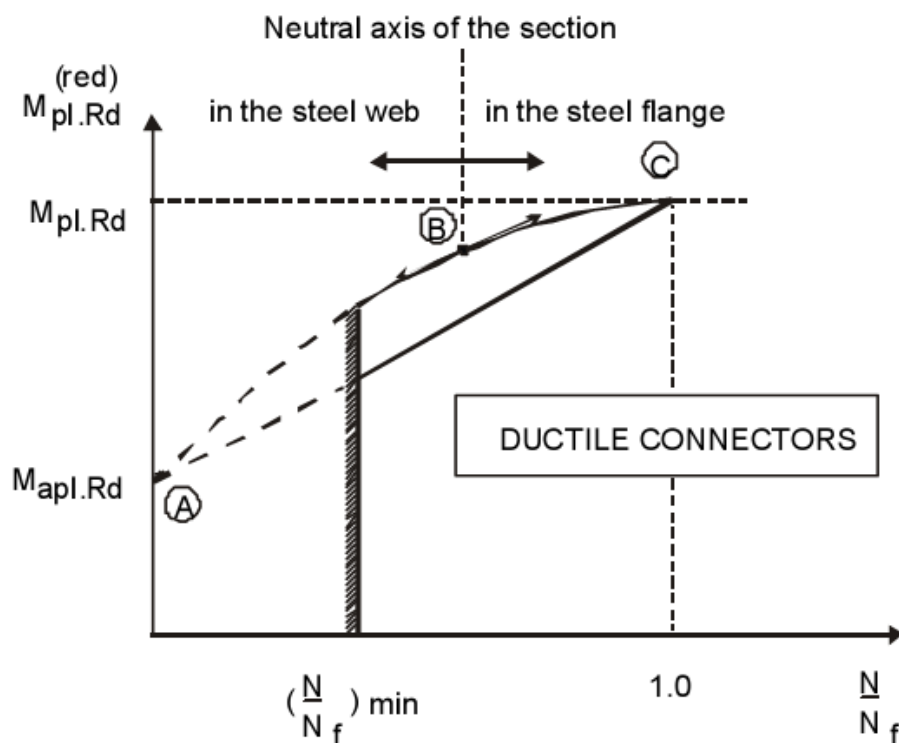
- Với  $L > 25m$  thì  $\eta > 1$ .

Việc bố trí số liên kết  $N < N_f$  sẽ dẫn đến:

$$V_l^{(red)} = NP_{Rd} < V_{lf}$$

Với  $V_l^{(red)}$  là lực cắt dọc thực tế các liên kết chịu.

Hiện tượng trượt giữa bê tông và thép dẫn đến làm giảm khả năng chịu mô men của tiết diện dầm. Mô men suy giảm  $M_{pl.Rd}^{+(red)} < M_{pl.Rd}$  được xác định thông qua đồ thị sau:



**Hình 3.22:** Đồ thị mối quan hệ  $M_{pl.Rd}^{+(red)}$  với  $\eta = \frac{N}{N_f}$  trong liên kết dẻo

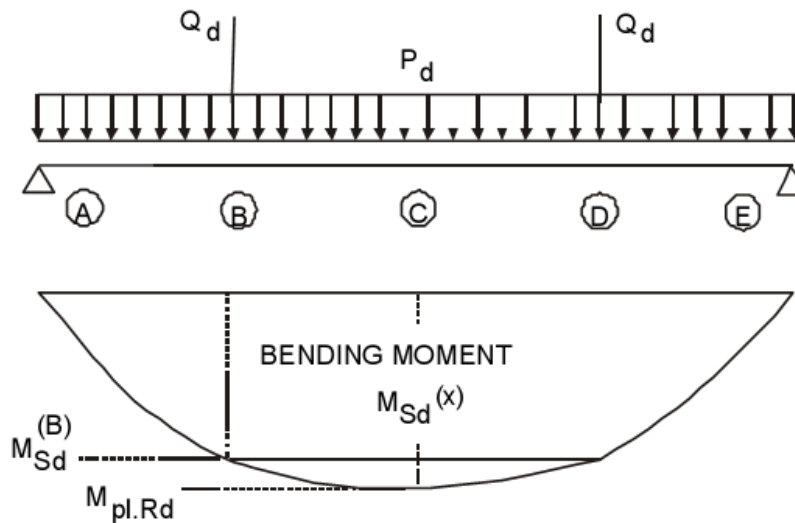
Mối quan hệ giữa  $M_{pl.Rd}^{+(red)}$  giữa mức độ liên kết  $\eta = \frac{N}{N_f}$  được thể hiện qua đường cong ABC, tuy nhiên để đơn giản ta có thể thay thế đường cong này bằng đoạn AC. Việc tính toán  $M_{pl.Rd}^{+(red)}$  ứng với một giá trị  $\frac{N}{N_f}$  xác định rất đơn giản:

$$M_{pl.Rd}^{+(red)} = M_{apl.Rd} + \frac{N}{N_f} (M_{pl.Rd}^+ - M_{apl.Rd}) \quad (3.46)$$

**\* Trường hợp phức tạp hơn:**

Xét dầm đơn giản chịu đồng thời tải trọng phân bố đều  $P_d$  và tải trọng tập trung  $Q_d$ .

Trong đó tải trọng tập trung  $Q_d$  là tương đối lớn như trong hình:



**Hình 3.23: Dầm đơn giản chịu đồng thời tải trọng tập trung và tải trọng phân bố**

Bên cạnh việc kiểm tra tại tiết diện C (tiết diện có mô men lớn nhất) ta cần kiểm tra các tiết diện trung gian tại vị trí có tải trọng tập trung để đảm bảo đủ liên kết trong các đoạn thành phần thuộc một chiều dài tới hạn chứa các tiết diện trung gian đang xét. Như trong ví dụ trên, ta xét tiết diện trung gian B, kiểm tra số lượng liên kết trong đoạn AB thuộc chiều dài tới hạn AC.

Ta có một số giả thiết sau:

- Sự giảm mô men trong dầm là tuyến tính;
- Liên kết trong đoạn AC là hoàn toàn.

Số lượng liên kết trong đoạn AB là:

$$N^{(AB)} = N_f^{(AC)} \left( M_{Sd}^{(B)} - M_{apl.Rd} \right) / \left( M_{pl.Rd} - M_{apl.Rd} \right) \quad (3.47)$$

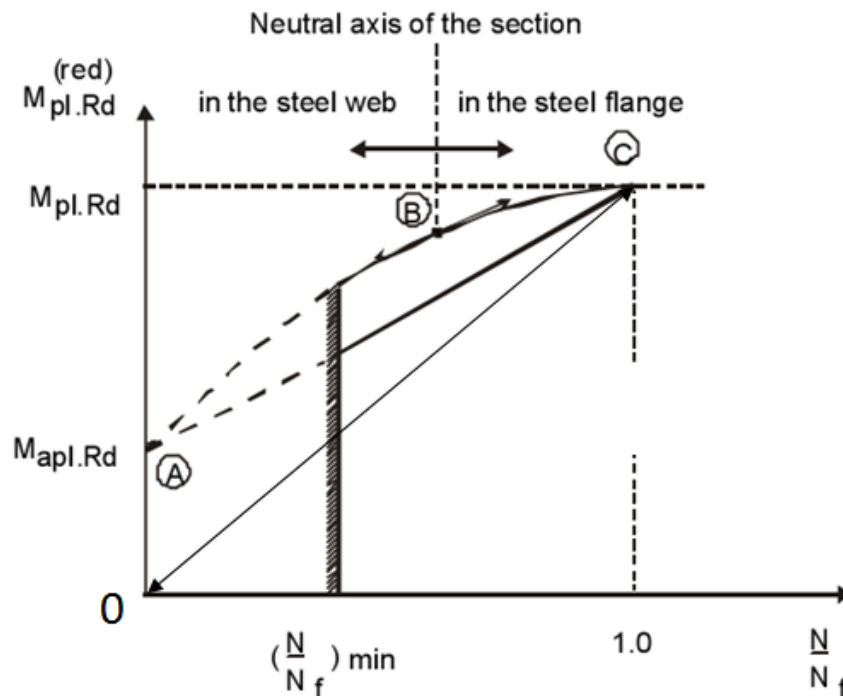
### III.3.2 Liên kết không dẻo và khoảng cách giữa các liên kết

Liên kết thuộc loại không dẻo khi:

- Liên kết có dạng thép góc hoặc thép cứng;

Khi thiết kế các liên kết không dẻo, ta phải chú ý một số điểm sau:

- ✓ Đối với trường hợp liên kết hoàn toàn (hoặc hơn cả hoàn toàn  $N / N_f \geq 1$ ) thì liên kết không dẻo tính toán giống với liên kết dẻo.
- ✓ Đối với trường hợp liên kết không hoàn toàn, nguyên tắc tính toán cũng dựa trên mối quan hệ giữa mô men suy giảm  $M_{pl.Rd}^{+(red)}$  và tỉ số  $N / N_f$ . Để đơn giản và thiên về an toàn ta có thể coi đường cong đối với liên kết không hoàn toàn loại không dẻo là dây cung OC:



**Hình 3.24: Đồ thị mối quan hệ  $M_{pl.Rd}^{+(red)}$  với  $\eta = \frac{N}{N_f}$  trong liên kết không dẻo**

Không có các quy định về mức độ liên kết tối thiểu  $(N / N_f)_{\min}$  nhưng có các giới hạn gián tiếp như sau:

- Các liên kết được bố trí với các khoảng cách đều nhau khi  $(N / N_f)$  thỏa mãn các điều kiện  $(N / N_f)_{\min}$  như trong liên kết dẻo, nhưng các giá trị L được thay bằng  $L_{cr}$ ;
- Khi  $(N / N_f) \geq 0,4$  ta sẽ xét ảnh hưởng tới sự tăng độ võng;
- Các liên kết được bố trí phải đảm bảo các yêu cầu về cấu tạo.

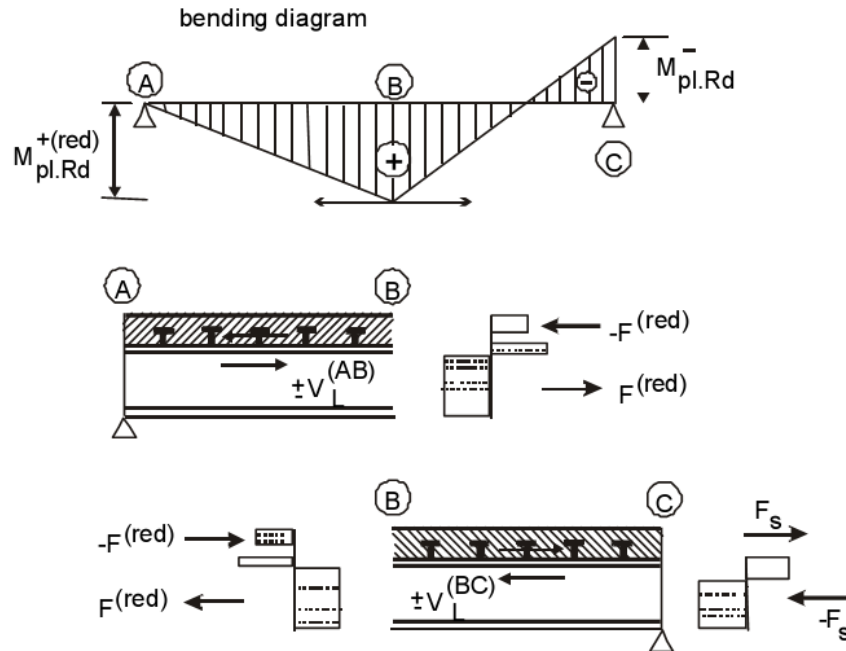
### III.4 Thiết kế liên kết đối với dầm liên tục

Việc thiết kế liên kết của dầm liên tục phức tạp hơn do kể đến các tiết diện tới hạn phụ tại các gối trung gian. Một số đặc điểm tính toán như sau:

- Các tiết diện thuộc loại 1 hoặc loại 2;
- Liên kết ở chiều dài tới hạn hai bên gối phải là liên kết hoàn toàn để đảm bảo sự hóa dẻo hoàn toàn của thép;
- Liên kết trong khu vực mô men dương là không hoàn toàn do mô men dương lớn nhất do tổ hợp tải trọng tác dụng trong trạng thái giới hạn phá hỏng thường nhỏ hơn mô men bền dẻo  $M_{pl.Rd}^+$ .

Xét một dầm liên tục với 3 tiết diện tới hạn: gối đầu dầm A, gối tựa trung gian C và tiết diện chịu mô men dương lớn nhất B. Ở đây, theo giả thiết tại B liên kết không hoàn toàn nên tại đó có mô men suy giảm  $M_{pl.Rd}^{+(red)}$  bằng với mô men do tải trọng  $M_{Sd}^{+(B)}$ . Mô men suy giảm này gây ra bởi cặp lực pháp tuyến  $\pm F^{(red)}$  tác dụng vào mỗi phần: thép và bê tông của tiết diện B.





**Hình 3.25: Lực trượt trong dầm liên hợp liên tục**

Tổng lực trượt dọc trên chiều dài tới hạn BC bằng:

$$V_l^{(BC)} = F^{(red)} + F_s \quad (3.48)$$

Với  $F_s = A_s f_{sk} / \gamma_s$  là sức bền kéo của các cốt thép

Số lượng các liên kết trên chiều dài tới hạn BC là:

$$N^{(BC)} = V_l^{(BC)} / P_{Rd} \quad (3.49)$$

#### IV. Cốt thép đai

Nhiệm vụ của cốt đai: tiếp nhận lực tiếp tuyến do các liên kết truyền đến để tránh bê tông phá hoại sớm do bê tông chịu cắt

Cốt thép đai bao gồm: + Cốt thép chịu lực trong bản sàn;

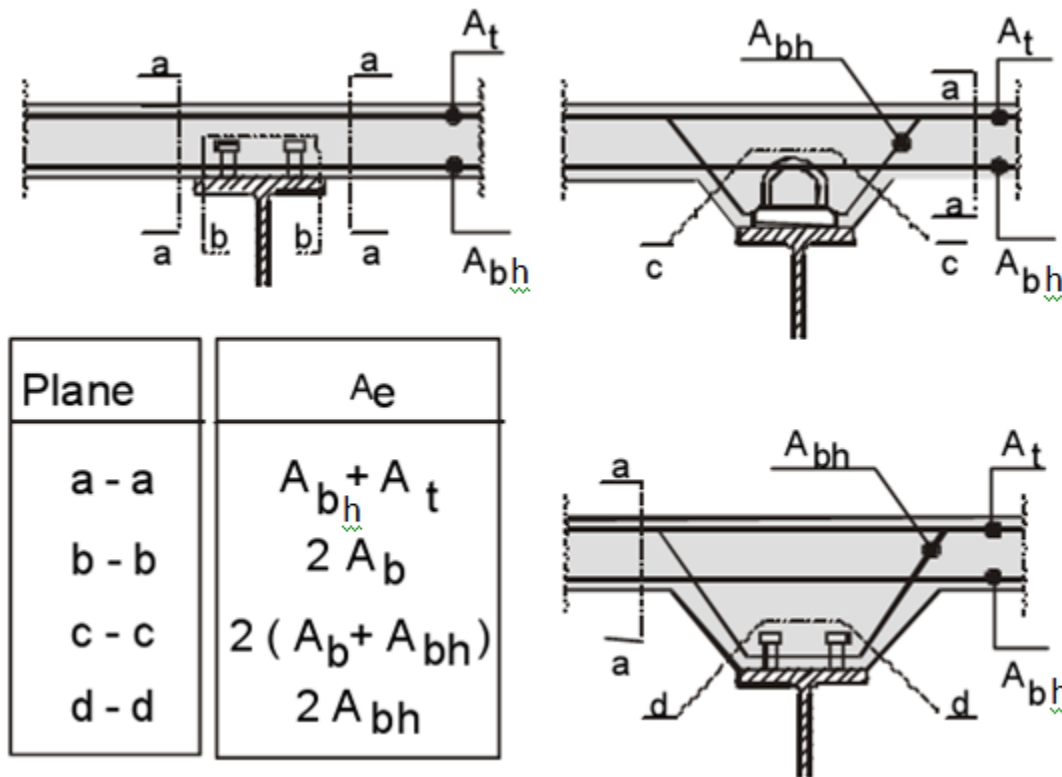
+ Cốt thép bổ sung.

Gọi  $A_e$  là diện tích cốt thép đai trên một đơn vị chiều dài của dầm, được xác định dựa trên chiều dài cắt của bản sàn.

$A_e$  phụ thuộc vào nhiều yếu tố:

- Việc bố trí các liên kết và cốt thép;

- Có hay không các chi tiết tăng cường;
- Mặt phá hoại tính toán.



**Hình 3.26: Xác định các cốt thép đai theo các mặt cắt khác nhau**

Gọi  $L_s$  là chiều dài của mặt cắt phá hoại. Đối với mặt phá hoại b-b ta có:

$$L_s = 2h + s + d'$$

Trong đó:

h - chiều cao toàn bộ của chốt;

$d'$  - đường kính của mũ chốt;

s - khoảng cách giữa hai trục của các chốt.

Gọi  $V_{Sd}$  là giá trị tính toán của lực cắt trên một đơn vị chiều dài.  $V_{Sd}$  không được lớn hơn sức bền chịu cắt  $V_{Rd}$  được xác định như sau:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd} = \min(V_{Rd}^{(1)}, V_{Rd}^{(2)}),$$

Với:

$V_{Rd}^{(1)} = 2,5\tau_{Rd}L_s + A_e f_{sk} / \gamma_s$  - tổng sức bền chịu cắt của bê tông và sức bền chịu kéo của thép;

$V_{Rd}^{(2)} = 0,2L_s f_{ck} / \gamma_c$  - điều kiện phụ của thanh bê tông chịu nén;

$\tau_{Rd}$  - sức bền chịu cắt của bê tông, tra bảng phụ thuộc vào  $f_{ck}$ . Khi trong vùng bê tông bị nứt  $\tau_{Rd} = 0$ .

Khi dầm sàn liên hợp có tôn sóng vuông góc với dầm và liên tục qua dầm  $V_{Rd}^{(1)}$  được tính như sau:

$$V_{Rd}^{(1)} = 2,5\tau_{Rd}L_s + A_e f_{sk} / \gamma_s + A_p \gamma_{yp} / \gamma_{ap} \quad (3.50)$$

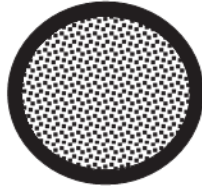
## CHƯƠNG 4

### CỘT LIÊN HỢP THÉP-BÊ TÔNG

- Một số dạng tiết diện cột liên hợp thép-bê tông:



a: Encased section



b: Concrete filled tube



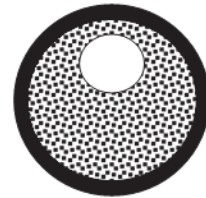
c: Tube in tube



d: Partially encased section



e: Multiple steel sections

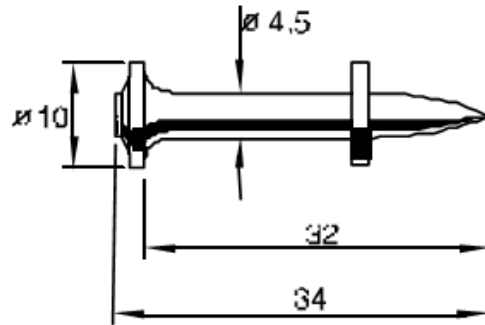


f: Unsymmetrical section

**Hình 4.1 Một số dạng tiết diện cột liên hợp**



**Hình 4.2 Bê tông nhồi ống thép có các đinh Hinti tạo liên kết**



Hình 4.3 Chi tiết đỉnh Hinti

### I. Phương pháp tính toán

Có hai phương pháp tính toán:

- Phương pháp tổng quát:

- + Xét đến ảnh hưởng của sự làm việc phi tuyến và sự chế tạo không chính xác;
- + Áp dụng cho cả cột có tiết diện không đối xứng và cột có tiết diện thay đổi;
- + Sử dụng phương pháp số và chỉ áp dụng khi dùng chương trình tính toán được thành lập riêng.
- + Trong tiêu chuẩn Eurocode 4 chưa có phương pháp này.

- Phương pháp đường cong uốn dọc châu Âu:

- + Sử dụng các đường cong uốn dọc của cột có kể đến ảnh hưởng của sự chế tạo không chính xác;
- + Áp dụng cho tiết diện có hai trục đối xứng và có tiết diện không thay đổi;
- + Được sử dụng trong Eurocode 4.

### II. Điều kiện để đảm bảo ổn định cục bộ của lõi thép

Sự có mặt của lớp bê tông sẽ ngăn cản hiện tượng mất ổn định cục bộ của các bản thép.

Điều này được đảm bảo khi thỏa mãn các điều kiện sau:

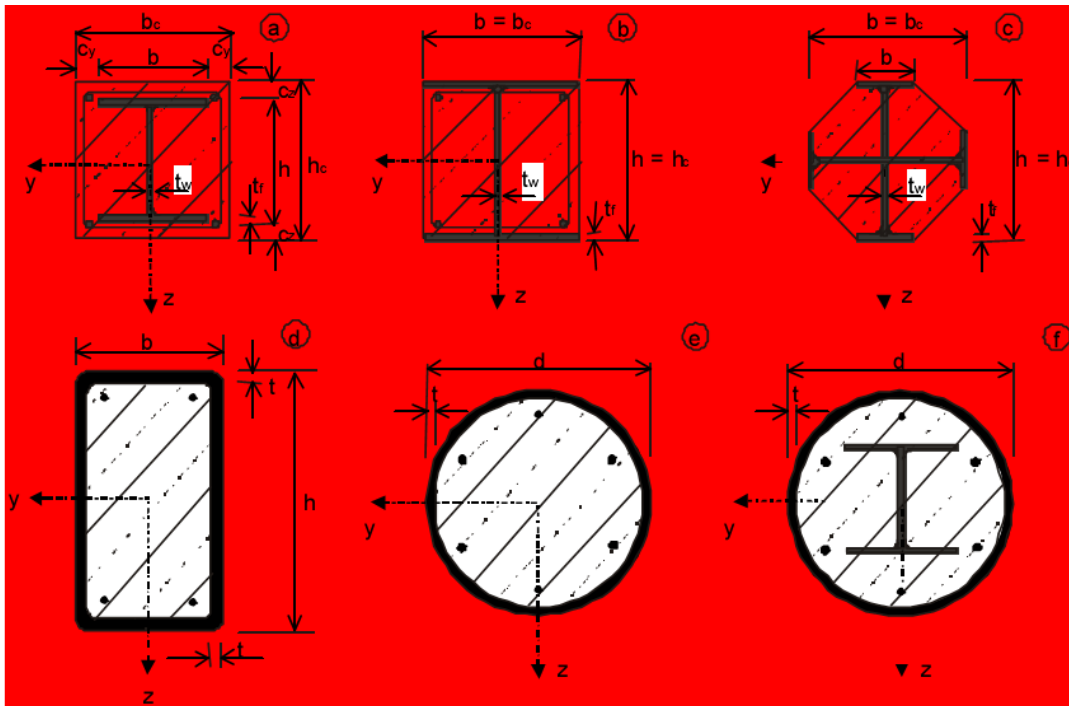
- Đối với các tiết diện được bọc bê tông hoàn toàn: chiều dày lớp bê tông bảo vệ  $t \geq (40mm, b / 6)$ ;
- Đối với các tiết diện khác, độ mảnh của lõi thép không được vượt quá các giới hạn sau:

+ Đối với cột rỗng tròn:  $d/t \leq 90\varepsilon^2$ ;

+ Đối với cột rỗng hình chữ nhật:  $h/t \leq 52\varepsilon$ ;

+ Đối với cột tiết diện chữ I không bọc bê tông hoàn toàn:  $b/t_f \leq 44\varepsilon$

$\varepsilon = \sqrt{235/f_y}$ . Trong đó,  $f_y$  là giới hạn đàn hồi của thép ( $N/mm^2$ ).



Hình 4.4 Các kích thước chính tiết diện cột liên hợp

### III. Tính cột liên hợp chịu nén đúng tâm

#### III.1 Theo điều kiện bền- phương pháp tính đơn giản

Phương pháp đơn giản được áp dụng với các điều kiện sau:

(1) Cột có tiết diện không đổi và có hai trục đối xứng;

(2) Tỷ lệ lượng thép:  $\delta = \frac{A_a \frac{f_y}{\gamma_a}}{N_{pl.Rd}} = 0,2 \div 0,9$ ;

(3) Độ mảnh quy đổi  $\bar{\lambda} \leq 2,0$ ;

(4) Đối với các tiết diện bọc bê tông hoàn toàn, chiều dày lớp bê tông bảo vệ không được nhỏ hơn các giá trị sau:

- Trong hướng y:  $40\text{mm} \leq c_y \leq 0,4b$ ;

- Trong hướng z:  $40\text{mm} \leq c_z \leq 0,3h$ .

Nếu thỏa mãn các điều kiện này, cột sẽ chịu nén tối đa khi bê tông, lõi thép và cốt thép mềm đều đạt cường độ tính toán:

\* Khi bê tông bọc hoàn toàn hoặc một phần:

$$N_{pl.Rd} = A_a f_y / \gamma_{Ma} + A_c 0,85 f_{ck} / \gamma_c + A_s f_{sk} / \gamma_s \quad (4.1)$$

\* Cấu kiện rỗng nhồi bê tông:

$$N_{pl.Rd} = A_a f_y / \gamma_{Ma} + A_c f_{ck} / \gamma_c + A_s f_{sk} / \gamma_s \quad (4.2)$$

### **III.2 Theo điều kiện ổn định**

- **Xác định độ mảnh quy đổi:**

Lực tới hạn  $N_{cr}$  của cột được xác định theo công thức:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 (EI)_c}{l^2} \quad (4.3)$$

Trong đó:

$(EI)_c$  - độ cứng của cột liên hợp;

\* **Với tải trọng ngắn hạn lấy:**

$$(EI)_c = E_a I_a + 0,8 E_{cd} I_c + E_s I_s \quad (4.4)$$

Trong đó:

$I_a, I_c, I_s$  - lần lượt là mô men quán tính của tiết diện lõi thép, bê tông và cốt thép với trục trung hòa của tiết diện;

$E_{cd}$  - mô đun đàn hồi tính toán của bê tông,  $E_{cd} = E_{cm} / \gamma_c$ ;

$E_{cm}$  - mô đun đàn hồi trung bình của bê tông;

$\gamma_c$  - hệ số an toàn khi tính độ cứng của bê tông,  $\gamma_c = 1,35$ .

\* **Với tải trọng dài hạn:** tính toán tương tự nhưng thay  $E_{cd} = E_c$ :

$$E_c = E_{cd} \left( 1 - 0,5 \frac{N_{G,Sd}}{N_{Sd}} \right) \quad (4.5)$$

Trong đó:  $N_{G,Sd}$  - Phần dài hạn của lực nén  $N_{Sd}$

\* **Độ mảnh quy đổi:**

$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{N_{pl.R}}{N_{cr}}} \quad (4.6)$$

Trong đó:

$N_{pl.R}$  - giá trị của  $N_{pl.Rd}$  với các hệ số an toàn của vật liệu lấy bằng 1,0.

\* **Khả năng chịu lực của cột liên hợp theo điều kiện ổn định:**

$$N_{Sd} \leq \chi N_{pl.Rd} \quad (4.7)$$

Trong đó:

$\chi$  - hệ số uốn dọc,  $\chi$  phụ thuộc vào  $\bar{\lambda}$  có thể tra theo đường cong uốn dọc Châu Âu hoặc tính theo công thức:

$$\chi = \frac{1}{\phi + (\phi^2 - \bar{\lambda}^2)^{1/2}} \leq 1 \quad (4.8)$$

$$\phi = 0,5 \left[ 1 + \alpha (\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right] \quad (4.9)$$

$\alpha = 0,21$  đối với tiết diện rộng nhồi bê tông;



$\alpha = 0,34$ , đối với cột thép chữ I bọc bê tông hoàn toàn hay không hoàn toàn khi uốn theo phương trục khỏe của thép hình;

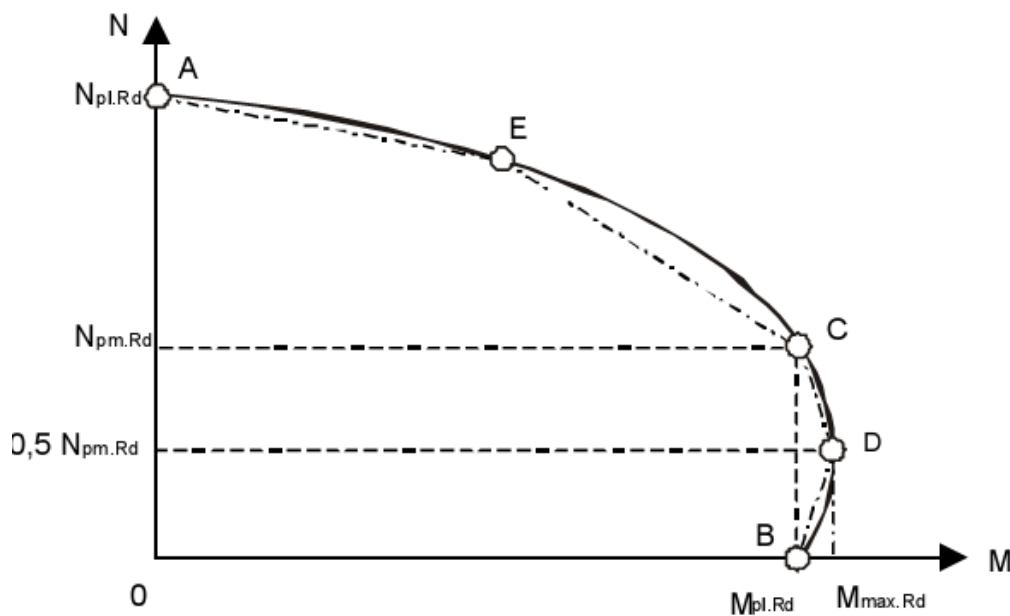
$\alpha = 0,49$ , đối với cột chữ I bọc bê tông hoàn toàn hay không hoàn toàn khi uốn theo phương trục yếu của thép hình.

#### IV. Phương pháp chung đơn giản để tính cột liên hợp chịu nén lệch tâm, nén uốn

Cần tiến hành kiểm tra khả năng chịu lực của cột đối với từng trục đối xứng. Khả năng chịu lực của cột dưới tác dụng của mô men và lực dọc được xác định theo đường cong tương tác M-N. Trên đường cong thể hiện các điểm giới hạn:

Tại điểm D có  $M_{max,Rd}$  lớn hơn  $M_{pl,Rd}$  vì có khả năng ảnh hưởng của lực nén làm giảm hạn chế vết nứt trong cột.

Đường cong tương tác M-N có thể được xác định từng điểm một khi xét các vị trí khác nhau của trục trung hòa.



Hình 4.5 Đường cong tương tác lực nén và mô men uốn

\* Điểm A: khả năng chịu nén

$$N_A = N_{pl.Rd}, M_A = 0;$$

\* Điểm B: khả năng chịu uốn

$$N_B = 0, M_B = M_{pl.Rd};$$

\* Điểm C: có cùng khả năng chịu uốn như B nhưng có lực nén:

$$N_C = N_{pm.Rd} = A_c \alpha \frac{f_{ck}}{\gamma_c}; M_c = M_{pl.Rd};$$

\* Điểm D: mô men uốn giới hạn lớn nhất:

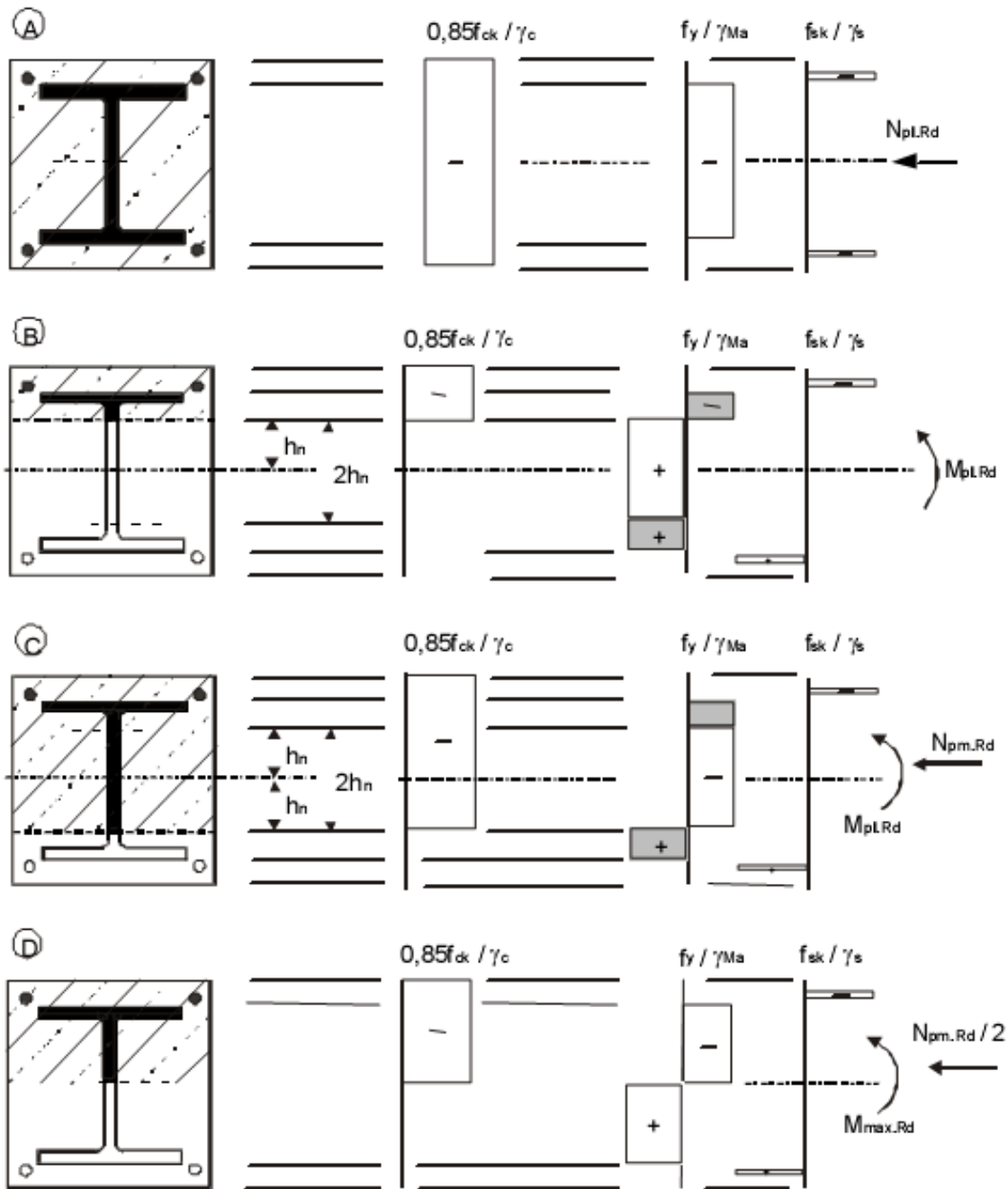
$$N_D = 0,5 N_{pm.Rd} = 0,5 A_c \alpha f_{ck} / \gamma_c$$

$$M_D = W_{pa} f_y / \gamma_a + W_{ps} f_s / \gamma_s + 0,5 W_{pc} \alpha f_{ck} / \gamma_c$$

Trong đó:

$\alpha = 0,85$  đối với cột bọc bê tông và  $\alpha = 1,0$  đối với cột rỗng nhồi bê tông;

$W_{pa}, W_{ps}, W_{pc}$  lần lượt là các mô đun chống uốn của dầm của lõi thép, cốt thép thanh và bê tông ứng với điểm đang xét.



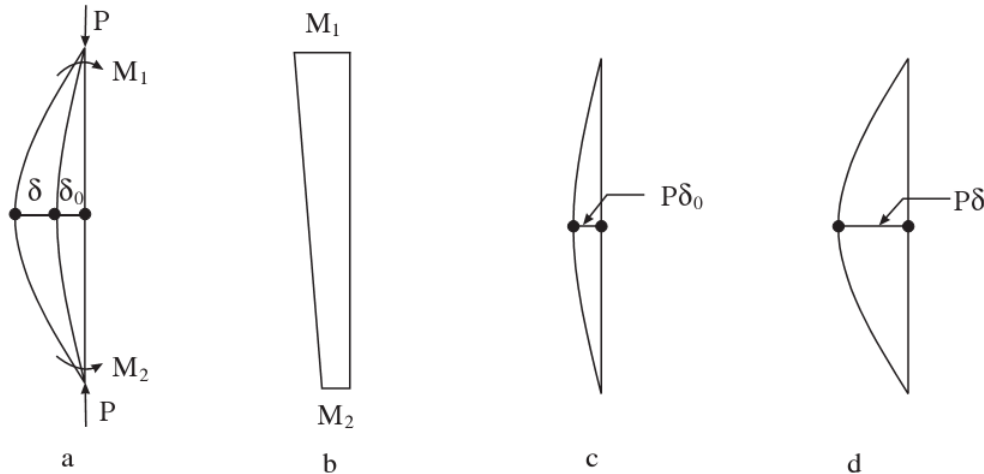
Hình 4.6 Phân bố ứng suất tương ứng của các điểm A, B, C, D

#### IV.1 Ảnh hưởng của phi tuyến làm tăng mô men

- Khi cột chịu tác động đồng thời của nén và uốn, mô men uốn trong cột bao gồm ba thành phần sau:

- + Mô men ban đầu trong cột;
- + Mô men do chế tạo không chính xác dẫn đến có độ lệch tâm ngẫu nhiên;

+ Mô men do hiện tượng  $P - \delta$ .



**Hình 4.7 Mômen uốn trong cột**

- Do ảnh hưởng của phi tuyến, mô men trong cột sẽ lớn hơn giá trị mô men tính được khi tính toán theo tuyến tính. Để đơn giản ta chỉ cần nhân giá trị của mô men tính được theo phân tích tuyến tính với hệ số  $k$  được tính như sau:

$$k = \frac{\beta}{1 - \frac{N_{Sd}}{N_{cr}}} \quad (4.10)$$

Trong đó:  $\beta = 0,66 + 0,44r$ ,  $\beta = 1$  nếu có tải trọng ngang tác dụng vào thân cột.

$r$ - tỉ số giữa mô men ở hai đầu cột ( $-1 \leq r \leq 1$ ),  $r = M_1 / M_2$

- Cần phải xét đến ảnh hưởng của hiệu ứng phi tuyến  $P - \delta$  khi:

+  $N_{Sd} / N_{cr} \geq 0,1$  hoặc

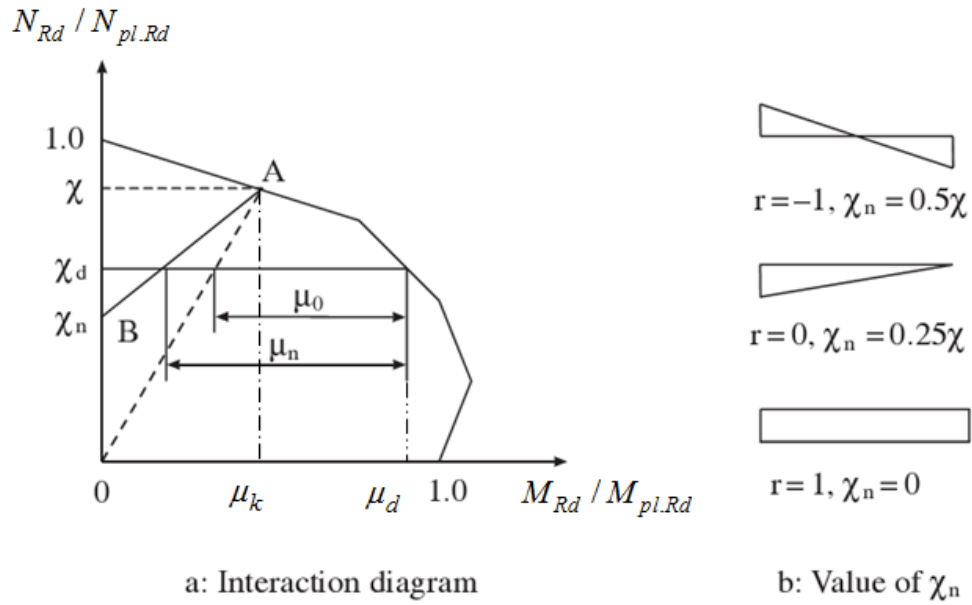
+  $\bar{\lambda} \geq 0,2(2 - r)$

## IV.2 Ảnh hưởng của lực cắt

- Coi toàn bộ lực cắt do phần cột thép chịu;

- Khi xét ảnh hưởng của lực cắt đến khả năng chịu uốn của cột, ta coi cột làm việc như dầm.

## IV.3 Khả năng chịu lực của cột liên hợp khi chịu uốn một phương



**Hình 4.8 Phương pháp tính toán cho cột chịu nén và chịu uốn theo một phương**

- Xét đồ thị như hình 4.7, trong đó:

+ Trục tung là  $\chi = N_{Sd} / N_{pl.Rd}$  là tỉ số giữa khả năng chịu lực dọc thực tế và khả năng chịu lực dọc tối đa của tiết diện. Do đó  $N_{Sd} = \chi N_{pl.Rd}$  là khả năng chịu lực thực tế của tiết diện (khi chỉ chịu lực dọc).

+ Trục hoành là  $\mu = M_{Sd} / M_{pl.Rd}$  là tỉ số giữa khả năng chịu mô men thực tế và khả năng chịu mô men tối đa của tiết diện.

- Ta xét một số thông số sau:

$$\chi_d = N_{Sd} / N_{pl.Rd} \quad (4.11)$$

Với:

$N_{Sd}$  - lực dọc tính toán trong cột;

$\chi_d$  - thông số thể hiện tác động dọc trục;

$$\chi_n = \frac{\chi(1-r)}{4} \quad (4.12)$$

Với:

$\chi_n$  - thông số thể hiện giá trị  $N_{Sd}$  ứng với khả năng chịu mô men lớn nhất của tiết diện,

$$\chi_n \leq \chi_d$$

**\* Giải thích đồ thị:**

- Khi thanh chỉ chịu lực dọc, ta xác định được  $\chi$  (tính trực tiếp hoặc tra bảng). Khi đó với những giá trị  $N_{Sd} \geq N_{Rd} = \chi N_{pl.Rd}$ , tiết diện không có khả năng chịu thêm mô men uốn nữa. Tương ứng với vị trí đang xét ta xác định được thông số  $\mu_k$ , và giá trị mô men  $M = \mu_k M_{pl.Rd}$  là lượng mô men bị giảm đi do ảnh hưởng của sai số hình học. Sự giảm mô men này tuân theo quy luật bậc nhất theo đường thẳng OA. Tuy nhiên khi xét đến ảnh hưởng của phân bố mô men, ta lấy theo quy luật của đường thẳng  $\chi_n B$ .

- Với một giá trị  $\chi_d$  nào đó của lực dọc  $N_{Sd}$ , ta sẽ có giá trị mô men tính toán tương ứng là  $\mu_n M_{pl.Rd}$ . Giá trị  $\mu_n$  được xác định như sau:

$$\mu_n = \mu_d - \frac{\mu_k (\chi_d - \chi_n)}{\chi - \chi_n} \quad (4.13)$$

- Thực tế khi tính toán mô men bền tính toán của tiết diện ngang được lấy giảm đi:

$$M_{Rd} = 0,9 \mu M_{pl.Rd} \quad (4.14)$$

và giá trị mô men tính toán  $M_{Sd} \leq M_{Rd}$ .

#### IV.4 Nén và uốn theo hai phương

- Do độ mảnh, mô men uốn và khả năng chịu uốn theo hai phương của cột khác nhau nên cần kiểm tra sự làm việc theo hai phương.

- Điều kiện đủ khả năng chịu lực của cột:

$$M_{y.Sd} \leq 0,9 \mu_y M_{pl.y.Rd} \quad (4.15)$$

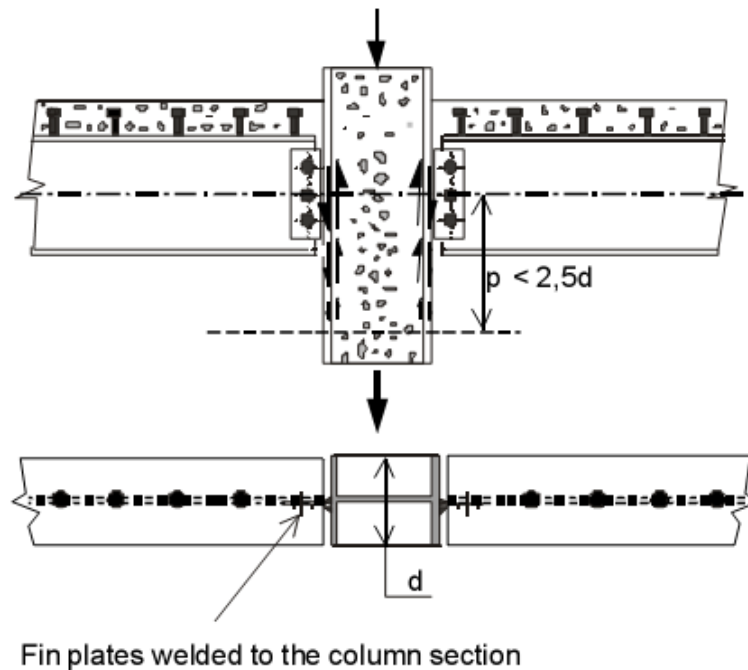
$$M_{z.Sd} \leq 0,9 \mu_z M_{pl.z.Rd} \quad (4.16)$$

và:

$$\frac{M_{y.Sd}}{\mu_y M_{pl.y.Rd}} + \frac{M_{z.Sd}}{\mu_z M_{pl.z.Rd}} \leq 1 \quad (4.17)$$

### V. Sự làm việc chịu trượt giữa các thành phần thép và bê tông trong cột

- Nội lực được truyền đến từ liên kết được phân phối vào phần thép và bê tông của cột liên hợp. Việc truyền nội lực phụ thuộc vào loại liên kết và tuân theo một quy luật rõ ràng.
- Chiều dài truyền lực  $p$  được lấy  $p < 2,5d$ , với  $d$  là kích thước theo phương ngang của cột.



**Hình 4.9 Sự trượt giữa phần thép và phần bê tông trong cột liên hợp**

- Trong tính toán khả năng chịu trượt ở bề mặt giữa thép và bê tông không được lấy lớn hơn các giá trị sau:

+  $0,6 N / mm^2$ , đối với cột được bọc hoàn toàn bằng bê tông;

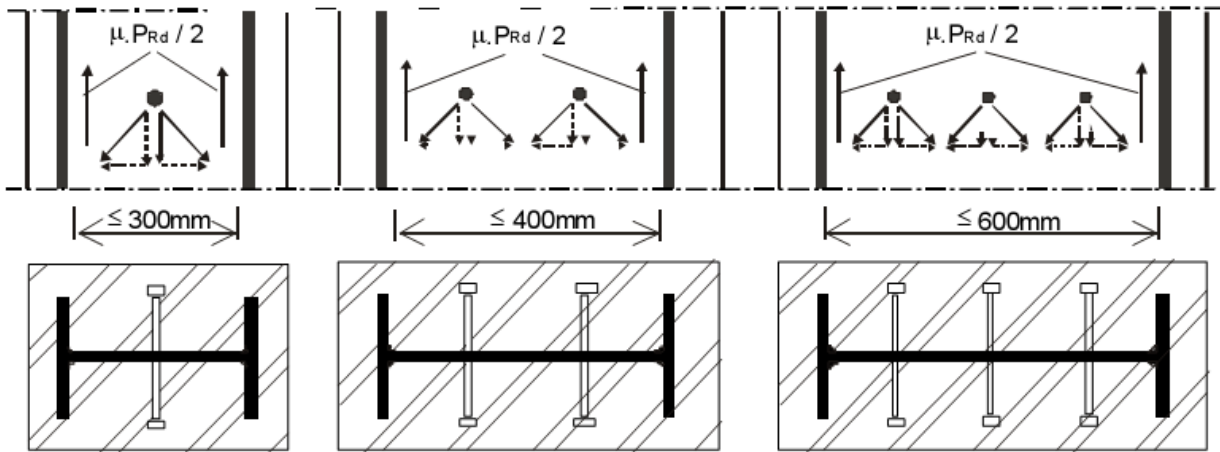
+  $0,4 N / mm^2$ , đối với cột rỗng nhồi bê tông;

+  $0,2 N / mm^2$ , đối với cánh của cột được bọc không hoàn toàn bằng bê tông;

+ 0, nếu bụng của cột được bọc không hoàn toàn bằng bê tông.

- Với cột tiết diện chữ I được bọc hoàn toàn bằng bê tông không đủ khả năng chịu trượt có thể bổ sung các chốt hàn vào bản bụng của dầm và kể thêm khả năng chịu lực  $P_{Rd}$  của

chốt tham gia chịu trượt. Phần thêm vào này chỉ có tác động lên mặt trong của cánh và được lấy bằng  $\mu P_{Rd} / 2$ , với  $\mu \approx 0,5$  là hệ số ma sát giữa thép và bê tông.



Hình 4.10 Liên kết dạng chốt hàn trong cột liên hợp



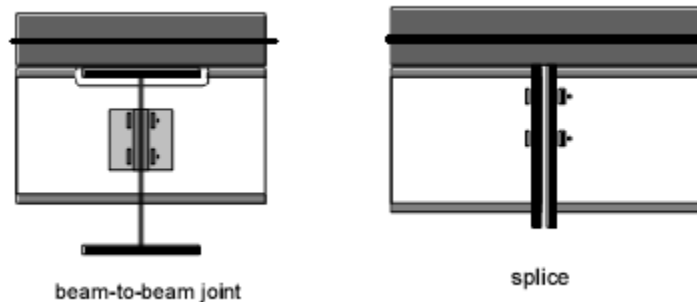
## **VI. Các nút liên kết của khung**

- Mỗi nối liên hợp là mỗi nối giữa một cấu kiện liên hợp với cấu kiện khác trong đó phần thép trong bê tông tham gia vào khả năng chịu lực của mỗi nối.
- Mỗi nối trong công trình nhà chủ yếu là mỗi nối giữa dầm phụ-dầm chính hoặc dầm chính-dầm chính và dầm-cột.
- Khi xét sự làm việc của mỗi nối cần quan tâm đến các đặc trưng sau:
  - + Độ cứng;
  - + Khả năng chịu lực;
  - + Khả năng xoay.

### **VI.1 Phân loại mỗi nối theo phần tử liên kết**

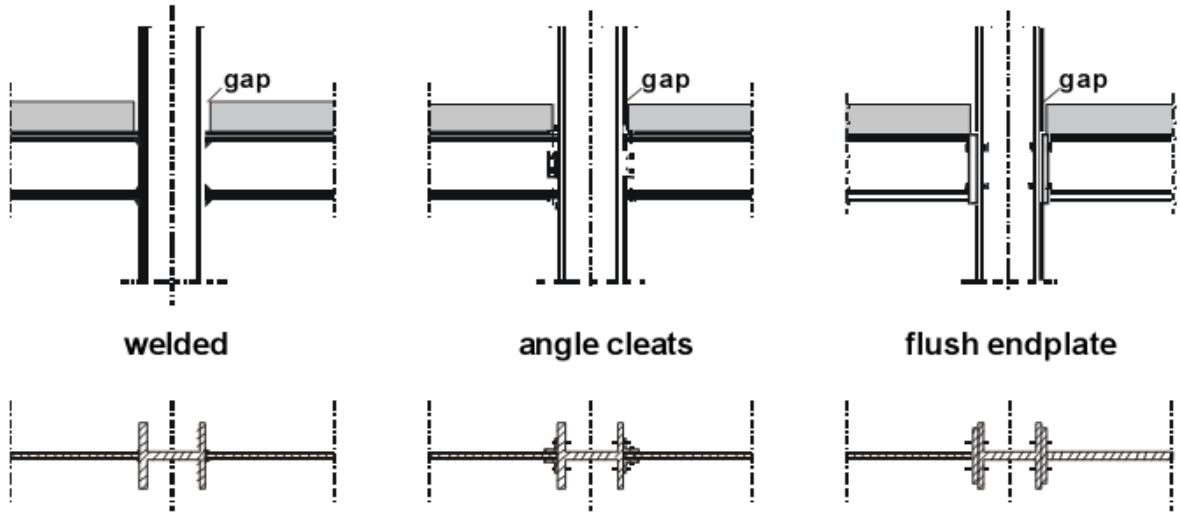
#### **a. Mỗi nối dầm-dầm**

- Mỗi nối giữa dầm-dầm thường là mỗi nối giữa dầm phụ và dầm chính. Mỗi nối này có thể là khớp đơn giản, cứng hoặc nửa cứng.

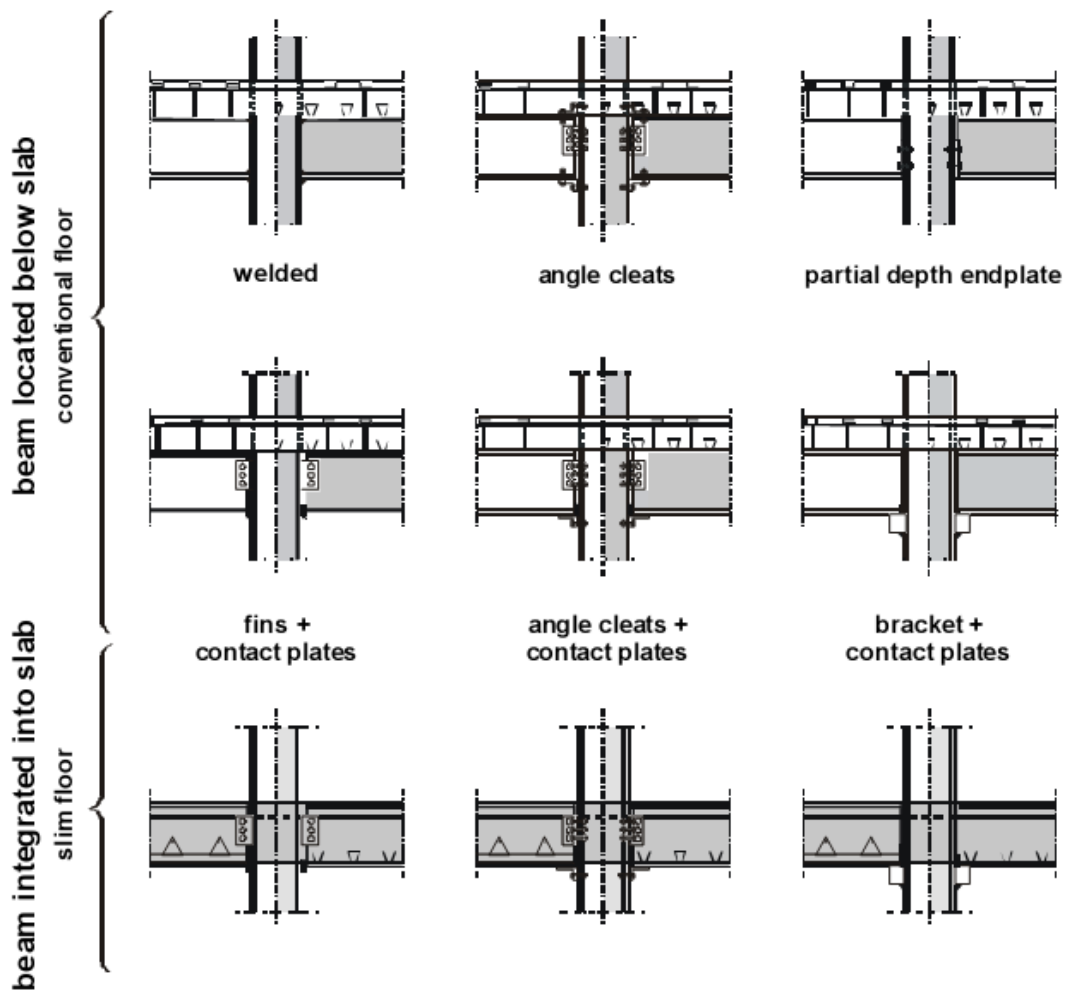


**Hình 4.11 Liên kết dầm - dầm**

#### **b. Mỗi nối dầm-cột**



Hình 4.12: Liên kết nút trong kết cấu thép



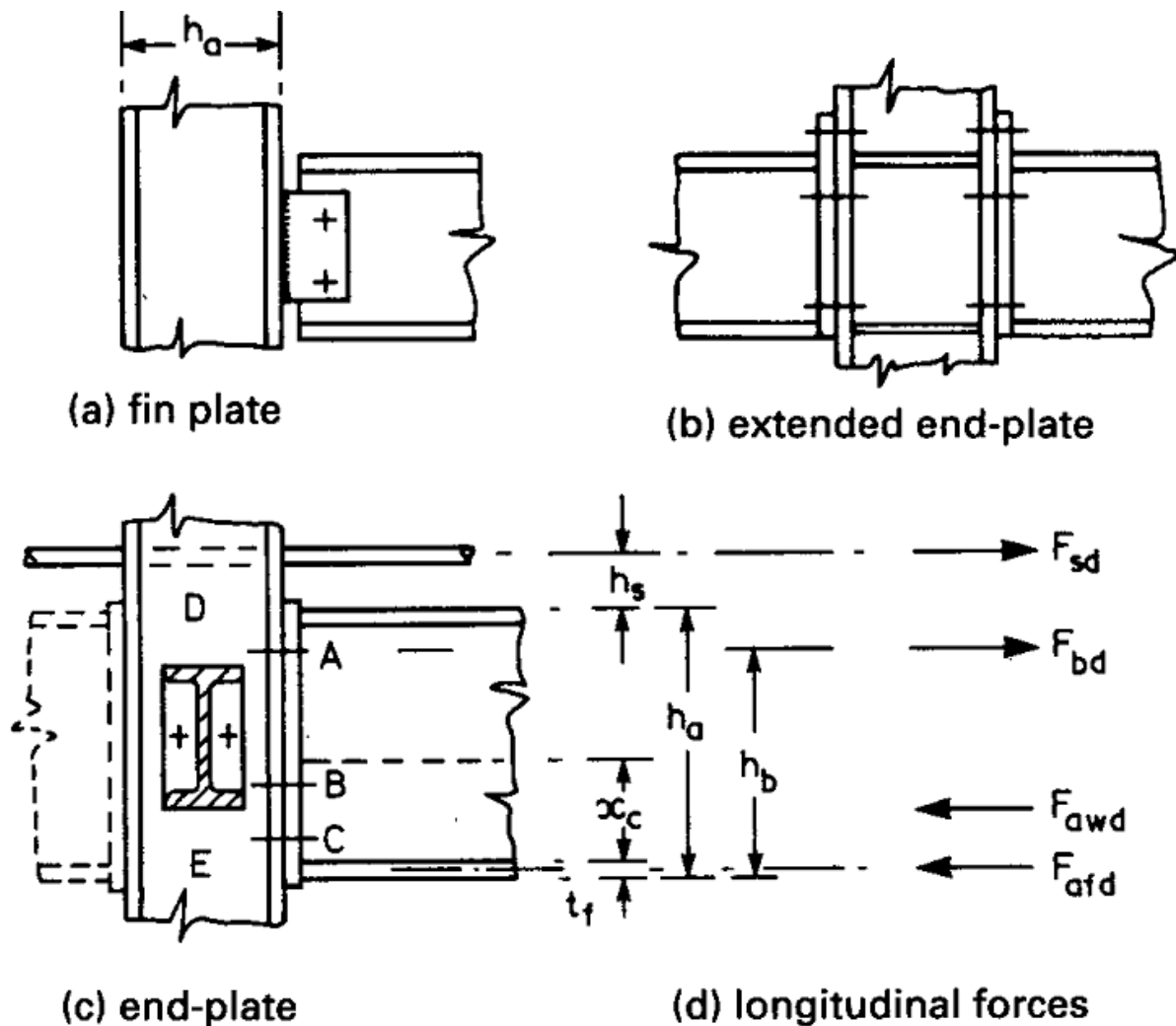
Hình 4.13: Liên kết nút trong kết cấu liên hợp

## VI.2 Tổng quan về liên kết dầm-cột

### VI.2.1 Các tính chất của liên kết

- Ba dạng liên kết thường gặp giữa một dầm thép và cánh của một cột thép tiết diện chữ H được thể hiện trên **hình 4**. Các liên kết này đều sử dụng bu lông do các liên kết đều được thực hiện tại công trường (liên kết hàn thường đắt và khó thực hiện). Cột trong **hình vẽ 4.(a)** là cột biên. Đối với cột giữa, 1 dầm khác sẽ được liên kết vào cánh còn lại. Trong một vài trường hợp có thể có các dầm phụ liên kết vào phần bụng của cột như trong **hình 4.(c)**.

- Đối với trường hợp dầm là liên hợp và cột là cột giữa, cốt thép dọc chịu lực trong sàn sẽ được kéo dài liên tục tới cột như trong **hình 4.(c)**. Các thanh thép này chỉ có nhiệm vụ chống nứt, nhưng nếu các thanh này là các thanh đơn, riêng biệt (không phải lưới thép hàn) thì lực kéo trong các thanh sẽ tham gia độ bền chống uốn của liên kết được thể hiện trong **hình 4.(d)**. Khi phân tích cứng dẻo, nếu các thanh thép có đường kính nhỏ, chúng sẽ bị kéo đứt trước khi có sự có sự xoay đủ lớn của vùng mô men âm trong dầm để hình thành sự phá hủy cơ học. Do đó, các thanh thép này phải có đường kính ít nhất là 12mm



**Hình 4.14: Liên kết nút dầm -cột điển hình trong kết cấu liên hợp**

- Đối với liên kết sử dụng bản mã như hình 4.(a). Bu lông được thiết kế chủ yếu chịu lực cắt đứng, độ cứng chống uốn rất nhỏ. Liên kết sử dụng mặt bích trong hình 4.(c) được gọi là liên kết nửa cứng. Các bu lông ở vị trí A phải chịu tác dụng đồng thời của lực kéo và lực cắt, bu lông ở vị trí B, C (vùng chịu nén) được thiết kế chỉ chịu cắt đứng. Bản bụng của cột phải được kiểm tra khả năng bị chảy do kéo (ở vùng D), kiểm tra khả năng chảy hay mất ổn định cục bộ ở vùng chịu nén (vùng E) và chịu cắt (nếu là cột giữa).

- Để có liên kết cứng cần phải sử dụng các liên kết có mặt bích mở rộng và tăng cứng cho bụng cột ở vị trí D và E như trong hình 4.(b).

- Giả thiết không có sự phá hoại ở bụng cột, độ bền liên kết liên hợp trong hình 4.(c) khi chịu mô men âm có thể được tính toán theo lý thuyết dẻo đơn giản.

- Giới hạn chảy tính toán của cốt thép là  $F_{sd}$ , của bu lông tại vị trí A là  $F_{bd}$ , giá trị này sẽ thay đổi nếu lực cắt đứng lớn hơn khả năng chịu lực cắt của bu lông tại vị trí B và C (ở đây giả thiết rằng mặt bích và cánh của cột đủ dày để hình thành  $F_{bd}$  trong bu lông). Nếu giới hạn chảy tính toán của phần cánh dưới của dầm,  $F_{afd}$  lớn hơn giá trị  $F_{sd} + F_{bd}$ , độ bền uốn của liên kết được xác định bằng cách lấy mô men với trục nằm chính giữa chiều cao cánh.

$$M_{Rd} = F_{sd} \left( h_s + h_a + t_f / 2 \right) + F_{bd} \left( h_b - t_f / 2 \right) \quad (4.18)$$

- Nếu  $F_{afd} \leq F_{sd} + F_{bd}$ , một phần chiều cao bản bụng  $x_c$  được giả thiết bị chảy dẻo do nén (hoặc do đồng thời nén và cắt), do đó:

$$F_{awd} = F_{sd} + F_{bd} - F_{afd} \quad (4.19)$$

Do đó ta cần thêm một giá trị  $F_{awd} \left( x_c + t_f / 2 \right)$  vào công thức tính mô men ở trên.

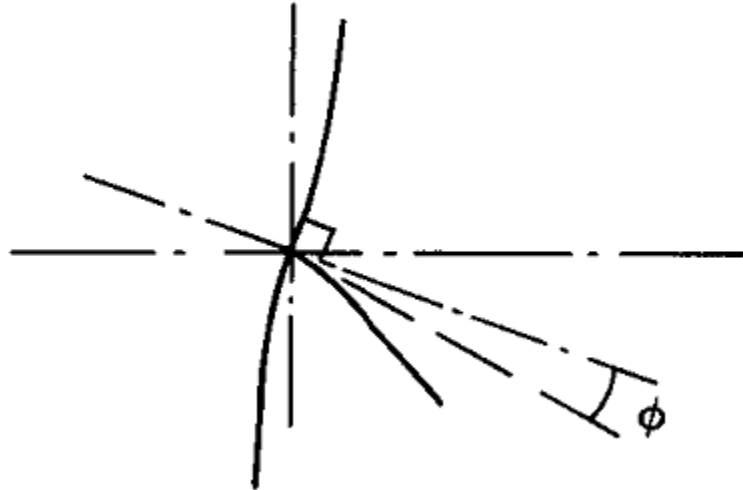
- Các dữ liệu khác dùng trong thiết kế là đường cong thể hiện mối quan hệ giữa mô men âm và góc xoay  $\phi$  của liên kết.

- Đường cong  $M - \phi$  có thể được xác định bằng thí nghiệm đối với một liên kết liên hợp cụ thể. Đường cong đặc trưng được xác định một cách gần đúng bằng cách sử dụng đường cong thấp nhất trong các đường cong thực nghiệm và trục tung được chia cho hệ số  $\gamma_a$  ( $\gamma_a = 1,1$ ) để đạt được đường cong thiết kế, như đường cong OABCD trong hình 4. Để dễ dàng trong thiết kế, nên thay thế đường cong này bằng đường gấp khúc ba đoạn OBEF. Ba tính chất của liên kết cần cho việc thiết kế là:

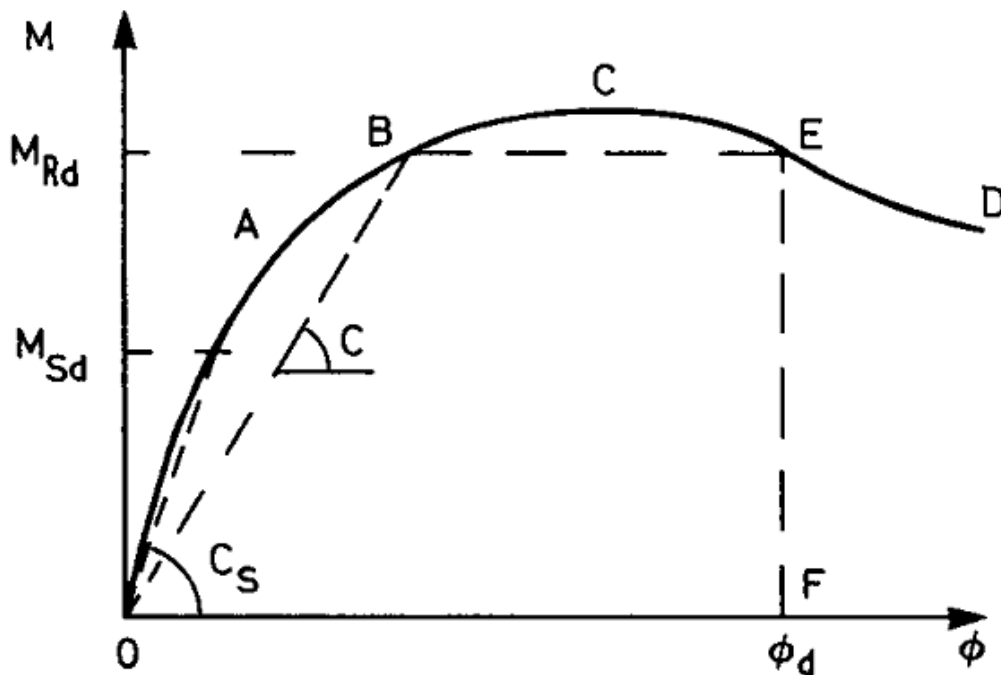
+ Độ bền chịu uốn  $M_{Rd}$

+ Góc xoay lớn nhất khi đạt  $M_{Rd}$ ,  $\phi_{Rd}$

+ Độ cứng C



Hình 4.16: Góc xoay của một liên kết



Hình 4.17: Đường cong  $M - \phi$  của một liên kết

Với trường hợp tải trọng cụ thể, mô men tính toán  $M_{Sd} < M_{Rd}$ , ta sử dụng độ cứng tương ứng  $C_s$ .

Việc phân tích và thiết kế các liên kết dầm cột của các dạng liên kết trong hình 4. được trình bày trong Eurocode 3. Các thanh cốt thép thêm vào được giả thiết không

tham gia chịu cắt đứng và có ảnh hưởng đến khả năng chịu bền uốn bằng cách thêm vào đại lượng  $F_{Sd}$ . Cần chú ý tránh liên kết quá cứng gây ra hiện tượng phá hoại giòn. Biến dạng dẻo của mặt bích làm tăng khả năng xoay do đó không nên có chiều dày quá lớn, thông thường khoảng 8-10mm là đủ.

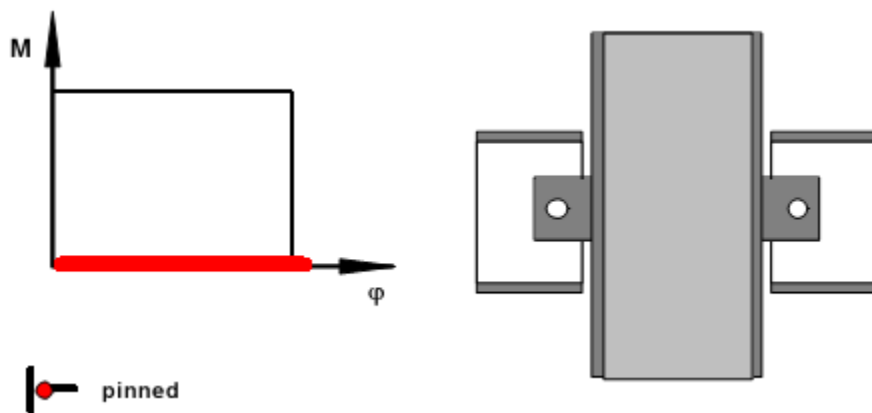
### VI.2.2 Phân loại liên kết

Liên kết dầm cột được phân loại trong Eurocode 4 có những loại sau:

- Theo độ cứng chống xoay - liên quan đến phân tích đàn hồi;
- Theo độ bền chịu mô men uốn - liên quan đến độ bền của khung khi chịu tải trọng phá hoại.

\* Theo độ cứng chống xoay: ta có 3 loại

(1) Khớp đơn giản: được thiết kế để không hình thành một lượng mô men đáng kể nào có thể gây bất lợi cho các thành phần của kết cấu.



Hình 4.18: Liên kết dạng khớp đơn giản

Một liên kết được coi là khớp đơn giản nếu:

$$C \leq 0,5E_a I_b / L_b \quad (4.20)$$

Với:

$C$  là độ cứng chống xoay của liên kết;

$E_a I_b$  là độ cứng chống xoay của dầm tham gia liên kết có độ dài là  $L_b$

Ý nghĩa của việc giới hạn giá trị  $C$  có thể được minh họa bằng cách xét một dầm có nhịp là  $L_b$  và có tiết diện không thay đổi, hai đầu mút của dầm được liên kết với cột cứng bởi

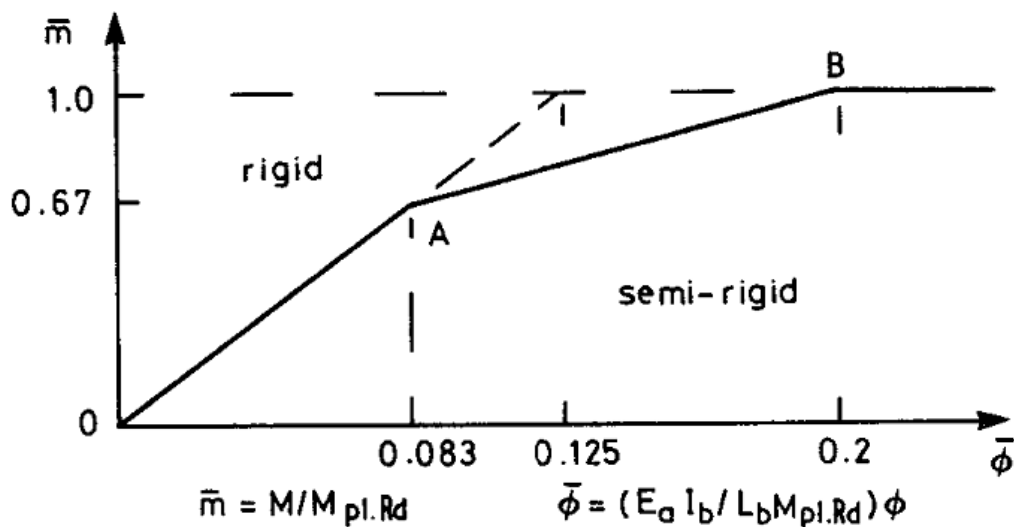
các liên kết có  $C = 0,5E_a I_b / L_b$ , chịu một tải trọng phân bố đều có giá trị là  $w$ . Bằng phương pháp phân tích đàn hồi, mô men âm ở mỗi đầu mút của dầm là:

$$M_e = \frac{wL_b^2 / 8}{7,5} \quad (4.21)$$

Những mô men ở đầu dầm này cũng tác động vào cột. Tuy nhiên trong thực tế, do ảnh hưởng của sự dẻo nên mô men phân bố vào tiết diện cột nhỏ hơn giá trị  $M_e$  đã tính ở trên. Do đó, trong thiết kế có thể giả thiết  $M_e = 0$  và không ảnh hưởng bất lợi lên cột.

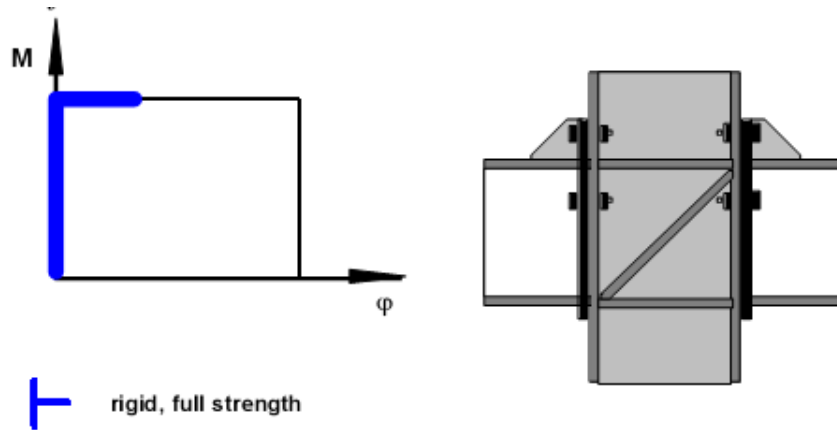
(2) Liên kết cứng: được thiết kế để biến dạng của liên kết không ảnh hưởng đáng kể đến sự phân bố nội lực và mô men trong liên kết cũng như biến dạng tổng thể.

Điều kiện để một liên kết trong hệ khung có giằng là xứng là liên kết đó phải nằm trên đường gấp khúc OAB trong hình 4.



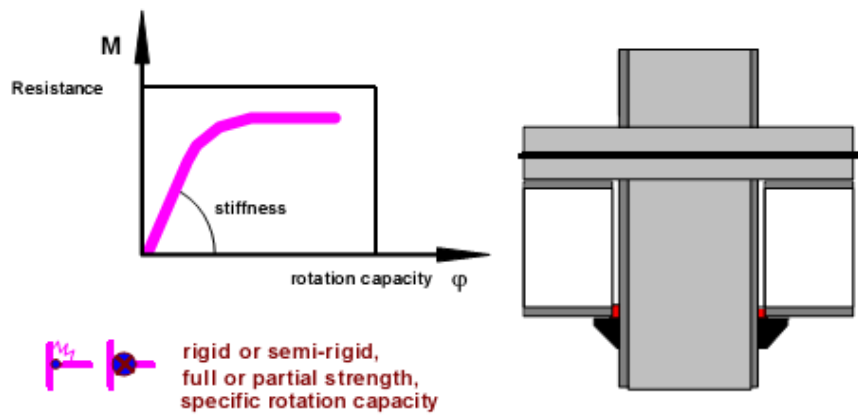
Hình 4.19 : Phân loại liên kết



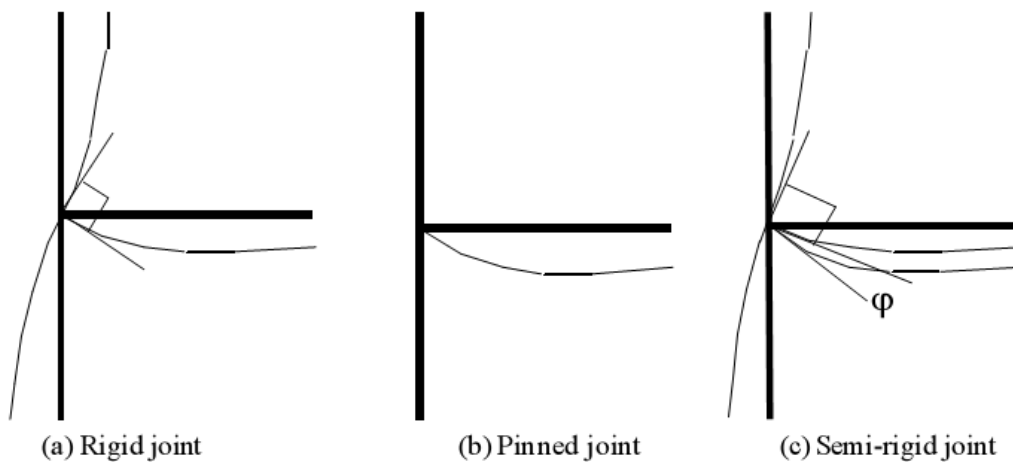


Hình 4.20: Liên kết cứng

(3) Liên kết nửa cứng: trung gian giữa liên kết khớp đơn giản và liên kết cứng. Góc xoay và độ bền chống uốn được xác định thông qua thí nghiệm.



Hình 4.21: Liên kết nửa cứng



Hình 4.22: Ba loại liên kết

**\* Phân loại theo độ bền của liên kết:**

(1) Liên kết khớp đơn giản: là khả liên kết có khả năng truyền lực cắt đứng nhưng không gây ra mô men đáng kể nào có thể gây bất lợi cho kết cấu. Một liên kết có độ bền tính toán  $M_{Rd}$  được gọi là liên kết khớp hoàn toàn nếu liên kết đó có đủ khả năng xoay và  $M_{Rd} \leq 25\% M_{pl.Rd}$ , với  $M_{pl.Rd}$  là mô men bền dẻo của dầm. Thực tế, để chế tạo loại liên kết này rất dễ dàng.

(2) Mối nối có khả năng chịu lực hoàn toàn: là mối nối có độ bền tính toán lớn hơn độ bền chịu uốn của thành phần tham gia liên kết.

$$M_{Rd} \geq M_{pl.Rd}$$

Ngoài ra cần kiểm tra riêng khả năng xoay của liên kết. Điều này rất khó thực hiện và được bỏ qua nếu:

$$M_{Rd} \geq 1,2M_{pl.Rd}$$

Trong thực tế người ta thường thiết kế các liên kết thỏa mãn điều kiện trên.

(3) Mối nối không có khả năng chịu lực hoàn toàn: là liên kết có độ bền chịu uốn nhỏ hơn độ bền chịu uốn của thành phần  $M_{Rd} < M_{pl.Rd}$ , nhưng phải có khả năng xoay phù hợp. Liên kết này ít được sử dụng trong thực tế.

## CHƯƠNG 5

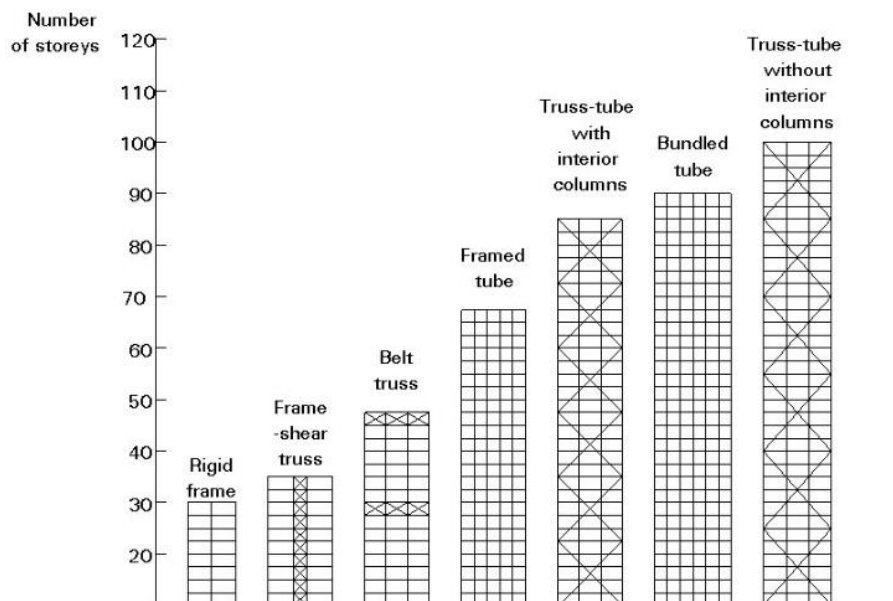
## CÁC DẠNG KẾT CẤU CHỊU LỰC CỦA NHÀ CAO TẦNG SỬ DỤNG KẾT CẤU LIÊN HỢP

### I. Giới thiệu chung

- Khung nhà cao tầng bằng kết cấu liên hợp thép - bê tông có rất nhiều dạng khác nhau. Để lựa chọn được dạng kết cấu hợp lý phụ thuộc vào nhiều yếu tố: chiều cao nhà, đặc điểm tải trọng, các yêu cầu về kiến trúc.

- Kết cấu nhà cao tầng phải chịu lực đứng và các tác động ngang. Với các dưới 40 tầng, tải trọng tác dụng lên cột tầng tuyến tính theo số tầng trong khi trọng lượng của hệ dầm sàn là không đổi. Khi chiều cao nhà lớn, độ mảnh tăng lên ảnh hưởng của tác động ngang làm tăng tải trọng tác dụng lên các cấu kiện (đặc biệt là cột, vách) nhanh hơn so với tầng tuyến tính.

- Với hệ kết cấu 20 đến 30 tầng, ảnh hưởng của lực đứng làm giảm tác dụng của lực ngang. Thông thường chỉ 10% tổng trọng lượng các kết cấu tham gia chống lại lực ngang. Khi chiều cao tầng tăng lên, biến dạng ngang trở lên nguy hiểm, đến mức mà yêu cầu độ cứng ngang chiếm vai trò quan trọng hơn chỉ tiêu độ bền và ảnh hưởng đến việc thiết kế kết cấu.



Hình 5.1 Nhà cao tầng khung thép

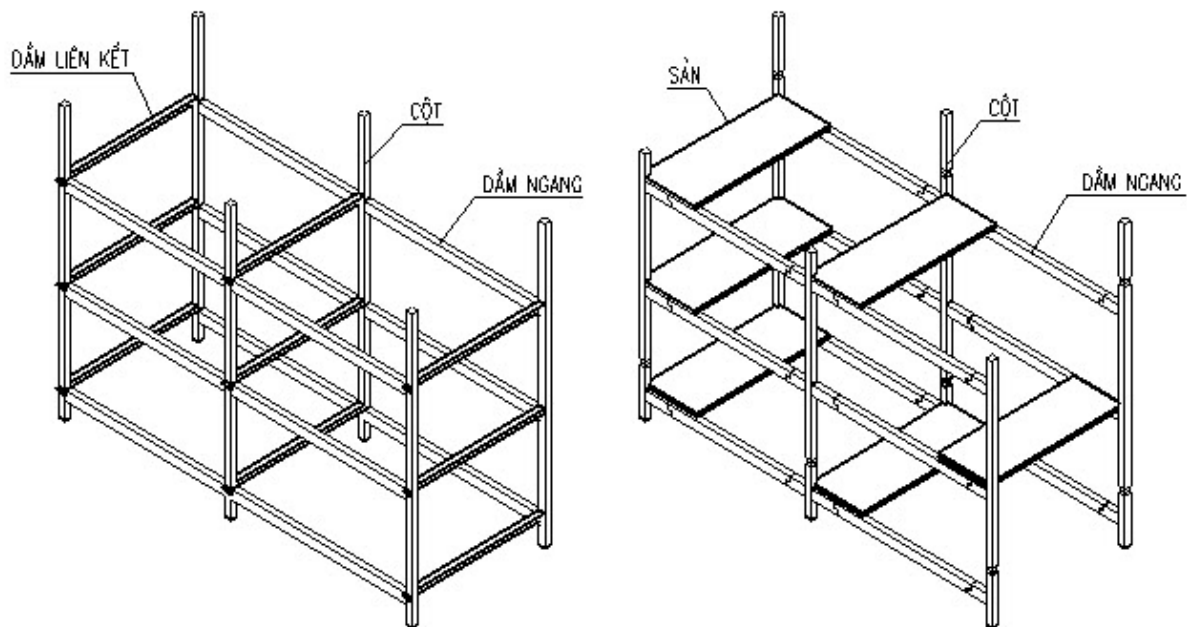
## II. Các hệ kết cấu khác nhau của nhà cao tầng

Một số hệ khung thép hoặc khung liên hợp hay gộp trong thiết kế nhà cao tầng.

- Hệ khung;
- Hệ giằng và hệ dầm rỗng bố trí so le;
- Hệ khung giằng;
- Hệ giằng gió và đai tầng;
- Hệ lõi;
- Hệ ống và dạng bó ống;
- Hệ ghép;
- Hệ khung lớn.

### II.1 Hệ sườn chịu lực dạng khung

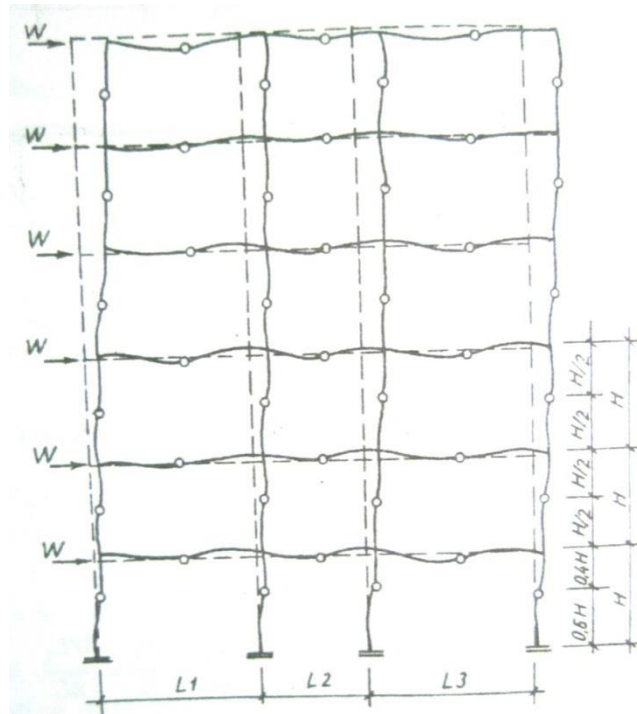
- Hệ gồm các dầm và cột được liên kết cứng với nhau tạo nên các khung phẳng.



**Hình 5.2 Hệ khung không gian**

- Các công trình được thiết kế từ hệ khung có hình dáng cân đối về mặt bằng lẫn chiều cao. Khi chịu lực gió, hệ khung này có độ cứng ngang không lớn nên số tầng được thiết kế từ loại khung này thường nhỏ hơn 20 tầng.

- Trong hệ này, nhịp của dầm chính thường nằm là 6m đến 9m.



**Hình 5.3** Sơ đồ tính toán khung chịu tải trọng ngang

## II.2 Hệ giằng

Cấu tạo của hệ như sau: dầm và cột liên kết khớp với nhau. Có hai phương án cấu tạo:

- Dầm liên tục, trong khi cột ngắt quãng theo mỗi tầng.
- Cột liên tục, trong khi dầm liên kết khớp.

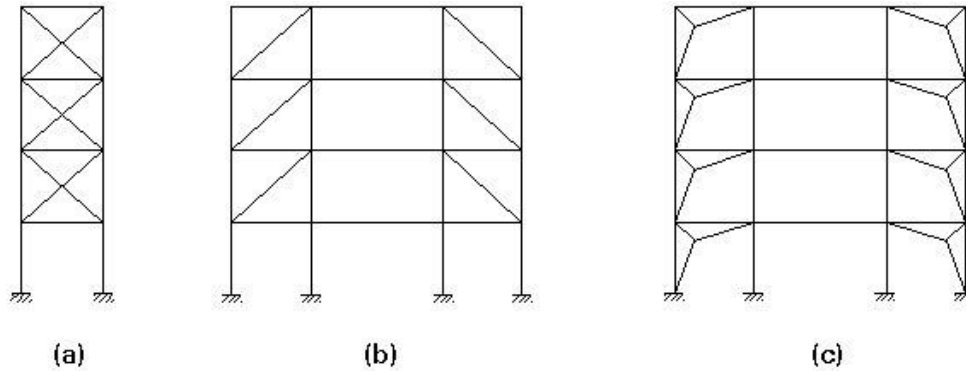
Liên kết giữa móng và cột thường là liên kết khớp, do đó kết cấu không ổn định theo phương ngang. Để đảm bảo ổn định bố trí thêm hệ giằng đứng nằm giữa hai hàng cột.

### \* Ưu điểm của hệ giằng:

- Mối nối đơn giản, giá rẻ hơn;
- Lắp dựng nhanh và đơn giản;
- Cột chủ yếu chịu lực đúng tâm;
- Chiều dài tính toán của cột chỉ bằng hoặc nhỏ hơn chiều cao  $h$  của tầng.

### \* Nhược điểm của hệ giằng:

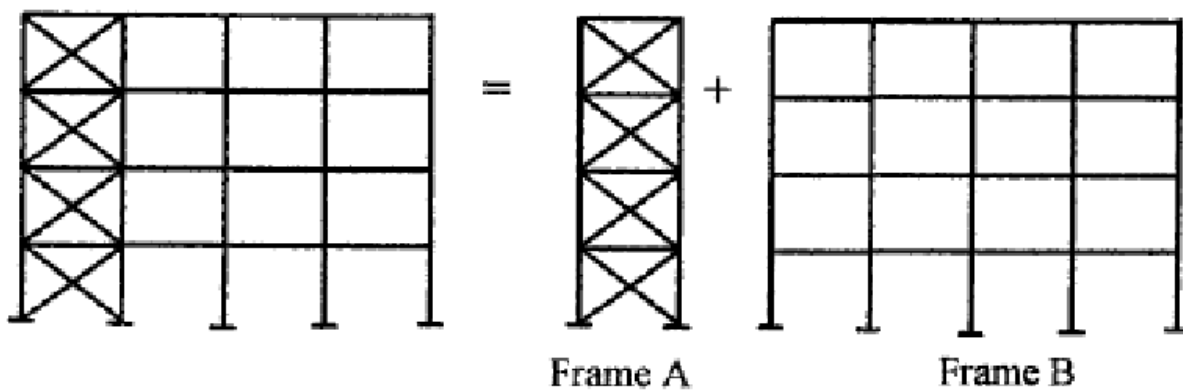
- Do dầm không được liên kết cứng với cột nên mô men giữa nhịp lớn, chiều cao dầm lớn;
- Hệ khung này có tính kinh tế với chiều cao nhà nhỏ hơn 30 tầng.



**Hình 5.4 Hệ giằng ổn định**

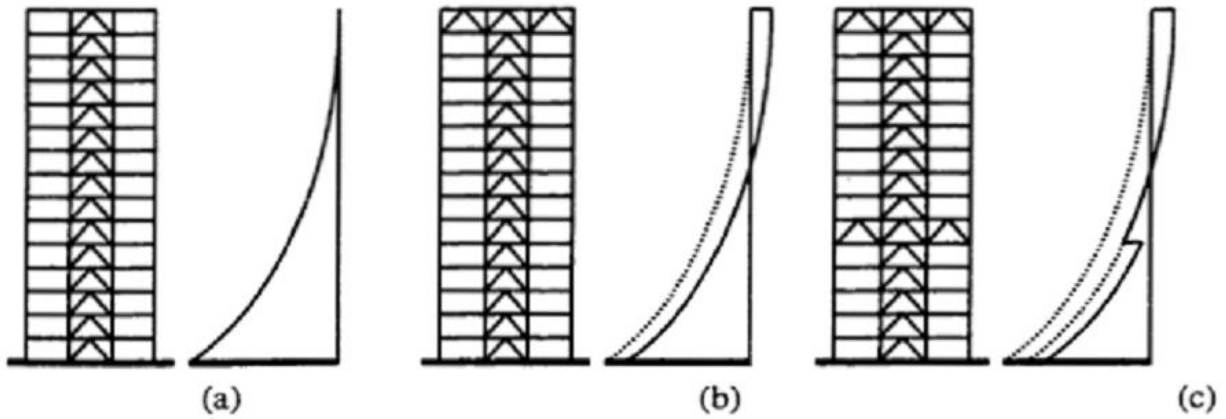
### II.3 Hệ hỗn hợp tương tác khung giằng

- Cấu tạo giống hệ khung cứng nhưng có bố trí cả hệ giằng đứng. Loại hệ này tận dụng các ưu điểm của cả hai loại hệ trên. Sự kết hợp của hai hệ ổn định cho phép tăng được độ cứng ngang của khung.



**Hình 5.5 Hệ khung kết hợp hệ giằng ổn định**

### II.4 Hệ giằng và hệ vành đai tầng



**Hình 5.6 Hệ vách ổn định và đai**

- Hệ gồm giằng ổn định nằm trong không gian nhà hoặc ở các mặt đứng, các giằng có thể nối với nhau bởi các dàn bố trí theo chiều cao tầng, vành đai quanh chu vi của khung hoặc ở phía trong của khung. Các cột ở ngoài chịu phần lớn tải trọng thẳng đứng gây ra do xu hướng lật của tải trọng gió. Dưới tác dụng của gió, với nhà có chiều cao lớn sẽ làm việc giống như một dầm côngxon ngàm vào đất.

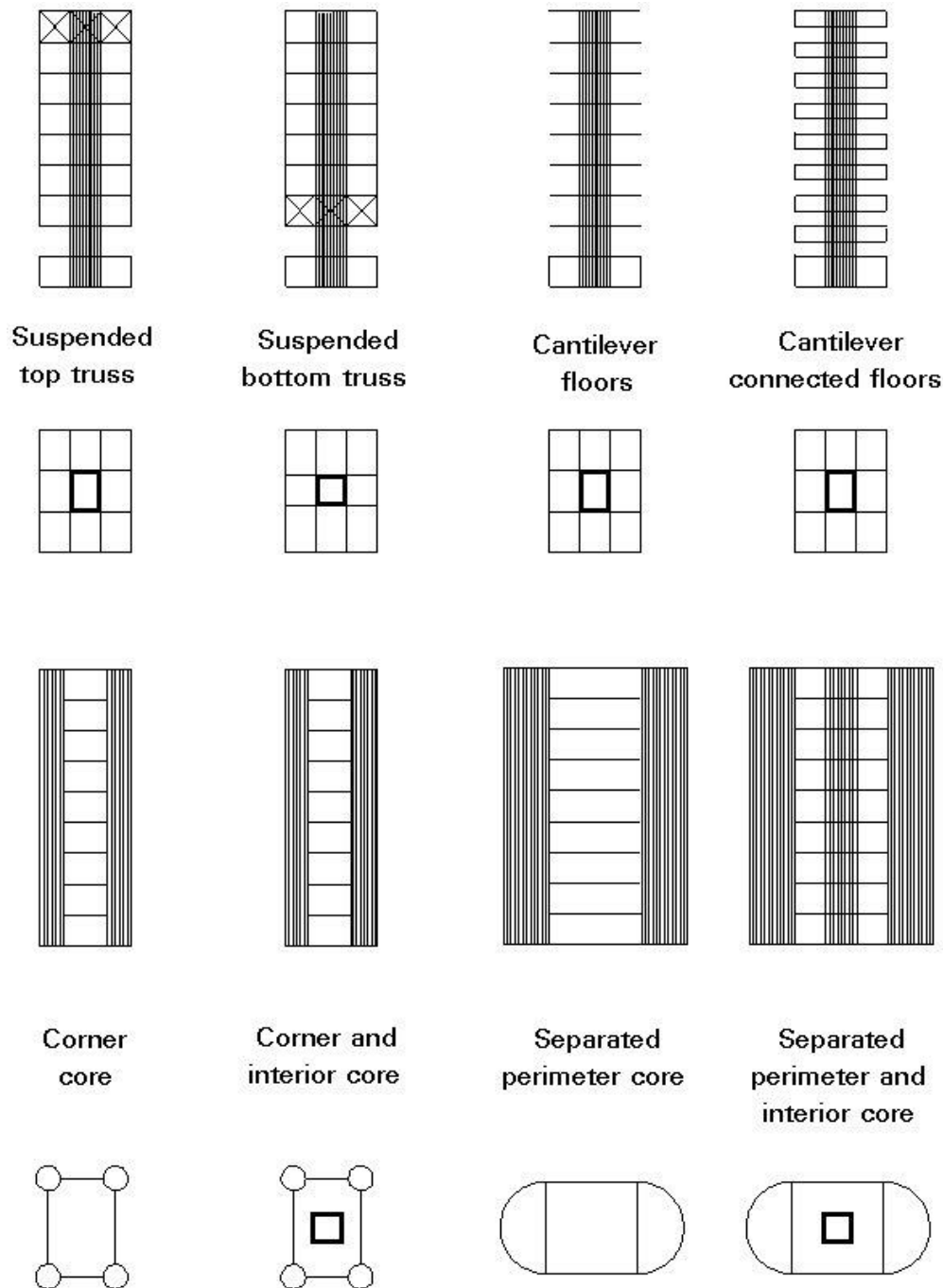
- Việc bố trí các đai tầng (hay tầng cứng) có tác dụng làm tăng độ cứng ngang và phân phối lại mô men uốn lên các cột của nhà.

## II.5 Hệ lõi

Hệ hỗn hợp với lõi bằng bê tông cốt thép (hoặc bằng thép) và khung chịu lực bằng thép thường mang lại hiệu quả kinh tế cao. Lõi có thể được bố trí ở tâm công trình, ở bên hoặc công trình với nhiều lõi.

Chức năng của lõi là chịu tất cả các lực ngang và một phần tải trọng thẳng đứng rồi truyền xuống móng.

Lõi có thể được cấu tạo bằng thép hoặc phổ biến hơn bằng bê tông cốt thép. Tại mỗi tầng, các lực ngang được truyền vào lõi thông qua sàn rất cứng trong mặt phẳng của nó.



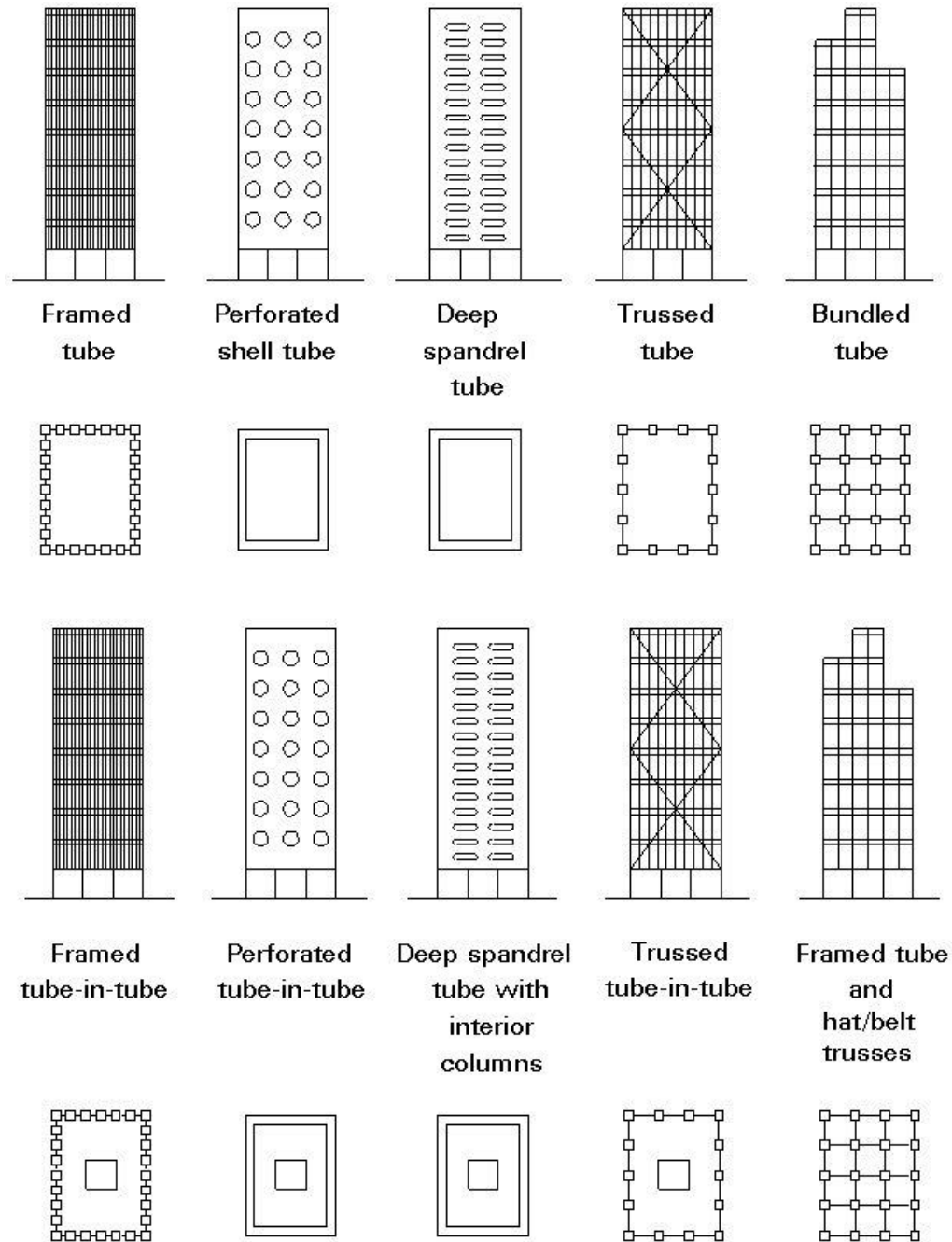
Hình 5.7 Hệ lõi

## II.6 Hệ ống

Cấu tạo bao gồm hệ cột ở mặt đứng được liên kết cứng với nhau bởi các dầm lan tô có chiều cao lớn. Điều bắt buộc là phải đảm bảo tính liên tục của dầm ở chỗ các góc.

Khung tổng thể của ngôi nhà được chuyển thành dạng ống mà phần chịu lực được bố trí ở chu vi, các lỗ thủng làm cửa sổ. Hệ này đặc biệt hiệu quả về độ cứng ngang.





**Hình 5.8 Hệ ống**

Khung ngoài vi, bao gồm các cột và các dầm lan tô có kích thước lớn, độ cứng lớn nên thường dùng thép hình tổ hợp dùng các liên kết hàn.

Khoảng cách thông thường giữa các cột thông thường từ 3 đến 5m. Các cột thường được liên kết với một đai cứng bố trí ở chân khung.

Khi tính toán lực dọc trong các cột ngoài phải kể đến sự phân bố không đều lực nén trong các cột nằm ở chu vi của ngôi nhà dưới tác dụng của gió, cũng như lực cắt do gió gây nên.