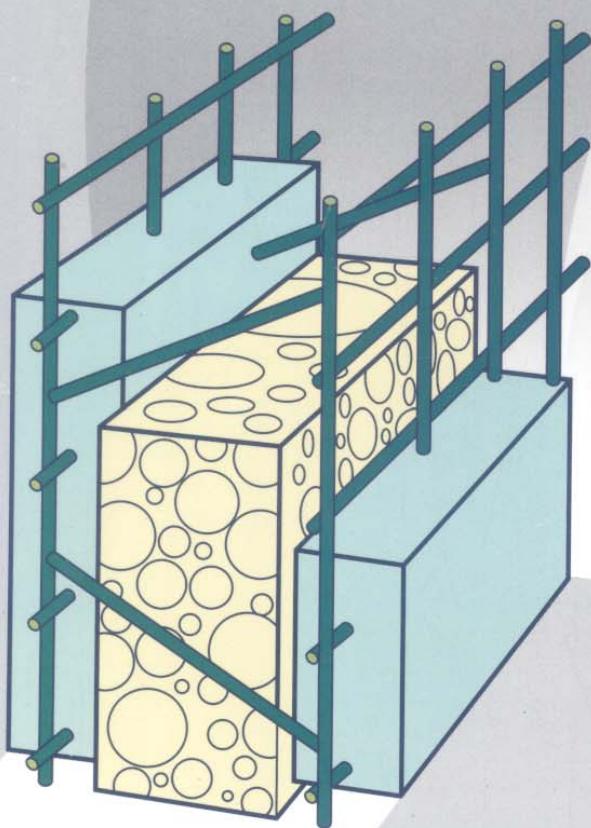


TS. NGÔ QUANG TƯỜNG

QUY TRÌNH  
THIẾT KẾ VÀ THI CÔNG  
TÂM VẬT LIỆU

3D



NHÀ XUẤT BẢN XÂY DỰNG



TS. NGÔ QUANG TƯỜNG

**QUY TRÌNH  
THIẾT KẾ VÀ THI CÔNG  
TÂM VẬT LIỆU 3D**

NHÀ XUẤT BẢN XÂY DỰNG  
HÀ NỘI - 2010

## LỜI NÓI ĐẦU

Ý tưởng sử dụng tấm 3D được đưa ra tại Mỹ vào những năm 1950. Ý tưởng chỉ đơn giản là sự kết hợp lợi ích của tấm EPS và bê tông. Nhưng với kỹ thuật lúc bấy giờ thì sản xuất tấm 3D là không kinh tế và hiệu quả. Các nhà khoa học đã tiếp tục nỗ lực nghiên cứu thiết kế để có thể sản xuất hàng loạt với chi phí thấp. Vào những năm 1980, công ty EVG của Vương quốc Áo đã cải tiến và phát triển các thiết bị, công nghệ có thể sản xuất khối lượng lớn và giá thành thấp tấm panel 3D. Nhà máy hàn tự động có thể sản xuất  $1.000.000\text{ m}^2$  mỗi năm. Bề rộng tấm panel tiêu chuẩn được thống nhất là 1,2 m, chiều dài có thể lên đến 6m. Công nghệ sản xuất này được nhiều nước trên thế giới chấp nhận và cấp bằng sáng chế.

Tấm 3D là một vật liệu mới mẻ đối với xây dựng Việt Nam hiện nay, ưu điểm của tấm là được sản xuất hàng loạt với hệ thống tự động hóa cao tại công xưởng nên giá thành có thể chấp nhận được, tiến độ thi công nhanh, chất lượng đảm bảo, công nghiệp hóa được ngành xây dựng.

Tấm 3D có thể thay thế cho vật liệu gạch truyền thống, tránh được hiện tượng đào đất làm gạch, để lại nhiều ao hồ gây mất quỹ đất sản xuất, hạn chế được việc nung đốt gạch gây ô nhiễm cho môi trường.

Kết hợp được phương pháp thi công lắp ghép và bê tông toàn khối, có thể tạo được bất kỳ hình dạng nào theo thiết kế.

Tấm 3D không độc hại cho người và vật nuôi, không bị mối, mọt, kiến, gián, chuột gặm nhám, không bị nứt nẻ, không bị thấm nước, dột, chống được gió bão hơn 300 km/giờ, chịu được động đất đến  $7,5^\circ$  richter, cách nhiệt, chống cháy  $1000^\circ C$  đến hơn hai giờ/ loại tường 10 cm, cách âm Rw 42 Dh (độ cho phép nhà thường là Rw 70 Dh), tuổi thọ của nhà bê tông cốt thép nhẹ ba chiều, có lõi cách âm cách nhiệt bằng Panel 3D từ 50 đến 100 năm.

Thi công tốn rất ít khối lượng cối pha, giàn giáo. Bên cạnh đó, do nhà được cách nhiệt tốt nên có thể giảm được chi phí tiêu hao điện năng trong quá trình sử dụng công trình.

Công nghệ sản xuất này đạt tiêu chuẩn Hoa Kỳ (ACI) và chất lượng xây dựng Hoa Kỳ: SBCCI, ICBO, BOCA và HUD -USA, ISO 9002 - Taiwan & Euro

Tác giả

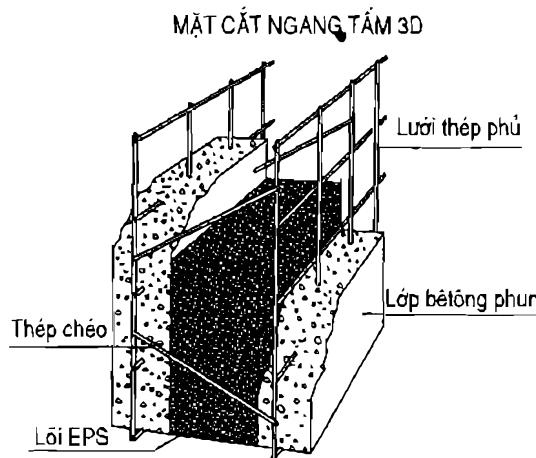
TS. Ngô Quang Tường

# PHẦN 1. QUY TRÌNH THIẾT KẾ TẤM VẬT LIỆU 3D

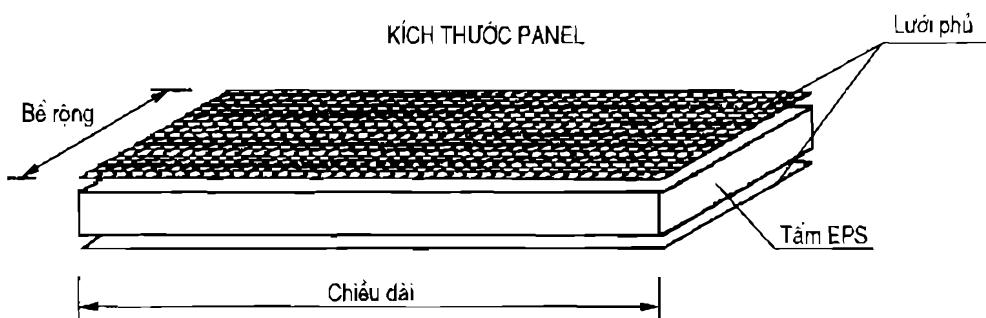
## Chương 1 TỔNG QUAN VỀ KẾT CẤU XÂY DỰNG BẰNG TẤM VẬT LIỆU 3D

### 1.1. ĐẶC TÍNH KỸ THUẬT CỦA VẬT LIỆU 3D

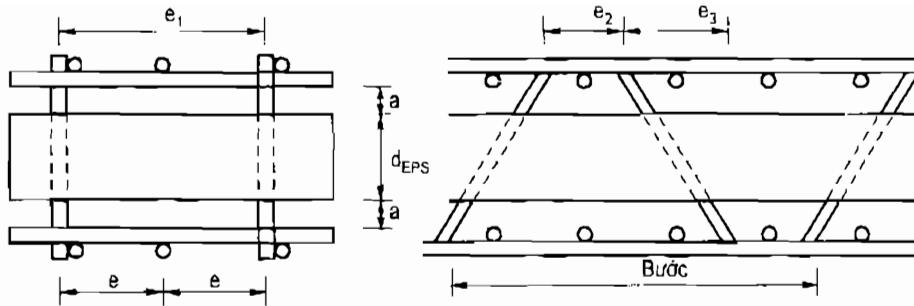
Các thành phần panel 3D gồm tấm 3D và 2 lớp bê tông 2 bên. Tấm 3D gồm lớp EPS (Expanded Polystyrene) ở giữa, 2 lớp lưới thép song song và những thanh thép chéo được hàn vào 2 lưới thép dọc theo chiều dài. Thép chéo đâm xuyên qua lớp EPS và được mạ để tránh ăn mòn. Lưới thép phủ không cần phải mạ nếu lớp bê tông đủ dày.



Hình 1.1



Hình 1.2



**Hình 1.3. Phân bố thép chéo và lưới thép phủ**

## 1.2. KÍCH THƯỚC TIÊU CHUẨN CỦA TẤM 3D

*Kích thước Panels:*

Chiều dài: Tối thiểu 2,0m, tăng dần mỗi bước 10 cm

Tối đa 6,0m. Theo lý thuyết cũng có thể sản xuất loại panel dài hơn.

Chiều ngang: 1,2m (1,0m)

EPS Độ nở của polystyrene theo tiêu chuẩn ONORM B6050 phải có mật độ xốp xỉ  $15\text{kg/m}^3$ . Dày từ 40 đến 100mm, bước tăng giảm 10mm.

*Lưới phủ:*

Đường kính: 3,0mm; cáp thép BST500 theo ONORM B4200.

Khoảng cách ô lưới ( $e$ )  $50 \times 50\text{mm}$

Khoảng cách giữa tấm EPS và lưới phủ ( $a$ ): 13, 16 hoặc 19mm, khoảng cách thường áp dụng nhất là 13mm.

*Thép chéo:*

Đường kính: 3,8mm, thép mạ trong nhóm thép BST500. Tối đa 4,5mm

Khoảng cách: 100 hoặc 200mm (=  $e_1$ )

Bước 100mm hoặc 200mm; tức là 67-200 thanh thép chéo trên  $1\text{m}^2$ .

Độ chéo: Độ nghiêng của thép giàn tùy thuộc vào khoảng cách  $e_2$  và  $e_3$ .

Trong sản xuất, giá trị  $e_2$  là không được thấp hơn giá trị nhỏ nhất. Hiện nay panels được sản xuất theo 2 kiểu bố trí thanh thép giàn.

**Bảng 1.1. Bố trí thép chéo tiêu chuẩn**

Số lượng	Bước [mm]	$e_3$ [mm]
100	200	60
200	100	40

Độ chéo góc thép giàn là:

$$\alpha = \arctan \left( \frac{d_{EPS} + 2a}{e_3} \right)$$

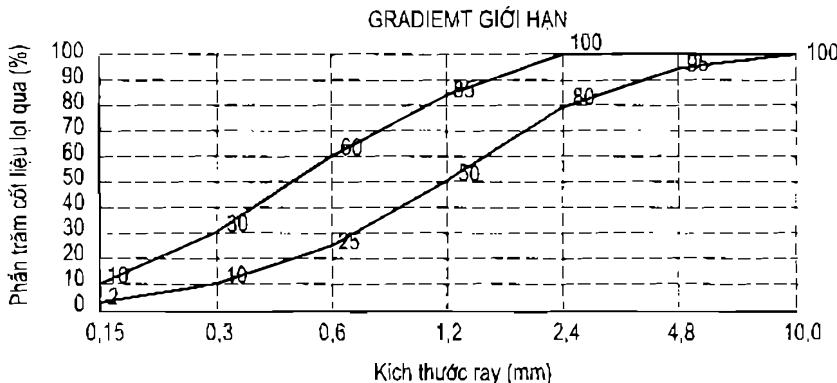
Vì giá trị  $e_3$  không chắc chắn, có thể thay đổi vài milimeters. Trong tính toán kết cấu giá trị "a" được lấy bằng 20mm, khoảng cách giữa lưới phủ và EPS.

## 1.3. BÊ TÔNG

### 1.3.1. Bê tông trộn tại công trường

Tùy thuộc vào mác bê tông, trộn hỗn hợp vật liệu trong 3-4 phút với khoảng 300 kg xi măng và số lượng nước theo yêu cầu trong một máy trộn trước khi phun. Mác bê tông thực tế cũng tùy thuộc đường cong cấp phối của vật liệu có được qua thử nghiệm.

### 1.3.2. Gradient giới hạn của cốt liệu



Biểu đồ 1.1. Gradient giới hạn

Cấp phối chính xác không những tạo ra bê tông có chất lượng cao mà còn quyết định đến hiệu quả khi sử dụng máy phun. Để có thể phun được, cốt liệu phải chứa một số lượng hạt nhuyễn nhỏ nhất có đường kính dưới 0,125mm. Sau khi rây sàng 0,125mm, khối lượng lọt qua sàng ít nhất 4-5% và không quá 8-9%. Các hạt nhuyễn phải bảo đảm giữ được lượng nước khi phun qua vòi bơm. Nếu không đủ lượng hạt nhuyễn, phải thay thế bằng vật liệu khác. Trong trường hợp vật liệu lấy từ sông, hồ thì gần như không có hạt nhuyễn.

### 1.3.3. Cỡ hạt

Cỡ hạt thường dùng tùy thuộc vào cường độ và hiệu suất của máy phun. Máy phun khô dễ dàng phun được cỡ hạt tối đa 8 mm, hạt dùng cho máy bơm vừa hồ lớn nhất là 4-5 mm. Đối với tường, cường độ bê tông sau cùng là  $10-15 \text{ N/mm}^2$  ( $=f_c$ ), cỡ hạt lớn nhất là 4 mm.

### 1.3.4. Xi măng

Xi măng trong bê tông phun là khoảng  $300 \text{ kg/m}^3$ . Giá trị này đảm bảo được cả cường độ lẫn khả năng bơm. Nếu lượng xi măng lớn thì đòi hỏi nhiều nước hơn. Lượng xi măng lớn thì bê tông dễ bị co và xuất hiện vết nứt.

### 1.3.5. Tỷ lệ nước/xi măng

Tỷ lệ nước / xi măng không những ảnh hưởng đến khả năng thi công, mà nó còn ảnh hưởng đến cường độ và bảo vệ cốt thép khỏi rỉ sét. Nếu lượng nước quá nhiều, các lỗ rỗng xuất hiện sẽ ảnh hưởng đến chất lượng bê tông. Nên áp dụng tỷ lệ nước / xi măng là 0,5 – 0,6.

## Chương 2

# TÍNH TOÁN TẤM 3D

### A. TÍNH TOÁN THEO TRẠNG THÁI GIỚI HẠN THỨ NHẤT

#### 2.1. YÊU CẦU KHI TÍNH TOÁN CÁC CẤU KIỆN 3D THEO KHẢ NĂNG CHỊU LỰC

Tính toán được tiến hành theo tiết diện thẳng góc với trục, theo tiết diện nghiêng. Ngoài ra cần tiến hành tính toán kiểm tra những vùng chịu lực tác dụng cục bộ.

Theo tiết diện thẳng góc tính toán với tác dụng của lực dọc  $N$ , của moment uốn  $M$  hoặc của tổ hợp gồm  $M$  và  $N$ .

Tính toán theo tiết diện nghiêng ở những vùng cấu kiện chịu lực cắt  $Q$  tính với tác dụng của  $Q$  và của  $M$ .

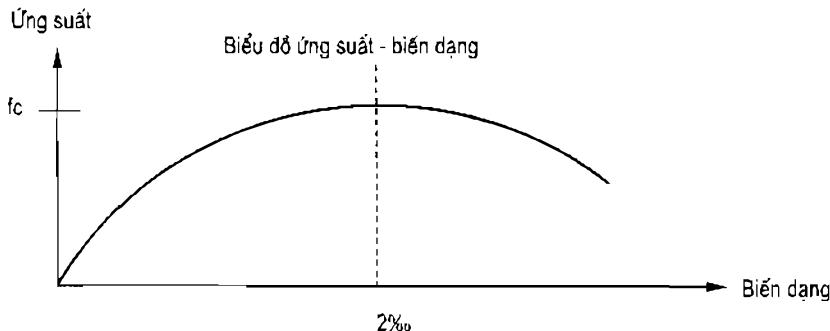
Cấu kiện chịu uốn, tính theo khả năng chịu lực trên tiết diện thẳng góc.

#### 2.2. TÍNH TOÁN CẤU KIỆN CHỊU UỐN

Về nguyên tắc có thể tính toán tấm sàn 3D giống các tiêu chuẩn thiết kế sàn bê tông cốt thép thông thường. Tất cả các nguyên tắc tính toán nội lực và trạng thái chịu tải của bê tông cốt thép có thể áp dụng cho tấm 3D. Tuy nhiên, cần phải lưu ý sự giảm khả năng chịu lực do tấm EPS.

Thông thường sàn 3D được xem làm việc theo sơ đồ đầm đơn giản hoặc đầm liên tục vì vậy các thanh thép (thép phủ và thép gia cường) chịu lực kéo và lực nén, bê tông chịu nén. Những thành phần này được thiết kế theo những quy ước của kết cấu bê tông cốt thép thông thường.

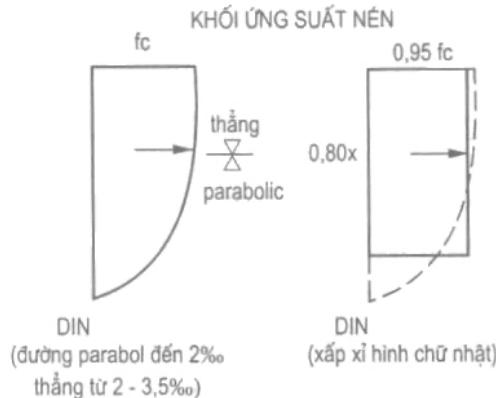
##### 2.2.1. Biểu đồ biến dạng ứng suất của bê tông



Biểu đồ 2.1. Đồ thị điển hình biến dạng-ứng suất của bê tông

Biểu đồ biến dạng ứng suất của bê tông là một đường cong không tuyến tính. Hầu hết các hình dạng toán học thông thường của đường cong này là một đường parabol bậc hai đạt cực đại khi biến dạng là  $2^0/_{00}$ .

Trong khi hầu hết các tiêu chuẩn, ứng suất nén không đổi khi vượt qua ứng suất giới hạn này, kết quả thử nghiệm cho thấy ứng suất nén giảm xuống khi vượt qua giới hạn  $2^0/_{00}$ .



**Hình 2.1.** Phân phối ứng suất theo lý thuyết.

Cường độ khối của bê tông đạt được sau 28 ngày, do đó cường độ chịu nén theo lí thuyết được tính như sau:

$$f_c = 0,70 f_{W28}$$

Trong đó  $f_{W28}$  là cường độ khối bê tông sau 28 ngày. Đối với bê tông mác cao hơn thì giảm hệ số xuống 0,55. Cường độ của mác bê tông tiêu chuẩn theo tính toán là:

**Bảng 2.1. Mác bê tông [ $\text{kG/cm}^2$ ]**

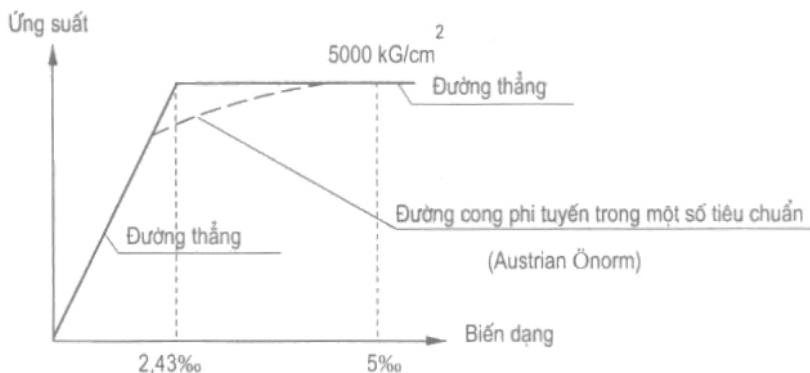
Mác bê tông	B15	B25	B35	B45	B55
$f_c [\text{kG/cm}^2]$	105	175	230	270	300

Khi thiết kế mặt cắt 3D, khối ứng suất hình chữ nhật trong vùng chịu nén có thể áp dụng cách tính gần đúng theo hình 2.1. Phương pháp này giả định rằng toàn vùng nén lý thuyết đã được ấn định trước sao cho trục trung hoà không nằm trong vật liệu EPS. Biến dạng giới hạn vượt qua ngoài phạm vi  $2^0/_{00}$  không được áp dụng cho tấm 3D. Khả năng chịu moment lớn nhất phải được lấy thấp hơn giới hạn.

## 2.2.2. Biểu đồ ứng suất-biến dạng của thép

Bề dày của toàn bộ vùng bê tông chịu nén được tính từ tỉ lệ giữa biến dạng nén của bê tông và biến dạng của thép. Chúng phụ thuộc vào biến dạng của thép khi thép đạt được giới hạn dẻo. Cả hai vật liệu đều có biến dạng giới hạn.

Đường cong ứng suất biến dạng của thép lúc đầu được xem như là thẳng ( $E_s = 20.600 \text{ kN/cm}^2$ ). Với modun đàn hồi không đổi, giới hạn dẻo của thép, loại  $5000 \text{ kG/cm}^2$  (thường là thép panel) đạt được khi biến dạng là  $2,43^0/_{00}$ .



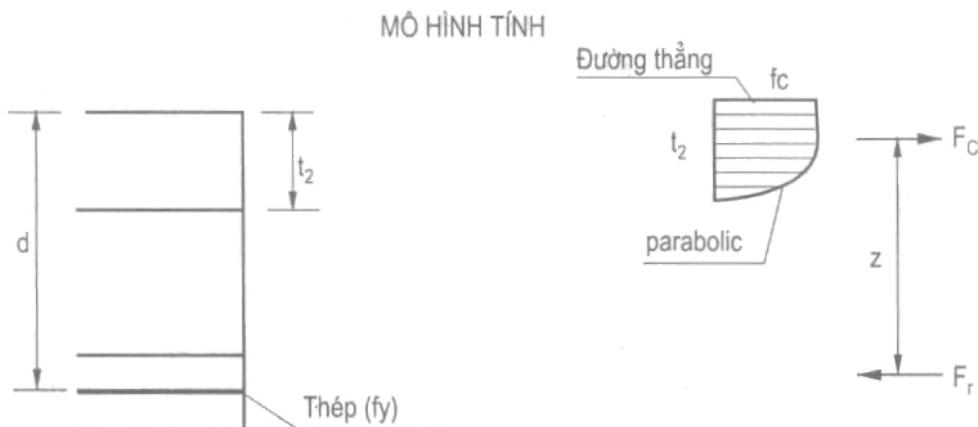
*Biểu đồ 2.2. Biểu đồ ứng suất - biến dạng của thép*

Để tính toán cấu kiện chịu uốn, giới hạn sức căng của thép là 5<sup>0</sup>/00 rồi tính toán biến dạng nén của bê tông (giới hạn là 3,5<sup>0</sup>/00).

Chiều cao vùng nén cũng được giới hạn. Dựa trên những tương quan này, tỉ lệ giữa chiều cao vùng nén và chiều cao ảnh hưởng có thể được tính toán như sau:

**Bảng 2.2**

Biến dạng giới hạn	
Giới hạn biến dạng chịu nén của bê tông	3,50/00
Biến dạng giới hạn của thép	5,00/00
Vùng nén/Chiều cao ảnh hưởng	41,20/00



*Hình 2.2*

Khối ứng suất trong vùng chịu nén là đường cong parabol đến 2<sup>0</sup>/00 và một khối ứng suất hình chữ nhật giữa 2<sup>0</sup>/00 và 3,5<sup>0</sup>/00. Tuỳ thuộc vào biến dạng nén, phương trình ứng suất nén cho phần parabol là:

$$f_{c\epsilon} = f_c \cdot \frac{\epsilon}{\epsilon_{max}} \cdot (2 - \frac{\epsilon}{\epsilon_{max}})$$

$$\epsilon_{max} = 2^0/00$$

Ứng suất nén được cho là không đổi nếu biến dạng nén vượt qua  $3,5\%$ . Biến dạng lớn nhất của thép theo tiêu chuẩn được lấy là  $5\%$  cho các loại thép.

Tính toán Moment max theo mô hình trên:

$$M_{max} = \frac{0,80t_2 \times 0,95fc \times (d - \frac{a}{2})b}{1,75} = 0,434 \times t_2 \times fc \times (d - \frac{a}{2})b$$

trong đó:

1,75: Hệ số an toàn chung

$$t_2 \leq d \times 0,416$$

$$a = t_2 \times 0,80$$

Diện tích của cốt thép được tính toán theo công thức sau:

$$As = \frac{1,75 \times M}{z \times fy}$$

trong đó:

1,75: Hệ số an toàn chung

M: Moment tối đa dưới tải tác động

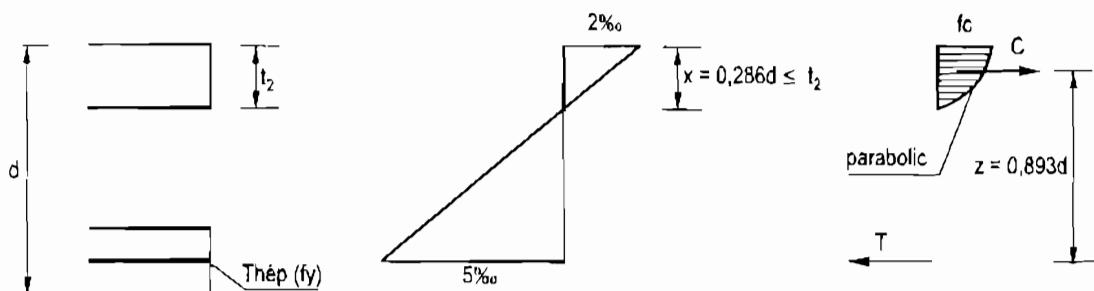
z: Cánh tay đòn nội lực, xấp xỉ  $0,9d$ .

Phương pháp thiết kế tiêu chuẩn chỉ có thể tính được ứng suất nếu biết đường cong ứng suất-biến dạng. Muốn xác định biến dạng giới hạn phải xét đến tính chất địa phương như là đặc điểm kỹ thuật của thép, hệ số an toàn của bê tông. Các giả định trước của biến dạng giới hạn:

- Sức nén tối đa  $2\%$  (đường cong parabol ứng suất - biến dạng).
- Biến dạng dẻo của thép  $5\%$ .

Điều này dẫn đến hạn chế chiều cao vùng nén chỉ đạt được 28,6% của chiều cao ảnh hưởng khi thép đạt đến trạng thái ứng suất-biến dạng giới hạn (biến dạng dẻo của thép). Sự hạn chế trên thiên về an toàn cho kết cấu sau khi phân bố lại ứng suất do sự từ biến của bê tông, và đảm bảo trực trung hoà phải luôn luôn nằm ở lớp bê tông phía trên (chịu nén).

#### MÔ HÌNH THIẾT KẾ



Hình 2.3. Mô hình thiết kế uốn tấm 3D

Moment cho phép dưới tải tác động (Hệ số an toàn chung là 1,75) có thể tính như sau:

$$M = 0,0972 \times f_c \times b \times d^2 \leq 0,3810 \times f_c \times t_2 \times b \times (d - 0,375 \times t_2)$$

Trong bảng 2.3, kích thước  $t_2$  (lớp bê tông nén) và  $d_{EPS}$  được tính bằng mm và moment là Tm/m. Các moment được tính dưới tải sinh hoạt bao gồm hệ số an toàn (=1,75) với cấp bê tông 175 kG/cm<sup>2</sup> (=B25). Đối với các cấp bê tông khác những giá trị này phải được nhân với  $f_c/175$  kG/cm<sup>2</sup>. Khoảng cách giữa cạnh dưới của EPS và trọng tâm của cốt thép là 20mm.

**Bảng 2.3. Mômen M cho phép (T/m)  $f_c = 175$  kG/cm<sup>2</sup>**

Lớp bê tông (nén) mm	Bề dày EPS [mm]						
	40	50	60	70	80	90	100
50	2,06	2,45	2,87	3,33	3,83	4,35	4,91
60	2,45	2,87	3,33	3,83	4,35	4,91	5,51
70	2,87	3,33	3,83	4,35	4,91	5,51	6,14
80	3,33	3,83	4,35	4,91	5,51	6,14	6,80

Diện tích cốt thép cần thiết là:

$$A_s = \frac{1,75 \times M}{z \times f_y}$$

trong đó :

1,75: Hệ số an toàn chung;

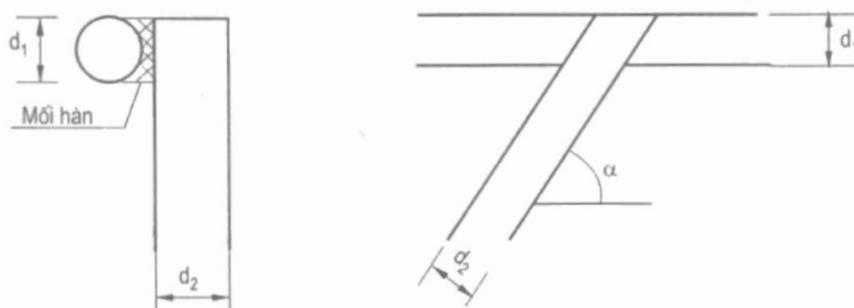
M: Moment tối đa dưới tải tác động;

z: z cánh tay đòn nội lực;

Giá trị z xấp xỉ  $z = 0,9d$ .

### 2.3. TÍNH TOÁN CẤU KIỆN CHỊU CẮT

Các thanh thép chéo của tấm 3D chịu lực cắt. Ứng suất cắt trong tấm chính là khả năng chịu lực của thép chéo và mối liên kết hàn.



**Hình 2.4**

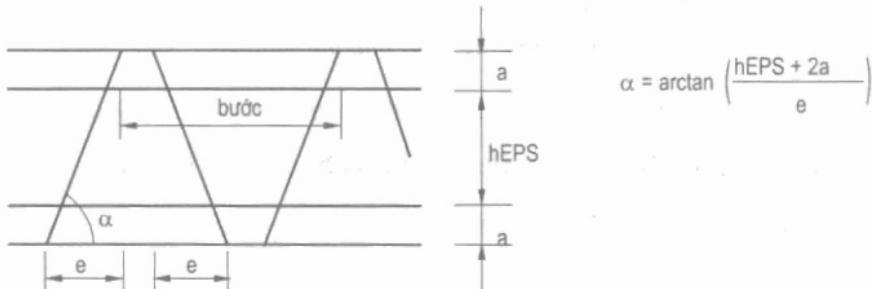
Lực cắt cho phép của mối hàn (đã nhân với hệ số an toàn) phải tương đương ít nhất 30% cường độ chịu lực lớn nhất mà thanh chéo có thể chịu được. Cường độ chịu

lực lớn nhất của thép chéo chính là giới hạn dẻo của thép ( $f_y$ ). Lực giới hạn trong thanh thép chéo được tính theo công thức sau:

$$F_{DIAG} = 0,3 \times f_y \times \frac{d_{DIAG}^2 \times \pi}{4}$$

Tỉ lệ giữa đường kính thép của lưới phủ và đường kính thép chéo không nên nhỏ hơn 0,6.

Độ mảnh của thép chéo có chiều dài tính toán bằng 75% chiều dài thực của thanh thép chéo (chiều dài nằm giữa 2 lớp bê tông).



Hình 2.5

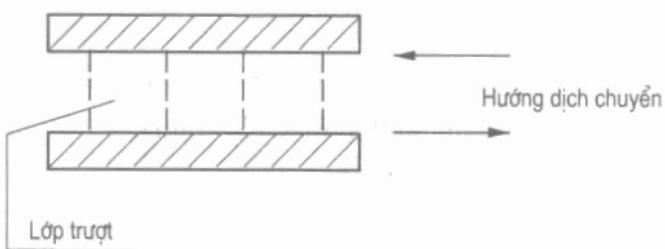
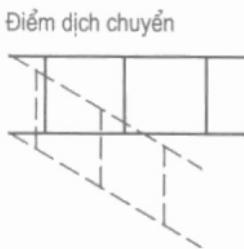
Đối với các loại panel tiêu chuẩn, khoảng cách “a” giữa lưới và EPS là 13,16 hay 19 mm. Thường là 13mm. Khoảng cách giữa EPS và trọng tâm lớp cốt thép có thể được lấy là 20mm. Khoảng cách thực “e” của thép chéo cách giá trị cho trong bảng chỉ khoảng vài mm.

Bảng 2.4. Panel tiêu chuẩn

Loại Panel	Bước	Thép chéo/m <sup>2</sup>	e [mm]
Loại 1	100mm	200 thanh	40
Loại 2	200mm	100 thanh	60

Trong hầu hết các trường hợp, panels loại 1 được sử dụng làm panel sàn tiêu chuẩn.

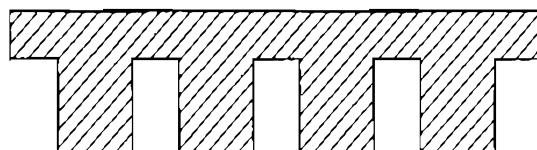
Tuy nhiên, theo phương ngang của tấm sàn 3D không chịu được lực cắt. Góc hợp bởi lưới thép phủ và thép chéo trong trường hợp này là 90° nên lực cắt và moment không được truyền qua.



Hình 2.6. Panel theo phương ngang

Ở thế nằm ngang của panels, các thanh thép chéo và EPS tạo ra một lớp trượt giữa hai lớp bê tông. Do đó độ bền cứng của tấm panel giảm đáng kể (theo phương

ngang). Đối với tấm sàn có lớp bê tông dày 50mm ở mặt trên và tấm EPS dày 100mm, moment quán tính theo phương chính là  $58,333 \text{ cm}^4/\text{m}$ , và theo phương ngang là  $2,083 \text{ cm}^4/\text{m}$ . Vì vậy, có thể xem tấm sàn 3D như cấu trúc các đầm song song theo một phương và như một sàn mỏng theo phương còn lại.



**Hình 2.7.** Mảnh cắt tương đương gồm các đầm theo phương chính và tấm sàn mỏng theo phương ngang.

Do đó có thể thiết kế một sàn hình vuông như tấm sàn 3D làm việc một phương.

### 2.3.1. Tính toán lực cho phép trong thanh thép chéo (chịu lực cắt)

Chiều dài tính toán (bằng 75% chiều dài thực) được sử dụng để xác định tải trọng uốn dọc.

Chiều dài tính toán uốn:

$$lg_e = 0,75 lg = 0,75 \times \frac{d_{EPS}}{\sin \alpha}$$

$$\lambda = \frac{lg_e}{r} = \frac{4 \times lg_e}{d_{DIAG}}$$

Hệ số an toàn của thép  $v = 1,70$

Hệ số an toàn uốn dọc  $v_k = 2,05$

$$\rightarrow f_{k,adm} = \frac{\pi^2}{\lambda^2} \times \frac{E}{v_k} \quad (\text{Công thức Euler với } \lambda \geq 75)$$

$$f_{k,adm} \leq 0,3 \times f_y$$

trong đó:

$lg_e$ : chiều dài tính toán (mm);

$lg$ : chiều dài theo chéo giữa hai lớp bê tông (mm);

$r$ : bán kính quán tính (mm);

$\lambda$ : Độ mảnh;

$E$ : Module đàn hồi của thép chéo ( $\text{kN/mm}^2$ );

$d_{DIAG}$ : Đường kính thép chéo (mm);

$d_{EPS}$ : Bề dày EPS (mm);

$f_{k,adm}$ : Ứng suất tối hạn ( $\text{kN/mm}^2$ ).

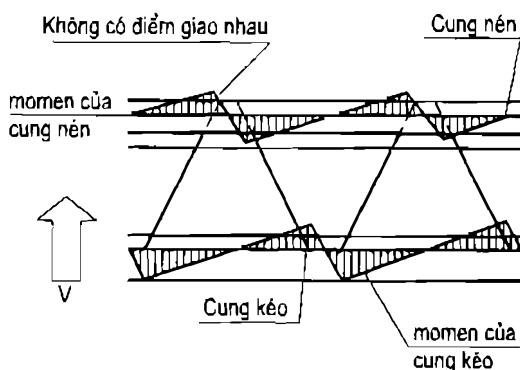
Nếu khoảng cách giữa hai mối hàn nhỏ thì khi tính toán mặt cắt 3D, có thể xem các thanh thép chéo làm việc như giàn. Tương tự như tính toán giàn, lực cắt V có thể được xem như là thành phần lực đứng của các thanh thép chéo và có thể được tính theo các công thức sau:

$$V_{DIAG} = n_R \times F_{DIAG} \times \sin \alpha$$

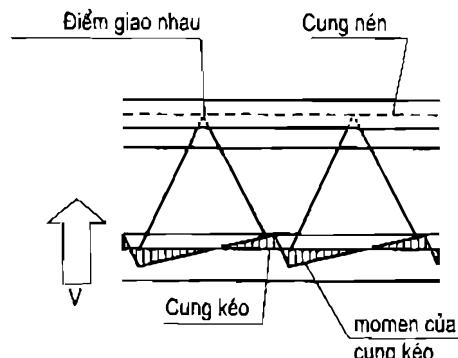
Trường hợp panel có 200 thanh thép chéo/m<sup>2</sup>, lớp bê tông phía trên dày ít nhất 60 mm và các mối hàn rất gần với nhau (max 10 mm), có thể bỏ qua lớp bê tông phía trên trong quá trình tính toán và bù lại khoảng cách giữa hai mối hàn được xem là chiều dài tính toán an toàn. Nếu khoảng cách lớn hơn (như 200 mm) thì khả năng chịu tải thật sự sẽ khác nhau rất nhiều. Nếu sàn được lắp đặt bởi các tấm panel có khoảng cách giữa các thanh thép chéo lớn thì cần kiểm tra kĩ hơn.

Khoảng cách giữa các điểm hàn lớn thì không thể xác định chắc chắn điểm nào chịu lực cắt. Trong khi đó, khoảng cách các thanh thép chéo nhỏ (bước 100 mm, panel loại 1 theo bảng 2.4) hoặc lớp bê tông trên mặt dày hơn, thì ít nhất theo lí thuyết có 1 điểm giao nhau giữa các thanh thép chéo và cung nén, điểm giao nhau với cung chịu kéo không thể giả định được ngay cả khi phân tích một cách lý tưởng. Vì vậy, moment uốn phải được truyền trong cung chịu kéo. Nếu khoảng trống giữa các thanh thép chéo lớn (bước 200 mm) thì không tồn tại điểm giao nhau với trực cung nén. Lúc đó, trọng tâm của cung nén phụ thuộc vào độ dày của lớp bê tông phía trên, và trong trường hợp đặc biệt, nó nằm cao hơn điểm giao nhau của thép chéo.

KHOẢNG CÁCH THÉP CHÉO RỘNG

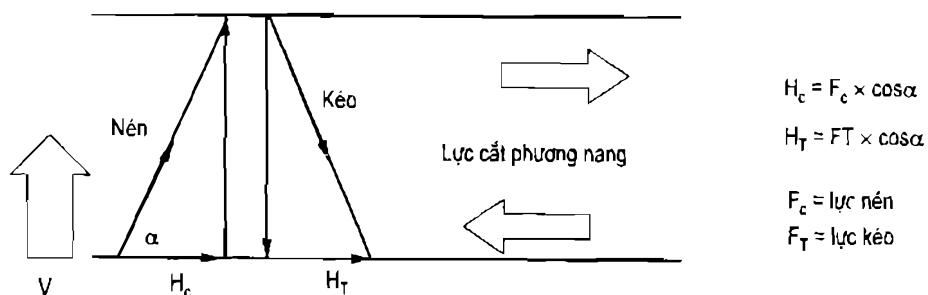


KHOẢNG CÁCH THÉP CHÉO NHỎ



Hình 2.8. Nội lực trong mặt cắt 3D

Lực cắt ngang S là lực kéo trên từng đơn vị dài và hình chiếu của lực ngang trong thép chéo.



Hình 2.9. Mô hình lực cắt

Lực cắt phương ngang là tổng các thành phần ngang của lực trong thép chéo  $H_C$  và  $H_T$ , vì vậy lực cắt ngang là :

$$S = \Sigma (H_C + H_T)$$

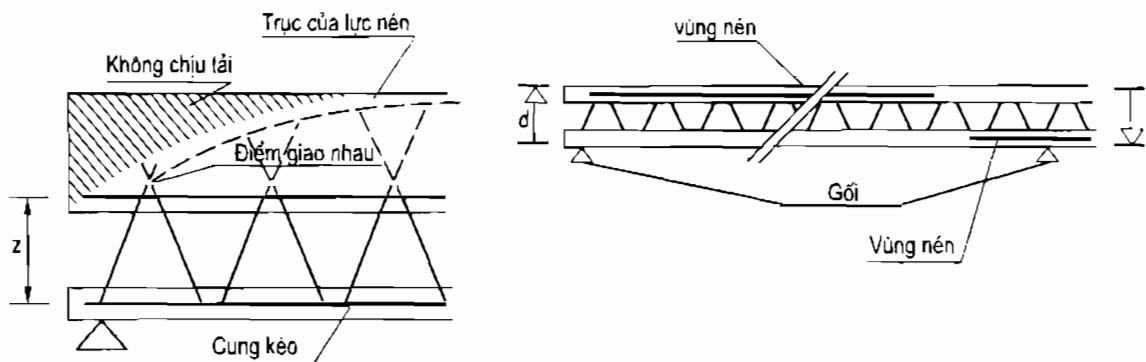
Dựa theo quan điểm này, lực cắt cho phép có thể tính theo công thức sau :

$$V_{DIAG} = S \times z = \Sigma (H_C + H_T) \times z = F_{DIAG} \times \cos \alpha \times n_{DIAG} \times z$$

z: cánh tay đòn nội lực z = 0,95d. Nếu lớp bê tông dày hơn, giá trị này cũng tăng lên tương ứng. Vì mặt cắt hoạt động như một vòm, cánh tay đòn lý thuyết gần gũi đỡ không chọn cao hơn điểm giao nhau lý thuyết của thép chéo.

CHIỀU DÀY BÊ TÔNG SAU

ĐẤM LIỀN TỤC



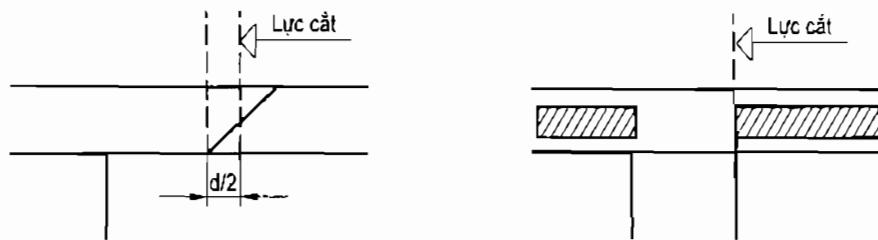
**Hình 2.10**

### 2.3.2. Thêm thép gia cường cắt

Đối với quy ước sàn bê tông cốt thép thông thường, lực cắt trong thiết kế sàn được xác định được ngay tại mép gối và không xa hơn 1 đoạn d/2 (hay d). Lực cắt trong sàn 3D được xét ngay tại mép gối.

BÊ TÔNG CỐT THÉP THÔNG THƯỜNG

SAU 3D

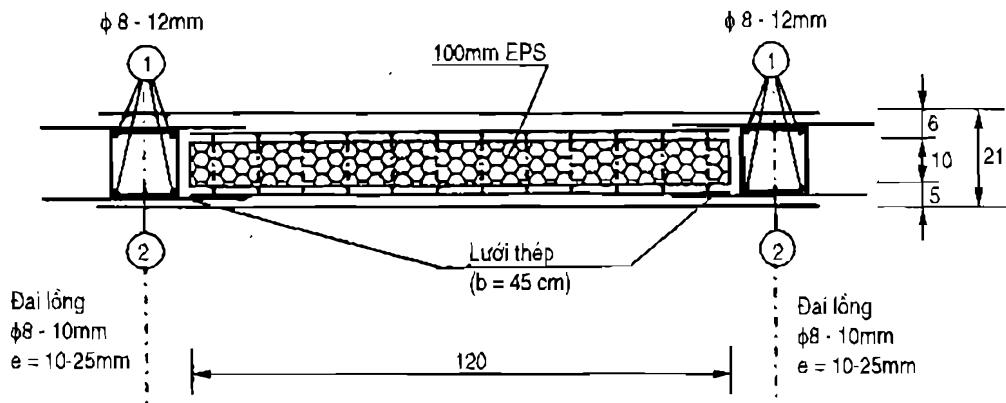


**Hình 2.11**

Nếu lực cắt vượt quá khả năng chống cắt của panels, cần thiết phải gia cường cốt chống cắt, có thể sử dụng một số giải pháp sau:

- Đà bê tông đúc tại công trường (thép đai chịu cắt).
- Đà chống cắt bằng lưỡi nối chữ U.
- Đà thép chữ V hàn sẵn.

### 2.3.2.1. Đà chống cắt đúc tại công trường



Hình 2.12

Lực cắt của thép chịu cắt được tính theo công thức:

$$V_{ADM} = \frac{a_s \times f_y \times z}{1,75}$$

trong đó:

1,75: Hệ số an toàn;

z: bằng  $0,95 d$ ;

$a_s$ : diện tích thép chịu cắt;

$f_y$ : Cường độ cốt thép.

Phần lực cắt bê tông chịu tùy thuộc vào chất lượng bê tông và bê ngang của đà. Theo quy tắc, toàn bộ lực cắt phải được cốt thép chịu hoàn toàn nếu ứng suất lớn ( $\geq \tau_{02}$ ). Chọn chiều cao hiệu quả là 130 và 180mm. Các tính chất này tương ứng với panel loại 50mm và 100mm EPS và lớp bê tông mặt trên là 60mm.

### 2.3.2.2. Lưới thép chịu cắt

Để sử dụng lưới thép nối hình chữ U chịu lực cắt, cần thiết phải đặt các lưới thép hình chữ U này ở một hoặc cả hai mép tấm sàn panel. Chỉ khi những lưới nối chữ U này được phủ đầy bê tông thì nó mới đảm bảo khả năng chịu lực cắt. Không cần quan tâm đến ảnh hưởng của bê tông bởi vì bề rộng của vùng bê tông này rất nhỏ thường chỉ vài cm.

Thiết kế giống như thiết kế đầm bê tông bình thường. Lực chống cắt do lưới nối tạo ra là:

$$V_{ADM} = \frac{a_s \times f_y \times z}{1,75}$$

trong đó

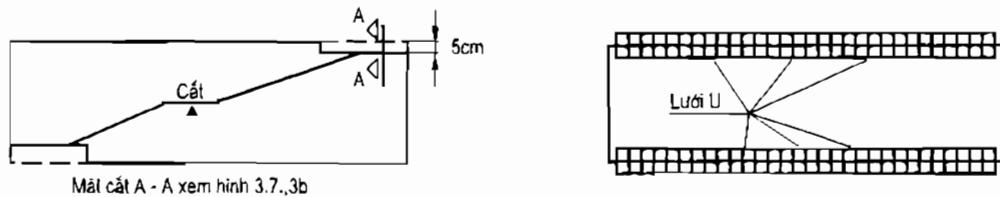
z : xấp xỉ  $0,95d$ ;

1,75: hệ số an toàn chung.

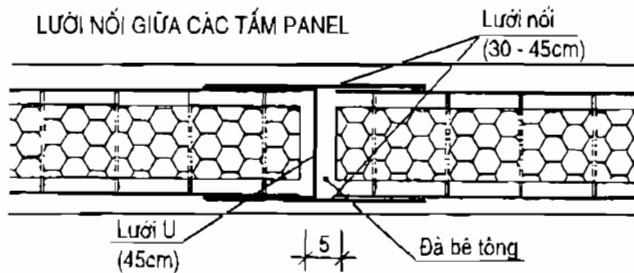
Đối với tấm sàn tiêu chuẩn (EPS-100, lớp bê tông mặt trên 60mm) với  $a_s = 1,41\text{cm}^2/\text{m}$  và  $f_y = 50 \text{ kG/cm}^2$ , lực cắt cho phép đối với mỗi lưới nối chữ U là  $V = 0,65 \text{ T}$ , có thể đặt lưới nối chữ U ở mép panels hoặc kẹp vào phần nhỏ panel (rộng khoảng 5 cm). Ứng suất cắt trong đà bê tông rộng 5cm này là:

$$\tau = \frac{V}{b \times z} = \frac{0,65}{5 \times 0,95 \times 18} = 0,008 \text{ T/cm}^2 = 8 \text{ kG/cm}^2$$

Trị số này nằm trong giới hạn cho phép (áp dụng cho tất cả các cấp bê tông ứng suất cắt tối đa cho phép là  $\tau_{03}$ . Khi đặt lưới nối giữa các tấm panels, khoảng cách đặt lưới phải được lưu ý khi bố trí panels.



**Hình 2.13. Lưới nối gia cường cắt**

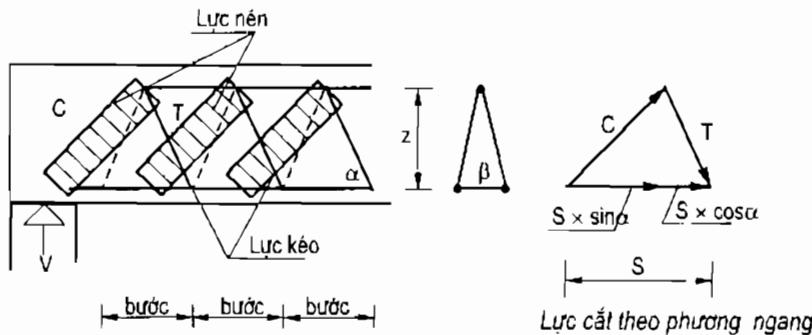


**Hình 2.14. Mặt cắt A-A**

Vì trong hầu hết các trường hợp, việc bổ sung thép chống cắt chỉ đặt trên diện tích nhỏ của tấm sàn nên việc sử dụng lưới nối chữ U xem ra dễ áp dụng. Đối với những trường hợp cần cốt chịu lực cắt lớn, giải pháp thường được áp dụng là đà chống cắt.

### 2.3.2.3. Đà thép chữ V hàn sẵn

Hình dưới thể hiện nội lực của một tấm sàn với đà chữ V. Lực cắt ngang S được tính trực tiếp từ lực căng T trong thép chéo và góc nghiêng  $\alpha$ . Không cần chú ý góc  $\beta$ .



**Hình 2.15. Nội lực bên trong cửa đà chữ V.**

Thanh giằng trong bê tông nghiêng  $45^\circ$ , lực cắt ngang S (bằng đổi cung lực trên mét) được tính như công thức dưới đây khi sử dụng đà hình chữ V có hai thanh chéo:

$$S = T \times (\sin \alpha + \cos \alpha) = 2 \times \frac{a_s \times f_y}{\text{step}} (\sin \alpha + \cos \alpha)$$

trong đó :

T: Lực căng trong thanh chéo;

as: Diện tích cắt ngang của một thanh chéo;

step: Khoảng cách các thanh chéo.

Với thanh giằng trong bê tông nghiên  $45^\circ$ ,  $\sin \alpha$  là bê tông nén chéo và  $\cos \alpha$  là phần lực kéo trong thanh thép chéo

Lực cắt V :

$$V = \frac{S \times z}{1,75}$$

trong đó :

1,75: Hệ số an toàn;

z: Xấp xỉ 0,95d.

Trong mọi trường hợp, thanh giằng trong lớp bê tông cũng phải được kiểm tra ứng suất cắt

$$\tau = \frac{\Delta V}{b \times z} \leq \tau_{\text{đ}}$$

trong đó:

$\Delta V$ : Lực cắt không có sự tham gia của panel;

b: Bề ngang của mặt cắt bê tông. Đối với đà chữ V, nó tương ứng với bê ngang giữa 2 panel (10-12 cm)

## 2.4. TÍNH TOÁN CẤU KIỆN CHỊU NÉN

Tất cả các bức tường 3D đều có thể thiết kế như tường chịu lực. Phương pháp gần đúng được sử dụng để tính tải trọng thẳng đứng cho phép. Tuy nhiên, cũng có thể tính toán tường 3D theo những tiêu chuẩn thiết kế tường bê tông cốt thép thông thường. Phương pháp gần đúng tính toán độ mảnh của tường thông qua cánh tay đòn nội lực thêm vào của tải trọng đứng. Độ lệch tâm thêm vào do sự thiếu chính xác trong suốt quá trình lắp dựng cũng được đưa vào tính toán, bỏ qua sự biến dạng của từ biến, co giãn hoặc các ảnh hưởng của nhiệt độ. Ngoài ra, cần phải xem xét độ lệch tâm của tấm sàn do biến dạng gây ra tại gối đỡ. Có thể lấy độ lệch tâm nhỏ nhất của tường 3D nằm giữa 20 và 40 mm.

Lưới thép của tường 3D là không quan trọng nên có thể bỏ qua lượng thép này. Để xác định khả năng chịu tải của mặt cắt bê tông mỏng không có cốt thép thì sử dụng một phương pháp đơn giản là tăng hệ số an toàn. Có thể bỏ qua ảnh hưởng của vùng bê tông chịu kéo. Trong một số trường hợp đặc biệt, một lớp bê tông phải đủ

khả năng chịu được lực nén. Bằng phương pháp gần đúng, lực nén dọc trục cho phép  $N_o$  (không vết uốn dọc) của mặt cắt tường 2 lớp bê tông không có thép được tính bằng các phương trình sau. Các lớp bê tông cũng có thể có bề dày khác nhau.

$$F_0 = \frac{1}{v} \times b \times f_c \times k_1 \quad (1)$$

với

$$k_1 = t_1 \times \left(1 - \frac{e}{e_{max}}\right) + t_2 \quad \text{và} \quad e_{max} = s - \frac{t_2}{2}$$

$$s = \frac{\frac{t_2 \times t_2}{2} + t_1 \times (h - \frac{t_1}{2})}{t_1 + t_2}$$

trong đó:

$v$ : Hệ số an toàn bao gồm các hệ số an toàn từng phần, chẳng hạn  $v = 3,0$ ;

$t_1$ : Bề dày bê tông chịu kéo;

$t_2$ : Bề dày bê tông chịu nén;

$s$ : Khoảng cách giữa điểm đặt lực đến mép vùng nén;

$e_{max}$ : Độ lệch tâm tối đa cho phép của tải trọng tác dụng dưới tải tác dụng;

$f_c$ : Cường độ nén của bê tông;

$h$ : Tổng bề dày tường (bê tông BÊN TRONG + EPS BÊN NGOÀI + bê tông BÊN NGOÀI).

Giá trị  $k_1$  thể hiện xấp xỉ biến dạng phi tuyến của bê tông.

Do các lớp bê tông rất mỏng nên chất lượng công trình sẽ bị ảnh hưởng lớn nếu quá trình lắp dựng không chuẩn xác, do đó nên áp dụng hệ số an toàn 3,0 khi dùng tường 3D.

Để xác định tải trọng cho phép của mặt cắt không có cốt thép, cần thêm vào hệ số giảm  $k_2$  (được xác định theo phương trình (2)) để đảm bảo an toàn chống uốn dọc. Theo lí thuyết giới hạn thứ hai, hệ số này được đưa vào tính toán do tính gần đúng của độ lệch tâm ngẫu nhiên và độ uốn của tường.

$$k_2 = \left[ 1 - \frac{\lambda}{140} \left( 1 + \frac{m}{3} \right) \right] \quad (2)$$

trong đó:

$m = \frac{e}{x}$  Độ lệch tâm của tải tác dụng quy vào giữa phần ba dưới tải tác dụng;

$c = \frac{M}{F}$  Độ lệch tâm lớn nhất của tải trọng tác dụng quy vào trung tâm phần ba chiều dài uốn dưới tải tác dụng;

$x = \frac{W}{Ac}$  Giữa phần ba mặt cắt tường chịu nén;

$Ac = (t_1 + t_2) \times b$  Diện tích bê tông cắt ngang của tường 3D;

$$I = b \times \left[ t_1 \times \left( h - s - \frac{t_1}{2} \right) + t_2 \times \left( s - \frac{t_2}{2} \right)^2 + \frac{t_1^3 + t_2^3}{12} \right] \text{ Moment quán tính của mảng cắt tường;}$$

$W = \frac{I}{s}$  : Moment chống uốn của mảng cắt tường chịu nén (xem phương trình (1));

$l_{g_e}$ : Chiều dài tính toán của tường 3D;

$$\lambda = \frac{l_{g_e}}{r} \text{ Độ mảnh;}$$

$$r = \sqrt{\frac{I}{A_c}} \text{ Bán kính quán tính.}$$

Lực nén cho phép của tường 3D là:

$$N = k_1 \times N_0$$

Phương pháp gần đúng có thể xác định lực nén cho phép đối với những bức tường 3D có bê dày các lớp bê tông, mác bê tông khác nhau. Giá trị xấp xỉ có được sẽ thiên về an toàn khi sử dụng hệ số an toàn chung  $v = 3,0$ .

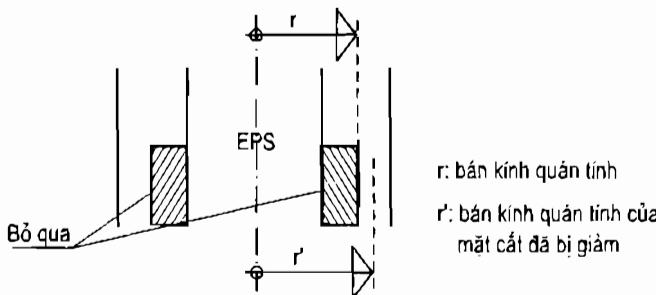
Như vậy, lực nén cho phép:

$$N = \frac{1}{3} \times b \times f_c \times k_1 \times k_2 \quad (4)$$

Phương pháp này chỉ áp dụng cho tường có độ mảnh  $\lambda \leq 70$ .

#### 2.4.1. Uốn dọc trong trường hợp tải trọng nhỏ

Nếu tải trọng bức tường rất nhỏ, có thể tăng giá trị độ mảnh lên giữa 70 và 100. Lúc này có thể bỏ qua một phần của lớp bê tông nên bán kính quán tính sẽ tăng lên. Độ lệch tâm để xác định  $k_1$  là độ lệch tâm của mảng cắt nguyên vẹn. Vì mảng cắt tính toán của bê tông giảm rất nhanh nên chỉ có thể áp dụng phương pháp này cho tải trọng rất nhỏ (tải mái).



Hình 2.16. Lý thuyết giảm mảng cắt.

Chiều dài tính toán tối đa của tường 3D khi đã giảm mảng cắt phải nhỏ hơn giá trị sau:

$$l_{g_e} \leq 70 \times h/2 = 35 \times h$$

Để ổn định, độ mảnh này chỉ nên áp dụng cho tường không chịu lực, như những tường ngắn.

**Bảng 2.5. Chiều dài tính toán tối đa đề nghị của bức tường 3D (m)**

Chiều dài uốn	EPS 50		EPS 100	
Bề dày bê tông	40mm	50mm	40mm	50mm
$\lambda = 70$	3,25	3,64	4,97	5,35
$l_{ge} = 35 \text{ h}$	4,55	5,25	6,30	7,00

Nếu vượt quá các giá trị này thì phải áp dụng một phương pháp chính xác hơn. Trong trường hợp đó cần xét thêm độ biến dạng của tường có thể góp phần đáng kể vào tổng biến dạng.

#### 2.4.2. Tường có mặt cắt không đối xứng

Đặc biệt đối với những bức tường đúc sẵn có thể có bề dày bê tông khác nhau ngược lại với tường được đúc tại chỗ bằng súng phun bê tông. Trong trường hợp này, lớp bê tông ngoài cùng phải thật mỏng. Lớp bê tông bên trong trở thành bộ phận chịu tải của bức tường.

Phương pháp trong mục này cũng được áp dụng tương tự như tường chịu lực. Lực nén chỉ truyền được trong lớp bê tông. Nếu lớp bê tông phía trong có bề dày hơn 10 cm thì cần tính toán theo độ lệch tâm bổ sung. Nên lấy độ lệch tâm ngẫu nhiên ít nhất là  $t_2/10$ , trong đó  $t_2$  là chiều dày của lớp bê tông chịu nén. Ngược lại với tường 3D có lớp bê tông mỏng, ứng suất trong tường bê tông này có dạng hình thang và tam giác.

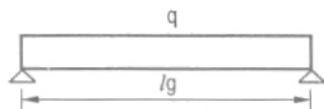
Những giá trị trung gian có thể được nội suy. Bề dày  $t_2$  luôn bằng bề dày của lớp bê tông bên trong, độ mảnh  $\lambda$  có thể được xác định với bán kính quán tính của tổng mặt cắt.

### B. TÍNH TOÁN THEO TRẠNG THÁI GIỚI HẠN THỨ HAI

#### 2.5. TÍNH TOÁN ĐỘ VÕNG

Giá trị bình quân của moment quán tính hiệu quả có thể áp dụng trên toàn chiều dài nhịp sàn. Moment quán tính hiệu quả tùy thuộc vào moment quán tính của mặt cắt nứt và mặt cắt không nứt và tỷ lệ giữa moment nứt và moment hiện có. Ngay khi thực hiện tính toán ngắn, cần phải tính ảnh hưởng của từ biến.

Ví dụ:



$$\Delta = \frac{5 \times q \times l_g^4}{384 \times E_c \times I_E}$$

**Hình 2.18. Sàn làm việc theo sơ đồ đơn giản**

$$I_E = \left( \frac{M_{CR}}{M_{MAX}} \right)^3 \times I_G + \left[ 1 - \left( \frac{M_{CR}}{M_{MAX}} \right)^3 \right] \times I_{CR}$$

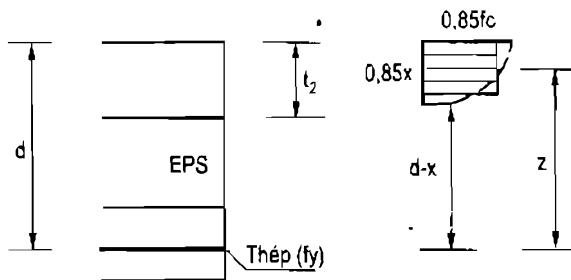
trong đó:

$M_{CR}$ : Moment nứt;

$M_{MAX}$ : Moment tối đa dưới tải tác dụng;

$I_{CR}$ : Moment quán tính của mặt cắt nứt;

$I_E$ : Moment quán tính ảnh hưởng.



Hình 2.19. Nội lực của sàn 3D

$$I_{CR} \approx A_s \times (d - x) \times z \times (E_s / E_c)$$

$$M_{CR} = \frac{f_R \times I_G}{y_t}$$

trong đó :

$f_R$ : Modul phá hoại của bê tông;

$f_R = 0,623 \times \sqrt{f_c}$  :  $f_c$  có đơn vị [ $N/mm^2$ ];

$f_R = 1,97 \times \sqrt{f_c}$  :  $f_c$  có đơn vị [ $kG/cm^2$ ];

$y_t$ : Khoảng cách từ trục trung hòa đến thớ chịu kéo.

Độ vông lâu dài thêm vào do từ biến và co của các thành phần uốn sẽ được xác định bằng cách nhân độ vông tức thời do tải trọng gây ra với hệ số:

$$\lambda = \frac{\xi}{1 + 50\rho'}$$

trong đó:

$\rho'$ : Tỷ lệ thép chịu nén  $A_s'$  ở nhịp giữa đối với sơ đồ làm việc đơn giản và liên tục, còn đối với console là lượng thép chịu nén tại gối được tính theo công thức sau:

$$\rho' = A_s' / bd$$

$\xi$ : Cho phép lấy hệ số  $\xi$  do tải trọng gây ra bằng 2,0 (5 năm hoặc hơn).

Khi bỏ qua cốt thép, moment quán tính ảnh hưởng của mặt cắt có thể lấy  $I_E = I_G / 5$  ( $I_G$  là moment quán tính của mặt cắt).

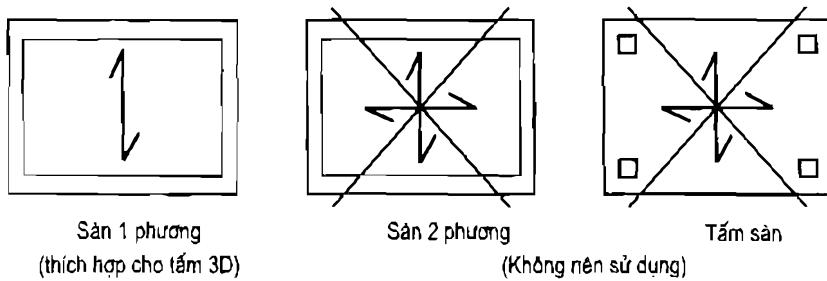
## Chương 3

# THIẾT KẾ NHÀ BẰNG TẤM VẬT LIỆU 3D

### 3.1. TÍNH TOÁN SÀN

#### 3.1.1. Sơ đồ tính

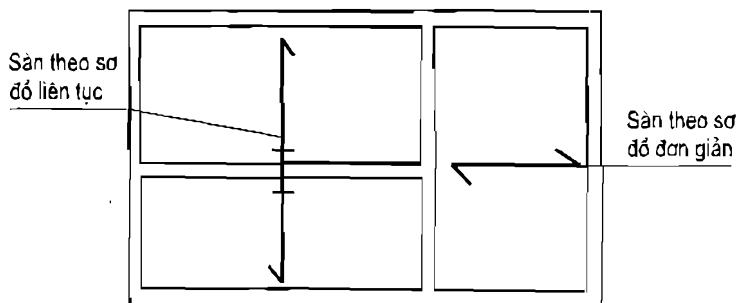
Sàn 3D được thiết kế theo sơ đồ dầm đơn giản hoặc dầm liên tục, không làm việc theo 2 phương.



**Hình 3.1. Sơ đồ tính sàn**

Vì vậy các tấm 3D phải được gối đỡ liên tục. Ở những vị trí không có gối đỡ, ví dụ như trên cửa đi có cùng chiều cao với tường, phải được thiết kế dầm chìm để chống đỡ tấm 3D.

Các tấm sàn được thiết kế gối đỡ liên tục. Các gối đỡ này phải được xem xét thiết kế khi các panel trong các ô sàn được bố trí cùng chiều.



**Hình 3.2. Hệ thống sàn chống đỡ liên tục và sàn chống đỡ đơn giản.**

Trong một số trường hợp có thể nối kết tấm console với một tấm sàn khác. Tuy nhiên trong trường hợp này, moment cho phép của console rất nhỏ. Nếu moment vượt quá moment cho phép, cần phải có giải pháp cần thiết. Giá trị của tải tập trung tác động lên console bị giới hạn trong một khoảng nhất định.

### 3.1.2. Lượng thép tối thiểu

Bề dày của tấm sàn Panels tùy thuộc vào bề dày của tấm EPS ngăn cách (40 đến 100mm). Để trọng lượng bản thân không quá nặng, bề dày lớp bê tông mặt dưới tấm sàn không quá 40-50mm. Thường thường bề dày bê tông mặt trên tấm sàn từ 50 đến 60mm. Nếu sàn được tính toán theo sơ đồ dầm liên tục (có xuất hiện moment âm) thì bề dày lớp bê tông bên dưới tối thiểu phải bằng 50mm. Nếu lớp bê tông bên dưới chỉ dày 40mm, tấm sàn được tính toán theo sơ đồ dầm đơn giản. Rất khó đặt sắt gia cố cho tấm sàn khi lớp bê tông mặt dưới chỉ có 40mm.

Bê tông mác B25 (cường độ  $f_c = 175 \text{ kG/cm}^2$ ). Khi sử dụng loại bê tông này thì không cần gia cố nhiều cho tấm sàn. Lượng sắt gia cường yêu cầu tối thiểu theo công thức dưới đây:

$$\mu_{\min} = \frac{A_s}{Ac_T} = \frac{k_0 \cdot f_r}{f_s}$$

$A_s$ : Diện tích thép gia cường;

$Ac_T$ : Diện tích thép của vùng bê tông chịu kéo;

$K_0$ : 0,4 đối với mặt cắt chịu uốn;

1 đối với mặt cắt chịu kéo;

$f_r$ : Cường độ phá hoại của bê tông;

$f_r = 2,5 W_{28}^{2/3} [\text{kG/cm}^2]$  với  $W_{28}$  là cường độ của khối bê tông sau 28 ngày;

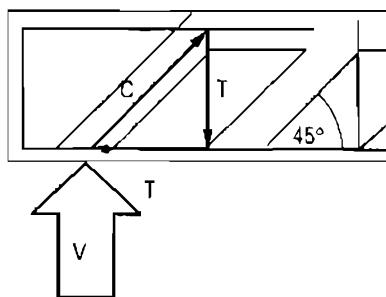
$f_s$ : Ứng suất hiệu quả của thép.

Trị số  $f_s$  tùy thuộc vào đường kính và vị trí của thanh thép. Cường độ sợi thép trong panels ( $\varnothing 3,0\text{mm}$ , ST500) luôn có giá trị là  $4000 \text{ kG/cm}^2$ . Khi dùng thép dưới ST500, giá trị  $f_s$  không được lớn hơn 80% ứng suất đàn hồi. Ứng suất  $f_s$  tùy thuộc vào đường kính thanh thép có thể trong tra bảng.

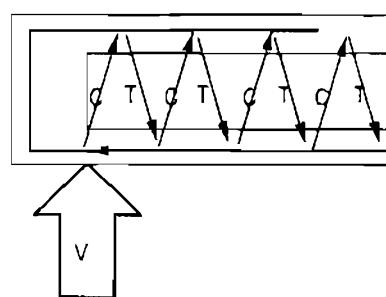
### 3.1.3. Tính thép ở gối

Kích thước thực tế của thanh thép gia cường hình chữ U đặt ở gối. Ít nhất một nửa lượng thép lớn nhất của sàn phải neo vào gối. Nghĩa là lượng thép ở gối ít nhất phải bằng một nửa lượng thép giữa nhịp.

Dầm bê tông cắt thép



Sàn 3D



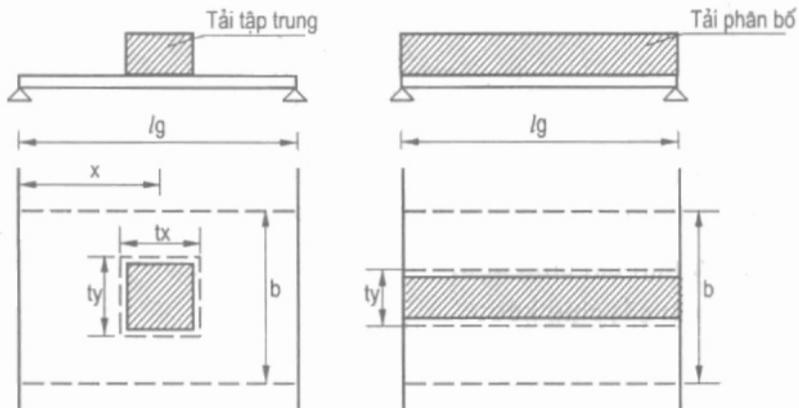
Hình 3.3. Sơ đồ truyền lực cắt

Hình 3.3 thể hiện các lực xuất hiện ở gối. Thanh thép chéo chịu lực nén C theo góc  $45^\circ$ , lực kéo T bằng với lực cắt V. Sự làm việc này giống sự làm việc của tấm 3D. Do đó lượng thép phải được tính toán thiết kế chịu được lực cắt V.

Khi các tấm sàn chịu tải trọng nhỏ, lượng thép ở gối không được nhỏ hơn lượng thép tối thiểu ( $\emptyset 8\text{mm}$ ,  $a=25\text{ cm}$ ).

### 3.1.4. Tải trọng tập trung

Nếu tải trọng tập trung tác động lên tấm sàn 3D thì có thể thiết kế tấm sàn theo phương chính với bề rộng ảnh hưởng lấy theo bảng 3.1. Để thiết kế, cần phải tính nội lực do tải trọng tập trung gây ra dựa trên nguyên tắc phân tích kết cấu thông thường và phân phổi chúng lên bề rộng ảnh hưởng của tấm sàn.



**Hình 3.4. Tấm sàn 3D với tải tập trung và tải phân bố.**

Diện tích chịu tải trọng tập trung tăng theo hình tháp tùy thuộc vào bề dày sàn. Tuy nhiên, khi tính toán tải trọng bề dày sàn này chỉ phụ thuộc vào bề dày của lớp bê tông mặt trên chứ không phụ thuộc vào tổng bề dày sàn. Nếu nhiều tải trọng tập trung tác động lên cùng bề rộng ảnh hưởng thì khi tính toán cần phải cộng thêm nội lực diện tích ảnh hưởng này phải chịu.

Giá trị trong bảng 3.1 bị giới hạn theo diện tích chịu tải trọng sau :

$$\begin{array}{ll} \text{Tải trọng tập trung:} & \begin{array}{l} \text{Bề rộng ảnh hưởng theo phương ngang} \\ t_Y \leq 0,4 \times l_g \end{array} \\ & \begin{array}{l} \text{Bề rộng ảnh hưởng theo phương dọc} \\ t_X \leq 0,2 \times l_g \end{array} \end{array}$$

$$\begin{array}{ll} \text{Tải trọng đường:} & \begin{array}{l} \text{Bề rộng ảnh hưởng theo phương ngang} \\ t_Y \leq 0,2 \times l_g \end{array} \\ & \begin{array}{l} \text{Bề rộng ảnh hưởng theo phương dọc} \\ t_X \leq 1,0 \times l_g \end{array} \end{array}$$

Nếu vượt quá phạm vi của diện tích chịu tải trọng, phải chia tải thành nhiều tải trọng tập trung hoặc phải tính toán theo phương pháp chính xác (phần tử hữu hạn).

Chiều dài  $x$  trong bảng 1 chỉ vị trí của tải trọng tập trung. Ngoài nội lực theo phương chịu lực của sàn, cần phải xét theo phương ngang. Trong trường hợp này các moment và lực cắt đều xuất hiện, nhưng chúng chỉ tác động lên lớp bê tông mặt trên tấm sàn. Khi kiểm tra tính toán nội lực theo phương ngang thì tính toán theo sơ đồ đơn giản. Trong trường hợp sàn có một hoặc hai đầu ngầm thì những giá trị này thiên về an toàn.

**Bảng 3.1. Bề rộng ảnh hưởng của tải trọng tập trung**

Sơ đồ	Nội lực	Tải tập trung	Tải phân bố
	V M	$b = t_Y + 0,5x$ $b = t_Y + 1,5x(1-x/lg)$	$b = t_Y + 0,20lg$ $b = t_Y + 0,60lg$
	V_E V_F M_E M_M	$b = t_Y + 0,3x$ $b = t_Y + 0,4(lg - x)$ $b = t_Y + 0,5x(2-x/lg)$ $b = t_Y + x(1 - x/lg)$	$b = t_Y + 0,20lg$ $b = t_Y + 0,20lg$ $b = t_Y + 0,35lg$ $b = t_Y + 0,50lg$
	V M_E M_M	$b = t_Y + 0,3x$ $b = t_Y + 0,5x(2-x/lg)$ $b = t_Y + x(1 - x/lg)$	$b = t_Y + 0,20lg$ $b = t_Y + 0,30lg$ $b = t_Y + 0,40lg$
	V M_E	$b = t_Y + 0,3x$ $b = t_Y + x$	$b = t_Y + 0,40lg$ $b = t_Y + 0,75lg$

Đối với sàn làm việc theo sơ đồ đơn giản, moment theo phương ngang có thể tính như sau:

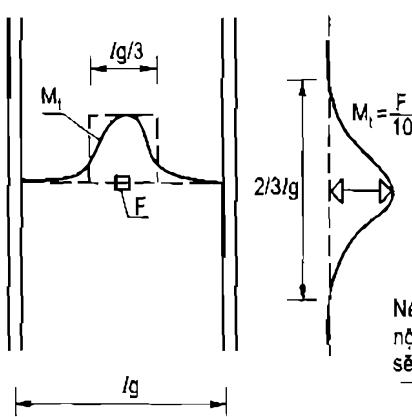
$$M_t = \frac{F}{10}$$

trong đó:

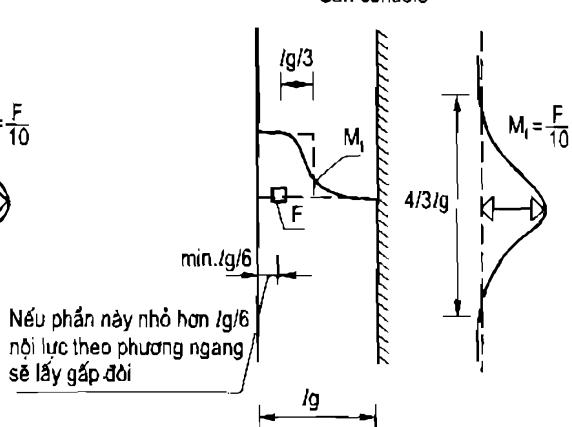
$M_t$ : Moment theo phương ngang;

F: Tải trọng tập trung.

Sàn gối tự do



Sàn console

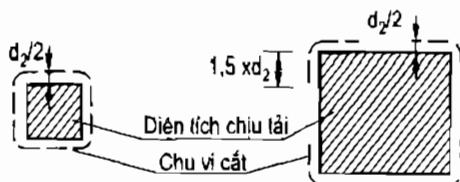


**Hình 3.5. Moment theo phương ngang**

Nếu tải trọng tập trung tác động tại mép tự do của tấm sàn console hoặc cách đó 1 đoạn dưới  $lg/6$  thì moment  $M_t$  này phải được lấy gấp đôi. Moment theo phương

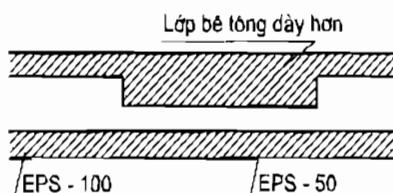
ngang đó tác động lên bê tông  $lg/3$ . Cốt thép gia cố cần thiết phải có chiều dài bằng  $2/3$  nhịp tính toán của tấm sàn cộng thêm đoạn neo. Đối với sàn console thì lấy chiều dài thép bằng  $4/3$  chiều dài console theo phương ngang. Ngoài ra, thép gia cố theo phương chính phải được kéo dài thêm  $1/3$  nhịp console từ điểm đặt tải trọng và được neo bằng thép chữ U tại đầu tự do (xem hình 3.5, bên phải). Thép có sẵn của panel chịu moment âm nhỏ theo phương ngang và được bỏ qua.

Ứng suất cắt của tải trọng tập trung có thể được tính toán bằng tháp xuyên. Do đó, cần thiết phải đảm bảo an toàn đối với chu vi cắt của lớp bê tông mặt trên (lớp bê tông mặt trên không bị phá hoại trong chu vi cắt). Mỗi liên kết với lớp bê tông mặt dưới tấm sàn không được tính đến do tính biến dạng bất lợi của các thanh thép chéo. Ứng suất cắt tại mép tải trọng tập trung phải được tính toán sao cho đảm bảo an toàn đối với vùng được khoanh.



**Hình 3.6. Chu vi cắt**

Chu vi cắt chạy song song quanh diện tích chịu tải tập trung. Chu vi cắt có bán kính  $r = d_2/2$  tại các góc ( $d_2$  là chiều sâu ảnh hưởng của lớp bê tông mặt trên của tấm sàn). Trong trường hợp chịu tải trọng lớn, khoảng cách  $1,5 \times d_2$  được thêm vào chu vi cắt từ các góc (xem hình 3.6).



**Hình 3.7. Tấm sàn làm bằng panel mỏng**

Hình 3.7. Nếu sử dụng panel có EPS mỏng hơn trong diện tích chịu tải trọng tập trung, tải trọng tập trung cho phép sẽ tăng đáng kể. Do đó có thể hạn chế rủi ro bị thủng bằng cách sử dụng tấm panel mỏng hơn, và tất nhiên là lớp bê tông phía trên dày hơn.

### 3.1.5. Tải trọng đường tác động theo phương chịu lực của tấm

Tương tự như tải trọng tập trung, moment ngang của tải trọng đường là :

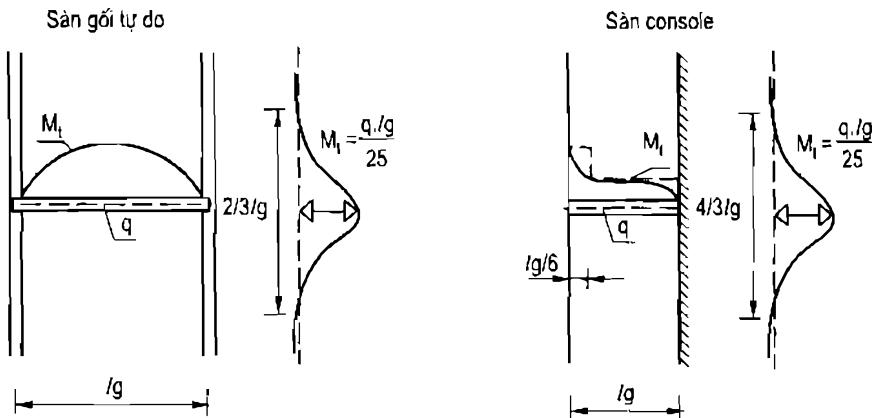
$$M_t = \frac{q \times lg}{25}$$

trong đó:

lg: Chiều dài nhịp;

q: Tải phân đường.

Nếu tải trọng đường này tác động tại mép tự do của tấm sàn console hoặc cách đó dưới  $lg/6$ , moment  $M_t$  này phải nhân đôi. Moment ngang sẽ ảnh hưởng trên toàn bộ nhịp sàn. Giá trị moment theo phương ngang chỉ tăng trong một đoạn  $\leq 1g/6$  chiều dài console tính từ mép tự do. Giống như trường hợp của tải trọng tập trung, cốt thép gia cố phải có chiều dài bằng  $2/3$  nhịp tính toán tấm sàn cộng thêm chiều dài neo. Đối với sàn console thì lấy chiều thép bằng  $4/3$  chiều dài console theo phương ngang.



**Hình 3.8. Moment theo phương ngang**

Ngoài ra, cũng cần phải tính lực cắt theo phương ngang. Công thức dưới đây áp dụng cho trọng tải đường thẳng.

$$V_t = \frac{q}{2}$$

trong đó:

$V_t$ : lực cắt theo phương ngang;

$q$ : lực phân bố đường thẳng.

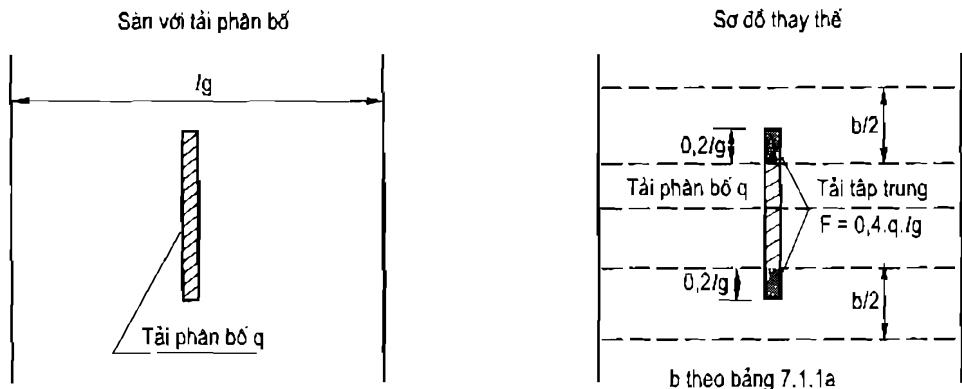
Sau chiều dài  $lg/3$  lực cắt giảm dưới 10%, kết quả là phạm vi của lực cắt ngang giống moment ngang. Tại mép ngoài của tấm sàn console, hai lần lực cắt được tính trên chiều dài  $lg/6$ . Vì vậy nên có dầm biên trong trường hợp tấm nhà console chịu tải trọng tập trung.

Trong hầu hết các trường hợp, các giá trị này thỏa. Nếu sử dụng panel có EPS mỏng hơn trong diện tích chịu tải trọng phân bố, tải trọng phân bố cho phép sẽ tăng đáng kể. Do đó có thể giải quyết vấn đề bằng cách sử dụng tấm panel mỏng hơn, và tất nhiên là lớp bê tông phía trên dày hơn.

### 3.1.6. Tải trọng đường theo phương ngang tấm 3D

Tải trọng phân bố theo phương ngang trên chiều dài nhỏ hơn  $0,4 lg$  phải được thiết kế như tải trọng tập trung. Nếu lớn hơn  $0,4 lg$ , tải trọng phải được phân ra để tính toán. Trong trường hợp tải trọng phân bố của một kết cấu cứng như tường 3D, tải đường này được chia ra làm 3 đoạn để tính toán kiểm tra, ở 2 đầu mép của tải đường, kiểm tra tấm như chịu tải tập trung với lực tập trung được lấy bằng  $q \times 0,4 \times lg$  hoặc phân nửa tổng tải

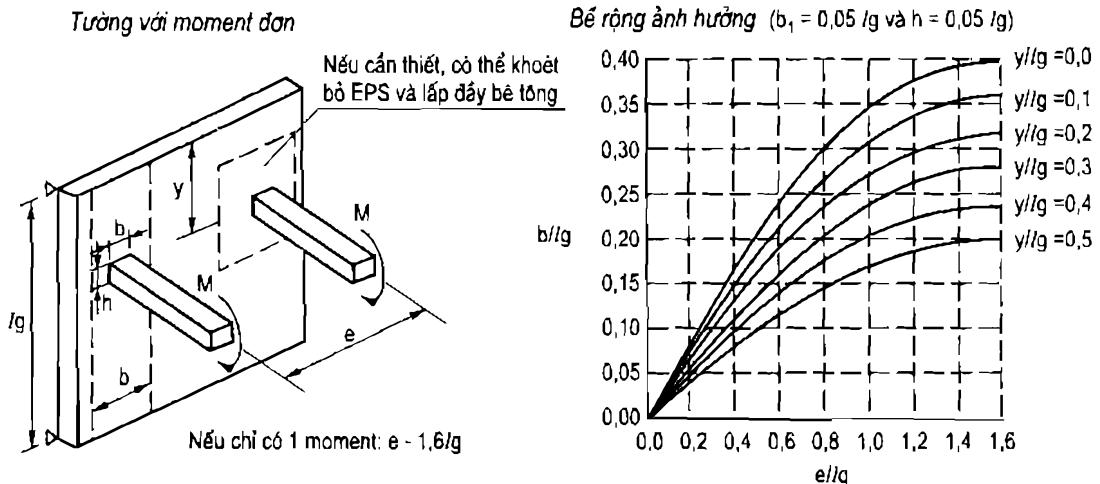
đường thẳng (xem hình 3.9). Phần tải trọng còn lại được xem là tải phân bố liên tục. Khi đó nội lực trong mặt cắt ngang chỉ được tính toán với hai tải trọng tập trung.



Hình 3.9. Tải trọng phân bố trực giao với hướng của panel sàn.

### 3.1.7. Các moment tập trung tác dụng lên sàn

Bề rộng ảnh hưởng của sàn hoặc tường phụ thuộc không chỉ vị trí của điểm đặt lực mà trong trường hợp có nhiều moment, nó còn phụ thuộc khoảng cách giữa các moment.



Hình 3.10. Tường chịu moment

Bề rộng ảnh hưởng của sàn đối với moment đơn được xác định theo công thức:

$$b = \frac{e}{1,6 \times l_g} \times \left( 2 - \frac{e}{1,6 \times l_g} \right) \times \left( b_1 + h + \left( 0,3 - \frac{y}{2,5 \times l_g} \right) \right) \quad (1)$$

trong đó:

$l_g$ : Chiều dài nhịp;

$b_1$ : Bề rộng vùng chịu tải của moment;

$y$ : Khoảng cách gần nhất từ moment đến mép tường trong mặt phẳng chứa moment;

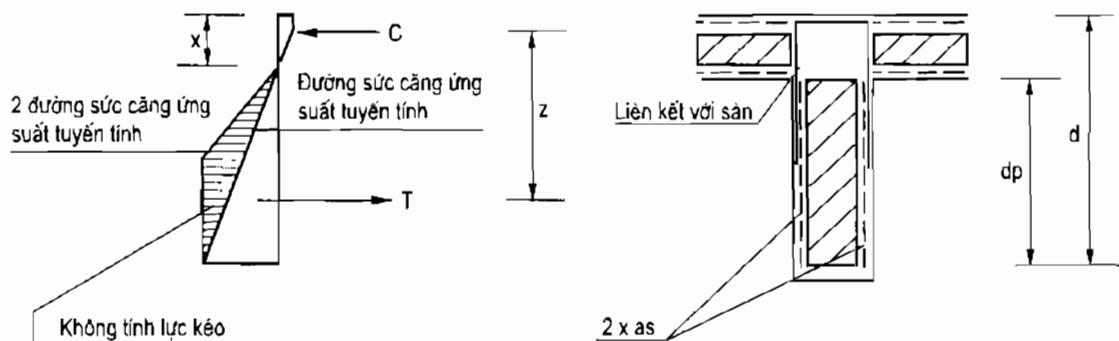
$b, h$ : như hình 3.10.

Nếu  $e > 1,6 \times Ig$  thì giá trị  $b$  không thay đổi

Bề rộng ảnh hưởng của sàn đạt giá trị nhỏ nhất nếu moment đặt ở giữa nhịp. Nếu cắt bỏ một khoảng vuông EPS tại điểm đặt moment tương tự hình 8.1, thì bề rộng ảnh hưởng được lấy bằng hai lần giá trị  $b$  theo công thức (1). Do đó, trong trường hợp này, măt cắt vuông không có EPS phải tương đương với tổng bề rộng ảnh hưởng.

### 3.2. DÂM

#### 3.2.1. Thiết kế dầm bằng tấm 3D



Hình 3.11

Cốt thép có sẵn trong tấm panel rất nhỏ, sức căng nén của bê tông luôn dưới  $0,5\%$ . Để đơn giản, đường cong ứng suất sức căng của thép được xem như tuyến tính. Do đó an toàn vẫn được đảm bảo và có thể bỏ qua việc kiểm tra các tính toán ứng suất kéo của thép chéo.

Đối với mặt cắt thông thường, cốt thép panel tương đối nhỏ, có thể áp dụng cách tính gần đúng sau:

$x$ : tối đa  $0,10 d$

$z$ : khoảng  $2/3 d$

Các giá trị này chỉ được dùng nếu panel kéo dài hết vùng chịu kéo hoàn toàn ( $dp \approx d-x$ ). Giá trị của  $x$  giảm khi bề rộng cung nén tăng và cường độ bê tông tăng. Giá trị  $0,10 d$  được áp dụng với bề rộng 20 cm và cường độ bê tông là  $105 \text{ kG/cm}^2$  cũng như cốt thép panel thông thường ( $2 \times 1,41 \text{ cm}^2/\text{m}$  và ST500).

Moment cho phép được tính theo công thức sau:

$$M = \frac{2 \times as \times fy \times d^2 \times me}{1,75}$$

Bảng 3.2. Hệ số moment me

Dp/d	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3	0,2	0,1
me	0,30	0,30	0,30	0,29	0,27	0,25	0,21	0,16	0,09

Nếu tỷ lệ  $dp/d > 0,9$  thì  $me$  được lấy 0,30. Các giá trị trung gian được nội suy tuyến tính theo bảng. Bảng 3.2 là các moment cho phép không có cốt thép gia cường cho chiều cao lanh tô từ 30 đến 100 cm. Chiều cao  $d$  phù hợp với hình 3.11 và phụ

thuộc chiều cao tính toán khi bề dày sàn là 20 cm. Nếu bề dày tấm sàn nhỏ hơn, kết quả sẽ thiên về an toàn.

**Bảng 3.3. Moment cho phép đối với đầm panel  
không cốt thép gia cường [Tm]**

d [cm]	30	40	50	60	70	80	90	100
M[Tm]	0,16	0,348	0,584	0,870	1,184	1,547	1,958	2,417

Nếu vượt quá moment cho phép, cần sử dụng thêm cốt thép. Tuy nhiên, kết quả là nội lực giảm do khả năng chịu tải của thép trong panel nhỏ hơn (vùng nén kéo dài = giới hạn của vùng kéo). Không nên áp dụng biến dạng nén của bê tông (20/00) cho đầm. Có thể sử dụng những giá trị sau:

- Biến dạng nén tối đa của bê tông 3,50/00
- Biến dạng kéo tối đa của thép 50/00

Vùng chịu kéo có thể giảm đến khoảng 60% chiều cao ảnh hưởng của đầm. Do đó, khi  $dp/d > 0,6$  thì me được lấy bằng 0,29. Moment vẫn có thể tính gần đúng bằng  $2/3$  moment cho trong bảng 3.2 và 3.3. Tuy nhiên, khả năng chống uốn được thiết kế khi ứng suất cắt nằm trong dãy 1 theo DIN 1045 ( $\tau_0 < \tau_{012}$ ). Nghĩa là, ứng suất kéo tối đa của bê tông B15 là  $5,0 \text{ kG/cm}^2$ , B25 là  $7,5 \text{ kG/cm}^2$ . Nếu ứng suất cắt lớn hơn thì thép trong panel phải đủ khả năng chịu được ứng suất này.

Vì khả năng chịu moment nhỏ, đầm 3D không có cốt thép gia cường chỉ được dùng hạn chế cho lanh tô cửa đi và cửa sổ với tỉ lệ giữa chiều cao và chiều dài thích hợp. Tuy nhiên nếu tỉ lệ này vượt quá giá trị cho trong bảng 3.4 thì không thể xem lanh tô là một đầm mảnh. Trong trường hợp này, phải tính toán như một đầm cứng (đầm sâu).

**Bảng 3.4. Chiều cao thiết kế tối đa của đầm 3D mảnh**

Dầm đơn	$d_{MAX} = 0,5 \times \text{chiều dài}$
Dầm liên tục (mẹp)	$d_{MAX} = 0,4 \times \text{chiều dài}$
Dầm liên tục (bên trong)	$d_{MAX} = 0,3 \times \text{chiều dài}$
Dầm console	$d_{MAX} = 1,0 \times \text{chiều dài}$

### 3.2.2. Dầm sâu (cứng)

Những đầm mảnh được xem là đầm cứng nếu  $d/l_0$  vượt quá giá trị 0,5. Trong trường hợp này  $d$  là chiều cao ảnh hưởng của đầm cứng và  $l_0$  là khoảng cách giữa các điểm moment bằng 0 như khi tính toán kết cấu thông thường. Tương tự, ta có bảng phân loại đầm như sau:

**Bảng 3.5**

Dầm đơn	$d \geq 0,5 \times \text{chiều dài}$
Dầm liên tục (mẹp)	$d \geq 0,4 \times \text{chiều dài}$
Dầm liên tục (bên trong)	$d \geq 0,3 \times \text{chiều dài}$
Dầm console	$d \geq 1,0 \times \text{chiều dài}$

### 3.2.3. Thiết kế uốn

Khi tính toán thép chịu kéo phải chú ý đến cánh tay đòn của đầm cứng có hệ số nhỏ hơn của đầm mảnh. Ngoài ra, sức căng tối đa của thép là  $41,2 \text{ kN/cm}^2$ . Việc này trở nên đặc biệt cần thiết vì đối với đầm cứng, sự biến dạng của mặt cắt nứt sẽ dẫn đến vết nứt rộng hơn, và hệ quả là việc sử dụng sẽ bị hạn chế. Vì vậy, ứng suất nén và ứng suất kéo, chiều cao vùng kéo, cánh tay đòn nội lực phải luôn dựa trên mặt cắt không bị nứt. Đối với đầm cứng, có thể bỏ qua tính toán kiểm tra ứng suất nén. Bảng 3.6 nêu rõ cánh tay đòn nội lực cho các loại đầm cứng khác nhau. Những giá trị này dùng cho moment dương và moment âm. Cánh tay đòn được tính toán bằng cách đó vẫn giữ nguyên chiều cao ảnh hưởng  $d = 1,0 \text{ lg}$  hoặc  $d = 2,0 \text{ lg}$  (đối với phần console). Số liệu ở hàng thứ hai (đầm liên tục – biên) cũng áp dụng cho moment âm ở gối thứ nhất bên trong.

**Bảng 3.6. Cánh tay đòn nội lực**

Nhip đơn	$0,5 < d/lg < 1,0$ $d/lg \geq 1,0$	$Z = 0,3 d (3,0 - d/lg)$ $Z = 0,60 lg$
Nhip liên tục (biên)	$0,4 < d/lg < 1,0$ $d/lg \geq 1,0$	$Z = 0,5 d (1,9 - d/lg)$ $Z = 0,45 lg$
Nhip liên tục (bên trong)	$0,3 < d/lg < 1,0$ $d/lg \geq 1,0$	$Z = 0,5 d (1,8 - d/lg)$ $Z = 0,40 lg$
Dầm console	$0,1 < d/lg < 2,0$ $d/lg \geq 2,0$	$Z = 0,65 d + 0,10 d$ $Z = 0,85 lg$

Do đó cốt thép gia cường cần thiết là :

$$A_s = \frac{1,75 \times M_{MAX}}{f_y \times z}$$

trong đó :

1,75: Hệ số an toàn;

$f_y$ : Giới hạn dẻo tiêu chuẩn của thép  $\leq 41,2 \text{ kN/cm}^2$ ;

$z$ : Cánh tay đòn theo bảng 11.5.

### 3.2.4. Thiết kế cắt

Phản lực của gối đỡ đầu tiên của đầm liên tục phải tăng 15%. Khả năng chống cắt tại gối đỡ được xác định bởi ứng suất nén của các thanh thép chéo. Vì vậy, cách tính cốt thép chống cắt như trong trường hợp của đầm là không cần thiết. Ứng suất kéo của thanh thép chéo ở vùng gần gối đỡ được phủ bằng lưỡi thép tối thiểu. Lưỡi thép tối thiểu này nên bố trí ở mỗi bên ít nhất 0,05% của mặt cắt bê tông (hoặc tương ứng  $1,5 \text{ cm}^2/\text{m}$ ), tức là xấp xỉ lưỡi thép phủ của tấm 3D. Tuy nhiên, trên lý thuyết cần cốt thép nhiều hơn cốt thép lưỡi có sẵn ( $0,15\%$  mỗi bên). Theo giá trị này, diện tích cốt thép của lưỡi cơ bản cho tường 2 lớp bê tông 50 mm là  $1,5 \text{ cm}^2/\text{m}$ . Giá trị này tương đương với hầu hết các lưỡi thép phủ của panel. Nếu mặt cắt bê

tông, đòi hỏi để chịu các lực nén, vượt quá 50mm mỗi bên, tường panel sẽ phải được thay thế bằng tường bê tông thông thường.

Ứng suất p tại gối đỡ của đầm cứng có thể được tính theo công thức dưới đây:

$$p = \frac{V_{MAX}}{(t_1 + t_2) \times s} \leq \frac{f_c}{2,1}$$

trong đó:

- s: Chiều cao gối đỡ. S phải được chọn không quá 1/5 nhịp nhỏ nhất cạnh gối đỡ;
- 2,1: Hệ số an toàn (bê tông phá hoại).

Ngoài ra, có những tiêu chuẩn yêu cầu kiểm tra ứng suất kéo trong các thanh thép chéo. Ứng suất kéo này không được vượt quá giá trị tối đa của ứng suất cắt cho phép trong mặt cắt cốt thép ( $= t_{03}$ ). Tương tự như đầm, ứng suất kéo trong thanh thép chéo chịu tải trọng phân bố đều là :

$$\sigma_1 = 1,2 \times \frac{V_{MAX}}{(t_1 + t_2) \times d}$$

trong đó :  $d \leq lg$ .

### 3.2.5. Bố trí cốt thép

Bố trí cốt thép trong đầm cứng khác nhau đáng kể so với bố trí cốt thép trong một đầm bình thường. Ngoài ra, đối với cốt thép chịu uốn, cần sử dụng lưỡi thép gia cường tối thiểu như ở mục 3.2.4. Bố trí cốt thép xem hình 3.12 và hình 3.13.

Lưỡi thép gia cường tối thiểu:

- Đặt chồng các tấm lưỡi thép nối lên chỗ ghép nối các tấm panel. Bề dài lưỡi chồng tại vị trí vùng kéo phải ít nhất 4 ô lưỡi, vì vậy phần bên dưới của đầm cứng phải sử dụng lưỡi thép nối bề ngang 45 cm.
- Tải trọng trung tâm đáy phải được đảm bảo bởi cốt thép treo (cốt đai bờ). Cốt thép này phải mở rộng đến  $lg/2$  từ mép dưới và phải được neo hoàn toàn. Tính tải của bức tường đến độ cao này được coi là tải trọng treo ở đáy.

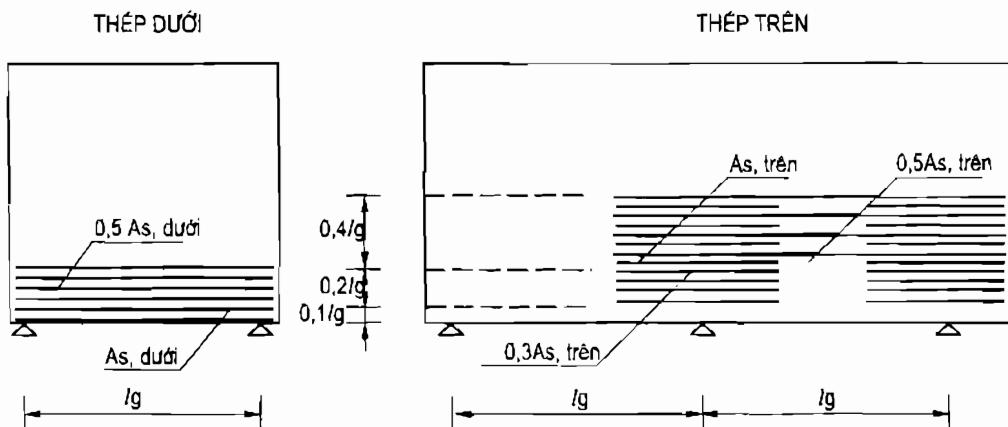
Cốt thép mặt đáy:

- Đặt toàn bộ cốt thép đáy trên chiều cao 0,1 lg.
- Tại khu vực giữa 0,1 lg và 0,3 lg, thêm 50% cốt thép ở giữa nhịp, như vậy có thể bao gồm luôn khu vực già cố bằng lưỡi thép tối thiểu.
- Đặt cốt thép trên toàn chiều dài và neo vào gối đỡ. Tại gối đỡ, nên sử dụng thép quai hình chữ U đặt ngang thay vì đặt đứng. Phải thiết kế phủ lưỡi thép nối bên trên và bên trong gối đỡ suốt chiều dài.

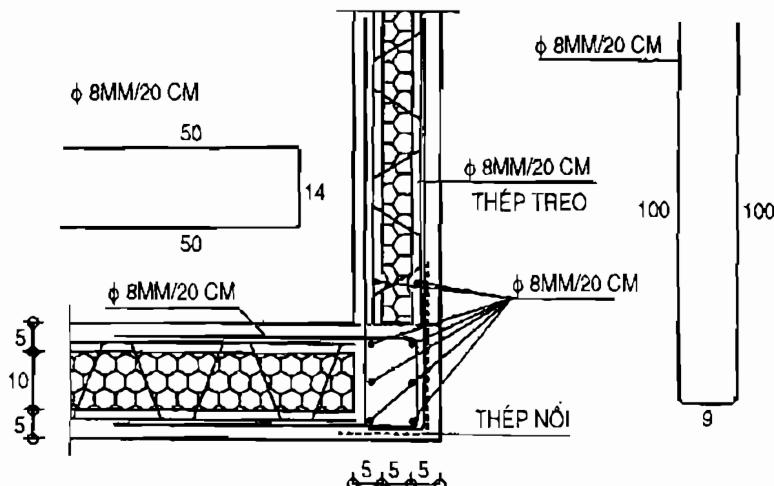
Cốt thép mặt trên:

- Đặt toàn bộ cốt thép mặt trên tại vùng giữa 0,3 lg và 0,7 lg hoặc tại mép trên bức tường.
- Tại các phần sâu liên tục 50% cốt thép mặt trên được đặt suốt chiều dài của nhịp.

- Bố trí thêm 30% cốt thép mặt trên tại vùng giữa  $0,1 lg$  và  $3,0 lg$ , như vậy có thể bao gồm luôn khu vực cốt bằng lưới thép tối thiểu.



Hình 3.12. Bố trí cốt thép trong đầm cứng.



Hình 3.13. Bố trí cốt thép mặt dưới.

### 3.2.6. Đầm chìm

Sàn 3D làm việc theo 1 phương thì cần được thiết kế theo sơ đồ đầm liên tục. Tại chỗ gối đỡ bị gián đoạn, có thể thiết kế đầm. Để tránh sự biến dạng lớn của sàn theo phương dầm, chiều dài dầm nhỏ hơn 15 lần chiều ngang tấm sàn. Trong trường hợp nhịp tính toán lớn hơn, cần sử dụng dầm cao hơn để tránh nứt tại các bức tường tầng trên. Có thể sử dụng dầm chìm trong tấm 3D để truyền tải trọng tập trung. Đặc biệt dầm hình chữ V hàn sẵn rất thích hợp cho việc gia cố này và chiều cao dầm có thể vượt quá 1/15 nhịp tính toán.

Dầm chìm được thiết kế như dầm hình chữ I, trong trường hợp này bê tông của tấm sàn tương ứng với hai lớp bê tông. Một cách gần đúng có thể lấy bê tông ảnh hưởng của tấm sàn theo hình 3.14 và 3.15. Ngoài ra, đối với sàn 3D, bê tông vùng có moment dương và âm đều giống nhau. Bê tông đó được tính theo công thức:

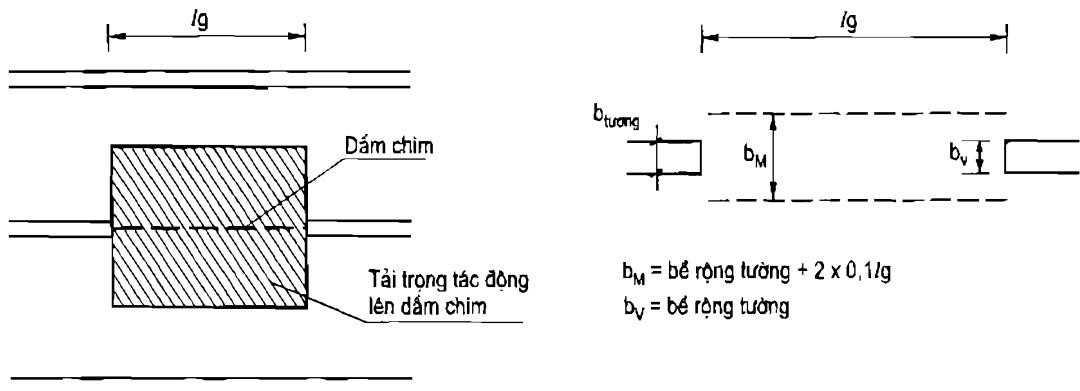
$$b_M = b_{Tường} + 2 \times 0,1 \times lg$$

$$b_V = b_{Tường}$$

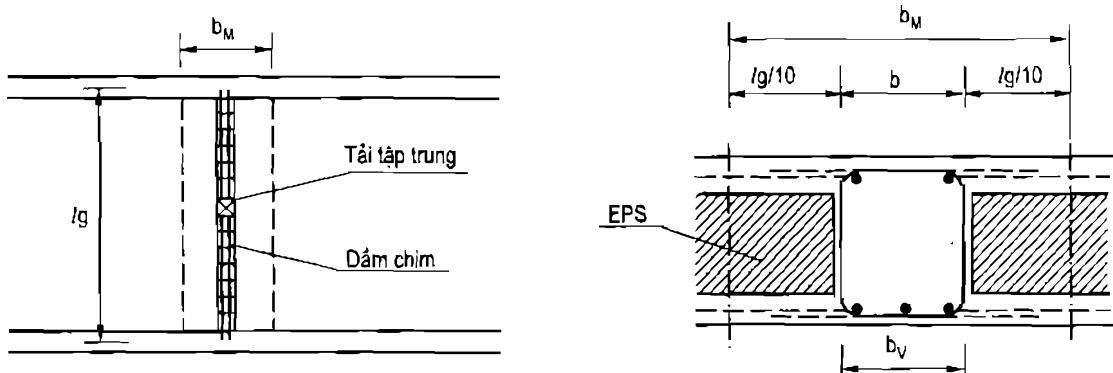
trong đó :

$b_{Tường}$ : Bề rộng bức tường.

Đối với dầm biên  $b_M = b_{Tường} + 0,1 \times lg$ . Bề rộng tường được sử dụng để thiết kế lực cắt.



Hình 3.14. Dầm chìm



Hình 3.15. Dầm chìm.

Bề rộng ảnh hưởng của tấm sàn đối với một dầm chìm theo phương chịu tải được xác định theo cách tương tự. Tuy nhiên, bề rộng dầm phải bằng bề rộng bức tường. Trong trường hợp bề rộng dầm lớn, những giá trị trong bảng 3.1 không được vượt qua mà không có tính toán kiểm tra chính xác. Trong cả hai trường hợp, mỗi nỗi ch้อง cắt với các lớp bê tông phải được đảm bảo bằng cách gia cường thêm cốt thép (như lưỡi nón).

### 3.3. THIẾT KẾ TƯỜNG

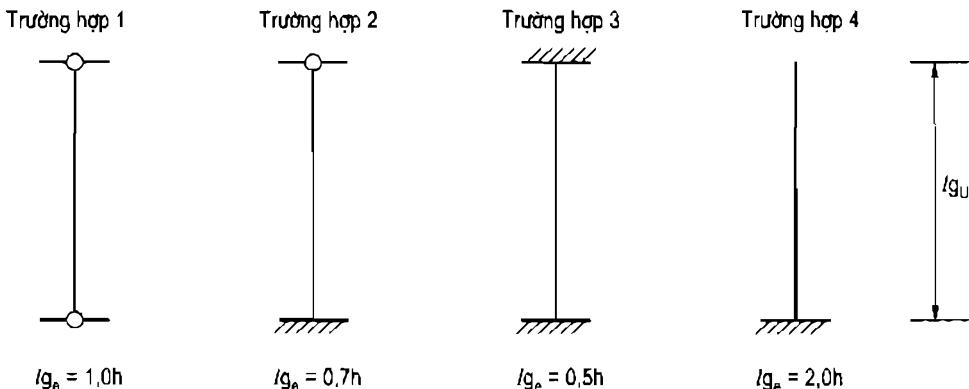
Các bức tường 3D Panels có thể được xác định như là tường chịu lực. Điều kiện cơ bản của tường chịu lực 3D là:

- Độ mảnh  $\lambda$  không được vượt quá 70.
- Mác bê tông khoảng  $300 \text{ kG/m}^3$ .
- Các lớp bê tông phải dày ít nhất 40mm (mặt trong) và 50 mm (mặt ngoài).

Tường được xem như đầm đơn giản trong một số trường hợp. Mỗi nối tường với sàn được thiết kế không chịu moment. Mô men chống uốn sẽ tác động lên kết cấu khung của công trình. Tường 3D không được thiết kế để chịu những moment lớn. Nếu chịu những moment lớn thì phải đặt thêm thép cho tấm 3D, và điều đó sẽ làm tăng giá thành của công trình. Những moment nhỏ có thể truyền theo thép có sẵn đến gối sàn và gây thêm một độ lệch tâm bổ sung cho tải trọng dọc trực.

### 3.3.1. Xác định chiều dài tính toán và độ lệch tâm

Điểm then chốt của thiết kế bức tường là xác định bề dài tính toán của nó (bề dài hiệu quả). Trong mọi trường hợp tính toán theo Euler chỉ xảy ra một trong 4 sơ đồ cơ bản, sơ đồ 2 và 3 ít khi xảy ra trên thực tế. Thường áp dụng sơ đồ 1 và sơ đồ 4.



Hình 3.16. Sơ đồ tính của tường

Đối với tường 3D, sơ đồ 1 và 4 được sử dụng chủ yếu, chiều dài tính toán  $Ig_e$  trong các sơ đồ này là:

$$\text{Sơ đồ 1: } Ig_e = 1,0 \times Ig_U$$

$$\text{Sơ đồ 2: } Ig_e = 2,0 \times Ig_U$$

$$\text{Đối với chiều dài tính toán này, độ mảnh là: } \lambda = Ig_e/r$$

Giá trị  $r$  là bán kính quán tính của bức tường. Phương pháp gần đúng chỉ có thể áp dụng trong những trường hợp độ mảnh bức tường  $\lambda \leq 70$ . Nếu độ mảnh thực tế lớn hơn 70, có vài cách thiết kế để giải quyết vấn đề này mà không gia tăng bề dày tấm 3D.

Độ lệch tâm  $e$  là một tham số khác để tra biểu đồ. Độ lệch tâm là khoảng cách giữa điểm đặt tải trọng và trọng tâm mặt cắt. Độ lệch tâm này bao gồm:

- Các môment uốn trong mặt phẳng.
- Lực kéo giả định trước.

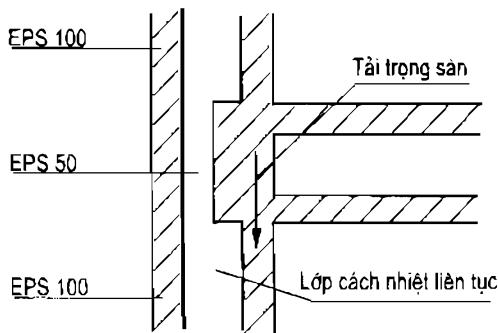
Có thể tính lực căng giả định trước với các độ lệch tâm tối thiểu sau:

\* Tường bên ngoài :  $h/6$

\* Tường bên trong :  $h/8$

Trong công thức này  $h$  là tổng bề dày của bức tường. Những bức tường cao hơn 3,0 m, độ lệch tâm sẽ tăng theo tỷ lệ. Vì vậy, trong hầu hết các trường hợp có thể lấy độ lệch tâm là 30mm.

Đối với những bức tường như hình 3.17, tải trọng tác động xem như đặt tại trọng tâm lớp bê tông chịu tải (hầu hết là lớp trong). Trong trường hợp đặc biệt này khi sử dụng tấm có bề dày bê tông khác nhau thì khả năng chịu tải sẽ tăng rõ rệt nếu so sánh với tấm cùng bề dày.



**Hình 3.17.** Tường bên ngoài với lớp cách nhiệt liên tục. Tải trọng tâm sàn chỉ được truyền tải qua lớp bê tông bên trong.

Dựa trên môment M và lực F độ lệch tâm  $e_o$  là:

$$e_o = M/F$$

Có thể áp dụng phương pháp gần đúng khi độ lệch tâm gần trọng tâm của hai lớp bê tông.

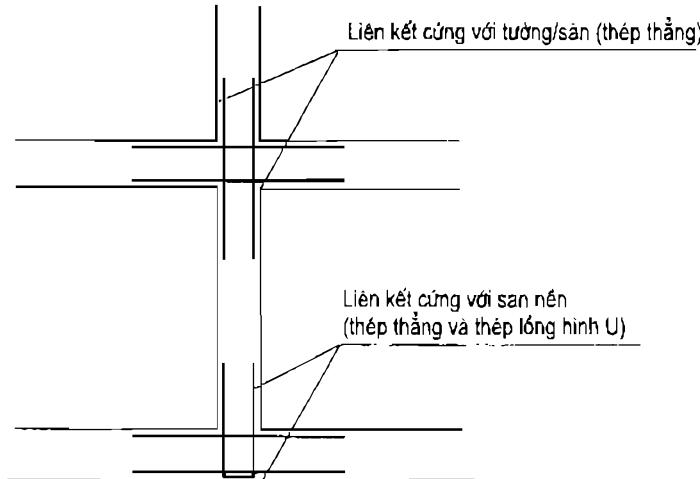
### 3.3.2. Liên kết cứng

Nhờ mối liên kết cứng giữa tường và các bộ phận xung quanh (sàn hoặc móng) chiều dài tính toán có thể giảm 60 - 80% chiều cao bức tường. Chiều dài tính toán phụ thuộc độ cứng của các bộ phận mà nó kết nối. Chiều dài tính toán  $l_{ge}$  của tấm 3D có thể tính gần đúng như sau:

Tường hợp : Ngầm một đầu

$$l_{ge} = 0,9 \times \text{Chiều dài tự do.}$$

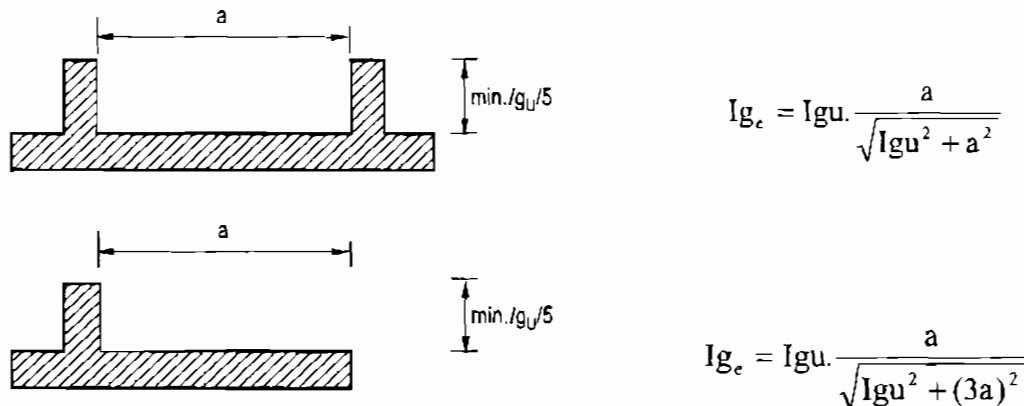
Một bức tường có một tấm sàn 3D hoặc sàn bê tông ở trên, chiều cao thông tầng có thể được xem như là chiều dài tự do.



**Hình 3.18.** Liên kết cứng của tường.

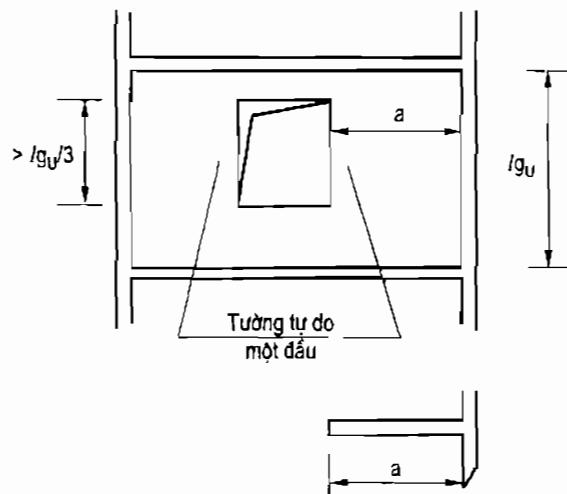
### 3.3.3. Tường giao nhau

Chiều dài tính toán  $Ig_e$  của bức tường 3D có thể giảm khi có tường cứng cắt ngang. Những bức tường cứng phải được xây dựng bằng tường 3D hoặc tường bê tông, khoảng cách tối đa giữa các bức tường là 8 m, (hoặc 12 m nếu có tấm sàn 3D hoặc sàn bê tông cốt thép ở trên). Chiều dài của tường cứng ít nhất bằng 1/5 chiều cao.



Hình 3.19. Mặt cắt ngang của tường cứng

Trong cả hai trường hợp  $Ig_u$  là chiều dài tự do của tường không có tường cứng cắt ngang. Nếu có khoảng trống vượt quá  $1/3$  của chiều cao bức tường (hình 3.20) thì bức tường này phải được xem là không liên tục, vì vậy chúng phải được tính toán như trường hợp tường tự do một đầu như hình 3.19 (dưới)



Hình 3.20. Tường có khoảng trống vượt quá  $1/3$  của chiều cao bức tường.

## Chương 4

# CÔNG TRÌNH 3D ĐÚC SẴN

### 4.1. GIỚI THIỆU

Có nhiều cách thiết kế khác nhau các thành phần đúc sẵn bằng tấm 3D để làm tường và sàn. Tường đúc sẵn phải đảm bảo đúng chiều dày thiết kế. Tường ngoài có lớp bê tông mặt trong dày hơn được sử dụng cho các công trình có sàn đúc sẵn. Chiều dài sàn đặt lên gối đỡ không dưới 10 - 12 cm. Toàn bộ tường được sản xuất tại xưởng bê tông đúc sẵn, sau đó từng khối tường sẽ được chuyển tới công trường. Để vận chuyển dễ dàng, chiều dài bức tường hạn chế ở mức 12-14m. Tuy nhiên, trong trường hợp này, do tường được làm bằng bê tông thường nên trọng lượng của nó sẽ rất nặng. Vì vậy, nên sử dụng bê tông nhẹ và tăng độ dày của các lớp bê tông.

Hình dạng và kích cỡ của tấm sàn nền không cho phép vận chuyển như một tấm lớn nên phải được chia thành nhiều tấm với bề ngang tối đa 2 - 2,5m. Chỉ có mặt dưới tấm sàn được đổ bê tông tại nơi sản xuất (thành phần bán tiền chế, nửa tấm sàn). Chất lượng bê tông của các thành phần đúc sẵn này dễ kiểm tra hơn chất lượng bê tông phun/trát tại hiện trường. Lớp bê tông mặt trên tấm sàn luôn được đổ tại hiện trường.

### 4.2. TƯỜNG ĐÚC SẴN

#### 4.2.1. Vật liệu

Bê tông nhẹ có cường độ kém hơn bê tông thường. Đặc biệt là bê tông thật nhẹ (bê tông ga, bê tông foam) thường có cường độ 50 đến 100 kG/cm<sup>2</sup>. Trong trường hợp này tường được tính như một tấm tường bê tông phẳng. Đối với bê tông có cường độ thấp (cường độ chỉ đạt đến 100 kG/cm<sup>2</sup>), hệ số an toàn nên lấy là 3.5. Việc hạn chế sử dụng bê tông nhẹ tùy thuộc vào quy định của từng địa phương.

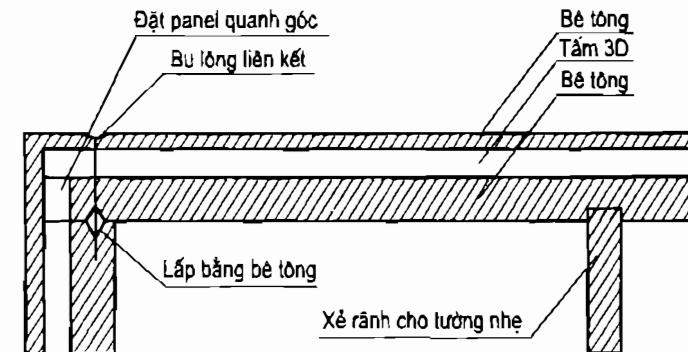
Khả năng chịu tải của tường hai lớp bê tông bằng bê tông B5 sẽ được tính toán kiểm tra. Cấu tạo tương ứng với hình 3.2. Để thi công công trình và chống ăn mòn, bê dày tối thiểu lớp bê tông bên ngoài phải lớn hơn bằng 6 cm.

#### 4.2.2. Chi tiết lắp ghép

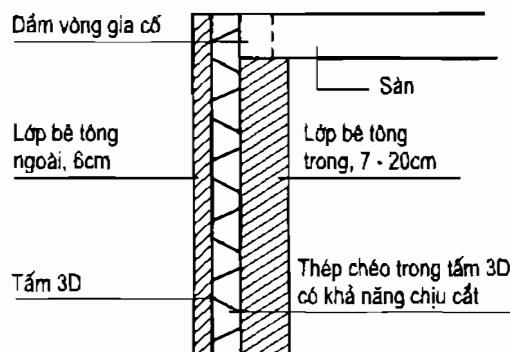
Tường chịu tải phải được lắp ráp bằng bu lông hoặc các bộ phận liên kết khác (hình 4.1) để đạt yêu cầu về độ cứng. Trên tường phải làm sẵn lỗ liên kết, các lỗ này sau khi lắp dựng phải được phun bê tông vào, các chỗ nối phải bảo đảm thật

chắc chắn. Đối với các bức tường nhẹ bên trong (tường không chịu lực), chỉ cần xé rãnh trên tường.

Sàn phải có các đàm vòng. Với tấm sàn làm việc theo 2 phương được đổ tại chỗ, chỉ cần dùng 2 sợi thép Ø 8mm làm đàm vòng. Nếu sử dụng tấm sàn đúc sẵn, cốt thép tối thiểu của đàm vòng là 4 sợi thép Ø 8 mm.

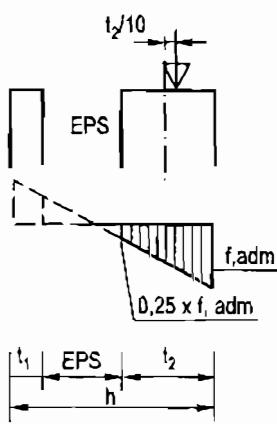


**Hình 4.1. Khả năng ráp nối tường tiền chế (mặt bằng của bức tường)**



**Hình 4.2. Sơ đồ cấu tạo tường 3D đúc sẵn với bê tông nhẹ.**

#### 4.2.3. Tính toán



**Hình 4.3. Phân phối ứng suất trong tường 3D với tải trọng các lớp bê tông có bề dày khác nhau trên một mặt. Độ lệch tâm ngẫu nhiên là  $t_2/10$ .**

Tính toán giống như thành phần chịu nén. Độ lệch tâm trong mặt phẳng nằm về bên trục của lớp bê tông trong, vì vậy, phân phối ứng suất được xét chủ yếu ở lớp bê tông này. Độ lệch tâm ngẫu nhiên đối với trục trọng tâm lấy bằng 1/10 bê dày lớp bê tông bên trong.

Hệ số an toàn là 3,5 (xem mục 4.2.1).

Bảng 4.1 biểu thị tải trọng đứng cho phép của tường. Bảng được thiết lập dựa theo thông số dưới đây:

Độ lệch tâm = tải trọng chỉ ở một bên cộng  $t_2/10$  (= độ lệch tâm giả định).

Lớp bê tông ngoài = 6cm bê tông.

Tấm ngăn cách = 10 cm EPS.

Mác bê tông = B5.

Các giá trị cần thiết để xác định tải trọng đứng cho phép:

$t_2$  = Bề dày lớp bê tông bên trong (chịu nén) (cm).

$l_{gU}$  = Chiều cao bức tường.

**Bảng 4.1. Thiết kế bức tường tải trọng chỉ ở một bên**

Lớp bê tông bên trong [cm]	7	10	12	15	18	20
Chiều cao bức tường $l_{gU}$ [m]	F[T/m]	F[T/m]	F[T/m]	F[T/m]	F[T/m]	F[T/m]
2,00	3,31	4,90	5,97	7,60	9,25	10,37
2,25	3,18	4,73	5,78	7,37	9,00	10,10
2,50	3,05	4,57	5,59	7,15	8,75	9,83
2,75	2,92	4,40	5,40	6,93	8,50	9,57
3,00	2,78	4,23	5,21	6,71	8,25	9,30
3,25	2,65	4,06	5,02	6,49	8,00	9,03
3,50	2,52	3,89	4,83	6,26	7,75	8,77
3,75	2,39	3,72	4,63	6,04	7,50	8,50
4,00	2,25	3,55	4,44	5,82	7,25	8,23
4,25	2,12	3,39	4,25	5,60	7,00	7,97
4,50	1,99	3,22	4,06	5,37	6,75	7,70
4,75	1,86	3,05	3,87	5,15	6,50	7,43
5,00	1,72	2,88	3,68	4,93	6,25	7,17
5,25	1,59	2,71	3,49	4,71	6,00	6,90
5,50	1,46	2,54	3,30	4,49	5,75	6,63
5,75	1,33	2,38	3,11	4,26	5,50	6,37
6,00	1,18	2,21	2,92	4,04	5,25	6,10

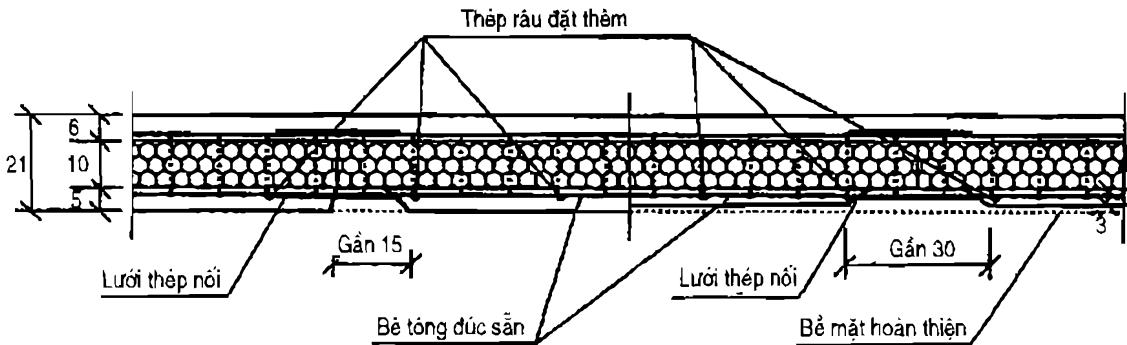
Các giá trị trung gian có thể được nội suy tuyến tính.

#### 4.3. TẤM SÀN ĐÚC SẴN

##### 4.3.1. Tấm sàn không có đà chữ V

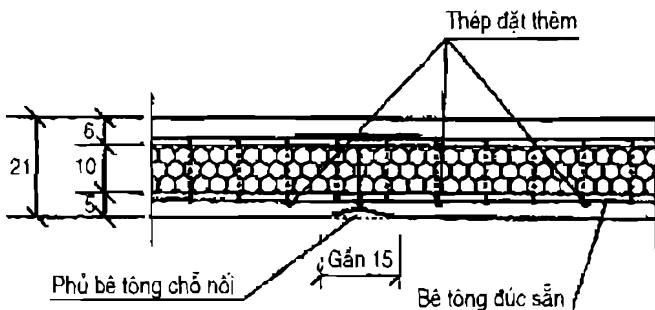
Tấm sàn đúc sẵn được sản xuất toàn bộ hoặc từng phần tại xưởng bê tông đúc sẵn, và sẽ được hoàn thành tại công trường. Lớp bê tông mặt trên tấm sàn được đổ

tại công trường sẽ đảm bảo hiệu quả phân phối tải trọng trong mặt cắt ngang. Lớp bê tông mặt dưới được đổ trước (bên trái hình 4.4) hoặc được trát, phun sau đó (hình 4.4, bên phải). Cách thứ hai dễ áp dụng tại công trường, không cần cần cầu. Đầu tiên, các tấm panel được đặt lên trên giàn cột chống, lật mặt dưới lên trên và đổ lớp bê tông thứ nhất khoảng 3cm, sau một ngày có thể dùng tay lật ngược tấm panel lại.



**Hình 4.4. Tấm sàn đổ trước lớp bê tông mặt dưới**

Trong hình 4.4, cốt thép được đặt liên tục phía dưới theo phương ngang. Tuy nhiên, không cần phải nối liền các tấm panels ở mặt dưới. Sự phân bố ứng suất chỉ có ở lớp bê tông mặt trên. Bê tông các chỗ nối được phủ sau để đảm bảo yêu cầu về thẩm mĩ.



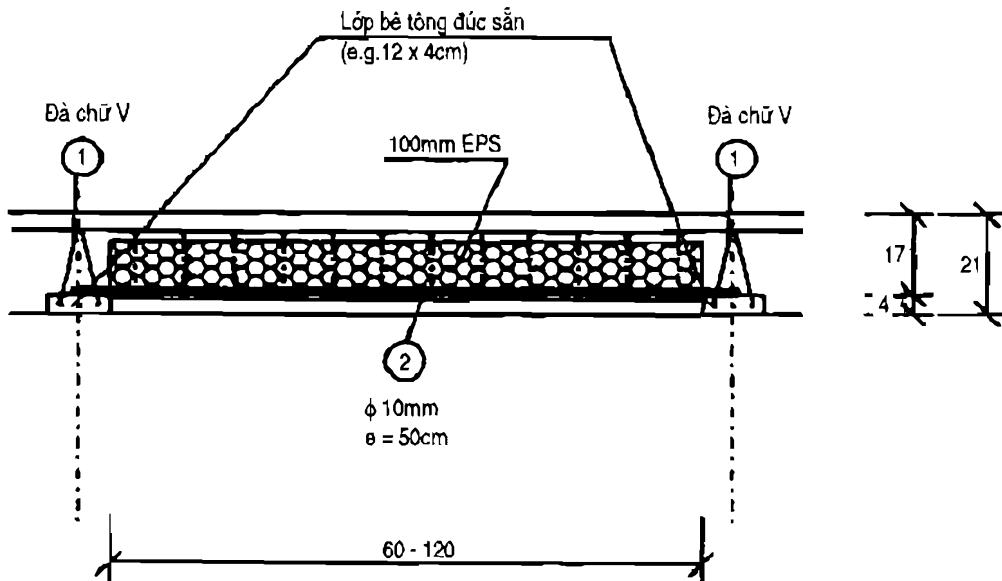
**Hình 4.5. Panels sàn được tô bê tông đầy đủ mặt dưới.**

#### 4.3.2. Tấm sàn có đà chữ V

Tấm sàn 3D panels bị giới hạn đáng kể khả năng chịu cắt. Tùy loại panel, lực cắt tối đa cho phép là 1100 - 1400 kG/m. Các giá trị này thường không đủ, vì vậy cần gia cường thêm. Giải pháp đơn giản để tăng khả năng chịu cắt là đặt cốt chống cắt gần gối đỡ. Tuy nhiên, nếu lực cắt lớn hơn nhiều lực cắt cho phép, cần sử dụng giải pháp khác, thường là dùng đà dọc theo chiều dài tấm sàn.

Đà không những chỉ có thép chống cắt mà còn có thép chịu kéo phía dưới. Để kinh tế, nên sử dụng đà chữ V hàn sẵn.

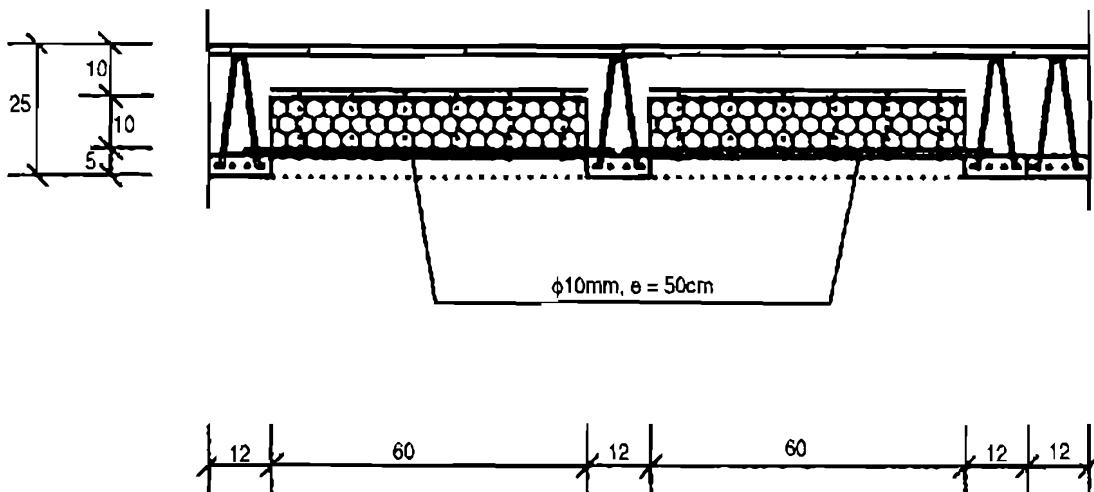
Những loại đà này hầu hết được sử dụng như một phần của thành phần bê tông đúc sẵn. Có thể phủ một lớp bê tông mỏng (10-12 cm) lên đà, hoặc dùng một tấm sàn bê tông lớn hơn (1-2,5m bê ngang) có cả đà và panel.



**Hình 4.6. Đà hình chữ V đỡ sàn lớp bê tông mỏng.**

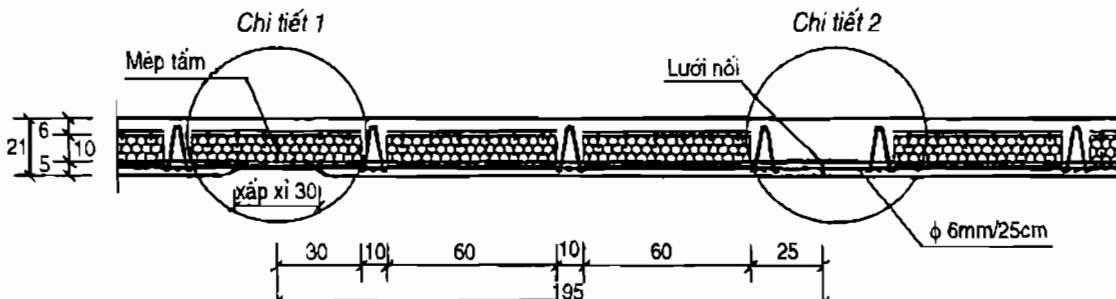
Hình trên thể hiện đà chữ V với cốt thép gia cường theo chiều dài trong khi sàn chịu tải trọng lớn. Những đà này được thiết kế theo quy tắc tính toán bê tông cốt thép thông thường. Đối với lớp bê tông mỏng được đổ trước, nên lắp đặt panel bằng cách rải thép (ít nhất là  $\Phi 10\text{mm}$ ) ở giữa, cách tấm ngăn cách EPS và lưới thép phủ 50 cm (số 2 trong hình 4.6), sau đó đổ bê tông mặt dưới bằng thủ công hoặc máy phun. Nếu khoảng cách giữa các đà lớn (bề ngang panel) hơn 60 cm, phải kiểm tra lớp bê tông mặt trên.

Trong trường hợp tấm sàn chịu tải lớn và nhịp sàn rộng, nên sử dụng nhiều đà. Phải chia đôi tấm panels, nhưng bề ngang không nhỏ hơn 60 cm. Trong trường hợp này, tốt hơn là dùng đà đôi. Thường thì gia cố bằng lưới thép ở mặt trên tấm sàn, có thể bỏ qua nếu lực cắt nhỏ.



**Hình 4.7. Tấm sàn dày với đà đơn hoặc đà đôi và panels.**

### 4.3.3. Các thành phần tấm sàn đúc sẵn



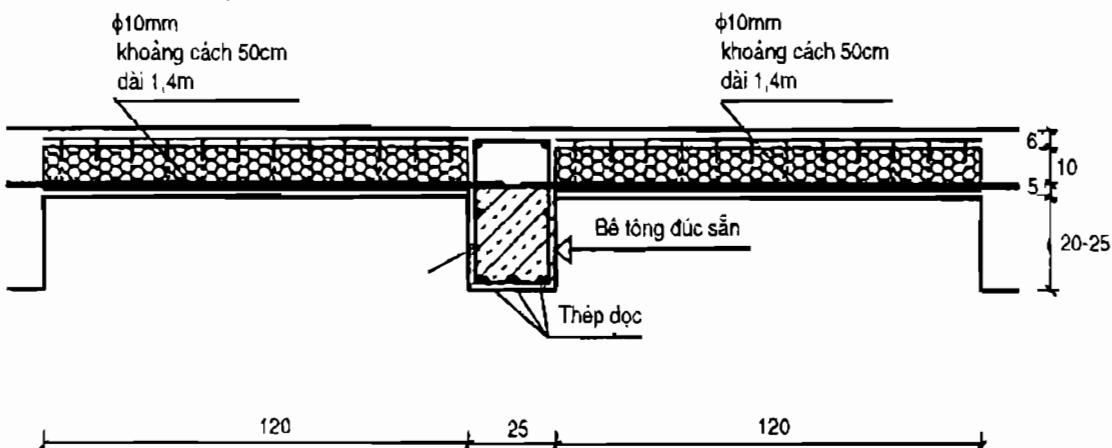
Hình 4.8. Tấm sàn với đà chữ V và Panels

Tấm sàn đúc sẵn nặng nên cần dùng đến cần cẩu thích hợp. Tuy nhiên, nó lại tiết kiệm thời gian thi công đáng kể, đặc biệt là việc tô/phun lớp bê tông mặt dưới tấm sàn tốn khá nhiều thời gian.

Vấn đề kỹ thuật chủ yếu là thiết kế liên kết giữa các thành phần sàn Chi tiết 1, bê tông chưa đổ đến mép 3D panel. Chỗ nối sẽ được trám bê tông và gia cố bằng lưới thép nối. Chi tiết 2, mép của thành phần sàn không dùng panel. Sau đó bố trí lưới thép và toàn bộ khu vực này được đổ bê tông. Ngoài ra có thể lắp các chốt nối mặt dưới bằng bê tông (hình 4.5). Các mép của thành phần sàn phải làm hơi mỏp vào. Do sàn làm việc theo 1 phương, có thể bỏ qua cốt thép theo phương ngang.

### 4.3.4. Dầm đúc sẵn

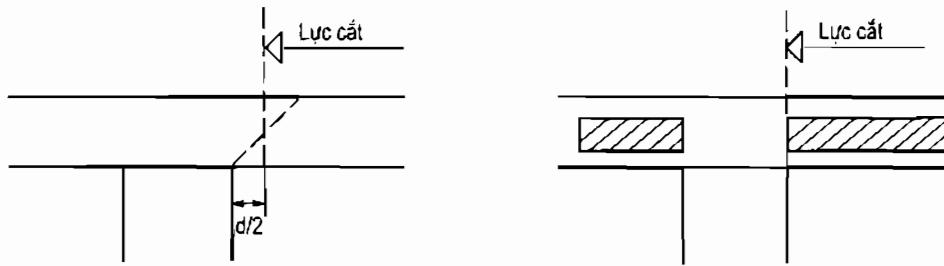
Nếu nhịp sàn quá lớn, tổng bề dày 20-23 cm không đủ, cần sử dụng dầm đúc sẵn. Hình 4.9 là ví dụ có thể áp dụng cho sàn có nhịp lên tới 8-10 m.



Hình 4.9. Dầm đúc sẵn

### 4.4. TÍNH TOÁN KẾT CẤU

So với tấm sàn panel đơn giản, sự khác biệt chính là khả năng chịu cắt của đà chữ V. Lực cắt quyết định đối với panel xảy ra gần gối đỡ, trong khi đó thiết kế đà chữ V có thể bắt đầu từ lực cắt nhỏ hơn ở khoảng  $d/2$  (hình bên trái).



Khi sử dụng đà chữ V với 2 thanh thép chéo lực cắt cho phép được tính như sau:

$$V = 2 \times \frac{a_s \times f_y \times z}{1,75} \times (\sin \alpha + \cos \alpha)$$

trong đó :

$a_s$ : Diện tích thép chéo trên mét;

$z$ : Cảnh tay nội lực, khoảng 95% bê tông sâu ảnh hưởng;

1,75: Hệ số an toàn.

Trong mọi trường hợp, thanh giằng bê tông phải được kiểm tra theo ứng suất cắt  $\tau$ . Kiểm tra theo công thức:

$$\tau = \frac{\Delta V}{b_0 \times z} \leq \tau_{03}$$

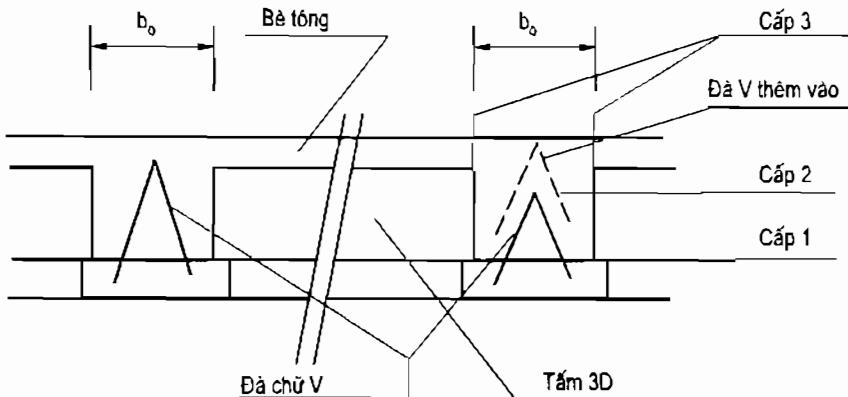
trong đó :

$\Delta V$ : Lực cắt không có sự tham gia của panel;

$b_0$ : Bề ngang mặt cắt bê tông. Đối với đà chữ V là bề ngang giữa các panels (khoảng 10-12cm).

Ứng suất cắt không được vượt quá giá trị  $\tau_{03}$ .

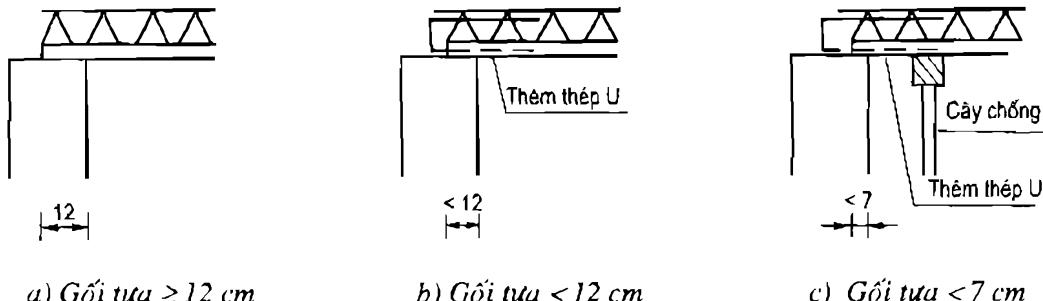
Nếu cung trên của đà không đụng mặt trên lớp bê tông (hình 4.10 bên phải), phải xác định ứng suất cắt ở đầu trên cây đà chữ V. Tổng lực cắt phải được triệt tiêu bởi bê tông. Vì vậy, ứng suất cắt không được vượt quá giá trị  $\tau_{01}$ . Nếu không gắn gối đỡ phải thêm đà chữ V bên trên đà có sẵn.



Hình 4.10. Thành phần tấm sàn làm sẵn hoặc tấm sàn gân.

## 4.5. CHI TIẾT

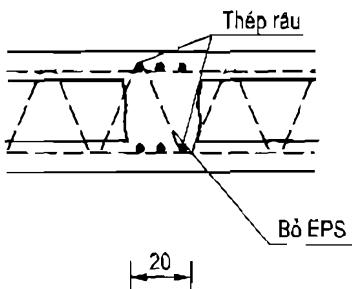
Khi sử dụng đà chữ V, để an toàn cần phải tính toán tỉ mỉ một số chi tiết. Điều này tùy thuộc sự thiết kế gối tựa, sự cần thiết của sườn ngang cho nhịp tính toán lớn và vị trí của thép gia cố.



**Hình 4.11. Chi tiết gối tựa.**

Nếu gối tựa của đà chữ V ngắn hơn 12 cm, cần kéo dài cốt thép dưới. Giải pháp hiệu quả nhất là đặt thép quai hình U trong lớp bê tông. Tuy nhiên, cần phải đặt thép quai ở lớp bê tông phía trên. Nếu gối ngắn hơn 7 cm, cần thêm thanh chống khi đổ bê tông.

*Sườn ngang:*



**Hình 4.11.d. Gờ ngang cho nhịp hiệu quả hơn 6,0 m**

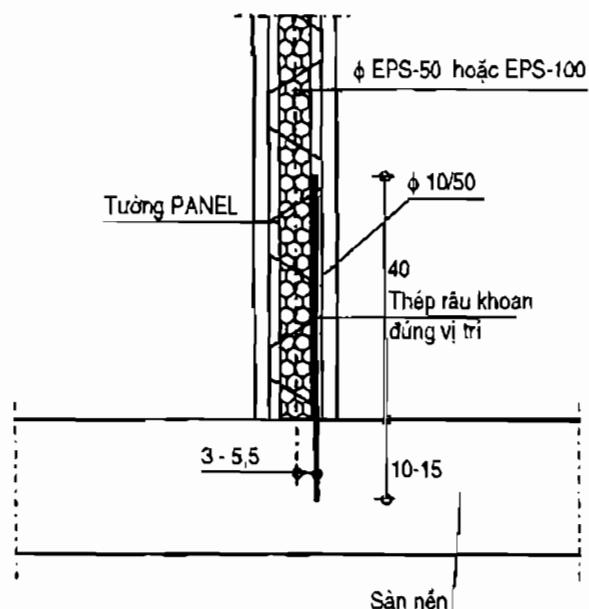
Khi sàn có nhịp tính toán hơn 6,0 m, cần thêm sườn ngang giữa nhịp sàn. Cứ mỗi 1,5 m cần có một sườn ngang. Cốt thép cho sườn ngang (mặt trên và mặt dưới) phải tương ứng với cốt thép của đà hình chữ V bao gồm cả thép gia cường trên toàn bộ bê rọng tấm sàn. Phải gỡ bỏ EPS trong khu vực sườn ngang (đốt bằng đèn xì).

Cốt thép gia cường mặt trên và mặt dưới tấm sàn phải được phân phối tương ứng với tỷ lệ giữa khả năng chịu cắt của panel và đà chữ V. Trong trường hợp tấm sàn phải có khả năng chịu cắt là 2800 kG/m trong khi khả năng chịu cắt của panel khoảng 1400 kG/m, panel và đà chữ V phải có gần một nửa thép chịu kéo. Nếu không đủ chỗ tại lớp bê tông mỏng, có thể đặt một phần cốt thép gia cố bên trên lớp bê tông mỏng. Tuy nhiên, khi tính toán cần xác định bê sau ảnh hưởng nhỏ hơn. Phần còn lại của cốt thép phải được đặt vào panel. Không cần nhất thiết phải phân phối cốt thép theo tỷ lệ 50/50, có thể lấy tỉ lệ 40/60.

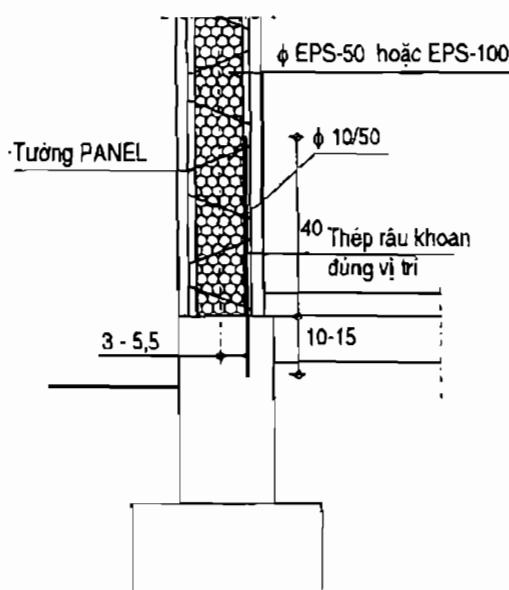
## Chương 5

### CẤU TẠO MỘT SỐ CHI TIẾT

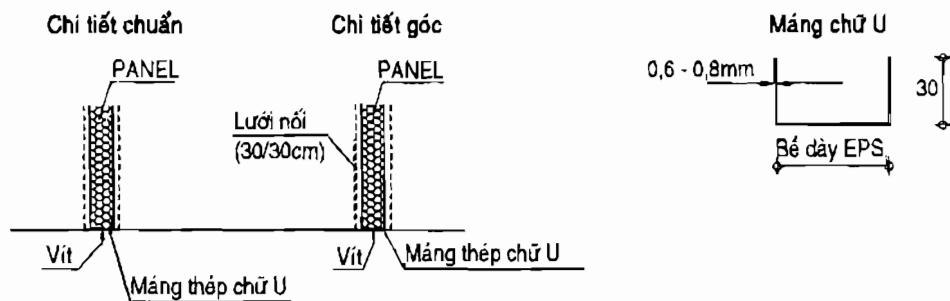
#### SÀN NỀN - TƯỜNG BÊN TRONG



#### NỀN - TƯỜNG BÊN NGOÀI

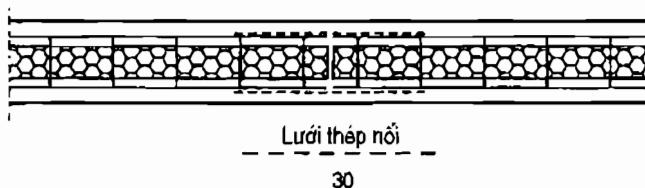


# LIÊN KẾT VỚI NỀN TRỤC TƯỜNG BẰNG TRỤC DÂY RÃNH CHỮ U



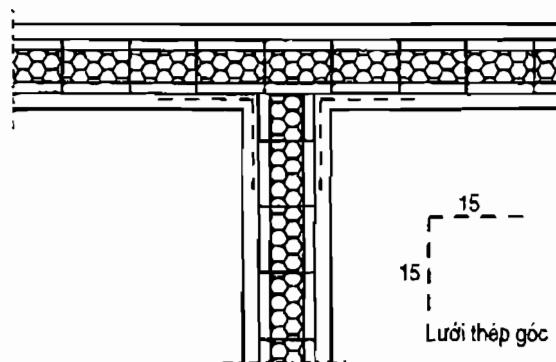
## NỐI KẾT PANEL

### Tường - tường

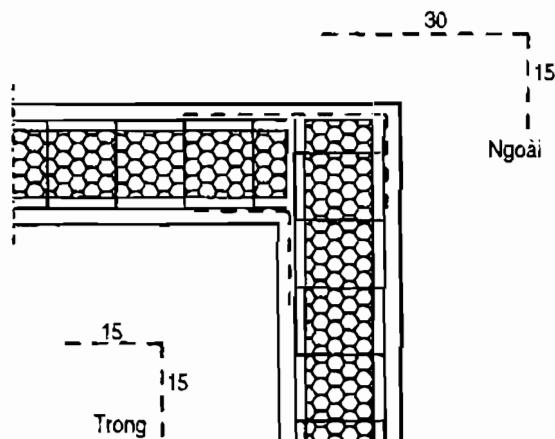


## NỐI CÁC BỨC TƯỜNG

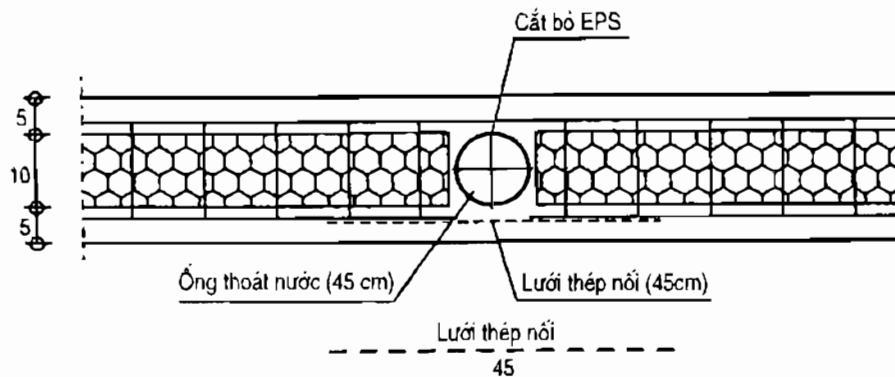
### Tường - tường



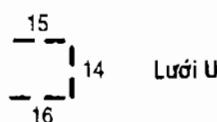
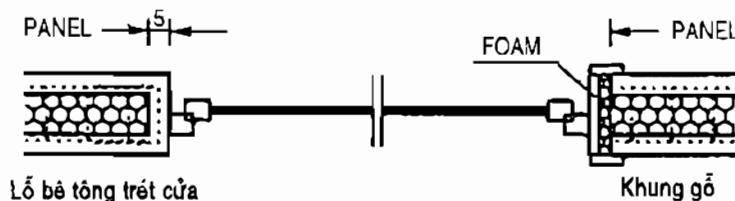
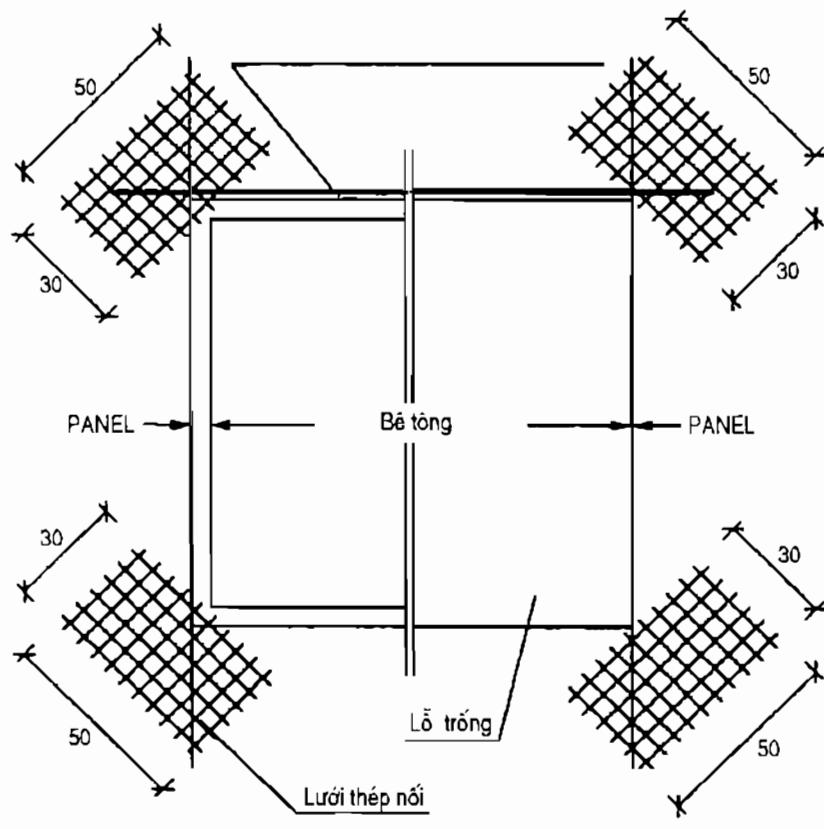
### Góc ngoài



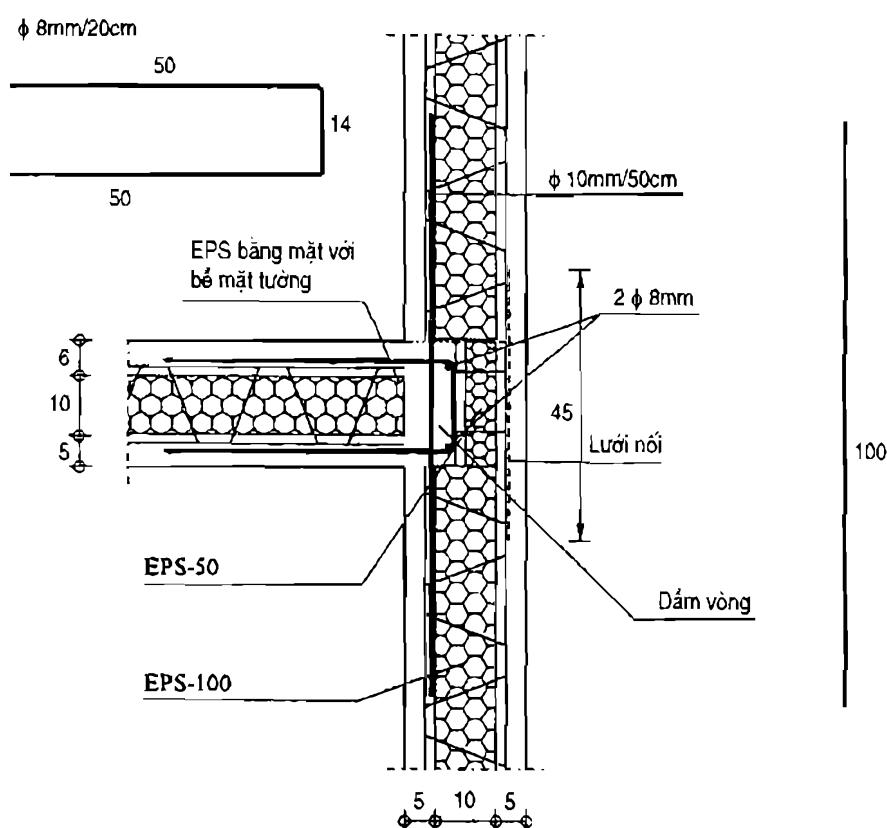
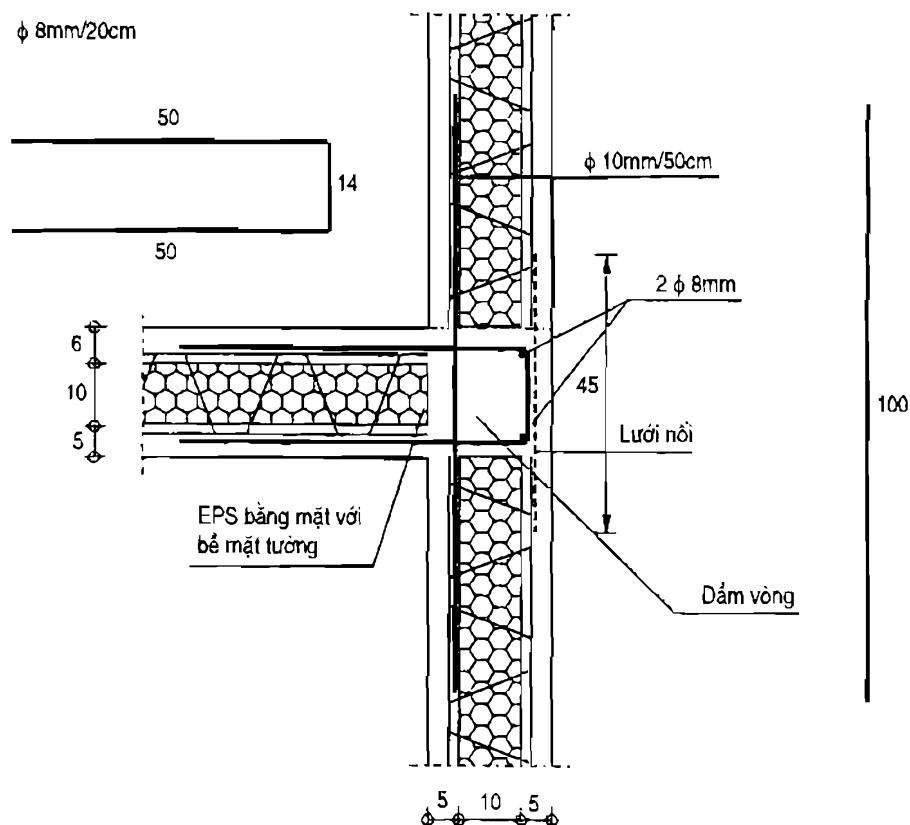
## ỐNG THOÁT NƯỚC



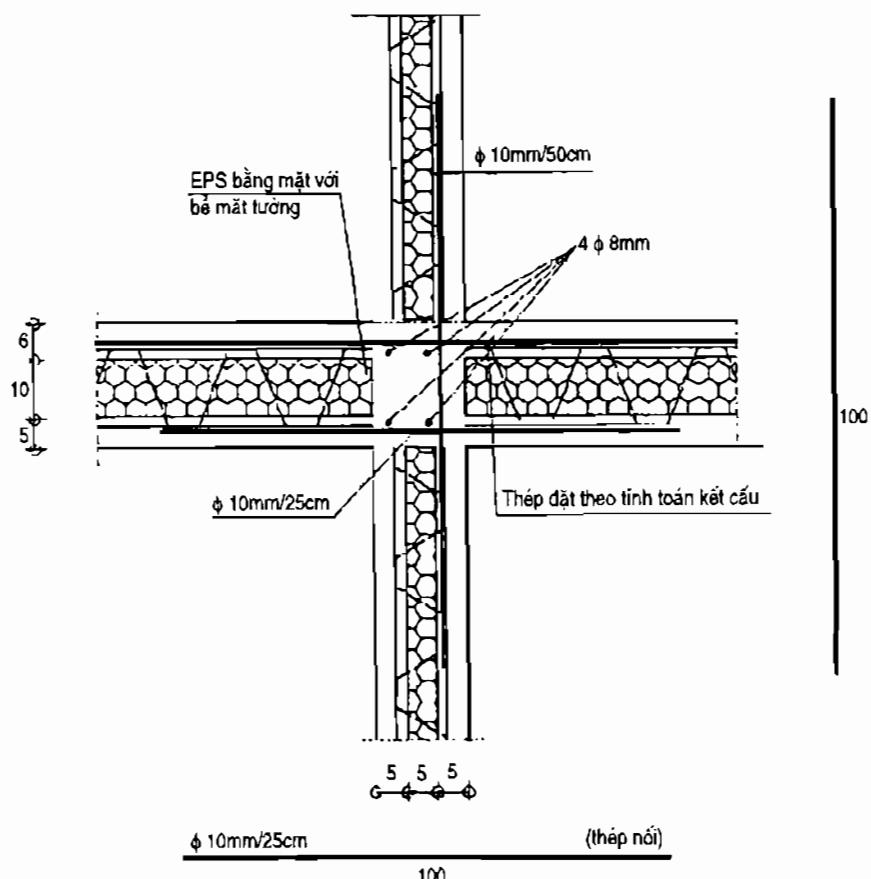
## LỖ TRỐNG TRÊN TƯỜNG



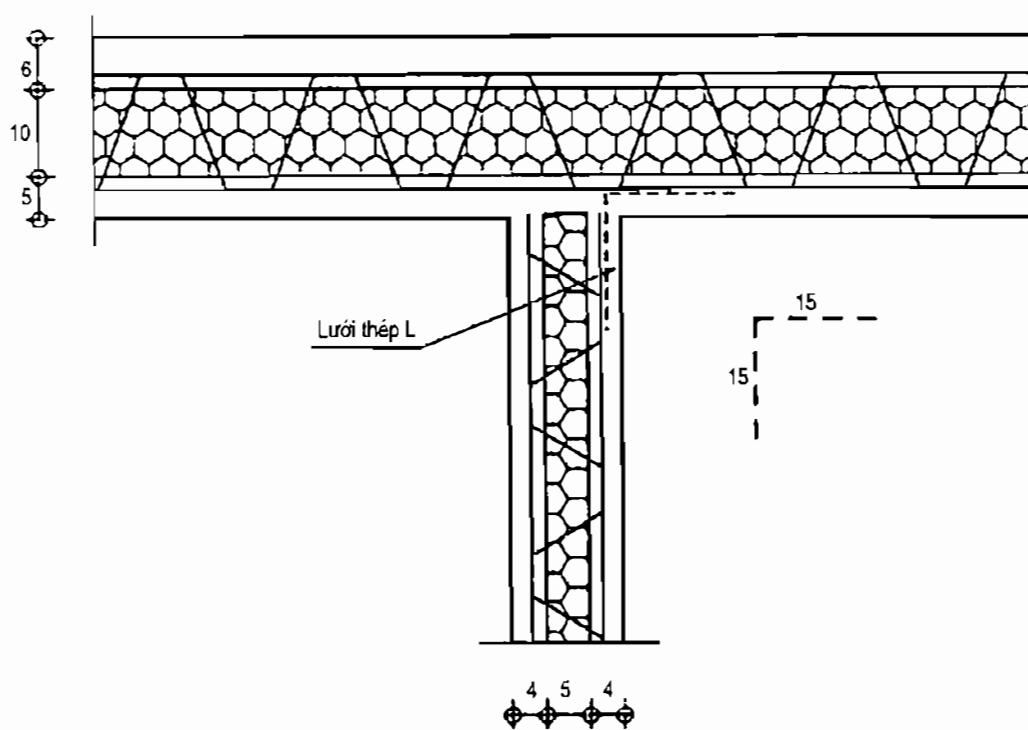
## SÀN - TƯỜNG NGOÀI



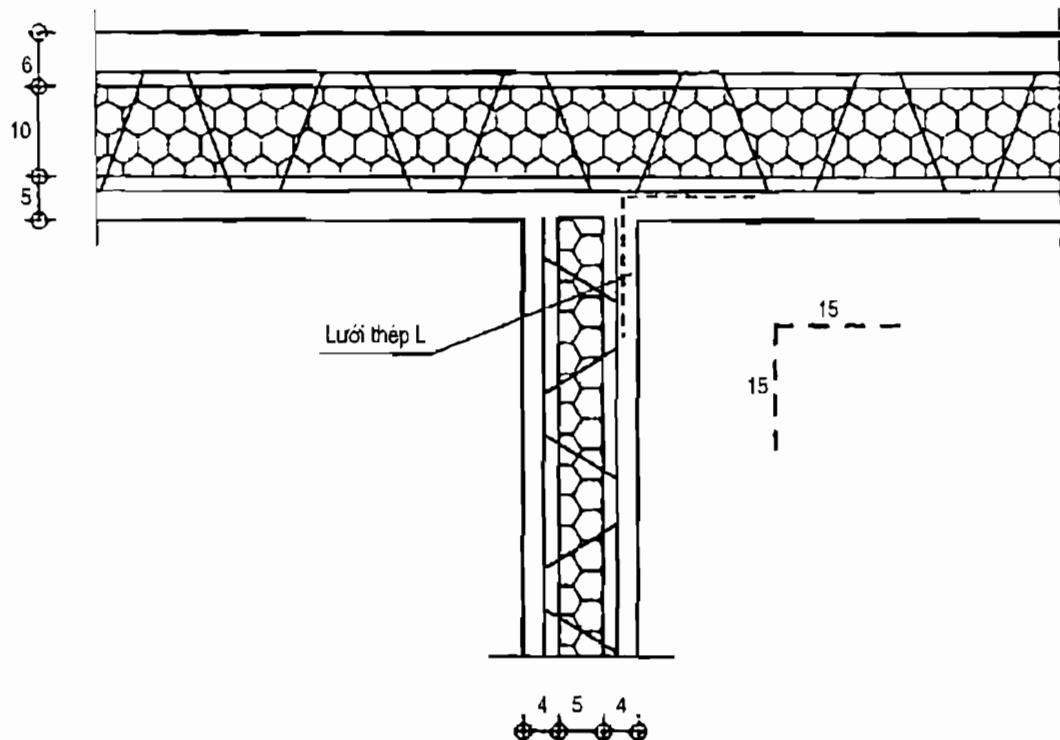
## SÀN - TƯỜNG CHỊU TẢI TRỌNG



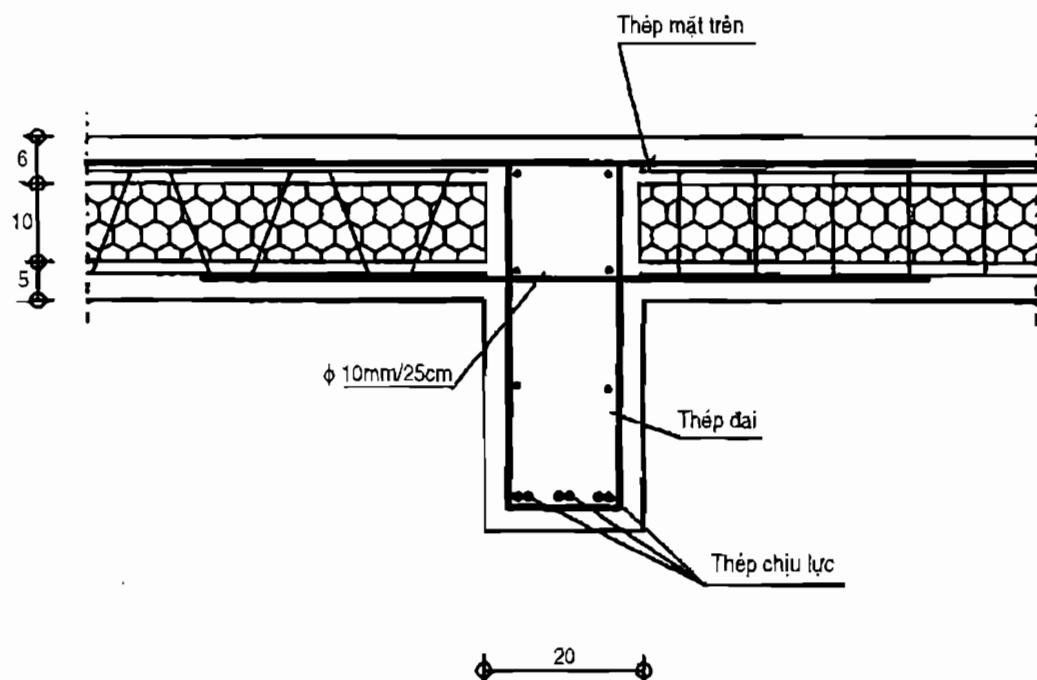
## SÀN - TƯỜNG KHÔNG CHỊU TẢI BÊN TRONG



## SÀN - TƯỜNG KHÔNG CHỊU TẢI BÊN TRONG



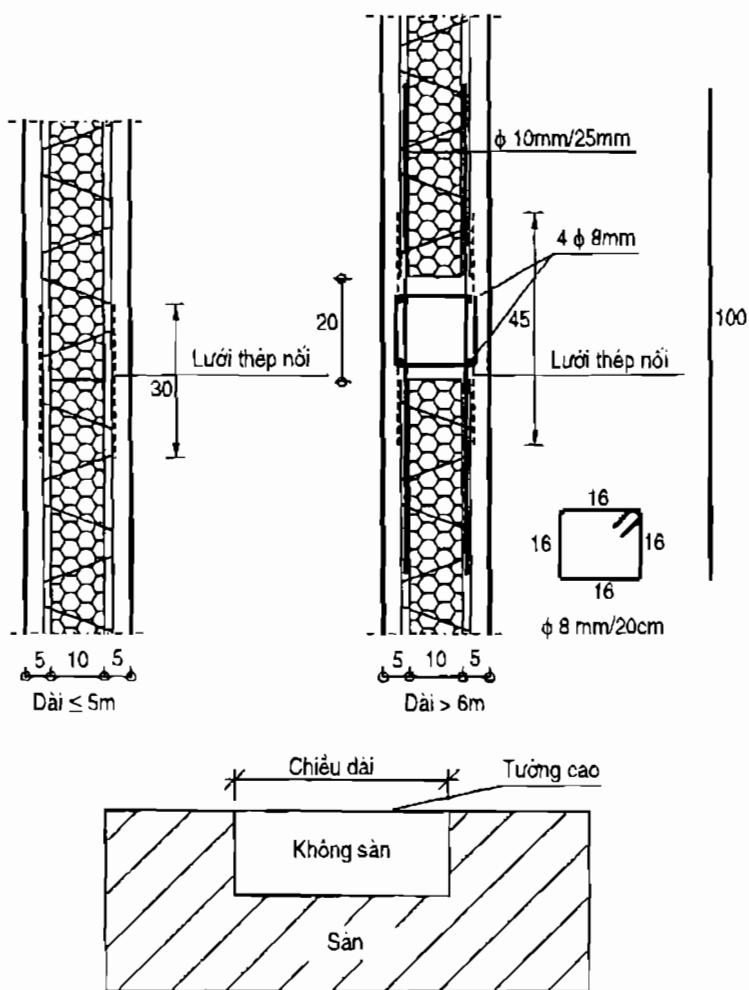
## SÀN - DÂM



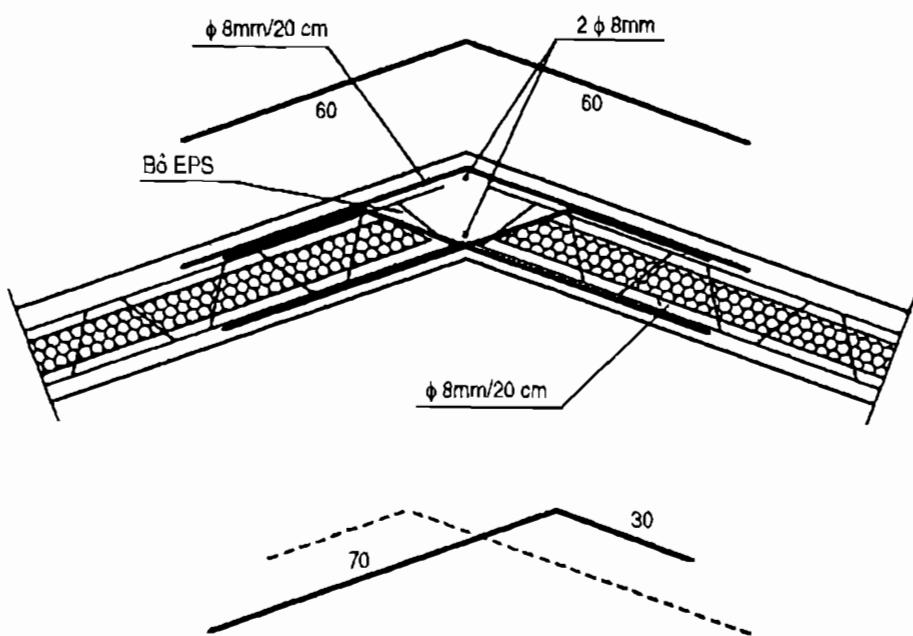
φ 10mm/25cm

(thép nối)

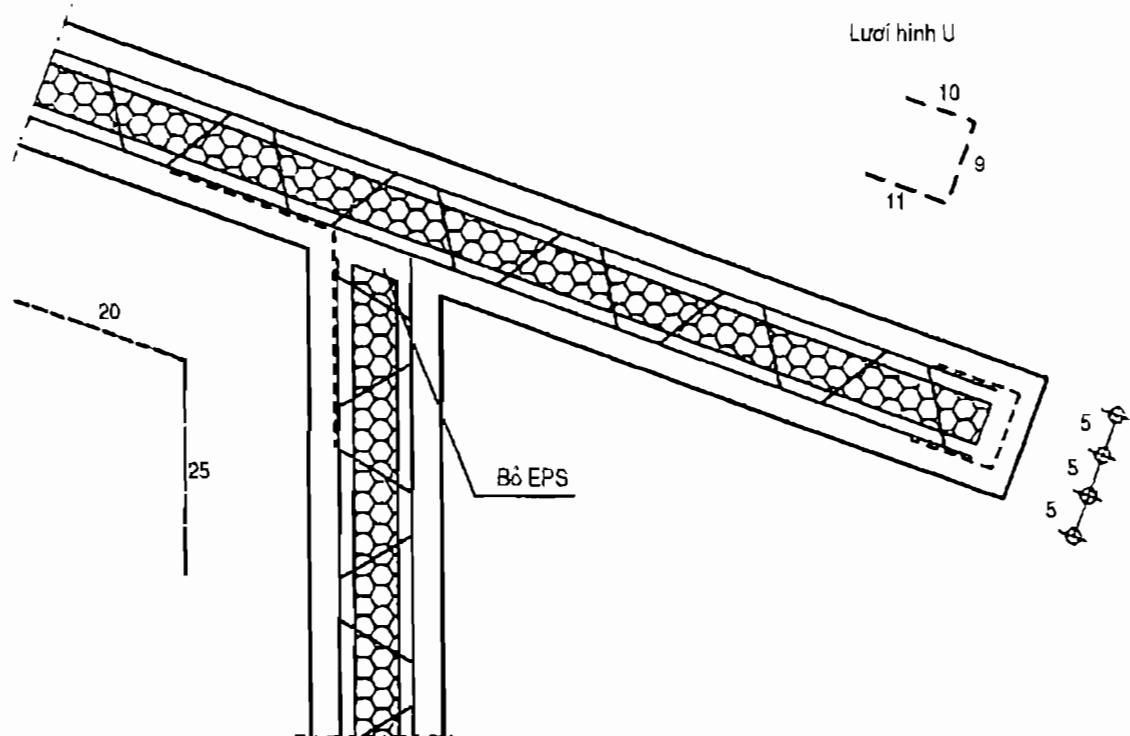
# TƯỜNG CAO



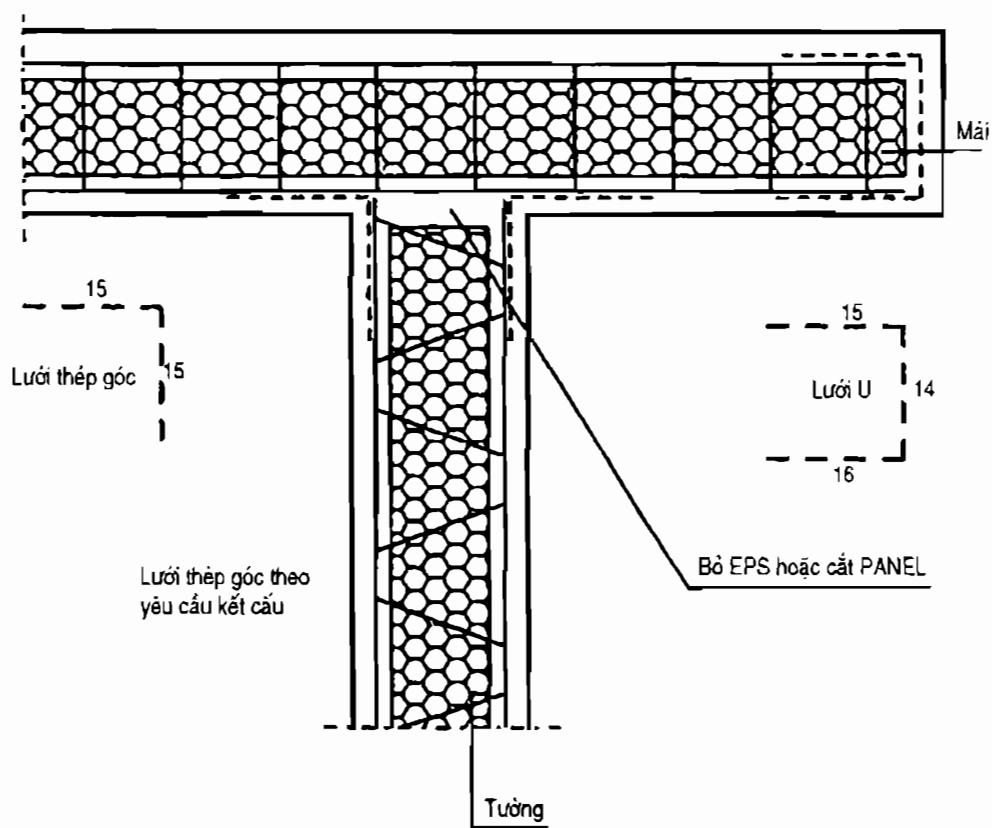
## CHI TIẾT ĐỈNH



## CHI TIẾT MÁI HIÊN



## MÁI CONSOLE



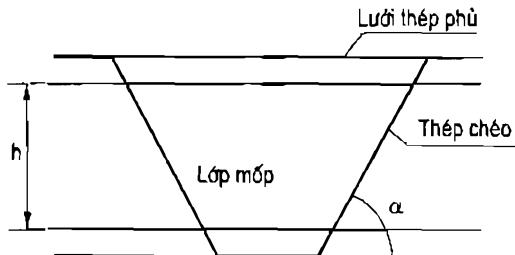
## Chương 6

# CÁCH TÍNH TOÁN THEO CÁC TÁC GIẢ VÀ CÁC NHÀ NGHIÊN CỨU HIỆN HÀNH Ở VIỆT NAM

### 6.1. CÁC BƯỚC TÍNH TOÁN

1. Quy đổi các lớp vật liệu của tấm 3D thành 1 vật liệu đồng nhất với các modul đàn hồi và modul đàn hồi trượt theo 2 phương khác nhau.
2. Nhập thông số theo vật liệu trực tiếp vào các chương trình tính kết cấu và giải ra các trị số nội lực.
3. Kiểm tra khả năng chịu lực của vật liệu và tính toán thép theo các trị số nội lực trên.

### 6.2. MODUL ĐÀN HỒI TRƯỢT TƯƠNG ĐƯƠNG $G_s$ CỦA LỚP GIỮA GỒM THÉP XIÊN VÀ MỐP THEO PHƯƠNG CHỊU LỰC



**Hình 6.1**

$$G_s = kG_m + G_t = kG_m + \frac{d^2 \Delta n E \pi}{64 b h^2 L} \sin \alpha (16 h^2 \cos^2 \alpha + 12 d^2 \sin^4 \alpha)$$

trong đó:

$G_m$ : modul đàn hồi trượt của mốp;

$G_t$ : modul đàn hồi trượt tương đương của thép;

$$G_t = \frac{d^2 \Delta n E \pi}{64 b h^2 L} \sin \alpha (16 h^2 \cos^2 \alpha + 12 d^2 \sin^4 \alpha)$$

$h$ : chiều cao lớp mốp;

$b$ : khoảng cách giữa 2 lớp thép xiên;

$k$ : hệ số thực nghiệm gia tăng modul đàn hồi trượt của mốp;

a: góc hợp bởi thanh thép xiên và phương ngang;

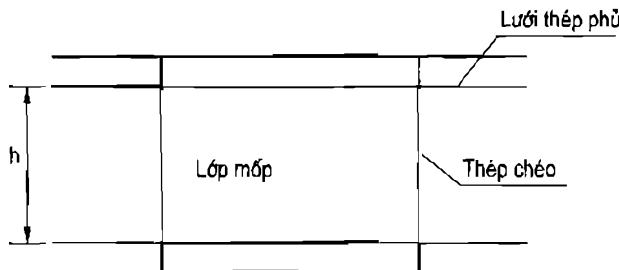
Δ: chuyển vị cưỡng bức;

n: số thanh thép xiên trên 1 m chiều dài;

d: đường kính thanh thép xiên;

E: modul đàn hồi của thép xiên.

### 6.3. MODUL ĐÀN HỒI TRƯỢT TƯƠNG ĐƯƠNG $G_s$ CỦA LỚP GIỮA GỒM THÉP XIÊN VÀ MỐP THEO PHƯƠNG NGANG



Hình 6.2

$$G_s = kG_m + G_t = kG_m + \frac{3n\Delta\pi d^4 \sin^3 \alpha}{16bh^2L}$$

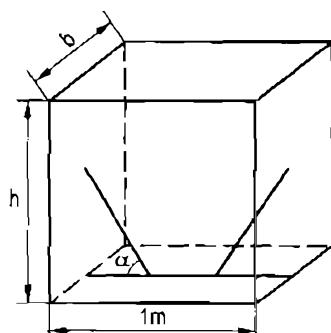
$G_t$ : modul đàn hồi trượt tương đương của thép:

$$G_t = \frac{3n\Delta\pi d^4 \sin^3 \alpha}{16bh^2L}$$

L = 1m: modul đàn hồi trượt tương đương được tính trên 1 đơn vị chiều dài

Δ = 1: chuyển vị cưỡng bức ngang 1 đơn vị.

### 6.4. MODUL ĐÀN HỒI TƯƠNG ĐƯƠNG $E_g$ CỦA LỚP GIỮA GỒM THÉP XIÊN VÀ MỐP THEO PHƯƠNG CHỊU LỰC



$$E_g = E_m + \frac{n \cos^3 \alpha E_t \pi d^2}{4bh} + \frac{3n \sin^4 \alpha \cos \alpha E_t \pi d^2}{16bh^3}$$

trong đó:

d: đường kính thanh thép xiên;

E: modul đàn hồi của thép xiên;

b: khoảng cách giữa 2 lớp thép xiên;

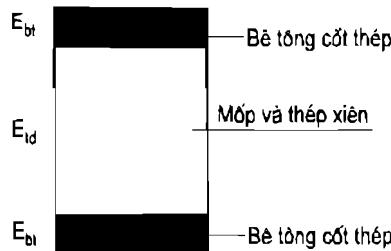
$h$ : chiều cao lớp mốp;

$n$ : số thanh thép xiên trên 1m dài;

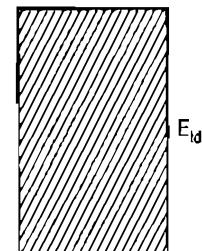
$\alpha$ : góc hợp bởi thanh thép xiên và phương ngang;

$k$ : hệ số thực nghiệm gia tăng modul đàn hồi trượt của mốp.

## 6.5. TÍNH MODUL ĐÀN HỒI TƯƠNG ĐƯƠNG $E_{td}$ VÀ MODUL ĐÀN HỒI TRƯỢT TƯƠNG ĐƯƠNG $G_{td}$ THEO 2 PHƯƠNG CỦA TOÀN BỘ TIẾT DIỆN



3 lớp không đồng nhất



1 lớp đồng nhất

Modul đàn hồi tương đương:

$$E_{td} = \frac{2E_{bt}(t^3 + 3t(h+t)^2) + h^3 E_g}{(h+2t)^3}$$

trong đó:

Eg: modul đàn hồi tương đương của lớp vật liệu giữa gồm thép xiên và mốp tương ứng với phương ngang và dọc;

$t$ : chiều cao lớp bê tông.

Modul đàn hồi trượt tương đương:

$$G_{td} = \frac{\eta ht}{(h+2t) \left( \frac{h}{G_{bt}} + \beta \left( \frac{t}{G_s} - \frac{h}{G_{bt}} \right) \right)}$$

trong đó:

$$\beta = \frac{\left( \frac{E_g}{E_{bt}} \frac{h^2}{8} + \frac{t(h+t)}{2} \right) h}{\frac{E_g}{E_{bt}} \frac{h^3}{12} + 2 \left( \frac{t^3}{12} + \frac{t(h+t)^2}{4} \right)}$$

là hệ số lực cắt

$\eta$ : hệ số quy đổi tiết diện (1,3 ÷ 1,5)

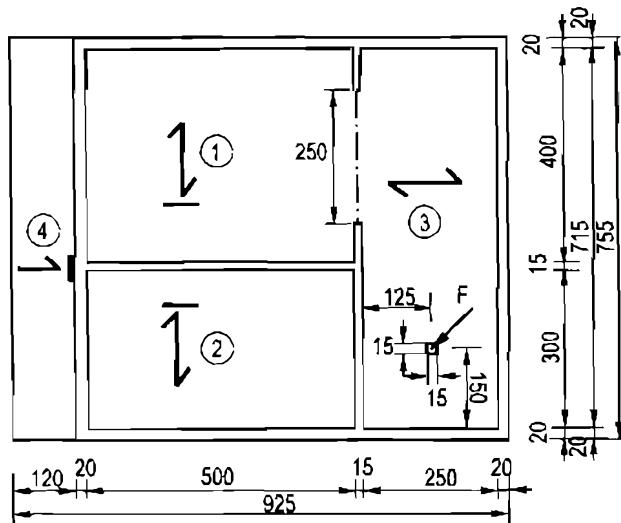
$G_{bt}, G_s$ : modul đàn hồi trượt tương ứng của bê tông và lớp vật liệu giữa.

## Chương 7

### CÁC VÍ DỤ TÍNH TOÁN

#### 7.1. THIẾT KẾ SÀN

Tính toán sàn 3D theo hình 6.1



*Tính tải*

Bê tông (50+60mm):  $275 \text{ kG/m}^2$

Các kết cấu còn lại:  $175 \text{ kG/m}^2$

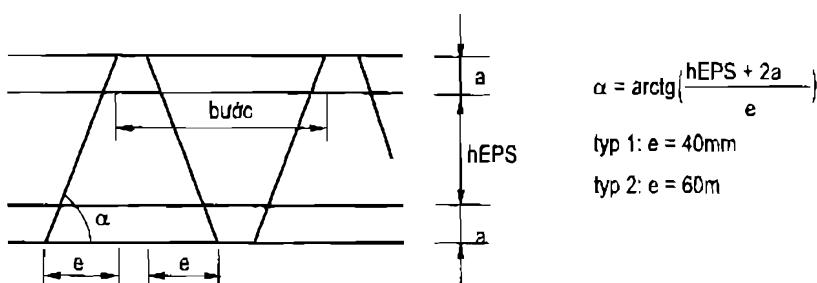
Tính tải:  $= 450 \text{ kG/m}^2$

Hoạt tải  $= 200 \text{ kG/m}^2$

TỔNG TẢI  $q = 650 \text{ kG/m}^2$

$F = 2 \text{ T}$

Sử dụng tấm sàn 50 + 100 + 60 mm, thép chéo/ $\text{m}^2$



trong đó:

$$a = 16,5 \text{ mm}$$

$$h_{EPS} = 100 \text{ mm}$$

$$e = 40 \text{ mm}$$

Tính khả năng chịu cắt của tấm 3D (50 + 100 + 60):

$$\alpha = \arctg\left(\frac{h_{EPS} + 2a}{e}\right) = \arctg\left(\frac{100 + 2 \times 16,5}{40}\right) = 73,26^\circ$$

Chiều dài tính toán:

$$lg_c = 0,75 \times lg = 0,75 \times \frac{d_{EPS}}{\sin \alpha} = 0,75 \times \frac{100}{\sin 73,26^\circ} = 78,32 \text{ mm.}$$

Bán kính quấn tính:

$$r = \frac{d_{DIAG}}{4} = \frac{3,8}{4} = 0,95 \text{ mm.}$$

Độ mảnh:

$$\lambda = \frac{lg_e}{r} = \frac{78,32}{0,95} = 82,44$$

Ứng suất cho phép của 1 thanh thép chéo:

$$f_{k,adm} = \frac{\pi^2 \times E}{\lambda^2 \times v_k} = \frac{\pi^2 \times 2,06 \times 10^6}{82,44^2 \times 2,05} = 1459,27 \text{ kG/cm}^2$$

Lực mỗi thanh thép chéo có thể chịu được:

$$F_{DIA} = f_{k,adm} \times A_s = 1459,27 \times \pi \times (0,38)^2 / 4 = 165,49 \text{ kG.}$$

Lực cắt theo phương ngang của toàn bộ các thanh thép chéo trên 1 m<sup>2</sup>:

$$S = F_{DIA} \times \cos \alpha \times n_{DIA} = 165,49 \times \cos(73,260) \times 200 / 1m^2 = 9533,65 \text{ kG.}$$

Lực cắt cho phép:

$$V_{DIAG} = S \times z = 9533,65 \times 149,61 = 1426329,19 \text{ kGmm/m}^2 = 1,426 \text{ T/m.}$$

Tại nhịp sàn 3:

$$q = 450 + 200 = 650 \text{ kG/m}^2.$$

Moment M<sub>u</sub> là:

$$M_u = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{650 \times 2,7^2}{8} = 592,31 \text{ kGm/m.}$$

Moment tối hạn:

$$M_{th} = 0,0972 \times f_c \times b \times d^2 = 0,0972 \times 175 \times 10^4 \times (0,18)^2 = 5511,24 \text{ kGm/m.}$$

trong đó:

$$f_c = 175 \text{ kG/cm}^2 (= B25) = 175 \times 10^4 \text{ kG/m}^2$$

$$b = 1 \text{ m}$$

$$d = 0,18 \text{ m}$$

Vậy  $M_u = 592,31 \text{ kGm/m} < M_{th} = 5511,24 \text{ kGm/m.}$

Lượng thép cần thiết:

$$A_s = \frac{1,75 \times M}{z \times f_y} = \frac{1,75 \times 592,31}{0,9 \times 0,18 \times 5000} = 1,278 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

### Tải trọng tập trung.

Chiều cao ảnh hưởng  $d_2$  của lớp bê tông phía trên:

$$d_2 = 60 - 15 = 45 \text{ mm.}$$

Chiều dài cạnh của diện tích ảnh hưởng:

$$b = 3d_2 = 3 \times 45 = 135 \text{ mm}$$

Chu vi chịu lực cắt là

$$u = 4b + 2\pi d_2 = 823 \text{ mm}$$

Do đó, ứng suất cắt là:

$$\tau = \frac{F}{u \cdot d} = \frac{2000}{82.3 \times 4.5} = 5.4 \text{ kG/cm}^2 > 5 \text{ kG/cm}^2$$

Mà khả năng chịu cắt của bê tông B25 là  $5 \text{ kG/cm}^2$  nên lớp bê tông mặt trên không chịu được tải tập trung đã cho. Có hai cách để tăng cường khả năng chịu tải mà không thay đổi tổng bê dày

- Sử dụng đầm chìm
- Sử dụng panel 50 mm EPS (thay vì 100mm) chịu tải đã cho

Trong trường hợp này, dùng EPS 50mm. Để đơn giản chỉ cần sử dụng panel với 100 thanh thép xiên trên  $1 \text{ m}^2$ . Lực chống cắt cho phép của tấm EPS 50mm là 1.09 T/m.

### Kiểm tra, tính toán tấm 3D theo phương đọc chịu tải tập trung

Do lớp bê tông dày hơn 50 mm nên tính tải tăng thêm  $125 \text{ kG/m}^2$ . Vì vậy, nội lực dưới tác dụng của tải trọng phân bố đều là:

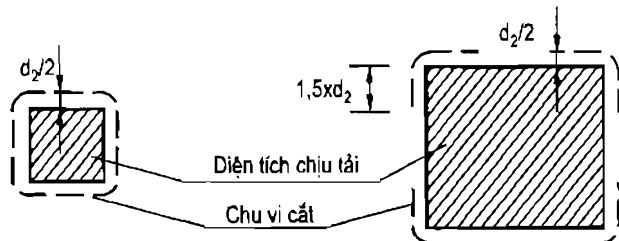
$$q = 650 + 125 = 775 \text{ kG/m}^2$$

$$M = ql^2/8 = 7,06 \text{ kGm/m}$$

$$V = ql/2 = 10,46 \text{ kG/m}$$

Bề rộng phân bố chịu moment và lực cắt là:

$$b_M = l_y + 1,5 \times x \times (1 - x/l_g) = 0,15 + 1,5 \times 1,25 \times (1 - 1,25/2,50) = 1,09 \text{ m} \approx 1,0 \text{ m}$$



$$b_y = t_y + 0,5x = 0,15 + 0,5 \times 1,25 = 0,78m \approx 0,8m$$

Moment của dầm đơn giản chịu tải trọng tập trung ở giữa nhịp là:

$$\Delta M = F \times l g / 4 = 2000 \times 2,5 / 4 = 1250 \text{ kGm}.$$

Do đó lượng thép cần thêm là :

$$\Delta A_s = \frac{1,75 \times (\Delta M + M) \times 100}{z \times f_y} = \frac{1,75 \times (1250 + 706) \times 100}{0,9 \times 18 \times 5000} - 1,0 \times 1,41 = 2,82 \text{ cm}^2$$

Chọn ( $6\varnothing 8mm = 3,02 \text{ cm}^2$ )

Lực cắt tăng thêm là  $F/2 = 2000/2 = 1000 \text{ kG}$ . Lực cắt thiết kế tại gối được lấy tăng 10%. Do đó tổng lực cắt là :

$$V = 1,10 \times \left( V + \frac{\frac{1}{2} \times F}{0,8} \right) = 1,10 \times \left( 1046 + \frac{\frac{1}{2} \times 2000}{0,8} \right) = 2526 \text{ kG/m} > 1090 \text{ kG/m.}$$

Lực cắt cần thiết để thiết kế thép chống cắt là :

$$\Delta V = (V - V_{ADM}) \times 0,80 = (2526 - 1090) \times 0,80 = 1140 \text{ kG}$$

Lưới U trong panel 50 + 100 + 60,  $a_s = 1,41 \text{ cm}^2/\text{m}$  chịu được lực cắt:

$$V = \frac{a_s \times f_y \times z}{1,75} = \frac{1,41 \times 5000 \times 0,95 \times 0,17}{1,75} = 650 \text{ kG.}$$

Vì vậy cần 2 lưới thép nối hình U. Lực cắt dưới tải trọng tập trung còn lại là :

$$lg = 2526 - (1,25 \times 775) = 1557 \text{ kGm/m} > 10,9 \text{ kGm/m}$$

Vì vậy, lưới thép nối phải chạy suốt chiều dài nhịp. Trong trường hợp này, nên dùng lưới nối hình chữ U tại cả hai điểm nối panel trên diện tích chịu tải tập trung. Nhằm đảm bảo lưới thép nằm trong bề rộng phân bố nội lực, bề rộng của tấm panel mỏng hơn phải đạt khoảng 60cm. Trong trường hợp này việc tính toán thiên về an toàn.

### Kiểm tra, tính toán 3D theo phương ngang chịu tải tập trung

Moment ngang dưới tác dụng của tải trọng đơn:

$$M_t = \frac{F}{10} = 200 \text{ kGm/m}$$

$$As = \frac{1,75 M_t}{0,9 d_2 f_y} = \frac{1,75 \times 200 \times 100}{0,9 \times 9,5 \times 5000} = 0,82 \text{ cm}^2/\text{m} < 1,41 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Thép đặt theo phương ngang của panel đủ chịu lực. Moment ngang bị triệt tiêu tại vị trí thay đổi chiều dày từ 110mm thành 60mm của lớp bê tông phía trên. Tại vị trí này của panels, lưới thép phía trên sẽ chạm vào lớp bê tông dày hơn. Ngoài ra, phải đặt lưới rộng 45 cm ngay dưới tải.

## Tính toán dầm chìm

Giữa sàn thứ 1 và 2 là một đoạn 2,5 m không có gối tựa. Để gối đỡ được liên tục, cần phải đặt một dầm chìm. Tỷ lệ :

$lg/h = 2,70/0,21 = 13 < 15$  nằm trong giới hạn cho phép. Tải trọng tác dụng lên dầm được xác định từ tĩnh tải và phản lực gối tựa của sàn thứ 1 và sàn thứ 3. Phản lực của sàn thứ 3 được xác định thông qua tính toán sàn. Tuy nhiên, sàn thứ nhất cũng cần tính toán phản lực gối ở cạnh theo phương dọc.

Sơ đồ tính sàn 3D tại mép panel. Loại liên kết chạy dọc theo chiều dài cạnh (ngầm hoặc gối tựa đơn giản) không ảnh hưởng quan trọng đến cạnh ngắn.

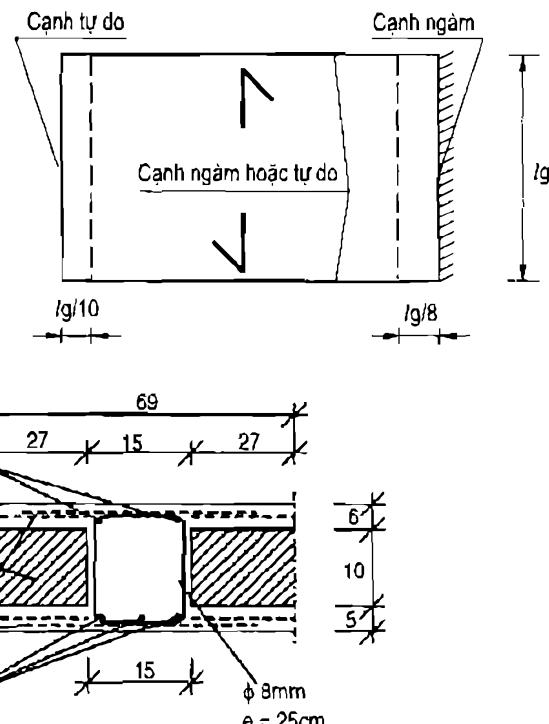
Tải trọng

$$\text{Tĩnh tải} = 0,21 \times 0,15 \times 2500 = 79 \text{ kG/m}$$

$$\text{Sàn 1} = 650 \times 4.15 / 8 = 337 \text{ kG/m}$$

$$\text{Sàn 3} = 8,78 \text{ kG/m}$$

$$\text{Tổng tải} \approx 13,00 \text{ kG/m}$$



Nội lực gây ra do tải trọng phân bố đều được tính là :

$$M = ql^2/8 = 1185 \text{ kGm}$$

$$V = ql/2 = 1755 \text{ kG}$$

Lượng thép chịu moment là :

$$As = \frac{1,75M}{0,9d_2 f_y} = \frac{1,75 \times 1185 \times 100}{0,9 \times 17 \times 5000} = 2,71 \text{ cm}^2 \quad (3 \oslash 12, As = 3,39 \text{ cm}^2)$$

Ứng suất cắt là :

$$\tau = \frac{V}{b \times z} = \frac{1755}{15 \times 0,95 \times 17} = 7,2 \text{ kG/cm}^2$$

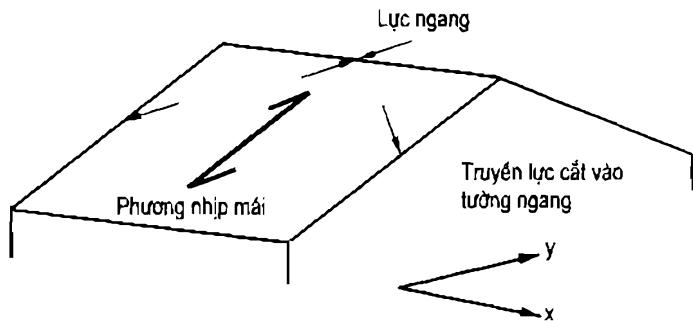
Thép đai chịu cắt:

$$as = \frac{1,75 \times 0,4 \times 7,2 \times 25}{50} = 2 \times 1,26 \text{ cm}^2/\text{m} \quad (\oslash 8, e = 25 \text{ cm}, as = 2 \times 2,01 \text{ cm}^2/\text{m})$$

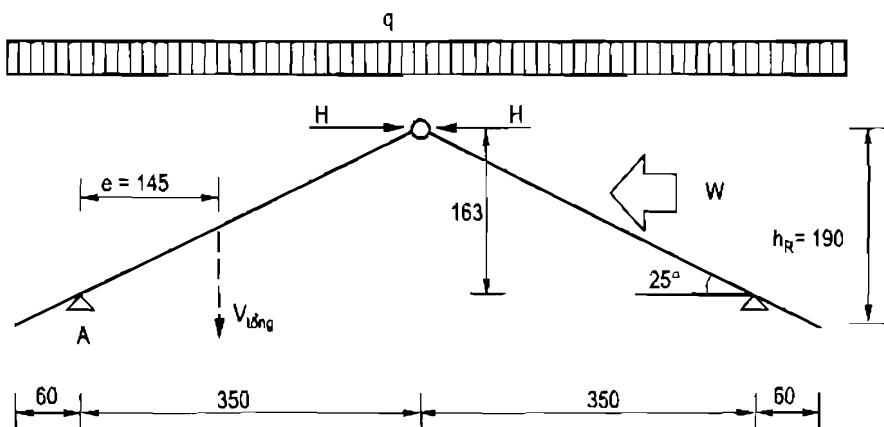
## Kết cấu sàn mái

Mái nhà 3D, phần nhô ra là 60cm ở các bên. Độ dốc mái 25°. Vì tải trọng nhỏ nên sử dụng panel 50mm EPS, bê tông ở mặt trên và mặt dưới dày 50mm.

Hai mái này tựa lắn nhau. Lực ngang xuất hiện trên sàn mái và truyền qua tường theo phương Y. Cần phải đặt thép gia cố theo phương ngang. Sử dụng lưới nối để gia cố 1/3 mái ở phần dưới, ở chỗ gối đỡ phải gia cố cả hai bên trên và dưới bằng lưới thép có bề rộng 45cm.



## Mô hình tính toán



### Tải trọng

$$\text{Bê tông} = 50 + 50 \text{ mm} = 250 \text{ kG/m}^2$$

$$\text{Mái ngói} = 50 \text{ kG/m}^2$$

$$\text{Tính tải} = 300 \text{ kG/m}^2$$

$$\text{Hoạt tải} = 100 \text{ kG/m}^2$$

$$\text{Tổng tải} = 400 \text{ kG/m}^2$$

### Tải trọng gió ngang

Áp lực gió  $q_w$ :

$$q_w = 150 \text{ kG/m}^2$$

Tải trọng gió tác động trên mái theo phương ngang:

$$W = q_w \times h_R = 150 \times 1,9 = 290 \text{ kG/m}$$

## Lực ngang

$H_1$  là lực ngang không xét đến tải trọng gió.

$$\Sigma M_A = H_1 \times h - V_{total} \cdot e = 0$$

$$V_{total} = ql = 400 \times (3,5 + 0,6) = 1640 \text{ kG}$$

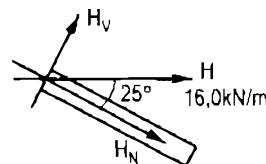
$$H_1 = 1640 \times 1,45 / 1,63 = 1460 \text{ kG/m}$$

Lực ngang  $H$  trên đỉnh là tổng của lực ngang  $H_1$  và một nửa tải trọng gió  $W$ . Vì vậy lực ngang  $H$  là :

$$H = 290/2 + 1460 = 1600 \text{ kG/m}$$

$$H_V = H \times \sin 25^\circ = 680 \text{ kG/m}$$

$$H_N = H \times \cos 25^\circ = 1450 \text{ kG/m}$$

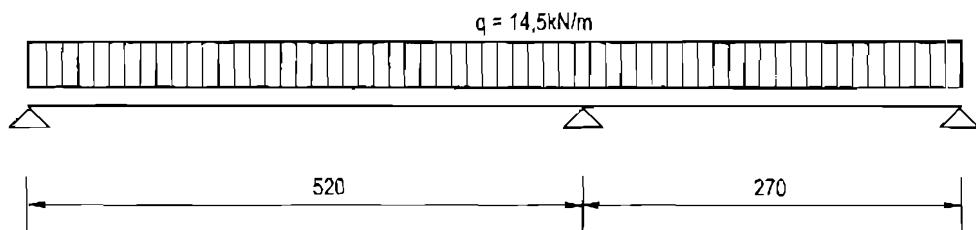
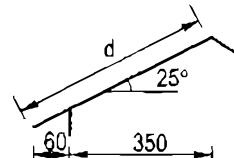


## Sơ đồ tính sàn mái

Sàn mái truyền lực ngang từ đỉnh mái đến các bức tường (tường bên trong và tường đầu hồi). Các bức tường làm chức năng như đầm đỡ. Đầm này chịu moment và lực cắt trên mặt phẳng sàn mái. Tải trọng tương ứng với lực  $H_N$ . Ảnh hưởng của phần nhô ra 60cm không đáng kể.

Chiều dài sàn mái:

$$d = (3,5 + 0,6) / \cos (25^\circ) = 4,5 \text{ m}$$

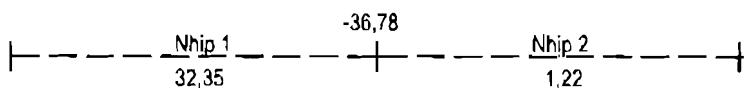


Sơ đồ tính của sàn mái (theo phương trực X)

Tỷ lệ bề sâu/bề dài = 450/520 = 0,87 → như tính toán đầm cứng.

### MOMENTS

$M, \text{ min}$  [kNm/m]

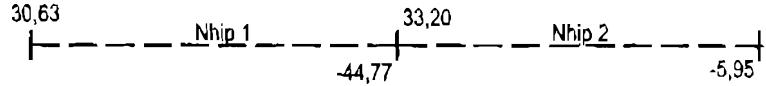


$M, \text{ max}$  [kNm/m]

### LỰC CẮT

(basic value = 0,0kN/m)

$V, \text{ max}$  [kN/m]



$V, \text{ min}$  [kN/m]

## Thiết kế uốn

Khi tính toán uốn chỉ cần tính toán cho nhịp 5,2 m.

$$z_B = 0,5 \times d \times (1,9 - d/lg) = 0,5 \times 4,5 \times (1,9 - 4,5/5,2) = 2,33\text{m}$$

(Cánh tay đòn của thép lớp dưới)

$$z_T = 0,45 \times lg = 0,45 \times 2,7 = 2,03\text{m} \quad (\text{Cánh tay đòn của thép lớp trên})$$

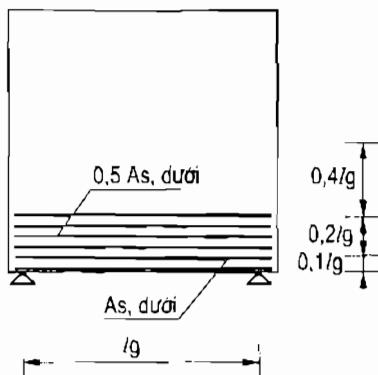
$$AS_{\text{dưới}} = \frac{l,75 \times 1,1 \times M}{zf_y} = \frac{1,75 \times 1,1 \times 323500}{233 \times 4120} = 0,65\text{cm}^2$$

$$as_{\text{trên}} = \frac{l,75 \times 1,1 \times M}{zf_y} = \frac{1,75 \times 1,1 \times 36,78}{2,33 \times 41,2} = 0,84\text{ cm}^2$$

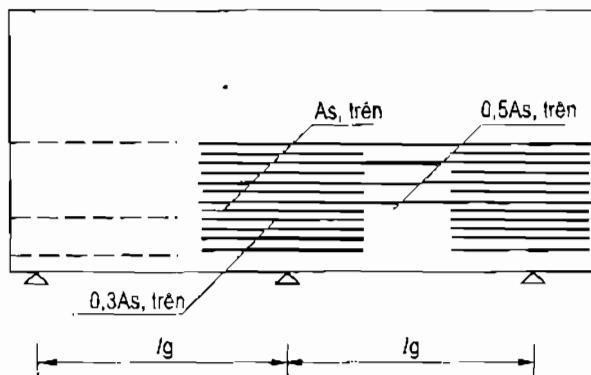
Với:

$$f_y \leq 4120 \text{ kG/cm}^2$$

Thép dưới



Thép trên



Lượng thép tại giữa nhịp ( $= 0,1 lg$ , xem hình) là:

$$AS_{\text{PANEL}} = 2 \times 0,1 \times lg \times 1,41 = 2 \times 0,1 \times 5,20 \times 1,41 = 1,47\text{ cm}^2 > 0,65\text{cm}^2, \\ \text{không cần thêm thép}$$

Lượng thép ở trên tại gối đỡ ( $= 0,4 lg$ ):

$$as_{\text{panel}} = 2 \times 0,4lg \times 1,41 = 2 \times 0,4 \times 2,7 \times 1,41 = 3,05\text{ cm}^2 > 0,84\text{ cm}^2, \\ \text{không cần thêm thép}$$

Sàn mái không cần đặt thép theo phương ngang theo biểu đồ nội lực. Cần phải tăng cường ở những nơi chịu lực yếu. Trong trường hợp này phải thêm gối đỡ để làm giảm chiều dài tính toán của nhịp. Một sàn mái đủ rộng. Trong hầu hết các trường hợp, nếu sàn mái đủ rộng thì có thể xem nó như một đầm cứng.

### Phản lực tại gối

Phản lực gối tựa trong biểu đồ nội lực được truyền vào tường theo phương Y (tường đầu hồi và tường trong) tại điểm kết nối của panel. Cho phép bỏ qua tính toán lực cắt trong mặt phẳng sàn mái. Tuy nhiên, vị trí dễ bị phá hoại nhất là tại điểm nối giữa sàn mái và tường. Do đó, lưỡi thép nối hình L được thiết kế sao cho

truyền được lực trong mặt sàn. Ứng suất chịu cắt của thép được lấy bằng 60% cường độ giới hạn dẻo ( $f_s = 0,6 \times 5000 = 3000 \text{ kG/cm}^2$ )

$$V_{\max} = 4477 \text{ kG}$$

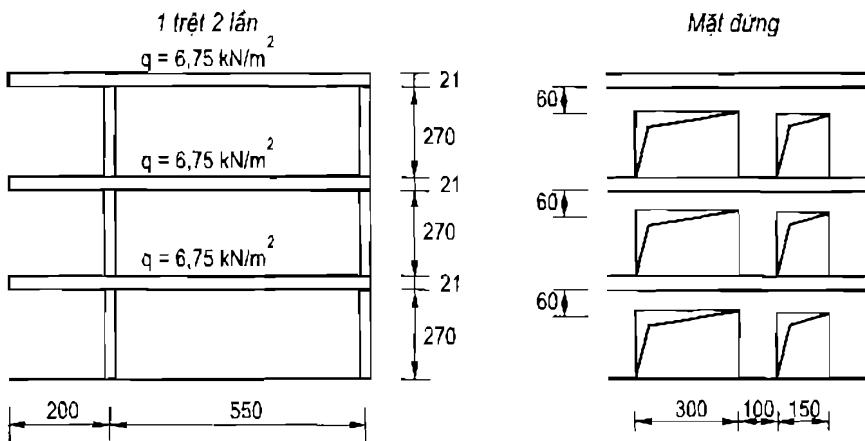
$$A_s = 1,75 \times 4477 / 3000 = 2,61 \text{ cm}^2$$

Vì vậy, trên mỗi phiá cửa tường, chiều dài tối thiểu của thép nối là  $2,61/1,41 = 1,63 \text{ m}$ . Chiều dài của vách là 3,8m.

## 7.2. THIẾT KẾ TƯỜNG NGOÀI

Tính bức tường bên ngoài của tòa nhà ba tầng. Tải trọng của sàn được cho là  $675 \text{ kG/m}^2$ . Tường 3D Panel loại 100mm EPS, hai lớp bê tông  $2 \times 50 \text{ mm}$ , cấp bê tông B25 ( $f_c = 175 \text{ kG/cm}^2$ ).

Sơ đồ tính:



Mặt cắt và mặt đứng tòa nhà

### Tải trọng

Tải trọng của tấm sàn :

$$F_{\text{sàn}} = 675 \times (2,00 + 0,5 \times 5,50) = 3206 \text{ kG/m}$$

Tải trọng của tường là :

$$F_{\text{tường}} = 2500 \text{ kG/m}^3 \times (0,05 + 0,05 \text{ m}) \times 2,91 = 730 \text{ kG/m}$$

$$F_{\text{tảng}} = 3936 \text{ kG/m}$$

$$F_{\text{TOTAL}} = 3 \text{ (tầng)} \times 3936 = 11808 \text{ kG/m}$$

Do đó, tổng tải trọng tác động trên cột tường của tầng trệt là :

$$F_{\text{req}} = 11,808 \times (3,00/2 + 1,00 + 1,50/2) = 38,376 \text{ T}$$

### Thiết kế

Các giá trị cần thiết để tra biểu đồ ở phần phụ lục :

$$h = 50 + 100 + 50 \text{ mm}$$

$$e = 30 \text{ mm}$$

## Tính khả năng chịu nén lớn nhất của tấm 3: D50 + 100 + 50 mm

Khoảng cách giữa trọng tâm và mép chịu nén:

$$s = \frac{t_2 \times \frac{t_2}{2} + t_1 \times \left( h - \frac{t_1}{2} \right)}{t_1 + t_2} = \frac{50 \times \frac{50}{2} + 50 \times \left( 200 - \frac{50}{2} \right)}{50 + 50} = 100 \text{mm}$$

Độ lệch tâm tối đa:

$$e_{\max} = s - \frac{t_2}{2} = 100 - \frac{50}{2} = 75 \text{mm}$$

$$\Rightarrow k_1 = t_1 \times \left( 1 - \frac{e}{e_{\max}} \right) + t_2 = 50 \times \left( 1 - \frac{30}{75} \right) + 50 = 80 \text{mm}$$

Diện tích bê tông cắt ngang của tường 3D:

$$Ac = (t_1 + t_2) \times b = (5 + 5) \times 100 = 10^3 \text{cm}^2$$

Moment quán tính của mặt cắt tường:

$$\begin{aligned} I &= b \times \left[ t_1 \times \left( h - s - \frac{t_1}{2} \right)^2 + t_2 \times \left( s - \frac{t_2}{2} \right)^2 + \frac{t_1^3 + t_2^3}{12} \right] \\ &= 100 \times \left[ 5 \times \left( 20 - 10 - \frac{5}{2} \right)^2 + 5 \times \left( 10 - \frac{5}{2} \right)^2 + \frac{5^3 + 5^3}{12} \right] = 58333 \text{cm}^4 \end{aligned}$$

Moment chống uốn của mặt cắt tường chịu nén:

$$W = \frac{I}{s} = \frac{58333}{10} = 5833,3 \text{cm}^3$$

Chiều cao giữa phần ba mặt cắt tường chịu nén

$$x = \frac{W}{Ac} = \frac{5833,3}{1000} = 5,833 \text{cm}$$

Tỉ lệ của độ lệch tâm của tải quy vào giữa phần ba dưới tải tác động

$$m = \frac{e}{x} = \frac{3}{5,833} = 0,514$$

Chiều dài tính toán:  $l_{ge} = 2,7 \text{m}$

Moment quán tính

$$r = \sqrt{\frac{I}{Ac}} = \sqrt{\frac{58333}{1000}} = 7,64 \text{cm}$$

Độ mảnh:

$$\lambda = \frac{l_{ge}}{r} = \frac{270}{7,64} = 35,34$$

$$\Rightarrow k_2 = \left[ 1 - \frac{\lambda}{140} \left( 1 + \frac{m}{3} \right) \right] = \left[ 1 - \frac{35,34}{140} \left( 1 + \frac{0,514}{3} \right) \right] = 0,704$$

Cường độ chịu nén tối hạn:

$$N = \frac{1}{3} \times b \times f_c \times k_1 \times k_2 = \frac{1}{3} \times 100 \times 175 \times 8 \times 0,704 = 32,853 \text{ T}$$

Hoặc tra biểu đồ, ta được tải trọng tường cho phép là 32.5 T:

$$F_{adm} = 195 \times 175 / 105 = 32,5 \text{ T} < F_{req} \quad \text{không thỏa mãn}$$

Điều đó cho thấy bức tường chưa đủ chịu lực. Để giải quyết, cần phải xây dựng cột tường bằng loại EPS 50mm nhưng có cùng bê tông dày với bức tường (nghĩa là các lớp bê tông cột tường dày hơn).

$$h = 50 + 50 + 100 ; \quad \lambda = 2700/64,0 = 42,2 ; \quad e = 30 \text{ mm}$$

Theo biểu đồ phụ lục tải trọng tường cho phép là :

$$F_{adm} = 250 \times 17,5 / 10,5 = 417 \text{ kN} > F_{req} \quad \text{Thick mān}$$

### 7.3. LẠNH TÔ CỦA

Trên một bức tường bên ngoài có hai lanh tô cửa với tổng chiều cao là:

$$h = 60 + 21 + 81 \text{ cm}$$

Chiều cao ảnh hưởng lấy là 76 cm

Tải trọng

Tải trọng sàn  $\equiv 3390 \text{ kG/m}^2$

$$\text{Tính tải} = 0.6 \times 0.1 \times 2500 = 150 \text{ kG/m}^2$$

Tổng tải  $\equiv 3540 \text{ kG/m}^2$

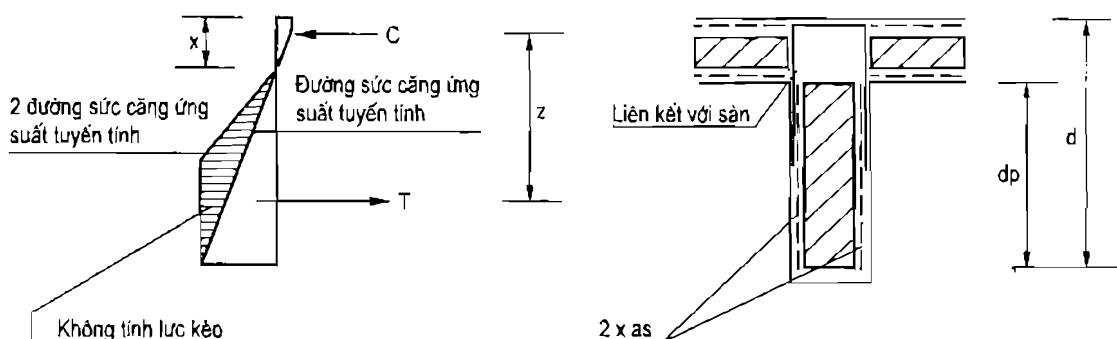
Contest 1

Lontel 2

### Số đồ tính của hai lanh tông



Nếu chúng được xem như dầm đơn giản thì cả hai lanh tơ được thiết kết như dầm.



Tỉ lệ giữa chiều cao panel và chiều cao ảnh hưởng là:

$$d_p/d = 55/76 = 0,72$$

Moment cho phép là :

$$M = \frac{2 \times as \times fy \times d^2 \times me}{1,75} = \frac{2 \times 1,41 \times 5000 \times 0,7^2 \times 0,3}{1,75} = 1397 \text{ kGm}$$

Với  $me$  tra bảng sau:

$d_p/d$	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4	0,3	0,2	0,1
$me$	0,30	0,30	0,30	0,29	0,27	0,25	0,21	0,16	0,09

Các moment giữa nhịp là:

$$M_1 = 3540 \times 3,20^2/8 = 4531 \text{ kGm}$$

$$M_2 = 3540 \times 1,70^2/8 = 1279 \text{ kGm}$$

Chỉ có lanh tô 1 cần thêm thép, lực cắt tối đa trong lanh tô 1 là

$$V_1 = 3540 \times 3,2/2 = 5664 \text{ kG} = 5,664 \text{ T}$$

Ứng suất cắt :

$$\tau = \frac{V}{b \times z} = \frac{5664}{2 \times 5 \times 0,9 \times 76} = 8,3 \text{ kG/cm}^2$$

Khi bị vông, cốt thép của panels được tính toán theo lực cắt theo giới hạn 1, vì vậy, cốt thép chống uốn phải được thiết kế để chịu được toàn bộ moment. Cốt thép chịu kéo là:

$$As = \frac{1,75 \times M}{0,9 \times d \times fy} = \frac{1,75 \times 453100}{0,9 \times 76 \times 5000} = 2,32 \text{ cm}^2 \quad (3 \varnothing 12 \text{ mm} = 3,39 \text{ cm}^2)$$

Cốt chống chịu cắt phải được thiết kế để chịu một ứng suất cắt là:

$$\tau = \frac{\tau_0^2}{\tau_{02}} = \frac{8,3^2}{18} = 3,8 \text{ kG/cm}^2$$

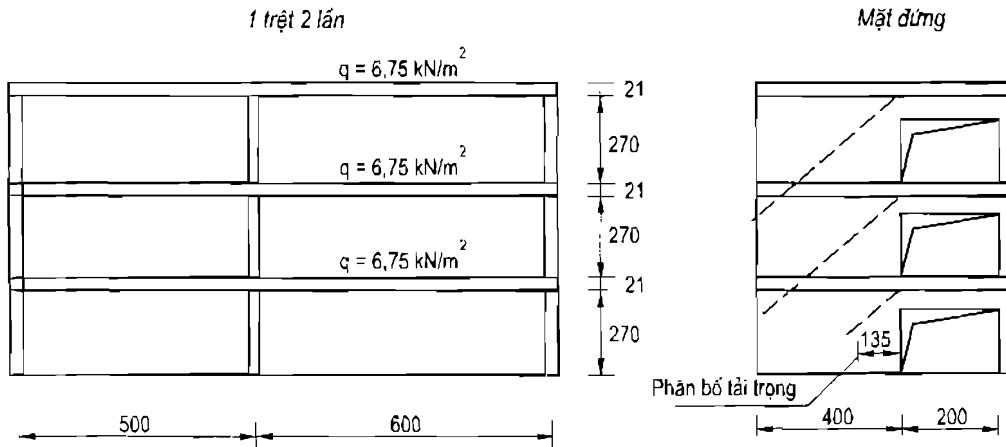
Kết quả là cốt chống cắt là:

$$as = 100 \times \frac{1,75 \times 3,8 \times 2 \times 5}{5000} = 2 \times 0,67 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \text{Lưới phủ là đủ}$$

## 7.4. TƯỜNG TRONG

Tính toán một bức tường của tòa nhà ở 3 tầng. Tải trọng của tấm sàn là  $675 \text{ kG/m}^2$ . Bức tường 3D panels loại 100 mm EPS, hai lớp bê tông  $2 \times 50 \text{ mm}$ , cấp bê tông B25 ( $f_c = 175 \text{ kG/cm}^2$ ). Lanh tô cửa không tính trong ví dụ này.

## Sơ đồ kết cấu



Mặt cắt và mặt đứng bức tường bên trong

### Tải trọng

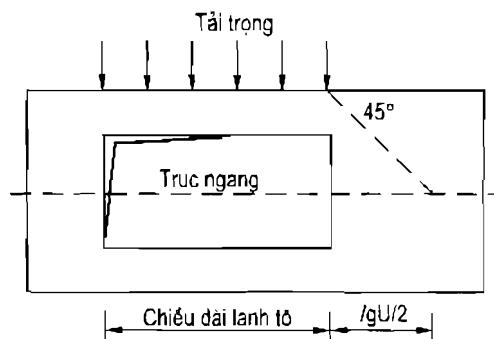
Tải trọng tác động từ tấm sàn được xác định bằng phần mềm điện toán về dầm liên tục.

$$F_{\text{slab}} = 4740 \text{ kG/m}$$

$$F_{\text{wall}} = 2500 \text{ kG/m}^3 \times (0,05+0,05) 2,91 = 730 \text{ kG/m}$$

$$F_{\text{storey}} = 5470 \text{ kG/m}$$

Tải tường của các tầng trên phân bố trên bề rộng 4m đến rìa tường. Lực của lanh tô truyền xuống tầng trệt trên một bề rộng  $l_g/2 = 2,7/2 = 1,35\text{m}$ .



Do đó tổng tải tác dụng truyền xuống cột của tầng trệt là:

$$F_3 = 1,35 \times 5470 \times (2,40/2 + 4,00)/4,0 = 9600 \text{ kG}$$

$$F_2 = 1,35 \times 5470 \times (2,40/2 + 4,00)/4,0 = 9600 \text{ kG}$$

$$F_1 = 5470 \times (2,40 / 2 + 1,35) = 13900 \text{ kG}$$

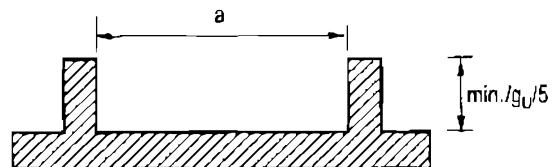
$$F_{\text{req}} = 33100 \text{ kG}$$

### Thiết kế

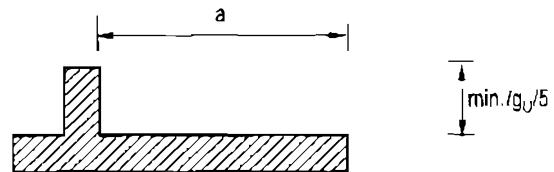
Các giá trị cần thiết để tra biểu đồ hoặc tính toán như tường ngoài:

$$h = 50 + 100 + 50\text{mm}$$

$$Ig_e = Ig_u \cdot \frac{a}{\sqrt{Ig_u^2 + a^2}}$$



$$Ig_e = Ig_u \cdot \frac{a}{\sqrt{Ig_u^2 + (3a)^2}}$$



Ta chọn hình dưới đúng theo sơ đồ tính:

$$Ig_e = Ig_u \cdot \frac{3a}{\sqrt{Ig_u^2 + (3a)^2}} = 270 \cdot \frac{3 \times 400}{\sqrt{270^2 + (3 \times 400)^2}} = 263 \text{cm}$$

$$\lambda = 2630/76,4 = 34,4$$

$e = 30 \text{ mm}$ : Để an toàn, phải chọn cùng một độ lệch tâm để tính các bức tường bên trong.

Theo biểu đồ phụ lục tải trọng cho phép của tường là:

$$F_{adm} = 1,35 \times 19,5 \times 175 / 105 = 43,9 \text{ T} > F_{req} \quad \text{Thỏa}$$

Điều đó cho thấy bức tường đáp ứng yêu cầu. Trong trường hợp khác cũng có thể thiết kế cột bê tông cốt thép thường tại điểm này. Trái lại với tường 3D, hệ số an toàn của cột này có thể lấy là 2,1. Ảnh hưởng của độ mảnh biểu hiện khá rõ ràng. Đối với bức tường 3D loại 50mm EPS và hai lớp bê tông  $2 \times 50\text{mm}$ , khả năng chịu tải chỉ khoảng 29,5 T.