

## Phần 11- Mố, trụ và tường chắn

### 11.1. PHẠM VI

Chương này quy định các yêu cầu thiết kế mố và tường. Các tường được xem xét gồm: Các tường chắn thông thường, các tường có neo, các tường đất được gia cố cơ học (MSE) và các tường chế tạo sẵn theo mô đun.

### 11.2. CÁC ĐỊNH NGHĨA

**Mố** - Kết cấu dùng để đỡ đầu cuối nhịp cầu và làm bộ đỡ ngang cho vật liệu đắp đường bộ nằm kề ngay sát cầu.

**Tường có neo** - Kết cấu thuộc hệ tường chắn đất điển hình, gồm các bộ phận giống như các tường hẫng không trọng lực và tạo ra sức kháng bên phụ thêm từ một hàng hoặc nhiều hàng neo.

**Tường đất gia cố cơ học**- Hệ chắn đất, sử dụng các cốt gia cường chịu kéo dạng dải hoặc ô lưới bằng kim loại hoặc pơlime đặt trong khối đất và một cấu kiện mặt đặt thẳng đứng hoặc gần như thẳng đứng.

**Tường hẫng không trọng lực ( Nongravity Cantilever Wall)**- Hệ tường chắn đất, tạo ra sức kháng bên qua sự chôn sâu các bộ phận của tường thẳng đứng và đỡ đất bị chắn bằng các cấu kiện mặt. Các bộ phận tường thẳng đứng có thể gồm các cấu kiện riêng rẽ ví dụ như các cọc, giềng chìm, các cọc khoan hoặc các cọc khoan nhồi được nối với nhau bằng tường mặt kết cấu, ví dụ như nắp cách nhiệt, panen hoặc bê tông phun. Một cách khác là các bộ phận tường thẳng đứng và tường mặt có thể là liên tục, ví dụ tấm panen tường ngăn, các cọc hoặc các cọc khoan đặt tiếp tuyến với nhau.

**Trụ**- Phần của kết cấu cầu, ở giữa kết cấu phần trên và nối với móng.

**Tường có các mô đun chế sẵn** - Hệ thống chắn đất dùng các khối bê tông có chèn đất bên trong hạt kết cấu thép để chịu áp lực đất, có tác dụng giống tường trọng lực.

**Tường chắn trọng lực cứng và bán trọng lực**- Kết cấu đỡ lực ngang do khối đất sinh ra và độ ổn định của nó chủ yếu có được là do trọng lượng bản thân và do trọng lượng của bất kỳ loại đất nào đặt trực tiếp trên đáy tường.

Trong thực tiễn, có thể sử dụng các loại tường chắn trọng lực cứng và bán trọng lực khác nhau. Chúng gồm có:

- **Tường trọng lực** : Độ ổn định của tường trọng lực phụ thuộc hoàn toàn vào trọng lượng của khối đá xây, hoặc khối bê tông và của bất kỳ loại đất nào đặt trên khối xây. Chỉ có một số lượng thép danh định được đặt gần các mặt phò ra để đề phòng sự nứt trên bề mặt do các thay đổi nhiệt độ gây ra.
- **Tường bán trọng lực** mạnh hơn tường trọng lực một chút và yêu cầu tăng cường bằng các thanh cốt thép thẳng đứng đặt dọc theo mặt phía trong và các chốt đưa vào trong hệ móng. Tường được bố trí cốt thép nhiệt độ sát mặt phò ra.

- **Tường hẫng** gồm một thân tường bê tông và một bản đáy bê tông, cả hai đều tương đối mỏng và được bố trí cốt thép đầy đủ để chịu momen và lực cắt.
- **Tường chống** gồm bản mặt tường bê tông mỏng, thông thường đặt thẳng đứng được chống bởi các bản hoặc thanh chống ở đầu, đặt cách quãng ở mặt bên trong và thẳng góc với bản tường mặt. Cả hai bản tường mặt và thanh chống được nối với bản đáy và khoảng trống phía trên bản đáy và giữa các thanh chống được lấp bằng đất. Tất cả các bản đều được đặt cốt thép đầy đủ.
- **Tường chế tạo sẵn theo môđun** - Gồm các đơn nguyên kết cấu riêng lẻ được lắp đặt tại chỗ trong một dãy các lỗ trống không có đáy gọi các cũi. Các cũi này được nhồi đất và độ ổn định của chúng không chỉ phụ thuộc vào trọng lượng của các đơn nguyên và đất lấp chúng, mà còn phụ thuộc vào cả cường độ của đất dùng để lấp. Bản thân các đơn nguyên có thể bằng bê tông cốt thép hoặc kim loại đã chế tạo.

### 11.3. KÝ HIỆU

$A_b$	=	diện tích bề mặt của cốt thép ngang chịu đỡ (đường kính nhân với chiều dài) (mm <sup>2</sup> ) (11.9.5.3)
$A_m$	=	hệ số gia tốc lớn nhất của tường tại trọng tâm (11.9.6)
$A_{Reffi}$	=	diện tích cốt gia cường theo chiều thẳng đứng (mm <sup>2</sup> /mm) (11.9.6.2)
$A_s$	=	tổng diện tích bề mặt của cốt gia cường (đỉnh và đáy) ở ngoài mặt phẳng phá hoại, trừ đi bất kỳ bề dày tổn thất nào (mm <sup>2</sup> ) (11.9.5.3)
$B$	=	bề rộng móng tường chắn (mm) (11.9.7)
$B'$	=	bề rộng hữu hiệu của móng tường chắn (mm)
$b$	=	bề rộng của mô đun thùng (mm) (11.10.4.1)
$b'_i$	=	bề rộng cốt gia cường đối với lớp $i$ (mm) (11.9.6.2)
$C_0$	=	cường độ nén dọc trục của đá (MPa) (11.5.6)
$D_{60}/D_{10}$	=	hệ số đồng đều của đất được định nghĩa theo tỷ số của 60% trọng lượng cỡ hạt lọt qua mặt sàng trên 10% trọng lượng cỡ hạt đất lọt qua mặt sàng
$d$	=	đất đắp phía trên tường (mm) (11.9.7)
$E_c$	=	bề dày cốt gia cường kim loại tại cuối tuổi thọ sử dụng (mm) (11.9.8.1)
$E_n$	=	bề dày danh định của cốt gia cường bằng thép khi thi công (mm) (11.9.8.1)
$E_s$	=	bề dày tổn thất của kim loại, dự kiến bị ăn mòn đồng đều trong tuổi thọ sử dụng (mm) (11.9.81)
$e$	=	độ lệch tâm của tải trọng tính từ đường tim móng (mm) (C 11.9.4.2)
$F_r$	=	thành phần ma sát của hợp lực trên đáy móng (N/mm) (11.6.3.1)
$f_d$	=	hệ số sức kháng đối với trượt trực tiếp của cốt gia cường (11.9.5.3)
$f^*$	=	hệ số ma sát bề ngoài của tại mỗi lớp cốt gia cường (11.9.5.3)
$H$	=	chiều cao tường (mm) (C119.5.1.4)
$H_m$	=	lực quán tính động tăng lên tại cao độ $i$ (N/mm của kết cấu) (11.9.6.2)
$H_1$	=	chiều cao tương đương của tường (mm) (11.9.5.2.2)
$H_2$	=	chiều cao hữu hiệu của tường (mm) (11.9.6.1)
$h_i$	=	chiều cao của vùng đất được gia cố đóng góp vào tải trọng nằm ngang tới cốt gia cường tại cao độ $i$ (mm) (11.9.5.2.1)
$i$	=	độ nghiêng của mái đất phía sau mặt tường (độ) (11.9.5.2.2)
$k$	=	hệ số áp lực đất (11.9.5.2.2)
$k_a$	=	hệ số áp lực đất chủ động (11.9.4)
$k_0$	=	hệ số áp lực đất khi nghỉ (11.9.5.2.2)
$L$	=	khoảng cách giữa các bộ phận thẳng đứng hoặc các tấm đỡ mặt (mm); (11.8.5.2)
$L_{ci}$	=	chiều dài cốt gia cường hữu hiệu đối với lớp $i$ (mm) (11.9.6.2)
$l$	=	chiều dài tấm lưới ngoài mặt phẳng phá hoại (mm) (11.9.5.3)

$I_s$	=	chỉ số cường độ tải trọng điểm (MPa) (11.5.6)
$M_{\max}$	=	mô men uốn lớn nhất trong bộ phận tường hoặc tường mặt (N-mm hoặc N mm/mm) (11.8.5.2)
$N$	=	thành phần pháp tuyến của hợp lực lên đáy móng (N/mm) (11.6.3.1)
$N_{\text{corr}}$	=	số nhát đếm SPT đã hiệu chỉnh của lớp phủ (số nhát/300mm) (11.8.4.2)
$N_p$	=	hệ số kháng bị động (11.9.5.3)
$n$	=	số cấu kiện chịu lực ngang sau mặt phẳng phá hoại (11.9.5.3)
$P_a$	=	hợp lực của áp lực đất chủ động ngang (N/mm) (11.6.3.1)
$P_{AE}$	=	lực đẩy động nằm ngang (N/mm) (11.9.6.1)
$P_b$	=	áp lực bên trong mô đun thùng (MPa) (11.10.4)
$P_i$	=	lực nằm ngang trên mm tường được truyền tới cốt gia cường đất tại cao độ $i$ (N/mm) (11.9.5.2.1)
$P_{IR}$	=	lực quán tính ngang (N/mm) (11.9.6.1)
$P_{ig}$	=	khả năng chịu lực nhỏ được tăng lên bởi sức kháng bị động trên ô lưới (N) (11.9.5.3)
$P_{is}$	=	khả năng chịu lực nhỏ của dải băng (N) (11.9.5.3)
$P_h$	=	thành phần nằm ngang của áp lực ngang của đất (N/mm) (11.6.3.1)
$P_{IR}$	=	lực quán tính ngang (N/mm) (11.9.6.1)
$P_{IS}$	=	lực quán tính bên trong (N/mm) (11.9.6.2)
$P_v$	=	thành phần thẳng đứng của áp lực ngang của đất (N/mm) (11.6.3.1)
$p$	=	áp lực ngang trung bình, bao gồm áp lực đất, áp lực gia tải và áp lực nước tác động lên mặt cắt tường đang được xem xét (MPa) (11.8.5.2)
$Q_a$	=	sức kháng đơn vị cực hạn của neo (N/mm) (11.8.4.2)
$q_{\max}$	=	áp lực đơn vị lớn nhất của đất trên đáy móng (MPa) (11.6.3.1)
$R_n$	=	sức kháng danh định (11.5.4)
$R_R$	=	sức kháng tính toán (11.5.4)
$S_{Hi}$	=	khoảng cách cốt gia cường ngang đối với lớp $i$ (mm) (11.9.6.2)
SPT	=	thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn (11.8.4.2)
$T_1$	=	lực kéo của cốt gia cường ở trạng thái giới hạn (N) (11.9.5.1.3)
$T_5$	=	tải trọng kéo mà tại đó biến dạng trong cốt gia cường polyme đặt trong đất vượt quá 5% (N) (11.9.5.1.3)
$w$	=	bề rộng tấm lưới (mm) (11.9.5.3)
$x$	=	khoảng cách giữa các điểm đỡ cấu kiện thẳng đứng (mm) (11.8.5.2)
$y$	=	khoảng cách trên đáy móng tới vị trí của $P_h$ (mm) (11.6.3.1)
$Z$	=	chiều sâu dưới đỉnh tường hữu hiệu hoặc tới cốt gia cường (mm) (11.9.5.3)
$Y_p$	=	hệ số tải trọng đối với áp lực đất trong bảng 3.4.1.2 (11.9.5.2.2)
$Y_s$	=	tỷ trọng đất ( $\text{kg/m}^3$ ) (11.9.5.3)
$\delta$	=	góc ma sát giữa mặt tường và đất đắp phía sau (độ) (C11.10.1)
$\psi$	=	góc ma sát cốt gia cường đất (độ) (11.9.5.3)
$\varphi$	=	hệ số sức kháng (11.5.4)
$\varphi_f$	=	góc nội ma sát của đất đặt móng (độ) (11.9.5.2.2)
$\sigma_H$	=	độ lớn của áp lực ngang do gia tải (MPa) (11.9.5.2.1)
$\sigma_{H\max}$	=	ứng suất lớn nhất của cốt gia cường đất trong vùng mố (11.9.7)
$\sigma_v$	=	ứng suất thẳng đứng trong đất (MPa) (11.9.5.2.2)
$\sigma_{v1}$	=	ứng suất thẳng đứng của đất (MPa) (11.9.7)
$\sigma_{v2}$	=	ứng suất thẳng đứng của đất do tải trọng trên bề móng (MPa) (11.9.7)

## 11.4. CÁC TÍNH CHẤT CỦA ĐẤT VÀ VẬT LIỆU

### 11.4.1. TỔNG QUÁT

Khi có thể các loại vật liệu dùng để đắp nền thuộc dạng có hạt và thoát nước tự do. Khi sử dụng các loại đất sét để đắp, phải bố trí thoát nước đằng sau tường để giảm áp lực thủy tĩnh.

## 11.4.2. XÁC ĐỊNH CÁC TÍNH CHẤT CỦA ĐẤT

Phải áp dụng quy định của Điều 2.4 và 10.4

## 11.5. CÁC TRẠNG THÁI GIỚI HẠN VÀ HỆ SỐ SỨC KHÁNG

### 11.5.1. TỔNG QUÁT

Việc thiết kế các móng, trụ và tường phải thoả mãn các tiêu chuẩn dùng cho trạng thái giới hạn sử dụng quy định trong Điều 11.5.2 và trạng thái giới hạn cường độ quy định trong Điều 11.5.3

### 11.5.2. CÁC TRẠNG THÁI GIỚI HẠN SỬ DỤNG

Phải nghiên cứu sự chuyển dịch quá mức ở trạng thái giới hạn sử dụng đối với các móng, trụ và tường.

### 11.5.3. TRẠNG THÁI GIỚI HẠN CƯỜNG ĐỘ

Phải nghiên cứu thiết kế các móng và tường theo trạng thái giới hạn cường độ bằng cách dùng phương trình 1.3.2.1-1 đối với:

- Sự phá hoại sức kháng đỡ,
- Độ trượt ngang,
- Tổn thất quá mức của tiếp xúc đáy,
- Mất ổn định chung,
- Sự phá hoại do kéo tuột của các neo hoặc của các cốt gia cường đất và
- Phá hoại kết cấu.

### 11.5.4. YÊU CẦU VỀ SỨC KHÁNG

Các móng trụ và kết cấu chắn, các móng của chúng và các cấu kiện đỡ khác phải được định kích thước bằng các phương pháp thích hợp được quy định trong các Điều 11.6, 11.7, 11.8, 11.9 hoặc 11.10 sao cho sức kháng của chúng thoả mãn Điều 11.5.5

Sức kháng tính toán  $R_R$  được tính cho mỗi trạng thái giới hạn có thể áp dụng được phải là sức kháng danh định  $R_n$  nhân với hệ số sức kháng thích hợp  $\phi$ , được quy định trong bảng 11.5.6-1

### 11.5.5. CÁC TỔ HỢP TẢI TRỌNG VÀ HỆ SỐ TẢI TRỌNG

Các móng, kết cấu chắn và móng của chúng, các cấu kiện đỡ khác phải cân xứng với tất cả các tổ hợp tải trọng quy định trong Điều 3.4.1

### 11.5.6. CÁC HỆ SỐ SỨC KHÁNG

Các hệ số sức kháng dùng cho thiết kế địa kỹ thuật đối với móng được quy định trong các Bảng từ 10.5.4-1 tới 10.5.4-3 và Bảng 1, trong đó:

- Các hệ số đối với đá mềm có thể dùng cho đá được đặc trưng theo cường độ nén đơn trục  $C_0$  nhỏ hơn 7,0 MPa hoặc chỉ số cường độ tải trọng điểm  $I_s$  nhỏ hơn 0,30 MPa.
- Các hệ số dùng cho các tường vĩnh cửu có thể áp dụng cho các tường có tuổi thọ sử dụng quy định lớn hơn 36 tháng, các tường trong môi trường xâm thực lớn, hoặc các tường mà hậu quả do phá hoại là nghiêm trọng.
- Các hệ số dùng cho các tường tạm thời có thể sử dụng được cho các tường có tuổi thọ sử dụng quy định nhỏ hơn hoặc bằng 36 tháng. Không áp dụng vào trong môi trường xâm thực và hậu quả do phá hoại là không nghiêm trọng.

- Các cấu kiện thẳng đứng, như là các cọc chống, cọc tiếp tuyến và tường bê tông đặt trong rãnh đào có vữa quánh phải được xử lý hoặc theo móng nông, hoặc theo móng sâu, khi thích hợp để ước tính sức kháng đỡ dùng các phương pháp được mô tả trong các Phần 10.6, 10.7 và 10.8.

Nếu dùng các phương pháp khác với các phương pháp được cho trong các Bảng 10.5.4-1 đến 10.5.4-3 và Bảng 1 để ước tính khả năng chịu lực của đất, các hệ số làm việc được chọn phải có cùng độ tin cậy như với các hệ số đã cho trong các bảng này

**Bảng 11.5.6-1- Các hệ số sức kháng dùng cho tường chắn**

LOẠI TƯỜNG VÀ TRẠNG THÁI		HỆ SỐ SỨC KHÁNG
<b>Các tường neo</b>		
<b>Sức kháng đỡ của các cấu kiện thẳng đứng</b>		<b>Áp dụng Chương 10.5</b>
Chống lật	Sức kháng bị động của các cấu kiện thẳng đứng	
	• trong đất	0,60
	• trong đá	0,60
	Sức kháng nhỏ của neo	
	• Cát	0,65
	Tương quan với sức kháng SPT được hiệu chỉnh cho áp lực lớp phủ các thí nghiệm tải trọng nhỏ	0,65
	Các thí nghiệm tải trọng nhỏ	0,70
	• Sét	0,65
	Tương quan với cường độ nén nở hông.	0,65
	Dùng cường độ cát từ thí nghiệm trong phòng	0,65
	Dùng cường độ cốt từ thí nghiệm hiện trường	0,65
	Các thí nghiệm tải trọng nhỏ	0,70
• Đá		
Chỉ liên quan tới loại đá	0,55	
Dùng sức kháng cốt nhỏ nhất đo trong phòng- chỉ với đá mềm	0,60	
Thí nghiệm dính kết đá - vữa trong phòng	0,75	
Thí nghiệm tải trọng nhỏ	0,80	
Sức kháng kéo của neo	Thường xuyên	
	• Chảy dẻo của mặt cắt nguyên	0,90
	• Đứt giảm của mặt cắt thực	0,75
	Tạm thời	1,00
	• Chảy dẻo của mặt cắt nguyên	0,85
Đứt gãy của mặt cắt thực		
Khả năng uốn của cấu kiện thẳng đứng	• Thường xuyên	0,90
	• Tạm thời	1,00
<b>Các tường đất gia cố cơ học</b>		
Sức kháng đỡ		Áp dụng Chương 10.5
Trượt		Áp dụng Chương 10.5

LOẠI TƯỜNG VÀ TRẠNG THÁI		HỆ SỐ SỨC KHÁNG
<b>Các tường neo</b>		
<b>Sức kháng đỡ của các cấu kiện thẳng đứng</b>		<b>Áp dụng Chương 10.5</b>
Sức kháng kéo của cốt gia cường bằng kim loại	Cốt gia cường kiểu dải băng <ul style="list-style-type: none"> <li>Chảy dẻo của mặt cắt nguyên trừ đi phần diện tích tổn thất</li> <li>Phá hoại của mặt cắt thực trừ đi diện tích tổn thất.</li> </ul>	0,85
	Cốt gia cường kiểu lưới <ul style="list-style-type: none"> <li>Chảy dẻo của mặt cắt nguyên trừ đi diện tích tổn thất</li> <li>Phá hoại của mặt cắt thực trừ đi diện tích tổn thất</li> </ul>	0,70 0,75
	Các mối nối <ul style="list-style-type: none"> <li>Chảy dẻo của mặt cắt nguyên trừ đi phần diện tích tổn thất.</li> <li>Phá hoại của mặt cắt thực trừ đi diện tích tổn thất</li> </ul>	0,60 0,75 0,60
Sức kháng kéo của cốt gia cường polyme trong trạng thái giới hạn cường độ	Từ kết quả thí nghiệm từ biến trong phòng trong khoảng thời gian ít nhất là 10.000 giờ.	0,27
	Từ kết quả thí nghiệm kéo mẫu có bề rộng lớn - ASTM D 4595 <ul style="list-style-type: none"> <li>Polyetylen</li> <li>Polypopylen</li> <li>polyester</li> <li>polyamin</li> <li>Polyetylen tỷ trọng cao</li> </ul>	Cực hạn ứng với 5% sự biến dạng 0,05 - 0,08 0,05 - 0,08 0,11 - 0,16 0,09 - 0,14 0,09 - 0,14
Sức kháng của cốt gia cường polymer trong trạng thái giới hạn sử dụng	Từ kết quả thí nghiệm từ biến trong phòng trong khoảng thời gian ít nhất là 10.000 giờ.	0,41
	Từ cường độ chịu kéo trạng thái giới hạn "4b"	0,66
Sức kháng nhỏ cực hạn của đất		0,90
<b>Các tường lắp ghép từ các mô đun</b>		
Sức kháng đỡ		Áp dụng chương 10.5
Chống trượt		Áp dụng chương 10.5
Áp lực bị động		Áp dụng chương 10.5

### 11.5.7. TRẠNG THÁI GIỚI HẠN ĐẶC BIỆT

Phải nghiên cứu việc áp dụng các tổ hợp tải trọng quy định trong bảng 3.4.1-1. Tất cả các hệ số sức kháng đều phải lấy là 1,0 khi nghiên cứu trạng thái giới hạn đặc biệt trừ khi có quy định khác.

## 11.6. CÁC MỐ VÀ TƯỜNG CHẤN THÔNG THƯỜNG

### 11.6.1. CÁC XEM XÉT CHUNG

#### 11.6.1.1. Tải trọng

Các mố và tường chắn phải được nghiên cứu đối với:

- Các áp lực ngang đối với đất và nước, bao gồm bất kỳ sự gia tải của hoạt tải và tĩnh tải.
- Trọng lượng bản thân của tường.
- Các tác động biến dạng nhiệt độ và co ngót và
- Các tải trọng động đất theo như quy định ở đây, trong chương 3 và các chỗ khác trong Bộ Tiêu chuẩn này.

Phải áp dụng các quy định của Điều 3.11.5. Đối với các tính toán về độ ổn định, các tải trọng đất phải được nhân với các hệ số tải trọng lớn nhất và/hoặc nhỏ nhất cho trong Bảng 3.4.1-2 khi thích hợp.

#### **11.6.1.2. Các mối liên khối.**

Các mối liên khối phải được thiết kế để chịu và hấp thụ các biến dạng từ biến, co ngót và nhiệt của kết cấu phân trên.

#### **11.6.1.3. Các tác động của tải trọng lên móng**

Trọng lượng của vật liệu đắp trực tiếp trên mặt nghiêng hoặc mặt phía sau có bậc, hoặc trên đáy của móng mở rộng bê tông cốt thép có thể được xem xét như là phần trọng lượng hữu hiệu của móng khi tính các tác động tải trọng vào móng.

Khi dùng các móng mở rộng, đoạn nhô ra về phía sau phải thiết kế như là một dầm hẫng được đỡ bởi thân móng và được chất tải với toàn bộ trọng lượng của vật liệu đặt phía trên, trừ khi áp dụng một phương pháp chính xác hơn.

#### **11.6.1.4. Các tường bản cánh và tường hẫng**

Các tường bản cánh có thể được thiết kế liên khối với các móng, hoặc đứng tách riêng, phân cách với tường móng bởi một khe co giãn.

Chiều dài tường bản cánh phải được tính toán theo mái dốc yêu cầu của đường bộ. Các tường bản cánh phải có chiều dài đủ để chắn nền đắp đường bộ và để bảo vệ chống xói mòn.

Thân của tường hẫng phải được thiết kế theo sơ đồ dầm hẫng ngàm ở đáy tường.

#### **11.6.1.5. Các khe co giãn**

Phải xem xét các biện pháp tạo điều kiện cho sự co và giãn của các tường bê tông.

### **11.6.2. CHUYỂN VỊ Ở TRẠNG THÁI GIỚI HẠN SỬ DỤNG**

#### **11.6.2.1. Móng**

Phải áp dụng các quy định của các Điều 10.6.2.2.3, 10.7.2.3 và 10.8.2.3 khi thích hợp.

**11.6.2.2. Tường chắn thông thường**

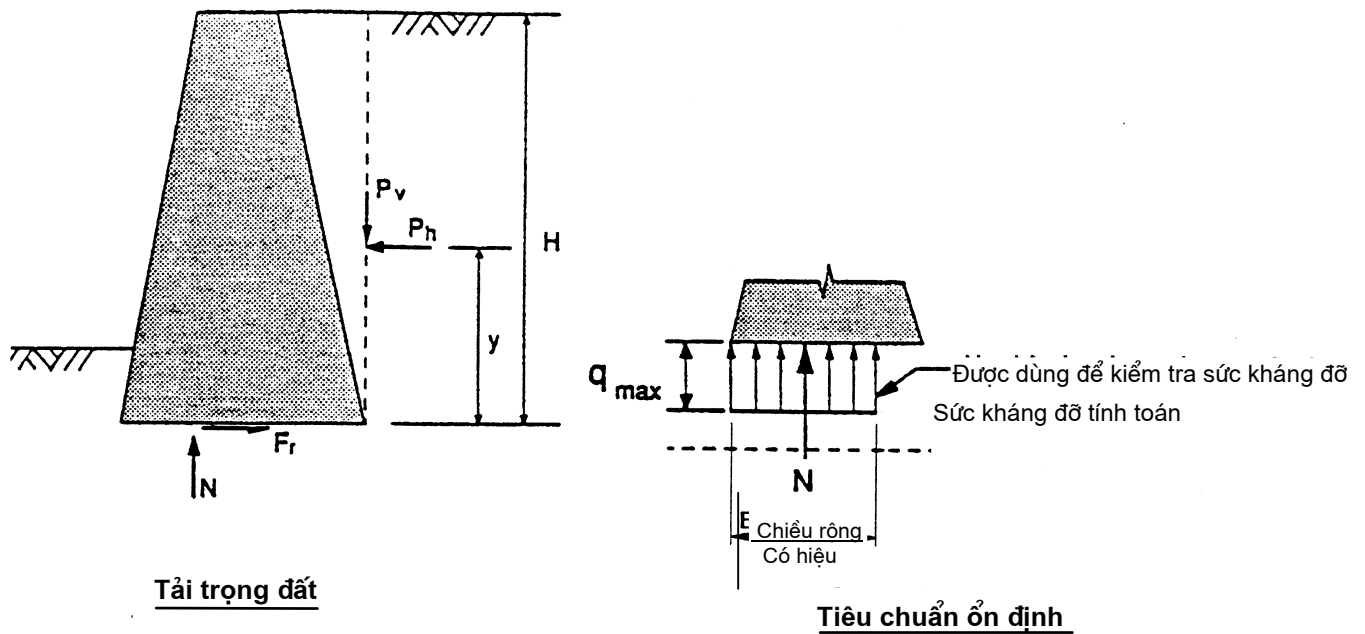
Các tiêu chuẩn đối với chuyển vị có thể chấp nhận được cho các tường chắn phải được đề ra dựa trên chức năng và loại hình tường tuổi thọ dự kiến và các hậu quả của các chuyển vị không thể chấp nhận được.

Phải áp dụng các quy định của các Điều 10.6.2.2, 10.7.2.2 và 10.8.2.2 khi thích hợp.

**11.6.3. SỨC KHÁNG ĐỔ VÀ ĐỘ ỔN ĐỊNH Ở TRẠNG THÁI GIỚI HẠN CƯỜNG ĐỘ**

**11.6.3.1. Tổng quát**

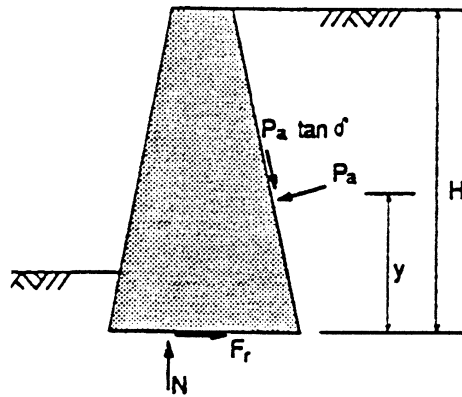
Các móng và tường chắn phải được định kích thước để đảm bảo độ ổn định chống phá hoại khả năng chịu lực đỡ, lật và trượt. Khi tường được đỡ bởi móng đặt trên đất sét cũng phải nghiên cứu, độ an toàn chống phá hoại móng đặt sâu. Hình 1 tới Hình 3 chỉ ra các tiêu chuẩn ổn định cho các tường chống một số dạng phá hoại khác nhau. Khi áp lực nằm ngang của đất được tính theo lý thuyết Culông, và khi áp lực nằm ngang của đất không tác động trực tiếp lên phía sau tường, phải xét tới thành phần thẳng đứng của tải trọng tác động lên mặt phẳng thẳng đứng, từ mép móng tường kéo lên phía trên.



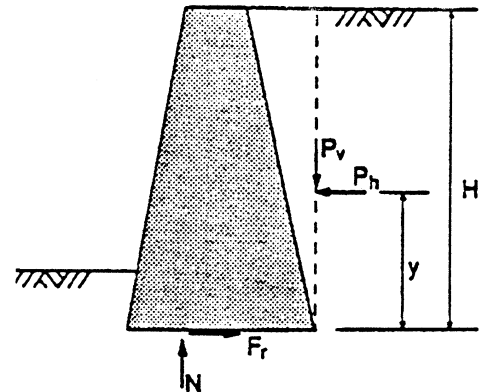
**Hình 11.6.3.1-1- Tải trọng đất và tiêu chuẩn ổn định đối với tường dùng đất sét lớp phía sau tường lấp hoặc trong móng (tài liệu của Duncan và các tác giả khác 1990).**



Tải trọng đất

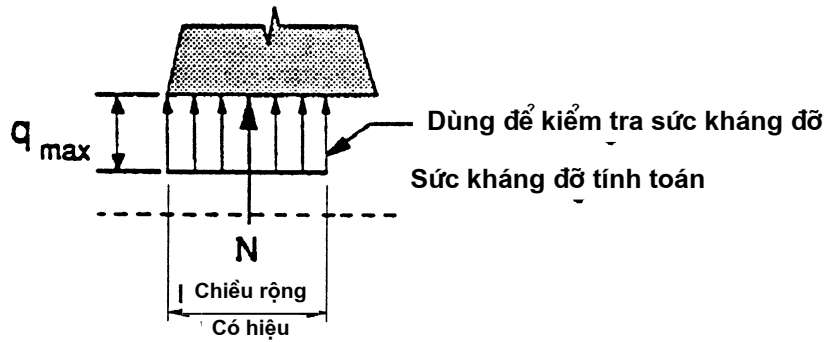


(a) Các lực trên tường

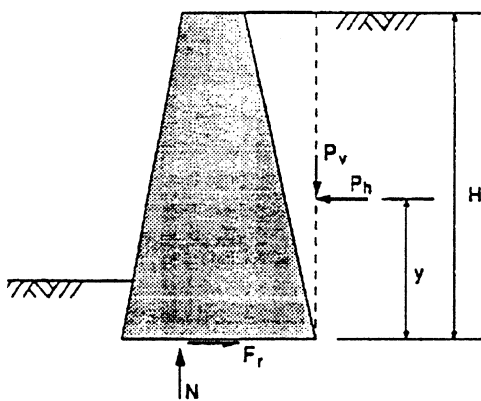


(b) Các lực trên mặt phẳng thẳng đứng đi qua mép tường

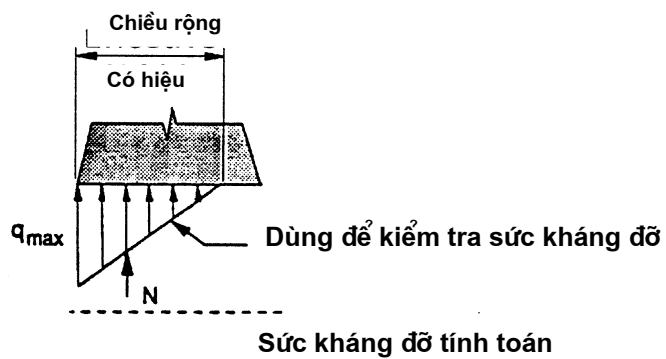
Tiêu chuẩn ổn định



Hình 10.6.3.1-2- Tải trọng đất và tiêu chuẩn ổn định đối với các tường có đất lấp dạng hạt và các móng trên cát và sỏi cuội (Duncan 1990)



Tải trọng đất



Tiêu chuẩn ổn định

Hình 11.6.3.1.3- Tải trọng đất và tiêu chuẩn ổn định đối với các tường có đất lấp dạng hạt và các móng đặt trên đá, (Duncan 1990).

### 11.6.3.2. Sức kháng đỡ

Phải nghiên cứu sức kháng đỡ theo trạng thái giới hạn cường độ bằng cách giả định sự phân bố áp lực đất như sau:

- Nếu máy tường đặt trên đất: Một áp lực phân bố đều lên trên diện tích đáy hữu hiệu, như thể hiện trong các Hình 11.6.3.1-1 và 11.6.3.1-2.
- Nếu móng tường đặt trên đá: Một áp lực phân bố thay đổi tuyến tính trên diện tích đáy hữu hiệu, như thể hiện ở Hình 11.6.3.1-3

### 11.6.3.3. Độ lật

Với các móng đặt trên đất, vị trí hợp lực của các phản lực phải nằm bên trong khoảng nửa giữa của đáy.

Với các móng đặt trên đá, vị trí hợp lực của phản lực phải nằm bên trong khoảng ba phần tư của đáy.

### 11.6.3.4. Độ ổn định chung

Độ ổn định chung của tường chắn, mái dốc được chắn và móng đặt trên đất hoặc đá phải được đánh giá đối với tất cả các tường bằng cách dùng phương pháp phân tích cân bằng giới hạn. Có thể có yêu cầu thăm dò đặc biệt, thử nghiệm và phân tích đối với các mố cầu hoặc các tường chắn thi công phía trên các lớp trầm tích mềm.

### 11.6.3.5. Xói mòn phía dưới bề mặt

Phải đánh giá sự xói mòn các vật liệu dưới móng trong khi thiết kế các tường xây dựng dọc theo các con sông và suối như quy định trong Điều 2.6.4.4.2. Khi tiên liệu các điều kiện có vấn đề có thể xảy ra, thì phải đưa vào thiết kế các biện pháp bảo vệ đầy đủ.

Phải áp dụng các quy định của Điều 10.6.1.2 Độ dốc thủy lực không được vượt quá:

- Với đất bùn và đất dính : 0,20
- Với các loại đất không dính khác : 0,30

Khi có nước dò dưới tường, phải xem xét các tác động của các lực đẩy nổi và dò rỉ đối với các áp lực chủ động và bị động của đất.

### 11.6.3.6. Sức kháng bị động

Sức kháng bị động phải được bỏ qua khi tính toán về ổn định, trừ khi đáy tường kéo sâu dưới chiều sâu xói lớn nhất, hoặc các chiều sâu xáo trộn khác. Chỉ trong trường hợp sau, chiều sâu chôn thấp hơn số lớn hơn của các độ sâu này có thể được xem là hữu hiệu.

Khi sức kháng bị động được sử dụng để đảm bảo đầy đủ độ ổn định của tường, thì sức kháng bị động tính toán của đất phía trước các mố và các tường phải đủ để ngăn ngừa sự chuyển dịch về phía trước không thể chấp nhận được của tường.

Sức kháng bị động cần bỏ qua nếu đất tạo ra áp lực bị động là loại mềm, rời rạc hoặc bị xáo trộn, hoặc nếu sự tiếp xúc giữa đất và tường là không chặt.

### **11.6.3.7. Độ trượt**

Phải áp dụng quy định của Điều 10.6.3.3.

### **11.6.4. AN TOÀN CHỐNG PHÁ HOẠI KẾT CẤU**

Thiết kế kết cấu các cấu kiện riêng biệt của tường và các móng tường phải tuân theo các quy định của các Phần 5 và 6.

Phải dùng các quy định của Điều 10.6.3.1.5 để xác định sự phân bố của áp lực tiếp xúc khi thiết kế kết cấu các móng.

### **11.6.5. QUY ĐỊNH VỀ THIẾT KẾ ĐỘNG ĐẤT**

Phải nghiên cứu tác động của động đất bằng cách sử dụng trạng thái giới hạn đặc biệt của Bảng 3.4.1-1 với hệ số sức kháng  $\phi = 1,0$  và một phương pháp được chấp nhận. Quy định này chỉ nên áp dụng cho các cầu nhiều nhịp.

Đối với móng trên đất, vị trí hợp lực của các phản lực phải đặt ở khoảng giữa 0,4 của móng.

Đối với móng trên đá, vị trí hợp lực của các phản lực phải đặt ở khoảng giữa 0,6 của móng.

### **11.6.6. THOÁT NƯỚC**

Đất lấp sau các móng và các tường chắn phải được thoát nước hoặc nếu không bố trí thoát nước được thì móng và tường phải thiết kế theo các tải trọng sinh ra do áp lực đất, cộng với toàn bộ áp lực thủy tĩnh do nước trong khối đất đắp.

### **11.7. TRỤ.**

Các trụ phải được thiết kế để truyền các tải trọng của kết cấu phần trên và các tải trọng của bản thân trụ xuống nền móng. Các tải trọng và tổ hợp tải trọng phải theo quy định trong Phần 3.

Thiết kế kết cấu trụ phải theo đúng các quy định của các Phần 5 và 6 khi thích hợp.

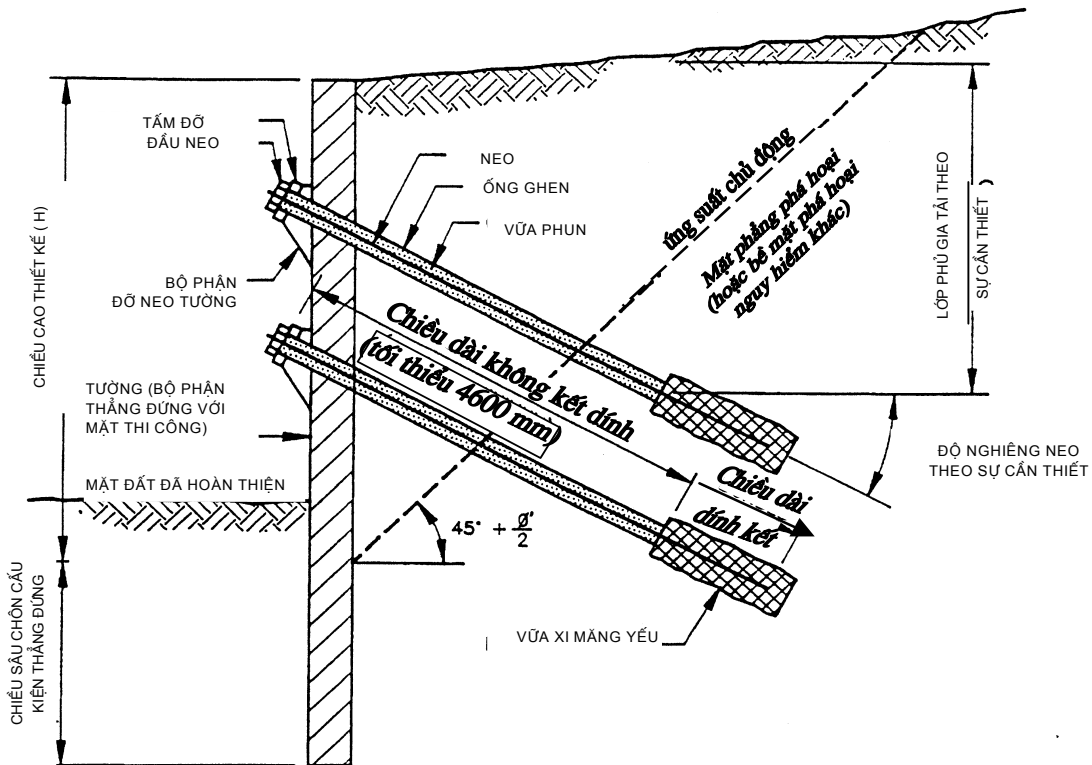
### **11.8. TƯỜNG CÓ NEO**

#### **11.8.1 TỔNG QUÁT**

Các tường có neo, thể hiện ở Hình 1, có thể xét để chống đỡ tạm thời và vĩnh cửu cho các khối đất đá ổn định và không ổn định.

Tính khả thi của việc dùng tường có neo tại nơi cá biệt nên được dựa trên sự phù hợp của các điều kiện đất đá phía dưới bề mặt trong vùng tạo ứng suất neo dính kết.

Khi đắp đất sau tường, đắp xung quanh hoặc ở trên chiều dài không dính kết, phải quy định các điều kiện thiết kế và thi công đặc biệt để tránh làm hư hại neo.



**Hình 11.8.1-1- Thuật ngữ tường có neo và Hướng dẫn chiều sâu chôn neo**

**11.8.2. TẢI TRỌNG**

Phải áp dụng các quy định của Điều 11.8.1.1 trừ các tác động co ngót và nhiệt độ không cần xét.

**11.8.3. CHUYỂN VỊ Ở TRẠNG THÁI GIỚI HẠN SỬ DỤNG .**

Phải áp dụng các quy định của Điều 10.6.2, 10.7.2 và 10.8.2.

Phải xét tới các ảnh hưởng của chuyển dịch của tường lên các thiết bị kê bên khi triển khai áp lực đất thiết kế phù hợp các quy định của Điều 3.11.5.6.

**11.8.4. AN TOÀN CHỐNG PHÁ HOẠI ĐẤT**

**11.8.4.1. Sức kháng đỡ**

Phải áp dụng các quy định của các Điều 10.6.3, 10.7.3 và 10.8.3.

Phải xác định các tải trọng tại đáy các cấu kiện tường thẳng đứng với giả định là toàn bộ các thành phần thẳng đứng của tải trọng được truyền tới đáy các cấu kiện. Ma sát bên của các cấu kiện tường không được đưa vào tính toán chịu các tải trọng thẳng đứng.

**11.8.4.2. Khả năng chịu lực nhỏ của neo**

Phải thiết kế các neo dự ứng lực để chống lại sự nhổ theo chiều dài dính kết trong đất hoặc đá. Sức kháng của các neo thân cột thẳng đặt trong các lỗ đường kính nhỏ dùng áp lực vữa thấp, có thể được dựa trên các kết quả thử nghiệm tải trọng nhỏ của neo, hoặc được tính bằng cách dùng các Bảng 1 và 2, khi các trị số SPT đã được chỉnh lý theo các áp lực gia tải.

Có thể yêu cầu thử nghiệm tại chỗ để xác định các trị số thiết kế thích hợp đối với các loại neo và các trình tự lắp đặt khác.

**Bảng 11.8.4.2-1- Sức kháng đơn vị cực hạn của các neo đặt trong đất.**

Loại đất	Độ chặt hoặc sức kháng SPT		Sức kháng của neo $Q_a(N/mm)$
	Cát và cuội sỏi	Rời	
	Trung bình	10-30	220
	Chặt	30-50	290
Cát	Rời	4-10	100
	Trung bình	10-30	145
	Chặt	30-50	190
Cát và Bùn sét	Rời	4-10	75
	Trung bình	10-30	100
	Chặt	30-50	130
Loại đất	Cường độ chịu nén nở hông (MPa)		Sức kháng của neo $Q_a(N/mm)$
Hỗn hợp	Cứng	0,10-0,24	30
Sét-bùn	Rắn	0,24-0,38	60

**Bảng 11.8.4-2- Sức kháng đơn vị cực hạn của neo trong đá**

Loại đá	Sức kháng đơn vị cực hạn của neo $Q_a(N/mm)$
Granít hoặc badan	730
Đá vôi đolômít	585
Đá vôi mềm/sa thạch	440
Đá phiến và diệp thạch cứng	365
Diệp thạch mềm	145

Tải trọng của neo phải được triển khai theo chiều sâu chôn thích hợp ở ngoài mặt phá hoại nguy hiểm trong khối đất bị chấn.

Việc xác định chiều dài neo không dính kết, độ nghiêng và lớp phủ quá tải xét theo:

- Vị trí của bề mặt phá hoại xa nhất tính từ tường.
- Chiều dài nhỏ nhất yêu cầu để đảm bảo tổn thất nhỏ nhất của ứng suất neo do các chuyển vị dài hạn của đất.
- Chiều dài tới lớp đất đủ đặt neo, như thể hiện trong Hình 11.8.1-1 và
- Phương pháp đặt neo và phun vữa.

Khoảng cách các neo theo hướng nằm ngang nhỏ nhất nên là số lớn hơn 3 lần đường kính vùng dính kết hoặc 1500mm. Nếu khoảng cách nhỏ hơn được yêu cầu để triển khai tải trọng yêu cầu, có thể xem xét cho neo có các độ nghiêng khác nhau.

#### **11.8.4.3. Độ ổn định chung**

Phải áp dụng các quy định của Điều 11.6.3.4.

#### **11.8.4.4. Sức kháng bị động**

Phải áp dụng các quy định của các Điều 11.6.3.6 và 11.6.3.7

### **11.8.5. AN TOÀN CHỐNG PHÁ HOẠI KẾT CẤU**

#### **11.8.5.1. Neo**

Phải tính toán thành phần nằm ngang của lực neo bằng cách sử dụng các sự phân bố áp lực đất quy định trong Điều 3.11 và bất kỳ các thành phần áp lực nằm ngang khác tác động lên tường. Lực neo tổng cộng phải được xác định theo độ nghiêng neo. Khoảng cách nằm ngang của neo và khả năng chịu lực của neo phải được lựa chọn để đạt được lực neo tổng cộng yêu cầu.

#### **11.8.5.2. Các cấu kiện của tường thẳng đứng**

Các bộ phận riêng lẻ của tường thẳng đứng phải được thiết kế để chống lại toàn bộ áp lực đất nằm ngang, gia tải. Áp lực nước, các tải trọng neo và động đất, cũng như thành phần thẳng đứng của các tải trọng neo và bất kỳ tải trọng thẳng đứng nào khác. Các điểm đỡ nằm ngang có thể được coi là ở tại mỗi vị trí neo và tại đáy hố đào nếu cấu kiện thẳng đứng có độ chôn sâu đủ dưới đáy hố đào.

#### **11.8.5.3. Tường mặt**

Khoảng cách lớn nhất giữa các bộ phận riêng lẻ của tường thẳng đứng phải được xác định dựa trên độ cứng tương đối của các cấu kiện thẳng đứng và tường mặt, loại và trạng thái đất được đỡ. Tường mặt có thể được thiết kế theo giả định đỡ đơn giản giữa các cấu kiện, có hoặc không có vòm đất, hoặc giả định được đỡ liên tục qua vài neo.

### **11.8.6. QUY ĐỊNH VỀ THIẾT KẾ ĐỘNG ĐẤT**

Phải áp dụng các quy định của Điều 11.6.5.

### **11.8.7. BẢO VỆ CHỐNG ĂN MÒN**

Các neo và đầu neo hữudự ứng lực phải được bảo vệ chống ăn mòn tùy theo các điều kiện của đất và nước ngầm tại chỗ. Mức độ và phạm vi bảo vệ chống ăn mòn là hàm số của môi trường đất và các hậu quả có thể xảy ra khi neo bị phá hoại. Bảo vệ chống ăn mòn phải được áp dụng đúng các quy định của Tiêu chuẩn Thi công, Phần 806-. Các neo đất.

### **11.8.8. TẠO ỨNG SUẤT VÀ THỬ NGHIỆM NEO**

Tất cả các neo sản xuất phải chịu thử tải và tạo ứng suất theo đúng quy định của Tiêu chuẩn Thi công AASHTO- LRFD, Điều 6.5.5. Thử nghiệm và tạo ứng suất. Có thể quy định thử nghiệm tải trọng trước khi sản xuất khi gặp các điều kiện không bình thường, để kiểm tra sự an toàn đối với tải trọng thiết kế, hoặc để thiết lập tải trọng neo cực hạn hoặc tải trọng xảy ra từ biến thái quá.

### 11.8.9. THOÁT NƯỚC

Sự rò rỉ phải được kiểm soát bằng lắp đặt hệ thống thoát nước ở phía sau tường với các lỗ ra ở đáy hoặc gần đáy tường. Các panen thoát nước phải được thiết kế và cấu tạo để duy trì các đặc trưng thoát nước theo các áp lực đất thiết kế và các tải trọng gia tải và phải kéo dài từ đáy tường tới mức 300mm dưới đỉnh tường.

## 11.9. TƯỜNG ĐẤT ỔN ĐỊNH BẰNG CƠ HỌC.(MSE)

### 11.9.1 TỔNG QUÁT

Các tường MSE có thể được xem xét ở nơi các tường trọng lực thông thường, tường hẫng hoặc tường chắn có trụ chống bê tông được xem xét, và đặc biệt ở nơi mà tổng độ lún và độ chênh lún được lường trước.

Không dùng tường MSE trong các điều kiện sau đây:

- Khi các thiết bị tiện ích khác ngoài thiết bị thoát nước của đường bộ được xây dựng ở bên trong vùng đất gia cố.
- Khi sự xói mòn do lũ hoặc xói có thể làm yếu vùng đắp gia cố, hoặc bệ đỡ bất kỳ, hoặc
- Với các cốt gia cường bằng kim loại mặt phủ ra trong nước mặt hoặc nước ngầm bị nhiễm bẩn do thoát nước của mỏ axit hoặc các ô nhiễm công nghiệp khác thể hiện qua độ pH thấp, chlorit và sulfat cao.

Kích thước của khối đất gia cố phải xác định trên cơ sở của:

- Các yêu cầu về độ ổn định và cường độ địa kỹ thuật như quy định trong Điều 11.9.4 đối với tường trọng lực;
- Các yêu cầu đối với sức kháng kết cấu phía trong bản thân khối đất gia cố, như quy định trong Điều 11.9.5, đối với các đơn nguyên panen và đối với sự tăng thêm sự gia cường ra ngoài vùng phá hoại giả định, và
- Các yêu cầu truyền thống đối với chiều dài gia cường không nhỏ hơn 70% chiều cao tường, hoặc 2400mm như quy định trong Điều 11.9.5.1.4.

### 11.9.2. TẢI TRỌNG

Phải áp dụng các quy định của Điều 11.6.1.1, trừ các tác động cơ ngót và nhiệt độ không cần xét.

### 11.9.3. CHUYỂN VỊ Ở TRẠNG THÁI GIỚI HẠN SỬ DỤNG.

Phải áp dụng các quy định của Điều 11.6.2 khi thích hợp.

Với các hệ thống có diện tích panen nhỏ hơn  $2,8 \times 10^6 \text{ mm}^2$  và bề rộng nổi lớn nhất là 19mm, mái dốc lớn nhất do chênh lún tính toán phải lấy theo số cho trong Bảng 1.

Khi các điều kiện của móng cho thấy có các độ chênh lún lớn trên khoảng cách ngang ngắn, thì phải bố trí khớp trượt thẳng đứng trên toàn bộ chiều cao.

**Bảng 11.9.3-1- Quan hệ giữa chiều rộng mối nối và độ cong vênh giới hạn của mặt tường MSE**

Chiều rộng mối nối (mm)	Độ cong vênh thẳng đứng giới hạn
19	1/100
12,7	1/200
6,4	1/300

#### 11.9.4. AN TOÀN CHỐNG PHÁ HOẠI CỦA ĐẤT

Phải đánh giá độ an toàn chống phá hoại của đất theo giả định khối đất được gia cố là vật thể cứng. Hệ số áp lực đất chủ động  $K_a$  dùng để tính áp lực đất của đất lấp nào đó trên mặt sau của khối đất gia cố phải được xác định bằng cách dùng góc ma sát của đất lấp đó. Khi không có các số liệu cụ thể có thể dùng góc ma sát lớn nhất là  $30^\circ$ .

##### 11.9.4.1. Độ trượt.

Phải dùng các quy định của Điều 10.6.3.3.

Hệ số ma sát trượt tại đáy của khối đất gia cố phải xác định bằng cách dùng góc ma sát của đất ở móng. Khi không có các số liệu cụ thể, có thể dùng góc ma sát lớn nhất là  $30^\circ$ .

##### 11.9.4.2. Sức kháng đỡ

Để tính khả năng chịu đỡ về cường độ, phải giả định một bộ móng tương đương có chiều dài là chiều dài của tường và chiều rộng là chiều dài của dải cốt gia cường tại cao độ đáy móng. Phải tính các áp lực đỡ bằng cách dùng sự phân bố áp lực đồng đều ở đáy trên chiều rộng hữu hiệu của móng xác định phù hợp với quy định của các Điều 10.6.3.1 và 10.6.3.2.

##### 11.9.4.3. Độ lật

Phải thực hiện các quy định của Điều 11.6.3.3.

##### 11.9.4.4. Độ ổn định chung.

Phải thực hiện các quy định của Điều 11.6.3.4.

#### 11.9.5. AN TOÀN CHỐNG PHÁ HOẠI KẾT CẤU

##### 11.9.5.1. Kích thước kết cấu

###### 11.9.5.1.1. Tổng quát

Sự tính toán sơ bộ kích thước kết cấu của khối đất gia cố có thể thực hiện dựa trên cốt gia cường chống lực kéo ra ngoài vùng phá hoại, trong đó sức kháng kéo ra được quy định trong Điều 11.9.5.3



### **11.9.5.1.2. Cốt gia cường bằng thép trong dất**

Các cấu kiện của ô lưới cốt gia cường phải có cùng kích thước theo chiều ngang và chiều dọc.

Lực nằm ngang dùng để thiết kế các liên kết với panen có thể lấy không nhỏ hơn 85% của lực tính toán lớn nhất, xác định theo quy định trong Điều 11.9.5.2.2 hoặc 11.9.5.2.3., ngoại trừ phần nửa dưới kết cấu phải lấy bằng 100% lực tính toán lớn nhất.

### **11.9.5.1.3. Cốt gia cường bằng pôlime trong dất**

Tính năng ứng suất-biến dạng- thời gian dài hạn của cốt gia cường phải được xác định từ các kết quả thử nghiệm từ biến khổng chế tiến hành trong phòng thí nghiệm trong thời gian ít nhất là 10.000 h với một phạm vi các mức độ tải trọng trên các mẫu thử của sản phẩm hoàn thiện theo đúng ASTM-D 5262. Các mẫu thử phải được thử nghiệm theo phương mà tải trọng sẽ được đặt. Các kết quả thử nghiệm có thể được ngoại suy theo tuổi thọ thiết kế yêu cầu bằng cách sử dụng theo các trình tự vạch ra trong ASTM D2837.

Cường độ chịu kéo của cốt gia cường phải là số nhỏ hơn của:

- $T_1$  - Mức độ tải trọng cao nhất tại đó tỷ lệ biến dạng từ biến- log thời gian tiếp tục giảm theo thời gian trong phạm vi tuổi thọ yêu cầu và không xảy ra phá hoại giòn hoặc dẻo, hoặc
- $T_5$ - Mức độ chịu kéo mà tại đó tổng biến dạng dự kiến không vượt quá 5% trong thời gian tuổi thọ thiết kế.

Các tác động của sự lão hoá, sự phơi bày ra để chia tác động hoá học và sinh học, sự nứt do ứng suất môi trường, độ chùng ứng suất, sự thủy phân và các thay đổi trong quá trình sản xuất, cũng như các tác động hư hại do thi công phải được đánh giá và ngoại suy tới tuổi thọ thiết kế yêu cầu.

### **11.9.5.1.4. Chiều dài nhỏ nhất của cốt gia cường dất**

Đối với cả hai loại cốt gia cường dải và ô lưới, chiều dài cốt gia cường dất nhỏ nhất nên được lấy theo số lớn hơn của 70% chiều cao tường đo từ lớp đệm san bằng hoặc 2400mm. Chiều dài gia cường phải được tăng lên đối với các gia tải và các tải trọng bên ngoài khác.

Chiều dài cốt gia cường phải đồng nhất trên suốt chiều cao của tường, trừ khi có chứng cứ xác đáng chỉ ra sự thay đổi chiều dài là hợp lý.

### **11.9.5.1.5. Chiều sâu chôn tường mặt trước nhỏ nhất**

Trừ phi xây dựng trên nền đá, chiều sâu chôn tại mặt trước của tường theo mm không được nhỏ hơn:

- Trị số quy định trong Bảng 1, trong đó H là chiều cao kết cấu bên trên đỉnh lớp đệm san bằng theo mm.
- Chiều sâu dựa trên yêu cầu ổn định phía ngoài; và
- 600mm.

**Bảng 11.9.5.1.5-1- Chiều sâu chôn tường mặt trước nhỏ nhất**

Mái dốc phía trước kết cấu		Chiều sâu chôn nhỏ nhất
Nằm ngang	Đối với tường	H/20,0
	Với mố	H/10,0
3,0H : 1,0V	Tường	H/10,0
2,0H : 1,0V	Tường	H/7,0
1,5H ; 1,0V	Tường	H/5,0

Phải bố trí ở trên mái dốc mặt trước tường một bậc thêm nằm ngang (hộ đạo) rộng ít nhất là 1200mm.

#### 11.9.5.1.6. Panen

Các tấm panen phải được thiết kế để chịu lực nằm ngang trong cốt gia cường đất tại cốt gia cường tới chỗ liên kết panen như quy định trong các Điều 11.9.5.1.2 và 11.9.5.2. Lực kéo trong cốt gia cường có thể coi như chịu áp lực đất phân bố đều trên phần sau của panen.

Chiều dày nhỏ nhất của panen tại và trong vùng lân cận của các liên kết chôn sâu phải là 140mm và bằng 90mm ở các chỗ khác. Lớp bảo vệ bê tông tối thiểu phải là 38mm. Phải bố trí cốt thép để chịu các điều kiện tải trọng trung bình đối với từng panen. Thép chịu nhiệt độ và co ngót phải được lấy theo quy định trong Điều 5.10.8. Cốt thép có sơn phủ epoxy phải được xem xét ở nơi dự kiến có chất ăn mòn mạnh.

#### 11.9.5.2. Độ ổn định bên trong

##### 11.9.5.2.1. Tổng quát

Các tường MSE phải được đánh giá đối với sự phá hoại bên trong do các cốt gia cường bị trượt hoặc bị đứt. Lực nằm ngang tính toán tác động lên cốt gia cường tại cao độ cốt gia cường bất kỳ  $P_i$  phải là:

$$P_i = \sigma_H \cdot h_i \quad (11.9.5.2.1-1)$$

trong đó:

- $h_i$  = chiều cao vùng cốt gia cố đóng góp vào tải trọng nằm ngang tới cốt gia cường ở cao độ  $i$  được xác định như là khoảng cách thẳng đứng từ điểm giữa của lớp  $i$  và lớp tiếp theo nằm phía trên tới điểm giữa của lớp  $i$  và lớp tiếp theo nằm phía dưới (mm).
- $\sigma_H$  = ứng suất nằm ngang tính toán tại lớp thứ  $i$ , được xác định phù hợp với Điều 11.9.5.2.2 hoặc Điều 11.9.5.2.3 (MPa).

### 11.9.5.2.2. Các cốt gia cường không giãn dài

Độ ổn định bên trong của kết cấu được thi công với các cốt gia cường làm bằng các dải hoặc ô lưới kim loại phải được phân tích bằng cách xem xét là vùng được gia cố tại chỗ bị chia thành hai vùng, vùng chủ động và vùng kháng.

Bề mặt phá hoại phải được giả định như được quy định ở Hình 1.

Ứng suất nằm ngang tính toán  $\sigma_H$  tại mỗi cao độ cốt gia cường phải là :

$$\sigma_H = Y_p \sigma_v k \quad (11.9.5.2.2-1)$$

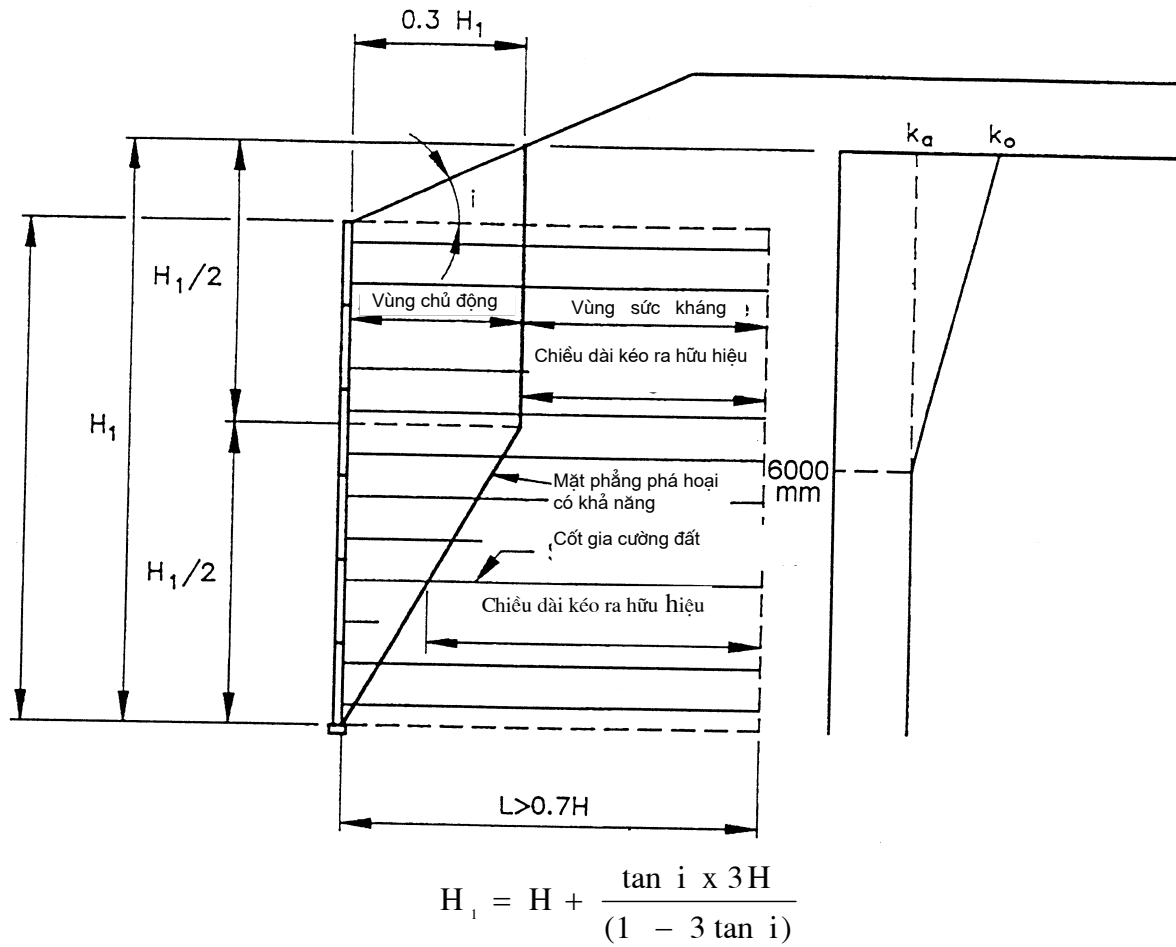
trong đó :

- $Y_p$  = hệ số tải trọng đối với áp lực đất trong Bản;g 3.4.1.2;
- $k$  = hệ số áp lực nằm ngang được cho ở dưới;
- $\sigma_v$  = áp lực sinh ra do các lực thẳng đứng của hợp lực tại cao độ cốt gia cường đang được đánh giá, được xác định bằng cách sử dụng sự phân bố áp lực đồng đều trên chiều rộng hữu hiệu (L- 2e) như quy định trong Điều 10.6.3.1.5 (MPa).

Ứng suất hữu hiệu thẳng đứng,  $\sigma_v$ , tại mỗi cao độ của cốt gia cường phải được xem xét sự cân bằng cục bộ của tất cả các lực tại chỗ ở cao độ đó;

Các kết cấu phải được thiết kế bằng cách dùng  $k = k_o$  tại  $H_1$  trên đỉnh lớp đệm san bằng và giảm tuyến tính tới  $k = k_a$  tại chiều sâu 6000mm như đã được chỉ rõ trong Hình 1. Phải dùng  $k = k_a$  ở dưới chiều sâu 6000mm. Các hệ số  $k_a$  và  $k_o$  phải được giả định là cùng tồn tại, không kể tới các điều kiện đặt tải bên ngoài. Các trị số của  $k_a$  và  $k_o$  phải được lấy từ Điều 3.11.5.7 với  $\phi_1$  được lấy như là góc ma sát của vùng đất được gia cố. Mặt khác, các ứng suất nằm ngang tại mỗi cao độ gia cường có thể được tính bằng cách dùng các quan điểm về độ cứng kết cấu.

Góc ma sát tối đa được dùng để xác định lực nằm ngang bên trong vùng đất gia cố phải lấy bằng  $34^\circ$ , trừ khi đất lấp chọn lọc cho dự án được thử nghiệm với cường độ ma sát bằng các phương pháp thử nghiệm 3 trục hoặc cắt trục tiếp tương ứng với ASTM D 2850 và AASHTO T236 (ASTM D 3080). Các hoạt tải phải được đặt tương xứng với hiệu ứng lực cực hạn trong vùng vật lý có thể đối với hoạt tải. Phải dùng các quy định của Điều 3.11.6



**Hình 11.9.5.2.2-1- Xác định mặt phẳng phá hoại và các hệ số áp lực đất của tường MSE có cốt gia cường không giãn dài**

**11.9.5.2.3. Các cốt gia cường có thể giãn dài.**

Độ ổn định bên trong đối với các kết cấu được thi công với các cốt gia cường pôlime phải được phân tích bằng cách dùng phương pháp luận của phương pháp gôn đúng chêm giằng phía sau. Mặt phẳng phá hoại có thể được giả định theo định nghĩa vùng áp lực đất chủ động Rankin lấy theo đường thẳng đi qua chân tường và tạo góc  $45^\circ + \varphi_i/2$  so với đường nằm ngang, cho cả hai trường hợp đất lấp nằm ngang và đất lấp có mái dốc. Sự phân bố áp lực Rankin có thể xác định theo quy định trong Điều 3.11.5.7.

Các cốt gia cường phải được thiết kế để chống lại các áp lực thủy tĩnh và áp lực chủ động trên panen sinh ra từ tất cả các tải trọng thẳng đứng được áp dụng.

Giá trị của  $k_a$  trong khối đất gia cố phải được giả định là độc lập với tất cả các tải trọng bên ngoài, trừ đất đắp dốc nghiêng. Phải dùng quy định của Điều 11.9.5.2 đối với góc ma sát lớn nhất.

Khi các thử nghiệm riêng tại chỗ được tiến hành, cường độ đất phải được đánh giá theo các mức độ ứng suất dư.

### 11.9.5.3. Các thông số thiết kế chịu lực nhỏ

Sức kháng nhỏ phải được nghiên cứu tại mỗi cao độ. Chỉ có chiều dài nhỏ hữu hiệu kéo dài ra xa các mặt phá hoại lý thuyết mới được sử dụng trong việc nghiên cứu này.

Chiều dài nhỏ nhất trong vùng kháng phải lấy bằng 900mm. Chiều dài cốt gia cường tại tất cả các cao độ phải lấy như nhau. Chiều dài tổng cộng tối thiểu phải là 2400mm.

Khả năng chịu lực nhỏ cực hạn của các dải cốt thép trơn hoặc có gân phải được lấy như sau: Phần 11-Mố, trụ và tường chắn

$$P_{fs} = gf^*Y_sZA_s \times 10^{-9} \quad (11.9.5.3-1)$$

trong đó:

- $g$  = gia tốc trọng trường ( $m/s^2$ )
- $f^*$  = hệ số ma sát biểu kiến tại mỗi cao độ cốt gia cường.
- $A_s$  = tổng diện tích bề mặt cốt gia cường ở đỉnh và ở đáy dọc theo chiều dài nhỏ hữu hiệu ở ngoài mặt phẳng phá hoại quy định trong Hình 1 trừ đi bất kỳ chiều dày tổn thất nào (mm);
- $Z$  = chiều sâu bên dưới đỉnh tường hữu hiệu hoặc tới cốt gia cường (mm);
- $Y_s$  = tỷ trọng đất chưa nhân hệ số ( $kg/m^3$ );

Khi không có các số liệu thử nghiệm về lực nhỏ đối với các dải cốt thép có gân trong các vật liệu lấp phù hợp với Tiêu chuẩn Thi công Phần 807, phải lấy một trị số hệ số ma sát biểu kiến lớn nhất  $f^*$  bằng 2,0 hoặc nhỏ hơn tại cao độ mặt đất, và có thể giả định giảm tuyến tính tới một trị số bằng với  $tg\varphi_f$ , tại chiều sâu 6000mm, trong đó  $\varphi_f$  là góc ma sát của đất lấp bên trong khối gia cố.

Đối với các dải cốt thép trơn, hệ số ma sát biểu kiến phải là hằng số tại tất cả các chiều sâu và có thể lấy theo;

$$f^* = tg \psi \leq 0,4 \quad (11.9.5.3-2)$$

trong đó :

- $\psi$  = góc ma sát cốt gia cường-đất (độ).

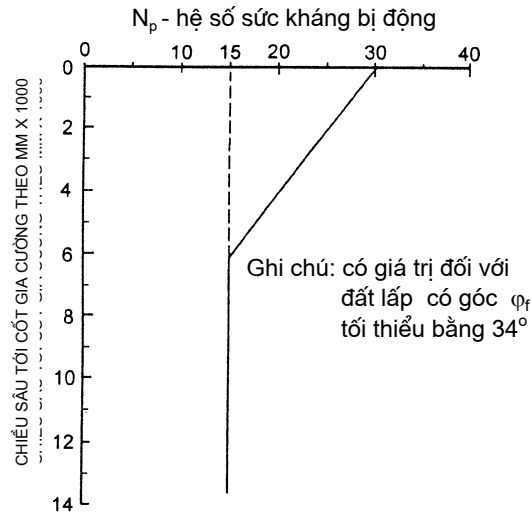
Đối với hệ cốt thép ô lưới có thanh ngang đặt cách nhau 150mm hoặc lớn hơn, quan hệ tổng quát đối với khả năng nhỏ cực hạn được lấy như sau:

$$P_{fg} = gN_pY_sZnA_b \times 10^{-9} \quad (11.9.5.3-3)$$

trong đó :

- $g$  = gia tốc trọng trường ( $m/s^2$ );
- $N_p$  = hệ số sức kháng bị động được lấy hoặc theo các thử nghiệm nhỏ riêng cho đất lấp hoặc thay cho các số liệu thử nghiệm như vậy, lấy theo chiều sâu như đã quy định ở Hình 1;
- $Y_s$  = tỷ trọng đất không có hệ số ( $kg/m^3$ );

- $Z$  = chiều sâu bên dưới đỉnh tường hữu hiệu hoặc tới cốt gia cường (mm);
- $n$  = hệ số cấu kiện đỡ ngang phía sau mặt phẳng phá hoại;
- $A_b$  = diện tích bề mặt của cốt gia cường ngang chịu đỡ trừ đi bất kỳ chiều dày tổn thất nào của các thanh đặt ngang( đường kính nhân với chiều dài) (mm<sup>2</sup>);



**Hình 11.9.5.3.1- Các hệ số nhỏ đối với cốt gia cường ô lưới và mạng lưới không gian dài.**

Đối với cốt gia cường ô lưới thép có khoảng cách nhỏ hơn 150mm khả năng chịu lực nhỏ  $P_{fg}$  phải được lấy theo :

$$P_{fg} = 2 g w l Y_s Z f_d \tan \varphi_f \times 10^{-9} \quad (11.9.5.3-4)$$

trong đó :

- $g$  = gia tốc trọng trường (m/s<sup>2</sup>);
- $w$  = chiều rộng tấm lưới (mm);
- $l$  = chiều dài tấm lưới ở xa mặt phẳng phá hoại (mm);
- $Y_s$  = tỷ trọng của đất không hệ số (kg/m<sup>3</sup>);
- $Z$  = chiều sâu dưới đỉnh tường hữu hiệu hoặc tới cốt gia cường (mm);
- $f_d$  = hệ số sức kháng đối với trượt trực tiếp của cốt gia cường;
- $\varphi_f$  = góc nội ma sát của vùng đất gia cố (độ).

Trị số  $f_d$  có thể giả định thay đổi từ 0,45 đối với các tấm liên tục tới 0,80 đối với các tấm thanh có khoảng cách ngang 150mm. Các hệ số của  $f_d$  phải được xác định bằng thực nghiệm đối với mỗi kích thước ô lưới.

Đối với cốt gia cường pôlime, có thể áp dụng phương trình 4 khi  $f_d$  được tăng trong khoảng ứng suất thông thường phù hợp với Phương pháp thử nghiệm GG-5 của Viện Nghiên cứu vật liệu địa tổng hợp. Hệ số  $f_d$  nhận được theo thực nghiệm có thể bị giới hạn bởi tải trọng chịu kéo trong trạng thái giới hạn  $T_1$  đối với sản phẩm quy định trong Điều 11.9.5.1.3.

## 11.9.6. QUY ĐỊNH VỀ THIẾT KẾ ĐỘNG ĐẤT

### 11.9.6.1. Độ ổn định bên ngoài

Việc xác định độ ổn định phải được thực hiện bằng cách xét tới các lực tĩnh, lực quán tính nằm ngang  $P_{IR}$  và 50% lực đẩy động nằm ngang  $P_{AE}$ . Lực đẩy động nằm ngang  $P_{AE}$  phải được đánh giá bằng cách sử dụng phương pháp giả tĩnh học Mononabe-Okabe và phải tác động vào bề mặt phía sau của khối đắp gia cố tại chiều cao  $0,6H$  tính từ đáy và lực quán tính nằm ngang vào giữa chiều cao của kết cấu. Các trị số  $P_{AE}$  và  $P_{IR}$  đối với các kết cấu lấp đất ngang có thể được xác định như sau:

$$A_m = (1,45-A)A \quad (11.9.6.1-1)$$

$$P_{AE} = 0,375A_m g Y_s H^2 \times 10^{-9} \quad (11.9.6.1-2)$$

$$P_{IR} = 0,5A_m g Y_s H^2 \times 10^{-9} \quad (11.9.6.1-3)$$

trong đó :

- A = gia tốc động đất lớn nhất;
- $A_m$  = hệ số gia tốc lớn nhất của tường tại trọng tâm.
- g = gia tốc trọng trường ( $m/s^2$ );
- $Y_s$  = tỷ trọng đất ( $kg/m^3$ );
- H = chiều cao tường (mm).

Đối với các kết cấu có đất lấp mặt dốc nghiêng, lực quán tính  $P_{IR}$  phải được dựa trên khối lượng hữu hiệu có chiều cao  $H_2$  và chiều rộng đáy bằng  $0,5H_2$ .

$H_2$  được xác định như sau:

$$H_2 = H + \frac{0,5H \tan(i)}{(1 - 0,5H \tan(i))} \quad (11.9.6.1-4)$$

trong đó :

- i = mái dốc đất lấp (độ);

Lực quán tính phải được tính tới tác động đồng thời với một nửa lực đẩy động nằm ngang  $P_{AE}$ , được tính theo phương pháp giả tĩnh học Mononabe-Okabe và tác động vào  $0,60H_2$ , trên đáy bề mặt phía sau của khối hữu hiệu.

### 11.9.6.2. Độ ổn định bên trong

Cốt gia cường phải được thiết kế để chịu các lực nằm ngang phát sinh bởi lực quán tính bên trong,  $P_{is}$  và các lực tĩnh. Tổng lực quán tính  $P_{is}$  trên đơn vị chiều dài. Kết cấu phải được xem là bằng với khối lượng của vùng chủ động nhân với hệ số gia tốc lớn nhất của tường  $A_m$ . Lực quán tính này phải được phân bố tới các cốt gia cường tỷ lệ với diện tích chịu lực của chúng như sau:

$$H_m = P_{is} \left( \frac{A_{Reffi}}{\sum A_{Reffi}} \right) \quad (11.9.6.2-1)$$

với:

$$A_{Reffi} = \frac{b'_i L_{ei}}{S_{H_i}} \quad (11.9.6.2-2)$$

trong đó:

$H_m$  = sự tăng của lực quán tính động tại cao độ  $i$  (N/mm) của kết cấu.

$P_{is}$  = chiều rộng cốt gia cường đối với lớp thứ  $i$  (mm).

$b'_i$  = chiều rộng cốt gia cường đối với lớp thứ  $i$  (mm)

$L_{ei}$  = chiều dài cốt gia cường hữu hiệu đối với lớp thứ  $i$  (mm).

$S_{H_i}$  = khoảng cách cốt gia cường ngang đối với lớp thứ  $i$  (mm)

Với các điều kiện tải trọng động đất, các trị số của các hệ số sức kháng có thể áp dụng được với  $f^*$ ,  $N_p$  và  $f_d$ , quy định trong Điều 11.9.5.3 nên được giảm tới 80% của các trị số quy định trong Điều 11.5.6.

### 11.9.7. MỐ KIỂU CÓ NEO ( MỐ KIỂU MSE)

Các bộ móng móng cầu phải có kích thước cân xứng để đáp ứng các tiêu chuẩn về độ trượt và độ lật quy định trong các Điều 11.9.4.1 và 11.9.4.3 tương ứng và các áp lực đỡ đồng đều lớn nhất bằng cách sử dụng một chiều rộng hữu hiệu ( $L - 2e$ ) của móng như quy định trong Điều 10.6.3.1.5.

Tường MSE dưới bộ móng móng phải được thiết kế theo các tải trọng bổ sung do áp lực bộ móng và các áp lực đất phụ thuộc do các tải trọng ngang tại gối cầu và từ tường phía sau. Tải trọng đặt trên bộ móng có thể được giả định là phân bố đều qua chiều rộng hữu hiệu của móng ( $L - 2e$ ) tại đáy bộ móng và được truyền theo chiều sâu độ dốc 2:1 (V:H). Các tải trọng nằm ngang phụ thêm có thể được đặt vào như là các lực cắt dọc theo đáy bộ móng, giảm đồng đều theo chiều sâu tới một điểm trên mặt tường bằng 2 lần chiều rộng hữu hiệu của bộ móng.

Lực nằm ngang tính toán tác động lên cốt gia cường tại bất kỳ cao độ cốt gia cường nào  $P_i$  phải được lấy theo:

$$P_i = \sigma_{Hmax} h_i \quad (11.9.7-1)$$

trong đó:

$\sigma_{Hmax}$  = ứng suất nằm ngang tính toán tại lớp  $i$ , theo định nghĩa trong Phương trình 2(MPa).

$h_i$  = chiều cao của khối đất được gia cố góp vào tải trọng nằm ngang đối với cốt gia cường tại cao độ  $i$ , tính theo khoảng cách thẳng đứng từ điểm giữa lớp thứ  $i$  và lớp nằm trên tiếp theo tới điểm giữa lớp  $i$  và lớp nằm dưới tiếp theo (mm).



Các ứng suất nằm ngang trong khối móng được gia cố phải được xác định theo sự chồng lên nhau như sau và theo quy định trong Hình 1

$$\sigma_{Hmax} = Y_p(\sigma_{v1} k + \sigma_{v2} k_a + \sigma_H) \quad (11.9.7-2)$$

trong đó :

- $Y_p$  = hệ số tải trọng đối với áp lực đất trong Bảng 3.4.1-2
- $\sigma_H$  = độ lớn của áp lực ngang do gia tải (MPa).
- $\sigma_{v1}$  = ứng suất thẳng đứng của đất (MPa).
- $\sigma_{v2}$  = ứng suất thẳng đứng của đất do tải trọng của bộ móng (MPa).
- $k$  = hệ số áp lực đất thay đổi giữa  $k_0$  và  $k_a$  theo quy định trong Hình 11.9.5.2.2-1.
- $k_0$  = hệ số áp lực đất khi nghỉ được quy định trong Điều 3.11.5.7.
- $k_a$  = hệ số áp lực đất chủ động được quy định trong Điều 3.11.5.7.

Chiều dài hữu hiệu của cốt gia cường dùng cho các tính toán ổn định bên trong phần dưới bộ móng móng phải là số nhỏ hơn của chiều dài cách xa đầu cuối bộ móng hoặc chiều dài cách xa một khoảng cách tính từ mặt đường bằng với 30% của  $(H+d)$ , trong đó  $H$  và  $d$  được lấy như ở trong Hình 1.

Khoảng cách nhỏ nhất từ tim gối đỡ trên móng tới mép ngoài của tường mặt phải là 1000mm. Khoảng cách nhỏ giữa mặt sau panen và bộ móng phải là 150mm.

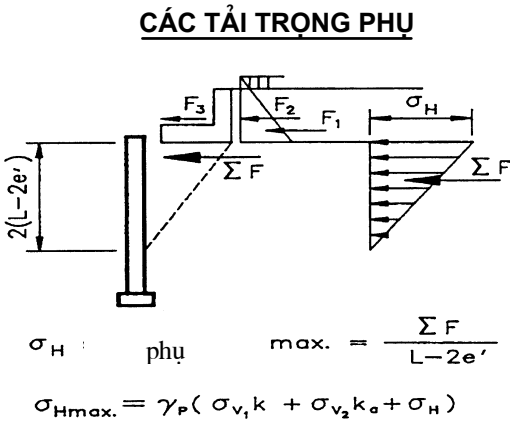
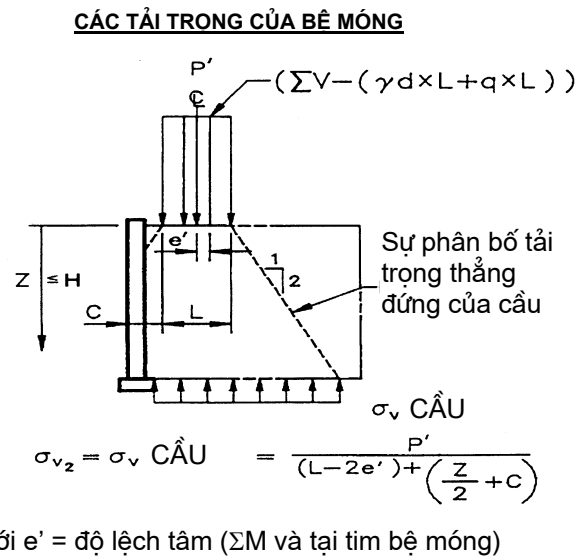
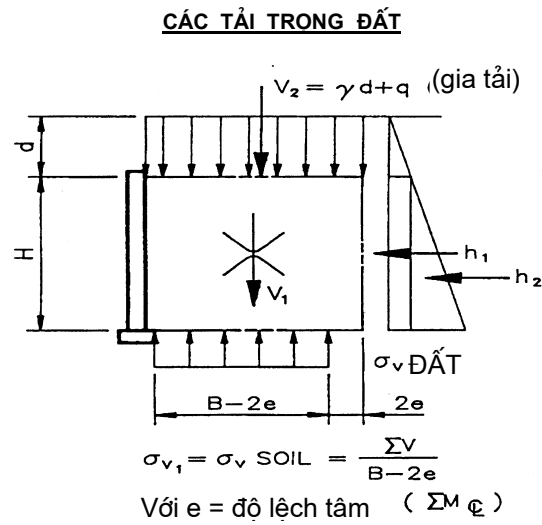
Phải áp dụng các quy định trong điều 10.6.2.2.

Với các kết cấu đỡ của các móng cầu, lực nằm ngang lớn nhất phải được sử dụng để thiết kế liên kết giữa panen và cốt gia cường trên suốt chiều cao kết cấu.

Tỷ trọng, chiều dài và mật cắt ngang của cốt gia cường đất được thiết kế để đỡ tường móng phải được thực hiện trên các tường bản bản cánh với khoảng cách nằm ngang nhỏ nhất bằng 50% chiều cao của tường móng.

Với các móng được đỡ bằng cọc, các lực nằm ngang truyền tới các cọc do khả năng chịu lực ngang của cọc chịu bằng cách bố trí các cốt gia cường phụ để giằng mũ cọc vào trong khối đất hoặc dùng các cọc xiên, tường mặt phải được tách ra khỏi các tải trọng ngang gắn với độ uốn ngang của cọc. Phải bố trí một khoảng cách tối thiểu 450mm giữa mặt tường và cọc. Các cọc phải được quy định đóng trước khi thi công tường và có ống bọc qua nền đắp khi cần thiết.

Sự cân bằng của hệ nên được kiểm tra tại mỗi cao độ cốt gia cường phía dưới gối cầu. Do các áp lực đỡ gần chỗ nối với panen tương đối lớn; sự đầy đủ và khả năng chịu lực cực hạn của các chỗ nối panen nên được xác định bằng cách tiến hành các thực nghiệm uốn nhỏ trên panen có kích thước thật.



**Hình 11.9.7-1- Các ứng suất nằm ngang ở móng**

**11.9.8. CÁC XEM XÉT VỀ TUỔI THỌ THIẾT KẾ.**

**11.9.8.1. Cốt gia cường bằng thép**

Việc thiết kế các cốt gia cường bằng thép mạ trong đất và các chỗ nối phải được thực hiện trên cơ sở chiều dày  $E_c$  như sau:

$$E_c = E_n - E_s \tag{11.9.8.1-1}$$

trong đó:

- $E_c$  = chiều dày của cốt gia cường kim loại tại thời điểm hết tuổi thọ sử dụng (mm).
- $E_n$  = chiều dày danh định của cốt gia cường thép khi thi công (mm).
- $E_s$  = chiều dày tổn thất của kim loại dự kiến bị mất bởi sự ăn mòn đồng đều trong tuổi thọ sử dụng kết cấu (mm).

Đối với việc thiết kế kết cấu, độ dày tổn thất phải được dự tính cho mỗi bề mặt lộ ra như sau:

- Tổn thất lớp mạ = 0,015 mm/năm cho 2 năm đầu tiên.  
= 0,004 mm/năm cho các năm tiếp theo.
- Tổn thất thép các bon = 0,012mm/năm khi mất hết lớp kẽm mạ.

Các lớp phủ chống ăn mòn khác, nếu được quy định, phải sử dụng loại sơn tĩnh điện, sơn keo epoxy với các chiều dày phủ nhỏ nhất 0,40mm phù hợp với các yêu cầu của AASHTO M284M.

### 11.9.8.2. Cốt gia cường bằng pôlime

Phải áp dụng các quy định của Điều 11.9.5.1.3

### 11.9.9. THOÁT NƯỚC

Phải xem xét các biện pháp thoát nước phía trong đối với toàn bộ các kết cấu để phòng sự bão hoà của đất lấp gia cố và ngăn chặn các dòng nước mặt bất kỳ chứa các chất xâm thực.

Các tường MSE trong các khu vực đào và các chỗ đắp bên sườn đồi có các mức nước ngầm đã được thiết lập phải được thi công với các lớp tiêu nước ở phía sau và phía dưới vùng gia cố.

### 11.9.10. XÓI MÒN DƯỚI BỀ MẶT

Phải áp dụng các quy định của Điều 11.6.3.5

### 11.9.11. CÁC ĐIỀU KIỆN ĐẶT TẢI ĐẶC BIỆT

Trong thiết kế, các tải trọng tập trung thẳng đứng có thể giả định phân bố đều theo chiều sâu của khối đất gia cố bằng cách sử dụng góc phân bố bằng 2 theo chiều đứng và bằng 1,0 theo chiều nằm ngang.

Phải xem xét các tải trọng xe theo quy định của Điều 3.11.6.2.

Đối với các kết cấu bố trí dọc theo các con sông hoặc suối, áp lực thuỷ tĩnh chênh nhỏ nhất là 900mm phải được xem xét khi thiết kế. Tải trọng này phải được đặt ở mức nước cao. Phải sử dụng trọng lượng đơn vị hữu hiệu trong các tính toán về ổn định bên trong và bên ngoài bằng cách bắt đầu từ các cao độ ở ngay dưới sự tác dụng của áp lực chênh thuỷ tĩnh.

Các lan can và hàng rào chắn xe phải thoả mãn yêu cầu thử nghiệm va chạm như được quy định trong Phần 13.

### 11.10. CÁC TƯỜNG CHẾ TẠO SẴN THEO MÔ ĐUN

Hệ thống tường chế tạo sẵn theo mô đun có thể xét dùng ở nơi nào có xem xét sử dụng các tường trọng lực thông thường, tường hẫng hoặc các tường chắn bê tông có thanh chống .

Hệ tường chế tạo sẵn theo mô đun không được dùng trong các điều kiện sau đây:

- Trên đường cong có bán kính nhỏ hơn 240 000 mm, trừ khi đường cong có thể được thay bởi các đường cong chuyển tiếp.

- Các hệ mô-đun bằng thép được dùng khi nước ngầm hoặc nước chảy trên mặt nhiễm a- xít.

### 11.10.1. TẢI TRỌNG

Phải áp dụng các quy định của Điều 11.6.1.1, trừ khi các tác động cơ ngót và nhiệt độ không cần phải xem xét. Khi đằng sau các mô-đun chế tạo sẵn hình thành một mặt phẳng không đều, mặt phẳng giạt cấp, áp lực đất phải được tính toán theo bề mặt phẳng kéo từ phía trên góc đằng sau của mô-đun đỉnh tới gót sau thấp hơn của mô-đun đáy.

Trị số  $k_a$  dùng để tính lực đẩy ngang sinh ra do đất lấp bất kỳ và các tải trọng khác phía sau tường phải được tính toán dựa trên góc ma sát của đất lấp, phía sau mô-đun. Nếu khối lượng đất lấp kết cấu được dùng đắp đằng sau các mô-đun chế tạo sẵn là đầy đủ, góc ma sát  $\varphi_r$  có thể lấy bằng  $34^\circ$ . Trong trường hợp thiếu các số liệu cụ thể, phải dùng góc ma sát lớn nhất là  $30^\circ$ .

### 11.10.2. CHUYỂN VỊ Ở TRẠNG THÁI GIỚI HẠN SỬ DỤNG

Phải áp dụng các quy định của Điều 11.6.2 khi thích hợp.

Độ lún chênh dọc tính toán dọc theo mặt tường phải có độ dốc nhỏ hơn 1/200

### 11.10.3. AN TOÀN CHỐNG PHÁ HOẠI ĐẤT

#### 1.10.3.1. Tổng quát.

Đối với sự ổn định lật và trượt, hệ thống phải được giả định chịu tác động như là một vật thể cứng. Phải xác định độ ổn định tại mỗi cao độ mô-đun.

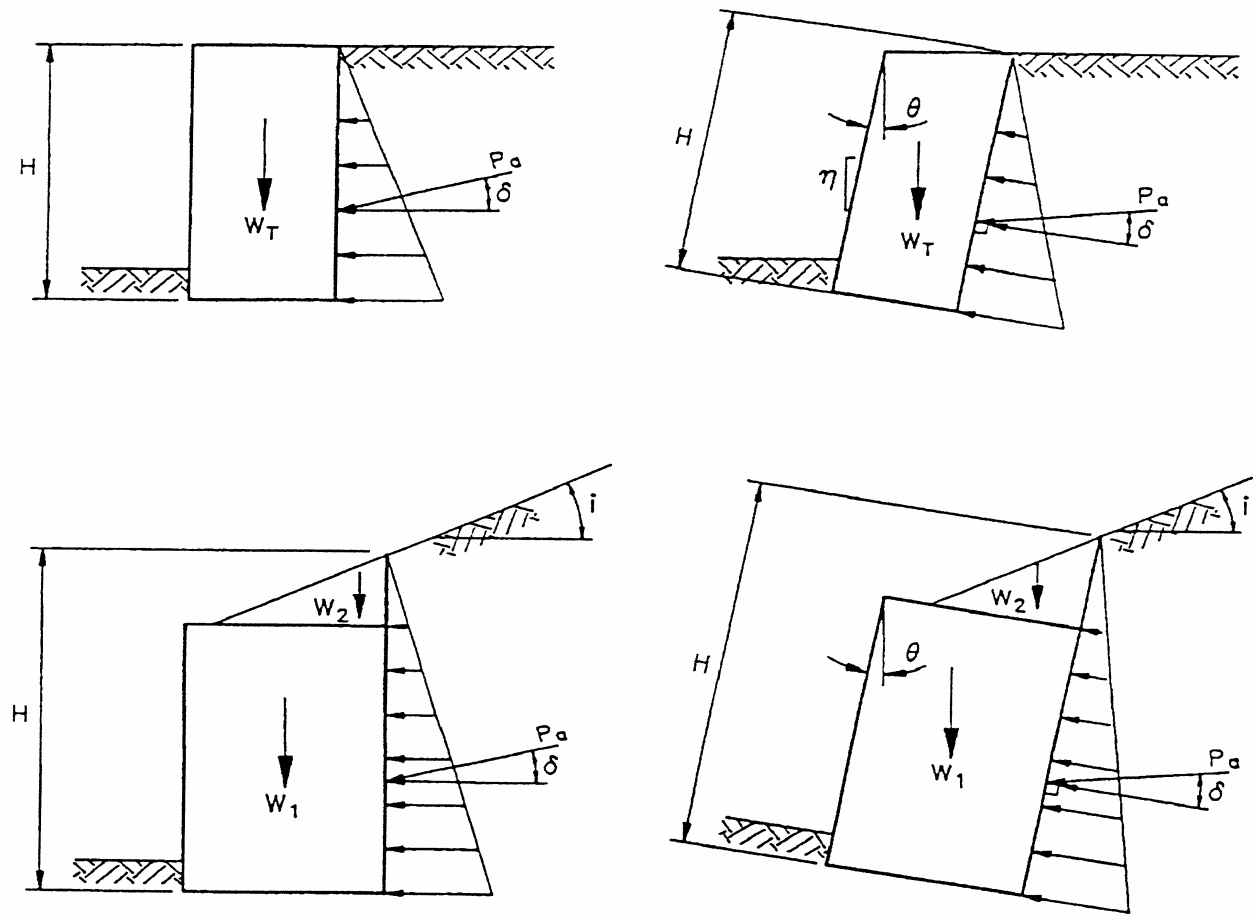
Phải bỏ qua các áp lực bị động trong các tính toán về ổn định, trừ khi đáy tường kéo dài xuống dưới chiều sâu xói lớn nhất, chiều sâu tan băng hoặc rối loạn khác. Riêng đối với trường hợp này, số lớn hơn của các độ sâu này có thể được xét cho sức kháng bị động hữu hiệu.

#### 11.10.3.2. Độ trượt

Phải áp dụng các quy định của Điều 10.6.3.3.

Trong các tính toán về độ ổn định trượt có thể xem là sự ma sát giữa khối đắp và đất nền và sự ma sát giữa các mô-đun ở đáy hoặc đế móng và đất nền là hữu hiệu quả trong việc chống trượt. Hệ số ma sát trượt giữa khối đắp là đất và đất nền tại đáy móng phải là số nhỏ hơn của  $\varphi_r$  của khối đất đắp và  $\varphi_r$  của đất nền. Hệ số ma sát trượt giữa các mô-đun đáy hoặc đế móng và đất nền tại đáy tường phải được giảm bớt theo sự cần thiết để xét tới các vùng tiếp xúc phẳng nhẵn.

Khi thiếu các số liệu cụ thể,  $\varphi_r$  phải dùng góc ma sát lớn nhất là  $30^\circ$ .

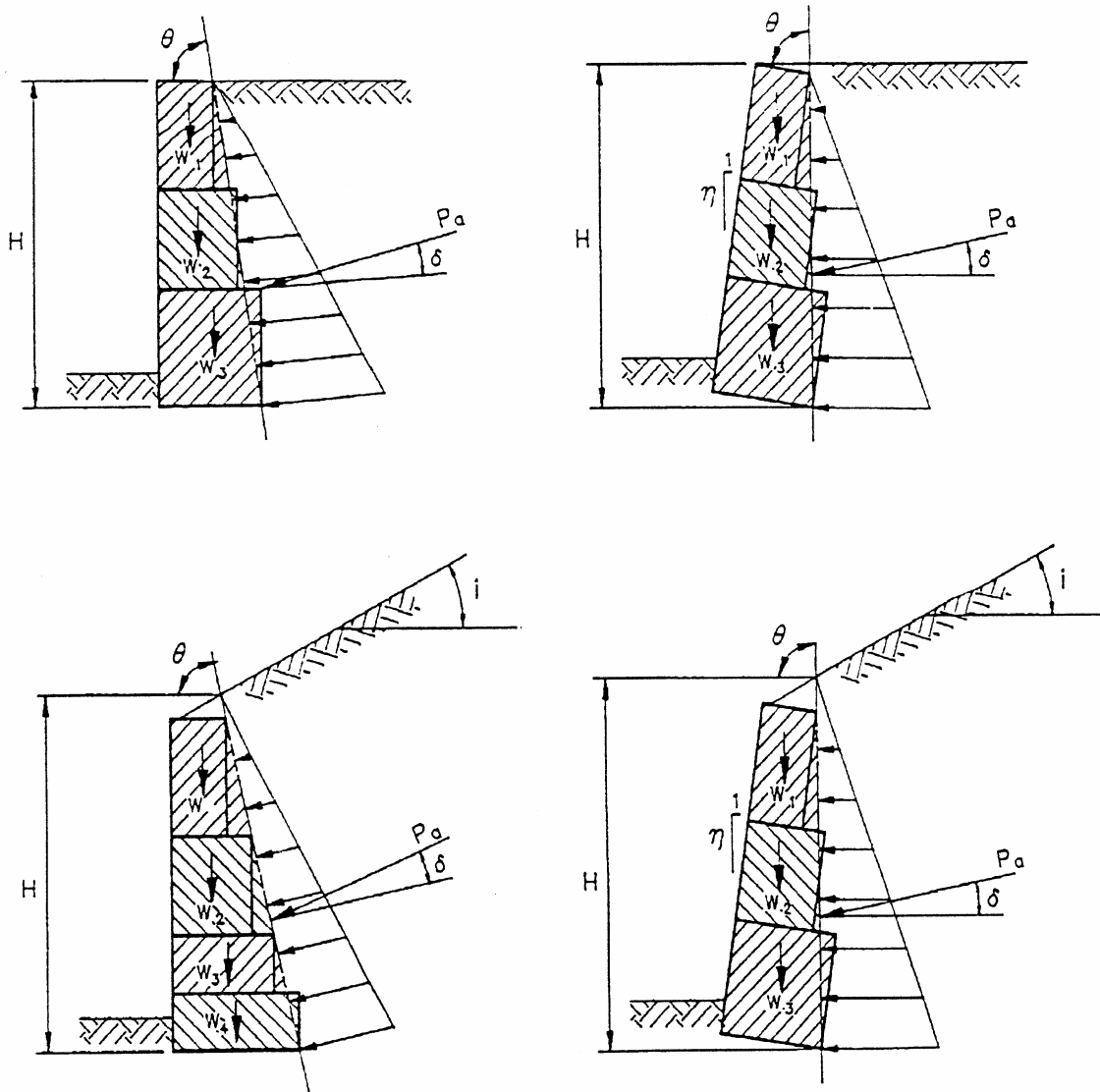


$$P_a \oplus \frac{H}{3}$$

$$P_a = \frac{1}{2} g \gamma H^2 k_a \times 10^{-9}$$

$$k_a = \frac{\cos^2(\phi + \theta)}{\cos^2 \theta \cos(\theta - \delta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - i)}{\cos(\theta - \delta) \cos(\theta + i)}} \right]^2}$$

Hình 11.10.3.2-1- Các bề mặt áp lực liên tục của tường chế tạo sẵn theo mô-đun



$$k_a = \frac{\sin^2(\theta + \phi)}{\sin^2\theta \sin(\theta - \delta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - i)}{\sin(\theta - \delta) \sin(\theta + i)}} \right]^2}$$

Hình 11.10.3.2-2- Các bề mặt áp lực không đều của tường chế tạo sẵn theo mô đun.

### 11.10.3.3. Sức kháng đỡ

Phải áp dụng các quy định của Điều 10.6.3.

Sức kháng đỡ phải được tính toán bằng cách giả định là các tải trọng tĩnh và các tải trọng áp lực đất được đỡ bởi điểm trên đơn vị chiều dài tại phía sau và trước của mô-đun hoặc tại các chân ở đáy, ít nhất là 80% trọng lượng đất bên trong các mô-đun phải được xét được truyền tới các điểm gối đỡ phía trước và phía sau. Phải xét tất cả trọng lượng đất bên trong các mô-đun nếu các điều kiện nền móng yêu cầu một bộ móng theo tổng diện tích mô-đun.

#### 11.10.3.4. Độ lật.

Phải áp dụng các quy định của Điều 11.6.3.3.

Tối đa là 80% của khối lấp bằng đất phía trong các mô-đun là hữu hiệu trong việc chống lại các mô men lật

#### 11.10.3.5. Sự xói mòn dưới bề mặt

Tường loại thùng có thể dùng chỉ ở trong vùng nhạy cảm với xói chỉ khi nào có hồ sơ chứng minh là thích hợp và thoả mãn yêu cầu của Chủ Đầu tư.

#### 11.10.3.6. Ổn định chung.

Phải áp dụng các quy định của Điều 11.6.3.4.

#### 11.10.3.7. Sức kháng bị động và độ trượt.

Phải áp dụng các quy định của Điều 10.6.3.3 và 10.6.3.6 khi thích hợp.

### 11.10.4. AN TOÀN CHỐNG PHÁ HOẠI KẾT CẤU

Các đơn nguyên mô đun chế tạo sẵn phải được thiết kế với các áp lực đất tính toán ở phía sau tường và với các áp lực đất tính toán tăng thêm bên trong các mô-đun. Các bề mặt sau phải được thiết kế cho cả các áp lực đất tính toán tăng thêm bên trong các mô-đun trong khi thi công và sự chênh lệch giữa các áp lực đất tính toán ở phía sau và bên trong các mô-đun sau khi thi công. Các yêu cầu về cường độ và cốt thép đối với các mô đun bê tông phải theo đúng Phần 5.

Các yêu cầu về cường độ đối với các mô-đun thép phải phù hợp với Phần 6. Mặt cắt thực dùng để thiết kế phải được giảm bớt theo Điều 11.9.8.1..

Các áp lực thùng tính toán phải là như nhau đối với mỗi mô-đun và không được nhỏ hơn:

$$P_b = g Y Y_s b x 10^{-9} \quad (11.10.4-1)$$

trong đó:

- $P_b$  = áp lực tính toán phía trong mô-đun thùng (MPa)
- $g$  = gia tốc trọng trường ( $m/s^2$ );
- $Y_s$  = tỷ trọng đất ( $kg/m^3$ );
- $Y$  = hệ số tải trọng quy định trong Bảng 3.4.1.2;
- $b$  = chiều rộng của mô-đun thùng (mm).

Các cốt thép phải được bố trí đối xứng trên cả hai mặt, trừ khi bảo đảm nhận biết đúng mỗi mặt để ngăn ngừa đảo ngược các đơn nguyên. Các góc phải được tăng cường đầy đủ.

#### 11.10.5. MỐ

Các bộ mố thi công trên các đơn nguyên môđun phải được thiết kế bằng cách xét tới áp lực đất và các áp lực nằm ngang phụ thêm từ dầm bộ mố và các áp lực đặt trên tường sau. Mô đun ở đỉnh phải được định kích thước đủ ổn định dưới tác động tổ hợp của áp lực đất thông thường và phụ thêm. Bề rộng tối thiểu của mô đun trên cùng phải là 1800mm. Đường tim gối đỡ phải được đặt cách mặt phía ngoài của mô đun trên cùng chế tạo sẵn ít nhất là 600mm..

Bệ dầm mố phải được đỡ bởi mô-đun trên cùng, và đúc liền nó. Bề dày mặt trước của mô-đun trên cùng phải được thiết kế chịu các lực uốn do các áp lực đất phụ gây ra. Các tải trọng trên dầm bộ mố phải được truyền tới cao độ móng và phải được xét tới khi thiết kế móng.

Phải áp dụng các quy định về độ lún chênh lệch đề ra trong Điều 11.9.3.

#### 11.10.6. THOÁT NƯỚC

Trong các vùng đào và đắp bên sườn đồi, các đơn nguyên mô-đun chế tạo sẵn phải được thiết kế với một rãnh liên tục dưới bề mặt đặt tại, hoặc gần cao độ đế móng và có cửa thoát theo yêu cầu. Trong các vùng đào hạc đắp bên sườn đồi có các mức nước ngầm đã xác định được hoặc có khả năng phát sinh ở trên cao độ đế móng, phải bố trí một lớp thoát nước liên tục và nối với hệ thống rãnh thoát dọc.

Đối với các hệ thống có các mặt trước hở thì phải bố trí một hệ thống thoát nước mặt ở trên đỉnh tường.