

Phần 9 - Mặt cầu và hệ mặt cầu

9.1. PHẠM VI

Phần này bao gồm các quy định để phân tích và thiết kế mặt cầu và hệ mặt cầu bằng bê tông và kim loại và các tổ hợp của chúng chịu tải trọng tĩnh.

Với mặt cầu bằng bê tông liền khối thoả mãn các điều kiện riêng được phép thiết kế theo kinh nghiệm mà không cần phân tích .

Nên dùng mặt cầu và các cấu kiện đỡ nó có tính liên tục.

Ở nơi về mặt kỹ thuật có thể thực hiện được cần cấu tạo để có tác động liên hợp giữa mặt cầu và các cấu kiện đỡ nó.

9.2. CÁC ĐỊNH NGHĨA

Các chi tiết phụ - Bó vỉa, tường phòng hộ, lan can, ba-ri-e, tường phân cách, cột tín hiệu và cột đèn gắn với mặt cầu.

Tác động vòm - Hiện tượng kết cấu trong đó tải trọng bánh xe được truyền chủ yếu qua các cột chống chịu nén hình thành trong bản.

Tấm đệm - Miếng đệm giữa mặt cầu kim loại và dầm.

Kết cấu mặt cầu nhiều ngăn - Mặt cầu bê tông với tỷ lệ rỗng vượt quá 40%.

Khẩu độ trống - Cự ly từ mặt đến mặt giữa các cấu kiện đỡ .

Sườn kín - Sườn của mặt cầu bản trực hướng bao gồm một tấm bản lòng máng được hàn vào bản mặt cầu dọc theo hai mép sườn.

Mối nối hợp long - Phân đồ bê tông tại chỗ giữa các cấu kiện đúc trước để tạo sự liên tục của kết cấu.

Tính tương hợp - Sự biến dạng bằng nhau ở mặt tiếp xúc của chi tiết và/hoặc cấu kiện được nối với nhau.

Cấu kiện - Chi tiết kết cấu hoặc tổ hợp các chi tiết kết cấu đòi hỏi sự xem xét thiết kế riêng .

Tác động liên hợp - Điều kiện mà hai hoặc nhiều chi tiết hoặc cấu kiện được cấu tạo cùng làm việc nhờ ngăn ngừa sự dịch chuyển tương đối ở mặt tiếp xúc của chúng.

Tính liên tục - Trong mặt cầu, bao gồm tính liên tục kết cấu và khả năng ngăn ngừa nước thấm nhập mà không cần có thêm chi tiết phi kết cấu.

Chiều cao lõi được bao trong khung cốt thép - Cự ly giữa đỉnh của cốt thép phía trên tới đáy của cốt thép phía dưới của bản bê tông.

Mặt cầu - Là bộ phận có hoặc không có lớp ma hao, trực tiếp chịu tải trọng bánh xe và tựa lên các cấu kiện khác.

Khe nối mặt cầu - (Hoặc khe biến dạng). Toàn bộ hoặc từng đoạn bị ngắt quãng của mặt cầu để điều tiết chuyển vị tương đối giữa các phần của kết cấu.

Hệ mặt cầu - Kết cấu phần trên trong đó mặt cầu và cấu kiện đỡ nó là một thể thống nhất hoặc trong đó các hiệu ứng lực hoặc biến dạng của cấu kiện đỡ có ảnh hưởng đáng kể đến sự làm việc của mặt cầu.

Khẩu độ thiết kế - Đối với mặt cầu là cự ly từ tim đến tim giữa các cấu kiện đỡ liên kế, tính theo hướng chủ yếu.

Chiều dài hữu hiệu - Chiều dài nhịp dùng để thiết kế theo kinh nghiệm của bản bê tông theo Điều 9.7.2.3.

Đàn hồi - Sự đáp ứng của kết cấu trong đó ứng suất tỷ lệ thuận với ứng biến và không có biến dạng dư sau khi dỡ tải.

Cân bằng - Trạng thái mà ở đó tổng các lực song song với bất kỳ trục nào và tổng mô men đối với bất kỳ trục nào trong không gian đều bằng 0,0.

Dải tương đương - Một cấu kiện tuyến tính giả định tách ra khỏi mặt cầu dùng để phân tích, trong đó hiệu ứng lực cực trị tính toán cho tải trọng của một bánh xe theo chiều ngang hoặc chiều dọc là xấp xỉ với các tác dụng thực trong bản.

Cực trị - Tối đa hoặc tối thiểu.

Tính liên tục chịu uốn - Khả năng truyền mô men và sự xoay giữa các cấu kiện hoặc trong cấu kiện.

Dầm sàn - Tên thường dùng của dầm ngang (Mĩ).

Vết bánh - Diện tích tiếp xúc giữa bánh xe và mặt đường.

Tác dụng khung - Tính liên tục ngang giữa mặt cầu và bản bụng của các mặt cắt rỗng hoặc giữa mặt cầu và bản bụng.

Vị trí bất lợi - Vị trí và hướng của tải trọng tức thời gây nên hiệu ứng lực cực trị.

Không đàn hồi - Sự đáp ứng của kết cấu trong đó ứng suất không tỷ lệ trực tiếp với ứng biến và biến dạng còn dư sau khi dỡ tải.

Mặt tiếp xúc - Nơi mà hai chi tiết và/hoặc cấu kiện tiếp xúc với nhau.

Tác động liên hợp bên trong - Sự tác động qua lại giữa mặt cầu và lớp phủ kết cấu.

Bản đẳng hướng - Bản có những đặc tính kết cấu đồng nhất thiết yếu trên hai hướng chính.

Cốt thép đẳng hướng - Hai lớp cốt thép đồng nhất, vuông góc và tiếp xúc trực tiếp với nhau.

Ngang - Hướng nằm ngang hoặc gần như nằm ngang bất kỳ.

Phân tích cục bộ - Nghiên cứu sâu về ứng biến và ứng suất trong hoFC giữa các cấu kiện từ hiệu ứng lực có được từ phân tích tổng thể.

Chiều cao tính - Chiều cao bê tông không tính phần bê tông trong phần gọn sóng của ván khuôn thép.

Sàn lưới hở - Sàn lưới kim loại không được lấp hoặc phủ bằng bê tông.

Sườn hở - Sườn ở bản mặt cầu trục hướng gồm một tấm bản hoặc một tiết diện thép cán được hàn vào bản mặt cầu.

Bản trục hướng - Bản có những đặc tính kết cấu khác nhau đáng kể trên hai hướng chính.

Tác động liên hợp một phần - Điều kiện mà ở đó hai hoặc nhiều chi tiết hoặc cấu kiện được cấu tạo cho cùng làm việc bằng cách giảm nhưng không loại trừ chuyển vị tương đối ở mặt tiếp xúc của chúng, hoặc ở đó các chi tiết liên kết quá mềm để mặt cầu có thể phát triển đầy đủ tác động liên hợp.

Hướng chủ yếu - Ở mặt cầu đẳng hướng là hướng có khẩu độ nhịp ngắn hơn; ở mặt cầu trục hướng là hướng của cấu kiện chịu lực chính.

Hướng thứ yếu - là hướng trục giao với hướng chủ yếu.

Thi công cắt khúc hay phân đoạn - Phương pháp xây dựng cầu dùng phương pháp nối các đoạn bê tông đúc đối tiếp, đúc sẵn hoặc đúc tại chỗ bằng kéo sau (dự ứng lực) dọc theo cầu.

Mấu neo chịu cắt - Chi tiết cơ học ngăn ngừa các chuyển vị tương đối cả chiều thẳng góc và chiều song song với mặt tiếp xúc.

Tính liên tục cắt - Điều kiện mà ở đó lực cắt và chuyển vị được truyền giữa các cấu kiện hoặc bên trong cấu kiện.

Khoá (chốt) chịu cắt - Hốc để sẵn ở lê cấu kiện đúc sẵn được lấp bằng vữa, hoặc một hệ các mấu đối tiếp lồi và hốc lõm ở các mặt khác để đảm bảo tính liên tục về cắt giữa các cấu kiện.

Góc chéo - Góc giữa trục của gối tựa với đường vuông góc với trục dọc cầu, có nghĩa là góc 0° biểu thị cầu vuông góc.

Khoảng cách - Cự ly từ tim đến tim các chi tiết hoặc cấu kiện, như cốt thép, dầm gối v.v...

Ván khuôn để lại - Ván khuôn bằng kim loại hoặc bê tông đúc sẵn để lại sau khi thi công xong.

Biên độ ứng suất - Chênh lệch đại số giữa các ứng suất cực trị.

Lớp phủ kết cấu - Lớp liên kết với mặt cầu bằng bê tông ngoài lớp bê tông atphan.

Xe Tandem - Xe hai trục có cùng trọng lượng đặt cạnh nhau và được liên kết với nhau bằng cơ học.

Neo chống nhỏ - Chi tiết cơ học để ngăn ngừa chuyển dịch tương đối thẳng góc với mặt tiếp xúc.

Lỗ rỗng - Khoảng trống không liên tục ở bên trong mặt cầu để làm giảm tự trọng.

Mặt cầu khoét rỗng - Mặt cầu bê tông trong đó diện tích khoét rỗng không lớn hơn 40% tổng diện tích.

Bánh xe - Một hoặc một đôi lớp ở một đầu của trục xe

Tải trọng bánh xe - Một nửa tải trọng trục thiết kế theo quy định.

Lớp mặt chịu mài mòn - Lớp có thể mất đi của kết cấu mặt cầu hoặc lớp phủ để bảo vệ kết cấu mặt cầu chống mài mòn, muối đường và tác động của môi trường. Lớp phủ có thể bao hàm cả phòng nước.

Đường chảy dẻo - Đường chảy dẻo trong biểu đồ quan hệ ứng suất - biến dạng

Phân tích đường chảy dẻo - Phương pháp để xác định khả năng chịu tải của cấu kiện dựa trên hình thành một cơ cấu.

Phương pháp đường chảy dẻo - Phương pháp phân tích trong đó số lượng có thể có của phân bố đường chảy dẻo của bản bê tông được xem xét để xác định khả năng chịu tải tối thiểu.

9.3. CÁC KÝ HIỆU

a	=	chiều rộng của khoảng cách giữa các bản bụng sườn (mm) (9.8.3.7.2)
C	=	chiều cao bị cắt ở dưới để có thể lắp sườn của bản trục hướng (mm) (9.8.3.7.4)
e	=	cự ly trống giữa các sườn kín ở bản mặt cầu thép trục hướng (mm) (9.8.3.7.4).
h'	=	chiều dài của phần nghiêng của bản bụng sườn (mm) (9.8.3.7.2)
S	=	chiều dài hữu hiệu của nhịp (mm) (9.7.3.2).
t	=	chiều dày của bản hoặc tấm (mm) (9.8.3.7.1).
$t_{d,eff}$	=	chều cao hữu hiệu của bản mặt, bao gồm hiệu ứng làm tăng độ cứng của lớp mặt (mm) (9.8.3.7.2).
t_r	=	chiều dày của bản bụng sườn (mm) (9.8.3.7.2).

9.4. CÁC YÊU CẦU THIẾT KẾ CHUNG

9.4.1. TÁC ĐỘNG Ở MẶT TIẾP XÚC

Mặt cầu không phải loại sàn lưới hở, phải được làm liên hợp với các cấu kiện đỡ chúng, trừ khi có những lý do buộc phải làm khác đi. Mặt cầu không liên hợp phải được liên kết với cấu kiện đỡ để phòng sự tách thẳng đứng.

Các mấu neo chịu cắt hoặc các liên kết khác giữa mặt không phải loại sàn lưới hở và các cấu kiện đỡ chúng phải được thiết kế theo hiệu ứng lực tính toán trên cơ sở tác động liên hợp đầy đủ dù cho tác động liên hợp đó có được xét đến hay không trong khi định kích thước các cấu kiện chủ yếu. Các chi tiết để truyền lực cắt qua mặt tiếp xúc với cấu kiện đỡ bằng thép cần thỏa mãn các quy định thích hợp ở Điều 6.6.

Phải cấu tạo để hữu hiệu ứng lực giữa mặt cầu và các chi tiết phụ hoặc cấu kiện khác.

9.4.2. THOÁT NƯỚC MẶT CẦU

Trừ mặt cầu bằng lưới thép không phủ kín, mặt cầu phải làm dốc ngang và dốc dọc theo quy định ở Điều 2.6.6. Hiệu ứng kết cấu của các lỗ thoát nước phải được xét đến trong thiết kế mặt cầu.

9.4.3. CÁC CHI TIẾT PHỤ BẰNG BÊ TÔNG

Trừ khi Chủ đầu tư có quy định khác đi, các bó vữa, tường phòng hộ, lan can, lan can ô tô và tường phân cách phải được làm liên tục về mặt kết cấu. Xem xét sự tham gia về mặt kết cấu của chúng với mặt cầu cần được giới hạn phù hợp với các quy định ở Điều 9.5.1.

9.4.4. BỆ ĐỠ MÉP

Trừ khi bản mặt cầu được thiết kế để chịu tải trọng bánh xe ở vị trí mép, các mép bản có bộ đỡ. Dầm đỡ mép không đầy đủ cần phù hợp với các quy định ở Điều 9.7.1.4.

9.4.5. VÁN KHUÔN ĐỂ LẠI CHO BỘ PHẦN HẰNG

Ván khuôn để lại, ngoài loại dùng ở mặt cầu bằng thép được lắp kín, không được dùng trong phần hằng của mặt cầu bê tông.

9.5. CÁC TRẠNG THÁI GIỚI HẠN

9.5.1. TỔNG QUÁT

Việc cùng tham gia chịu lực với mặt cầu của các chi tiết bê tông có thể được xét đến cho trạng thái giới hạn sử dụng và mỗi nhưng không được xét cho trạng thái giới hạn cường độ và đặc biệt.

Trừ phần mặt cầu hằng, nơi nào thoả mãn được các điều kiện ghi ở Điều 9.7.1 thì có thể xem như mặt cầu bê tông thoả mãn các yêu cầu của các trạng thái giới hạn sử dụng, mỗi, đặc biệt và cường độ, và không cần phải thoả mãn các quy định khác của Điều 9.5.

9.5.2. TRẠNG THÁI GIỚI HẠN SỬ DỤNG

Ở trạng thái giới hạn sử dụng mặt cầu và hệ mặt cầu phải được phân tích như là một kết cấu hoàn toàn đàn hồi và phải được thiết kế và cấu tạo để thoả mãn các quy định ở các phần 5 và 6.

Các hiệu ứng của biến dạng mặt cầu quá mức cần được xét ở các mặt cầu không làm bằng bê tông và mặt cầu thép có lắp bằng bê tông.

9.5.3. TRẠNG THÁI GIỚI HẠN MỎI VÀ ĐÚT GỖY

Mỏi không cần phải khảo sát đối với :

- Mặt cầu bê tông và mặt cầu dạng mạng dầm lắp đầy trong các kết cấu có nhiều dầm,
- Phần lắp đầy của mặt cầu dạng mạng dầm lắp một phần,

Mặt cầu mạng dầm thép và bản thép trực hướng cần phù hợp với quy định ở Điều 6.5.3.

Mặt cầu bê tông không phải là mặt cầu nhiều dầm phải được khảo sát về trạng thái giới hạn mỗi ghi ở Điều 5.5.3.

9.5.4. TRẠNG THÁI GIỚI HẠN CƯỜNG ĐỘ

Ở trạng thái giới hạn cường độ mặt cầu và hệ mặt cầu có thể được phân tích như kết cấu dàn hồi hoặc không dàn hồi và cần được thiết kế và cấu tạo để thỏa mãn các quy định ở Phần 5 và 6.

9.5.5. TRẠNG THÁI GIỚI HẠN ĐẶC BIỆT

Mặt cầu phải được thiết kế theo hiệu ứng lực truyền từ xa và tổ hợp tải trọng dùng cho lan can, các biện pháp phân tích và trạng thái giới hạn ghi ở Phần 13. Thí nghiệm nghiệm thu, phù hợp với Phần 13, có thể được dùng để thỏa mãn các yêu cầu này.

9.6. PHÂN TÍCH

9.6.1. CÁC PHƯƠNG PHÁP PHÂN TÍCH

Có thể sử dụng phương pháp phân tích dàn hồi gần đúng ở Điều 4.6.2.1, hoặc phương pháp chính xác ở Điều 4.6.3.2, hoặc thiết kế bản bê tông theo kinh nghiệm ở Điều 9.7 cho các trạng thái giới hạn khác nhau cho phép trong Điều 9.5.

9.6.2. TẢI TRỌNG

Tải trọng, vị trí tải trọng, diện tích tiếp xúc của lớp xe và các tổ hợp tải trọng cần phù hợp với các quy định của Phần 3.

9.7. BẢN MẶT CẦU BÊ TÔNG

9.7.1. TỔNG QUÁT

9.7.1.1. Chiều dày tối thiểu và lớp bảo vệ

Trừ khi được Chủ đầu tư chấp nhận, chiều dày bản mặt cầu bê tông, không bao gồm bất kỳ dự phòng nào về mài mòn, xói rãnh và lớp mặt bỏ đi, không được nhỏ hơn 175 mm.

Lớp bảo vệ tối thiểu phải phù hợp với quy định ở Điều 5.12.3.

9.7.1.2. Tác động liên hợp

Mẫu jEo chịu cắt phải thiết kế phù hợp với các quy định ở Phần 5 cho dầm bê tông và Phần 6 cho dầm kim loại.

9.7.1.3. Mặt cầu chéo

Nếu góc chéo của mặt cầu không vượt quá 25° thì cốt thép chủ có thể đặt theo hướng chéo; nếu không, chúng phải đặt theo hướng vuông góc với cấu kiện chịu lực chính.

9.7.1.4. Bê đỡ mép

Trừ khi có quy định khác, ở đường đứt đoạn tức mép của bản mặt cầu phải được tăng cường hoặc đỡ bằng dầm hoặc cấu kiện dạng tuyến. Dầm hoặc cấu kiện này phải được làm liên hợp hoặc hợp nhất với mặt cầu. Dầm mép có thể thiết kế như một dầm có chiều rộng lấy bằng chiều rộng hữu hiệu của mặt cầu theo Điều 4.6.2.1.4.

Ở nơi hướng chính của mặt cầu là hướng ngang và/hoặc mặt cầu là liên hợp với ba-ri-e bê tông liên tục và kết cấu thì không cần làm thêm dầm mép.

9.7.1.5. Thiết kế bản hẫng

Phần bản hẫng của mặt cầu phải được thiết kế để chịu tải trọng va đập vào lan can và phù hợp với các quy định ở Điều 3.6.1.3.

Hiệu ứng cắt xuyên thủng ở chân phía ngoài của cột lan can hoặc ba-ri-e do tải trọng va đập của xe phải được khảo sát.

9.7.2. THIẾT KẾ THEO KINH NGHIỆM

9.7.2.1. Tổng quát

Các quy định của Điều 9.7.2 chỉ liên quan đến phương pháp thiết kế theo kinh nghiệm đối với bản mặt cầu bê tông đặt trên các cấu kiện dọc và không được áp dụng cho bất kỳ điều nào khác trong phần này, trừ khi có quy định riêng.

Các thanh cốt thép dọc đẳng hướng có thể tham gia chịu mô men uốn ở các gối giữa của các kết cấu liên tục.

9.7.2.2. Ứng dụng

Thiết kế mặt cầu bê tông cốt thép theo kinh nghiệm có thể được dùng nếu thỏa mãn các điều kiện ghi ở Điều 9.7.2.4.

Các quy định của điều này không được dùng cho phân hẫng. Phân hẫng cần được thiết kế với :

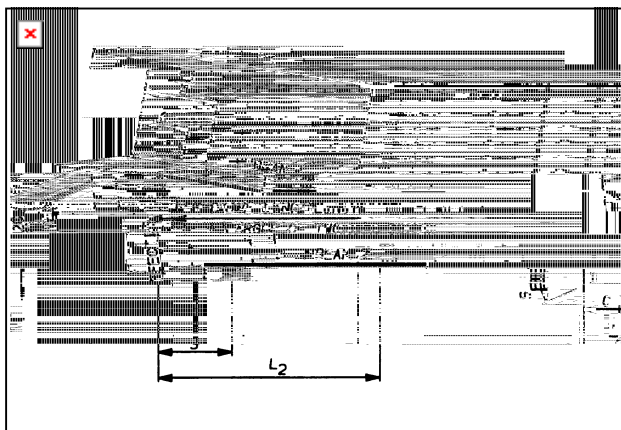
- Tải trọng bánh xe cho mặt cầu có lan can và ba-ri-e không liên tục bằng phương pháp dải tương đương,
- Tải trọng dạng tuyến tương đương cho mặt cầu có ba-ri-e liên tục ghi ở Điều 3.6.1.3.4, và
- Lực va đập cơ cấu phá hoại ghi ở Điều A13.2.

9.7.2.3. Chiều dài hữu hiệu

Để dùng phương pháp thiết kế theo kinh nghiệm, chiều dài hữu hiệu của bản được lấy như sau :

- Với bản đúc liền khối với vách hoặc dầm : cự ly từ mặt đến mặt,
- Với bản tựa trên dầm thép hoặc dầm bê tông : cự ly giữa đỉnh nách cộng thêm phần nách có nghĩa là cự ly từ đỉnh nách bên kia đến bản bụng bên này bất kể góc lượn thế nào.

Trường hợp các cấu kiện đỡ đặt chéo nhau, chiều dài hữu hiệu cần lấy bằng phần rộng hơn của chiều dài bản ở hai vị trí trên Hình 1.



Hình 9.7.2.3-1. Chiều dài hữu hiệu của các dầm cách nhau không đều.

9.7.2.4. Các điều kiện thiết kế

Chiều dày thiết kế của bản ở điều này không được bao gồm phần tổn hao có thể xảy ra do mài mòn, xói rãnh hoặc phủ mặt.

Chỉ nên dùng phương pháp thiết kế theo kinh nghiệm nếu thoả mãn các điều sau:

- Sử dụng các khung ngang hay các vách ngăn trên toàn bề rộng mặt cắt ngang ở các tuyến gối đỡ.
- Đối với mặt cắt ngang được gắn vào các bộ phận cứng chịu xoắn như mặt cắt gồm các dầm hình hộp tách riêng từng hộp với nhau, hoặc là được cấu tạo các vách ngăn trung gian nằm giữa các hộp với khoảng cách không quá 8000mm, hoặc cần có cốt thép bổ sung trên các bản bụng dầm để chịu được uốn ngang giữa các hộp riêng lẻ phải nghiên cứu và tăng cường cốt thép nếu cần.
- Có các cấu kiện đỡ bằng thép và/hay bê tông.
- Bản mặt cầu phải được đúc tại chỗ hoàn toàn và được bảo dưỡng bằng nước.
- Bản mặt cầu phải có chiều dày không đổi, trừ ở chỗ nhách tại các bản cánh dầm và những chỗ tăng dày cục bộ khác.
- Tỷ lệ giữa chiều dài hữu hiệu và chiều dày thiết kế không được vượt quá 18.0 và không được ít hơn 6.0.
- Chiều dày phân lồi của bản không được ít hơn 100cm
- Chiều dài hữu hiệu theo quy định trong Điều 9.7.2.3 không được vượt quá 4100mm
- Chiều dày bản tối thiểu không được ít hơn 175mm ngoại trừ lớp mặt chịu tổn thất do mài mòn nếu có.

Có phần hẫng nhô ra ngoài tim của dầm ngoài cùng ít nhất là 5 lần chiều rộng bản, điều kiện này cũng được thoả mãn nếu phần hẫng ít nhất bằng 3 lần chiều dày bản và lan can bê tông liên tục được cấu tạo liên hợp với phần hẫng đó.

- Cường độ quy định 28 ngày của bê tông bản mặt cầu không được nhỏ hơn 28.0 MPa
- Mặt cầu được làm liên hợp với các cấu kiện của kết cấu đỡ.

Để áp dụng điều khoản này, phải làm ít nhất hai neo chống cắt với cự ly tim đến tim là 600mm trong vùng mômen âm của kết cấu phân trên liên tục bằng thép. Các quy định của Điều 6.10.3 cũng phải được thoả mãn. Đối với các dầm bê tông, các cốt đai kéo dài vào trong mặt cầu phải coi như thoả mãn yêu cầu này.

9.7.2.5. Các yêu cầu về cốt thép

Phải đặt 4 lớp cốt thép đẳng hướng trong bản thiết kế theo kinh nghiệm. Cốt thép phải đặt càng gần các mặt ngoài càng tốt như các đòi hỏi về lớp bảo vệ cho phép. Cốt thép phải được đặt trong mỗi mặt của bản với lớp ngoài cùng đặt theo phương của chiều dài hữu hiệu. Số lượng cốt thép tối thiểu bằng $0,570 \text{ mm}^2/\text{mm}$ thép cho mỗi lớp đáy và $0,380 \text{ mm}^2/\text{mm}$ thép cho mỗi lớp đỉnh. Cự ly cốt thép không được vượt quá 450 mm. Cốt thép cấp 400 hoặc hơn. Toàn bộ cốt thép là các thanh thẳng, trừ các móc ở các chỗ có yêu cầu. Chỉ được dùng mối nối chập đầu.

Nếu góc xiên vượt quá 25° , cốt thép theo quy định ở cả hai hướng cần được tăng gấp đôi ở vùng cuối bản mặt cầu. Mỗi vùng cuối bản phải xét đến một cự ly dọc dài bằng chiều dài hữu hiệu của bản được nêu ở Điều 9.7.2.3

9.7.2.6. Mặt cầu với ván khuôn để lại

Đối với mặt cầu làm bằng ván khuôn thép gợn sóng, chiều dày thiết kế của bản được giả định bằng chiều dày tối thiểu của bê tông.

Ván khuôn bê tông để lại không được kết hợp với thiết kế theo kinh nghiệm của bản bê tông.

9.7.3. THIẾT KẾ TRUYỀN THỐNG

9.7.3.1. Tổng quát

Các quy định của điều này phải áp dụng cho bản bê tông có bốn lớp cốt thép, mỗi hướng hai lớp và phù hợp với Điều 9.7.1.1

9.7.3.2. Phân bố cốt thép

Cốt thép phải được bố trí ở hướng phụ dưới đáy bản bằng tỷ lệ phần trăm của cốt thép ở hướng chính chịu mô men dương dưới đây:

- cho cốt thép hướng chính song song với làn xe: $1750/\sqrt{S} \leq 50\%$
- cho cốt thép chính vuông góc với làn xe: $3840\sqrt{S} \leq 67\%$

ở đây:

S = chiều dài nhịp hữu hiệu lấy bằng chiều dài hữu hiệu ở Điều 9.7.2.3 (mm)

9.7.4 . VÁN KHUÔN ĐỂ LẠI

9.7.4.1. Tổng quát

Ván khuôn để lại phải được thiết kế đàn hồi dưới tải trọng thi công. Tải trọng thi công không được lấy nhỏ hơn trọng lượng của khuôn và bản bê tông cộng với 2.4×10^{-3} MPa.

Ứng suất uốn do tải trọng thi công không có hệ số không vượt quá:

- 75% cường độ chảy của thép, hoặc
- 65% cường độ chịu nén ở 28 ngày tuổi của bê tông chịu nén, hoặc cường độ chịu kéo của panen ván khuôn dự ứng lực.

Biến dạng đàn hồi gây ra bởi tự trọng ván khuôn, bê tông ướt và cốt thép không được vượt quá:

- Đối với chiều dài nhịp ván khuôn từ 3000 mm trở xuống, bằng chiều dài nhịp ván khuôn chia cho 180 nhưng không vượt quá 6mm, hoặc
- Đối với chiều dài nhịp ván khuôn lớn hơn 3000mm bằng chiều dài nhịp ván khuôn cho 240 nhưng không vượt quá 20mm

9.7.4.2. Ván khuôn thép

Panen phải được quy định liên kết với nhau về cơ học ở đầu chung và cột chặt với gối đỡ. Không được phép hàn ván khuôn thép vào cấu kiện đỡ trừ khi được nêu trong hồ sơ hợp đồng.

Ván khuôn thép không được xét làm việc liên hợp với bản bê tông

9.7.4.3. Ván khuôn bê tông

9.7.4.3.1. Chiều dày

Chiều dày ván khuôn để lại bằng bê tông không được vượt quá 55% chiều dày của bản sau khi hoàn thành và cũng không được nhỏ hơn 90 mm.

9.7.4.3.2 . Cốt thép

Panen ván khuôn bằng bê tông có thể tạo dự ứng suất theo phương của nhịp thiết kế.

Nếu khối bản đúc trước là bản dự ứng lực thì các bó cáp có thể được coi là cốt thép chính của bản mặt cầu. Việc truyền và kéo dài các bó cáp cần được khảo sát trong điều kiện thi công và khai thác.

Bó cáp dự ứng lực và thanh cốt thép ở trong panen đúc trước không cần phải kéo dài lên phần bê tông đổ tại chỗ phía trên dầm

Nếu được dùng, cốt thép phân bố ở phía dưới có thể đặt thẳng lên đỉnh panen. Mối nối của cốt thép chủ ở phía trên của bản mặt cầu không được đặt trên các mối nối panen.

Lớp bê tông bảo vệ ở phía dưới các bó cáp không nên nhỏ hơn 20 mm.

9.7.4.3.3. Khống chế từ biến và co ngót

Tuổi của bê tông panen tại lúc đổ bê tông tại chỗ cần tính sao cho chênh lệch giữa cả co ngót và từ biến của panen đúc sẵn với co ngót của bê tông đổ tại chỗ là ít nhất.

Mặt trên của panen cần được làm nhám để đảm bảo tác động liên hợp với bê tông đổ tại chỗ.

9.7.4.3.4. Đặt panen

Đầu của các panen ván khuôn cần được tựa liên tục trên bộ vữa hoặc được tựa trong khi thi công bằng cách làm cho bê tông đổ tại chỗ chảy vào khoảng trống giữa panen và cấu kiện đỡ để hình thành bộ bê tông.

9.7.5. BẢN MẶT CẦU ĐÚC SẴN ĐẶT TRÊN DẦM

9.7.5.1. Tổng quát

Có thể sử dụng cả panen bản bê tông cốt thép và bản bê tông dự ứng lực. Chiều dày của bản, không bao gồm bất kỳ dự phòng nào về mài mòn, xoi rãnh và lớp mặt bỏ đi, không được nhỏ hơn 175 mm.

9.7.5.2. Mặt cầu đúc sẵn được liên kết ngang

Có thể dùng mặt cầu không liên tục chịu uốn bằng panen đúc sẵn và nối với nhau bằng mối nối chịu cắt. Thiết kế mối nối chịu cắt và vữa dùng trong mối nối phải được Chủ đầu tư duyệt. Các quy định của Điều 9.7.4.3.4 có thể áp dụng để thiết kế bộ đỡ.

9.7.5.3. Mặt cầu đúc sẵn kéo sau theo chiều dọc

Các cấu kiện đúc sẵn có thể đặt trên dầm và nối với nhau bằng kéo sau dọc cầu. Dự ứng lực hữu hiệu bình quân tối thiểu không được thấp hơn 1,7 MPa.

Mối nối ngang giữa các cấu kiện và đầu nối ở mối nối các ống gen kéo sau phải quy định lấp kín bằng vữa không co ngót có cường độ nén tối thiểu bằng 35 MPa ở tuổi 24 giờ.

Đầu nối phải được đặt trong bản quanh mấu neo chịu cắt và cầu được lắp bằng vữa như trên sau khi kéo sau xong.

9.7.6. BẢN MẶT CẦU THI CÔNG PHÂN ĐOẠN

9.7.6.1. Tổng quát

Các quy định của điều này được dùng cho bản phía trên của dầm kéo sau mà mặt cắt ngang của chúng gồm một hộp hoặc hộp có nhiều ngăn. Bản được phân tích theo các quy định của Điều 4.6.2.1.6

9.7.6.2. Mối nối mặt cầu

Các mối nối mặt cầu của cầu phân đoạn đúc sẵn có thể là nối khô, dán keo ở mặt tiếp xúc hoặc đổ bê tông tại chỗ (nối ướt).

Cường độ của mối nối bê tông đổ tại chỗ không được thấp hơn cường độ của bê tông đúc sẵn. Bề rộng của mối nối bê tông phải cho phép triển khai cốt thép ở mối nối hoặc chỗ nối của các ống bọc nếu có, nhưng không được nhỏ hơn 300 mm.

9.8. MẶT CẦU THÉP

9.8.1. TỔNG QUÁT

Mặt cầu thép phải được thiết kế thoả mãn các yêu cầu của Phần 6. Diện tích tiếp xúc của lớp xe phải được xác định theo Điều 3.6.1.2.5.

9.8.2. MẶT CẦU DẠNG MẠNG DẦM THÉP

9.8.2.1. Tổng quát

Mặt cầu dạng mạng dầm thép bao gồm các cấu kiện chính nối giữa các dầm, dầm dọc hoặc dầm ngang và các cấu kiện phụ nối và bắc qua các cấu kiện chính. Các cấu kiện chính và phụ có thể hình thành các hình chữ nhật hoặc chéo và phải được liên kết chắc chắn với nhau.

Có thể dùng các phương pháp sau để xác định ứng lực:

- Các phương pháp gần đúng ở Điều 4.6.2.1, nếu thích hợp,
- Lý thuyết bản trực hướng,
- Phương pháp lưới tương đương, hoặc
- Dùng các công cụ trợ giúp thiết kế do các nhà sản xuất cung cấp, nếu sự làm việc của mặt cầu được minh chứng bằng cứ liệu kỹ thuật đầy đủ.

Khi mặt cầu kiểu mạng dầm được lắp kín hoặc lắp từng phần được mô hình hoá để phân tích như bản trực hướng hoặc lưới tương đương thì độ cứng chống uốn và chống xoắn có thể được tính bằng các phương pháp gần đúng cho phép và được sửa đổi hoặc bằng thí nghiệm vật lý.

Một trong những phương pháp gần đúng được chấp nhận là ãa trên diện tích mặt cắt tính đối. Các mẫu neo chịu cắt cơ học bao gồm khía răng cưa, đập nổi, lấp phủ cát trên mặt và các biện pháp thích hợp khác có thể được dùng để tăng cường tác động liên hợp giữa các bộ phận của lưới với lớp bê tông lấp.

Nếu mặt cầu được lắp đầy hoặc lắp một phần được coi là liên hợp với các cấu kiện đỡ nó trong thiết kế các cấu kiện này thì chiều rộng hữu hiệu của bản trong mặt cắt liên hợp cần lấy theo Điều 4.6.2.1.2

9.8.2.2. Sàn mạng dầm hở

Sàn mạng dầm hở phải được liên kết với cấu kiện đỡ bằng hàn hoặc xiết cơ học ở mỗi chi tiết chính. Ở nơi dùng hàn để liên kết có thể dùng cách hàn một phía với mối hàn dài 75 mm hoặc hàn cả hai phía với mối hàn dài 40 mm.

Trừ khi có các căn cứ khác, hàn trong sàn mạng dầm hở cần được coi là chi tiết Loại "E" và cần áp dụng các quy định của Điều 6.6.

Đầu, cuối và mép sàn mạng dầm hở có thể cho xe chạy qua phải được đỡ bởi các thanh hợp long hoặc bằng cách khác hữu hiệu quả.

9.8.2.3. Mặt cầu dạng mạng dầm được lắp đầy hoặc lắp một phần

9.8.2.3.1. Tổng quát

Loại mặt cầu này bao gồm mạng dầm thép hoặc hệ kết cấu thép khác được lắp đầy hoặc lắp một phần bằng bê tông. Cần áp dụng Điều 9.8.2.1 cho mặt cầu dạng mạng dầm được lắp đầy hoặc lắp một phần.

Ở chỗ có thể cần làm lớp phủ kết cấu dày 40,0mm.

Mạng dầm được lắp đầy hoặc lắp một phần phải được nối với cấu kiện đỡ bằng hàn hoặc đính neo để truyền lực cắt giữa hai mặt.

9.8.2.3.2. Các yêu cầu thiết kế

Trọng lượng bê tông lấp được giả định là hoàn toàn do phần thép của mặt cầu chịu. Tải trọng truyền qua và tĩnh tải chất thêm có thể giả định do các thanh của mạng dầm cùng làm việc với bê tông lấp chịu. Lớp phủ bê tông có thể coi là một bộ phận của mặt cầu liên hợp về kết cấu

9.8.2.3.3. Trạng thái giới hạn mỏi và đứt gãy

Liên kết bên trong giữa các bộ phận của mạng dầm thép ở mặt cầu dạng mạng dầm được lắp đầy không cần phải xét đến mỏi.

Với mạng dầm được lắp một phần thì liên kết bên trong giữa các bộ phận của mạng dầm thép ở phần bê tông lấp không cần phải xét đến mỏi. Các liên kết hàn bên trong giữa các bộ phận của mạng dầm thép mà không được lắp bê tông phải được coi là các chi tiết Loại "E" trừ khi có chứng minh khác.

9.8.2.4. Mặt cầu dạng mạng dầm không lắp liên hợp với bản bê tông cốt thép

9.8.2.4.1. Tổng quát

Để thoả mãn các yêu cầu của Điều 9.8.2.1, sàn dạng mạng dầm liên hợp không lắp có thể bao gồm một mạng dầm thép không lắp hoặc hệ kết cấu thép được làm liên hợp với bản bê tông cốt thép đặt trên mặt của mặt cầu thép không được lắp. Tác động liên hợp giữa bản bê tông và mạng dầm mặt cầu phải bảo đảm bằng các mấu neo hoặc bằng biện pháp hữu hiệu khác có thể chịu được lực cắt ngang và đứng ở mặt tiếp xúc của các cấu kiện.

Tác động liên hợp giữa mặt cầu dạng mạng dầm và cấu kiện đỡ cần được đảm bảo bằng các mấu neo chịu cắt cơ học.

Phải áp dụng các quy định của Điều 9.8.2. Trừ khi có quy định khác.

Các mối nối không liên tục và nguội ở loại mặt cầu này cần hạn chế ở mức tối thiểu.

9.8.2.4.2. Thiết kế

Thiết kế bản bê tông phải phù hợp với các quy định ở Phần 5, ngoài ra có thể dùng một lớp cốt thép cho mỗi hướng chính.

Mặt tiếp xúc giữa bản bê tông và hệ thép phải thoả mãn các quy định của Điều 6.10.7.4

9.8.2.4.3. Trạng thái giới hạn mới

Phải áp dụng các quy định về mới của Điều 9.8.2.2. Bản bê tông cốt thép liên hợp phải được đưa vào tính toán biên độ ứng suất.

9.8.3. MẶT CẦU BẢN THÉP TRỰC HƯỚNG

9.8.3.1. Tổng quát

Mặt cầu thép trực hướng phải bao gồm bản mặt cầu được làm cứng và tăng cường bởi các sườn dọc và dầm-sàn ngang. Bản mặt cầu phải làm việc như là bản cánh chung của các sườn dầm sàn và các cấu kiện dọc chính của cầu.

Trong khi khôi phục, nếu mặt cầu trực hướng được đỡ bởi các dầm sàn hiện có thì liên kết giữa mặt cầu và dầm sàn cần thiết kế cho tác động liên hợp hoàn toàn, dù cho hiệu ứng của tác động liên hợp được bỏ qua trong thiết kế dầm-sàn. Ở nơi có thể, cần làm các liên kết phù hợp để tạo tác động liên hợp giữa mặt cầu và các cấu kiện dọc chủ.

9.8.3.2. Phân bố tải trọng bánh xe

Có thể giả định, áp lực của lớp xe được phân bố với góc 45° ở mọi hướng từ diện tích mặt tiếp xúc tới giữa bản mặt cầu. Vệt lớp xe được quy định ở Điều 3.6.1.2.5

9.8.3.3. Lớp mặt hao mòn

Lớp mặt hao mòn cần được coi là một bộ phận cấu thành của hệ mặt cầu trực hướng và phải được liên kết với đỉnh của bản mặt cầu.

Có thể xét tới sự đóng góp của lớp mặt hao mòn vào độ cứng của các cấu kiện của mặt cầu trực hướng, nếu đặc tính kết cấu và liên kết được chứng tỏ là thoả mãn trong biên độ nhiệt từ -10°C đến $+70^{\circ}\text{C}$. Nếu sự đóng góp của lớp mặt vào độ cứng được xét trong thiết kế, thì những đặc tính kỹ thuật cần thiết của lớp mặt hao mòn phải được chỉ rõ trong hồ sơ hợp đồng.

Hiệu ứng lực trong lớp mặt và ở mặt tiếp xúc với bản mặt cầu phải được khảo sát có xét đến các đặc tính kỹ thuật của lớp mặt ở nhiệt độ khai thác cực trị cho trước.

Tác động liên hợp dài hạn giữa bản mặt cầu và lớp mặt hao mòn phải được lý giải bằng thí nghiệm tĩnh tải và tải trọng chu kỳ.

Để thiết kế lớp mặt hao mòn và sự dính kết của nó với bản mặt cầu, lớp mặt hao mòn được giả định là liên hợp với bản mặt cầu bất kể là bản mặt cầu có được thiết kế trên cơ sở đó không.

9.8.3.4. Phân tích chính xác

Hiệu ứng lực trong bản trục hướng có thể xác định bằng các phương pháp phân tích đàn hồi, như lưới tương đương, dải hữu hạn hoặc phần tử hữu hạn được nêu ở Phần 4

9.8.3.5. Phân tích gần đúng

9.8.3.5.1. Chiều rộng hữu hiệu

Chiều rộng hữu hiệu của bản mặt cầu cùng làm việc với sườn được xác định theo quy định ở Điều 4.6.2.6.4

9.8.3.5.2. Mặt cầu sườn hở

Sườn hở có thể phân tích như một dầm liên tục tựa trên các dầm-sàn.

Với các nhịp sườn không vượt quá 4500 mm tải trọng trên một sườn do tải trọng bánh xe có thể được xác định như là phản lực của bản liên tục theo phương ngang tựa trên các sườn cứng. Với các nhịp sườn lớn hơn 4500 mm, hiệu ứng của độ uốn của sườn lên phân bố ngang của tải trọng bánh xe có thể xác định bằng phân tích đàn hồi.

Với các nhịp sườn không lớn hơn 3000 mm, độ uốn của dầm sàn cần được xét đến trong tính toán hiệu ứng lực.

9.8.3.5.3. Mặt cầu sườn kín

Để phân tích mặt cầu có sườn kín có thể dùng phương pháp nửa kinh nghiệm của Pellkan-Esslinger. Hiệu ứng lực trên một sườn kín với nhịp không lớn hơn 6000 mm có thể tính theo tải trọng bánh xe đặt lên một sườn, bỏ qua hiệu ứng của tải trọng bánh xe bên cạnh theo phương ngang.

9.8.3.6. Thiết kế

9.8.3.6.1. Xếp chồng hiệu ứng cục bộ và tổng thể

Trong tính toán ứng lực cực trị của mặt cầu, tổ hợp ứng lực cục bộ và ứng lực tổng thể cần được xác định theo Điều 6.14.3

9.8.3.6.2. Các trạng thái giới hạn

Mặt cầu trục hướng phải được thiết kế thỏa mãn các yêu cầu của Phần 6 ở mọi trạng thái giới hạn được áp dụng, trừ các quy định khác ở đây.

Ở trạng thái giới hạn sử dụng, mặt cầu cần thỏa mãn các yêu cầu quy định ở Điều 2.5.2.6

Khi xét trạng thái giới hạn cường độ đối với tổ hợp các hiệu ứng lực cục bộ và tổng thể phải áp dụng các quy định của Điều 6.14.3.

Các hiệu ứng mất ổn định do nén của mặt cầu trục hướng cần được khảo sát ở trạng thái giới hạn cường độ. Nếu mất ổn định không khống chế thì sức kháng của bản mặt cầu trục hướng phải dựa vào việc đạt đến giới hạn chảy ở mọi điểm của mặt cắt.

Với trạng thái giới hạn mỗi, các quy định của Điều 6.6.1.2, Bảng 6.6.1.2.3-2 phải áp dụng cho mỗi do tải trọng. Các quy định của Điều 6.6.1.3.3 với các yêu cầu chi tiết của Điều 9.8.3.7 áp dụng cho các cấu kiện chịu mỗi do xoắn.

9.8.3.7. Yêu cầu cấu tạo

9.8.3.7.1. Chiều dày tối thiểu của bản

Chiều dày t của bản không được nhỏ hơn 14,0 mm hoặc 4% của cự ly lớn hơn giữa các bản bụng sườn.

9.8.3.7.2. Sườn kín

Chiều dày của sườn kín không được nhỏ hơn 6,0mm.

Kích thước mặt cắt của mặt cầu thép trục hướng thoả mãn:

$$\frac{t_r a^3}{t_{d,eff}^3 h'} \leq 400 \quad (9.8.3.7.2-1)$$

Ở đây :

- t_r = chiều dày của bản bụng sườn (mm);
- $t_{d,eff}$ = chiều dày hữu hiệu của bản mặt cầu có xét đến hiệu ứng cứng của lớp mặt như quy định trong Điều 9.8.3.3 (mm);
- a = cự ly lớn hơn giữa các bản bụng sườn (mm);
- h' = chiều dài của phần nghiêng của bản bụng sườn (mm)

Phần bên trong của sườn kín phải được bịt kín :

- Bằng các mối hàn liên tục ở mặt tiếp xúc giữa sườn và bản mặt cầu,
- Ở các mối nối sườn băng hàn, và
- Ở các vách ngang ở đầu các sườn.

Cho phép các mối hàn có độ thấu 80% giữa bản bụng của sườn kín với bản mặt cầu.

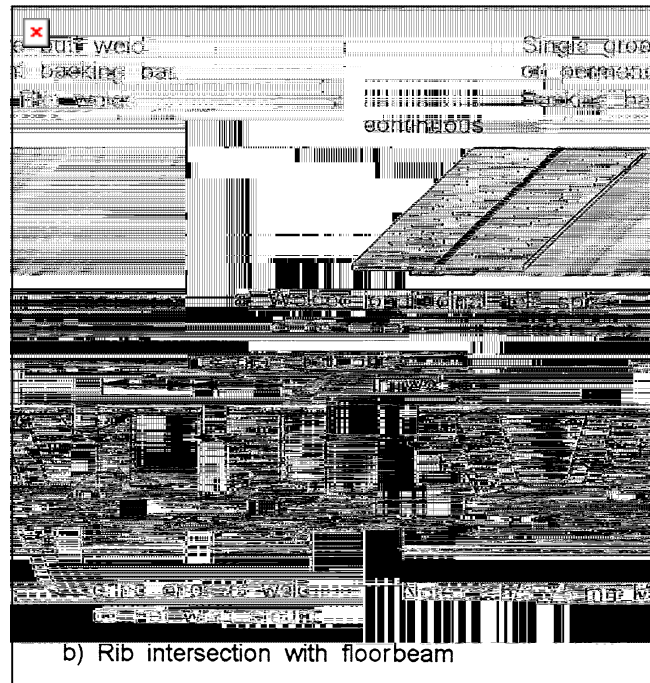
9.8.3.7.3. Mối hàn không cho phép lên mặt cầu trục hướng

Không cho phép hàn các thiết bị phụ, các giá đỡ thiết bị, các móc để nâng hoặc các vấu neo chịu cắt lên bản mặt cầu hoặc lên sườn.

9.8.3.7.4. Chi tiết mặt cầu và sườn

Các mối nối mặt cầu và sườn phải được hàn hoặc xiết chặt cơ học bằng bu lông cường độ cao theo chi tiết cho ở bảng 6.6.1.2.2 và Hình 1. Sườn cầu chạy liên tục qua các lỗ cắt trên bản bụng dầm-sàn như trên Hình 1. Mối hàn đối đầu cắt mép một bên trên thanh đệm được để lại.

Mối hàn liên tục có thanh đệm dưới.



Hình 9.8.3.7.4-1- Các yêu cầu cấu tạo đối với mặt cầu trực hướng

Phần 10 - Nền móng

10.1. PHẠM VI

Các quy định của phần này cần áp dụng để thiết kế móng mở rộng, móng cọc đóng và móng cọc khoan nhồi.

Cơ sở mang tính xác suất của Tiêu chuẩn thiết kế này, các tổ hợp tải trọng, hệ số tải trọng, sức kháng, hệ số sức kháng và độ tin cậy thống kê phải được xem xét khi lựa chọn phương pháp tính sức kháng khác với phương pháp được đề cập ở đây. Các phương pháp khác, đặc biệt khi được công nhận mang tính địa phương và được xem là thích hợp cho các điều kiện địa phương, có thể được sử dụng nếu như bản chất thống kê của các hệ số được cho ở trên được xem xét thông qua việc sử dụng nhất quán lý thuyết độ tin cậy, và được Chủ đầu tư chấp thuận.

10.2. CÁC ĐỊNH NGHĨA

Cọc xiên - Cọc đóng có góc nghiêng so với phương thẳng đứng để tạo ra sức kháng cao hơn đối với tải trọng ngang.

Cọc chống - Cọc chịu tải trọng dọc trục nhờ ma sát hay sức chịu lực ở mũi cọc.

Tổ hợp cọc chống và cọc ma sát- Cọc có được khả năng chịu lực từ tổ hợp của cả sức chịu ở mũi cọc và sức kháng bao quanh dọc thân cọc.

Đế móng tổ hợp - Móng đỡ hơn một cột.

Đá chịu lực tốt - Khối đá có các kẽ nứt không rộng quá 3,2 mm.

Móng sâu - Móng mà sức chống của nó có được bằng truyền tải trọng tới đất hay đá tại độ sâu nào đó bên dưới kết cấu bằng khả năng chịu lực tại đáy, sự dính bám hay ma sát, hoặc cả hai.

Cọc khoan - Một kiểu móng sâu, được chôn toàn bộ hay một phần trong đất và được thi công bằng cách đổ bê tông tươi trong hố khoan trước có hoặc không có cốt thép. Cọc khoan có được khả năng chịu tải từ đất xung quanh và hay từ địa tầng đất hay đá phía dưới mũi cọc. Cọc khoan cũng thường được coi như là các giếng chìm, giếng chìm khoan, cọc khoan hay trụ khoan.

Ứng suất hữu hiệu - ứng suất ròng trên toàn bộ các điểm tiếp xúc của các phần tử đất, nói chung được xem như tương đương với tổng ứng suất trừ đi áp lực nước lỗ rỗng.

Cọc ma sát - Cọc mà toàn bộ khả năng chịu lực chủ yếu có được từ sức kháng của đất bao quanh dọc thân cọc được chôn trong đất.

Móng độc lập - Đỡ đơn lẻ các phần khác nhau của một cấu kiện kết cấu phân dưới; móng này được gọi là móng có đế.

Chiều dài của móng - Kích thước theo hình chiếu bằng lớn nhất của cấu kiện móng.

Tỷ lệ quá cố kết - được định nghĩa là tỷ lệ giữa áp lực tiền cố kết và ứng suất hữu hiệu thẳng đứng hiện tại.

Cọc - Một kiểu móng sâu tương đối mảnh được chôn toàn bộ hay một phần trong đất, được thi công bằng đóng, khoan, khoan xoắn, xối thủy lực hay các phương pháp khác và nó có được khả năng chịu tải từ đất xung quanh và/ hay từ địa tầng đất hay đá bên dưới mũi cọc.

Mố cọc - Mố sử dụng các cọc như là các cấu kiện cột.

Mũi cọc - Miếng kim loại gắn vào đầu xuyên của cọc để bảo vệ cọc chống hư hỏng trong quá trình đóng cọc và thuận tiện cho việc xuyên qua lớp vật liệu rất chặt.

Thấm lậu - Sự xói mòn dần đất do thấm nước mà kết quả là tạo ra các mạch mở trong đất, qua đó nước chảy một cách nguy hiểm và không kiểm soát được.

Sự lún chìm - Một tính năng làm việc quan sát được trong một số thí nghiệm chất tải cọc, khi mà độ lún của cọc tiếp tục tăng khi không tăng tải trọng.

Cọc chống - Cọc mà toàn bộ khả năng chịu lực chủ yếu có được từ lực kháng của vật liệu móng mà trên đó mũi cọc tựa vào.

RQD (Rock Quality Designation) – Chỉ tiêu xác định chất lượng đá.

Móng nông - Móng có được sức chịu tải bằng cách truyền tải trọng trực tiếp tới lớp đất hay đá tại chiều sâu nông.

Mặt trượt - Bề mặt bị mài và thành khe trong sét hoặc đá do chuyển vị cắt theo mặt phẳng.

Tổng ứng suất - Tổng áp lực do đất và nước lên bất kỳ hướng nào.

Chiều rộng của móng - Kích thước theo hình chiếu bằng nhỏ nhất của cấu kiện móng.

10.3. CÁC KÝ HIỆU

Các đơn vị đo lường kèm theo các diễn giải của mỗi thuật ngữ là các đơn vị gợi ý. Có thể dùng các đơn vị khác phù hợp với diễn giải được xem xét:

- A = diện tích đế móng hữu hiệu dùng để xác định độ lún đàn hồi của móng chịu tải trọng lệch tâm (mm^2) (10.6.2.2.3b)
- A_p = diện tích của mũi cọc hay chân đế của cọc khoan (mm^2) (10.7.3.2)
- A_s = diện tích bề mặt của cọc khoan (mm^2) (10.7.3.2)
- a_{si} = chu vi cọc ở điểm đang xét (mm) (10.7.3.4.3c)
- A_u = diện tích bị nhỏ của cọc khoan có đế loe (mm) (10.8.3.7.2)
- B = chiều rộng của đế móng (mm); chiều rộng của nhóm cọc (mm) (10.6.3.1.2c)
- B' = chiều rộng hữu hiệu của đế móng (mm) (10.6.3.1.5)
- C_{ac} = hệ số độ lún thứ cấp dự tính theo kết quả thí nghiệm cố kết trong phòng của các mẫu đất nguyên dạng (DIM) (10.6.2.2.3c)
- C_c = chỉ số nén (DIM) (10.6.2.2.3c)

C_{cc}	=	tỷ số nén (DIM) (10.6.2.2.3c)
C_{cr}	=	chỉ số nén lại (DIM) (10.6.2.2.3c)
C_o	=	cường độ chịu nén một trục của đá (MPa) (10.6.2.3.2)
CPT	=	thí nghiệm xuyên côn tĩnh (10.5.6)
C_{rc}	=	tỷ số nén lại (DIM) (10.6.2.2.3c)
C_v	=	hệ số cố kết (mm ² / NĂM) (10.6.2.2.3c)
$C_{w1} C_{w2}$	=	các hệ số hiệu chỉnh xét đến hiệu ứng nước ngầm (DIM) (10.6.3.1.2c)
c	=	độ dính của đất (MPa); cường độ chịu cắt không thoát nước (MPa) (10.6.3.1.2b)
c_q, c_γ	=	hệ số nén lún của đất (DIM) (10.6.3.1.2c)
c_1	=	cường độ chịu cắt không thoát nước của lớp đất trên cùng được miêu tả trong Hình 3 (MPa) (10.6.3.1.2b)
c_2	=	cường độ chịu cắt của lớp đất dưới (MPa) (10.6.3.1.2b)
c^*	=	ứng suất hữu hiệu đã được chiết giảm, độ dính của đất khi chịu cắt thủng (MPa) (10.6.3.1.2b)
D	=	chiều rộng hoặc đường kính cọc (mm); đường kính cọc khoan (mm) (10.7.3.4.2a) (10.8.3.3.2)
D'	=	chiều sâu hữu hiệu của nhóm cọc (mm) (10.7.2.3.3)
D_b	=	chiều sâu chôn cọc trong tầng chịu lực (mm) (10.7.2.1)
D_f	=	chiều sâu chôn móng tính từ mặt đất đến đáy móng (mm) (10.6.3.1.2b)
D_i	=	chiều rộng hay đường kính cọc ở điểm đang xem xét (mm) (10.7.3.4.3c)
D_p	=	đường kính mũi cọc khoan (mm); đường kính phần loe (mm) (10.8.3.3.2) (10.8.3.7.2)
d_q	=	hệ số chiều sâu (DIM) (10.6.3.1.2c)
D_s	=	đường kính của hố khi cọc hoặc cọc khoan được chôn trong đá (mm) (10.7.3.5)
D_w	=	chiều sâu đến mặt nước tính từ mặt đất (mm) (10.6.3.1.2c)
d	=	hệ số chiều sâu để ước tính khả năng của cọc trong đá (10.7.3.5)
E_m	=	mô đun ước tính của khối đá (MPa) (10.6.2.2.3d)
E_o	=	mô đun đàn hồi của đá nguyên khối (MPa) (10.6.2.2.3d)
E_p	=	mô đun đàn hồi của cọc (MPa) (10.7.4.2)
E_s	=	mô đun đàn hồi của đất (MPa) (10.7.4.2)
E_r	=	mô đun đàn hồi của đá tại hiện trường (MPa) (10.8.3.5)
e_B	=	độ lệch tâm của tải trọng song song với chiều rộng của đế móng (mm) (10.6.3.1.5)
e_L	=	độ lệch tâm của tải trọng song song với chiều dài của đế móng (mm) (10.6.3.1.5)
e_o	=	hệ số rỗng ứng với ứng suất hữu hiệu thẳng đứng ban đầu (DIM) (10.6.2.2.3c)
F_r	=	hệ số giảm sức kháng mũi cọc của cọc khoan đường kính lớn (DIM) (10.8.3.3.2)
f'_c	=	cường độ chịu nén 28 ngày của bê tông (MPa) (10.6.2.3.2)
f'_s	=	ma sát ống đo từ thí nghiệm xuyên hình nón (MPa) (10.7.3.4.3a)
f_{si}	=	sức kháng ma sát ống đơn vị cục bộ từ CPT tại điểm đang xét (MPa) (10.7.3.4.3c)
g	=	gia tốc trọng trường (m/s ²)
H	=	thành phần ngang của tải trọng xiên (N); khoảng cách từ các mũi cọc đến đỉnh của địa tầng thấp nhất (mm) (10.6.3.1.3b)
H_c	=	chiều cao của lớp đất chịu nén (mm) (10.6.2.2.3c)
H_D	=	chiều cao của đường thoát nước dài nhất trong lớp đất chịu nén (mm) (10.6.2.2.3c)
H_s	=	chiều cao của khối đất dốc (mm); chiều sâu chôn của cọc hoặc cọc khoan ngầm trong đá (mm) (10.6.3.1.2b) (10.7.3.5)

H_{S2}	=	khoảng cách từ đáy móng đến đỉnh của lớp đất thứ hai (mm) (10.6.3.1.2b)
h_i	=	khoảng chiều dài ở điểm đang xét (mm) (10.7.3.4.3c)
I	=	hệ số ảnh hưởng đến độ chôn hữu hiệu của nhóm cọc (DIM) (10.7.2.3.3)
I_p	=	hệ số ảnh hưởng tính đến độ cứng và kích thước của đế móng (DIM); mô men quán tính của cọc (mm ⁴) (10.6.2.2.3d) (10.7.4.2)
i_q, i_γ	=	hệ số xét độ nghiêng tải trọng (DIM) (10.6.3.1.2c)
K	=	hệ số truyền tải trọng (DIM) (10.8.3.4.2)
K_c	=	hệ số hiệu chỉnh xét ma sát thành ống lót trong đất sét (DIM) (10.7.3.4.3c)
K_s	=	hệ số hiệu chỉnh xét ma sát thành ống lót trong đất cát (DIM) (10.7.3.4.3c)
K_{sp}	=	hệ số khả năng chịu tải không thứ nguyên (DIM) (10.7.3.6)
K	=	hệ số khả năng chịu tải kinh nghiệm theo Hình 10.6.3.1.3d-1 (DIM) (10.6.3.1.3d)
L	=	chiều dài móng (mm) (10.6.3.1.5)
L'	=	chiều dài đế móng hữu hiệu (mm) (10.6.3.1.5)
L_f	=	chiều sâu đến điểm đo ma sát thành ống lót (mm) (10.7.3.4.3c)
L_i	=	chiều sâu tính đến giữa của khoảng cách điểm đang xét (mm) (10.7.3.4.3c)
N	=	thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn (SPT) số đếm búa đập (búa/300 mm) (10.7.2.3.3)
\bar{N}	=	số đếm búa đập SPT trung bình (chưa hiệu chỉnh) dọc theo chân cọc (búa/ 300 mm) (10.7.3.4.2b)
N_c	=	hệ số khả năng chịu tải (DIM) (10.6.3.1.2b)
N_q, N_γ	=	các hệ số khả năng chịu tải (DIM) (10.6.3.1.2c)
N_{cm}, N_{qm}	=	các hệ số khả năng chịu tải đã sửa đổi (DIM) (10.6.3.1.2b)
$N_{cm}, N_{qm}, N_{\gamma m}$	=	các hệ số khả năng chịu tải đã sửa đổi (DIM) (10.6.3.1.2b)
N_{corr}	=	số đếm búa SPT đã được hiệu chỉnh (búa/ 300mm) (10.7.2.3.3)
\bar{N}_{corr}	=	giá trị trung bình số đếm búa SPT đã hiệu chỉnh (búa/ 300mm) (10.6.3.1.3b)
N_m	=	hệ số khả năng chịu tải (DIM) (10.6.3.1.2b)
N_{ms}	=	thông số của đá (DIM) (10.6.2.3.2)
N_u	=	hệ số dính bám khi bị nhỏ tính cho đế lọc (DIM) (10.8.3.7.2)
$N_{\gamma m}$	=	hệ số khả năng chịu tải đã sửa đổi (DIM) (10.6.3.1.2c)
N_1	=	sức kháng SPT đã hiệu chỉnh theo độ sâu (búa/ 300 mm); số các khoảng chia giữa mặt đất và một điểm dưới mặt đất 8D (10.6.2.2.3b-1) (10.7.3.4.3c)
N_2	=	số các khoảng chia giữa điểm dưới mặt đất 8D và mũi cọc (10.7.3.4.3c)
n_h	=	tốc độ tăng mô đun của đất theo độ sâu (MPa/ mm) (10.7.4.2)
$*P_L$	=	áp lực giới hạn thu được từ kết quả thí nghiệm nén hông (MPa) (10.6.3.1.3d)
p_o	=	tổng áp lực nằm ngang ở độ sâu đặt dụng cụ thí nghiệm nén hông (MPa) (10.6.3.1.3d)
Q_{cp}	=	sức kháng bị động của đất có sẵn trong suốt tuổi thọ thiết kế của kết cấu (N) (10.6.3.3)
Q_g	=	sức kháng danh định của nhóm cọc (N) (10.7.3.10.1)
Q_L	=	sức kháng ngang (bên) danh định của cọc đơn (N) (10.7.3.11)
Q_{Lg}	=	sức kháng bên danh định của nhóm cọc (N) (10.7.3.11)
Q_n	=	sức kháng danh định (N) (10.6.3.3)
Q_p	=	tải trọng danh định do mũi cọc chịu (N) (10.7.3.2)
Q_R	=	sức kháng tính toán (N) (10.6.3.3)

Q_s	=	tải trọng danh định do thân cọc chịu (N) (10.7.3.2)
Q_{shell}	=	sức kháng nhỏ danh định của cọc khoan có mở chân loe (N) (10.8.3.7.2)
Q_{ug}	=	sức kháng nhỏ danh định của một nhóm cọc (N) (10.7.3.7.3)
Q_{uet}	=	tổng sức kháng chịu tải danh định (N) (10.7.3.2)
Q_r	=	sức kháng cắt tối đa giữa móng và đất (N) (10.5.5)
q	=	áp lực móng tính tác dụng tại $2D_v/3$ (MPa) (10.7.2.3.3)
q_c	=	sức kháng chùy hình nón tĩnh (MPa); Sức kháng chùy hình nón tĩnh trung bình trên chiều sâu B dưới đế móng tương đương (MPa) (10.6.3.1.3c) (10.7.2.3.3)
q_{c1}	=	sức kháng xuyên của chùy hình nón tĩnh trung bình tối thiểu trên chiều sâu yD dưới mũi cọc (MPa) (10.7.3.4.3b)
q_{c2}	=	sức kháng xuyên của chùy hình nón tĩnh trung bình tối thiểu trên khoảng cách 8D bên trên mũi cọc (MPa) (10.7.3.4.3b)
q_ℓ	=	sức kháng đầu cọc giới hạn (MPa) (10.7.3.4.2a)
q_n	=	sức kháng đỡ danh định (MPa) (10.6.3.1.1)
q_o	=	ứng suất thẳng đứng ở đế của diện tích chịu tải (MPa) (10.6.2.2.5b)
q_p	=	sức kháng đơn vị đầu cọc danh định (MPa) (10.7.3.2)
q_R	=	sức kháng đỡ tính toán (MPa) (10.6.3.1.1)
q_s	=	sức kháng cắt đơn vị (MPa); sức kháng ma sát đơn vị danh định (10.6.3.3) (10.7.3.2)
q_{shell}	=	sức kháng nhỏ đơn vị danh định của cọc khoan chân loe (MPa) (10.8.3.7.2)
q_u	=	cường độ nén một trục trung bình của lõi đá (MPa) (10.7.3.5)
q_{utt}	=	sức kháng đỡ danh định (MPa) (10.6.3.1.1)
q_1	=	khả năng chịu tải cực hạn của đế móng do lớp đất trên chịu trong hệ thống nền có hai lớp, giả thiết lớp trên dày vô hạn (MPa) (10.6.3.1.2a)
q_2	=	khả năng chịu tải cực hạn của đế móng ảo có cùng kích thước và hình dạng như móng thực, nhưng tựa lên mặt của lớp thứ hai (dưới) trong hệ thống nền hai lớp đất (MPa) (10.6.3.1.2a)
R_i	=	hệ số chiết giảm tính toán đối với tác động nghiêng của tải trọng (DIM) (10.6.3.1.3b)
r	=	bán kính móng tròn hay B/2 móng vuông (mm) (10.6.2.2.3d)
r_o	=	tổng áp lực thẳng đứng ban đầu tại cao độ móng (MPa) (10.6.3.1.3d)
S_c	=	độ lún cố kết (mm) (10.6.2.2.3a)
S_e	=	độ lún đàn hồi (mm) (10.6.2.2.3a)
SPT	=	thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn (10.5.4.)
S_s	=	độ lún thứ cấp (mm) (10.6.2.2.3a)
$\overline{S_u}$	=	cường độ kháng cắt không thoát nước (10.6.3.1.2b)
$\overline{S_u}$	=	cường độ kháng cắt không thoát nước trung bình dọc theo thân cọc (MPa) (10.7.3.7.3)
s_c, s_q, s_γ	=	các hệ số hình dạng (DIM) (10.6.3.1.2b) (10.6.3.1.2c)
s_d	=	khoảng cách của các điểm gián đoạn (mm) (10.7.3.5)
T	=	hệ số thời gian (DIM) (10.6.2.2.3c)
t	=	thời gian ứng với số phần trăm cho trước của độ lún cố kết một chiều (năm) (10.6.2.2.3c)
t_d	=	chiều rộng của các điểm gián đoạn (mm) (10.7.3.5)
t_1, t_2	=	khoảng thời gian tùy chọn để xác định để xác định S_s (NĂM) (10.6.2.2.3c)
V	=	thành phần thẳng đứng của các tải trọng nghiêng (N) (10.6.3.1.3b)
W_g	=	trọng lượng của khối đất, các cọc và bệ cọc (N), (10.7.3.7.3)
X	=	chiều rộng của nhóm cọc (mm) (10.7.2.3.3)
Y	=	chiều dài của nhóm cọc (mm) (10.7.3.7.3)
Z	=	tổng chiều dài của cọc chôn trong đất (mm) (10.7.3.4.3c)

z	=	độ sâu phía dưới mặt đất (mm) (10.8.3.4.2)
α	=	hệ số bám dính áp dụng cho S_u (10.7.3.3.2a)
α_E	=	hệ số chiết giảm (DIM) (10.6.2.2.3d)
β	=	hệ số quan hệ ứng suất hữu hiệu thẳng đứng và ma sát đơn vị bề mặt của một cọc đóng hay cọc khoan nhồi (10.7.3.3.2b)
β_m	=	chỉ số cắt thủng (DIM) (10.6.3.1.2b)
β_2	=	hệ số tính toán hình dạng và độ cứng của móng
γ	=	đung trọng của đất (kg/cm^3) (10.6.3.10.2b)
δ	=	góc kháng cắt giữa đất và cọc (Độ) (10.6.3.3)
η	=	hệ số hữu hiệu của cọc và nhóm cọc khoan (DIM) (10.7.3.10.2)
λ	=	hệ số kinh nghiệm quan hệ áp lực đất bị động ngang và ma sát bề mặt đơn vị của một cọc (10.7.3.3.2c)
μ_c	=	hệ số chiết giảm đối với lún cố kết xét đến hiệu ứng ba chiều (DIM) (10.6.2.2.3c)
ρ	=	độ lún của nhóm cọc (mm) (10.7.2.3.3)
σ'_f	=	ứng suất thẳng đứng hữu hiệu cuối cùng trong đất ở khoảng độ sâu dưới đế móng (MPa) (10.6.2.2.3c)
σ'_o	=	ứng suất thẳng đứng hữu hiệu ban đầu trong đất ở khoảng độ sâu dưới đế móng (MPa) (10.6.2.2.3c)
σ'_p	=	ứng suất thẳng đứng hữu hiệu có sẵn lớn nhất trong đất ở khoảng độ sâu dưới đế móng (MPa) (10.6.2.2.3c)
σ'_{pc}	=	ứng suất thẳng đứng hữu hiệu hiện tại trong đất không bao gồm ứng suất bổ sung thêm do tải trọng đế móng (MPa) (10.6.2.2.3c)
φ	=	hệ số sức kháng (10.5.5)
φ_{ep}	=	hệ số sức kháng đối với áp lực bị động (10.6.3.3)
φ_f	=	góc nội ma sát của đất (Độ) (10.6.3.3)
φ_g	=	hệ số sức kháng đối với khả năng chịu lực của nhóm cọc xem như là một khối bao gồm các cọc và đất giữa các cọc (10.7.3.11)
φ_L	=	hệ số sức kháng của nhóm cọc đối với tải trọng ngang (DIM) (10.7.3.11)
φ_q	=	hệ số sức kháng đối với khả năng chịu tải của một cọc dùng cho các phương pháp không có sự phân biệt giữa tổng sức kháng và sức kháng thành phần ở mũi cọc và trên thân cọc (10.7.3.2)
φ_{qs}	=	hệ số sức kháng đối với khả năng chịu của thân cọc dùng cho các phương pháp phân chia sức kháng của cọc thành sức kháng mũi cọc và thân cọc (10.7.3.2)
φ_{qp}	=	hệ số sức kháng đối với khả năng chịu của mũi cọc dùng cho các phương pháp phân chia sức kháng của cọc thành sức kháng mũi cọc và thân cọc (10.7.3.2)
φ_T	=	hệ số sức kháng cắt giữa đất và móng (10.5.5)
φ_u	=	hệ số sức kháng đối với khả năng chịu nhỏ của một cọc đơn (10.7.3.7.2)
φ_{ug}	=	hệ số sức kháng đối với khả năng chịu nhỏ của nhóm cọc (10.7.3.7.3)
φ_1	=	Góc nội ma sát hữu hiệu của lớp đất trên cùng (Độ) (10.6.3.1.2c)
φ^*	=	Góc ma sát của đất ứng với ứng suất hữu hiệu đã được chiết giảm đối với cắt xuyên (Độ) (10.6.3.1.2a)

10.4. XÁC ĐỊNH TÍNH CHẤT CỦA ĐẤT

10.4.1 NGHIÊN CỨU THĂM DÒ DƯỚI ĐẤT

Nghiên cứu thăm dò dưới đất phải được tiến hành cho mỗi bộ phận của kết cấu phần dưới để cung cấp các thông tin cần thiết cho thiết kế và thi công các móng. Quy mô thăm dò phải dựa vào các điều kiện dưới mặt đất, loại kết cấu, và các yêu cầu của công trình. Chương trình thăm dò phải đủ rộng để phát hiện bản chất và các dạng trầm tích đất và/hoặc các thành tạo đá gặp phải, các tính chất công trình của đất và/ hoặc đá, khả năng hoá lỏng và điều kiện nước ngầm.

Các lỗ khoan phải được tiến hành tại các vị trí trụ và mố, phải đủ số lượng và chiều sâu để thiết lập được trắc dọc các địa tầng theo chiều dọc và ngang một cách đáng tin cậy. Các mẫu vật liệu gặp trong quá trình khoan phải được lấy và bảo quản để tham khảo và/hoặc thí nghiệm sau này. Nhật ký khoan phải đủ chi tiết để xác định rõ các địa tầng, kết quả SPT, nước ngầm, hoạt động của nước giếng phun, nếu có, và các vị trí lấy mẫu.

Phải chú ý đặc biệt đến việc phát hiện vữa đất mềm yếu, hạp có thể nằm ở biên giới các địa tầng.

Nếu Chủ đầu tư yêu cầu, các lỗ khoan và các hố thí nghiệm SPT phải được nút lại để ngăn ngừa nhiễm bẩn nguồn nước ngầm .

Nghiên cứu thăm dò phải được tiến hành đến lớp vật liệu tốt có khả năng chịu tải thích hợp hoặc chiều sâu tại đó các ứng suất phụ thêm do tải trọng đế móng ước tính nhỏ hơn 10% của ứng suất đất tầng phủ hữu hiệu hiện tại, chọn giá trị nào lớn hơn. Nếu gặp đá gốc ở độ nông, lỗ khoan cần xuyên vào đá gốc tối thiểu 3000 mm hoặc tới độ sâu đặt móng, lấy giá trị nào lớn hơn.

Thí nghiệm trong phòng hoặc ngoài hiện trường phải được tiến hành để xác định cường độ, biến dạng và các đặc tính chảy của đất và/hoặc đá và tính thích hợp của chúng cho dạng móng đã được lựa chọn.

10.4.2. CÁC THÍ NGHIỆM TRONG PHÒNG THÍ NGHIỆM

10.4.2.1. Tổng quát

Các thí nghiệm trong phòng thí nghiệm phải được tiến hành tương ứng với các Tiêu chuẩn AASHTO hoặc ASTM hoặc các Tiêu chuẩn do Chủ đầu tư cung cấp và có thể bao gồm các thí nghiệm sau đây cho đất và đá. Các thí nghiệm đất trong phòng thí nghiệm có thể bao gồm:

10.4.2.2. Các thí nghiệm đất

- Hàm lượng nước- ASTM D4643
- Trọng lượng riêng, -AASHTO T100(ASTM D422)
- Phân bố thành phần hạt - AASHTO T88 (ASTM D4318)
- Giới hạn dẻo và chảy - AASHTO T90 (ASTM D4318)
- Cắt trực tiếp - AASHTO T238(ASTM D3080)
- Nén nở hông - AASHTO T208 (ASTM D2166)
- Nén ba trục không cố kết, không thoát nước - ASTM D2850
- Nén ba trục cố kết, không thoát nước - AASHTO T297 (ASTM D4767)
- Nén cố kết - AASHTO T216 (ASTM 2435 hoặc D4186)

- Thấm AASHTO T215 (ASTM D2434)

10.4.2.3. Các thí nghiệm đá

Các thí nghiệm đá trong phòng thí nghiệm có thể bao gồm:

- Xác định các mô đun đàn hồi - ASTM D3148
- Nén ba trục -AASHTO T286 (ASTM D2664)
- Nén nở hông -ASTM D2938
- Thí nghiệm cường độ kéo chéo- ASTM D3967

10.4.3. CÁC THÍ NGHIỆM HIỆN TRƯỜNG

10.4.3.1. Tổng quát

Các thí nghiệm hiện trường phải được tiến hành để có được các thông số về cường độ và biến dạng của đất nền hoặc đá nhằm mục đích thiết kế và/hoặc phân tích. Các thí nghiệm này phải được tiến hành theo đúng các tiêu chuẩn thích hợp được đề xuất bởi ASTM hoặc AASHTO và có thể bao gồm các thí nghiệm đất tại hiện trường và đá tại hiện trường.

10.4.3.2. Các thí nghiệm đất hiện trường

Các thí nghiệm hiện trường bao gồm:

- Xuyên tiêu chuẩn - AASHTO T206 (ASTM D1586)
- Xuyên côn tĩnh - ASTM D3441
- Cắt cánh hiện trường - AASHTO T223 (ASTM D2573)
- Nén ngang - ASTM D4719
- Bàn tải trọng - AASHTO T235 (ASTM D1194)
- Thí nghiệm thấm - ASTM D4750

10.4.3.3. Các thí nghiệm đá hiện trường

Các thí nghiệm hiện trường có thể bao gồm:

- Thí nghiệm nén 1 trục hiện trường xác định biến dạng và cường độ đá phong hoá - ASTM D4555
- Xác định cường độ kháng cắt trực tiếp của đá có các vết nứt ASTM D4554
- Mô đun biến dạng của khối đá dùng phương pháp thử tải bằng tấm ép mềm ASTM D4395
- Mô đun biến dạng của khối đá dùng thí nghiệm kích hướng tâm ASTM D4506
- Mô đun biến dạng của khối đá dùng phương pháp thử tải bằng tấm ép cứng ASTM D4394

- Xác định ứng suất và mô đun biến dạng dùng phương pháp kích phẳng - ASTM D4729
- Ứng suất trong đá dùng phương pháp phá hoại thủy lực - ASTM D4645

10.5. CÁC TRẠNG THÁI GIỚI HẠN VÀ CÁC HỆ SỐ SỨC KHÁNG

10.5.1. TỔNG QUÁT

Các trạng thái giới hạn phải được xác định như trong Điều 1.3.2; phần này làm sáng tỏ các vấn đề liên quan đến móng.

10.5.2. TRẠNG THÁI GIỚI HẠN SỬ DỤNG

Thiết kế móng theo trạng thái giới hạn sử dụng phải bao gồm:

- Lún,
- Chuyển vị ngang, và
- Sức chịu tải ước tính dùng áp lực chịu tải giả định

Xem xét lún phải dựa trên độ tin cậy và tính kinh tế.

10.5.3. TRẠNG THÁI GIỚI HẠN CƯỜNG ĐỘ

Thiết kế móng theo trạng thái giới hạn cường độ phải xét đến:

- Sức kháng đỡ, loại trừ áp lực chịu tải giả định,
- Mất tiếp xúc quá nhiều,
- Trượt tại đáy móng,
- Mất đỡ ngang,
- Mất ổn định chung, và
- Khả năng chịu lực kết cấu.

Móng phải được thiết kế về mặt kích thước sao cho sức kháng tính toán không nhỏ hơn tác động của tải trọng tính toán xác định trong Phần 3.

10.5.4. TRẠNG THÁI GIỚI HẠN ĐẶC BIỆT

Phải thiết kế nền móng theo trạng thái giới hạn đặc biệt theo quy định.

10.5.5. CÁC HỆ SỐ SỨC KHÁNG

Phải lấy các hệ số sức kháng đối với các loại kết cấu nền móng khác nhau theo trạng thái giới hạn cường độ được quy định trong Bảng 1 đến bảng 3, trừ phi có sẵn các giá trị riêng của khu vực.

Khi đã quy định sử dụng móng cọc, các tài liệu hợp đồng phải quy định yêu cầu kiểm tra mức chịu tải của cọc tại hiện trường. Việc đánh giá tại hiện trường được quy định phải phù hợp với giá trị của λ_v lấy theo Bảng 2.

Phải lấy các hệ số sức kháng theo trạng thái giới hạn sử dụng bằng 1,0.

Cần xét sự chiết giảm P_n đối với các cọc trong trường hợp dự tính sẽ gặp khó khăn khi đóng cọc.

Bảng 10.5.5-1. Các hệ số sức kháng theo trạng thái giới hạn cường độ cho các móng nông

PHƯƠNG PHÁP / ĐẤT / ĐIỀU KIỆN		HỆ SỐ SỨC KHÁNG
Khả năng chịu tải và áp lực bị động	Cát	
	- Phương pháp bán thực nghiệm dùng số liệu SPT	0,45
	- Phương pháp bán thực nghiệm dùng số liệu CPT	0,55
	- Phương pháp hợp lý	
	dùng φ_r ước tính từ số liệu SPT,	0,35
	dùng φ_r ước tính từ số liệu CPT	0,45
	Sét	
	- Phương pháp bán thực nghiệm dùng số liệu CPT	0,50
	- Phương pháp hợp lý	
	dùng sức kháng cắt đo được trong phòng thí nghiệm	0,60
dùng sức kháng cắt đo được trong thí nghiệm cắt cánh hiện trường	0,60	
dùng sức kháng cắt ước tính từ số liệu CPT	0,50	
Đá		
- Phương pháp bán thực nghiệm, Carter và Kulhawy (1988)	0,60	
Thí nghiệm bàn tải trọng	0,55	
Trượt	Bê tông đúc sẵn đặt trên cát	
	dùng φ_r ước tính từ số liệu SPT	0,90
	dùng φ_r ước tính từ số liệu CPT	0,90
	Bê tông đổ tại chỗ trên cát	
dùng φ_r ước tính từ số liệu SPT	0,80	
dùng φ_r ước tính từ số liệu CPT	0,80	

PHƯƠNG PHÁP / ĐẤT / ĐIỀU KIỆN		HỆ SỐ SỨC KHÁNG	
		<p>Trượt trên đất sét được khống chế bởi cường độ của đất sét khi lực cắt của đất sét nhỏ hơn 0.5 lần ứng suất pháp, và được khống chế bởi ứng suất pháp khi cường độ kháng cắt của đất sét lớn hơn 0.5 lần ứng suất pháp (xem Hình 1, được phát triển cho trường hợp trong đó có ít nhất 150mm lớp vật liệu hạt dầm chặt dưới đáy móng)</p> <p>Đất sét (Khi sức kháng cắt nhỏ hơn 0.5 lần áp lực pháp tuyến)</p> <p>dùng sức kháng cắt đo được trong phòng thí nghiệm 0,85</p> <p>dùng sức kháng cắt đo được trong thí nghiệm hiện trường 0,85</p> <p>dùng sức kháng cắt ước tính từ số liệu CPT 0,80</p> <p>Đất sét (Khi sức kháng cắt lớn hơn 0.5 lần áp lực pháp tuyến) 0,85</p>	
	φ_T	Đất trên đất 1,0	
	φ_{ep}	Áp lực đất bị động thành phần của sức kháng trượt. 0,50	
Ổn định chung		Đánh giá ổn định tổng thể và sức kháng đối với dạng phá hoại sâu của các móng nông đặt trên hoặc gần sườn dốc khi các tính chất của đất hoặc đá và mực nước ngầm dựa trên các thí nghiệm trong phòng hoặc hiện trường. 0,90	

Bảng 10.5.5-2 – Các hệ số sức kháng theo trạng thái giới hạn cường độ địa kỹ thuật cho các cọc chịu tải trọng dọc trục

PHƯƠNG PHÁP/ĐẤT/ĐIỀU KIỆN		HỆ SỐ SỨC KHÁNG
Khả năng chịu lực cực hạn của các cọc đơn	Ma sát bề mặt: Sét Phương pháp α (Tomlinson, 1987) Phương pháp β (Esrig & Kirby, 1979 và phương pháp Nordlund dùng cho đất dính) Phương pháp λ (Vijayvergiya & Focht, 1972)	0,70 λ_v 0,50 λ_v 0,55 λ_v
	Sức kháng mũi cọc: sét và đá Sét (Skempton, 1951) Đá (Hiệp hội địa kỹ thuật Canada, 1985)	070 λ_v 0,50 λ_v
	Ma sát bề mặt và chịu lực mũi cọc: Cát Phương pháp SPT Phương pháp CPT	0,45 λ_v 0,55 λ_v
	Phân tích phương trình sóng với sức kháng đóng cọc giả định Thí nghiệm tải trọng	0,65 λ_v 0,80 λ_v
	Phá hoại khối	Sét 0,65
Khả năng chịu lực nhỏ của các cọc đơn	Phương pháp α Phương pháp β Phương pháp λ Phương pháp SPT Phương pháp CPT Thí nghiệm tải trọng	0,60 0,40 0,45 0,35 0,45 0,80
Khả năng chịu lực nhỏ của nhóm cọc	Cát Sét	0,55 0,55
Phương pháp kiểm tra việc thi công các cọc và đánh giá khả năng chịu tải của chúng trong và sau khi đóng cọc vào đất sẽ được quy định trong các hồ sơ thầu.		Giá trị của λ_v
Các cách thức đóng cọc, thí dụ ENR, phương trình thiếu sự đo sóng ứng suất trong quá trình đóng cọc.		0,80
Đồ thị sức chịu tải xác định từ phân tích phương trình sóng khi không đo sóng ứng suất trong quá trình đóng cọc.		0,85
Đo sóng ứng suất cho 2% đến 5% số cọc, dùng phương pháp đơn giản để kiểm tra khả năng chịu tải, thí dụ phân tích đóng cọc.		0,90
Đo sóng ứng suất cho 2% đến 5% số cọc, dùng phương pháp đơn giản để kiểm tra khả năng chịu tải, thí dụ phân tích và thử tải trọng tĩnh để kiểm tra khả năng chịu tải.		1,00
Đo sóng ứng suất cho 2% đến 5% số cọc, dùng phương pháp đơn giản để kiểm tra khả năng chịu tải, thí dụ phân tích khi đóng cọc và dùng phân tích CAPWAP để kiểm khả năng chịu tải.		1,00
Đo sóng ứng suất cho 10% đến 70% số cọc, dùng các phương pháp đơn giản để kiểm tra khả năng chịu tải, thí dụ phân tích khi đóng cọc.		1,00

Bảng 10.5.5-3 . Các hệ số sức kháng của các trạng thái giới hạn cường độ địa kỹ thuật trong cọc khoan chịu tải trong dọc trục

PHƯƠNG PHÁP/ĐẤT/ĐIỀU KIỆN		HỆ SỐ SỨC KHÁNG	
Khả năng chịu lực tới hạn của cọc khoan đơn	Sức kháng thành bên trong đất sét	Phương pháp α (Reese & O'Neill 1988)	0,65
	Sức kháng tại mũi cọc đất sét	Tổng ứng suất (Reese & O'Neill 1988)	0,55
	Sức kháng thành bên trong cát	Touma & Reese (1974) Meyrhof (1976) Quiros & Reese (1977) Reese & Wright (1977) Reese & O'Neill (1988)	Xem đề cập trong Điều 10.8.3.4
	Sức kháng tại mũi cọc trong cát	Touma & Reese (1974) Meyrhof (1976) Quiros & Reese (1977) Reese & Wright (1977) Reese & O'Neill (1988)	Xem đề cập trong Điều 10.8.3.4
	Sức kháng thành bên trong đá	Carter & Kulhawy (1988) Horvath & Kenney (1979)	0,55 0,65
	Sức kháng tại mũi cọc trong đá	Hiệp hội địa kỹ thuật Canada (1985) Phương pháp đo áp lực (Hiệp hội địa kỹ thuật Canada, 1985)	0,50 0,50
	Sức kháng thành bên và sức kháng mũi cọc	Thí nghiệm tải trọng	0,80
	Phá hoại khối	Sét	0,65
Khả năng chịu lực nhỏ của cọc khoan đơn	Sét	Phương pháp α (Reese & O'Neill) Cọc loe (Reese & O'Neill)	0,55 0,50
	Cát	Touma & Reese (1974) Meyrhof (1976) Quiros & Reese (1977) Reese & Wright (1977) Reese & O'Neill (1988)	Xem đề cập trong Điều 10.8.3.7
	Đá	Carter & Kulhawy	0,45
		Horath & Kenny	0,55
		Thí nghiệm tải trọng	0,80
Khả năng chịu lực nhỏ của nhóm cọc	Cát	0,55	
	Đất sét	0,55	

10.6. MÓNG MỞ RỘNG

10.6.1. XEM XÉT TỔNG QUÁT

10.6.1.1. Tổng quát

Các quy định trong Điều này phải được ứng dụng để thiết kế các móng đơn, nơi thích hợp, với các móng liên hợp. Phải chú ý đặc biệt đến các móng trên nền đắp.

Các móng phải được thiết kế để giữ sao cho áp lực dưới đế móng càng đồng nhất càng tốt. Sự phân bố áp lực đất phải phù hợp với các tính chất của đất và kết cấu, và với các nguyên lý cơ học đất và đá đã được thiết lập.

10.6.1.2. Độ sâu

Độ sâu của móng phải được xác định phù hợp với tính chất vật liệu móng và khả năng phá hoại. Các móng ở những nơi vượt dòng chảy phải được đặt ở độ sâu dưới độ sâu xói dự kiến lớn nhất như đã trình bày trong Điều 2.6.4.4.1.

Phải xem xét đến việc sử dụng vải địa kỹ thuật hay tầng lọc dạng cấp phối hạt để giảm khả năng thấm lậu trong đá xô bồ hoặc đắp trả sau mố.

10.6.1.3. Neo cố

Các móng được đặt trên bề mặt đá cứng, nhẵn và nghiêng mà không được ngàm chặt bằng các vật liệu phủ hoặc vật liệu có sức kháng tốt phải được neo một cách hữu hiệu bằng các biện pháp neo như neo đá, bu lông đá, các chốt, khoá hoặc các biện pháp thích hợp khác. Phải tránh chêm nông các diện tích móng rộng ở những nơi yêu cầu nổ mìn để dọn đá.

10.6.1.4. Nước ngầm

Móng phải được thiết kế có tính đến vị trí của mực nước ngầm dự kiến cao nhất.

Phải xem xét ảnh hưởng của mực nước ngầm đối với khả năng chịu lực của đất hay đá, và độ lún của kết cấu. Trong trường hợp khi có các lực thấm phải đưa chúng vào các trong các phân tích.

10.6.1.5. Lực nâng

Khi móng có khả năng chịu lực nâng, chúng phải được nghiên cứu về cả sức kháng nhỏ và cường độ kết cấu của chúng.

10.6.1.6. Các kết cấu lân cận

Trong trường hợp móng được đặt gần kề với các kết cấu hiện có phải nghiên cứu ảnh hưởng của các kết cấu hiện có đến sự làm việc của móng và ảnh hưởng của móng lên các kết cấu hiện có.

10.6.2. CHUYỂN VỊ VÀ ÁP LỰC CHỊU TẢI DƯỚI TRẠNG THÁI GIỚI HẠN SỬ DỤNG

10.6.2.1. Tổng quát

Phải nghiên cứu chuyển vị của móng về cả độ lún thẳng đứng và chuyển vị ngang tại các trạng thái giới hạn sử dụng.

Độ chuyển vị ngang của kết cấu phải được đánh giá khi:

- Có tải trọng nằm ngang hoặc tải trọng nghiêng,
- Móng được đặt trên mái dốc nền đắp,
- Có khả năng tổn thất lực đỡ của móng do bào mòn hay xói, hoặc
- Tầng chịu lực nghiêng rõ rệt.

10.6.2.2. Các tiêu chuẩn chuyển vị

10.6.2.2.1. Tổng quát

Các tiêu chuẩn chuyển vị thẳng đứng và ngang đối với móng phải được phát triển phù hợp với chức năng và loại kết cấu, tuổi thọ phục vụ dự kiến, và các hậu quả của các chuyển vị không cho phép đối với khả năng làm việc của kết cấu.

Các tiêu chuẩn chuyển vị chấp nhận được phải được thiết lập bằng các phương pháp thực nghiệm hay phân tích kết cấu, hoặc cả hai.

10.6.2.2.2. Tải trọng

Phải xác định độ lún tức thời bằng cách sử dụng các tổ hợp tải trọng sử dụng được trình bày trong Bảng 3.4.1-1. Phải xác định độ lún theo thời gian trong đất dính bằng cách chỉ sử dụng tĩnh tải.

Độ lún gây ra bởi tải trọng của nền đắp sau móng cầu phải được nghiên cứu.

Trong những vùng có động đất, phải xem xét khả năng lún của móng trên cát do rung gây ra bởi động đất.

10.6.2.2.3. Các phân tích lún

10.6.2.2.3a. Tổng quát

Phải ước tính độ lún của móng bằng cách dùng các phân tích biến dạng dựa trên kết quả thí nghiệm trong phòng thí nghiệm hay thí nghiệm ngoài hiện trường. Các thông số về đất dùng trong các phân tích phải được chọn để phản ánh lịch sử chịu tải của đất, trình tự thi công và ảnh hưởng của phân tầng của đất.

Phải xem xét cả tổng lún và lún khác nhau, bao gồm cả các ảnh hưởng của thời gian.

Tổng độ lún bao gồm lún đàn hồi, cố kết, và các thành phần lún thứ cấp có thể lấy bằng:

$$S_t = S_e + S_c + S_s \tag{10.6.2.2.3a-1}$$

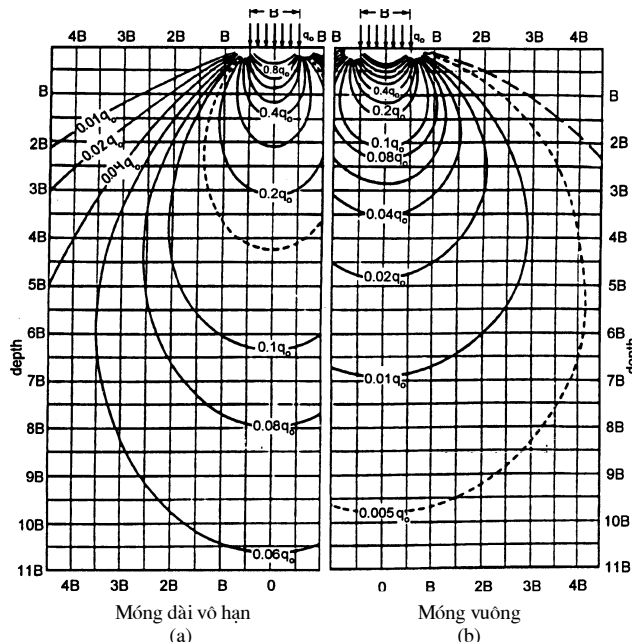
trong đó:

S_e = độ lún đàn hồi (mm)

S_c = độ lún cố kết (mm)

S_s = độ lún thứ cấp (mm)

Các yếu tố khác ảnh hưởng đến độ lún, chẳng hạn tải trọng của nền đắp và tải trọng ngang hay lệch tâm và đối với các móng trên đất dạng hạt, tải trọng rung động do các hoạt tải động hay tải trọng động đất cũng cần được xem xét khi thích hợp. Sự phân bố của ứng suất thẳng đứng bên dưới các móng tròn (hay vuông) và móng chữ nhật dài, nghĩa là khi $L > 5B$ có thể ước tính theo Hình 1.



Hình 10.6.2.2.3a-1- Các đường đẳng ứng suất thẳng đứng theo BOUSSINES đối với các móng liên tục và vuông đã được SOWERS sửa đổi (1979).

10.6.2.2.3b. Độ lún của móng trên nền đất không dính

Có thể ước tính độ lún của các móng trên nền đất không dính bằng các phương pháp kinh nghiệm hay lý thuyết đàn hồi.

Có thể dự tính độ lún đàn hồi của các móng trên nền đất không dính theo công thức sau:

$$S_c = \frac{[q_0(1 - \nu^2)\sqrt{A}]}{E_s \beta_z} \quad (10.6.2.2.3b-1)$$

trong đó:

- q_0 = cường độ tải trọng (MPa)
- A = diện tích móng (mm^2)
- E_s = mô đun Young của đất lấy theo quy định trong Bảng 1 thay cho kết quả thí nghiệm trong phòng (MPa).
- β_z = hệ số hình dạng lấy theo quy định của Bảng 2 (DIM)
- ν = hệ số Poisson lấy theo quy định Bảng 1 thay cho các kết quả thí nghiệm trong phòng (DIM)

Trừ phi E_s thay đổi đáng kể theo chiều sâu, cần xác định E_s ở độ sâu dưới móng khoảng 1/2 đến 2/3 B. Nếu mô đun của đất thay đổi đáng kể theo chiều sâu, có thể dùng giá trị trung bình có trọng số E_s .

Ký hiệu sau đây được áp dụng theo Bảng 1:

- N = sức kháng theo xuyên tiêu chuẩn (SPT)
- N_1 = SPT đã được hiệu chỉnh theo độ sâu
- S_u = cường độ chống cắt không thoát nước (MPa)
- q_c = sức kháng xuyên côn tĩnh (MPa).

Bảng 10.6.2.2.3b-1- Các hằng số đàn hồi của các loại đất khác nhau theo Bộ Hải quân Hoa kỳ (1982) và Bowles (1988).

Loại đất	Phạm vi điển hình của các giá trị	Hệ số Poisson, ν (đim)	Dự tính E_s theo N	
	Mô đun Young E_s (MPa)		Loại đất	E_s (MPa)
Đất sét: Mềm yếu, Nửa cứng đến cứng, Rất cứng	2,4 - 15	0,4 - 0,5 (không thoát nước)	Bùn, bùn cát, hỗn hợp ít dính.	0,4N ₁
	15 - 50		Cát nhỏ đến trung và cát pha ít bùn .	0,7N ₁
	50 - 100		Cát thô và cát pha ít sỏi. Sỏi pha cát và sỏi	1,0N ₁ 1,1N ₁
Hoàng thổ : Bùn	15 - 60	0,1 - 0,3	Sỏi pha cát và sỏi	1,1 N ₁
	2 - 20	0,3 - 0,35		
Cát nhỏ: Rời xốp Chặt vừa, Chặt	7,5 - 10	0,25	Ước tính E_s theo S_u	
	10 - 20 20 - 25		Sét mềm yếu. sét 1/2 cứng đến cứng Sét rất cứng	400 S_u - 1000 S_u
Cát: Rời xốp Chặt vừa Chặt	10 - 25	1.500 S_u - 2400 S_u		
	25 - 50 50 - 75	0,20 - 0,25 0,30 - 0,40		3.000 S_u - 4000 S_u
Sỏi: rời xốp Chặt vừa Chặt	25 - 75	0,2- 0,35	Dự tính E_s theo q_c	
	75 - 100	0,3- 0,40	Đất pha cát	4 q_c
	100 - 200			

Bảng 10.6.2.2.3b-2 - Các hệ số độ cứng và hình dạng đàn tính, EPRI (1983)

L/B	Mềm, β_z (trung bình)	β_z Cứng
Hình tròn	1,04	1,13
1	1,06	1,08
2	1,09	1,10
3	1,13	1,15
5	1,22	1,24
10	1.41	1.41

10.6.2.2.3c. Độ lún của móng trên nền đất dính

Đối với móng trên nền đất dính cứng, có thể xác định độ lún đàn hồi bằng phương trình 10.6.2.2.3b-1.

Đối với móng trên nền đất dính, phải khảo sát cả lún tức thời và lún cố kết. Đối với đất sét hữu cơ độ dẻo cao, độ lún thứ cấp có thể là đáng kể và phải xét trong tính toán.

Nếu các kết quả thí nghiệm trong phòng được biểu thị theo hệ số rỗng (e) thì có thể tính như sau cho độ lún cố kết của móng trên nền đất dính bão hoà hoặc gần bão hoà:

- Đối với đất quá cố kết ban đầu (nghĩa là $\sigma'_p > \sigma'_o$)

$$S_s = \left[\frac{H_c}{(1 + e_o)} \right] \left[\left(C_{cr} \log \frac{\sigma'_p}{\sigma'_o} + C_c \log \frac{\sigma'_f}{\sigma'_p} \right) \right] \quad (10.6.2.2.3c-1)$$

- Đối với đất cố kết thông thường ban đầu (nghĩa là $\sigma'_p = \sigma'_o$)

$$S_s = \left[\frac{H_c}{(1 + e_o)} \right] \left[\left(C_c \log \frac{\sigma'_f}{\sigma'_p} \right) \right] \quad (10.6.2.2.3c-2)$$

- Đối với đất chưa cố kết hoàn toàn ban đầu (nghĩa là $\sigma'_p < \sigma'_o$)

$$S_c = \left[\frac{H_c}{(1 + e_o)} \right] \left[C_c \log \left(\frac{\sigma'_f}{\sigma'_{pc}} \right) \right] \quad (10.6.2.2.3c-3)$$

Nếu các kết quả thí nghiệm trong phòng được biểu thị theo ứng suất thẳng đứng, ε_v , có thể lấy độ lún cố kết như sau:

- Đối với đất cố kết cao ban đầu (nghĩa là $\sigma'_p > \sigma'_o$):

$$S_c = H_c \left[C_{re} \log \left(\frac{\sigma'_p}{\sigma'_o} \right) + C_{ce} \log \left(\frac{\sigma'_f}{\sigma'_p} \right) \right] \quad (10.6.2.2.3c-4)$$

- Đối với đất cố kết thông thường ban đầu (nghĩa là $\sigma'_p = \sigma'_o$):

$$S_c = H_c C_{ce} \log \left(\frac{\sigma'_f}{\sigma'_p} \right) \quad (10.6.2.2.3c-5)$$

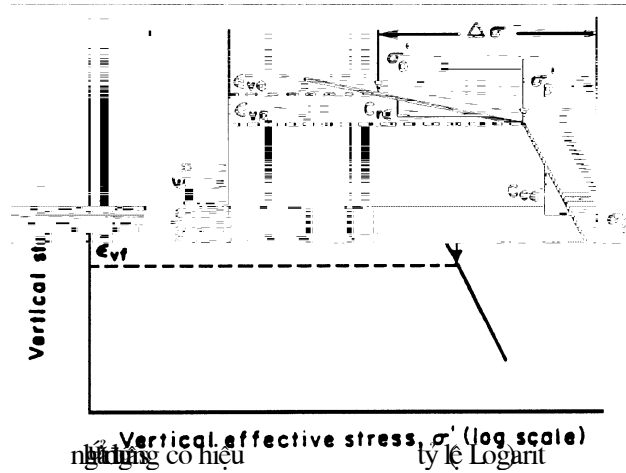
- Đối với đất chưa cố kết hoàn toàn ban đầu (nghĩa là $\sigma'_p < \sigma'_o$):

$$S_c = H_c H_{ce} \log \left(\frac{\sigma'_f}{\sigma'_{pc}} \right) \quad (10.6.2.2.3c-6)$$

trong đó:

H_c	=	chiều cao của lớp đất chịu nén (mm)
e_o	=	tỷ số rỗng tại ứng suất thẳng đứng hữu hiệu ban đầu (DIM)
C_{cr}	=	chỉ số nén ép lại, được xác định theo quy định của Hình 1 (DIM)
C_c	=	chỉ số nén ép, được xác định theo quy định của Hình 1 (DIM)
c_{ce}	=	tỷ số nén ép được xác định theo quy định của Hình 2 (DIM)
C_{re}	=	tỷ số nén ép lại, được xác định theo quy định của Hình 2 (DIM)
σ'_p	=	ứng suất thẳng đứng lớn nhất hữu hiệu đã tồn tại trong đất trong khoảng chiều sâu dưới móng (MPa)

- σ'_o = ứng suất nguyên thủy thẳng đứng hữu hiệu trong đất trong khoảng chiều sâu dưới móng (MPa).
- σ'_f = ứng suất thẳng đứng cuối cùng hữu hiệu trong đất trong khoảng chiều sâu dưới móng (MPa)
- σ'_{pc} = ứng suất hữu hiệu thẳng đứng hiện có trong đất không bao gồm ứng suất tăng thêm do tải trọng móng (MPa)



Hình 10.6.2.2.3c - 1. Đường cong nén có kết điển hình đối với nền đất quá cố kết - quan hệ tỷ số rỗng với ứng suất thẳng đứng hữu hiệu EPRI (1983)



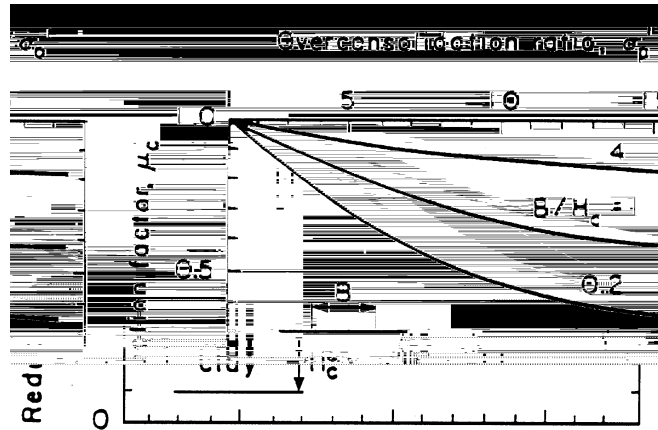
Hình 10.6.2.2.3c - 2. Đường cong nén có kết điển hình đối với nền đất quá cố kết - quan hệ biến dạng thẳng đứng với ứng suất thẳng đứng hữu hiệu EPRI (1983)

Nếu bề rộng móng liên quan ít với chiều dày của lớp đất bị ép, thì phải xét ảnh hưởng của tải trọng 3 chiều và có thể lấy như sau:

$$S_{c(3-D)} = \mu_c S_{c(1-D)} \tag{10.6.2.2.3c - 7}$$

trong đó:

- μ_c = hệ số chiết giảm lấy theo quy định của hình 3 (DIM)
 $S_{c(1-D)}$ = độ lún cố kết một chiều (mm)



Hình 10.6.2.2.3c - 3. Hệ số chiết giảm có xét đến ảnh hưởng của độ lún cố kết ba chiều, EPRI (1983).

Thời gian (t) để đạt được một tỷ lệ phần trăm đã cho của tổng độ lún cố kết một chiều dự tính có thể được tính như sau:

$$t = \frac{TH_d^2}{c_v} \quad (10.6.2.2.3c-8)$$

trong đó:

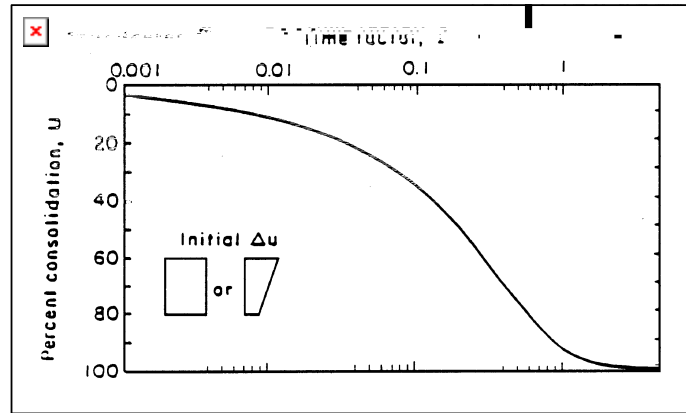
- T = hệ số thời gian lấy theo quy định của Hình 4 (DIM)
 H_d = chiều cao của đường thoát nước dài nhất trong lớp đất bị nén (mm)
 c_v = hệ số được lấy từ các kết quả thí nghiệm cố kết trong phòng của các mẫu đất nguyên dạng hoặc từ việc đo tại hiện trường bằng các dụng cụ như qua thử áp lực hay mũi hình nón thử áp lực ($\text{mm}^2/\text{năm}$)

Có thể tính độ lún thứ cấp của móng trong đất dính như sau:

$$S_s = C_{ac} H_c \log \left(\frac{t_2}{t_1} \right) \quad (10.8.2.2.3c-9)$$

trong đó:

- t_1 = thời điểm lúc bắt đầu có lún thứ cấp, nghĩa là diễn hình ở thời điểm tương đương với 90 phần trăm của độ cố kết trung bình (Năm)
 t_2 = thời gian tùy ý có thể biểu thị thời kỳ sử dụng của kết cấu (Năm)
 C_{ac} = hệ số ước tính từ các kết quả thí nghiệm cố kết trong phòng của các mẫu đất nguyên dạng (DIM).



Hình 10.6.2.2.3c-4. Số phần trăm của cốt kết là hàm số của hệ số thời gian, T, EPRI (1983)

10.6.2.2.3d. Lún của móng trên nền đá

Đối với các móng trên nền đá đủ chắc được thiết kế theo Điều 10.6.3.2.2 nói chung, có thể giả thiết độ lún đàn hồi ít hơn 15mm. Khi xét thấy độ lún đàn hồi có đại lượng như vậy là không thể chấp nhận hay đá không đủ chắc thì phải phân tích lún trên cơ sở các đặc tính của khối đá khi đá bị vỡ hay nứt thành mảng và không thoả mãn tiêu chuẩn là đá đủ chắc thì phải xét trong phân tích lún về ảnh hưởng của loại đá, trạng thái không liên tục và mức độ phong hoá.

Độ lún đàn hồi của móng trên đá bị vỡ hay nứt thành mảng có thể được tính như sau:

- Đối với móng tròn (hay vuông):

$$\rho = q_0(1 - \nu^2) \frac{r I_p}{E_m} \tag{10.6.2.2.3d-1}$$

trong đó:

$$I_p = \frac{(\sqrt{\pi})}{\beta_z} \tag{10.6.2.2.3d-2}$$

- Đối với móng chữ nhật

$$\rho = q_0(1 - \nu^2) \frac{B I_p}{E_m} \tag{10.6.2.2.3d-3}$$

trong đó:

$$I_p = \frac{\left(\frac{L}{B}\right)^{1/2}}{\beta_z} \tag{10.6.2.2.3d-4}$$

trong đó:

q_0 = ứng suất thẳng đứng ở đáy của diện tích chịu tải (MPa)

ν = hệ số Poisson (DIM)

r = bán kính của móng tròn hay $\frac{B}{2}$ của móng vuông (mm).

I_p = hệ số ảnh hưởng xét đến độ cứng và kích thước của móng (DIM).

E_m = mô đun của nền đá (MPa).

β_z = hệ số xét đến hình dạng và độ cứng của móng (DIM)

Đối với các móng cứng có thể tính các giá trị I_p bằng cách dùng giá trị β_z cho trong bảng 10.6.2.2.3b-2. Nếu không có các kết quả thí nghiệm trong phòng thì hệ số Poisson ν đối với các loại đá điển hình có thể lấy theo quy định trong Bảng 1. Khi xác định mô đun nền đá E_m , cần dựa trên kết quả của thí nghiệm trong phòng và tại hiện trường. Nếu không có, có thể ước tính các giá trị của E_m bằng cách nhân mô đun E_0 của đá nguyên dạng lấy từ kết quả thí nghiệm nén một trục với một hệ số chiết giảm α_E có xét đến tần số xuất hiện tính chất đứt quãng, biểu thị qua chỉ số xác định chất lượng đá (RQD) với quan hệ sau (Gardner 1987):

$$E_m = \alpha_E E_0 \quad (10.6.2.2.3d-5)$$

trong đó:

$$\alpha_E = 0,0231(\text{RQD}) - 1,32 \geq 0,15 \quad (10.6.2.2.3d-6)$$

Khi thiết kế sơ bộ hay không thể có số liệu thí nghiệm tại hiện trường cụ thể, có thể sử dụng các giá trị ước tính của E_0 theo Bảng 2. Khi phân tích sơ bộ hay thiết kế cuối cùng mà không có các kết quả thí nghiệm hiện trường, cần dùng giá trị $\alpha_E = 0,15$ để tính E_m

Đại lượng đo độ lún cố kết và lún thứ cấp trong nền đá được gắn kết bằng vật liệu dính yếu hay vật liệu khác có các đặc trưng lún phụ thuộc thời gian, có thể được ước tính bằng cách áp dụng các phương pháp quy định theo Điều 10.6.2.2.3c

Bảng 10.6.2.2.3d-1- Tổng hợp hệ số Poisson đối với đá nguyên dạng được điều chỉnh theo KULHAWY (1978)

Loại đá	Số các giá trị	Số các loại đá	Hệ số Poisson ν			
			Lớn nhất	Nhỏ nhất	Trung bình	Độ lệch tiêu chuẩn
Granit	22	22	0,39	0,09	0,20	0,08
Gabro	3	3	0,20	0,16	0,18	0,02
Diaba	6	6	0,38	0,20	0,29	0,06
Bazan	11	11	0,32	0,16	0,23	0,05
Thạch anh	6	6	0,22	0,08	0,14	0,05
Đá mác nơ	5	5	0,40	0,17	0,28	0,08
Gơ nai	11	11	0,40	0,09	0,22	0,09
Đá xít	12	11	0,31	0,02	0,12	0,08
Cát kết	12	9	0,46	0,08	0,20	0,11
Bột kết	3	3	0,23	0,09	0,18	0,06
Phiến thạch	3	3	0,18	0,03	0,09	0,06
Đá vôi	19	19	0,33	0,12	0,23	0,06
Đolomit	5	5	0,35	0,14	0,29	0,08

Bảng 10.6.2.2.3d-2- Tổng hợp mô đun đàn hồi của đá nguyên dạng được điều chỉnh theo KULHAWY (1978)

Loại đá	Số các giá trị	Số các loại đá	Hệ số Poisson ν			
			Lớn nhất	Nhỏ nhất	Trung bình	Độ lệch tiêu chuẩn
Granit	26	26	100	6,41	52,7	3,55
Diorit	3	3	112	17,1	51,4	6,19
Gabro	3	3	84,1	67,6	75,8	0,97
Diaba	7	7	104	69,0	88,3	1,78
Bazan	12	12	84,1	29,0	56,1	2,60
Thạch anh	7	7	88,3	36,5	66,1	2,32
Đá mác nơ	14	13	73,8	4,00	42,6	2,49
Gơ nai	13	13	82,1	28,5	61,1	2,31
Đá phiến	11	2	26,1	2,41	9,58	0,96
Đá xít	13	12	69,0	5,93	34,3	3,18
Filit	3	3	17,3	8,62	11,8	0,57
Cát kết	27	19	39,2	0,62	14,7	1,19
Bột kết	5	5	32,8	2,62	16,5	1,65
Phiến thạch	30	14	38,6	0,007	9,79	1,45
Đá vôi	30	30	89,6	4,48	39,3	3,73
Đolomit	17	16	78,6	5,72	29,1	3,44

10.6.2.2.4. Mất ổn định tổng thể

Phải nghiên cứu ổn định tổng thể ở trạng thái giới hạn sử dụng bằng cách áp dụng các quy định của Điều 3.4.1

10.6.2.3. Áp lực chịu tải ở trạng thái giới hạn sử dụng

10.6.2.3.1. Các giá trị giả định cho áp lực chịu tải

Việc sử dụng giá trị giả định phải được dựa trên những hiểu biết về điều kiện địa chất tại hoặc gần vị trí cầu.

10.6.2.3.2. Các phương pháp nửa thực nghiệm dùng để xác định áp lực chịu tải

Áp lực chịu tải của đá có thể được xác định bằng cách dùng các quan hệ thực nghiệm với RQD hoặc Hệ thống đánh giá khối đá theo địa cơ học, RMR, hoặc Hệ thống phân loại khối đá của Viện địa kỹ thuật Nauy, NGI. Kinh nghiệm địa phương có thể được xem xét khi dùng các phương pháp nửa thực nghiệm này.

Nếu giá trị nền dùng của áp lực chịu tải cho phép vượt quá cường độ kháng nén nở hông hoặc ứng suất cho phép đối với bê tông, áp lực chịu tải cho phép phải được lấy theo giá trị nhỏ hơn của cường độ kháng nén nở hông của đá, hoặc ứng suất cho phép đối với bê tông. Ứng suất đỡ cho phép đối với bê tông có thể lấy bằng $0.3 f_c$.

10.6.3. SỨC KHÁNG Ở TRẠNG THÁI GIỚI HẠN CƯỜNG ĐỘ

10.6.3.1. Sức kháng đỡ của đất dưới đáy móng

10.6.3.1.1. Tổng quát

Sức kháng đỡ phải được xác định dựa trên vị trí mực nước ngầm dự kiến cao nhất tại vị trí đáy móng.

Sức kháng tính toán, q_R ở trạng thái giới hạn cường độ phải được lấy như sau:

$$q_R = \varphi q_n = \varphi q_{ult} \quad (10.6.3.1.1-1)$$

ở đây:

φ = hệ số sức kháng được xác định trong Điều 10.5.4

$q_n = q_{ult}$ = sức kháng đỡ danh định (MPa)

Khi tải trọng lệch tâm, kích thước đế móng hữu hiệu L' và B' được xác định theo Điều 10.6.3.1.5 phải được dùng thay thế cho kích thước toàn bộ L và B trong tất cả các phương trình, bảng và các hình vẽ liên quan đến khả năng chịu tải.

10.6.3.1.2. Ước tính lý thuyết

10.6.3.1.2a. Tổng quát

Sức kháng đỡ danh định được xác định bằng cách dùng các lý thuyết cơ học đất đã được chấp nhận dựa trên các thông số đo được của đất. Các thông số của đất được dùng trong phân tích phải đại diện cho cường độ kháng cắt của đất dưới các điều kiện tải trọng và dưới mặt đất đang xem xét.

Sức kháng đỡ danh định của đế móng trên đất dính phải được đánh giá bằng cách dùng các phân tích ứng suất hữu hiệu và các thông số cường độ kháng cắt của đất thoát nước.

Sức kháng đỡ danh định của đế móng trên đất dính phải được đánh giá với các phân tích ứng suất tổng và các thông số cường độ của đất không thoát nước. Trong các trường hợp khi đất dính có thể bị mềm hoá và mất cường độ theo thời gian, sức kháng đỡ của các đất này cũng phải được đánh giá đối với các điều kiện chất tải thường xuyên, dùng các phân tích ứng suất hữu hiệu và các thông số cường độ của đất có thoát nước.

Đối với đế móng trên đất đầm chặt, sức kháng đỡ danh định phải được ước tính bằng các phân tích tổng ứng suất hoặc ứng suất hữu hiệu, cái nào nguy hiểm hơn.

Khi cần thiết, để xác định sức kháng đỡ danh định của đất dính, như đất sét và đất đầm chặt bằng các phân tích ứng suất hữu hiệu, nên áp dụng phương trình 10.6.3.1.2c.1

Nếu có khả năng bị hư hỏng do cắt cục bộ hay cắt thủng, có thể ước tính khả năng chịu tải danh định bằng cách sử dụng các thông số về cường độ chịu cắt được chiết giảm c^* và φ^* trong phương trình 10.6.3.1.2b - 1 và 10.6.3.1.2c - 1. Các thông số chịu cắt chiết giảm có thể lấy như sau:

$$c^* = 0,67c \quad (10.6.3.1.2a-1)$$

$$\varphi^* = \tan^{-1}(0,67 \tan \varphi) \quad (10.6.3.1.2a-2)$$

trong đó:

c^* = độ dính của đất với ứng suất hữu hiệu được chiết giảm khi chịu cắt thủng (MPa)

φ^* = góc ma sát của đất với ứng suất hữu hiệu được chiết giảm khi chịu cắt thủng (Độ)

Khi địa tầng chứa lớp đất thứ hai có các đặc trưng khác có ảnh hưởng đến cường độ chống cắt trong phạm vi một khoảng cách dưới móng ít hơn H_{CRIT} phải xác định khả năng chịu tải nền đất theo quy định ở đây cho nền đất có 2 lớp đất. Có thể lấy khoảng cách H_{CRIT} như sau:

$$H_{\text{CRIT}} = \frac{3B \ln \left[\frac{q_1}{q_2} \right]}{2 \left[1 + \frac{B}{L} \right]} \quad (10.6.3.1.2a-3)$$

trong đó:

q_1 = khả năng chịu tải tới hạn của móng được chống đỡ bởi lớp trên của hệ 2 lớp với giả thiết lớp trên có chiều dày vô hạn. (MPa)

q_2 = khả năng chịu tải tới hạn của móng ảo có cùng kích thước và hình dạng như móng thực nhưng được tựa lên bề mặt của lớp thứ hai (lớp dưới) trong hệ hai lớp (MPa)

B = bề rộng móng (mm)

L = chiều dài móng (mm)

Cần hết sức tránh dùng các móng có đáy móng nghiêng. Nếu không tránh khỏi phải dùng đáy móng nghiêng thì khả năng chịu tải danh định được xác định theo các quy định ở đây phải được chiết giảm tiếp bằng phương pháp hiệu chỉnh được chấp nhận trong điều kiện đáy móng nghiêng của tài liệu tham khảo sẵn có .

10.6.3.1.2b. Đất sét bão hoà

Sức kháng đỡ danh định của đất sét bão hoà (MPa) được xác định từ cường độ kháng cắt không thoát nước có thể lấy như:

$$q_{ult} = c N_{cm} + g\gamma D_f N_{qm} \times 10^{-9} \quad (10.6.3.1.2b-1)$$

ở đây:

- $c = S_u$ = cường độ kháng cắt không thoát nước (MPa)
- N_{cm}, N_{qm} = các hệ số sửa đổi khả năng chịu lực hàm của hình dạng đế móng, chiều sâu chôn móng, độ nén của đất và độ nghiêng của tải trọng (DIM)
- γ = dung trọng của đất sét (kg/m^3)
- D_f = chiều sâu chôn tính đến đáy móng (mm)

Có thể tính các hệ số khả năng chịu tải N_{cm} và N_{qm} như sau:

- Đối với $D_f/B \leq 2,5$; $B/L \leq 1$ và $H/V \leq 0,4$

$$N_{cm} = N_c [1 + 0,2(D_f / B)][1 + 0,2(B / L)][1 - 1,3(H / V)] \quad (10.6.3.1.2.b - 2)$$

- Đối với $D_f/B > 2,5$ và $H/V \leq 0,4$

$$N_{cm} = N_c [1 + 0,2(B / L)][1 - 1,3(H / V)] \quad (10.6.3.1.2.b - 3)$$

- N_c = 5,0 dùng cho phương trình 2 trên nền đất tương đối bằng
- = 7,5 dùng cho phương trình 3 trên nền đất tương đối bằng
- = N_{cq} theo hình 1 đối với móng trên hoặc liền kề mái dốc.
- N_{qm} = 1,0 cho đất sét bão hoà và nền đất tương đối bằng
- = 0,0 cho móng trên hoặc liền kề mái đất dốc

Trong hình 1 phải lấy số ổn định N_s như sau:

- Đối với $B < H_s$

$$N_s = 0 \quad (10.6.3.1.2b - 4)$$

- Đối với $B \geq H_s$

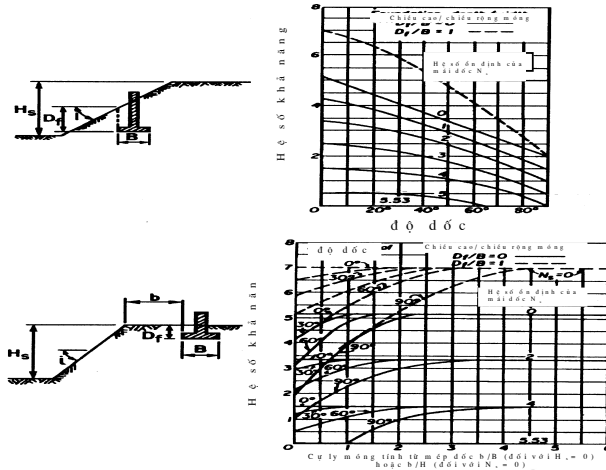
$$N_s = [g\gamma H_s / c] \times 10^{-9} \quad (10.6.3.1.2b - 5)$$

trong đó:

- B = chiều rộng móng (mm)
- L = chiều dài móng (mm)

Khi móng đặt lên nền đất dính 2 lớp theo chế độ chịu tải không thoát nước, có thể xác định khả năng chịu tải danh định theo phương trình 1 với các giải thích như sau:

- c_1 = cường độ cắt không thoát nước của lớp đất trên đỉnh được cho trong hình 2 (MPa)
- N_{cm} = N_m , là hệ số khả năng chịu tải theo quy định dưới đây (DIM)
- N_{qm} = 1,0 (DIM)



Hình 10.6.3.1.2b - 1- Các hệ số khả năng chịu tải được cải tiến dùng cho các móng trong đất dính và trên nền đất dốc hoặc kê giáp nền đất dốc theo MEYERHOF (1957).

Khi địa tầng nằm trên một lớp đất dính rắn hơn, có thể lấy N_m theo quy định của hình 3
 Khi địa tầng nằm trên một lớp dính mềm yếu hơn, có thể lấy N_m như sau:

$$N_m = \left(\frac{1}{\beta_m} + k s_c N_c \right) \leq s_c N_c \tag{10.6.3.1.2b-6}$$

trong đó:

$$\beta_m = \frac{BL}{2(B+L)H_{s2}} \tag{10.6.3.1.2b-7}$$

- k = c_1/c_2
- c_1 = cường độ chịu cắt của lớp đất trên (MPa)
- c_2 = cường độ chịu cắt của lớp đất dưới (MPa)
- H_{s2} = khoảng cách từ đáy móng đến đỉnh của lớp thứ hai (mm)
- s_c = 1.0. Đối với các móng liên tục.

$$= 1 + \frac{B}{L} \left[\frac{N_{qm}}{N_c} \right] \text{ dùng cho móng chữ nhật với } L < 5B \tag{10.6.3.1.2b-8}$$

ở đây:

N_c = hệ số khả năng chịu tải có thể được xác định ở đây(DIM)

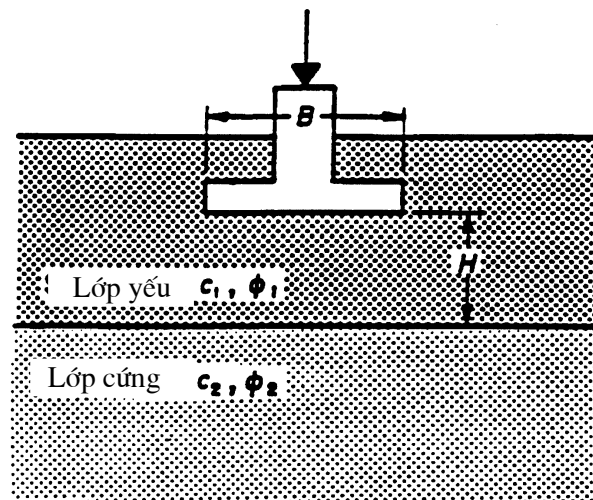
N_{qm} = hệ số sức kháng đỡ được xác định ở đây

Khi nền đất dính hai lớp theo chế độ đặt tải thoát nước thì phải xác định khả năng chịu tải danh định theo phương trình 10.6.3.1.2c-4.

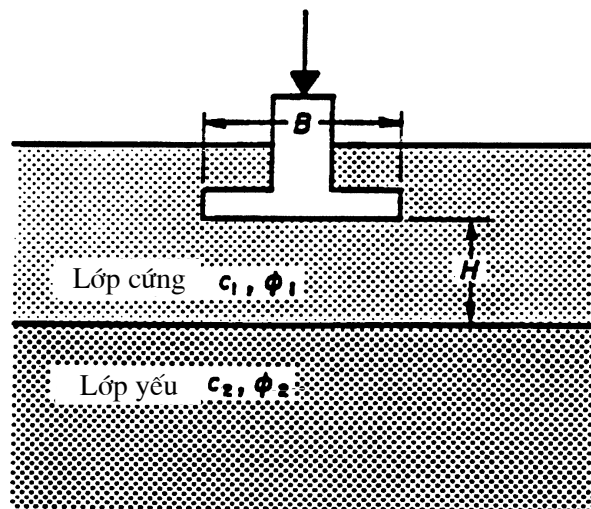
H = tải trọng ngang không có hệ số (N)

H_s = chiều cao của khối đất dốc (mm)

V = tải trọng thẳng đứng chưa nhân hệ số (N)

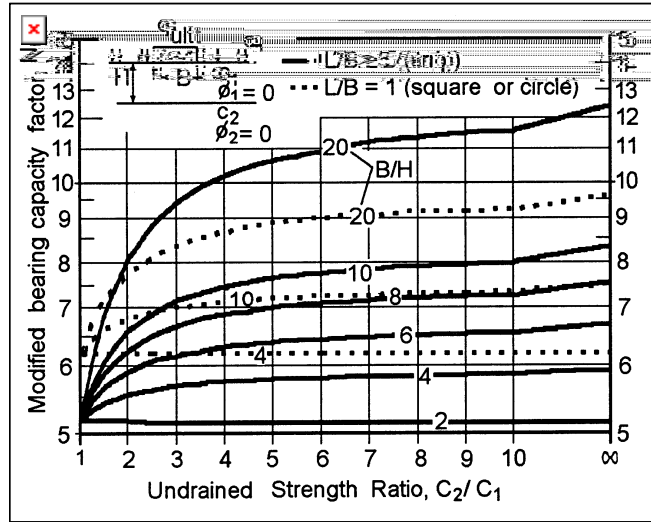


(a)



(b)

Hình 10.6.3.1.2b-2- Địa tầng hai lớp



Hình 10.6.3.1.2b-3- Hệ số khả năng chịu tải được điều chỉnh cho nền đất dính hai lớp với lớp đất yếu hơn nằm ở trên lớp cứng hơn. EPRI (1983).

10.6.3.1.2c. Đất rời

Sức kháng đỡ danh định của đất rời, như đất cát hoặc sỏi cuội (MPa) có thể lấy như:

$$Q_{ult} = 0,5 g \gamma BC_{w1} N_{\gamma m} \times 10^{-9} + g \gamma C_{w2} D_f N_{qm} \times 10^{-9} \quad (10.6.3.1.2c-1)$$

ở đây:

- D_f = chiều sâu đế móng (mm)
- γ = dung trọng của đất cát hoặc sỏi cuội (kg/m^3)
- B = chiều rộng đế móng (mm)
- C_{w1}, C_{w2} = các hệ số lấy theo Bảng 1 như là hàm của D_w (DIM)
- D_w = chiều sâu đến mực nước tính từ mặt đất (mm)
- $N_{\gamma m}$ = hệ số sức kháng đỡ được điều chỉnh (DIM)

Bảng 10.6.3.1.2c-1- Các hệ số C_{w1}, C_{w2} cho các chiều sâu nước ngầm khác nhau

D_w	C_{w1}	C_{w2}
0,0	0,5	0,5
D_f	0,5	1,0
$> 1,5B + D_f$	1,0	1,0

Đối với các vị trí trung gian của mực nước ngầm, các giá trị C_{w1}, C_{w2} có thể xác định bằng cách nội suy giữa các giá trị được xác định trong Bảng 1.

Có thể lấy các hệ số khả năng chịu tải $N_{\gamma m}$, và N_{qm} như sau:

$$N_{\gamma m} = N_{\gamma} s_{\gamma} c_{\gamma} i_{\gamma} \quad (10.6.3.1.2c-2)$$

$$N_{qm} = N_q s_q c_q i_q d_q \quad (10.6.3.1.2c-3)$$

trong đó:

- N_{qm} = hệ số khả năng chịu tải theo quy định trong Bảng 2 đối với móng trên nền đất tương đối bằng (DIM)
- N_{γ} = theo quy định trong Hình 1 đối với móng trên nền dốc hay kê giáp nền dốc (DIM)
- N_q = hệ số khả năng chịu tải theo quy định của Bảng 2 đối với nền đất tương đối bằng (DIM)
- = 0.0 đối với móng trên nền đất dốc hay kê giáp nền đất dốc (DIM)
- s_q, s_{γ} = các hệ số hình dạng được quy định trong các Bảng 3 và 4 tương ứng (DIM)
- c_q, c_{γ} = các hệ số ép lún của đất được quy định trong Bảng 5 và 6 (DIM)
- i_q, i_{γ} = các hệ số xét độ nghiêng của tải trọng được quy định trong Bảng 7 & 8 (DIM)
- d_q = hệ số độ sâu được quy định trong Bảng 9 (DIM)

Phải áp dụng các điều giải thích sau:

- Trong các Bảng 5 & 6, phải lấy q bằng ứng suất thẳng đứng ban đầu hữu hiệu tại độ sâu chôn móng, nghĩa là ứng suất thẳng đứng ở đáy móng trước khi đào, được hiệu chỉnh đối với áp lực nước.
- Trong các Bảng 7 và 8, phải lấy H và V là tải trọng nằm ngang và thẳng đứng chưa nhân hệ số.
- Trong Bảng 9, phải lấy giá trị của d_q trong trường hợp đất nằm trên đáy móng cũng tốt như đất dưới đáy móng. Nếu đất yếu hơn, dùng $d_q = 1,0$.

Bảng 10.6.3.1.2c-2 - Các hệ số khả năng chịu tải N_{γ} và N_q đối với móng trên nền đất không dính (BARKER và người khác 1991)

Góc ma sát (ϕ_f) (độ)	N_{γ}	N_q
28	17	15
30	22	18
32	30	23
34	41	29
36	58	38
38	78	49
40	110	64
42	155	85
44	225	115
46	330	160

Bảng 10.6.3.1.2c-3- Các hệ số hình dạng S_q cho móng trên đất không dính (Barker và người khác 1991)

Góc ma sát (φ_t) (Độ)	S_q (dim)			
	L/B = 1	L/B = 2	L/B = 5	L/B = 10
28	1,53	1,27	1,11	1,05
30	1,58	1,29	1,11	1,06
32	1,62	1,31	1,12	1,06
34	1,67	1,34	1,13	1,07
36	1,73	1,36	1,14	1,07
38	1,78	1,39	1,16	1,08
40	1,84	1,42	1,17	1,08
42	1,90	1,45	1,18	1,09
44	1,96	1,48	1,19	1,10
46	2,03	1,52	1,21	1,10

Bảng 10.6.3.1.2c-4- Hệ số hình dạng s_γ cho móng trên đất không dính (Barker và người khác 1991)

B/L	s_γ (dim)
1	0,60
2	0,80
5	0,92
10	0,96

Bảng 10.6.3.1.2c - 5- Các hệ số ép lún của đất C_γ và C_q cho móng vuông trên đất không dính (BARKER và người khác 1991)

Độ chặt tương đối D_r (%)	Góc ma sát (φ_t) (Độ)	$C_\gamma = C_q$			
		q = 0,024 MPa	q = 0,048 MPa	q = 0,096 MPa	q = 0,192 MPa
20	28	1,00	1,00	0,92	0,89
30	32	1,00	1,00	0,85	0,77
40	35	1,00	0,97	0,82	0,75
50	37	1,00	0,96	0,81	0,73
60	40	1,00	0,86	0,72	0,65
70	42	0,96	0,80	0,66	0,60
80	45	0,79	0,66	0,54	0,48
100	50	0,52	0,42	0,35	0,31

Bảng 10.6.3.1.2c- 6- Các hệ số ép lún của đất c_γ và c_q cho các móng băng trên đất không dính (Barker và người khác 1991)

Độ chặt tương đối D_r (%)	Góc ma sát (φ_f) (Độ)	$c_\gamma = c_q$ (dim)			
		$q = 0,024$ MPa	$q = 0,048$ MPa	$q = 0,096$ MPa	$q = 0,192$ MPa
20	28	0,85	0,75	0,65	0,60
30	32	0,80	0,68	0,58	0,53
40	35	0,76	0,64	0,54	0,49
50	37	0,73	0,61	0,52	0,47
60	40	0,62	0,52	0,43	0,39
70	42	0,56	0,47	0,39	0,35
80	45	0,44	0,36	0,30	0,27
100	50	0,25	0,21	0,17	0,15

Bảng 16.6.3.1.2c -7- Các hệ số xét độ nghiêng của tải trọng i_γ và i_q cho các tải trọng nghiêng theo chiều bề rộng móng (Barkê và người khác 1991)

H/V	i_γ (dim)			i_q (dim)		
	Băng	L/B = 2	Vuông	Băng	L/B = 2	Vuông
0,0	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
0,10	0,73	0,76	0,77	0,81	0,84	0,85
0,15	0,61	0,65	0,67	0,72	0,76	0,78
0,20	0,51	0,55	0,57	0,64	0,69	0,72
0,25	0,42	0,46	0,49	0,56	0,62	0,65
0,30	0,34	0,39	0,41	0,49	0,55	0,59
0,35	0,27	0,32	0,34	0,42	0,49	0,52
0,40	0,22	0,26	0,26	0,36	0,43	0,46
0,45	0,17	0,20	0,22	0,30	0,37	0,41
0,50	0,13	0,16	0,18	0,25	0,31	0,35
0,55	0,09	0,12	0,14	0,20	0,26	0,30
0,60	0,06	0,09	0,10	0,16	0,22	0,25
0,65	0,04	0,06	0,07	0,12	0,17	0,21
0,07	0,03	0,04	0,05	0,09	0,13	0,16

Bảng 10.6.3.1.2c- 8- Các hệ số xét độ nghiêng của tải trọng i_γ và i_q cho các tải trọng nghiêng theo chiều bề rộng của móng (BARKER và người khác 1991)

H/V	i_γ (đim)			i_q (đim)		
	Bằng	L/B = 2	Vuông	Bằng	L/B = 2	Vuông
0,0	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
0,10	0,81	0,78	0,77	0,90	0,87	0,85
0,15	0,72	0,68	0,67	0,85	0,81	0,78
0,20	0,64	0,59	0,57	0,80	0,74	0,72
0,25	0,56	0,51	0,49	0,75	0,68	0,65
0,30	0,49	0,44	0,41	0,70	0,62	0,59
0,35	0,42	0,37	0,34	0,65	0,56	0,52
0,40	0,36	0,30	0,28	0,60	0,51	0,46
0,45	0,30	0,25	0,22	0,55	0,45	0,41
0,50	0,25	0,20	0,18	0,50	0,40	0,35
0,55	0,20	0,16	0,14	0,45	0,34	0,30
0,60	0,16	0,12	0,10	0,40	0,29	0,25
0,65	0,12	0,09	0,07	0,35	0,25	0,21
0,07	0,09	0,06	0,05	0,03	0,02	0,16

Bảng 10.6.3.1.2c- 9- Hệ số độ sâu d_q cho loại đất không dính (Barker và người khác 1991)

Góc ma sát φ_f	D/B (đim)	d_q (đim)
32	1	1,20
	2	1,30
	4	1,35
	8	1,40
37	1	1,20
	2	1,25
	4	1,30
	8	1,35
42	1	1,15
	2	1,20
	4	1,25
	8	1,30

Khi móng đặt lên hệ đất dính hai lớp chịu tải trọng không thoát nước, có thể lấy khả năng chịu tải như sau:

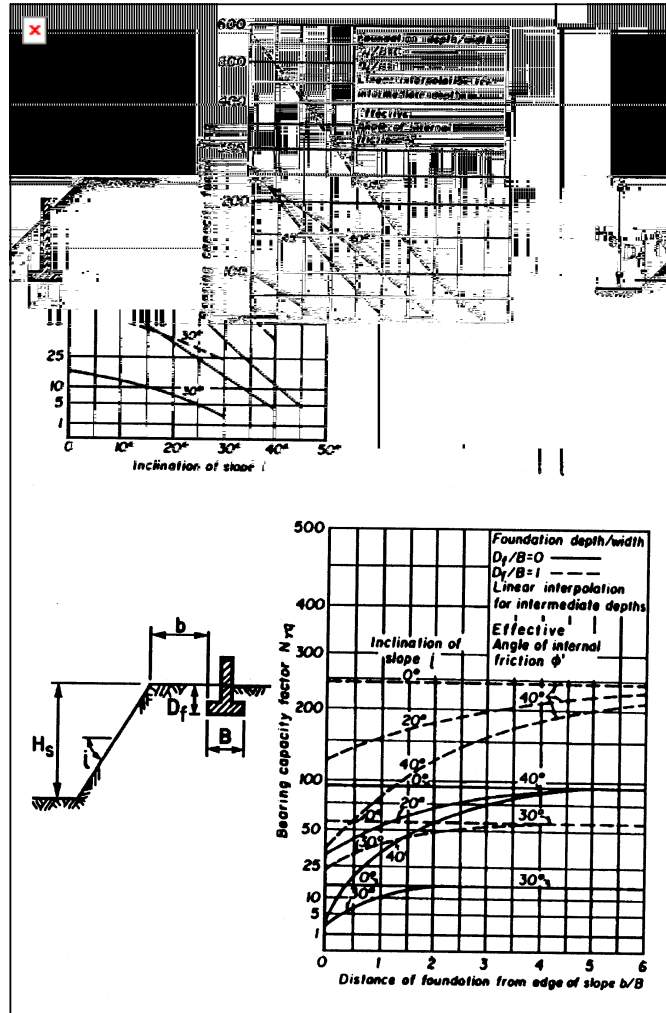
$$q_{ult} = \left[q_2 + \left(\frac{1}{K} \right) c_1' \cot \varphi_1' \right] e^{2 \left[1 + \left(\frac{B}{L} \right) K \tan \varphi_1' \left(\frac{H}{B} \right) \right]} - \left(\frac{1}{K} \right) c_1' \cot \varphi_1' \quad (10.8.3.1.2c-4)$$

trong đó:

$$K = \frac{1 - \sin^2 \varphi_1'}{1 + \sin^2 \varphi_1'} \quad (10.6.3.1.2c-5)$$

trong đó:

- c_1 = cường độ chịu cắt không thoát nước của lớp đất trên cùng lấy theo hình 3 (MPa)
- q_2 = khả năng chịu tải cực hạn của móng áo có cùng kích thước và hình dạng của móng ực nhưng tựa lên bề mặt của lớp thứ hai (nằm dưới) của nền có hai lớp (MPa)
- ϕ_1 = góc nội ma sát tại ứng suất hữu hiệu của lớp đất trên cùng (độ)



Hình 10.8.3.1.2c-1- Các hệ số khả năng chịu tải được điều chỉnh cho loại móng trong đất không dính và trên nền đất dốc hay liền kề nền đất dốc theo Mfyerhof(1957)

10.6.3.1.3. Các phương pháp bán thực nghiệm

10.6.3.1.3a . Tổng quát

Sức kháng đỡ danh định của các đất móng có thể được ước tính từ các kết quả thí nghiệm hiện trường hoặc bằng sức kháng quan sát được của các đất tương tự. Việc sử dụng thí nghiệm hiện trường riêng lẻ và nội suy các kết quả thí nghiệm phải xem xét đến các điều kiện địa phương. Các thí nghiệm sau đây có thể được dùng:

- Thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn (SPT)
- Thí nghiệm xuyên hình nón CPT, và
- Thí nghiệm đo áp lực

10.6.3.1.3b. Dùng SPT

Sức kháng đỡ danh định trong cát (MPa) dựa trên các kết quả SPT có thể lấy như:

$$q_{ult} = 3,2 \times 10^{-5} \bar{N}_{corr} B \left(C_{w1} + C_{w2} \frac{D_f}{B} \right) R_i \quad (10.6.3.1.3b-1)$$

ở đây:

- \bar{N}_{corr} = giá trị số búa trung bình SPT đã hiệu chỉnh trong giới hạn chiều sâu từ đáy móng đến 1.5B dưới đáy móng (Búa/300mm)
- B = chiều rộng đế móng (mm)
- C_{w1}, C_{w2} = hệ số hiệu chỉnh không thứ nguyên xét đến ảnh hưởng của nước ngầm, như được xác định trong Bảng 10.6.3.1.2c-1
- D_f = chiều sâu chôn móng lấy đến đế móng (mm)
- R_i = hệ số chiết giảm không thứ nguyên tính đến ảnh hưởng của độ nghiêng của tải trọng được cho trong các Bảng 1 và 2 (DIM)
- H = tải trọng ngang chưa nhân hệ số để xác định hệ số H/V trong Bảng 1 và 2 (N) hoặc (N/mm)
- V = tải trọng đứng chưa nhân hệ số để xác định tỷ lệ H/V trong Bảng 1 và 2 (N) hoặc (N/mm)

Bảng 10.6.3.1.3b-1- Hệ số độ nghiêng tải trọng, R_i , cho móng vuông

H/V	Hệ số độ nghiêng tải trọng, R_i		
	$D_f/B = 0$	$D_f/B = 1$	$D_f/B = 5$
0,0	1,00	1,00	1,00
0,10	0,75	0,80	0,85
0,15	0,65	0,75	0,80
0,20	0,55	0,65	0,70
0,25	0,50	0,55	0,65
0,30	0,40	0,50	0,55
0,35	0,35	0,45	0,50
0,40	0,30	0,35	0,45
0,45	0,25	0,30	0,40
0,50	0,20	0,25	0,30
0,55	0,15	0,20	0,25
0,60	0,10	0,15	0,20
0,50	0,20	0,25	0,30
0,55	0,15	0,20	0,25
0,60	0,10	0,15	0,20

Bảng 10.6.3.1.3b-2 - Hệ số độ nghiêng tải trọng, R_i cho móng hình chữ nhật

H/V	Hệ số độ nghiêng tải trọng, R_i		
	Tải trọng nghiêng theo chiều rộng		
	$D_f/B = 0$	$D_f/B = 1$	$D_f/B = 5$
0,0	1,00	1,00	1,00
0,10	0,70	0,75	0,80
0,15	0,60	0,65	0,70
0,20	0,50	0,60	0,65
0,25	0,40	0,50	0,55
0,30	0,35	0,40	0,50
0,35	0,30	0,35	0,40
0,40	0,25	0,30	0,35
0,45	0,20	0,25	0,30
0,50	0,15	0,20	0,25
0,55	0,10	0,15	0,20
0,60	0,05	0,10	0,15
H/V	Hệ số độ nghiêng tải trọng, R_i		
	Tải trọng nghiêng theo chiều dài		
	$D_f/B = 0$	$D_f/B = 1$	$D_f/B = 5$
0,0	1,00	1,00	1,00
0,10	0,80	0,85	0,90
0,15	0,70	0,80	0,85
0,20	0,65	0,70	0,75
0,25	0,55	0,65	0,70
0,30	0,50	0,60	0,65
0,35	0,40	0,55	0,60
0,40	0,35	0,50	0,55
0,45	0,30	0,45	0,50
0,50	0,25	0,35	0,45
0,55	0,20	0,30	0,40
0,60	0,15	0,25	0,35

10.6.3.1.3c. Dùng CPT

Sức kháng uốn danh định (MPa) đối với các móng đặt trên cát hoặc sỏi, căn cứ vào kết quả CPT có thể tính như sau:

$$q_{ult} = 8,2 \times 10^{-5} q_c B \left(C_{w1} + C_{w2} \frac{D_f}{B} \right) R_i \quad (10.6.3.13c-1)$$

trong đó:

- q_c = sức kháng chùy hình nón trung bình trên toàn bộ chiều sâu B dưới đế móng (MPa)
- B = chiều rộng đế móng
- D_f = chiều sâu chôn móng tính tới đáy của móng (mm)
- R_i = hệ số điều chỉnh độ nghiêng tải trọng theo quy định ở Bảng 10.6.3.13b-1
- C_{w1}, C_{w2} = hệ số hiệu chỉnh ảnh hưởng của nước ngầm, như quy định trong Bảng 10.6.31.2c-1 (DIM)

10.6.3.1.3d. Dùng kết quả đo áp lực

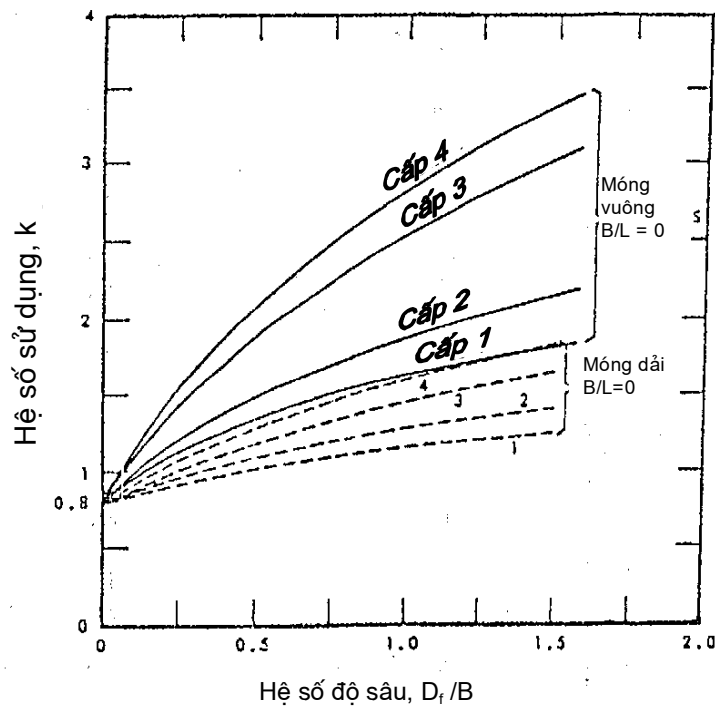
Sức kháng đỡ danh định của đất nền (MPa) được xác định từ kết quả của thí nghiệm đo áp lực có thể tính như sau:

$$q_{ult} = [r_o + k (p_L + p_o)] R_t \quad (10.6.3.1.3d-1)$$

trong đó:

- r_o = tổng áp lực thẳng đứng ban đầu tại đáy móng (MPa)
- k = hệ số khả năng chịu tải thực nghiệm lấy từ Hình 1
- p_L = giá trị trung bình của áp lực giới hạn có được từ kết quả thí nghiệm đo áp lực trong khoảng sâu $1,5 B$ trên và dưới móng (MPa)
- p_o = tổng áp lực ngang tại chiều sâu thí nghiệm đo áp lực (MPa)
- R_t = hệ số chiết giảm độ nghiêng tải trọng cho trong Bảng 10.6.3.1.3b-1 và 10.6.3.1.3b-2 (DIM)

Nếu như giá trị của p_L thay đổi đáng kể trong khoảng độ sâu $1.5B$ trên và dưới đế móng cần phải sử dụng kỹ thuật lấy trung bình đặc biệt



Loại đất	Độ sệt hoặc tỷ trọng	(P _L -P _o) (MPa)	Cấp
Sét	Yếu đến rất chặt	< 1,1	1
	Cứng	0,77- 3,8	2
Cát và Sỏi cuội	Rời	0,38 – 0,77	2
	Rất chặt	2,9 – 5,8	4
Bùn	Rời đến trung bình	< 0,67	1
	Chặt	1,1 – 2,9	2
Đá	Cường độ rất thấp	0,96-2,9	2
	Cường độ thấp	2,9 - 5,8	3
	Cường độ trung bình đến cao	5,7-9,6*	4

Hình 10.6.3.1.3d-1- Giá trị của hệ số khả năng chịu tải thực nghiệm k (theo Hội địa kỹ thuật Canada (1985))

10.6.3.1.4. Thí nghiệm tấm ép

Sức kháng đỡ danh định có thể được xác định bằng thí nghiệm tấm ép được quy định trong Điều 10.4.3.2, phải thực hiện khảo sát thăm dò dưới mặt đất chính xác để xác định tính chất của đất ở dưới móng.

Sức kháng đỡ danh định được xác định từ thí nghiệm tải trọng có thể được ngoại suy từ các móng gần kề nơi có tính chất đất tương tự. Ảnh hưởng của độ lệch tâm tải trọng.

10.6.3.1.5. Tác động của độ lệch tâm tải trọng

Khi tải trọng lệch tâm đối với trọng tâm của đế móng, phải dùng diện tích hữu hiệu chiết giảm, B' x L' nằm trong giới hạn của móng trong thiết kế địa kỹ thuật cho lún hoặc sức kháng đỡ. Áp lực chịu tải thiết kế trên diện tích hữu hiệu phải được giả định là đều. Diện tích hữu hiệu chiết giảm phải là đồng tâm với tải trọng.

Các kích thước chiết giảm dùng cho móng chữ nhật chịu tải trọng lệch tâm có thể lấy như:

$$B' = B - 2e_B \quad (10.6.3.1.5-1)$$

$$L' = L - 2e_L \quad (10.6.3.1.5-2)$$

ở đây:

e_B = lệch tâm song song với kích thước B (mm)

e_L = lệch tâm song song với kích thước L (mm)

Các móng dưới các tải trọng lệch tâm phải thiết kế nhằm bảo đảm:

- Sức kháng đỡ tính toán không nhỏ hơn các hiệu ứng của các tải trọng tính toán.

- Đối với móng đặt trên đất, độ lệch tâm của móng được ước tính dựa trên các tải trọng tính toán, nhỏ hơn $1/4$ của kích thước móng tương ứng, B hoặc L.

Đối với thiết kế kết cấu móng chịu tải trọng lệch tâm, phải sử dụng phân bố áp lực tiếp xúc hình thang hoặc hình tam giác dựa trên các tải trọng tính toán.

Đối với móng không phải là hình chữ nhật, cần dùng các phương pháp tương tự dựa trên các nguyên tắc được xác định ở trên.

10.6.3.2. Sức kháng đỡ của đá

10.6.3.2.1. Tổng quát

Các phương pháp dùng để thiết kế các móng đặt trên đá cần được xem xét sự hiện trạng, hướng và điều kiện các vết nứt, các mặt cắt phong hoá và các mặt cắt tương tự khác khi ứng dụng cho các vị trí cụ thể.

Đối với các móng đặt trên đá tốt, độ tin cậy đối với các phân tích đơn giản và trực tiếp dựa trên cường độ nén một trục của đá và RQD cố thể được ứng dụng. Đá tốt được định nghĩa như là một khối đá với các vết nứt không rộng hơn 3.2 mm. Đối với móng đặt trên đá kém hơn, các khảo sát điều tra và phân tích chi tiết hơn phải được thực hiện để xét đến ảnh hưởng của phong hoá và sự hiện hữu cũng như điều kiện của các vết nứt.

10.6.3.2.2. Các phương pháp nửa thực nghiệm

Sức kháng đỡ danh định của đá có thể được xác định bằng cách dùng các quan hệ thực nghiệm với Hệ thống đánh giá khối đá địa cơ RMR hoặc Viện địa kỹ thuật của Nauy, NGI, Hệ thống phân loại khối đá. Các kinh nghiệm địa phương phải được xem xét khi sử dụng các phương pháp nửa thực nghiệm.

Áp lực chịu tải tính toán của móng không được lấy lớn hơn cường độ chịu tải tính toán của bê tông đế móng.

10.6.3.2.3. Phương pháp phân tích

Sức kháng đỡ danh định của móng trên đá phải được xác định bằng cách sử dụng các nguyên lý cơ học đá đã được thiết lập dựa trên các thông số cường độ khối đá. ảnh hưởng của các vết nứt đến dạng phá hoại cũng phải được xem xét.

10.6.3.2.4. Thử tải

Khi thích hợp, các thí nghiệm thử tải phải được thực hiện để xác định sức kháng đỡ danh định của các đế móng đặt trên đá.

10.6.3.2.5. Các giới hạn của độ lệch tâm tải trọng

Độ lệch tâm của tải trọng phải không vượt quá $3/8$ của các kích thước B và L tương ứng.

10.6.3.3. Phá hoại do trượt

Phá hoại do trượt phải được khảo sát cho những móng chịu tải trọng nghiêng và/ được đặt trên mái dốc.

Đối với những móng nằm trên đất sét, phải xem xét khả năng xuất hiện khoảng trống do co ngót giữa đất và móng. Phải xét đến khả năng chuyển vị tương lai của đất phía trước móng nếu lực kháng bị động là một phần của sức kháng cắt cần thiết cho việc chống trượt.

Sức kháng tính toán chống lại phá hoại do trượt, đo bằng N, có thể tính như sau:

$$Q_R = \varphi Q_n = \varphi_T Q_T + \varphi_{cp} Q_{cp} \quad (10.6.3.3-1)$$

trong đó:

- φ_T = hệ số sức kháng cho sức kháng trượt giữa đất và móng cho trong Bảng 10.5.5-1
- Q_T = sức kháng trượt danh định giữa đất và móng (N)
- φ_{cp} = hệ số sức kháng cho sức kháng bị động cho trong Bảng 10.5.5-1
- Q_{cp} = sức kháng bị động danh định của đất có trong suốt tuổi thọ thiết kế của kết cấu (N)

Nếu như đất bên dưới đế móng là đất rời thì:

$$Q_T = V \tan \delta \quad (10.6.3.3-2)$$

với:

- $\tan \delta$ = $\tan \varphi_f$ đối với bê tông đổ trên đất
- = $0,8 \tan \varphi_f$ đối với đế móng bê tông đúc sẵn

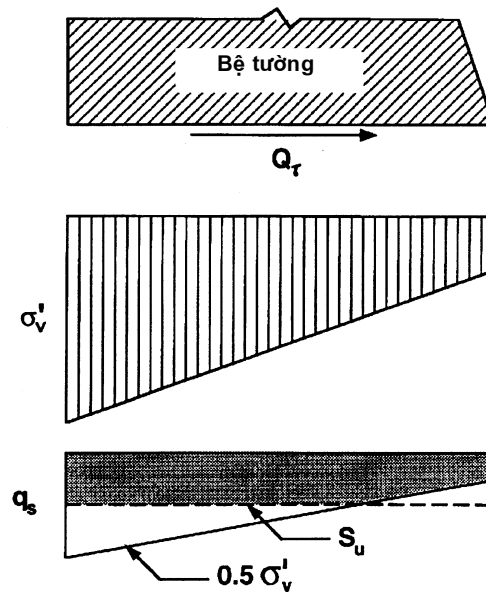
ở đây:

- φ_f = góc nội ma sát của đất (độ)
- V = tổng các lực thẳng đứng (N)

Đối với những đế móng đặt trên sét, sức kháng trượt có thể lấy giá trị nhỏ hơn trong:

- Lực dính của sét, hoặc
- Khi đế móng được đặt trên ít nhất 150 mm vật liệu hạt đậm chặt, một nửa ứng suất pháp tuyến trên giao diện giữa móng và đất như trong Hình 1 cho các tường chắn. Những ký hiệu sau đây dùng cho Bảng 1.

- q_s = sức kháng cắt đơn vị bằng S_u hay $0,5 \delta'_v$ lấy giá trị nhỏ hơn
- Q_T = diện tích theo biểu đồ q_s (được kẻ)
- S_u = cường độ cắt không thoát nước (MPa)
- δ'_v = ứng suất thẳng đứng có hiệu (Mpa)



Hình 10.6.3.3-1- Phương pháp ước tính sức kháng trượt của các tường trên đất sét

10.6.4. THIẾT KẾ KẾT CẤU

Thiết kế kết cấu của đế móng phải tuân thủ các yêu cầu trong Điều 5.13.3.

10.7. CỌC ĐÓNG

10.7.1. TỔNG QUÁT

10.7.1.1. Phạm vi áp dụng

Phải xét đến đóng cọc khi đế móng không thể đặt trên đá, đất dính trạng thái cứng hoặc vật liệu móng dạng hạt với một chi phí hợp lý. Tại những nơi mà tình trạng đất thông thường cho phép sử dụng móng mở rộng nhưng có khả năng xảy ra xói, cọc có thể được dùng như một biện pháp chống xói.

10.7.1.2. Độ xuyên của cọc

Độ xuyên của cọc phải được xác định dựa trên khả năng chịu tải trọng thẳng đứng và tải trọng ngang và chuyển vị của cả cọc và đất bên dưới. Nói chung, trừ khi đạt độ chối, độ xuyên thiết kế với bất kỳ cọc nào cũng không được nhỏ hơn 3000 mm trong đất dính, rắn chắc hoặc vật liệu hạt chặt và không được nhỏ hơn 6000 mm trong đất dính mềm yếu hoặc vật liệu dạng hạt rời.

Trừ khi đạt được độ chối, cọc cho trụ mố kiểu khung phải xuyên không nhỏ hơn 1/3 chiều dài tự do của cọc.

Đóng cọc nhằm xuyên qua một lớp đất bên trên mềm hoặc rời nằm trên lớp đất chắc và cứng, phải xuyên qua lớp đất rắn một khoảng cách thích hợp để hạn chế chuyển vị của các cọc cũng như đạt được khả năng chịu tải thích hợp.

10.7.1.3. Sức kháng

Các cọc phải được thiết kế để có khả năng chịu tải và khả năng kết cấu đảm bảo với độ lún cho phép và độ chuyển vị ngang cho phép.

Sức kháng đỡ của các cọc phải được xác định bằng các phương pháp phân tích tĩnh học trên cơ sở sự tương tác đất - kết cấu, thử tải, dùng thiết bị phân tích khi đóng cọc hoặc kỹ thuật đo sóng ứng suất khác với CAPWAP. Khả năng chịu tải có thể được xác định thông qua kết quả khảo sát thăm dò dưới mặt đất, kết quả thí nghiệm tại hiện trường hoặc trong phòng thí nghiệm, các phương pháp phân tích, thí nghiệm tải trọng cọc, và bằng cách tham khảo quá trình làm việc trước đây. Cũng phải xét đến:

- Sự khác nhau giữa sức chịu tải của cọc đơn và nhóm cọc,
- Khả năng chịu tải của lớp đất nằm phía dưới chịu tải trọng của nhóm cọc,
- Ảnh hưởng của việc đóng cọc tới các kết cấu liền kề,
- Khả năng xói và ảnh hưởng của chúng, và
- Sự truyền lực từ đất đang cố kết như lực ma sát bề mặt âm hay các lực kéo xuống dưới

Các hệ số sức kháng đối với khả năng chịu tải của cọc có được từ các thí nghiệm tải trọng hiện trường hoặc từ thiết bị phân tích đóng cọc được cho trong Bảng 10.5.5-2.

10.7.1.4. Ảnh hưởng của đất đang lún và các tải trọng kéo xuống

Phải xét đến các phát triển có thể của các tải trọng kéo xuống lên các cọc khi:

- Ở những nơi các cọc nằm dưới lớp đất sét, bùn hoặc than bùn,
- Ở những nơi đất đắp mới được đắp lên trên bề mặt trước đây, và
- Khi mức nước ngầm bị hạ thấp đáng kể.

Các tải trọng kéo xuống dưới phải được xem như là tải trọng khi sức kháng đỡ và độ lún của móng được khảo sát.

Có thể tính toán tải trọng kéo xuống như trình bày trong Điều 10.7.3.3 với hướng của các lực ma sát bề mặt được đảo lại. Tải trọng kéo xuống tính toán phải được cộng thêm vào tải trọng tĩnh thẳng đứng tính toán áp dụng cho móng sâu khi đánh giá khả năng chịu tải theo trạng thái giới hạn cường độ.

Phải cộng tải trọng kéo xuống vào tải trọng tĩnh thẳng đứng dùng cho các móng sâu khi đánh giá độ lún ở trạng thái giới hạn sử dụng.

10.7.1.5. Khoảng cách cọc, tĩnh không và độ ngầm

Khoảng cách tim-tới-tim cọc không được nhỏ hơn 750 mm hay 2,5 lần đường kính hay chiều rộng cọc, chọn giá trị nào lớn hơn. Khoảng cách từ mặt bên của bất kỳ cọc nào tới mép gần nhất của móng phải lớn hơn 225 mm.

Đỉnh của các cọc phải được thiết kế ngàm sâu ít nhất 300 mm trong bệ móng sau khi đã dọn đi tất cả các vật liệu cọc hư hại. Nếu như cọc được gắn với bệ móng bằng các thanh cốt thép chôn hay các tào, chúng phải được chôn sâu không nhỏ hơn 150 mm vào bệ móng. Khi rầm bê tông cốt thép được đúc tại chỗ và được dùng như rầm mũ được đỡ bởi các cọc, lớp bê tông bảo vệ ở phía các cọc phải dày hơn 150 mm, cộng thêm một lượng nhằm xét đến sự không thẳng cho phép, và các cọc phải được thiết kế ít nhất ngàm sâu trong bệ cọc 150 mm. Khi cốt thép cọc được neo trong bệ cọc thoả mãn các yêu cầu của Điều 5.13.4.1, độ ngàm có thể nhỏ hơn 150 mm.

10.7.1.6. Cọc xiên

Phải tránh dùng cọc xiên khi có thể có tải trọng kéo xuống (do ma sát âm) và trong Vùng động đất 3 và 4.

Phải dùng các cọc xiên khi sức kháng ngang của các cọc thẳng đứng không đủ để chống lại các lực ngang truyền lên móng, hoặc khi cần tăng thêm độ cứng của toàn bộ kết cấu.

10.7.1.7. Mục nước ngầm và lực nổi

Khả năng chịu tải phải được xác định bằng cách dùng mực nước ngầm giống như đã dùng để tính các hiệu ứng lực. Phải xét đến ảnh hưởng của áp lực thuỷ tĩnh trong thiết kế.

10.7.1.8. Bảo vệ chống hư hỏng

Tối thiểu, phải xét đến các loại hư hại sau:

- Sự ăn mòn các móng cọc thép, đặc biệt trong nền đất đắp, độ pH thấp và môi trường biển,
- Các chất sunfat, clorit và a xít phá huỷ móng cọc bê tông,

Phải xét đến các tình trạng dưới đây như là dấu hiệu khả năng xảy ra hư hại hoặc ăn mòn cọc:

- Điện trở suất ít hơn 100 ohm/mm,
- pH ít hơn 5.5,
- pH giữa 5.5 và 8.5 trong đất có hàm lượng hữu cơ cao,
- Nồng độ sunfat lớn hơn 1000 ppm,
- Đất đắp hay xỉ đắp,
- Đất chịu nước thải của mỏ hoặc nước thải công nghiệp,
- Các vùng có hỗn hợp đất có điện trở suất cao và đất có điện trở suất thấp nhưng tính kiềm cao, và

Phải xét đến các tình trạng nước sau đây như là dấu hiệu khả năng hư hại hay ăn mòn cọc:

- Hàm lượng clorit nhiều hơn 500 ppm,
- Nồng độ sunfat lớn hơn 500 ppm,

- Nước mặt chảy từ mỏ hay khu công nghiệp,
- Hàm lượng hữu cơ cao,
- pH nhỏ hơn 5,5,
- Cọc chịu chu kỳ ướt/khô.

Khi nghi ngờ có các chất thải hoá học, phải xét đến các phân tích hoá học mẫu đất và nước ngầm.

10.7.1.9. Lực nhỏ

Móng cọc được thiết kế để chống lại nhỏ phải được kiểm tra cả về sức kháng nhỏ và khả năng kết cấu chịu được các ứng suất kéo.

10.7.1.10. Chiều dài ước tính

Phải thể hiện chiều dài ước tính của cọc cho mỗi kết cấu phần dưới trên các bản vẽ và phải căn cứ vào sự đánh giá cẩn trọng về các thông tin của nền dưới mặt đất, các tính toán khả năng chịu tải ngang và chịu tải tĩnh, và/hoặc kinh nghiệm trong quá khứ.

10.7.1.11. Cao độ dự kiến và cao trình mũi cọc tối thiểu

Cần thể hiện các cao trình dự kiến và cao trình mũi cọc tối thiểu của từng kết cấu phần dưới trong các bản vẽ hợp đồng. Các cao trình mũi cọc dự kiến phải phản ánh được cao độ tại đó có thể đạt được khả năng chịu tải cực hạn cần thiết của cọc.

Các cao trình mũi cọc dự kiến tối thiểu phải phản ánh được độ xuyên vào đất cần thiết để chống đỡ các tải trọng ngang lên cọc, bao gồm xói lở nếu có và/ hoặc độ xuyên qua các địa tầng không thích hợp nằm trên.

10.7.1.12. Các cọc xuyên qua nền đất đắp

Khi đóng cọc xuyên qua nền đất đắp, phải đảm bảo ngập xuyên ít nhất là 3000mm qua lớp đất nguyên thủy trừ phi đến độ chồi do gập đá gốc hay gập địa tầng chịu lực đủ rắn ở một độ sâu ít hơn. Vật liệu đắp nền phải được chọn lọc sao cho không cản trở việc hạ cọc đến chiều sâu yêu cầu. Kích cỡ hạt tối đa của bất cứ loại đất đắp nào đều không được vượt quá 150mm. Các vị trí khoan thăm dò trước hay cọc khoan đập cần được quy định khi cần thiết, đặc biệt đối với các loại cọc chuyển vị.

10.7.1.13. Các cọc thử

Phải xét đến việc đóng các cọc thử cho kết cấu phần dưới để xác định các đặc trưng thi công, đánh giá khả năng của cọc theo chiều sâu và thiết lập các chiều dài cọc để chỉ thị cho nhà thầu phải làm. Các cọc có thể được thí nghiệm theo phương pháp thử tải trọng tĩnh, thử động, các nghiên cứu về tính dễ hạ cọc hoặc kết hợp giữa chúng với nhau, căn cứ vào sự hiểu biết về các điều kiện của nền đất. Có thể tăng số lượng cọc thử cần thiết tùy theo các điều kiện nền đất không đồng đều. Có thể không yêu cầu thử cọc khi có kinh nghiệm trước đó về cùng loại cọc và cùng khả năng chịu tải tối hạn của cọc trong điều kiện nền đất tương tự.

10.7.1.14. Phân tích phương trình sóng

Khi thiết kế nền móng cọc, cần đánh giá tính dễ thi công bằng cách dùng chương trình vi tính về phương trình sóng. Cần sử dụng phương trình sóng để xác nhận có thể thi công đoạn cọc theo thiết kế đạt đến độ sâu mong muốn và khả năng chịu tải tới hạn của cọc cũng như phạm vi của mức tải cho phép khi hạ cọc được quy định trong Điều 10.7.1.16 khi dùng một hệ thống đóng hạ cọc có kích cỡ thích hợp.

10.7.1.15. Việc kiểm tra động

Có thể quy định việc kiểm tra động cho các cọc được thi công trong các điều kiện nền đất khó khăn như là đất có các vật cản và đá cuội hoặc bề mặt của đá gốc nghiêng nhiều, cũng như để đánh giá thi công phù hợp với khả năng chịu lực của cọc về mặt kết cấu. Việc kiểm tra động có thể còn được xem xét để kiểm nghiệm khả năng địa kỹ thuật trong trường hợp quy mô của công trình hay các giới hạn khác không cho phép áp dụng thí nghiệm nén tĩnh.

10.7.1.16. Các ứng suất đóng cọc cho phép tối đa

Có thể ước tính tải trọng đóng cọc bằng cách phân tích phương trình sóng hay kiểm tra động đối với lực và gia tốc ở đầu cọc trong quá trình đóng cọc.

Lực đóng cọc tối đa đối với các cọc được đóng ở trên đầu cọc không được vượt quá các sức kháng tính toán sau đây theo tên gọi và các hệ số sức kháng cho trong các Chương 5 & 6 khi thích hợp:

Các cọc thép

- Chịu nén $0,90 \varphi F_y A_g$
- Chịu kéo $0,90 \varphi F_y A_n$

Các cọc bê tông

- Chịu nén $0,85 \varphi f'_c A_c$
- Chịu kéo $0,70 \varphi F_y A_s$

Các cọc bê tông dự ứng lực

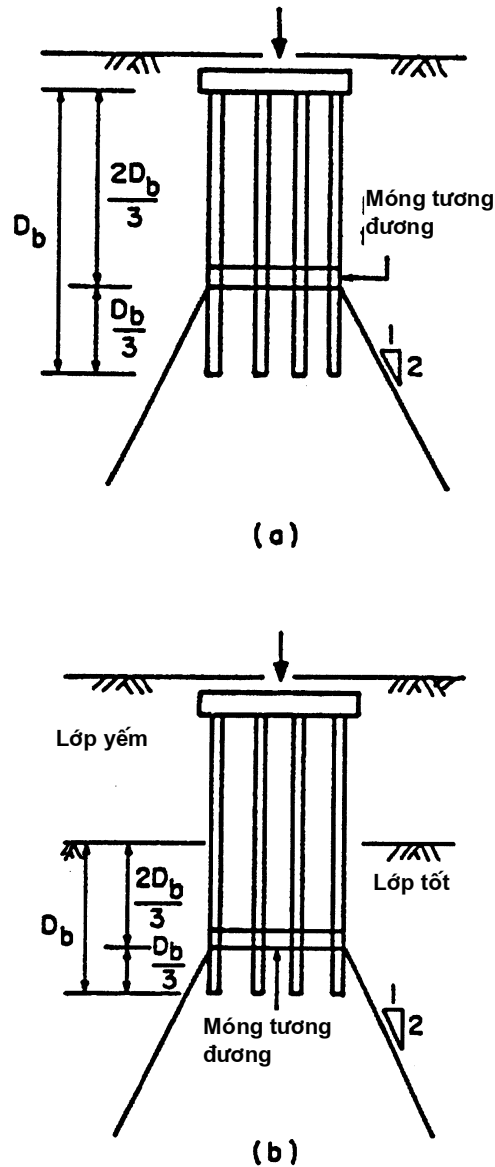
- Chịu nén $\varphi(0,85f'_c - f_{pc}) A_c$
- Chịu kéo - môi trường bình thường $\varphi \left(0,25\sqrt{f'_c} + f_{pc} \right) A_c$
- Chịu kéo - môi trường xâm thực nghiêm trọng $\varphi f_{pc} A_{ps}$

10.7.2. CHUYỂN VỊ VÀ SỨC KHÁNG ĐỔ Ở TRẠNG THÁI GIỚI HẠN SỬ DỤNG**10.7.2.1. Tổng quát**

Với mục đích tính toán độ lún của nhóm cọc, tải trọng được giả định tác động lên móng tương đương đặt tại hai phần ba độ sâu chôn cọc vào lớp chịu lực như trong Hình 1.

Với các cọc trong đất rời, độ lún của móng sẽ được khảo cứu bằng cách dùng tất cả các tải trọng tác dụng trong Tổ hợp Tải trọng sử dụng cho trong Bảng 3.4.1-1. Với các cọc trong đất dính, cũng sử dụng Tổ hợp Tải trọng sử dụng với tất cả các tải trọng, ngoại trừ các tải trọng tức thời có thể bỏ qua.

Phải sử dụng tất cả các tổ hợp tải trọng theo trạng thái giới hạn sử dụng thích hợp cho trong Bảng 3.4.1-1 để đánh giá chuyển vị ngang của móng.



Hình 10.7.2.1-1 - Vị trí móng tương đương (theo Duncan và Buchignani 1976)

10.7.2.2. Các Tiêu chuẩn chuyển vị ngang

Phải áp dụng các quy định của Điều 10.6.2.2.

Chuyển vị ngang không được vượt quá 38 mm.

10.7.2.3. Độ lún

10.7.2.3.1. Tổng quát

Độ lún của móng không được vượt quá độ lún cho phép như được chọn theo Điều 10.6.2.2

10.7.2.3.2. Đất dính

Phải dùng các phương pháp dùng cho móng nông để ước tính độ lún của nhóm cọc, bằng cách sử dụng vị trí móng tương đương cho trong Hình 10.7.2.1-1

10.7.2.3.3. Đất rời

Độ lún của nhóm cọc trong đất rời có thể được ước tính bằng cách sử dụng kết quả thí nghiệm ngoài hiện trường và vị trí móng tương đương cho trong Hình 10.7.2.1-1.

Độ lún của nhóm cọc trong đất rời có thể tính như sau:

$$\text{Sử dụng SPT:} \quad \rho = \frac{360 q I \sqrt{X}}{N_{\text{corr}}} \quad (10.7.2.3.3-1)$$

$$\text{Sử dụng CPT:} \quad \rho = \frac{qXI}{2q_c} \quad (10.7.2.3.3-2)$$

trong đó:

$$I = 1 - 0,125 \frac{D'}{X} \geq 0,5 \quad (10.7.2.3.3-3)$$

$$N_{\text{corr}} = \left[0,77 \log_{10} \left(\frac{1,92}{\sigma'_v} \right) \right] N$$

ở đây :

- q = áp lực móng tĩnh tác dụng tại $2D_b/3$ cho trong Hình 10.7.2.1-1. áp lực này bằng với tải trọng tác dụng tại đỉnh của nhóm được chia bởi diện tích móng tương đương và không bao gồm trọng lượng của các cọc hoặc của đất giữa các cọc (MPa).
- X = chiều rộng hay chiều nhỏ nhất của nhóm cọc (mm),
- ρ = độ lún của nhóm cọc (mm)
- I = hệ số ảnh hưởng của chiều sâu chôn hữu hiệu của nhóm
- D' = độ sâu hữu hiệu lấy bằng $2D_b/3$ (mm)
- D_b = độ sâu chôn cọc trong lớp chịu lực như cho trong Hình 10.7.2.1-1 (mm)
- N_{corr} = giá trị trung bình đại diện đã hiệu chỉnh cho số đếm SPT của tầng phủ trên độ sâu X phía dưới đế móng tương đương (Búa/300mm)
- N = số đếm SPT đo trong khoảng lún (Búa/300mm)

σ'_v = ứng suất thẳng đứng hữu hiệu (MPa)

q_c = sức kháng xuyên hình nón tĩnh trung bình trên độ sâu X dưới móng tương đương (MPa)

10.7.2.4. Chuyển vị ngang

Chuyển vị ngang của móng cọc không được vượt quá chuyển vị ngang cho phép như đã chọn theo Điều 10.7.2.2.

Chuyển vị ngang của nhóm cọc phải được ước tính bằng cách dùng phương pháp có xét đến tương tác đất-kết cấu.

10.7.2.5. các Giá trị giả định về lực chống

Phải áp dụng các quy định của Điều 10.6.2.3.

10.7.3. SỨC KHÁNG Ở TRẠNG THÁI GIỚI HẠN CƯỜNG ĐỘ

10.7.3.1. Tổng quát

Các sức kháng phải xét đến bao gồm:

- Sức kháng đỡ của cọc,
- Sức kháng nhỏ của cọc,
- Xuyên thủng của cọc từ lớp đất tốt vào lớp yếu hơn, và
- Sức kháng kết cấu của các cọc.

10.7.3.2. Tải trọng dọc trục của cọc

Phải dành sự ưu tiên cho quá trình thiết kế dựa trên các phân tích tĩnh kết hợp với quan trắc hiện trường trong khi đóng cọc hay thí nghiệm tải trọng. Kết quả thí nghiệm tải trọng có thể được ngoại suy cho các kết cấu gần kề có điều kiện đất tương tự. Sức kháng đỡ của cọc có thể được ước tính bằng cách dùng các phương pháp phân tích hay phương pháp thí nghiệm hiện trường.

Sức kháng đỡ tính toán của các cọc Q_R có thể tính như sau:

$$Q_R = \varphi Q_n = \varphi_q Q_{ult} \quad (10.7.3.2-1)$$

hay

$$Q_R = \varphi Q_n = \varphi_{q_p} Q_p + \varphi_{q_s} Q_s \quad (10.7.3.2-2)$$

với:

$$Q_p = q_p A_p \quad (10.7.3.2-3)$$

$$Q_s = q_s A_s \quad (10.7.3.2-4)$$

trong đó:

- φ_q = hệ số sức kháng dùng cho sức kháng đỡ của một cọc đơn, cho trong Điều 10.5.4 dùng cho các phương pháp không phân biệt giữa sức kháng toàn bộ và sự góp phần riêng rẽ của sức kháng mũi và thân cọc.
- Q_{ult} = sức kháng đỡ của một cọc đơn (N)
- Q_p = sức kháng mũi cọc (N)
- Q_s = sức kháng thân cọc (N)
- q_p = sức kháng đơn vị mũi cọc (MPa)
- q_s = sức kháng đơn vị thân cọc (MPa)
- A_s = diện tích bề mặt thân cọc (mm²)
- A_p = diện tích mũi cọc (mm²)
- φ_{qp} = hệ số sức kháng đối với sức kháng mũi cọc quy định cho trong Bảng 10.5.5-2 dùng cho các phương pháp tách rời sức kháng của cọc do sức kháng của mũi cọc và sức kháng thân cọc.
- φ_{qs} = hệ số sức kháng đối với sức kháng thân cọc cho trong Bảng 10.5.5 -2 dùng cho các phương pháp tách rời sức kháng của cọc do sức kháng của mũi cọc và sức kháng thân cọc.

10.7.3.3. Ước tính nửa thực nghiệm sức kháng của cọc

10.7.3.3.1. Tổng quát

Có thể dùng cả phương pháp tổng ứng suất và ứng suất hữu hiệu, với điều kiện các tham số cường độ đất thích hợp là có sẵn. Các hệ số sức kháng đối với ma sát bề mặt và sức kháng mũi, được ước tính bằng phương pháp nửa thực nghiệm, như quy định trong Bảng 10.5.5-2.

10.7.3.3.2. Sức kháng thân cọc

Có thể sử dụng một hay nhiều hơn trong ba phương pháp cụ thể được trình bày dưới đây, khi thích hợp

10.7.3.3.2a. Phương pháp α

Phương pháp α , dựa trên tổng ứng suất, có thể được dùng để liên hệ sự kết dính giữa cọc và đất

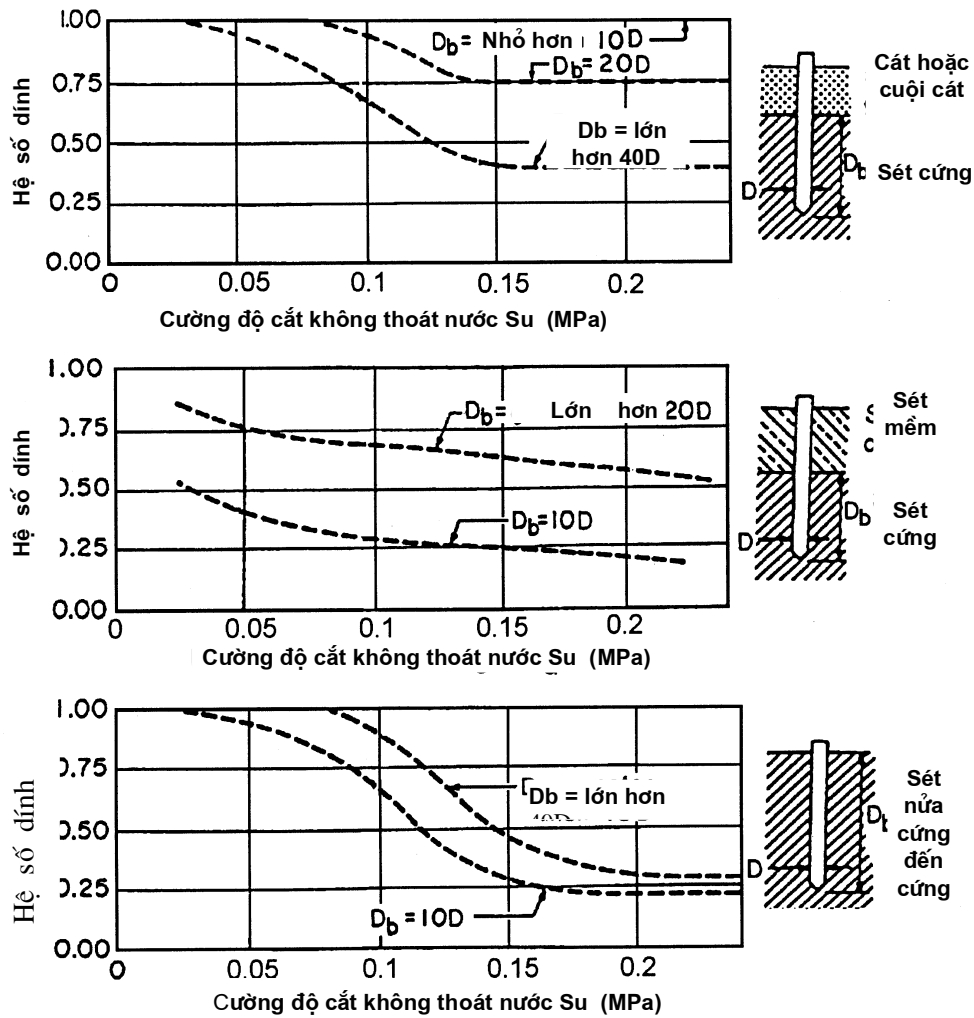
sét với cường độ không thoát nước của đất sét. Ma sát đơn vị bề mặt danh định (MPa) có thể lấy bằng:

$$Q_s = \alpha S_u \quad (10.7.3.3.2a-1)$$

ở đây:

- S_u = cường độ kháng cắt không thoát nước trung bình (MPa)
- α = hệ số kết dính áp dụng cho S_u (DIM)

Hệ số kết dính, α , có thể được giả định thay đổi với giá trị cường độ kháng cắt không thoát nước, S_u như cho trong Hình 1.



Hình 10.7.3.3.2a-1- Các đường cong thiết kế về hệ số kết dính cho cọc đóng vào đất sét (theo Tomlinson, 1987)

10.7.3.3.2b. Phương pháp β

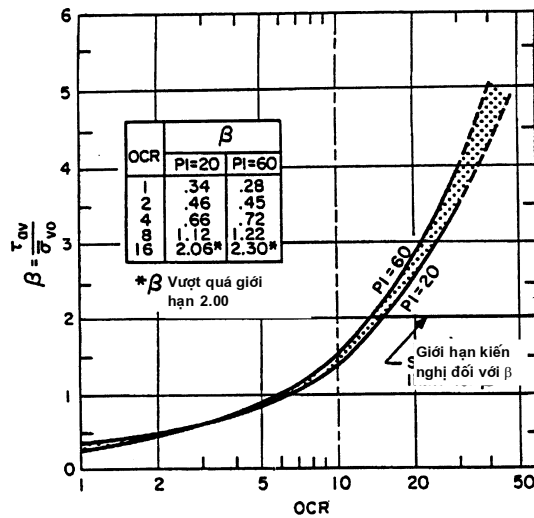
Phương pháp β , dựa vào ứng suất hữu hiệu, có thể được sử dụng để dự đoán ma sát bề mặt của cọc. Ma sát đơn vị bề mặt danh định (MPa) có thể có liên quan tới các ứng suất hữu hiệu trong đất như sau:

$$q_s = \beta \sigma'_v \quad (10.7.3.3.2b-1)$$

ở đây:

σ'_v = ứng suất hữu hiệu thẳng đứng (MPa)

β = hệ số lấy từ Hình 1



Hình 10.7.3.3.2b-1- Quan hệ β -OCR đối với chuyển vị cọc (theo Esrig và Kirby, 1979)

Có thể dùng phương pháp Nordlund để mở rộng phương pháp β cho các cọc không có hình lăng trụ trong đất dính, trong trường hợp này hệ số sức kháng có thể lấy như đối với phương pháp β theo quy định trong Bảng 10.5.5-2.

10.7.3.3.2c. Phương pháp λ

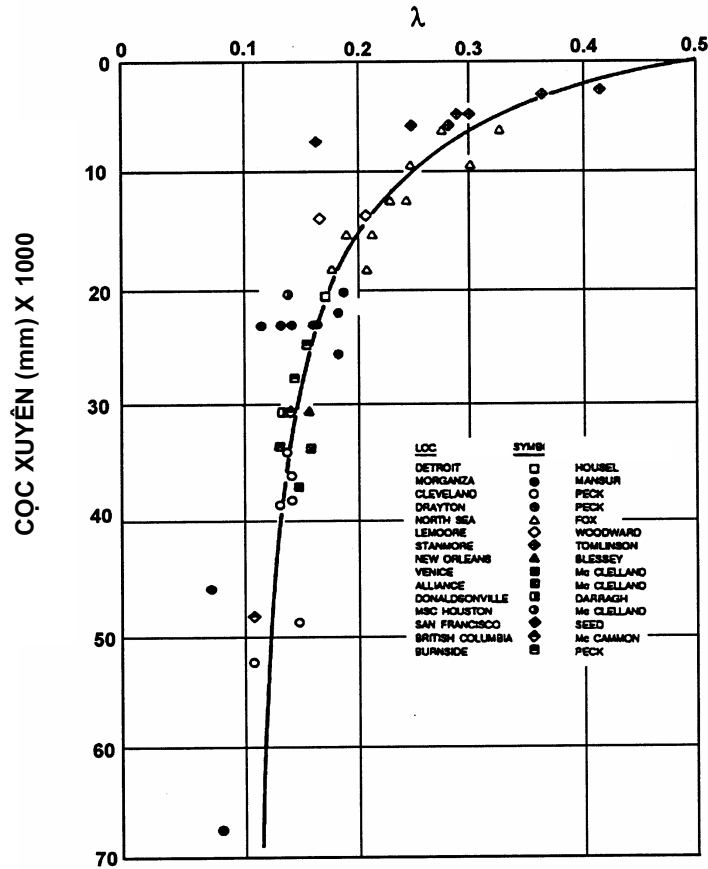
Phương pháp λ , dựa trên ứng suất hữu hiệu, có thể dùng để biểu thị mối tương quan giữa ma sát đơn vị bề mặt (MPa) với áp lực đất bị động như sau:

$$q_s = \lambda (\sigma'_v + 2S_u) \tag{10.7.3.3.2c-1}$$

ở đây

$(\sigma'_v + 2S_u)$ = áp lực đất nằm ngang bị động (MPa)

λ = hệ số thực nghiệm lấy từ Hình 1 (DIM)



Hình 10.7.3.3.2c-1- Hệ số λ cho cọc ống đóng (theo Vijayvergiya và Focht, 1972)

10.7.3.3.3. Sức kháng mũi cọc

Sức kháng đơn vị mũi cọc trong đất sét bão hoà (MPa) có thể tính như sau:

$$q_p = 9 S_u \tag{10.7.3.3.3-1}$$

S_u = cường độ kháng cắt không thoát nước của sét gần chân cọc (MPa)

10.7.3.4. Ước tính sức kháng của cọc dựa trên thí nghiệm hiện trường

10.7.3.4.1. Tổng quát

Các hệ số sức kháng đối với ma sát bề mặt và sức kháng mũi cọc, được ước tính bằng các phương pháp hiện trường được quy định trong Bảng 10.5.5-2.

10.7.3.4.2. Sử dụng kết quả SPT

Phương pháp này sẽ chỉ áp dụng cho cát và bùn không dẻo

10.7.3.4.2a. Sức kháng mũi cọc

Sức kháng đơn vị mũi cọc danh định (MPa), cho các cọc đóng tới độ sâu D_b trong đất rời có thể tính như sau:

$$q_p = \frac{0,038 N_{\text{corr}} D_b}{D} \leq q_\ell \quad (10.7.3.4.2a-1)$$

với:

$$N_{\text{corr}} = \left[0,77 \log_{10} \left(\frac{1,92}{\sigma'_v} \right) \right] N \quad (10.7.3.4.2a-2)$$

ở đây:

- N_{corr} = số đếm SPT gán mũi cọc đã hiệu chỉnh cho áp lực tầng phủ, σ'_v (Búa/300mm)
- N = số đếm SPT đo được (Búa/300mm)
- D = chiều rộng hay đường kính cọc (mm)
- D_b = chiều sâu xuyên trong tầng chịu lực (mm)
- q_ℓ = sức kháng điểm giới hạn tính bằng $0,4 N_{\text{corr}}$ cho cát và $0,3 N_{\text{corr}}$ cho bùn không dẻo (MPa).

10.7.3.4.2b. Ma sát bề mặt

Ma sát bề mặt danh định của cọc trong đất rời (MPa) có thể tính như sau:

- Đối với cọc đóng chuyển dịch:

$$q_s = 0,0019 \bar{N} \quad (10.7.3.4.2b-1)$$

- Đối với cọc không chuyển dịch (ví dụ cọc thép chữ H)

$$q_s = 0,00096 \bar{N} \quad (10.7.3.4.2b-2)$$

ở đây:

- q_s = ma sát đơn vị bề mặt cho cọc đóng (MPa)
- \bar{N} = số đếm búa SPT trung bình (chưa hiệu chỉnh) dọc theo thân cọc (Búa/300mm)

10.7.3.4.3. Sử dụng CPT

10.7.3.4.3a. Tổng quát

CPT có thể dùng để xác định:

- Sức kháng xuyên hình nón, q_c , có thể được dùng để xác định khả năng chịu lực mũi cọc, và
- Ma sát ống, f_s , có thể được dùng để xác định khả năng ma sát bề mặt.

10.7.3.4.3b. Sức kháng mũi cọc

Sức kháng mũi cọc, q_p (MPa) có thể được xác định như cho trong Hình 1

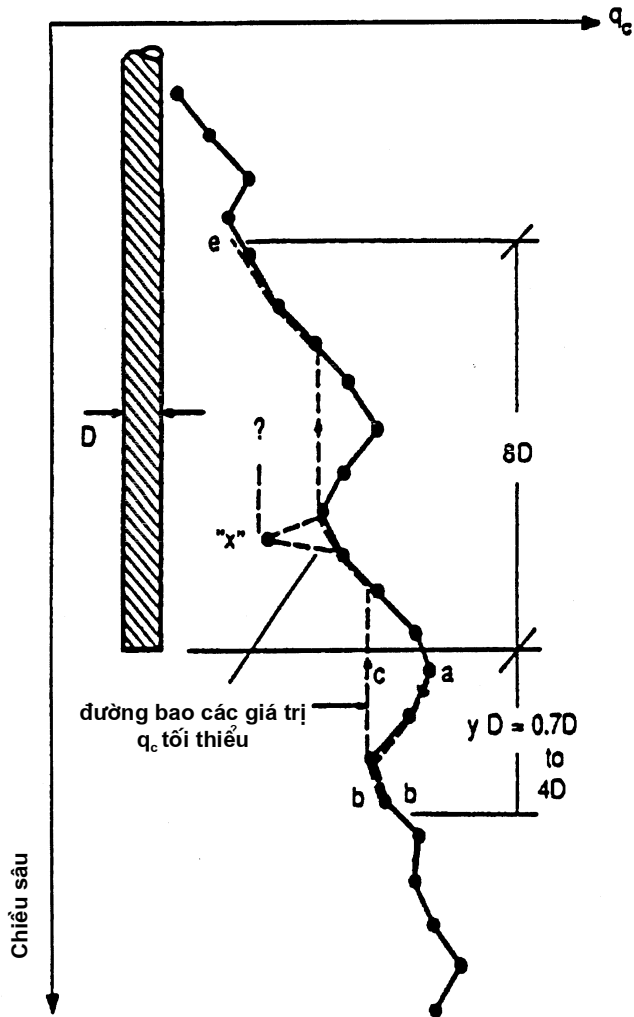
với:

$$q_p = \frac{q_{c1} + q_{c2}}{2} \quad (10.7.3.4.3b-1)$$

ở đây:

- q_{c1} = giá trị trung bình của q_c trên toàn bộ chiều sâu yD dưới mũi cọc (đường a-b-c). Tổng giá trị q_c theo cả hướng xuống (đường a-b) và hướng lên (đường b-c). Dùng các giá trị q_c thực dọc theo đường a-b và quy tắc đường tối thiểu dọc theo đường b-c. Tính toán q_{c1} cho các giá trị y từ 0,7 đến 4,0 và sử dụng giá trị tối thiểu q_{c1} thu được (MPa).
- q_{c2} = giá trị trung bình của q_c trên toàn bộ khoảng cách $8D$ bên trên mũi cọc (đường c-e). Sử dụng quy tắc đường tối thiểu như đối với đường b-c trong tính toán q_{c1} . Bỏ qua các đỉnh lõm nhỏ "X", nếu trong cát, nhưng đưa vào đường nhỏ nhất nếu trong sét.

Sức kháng hình nón trung bình tối thiểu giữa 0,7 và 4 đường kính cọc bên dưới cao độ mũi cọc có được thông qua quá trình thử dần, với việc sử dụng quy tắc đường tối thiểu. Quy tắc đường tối thiểu cũng sẽ được dùng để tìm ra giá trị sức kháng hình nón cho đất trong khoảng tám lần đường kính cọc bên trên mũi cọc. Tính trung bình hai kết quả để xác định sức kháng mũi cọc.



Hình 10.7.3.4.3b-1- Phương pháp tính sức chịu đầu cọc
(theo Nottingham và Schmertmann, 1975)

10.7.3.4.3c. Ma sát bề mặt

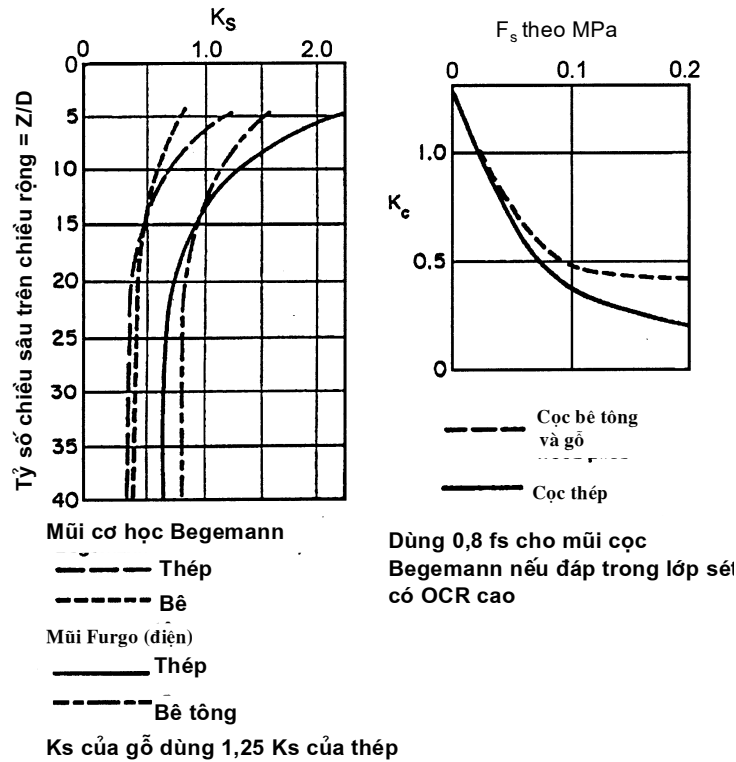
Sức kháng ma sát bề mặt danh định của cọc (N) có thể tính như sau:

$$Q_s = K_{s,c} \left[\sum_{i=1}^{N_1} \left(\frac{L_i}{8D_i} \right) f_{si} a_{si} \cdot h_i + \sum_{i=1}^{N_2} f_{si} a_{si} h_i \right] \quad (10.7.3.4.3c-1)$$

ở đây:

- $K_{s,c}$ = các hệ số hiệu chỉnh: K_c Cho các đất sét và K_s cho đất cát lấy từ Hình 1(DIM)
- L_i = chiều sâu đến điểm giữa khoảng chiều dài tại điểm xem xét (mm)
- D = chiều rộng hoặc đường kính cọc xem xét (mm)

- f_{si} = sức kháng ma sát đơn vị thành ống cọc bộ lấy từ CPT tại điểm xem xét (MPa)
- a_{si} = chu vị cọc tại điểm xem xét (mm)
- h_i = khoảng chiều dài tại điểm xem xét (mm)
- N_i = số khoảng giữa mặt đất và điểm cách dưới mặt đất 8D
- N_2 = số khoảng giữa điểm cách dưới mặt đất 8D và mũi cọc.



Hình 10.7.3.4.3c-1- Hệ số hiệu chỉnh ma sát cọc K_s và K_c (theo Nottingham và Schmertmann, 1975)

10.7.3.5. Cọc tựa trên đá

Hệ số sức kháng đối với sức kháng đầu cọc tựa trên đá phải được lấy như quy định trong Bảng 10.5.5.2.

Trong trường hợp mỗi bề rộng cọc và mỗi khoảng cách các đường nứt của đá vượt quá 300mm và khi chiều dày đường nứt không được lấp đất nhỏ hơn 6.4mm hay được lấp bằng đất hay đá vụn có bề rộng nhỏ hơn 25mm.

Sức kháng đỡ đơn vị danh định của mũi cọc q_p của các cọc đóng đến đá bằng MPa có thể tính như sau:

$$q_p = 3 q_u K_{sp} d \tag{10.7.3.5-1}$$

trong đó:

$$K_{sp} = \frac{3 + \frac{S_d}{D}}{10 \sqrt{1 + 300 \frac{t_d}{S_d}}} \quad (10.7.3.5-1)$$

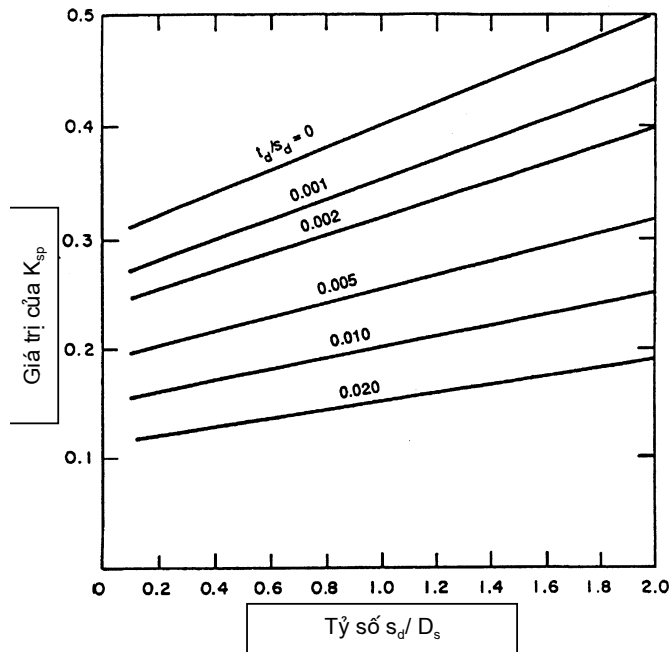
$$d = 1 + 0,4 \frac{H_s}{D_s} \leq 3,4$$

ở đây:

- q_u = cường độ nén dọc trục trung bình của lõi đá (MPa)
- d = hệ số chiều sâu không thứ nguyên (DIM)
- K_{ps} = hệ số khả năng chịu tải không thứ nguyên, từ Hình 1 (DiM)
- s_d = khoảng cách các đường nứt (mm)
- t_d = chiều rộng các đường nứt (mm)
- D = chiều rộng cọc (mm)
- H_s = chiều sâu chôn cọc vào trong hố đá tính bằng 0.0 cho những cọc tỳ vào đỉnh của đá gốc (mm)
- D_s = đường kính của hố đá (mm)

Phương pháp này không được áp dụng cho đá bị phân lớp mềm, chẳng hạn như diệp thạch yếu hay đá vôi yếu.

Cọc được đặt trên đá yếu phải được thiết kế xử lý đá mềm như đất, được quy định trong Điều 10.7.3.3 cho các cọc đặt trên vật liệu dính và Điều 10.7.3.4 cho các cọc đặt trên vật liệu rời.



Hình 10.7.3.5-1- Hệ số khả năng chịu tải (theo Hội Địa kỹ thuật Canada, 1985)

10.7.3.6. Thử tải cọc và kiểm tra hiện trường

Thí nghiệm kéo nén và tải trọng ngang của các cọc phải tuân thủ :

- Phương pháp thử cọc dưới tải trọng nén dọc trục tĩnh - ASTM D1143
- Phương pháp thí nghiệm cọc đơn dưới tải trọng kéo dọc trục tĩnh-ASTM D3689
- Phương pháp thí nghiệm cọc dưới tải trọng ngang - ASTM D3966

Hệ số sức kháng cho sức kháng nén dọc trục và khả năng kéo dọc trục có được từ thử tải trọng cọc cho trong Bảng 10.5.5-2.

Thí nghiệm hiện trường bằng máy phân tích đóng cọc phải tuân thủ:

Phương pháp thử cho Thí nghiệm động ứng suất cao của cọc ASTM D4945

Hệ số sức kháng đối với sức kháng nén dọc trục và sức kháng kéo lên có được từ các thí nghiệm tải trọng cọc được cho trong Bảng 10.5.5-2.

10.7.3.7. Lực nhỏ

10.7.3.7.1. Tổng quát

Phải xét đến lực nhỏ khi hiệu ứng lực được tính toán căn cứ vào tổ hợp tải trọng theo trạng thái giới hạn cường độ thích hợp là lực kéo.

Khi các cọc chịu lực kéo, chúng phải được khảo cứu cả về sức kháng nhỏ và khả năng kết cấu để chống lại sự kéo và truyền nó tới đế móng.

10.7.3.7.2. Sức kháng nhỏ của cọc đơn

Sức kháng nhỏ của cọc đơn phải được ước tính theo phương pháp tương tự như phương pháp ước tính sức kháng ma sát bề mặt của cọc chịu nén trong Điều 10.7.3.3 và 10.7.3.4.

Sức kháng nhỏ tính toán bằng N , có thể tính như sau:

$$Q_R = \varphi Q_n = \varphi_u Q_s \quad (10.7.3.7.2-1)$$

ở đây:

Q_s = khả năng kháng nhỏ danh định do sức kháng thân cọc (N)

φ_u = hệ số sức kháng đối với khả năng kháng nhỏ cho trong Bảng 10.5.5-2.

10.7.3.7.3. Sức kháng nhỏ của nhóm cọc

Sức kháng nhỏ tính toán của nhóm cọc tính bằng N , phải được tính như sau:

$$Q_R = \varphi Q_n = \varphi_{ug} Q_{ug} \quad (10.7.3.7.3-1)$$

ở đây:

φ_{ug} = hệ số sức kháng quy định trong Bảng 10.5.5-2

Q_{ug} = khả năng kháng nhỏ danh định của nhóm cọc (N)

Sức kháng nhỏ, Q_{ug} của nhóm cọc phải được lấy số nhỏ hơn trong:

- Tổng của sức kháng nhỏ của cọc đơn, hoặc
- Khả năng kháng nhỏ của nhóm cọc được xem như là một khối.

Đối với nhóm cọc trong đất rời. Trọng lượng của khối bị nâng sẽ được xác định bằng cách dùng sự truyền của tải trọng là 1/4 từ đế của nhóm cọc trong Hình 1. Trọng lượng đơn vị nổi sẽ được dùng cho đất bên dưới mức nước ngầm.

Trong đất dính, khối kháng lại lực nhỏ khi cát không thoát nước sẽ được lấy theo Hình 2. Lực kháng nhỏ danh định có thể tính như sau:

$$Q_n = Q_{ug} = (2XZ + 2YZ) \bar{S}_u + W_g \quad (10.7.3.7.3-2)$$

ở đây:

X = chiều rộng của nhóm, cho trong Hình 2 (mm)

Y = chiều dài của nhóm, cho trong Hình 2 (mm)

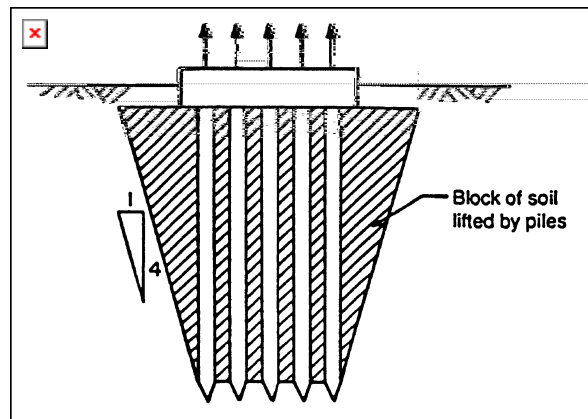
Z = chiều sâu của khối đất dưới bệ cọc, cho trong Hình 2 (mm)

\bar{S}_u = cường độ kháng cắt không thoát nước trung bình dọc theo thân cọc (MPa)

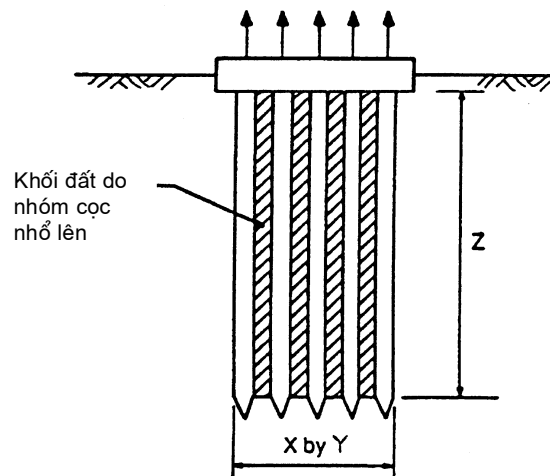
W_g = trọng lượng của khối đất, cọc và bệ cọc (N)

Hệ số sức kháng cho khả năng kháng nhổ danh định của nhóm cọc, Q_{ug} được xác định như là tổng các lực kháng nhổ của các cọc đơn, sẽ được tính giống như cách tích cho khả năng kháng nhổ của cọc đơn cho trong Bảng 10.5.5-2.

Hệ số sức kháng cho khả năng kháng nhổ của nhóm cọc được xem như là một khối được cho trong Bảng 10.5.5-2 cho nhóm cọc trong đất sét và trong cát.



Hình 10.7.3.7.3-1- Lực nhổ của nhóm cọc đặt gần nhau trong đất rời (theo Tomlinson, 1987)



Hình 10.7.3.7.3-2- Lực nhổ của nhóm cọc trong đất dính (theo Tomlinson, 1987)

10.7.3.8. Tải trọng ngang

Đối với các cọc chịu tải trọng ngang, đầu cọc sẽ được ngàm vào bệ cọc. Bất kỳ đất bị xáo trộn nào hoặc các lỗ rỗng được tạo ra trong quá trình đóng cọc sẽ được thay thế bằng vật liệu hạt được đầm chặt.

Các ảnh hưởng của tương tác đất-kết cấu hoặc đá-kết cấu giữa các cọc và đất bao gồm số lượng và khoảng cách các cọc trong nhóm phải được xem xét khi thiết kế các cọc chịu tải trọng ngang.

10.7.3.9. sức kháng đỡ của cọc xiên

Sức kháng đỡ của nhóm cọc bao gồm các cọc xiên có thể được ước tính bằng cách xử lý cọc xiên như là các cọc thẳng đứng.

10.7.3.10. Sức kháng đỡ dọc trục của nhóm cọc**10.7.3.10.1. Tổng quát**

Sức kháng tính toán của nhóm cọc (N) được tính như sau:

$$Q_R = \varphi Q_n = \varphi_g Q_g \quad (10.7.3.10.1-1)$$

ở đây:

Q_g = sức kháng danh định của nhóm cọc (N)

φ_g = hệ số sức kháng của nhóm cọc quy định trong quy trình này

10.7.3.10.2. Đất dính

Nếu như bộ cọc tiếp xúc chặt chẽ với đất, khi đó không yêu cầu phải giảm hệ số hữu hiệu.

Nếu như bộ cọc không tiếp xúc chặt chẽ với đất, và nếu đất là cứng khi đó không yêu cầu phải giảm hệ số hữu hiệu.

Nếu như bộ cọc không tiếp xúc chặt chẽ với đất, và nếu đất trên bề mặt là mềm yếu khả năng chịu tải riêng rẽ từng cọc phải được nhân với hệ số hữu hiệu η , được lấy như sau:

- $\eta = 0.65$ với khoảng cách tim đến tim bằng 2,5 lần đường kính,
- $\eta = 1.0$ với khoảng cách tim đến tim bằng 6 lần đường kính,
- Đối với các khoảng cách trung gian, giá trị của η có thể được xác định bằng nội suy tuyến tính.

Sức kháng của nhóm phải là giá trị nhỏ hơn trong:

- Tổng của các sức kháng sửa đổi riêng rẽ của mỗi cọc trong nhóm, hoặc
- Sức kháng của trụ tương đương bao gồm các cọc và khối đất trong diện tích bao bởi các cọc.

Khi xác định trụ tương đương:

- Sức kháng cắt toàn bộ của đất phải được dùng để xác định sức kháng ma sát bề mặt
- Tổng diện tích đáy của trụ tương đương phải được dùng để xác định sức kháng đầu cọc, và
- Sức kháng phụ thêm của bộ cọc không được xét đến.

Hệ số sức kháng cho trụ tương đương hoặc khối phá hoại khối được cho trong Bảng 10.5.5-2 và được áp dụng khi bệ cọc có hoặc không tiếp xúc với đất. Hệ số sức kháng cho sức kháng của nhóm cọc được tính toán bằng cách sử dụng tổng của các sức kháng riêng rẽ của từng cọc, lấy như giá trị cho sức kháng của cọc đơn cho trong Bảng 10.5.5-2.

10.7.3.10.3. Đất rời

Khả năng chịu tải của nhóm cọc trong đất rời phải là tổng khả năng của các cọc trong nhóm. Hệ số có ích η , lấy bằng 1.0 khi bệ cọc có hoặc không tiếp xúc với đất nền.

Hệ số sức kháng là giống như giá trị cho cọc đơn, được cho trong Bảng 10.5.5-2.

10.7.3.10.4. Nhóm cọc trong đất tốt nằm trên đất yếu hoặc nén lún

Nếu nhóm cọc được đóng trong lớp trầm tích tốt nằm trên lớp trầm tích yếu phải xét đến khả năng phá hoại chọc thủng của mũi cọc vào trong tầng yếu hơn. Nếu tầng đất nằm dưới bao gồm đất nén lún yếu hơn phải xét đến khả năng lún lớn trong lớp đất yếu hơn.

Thay vì sự chỉ dẫn tại chỗ việc điều tra nghiên cứu về khả năng chịu tải của loại đất yếu bên dưới có thể căn cứ vào tính toán tải trọng cộng tác dụng với giả thiết sự phân bố áp lực dưới các mũi cọc bằng cách chiếu diện tích vùng được bao bởi các mũi cọc 2 mặt dốc đứng còn 1 nằm ngang. Sức kháng ở bất kỳ chiều sâu nào dưới các mũi cọc phải được xác định trên cơ sở kích thước hình chiếu của móng quy ước. Khả năng chịu lực phải căn cứ vào tiêu chuẩn của móng mở rộng được quy định trong quy trình này.

10.7.3.11. Sức kháng tải trọng ngang của nhóm cọc.

Sức kháng tính toán của nhóm cọc chịu tải trọng ngang bằng N phải được tính như sau:

$$Q_R = \varphi Q_n = \eta \varphi_L \Sigma Q_L \quad (10.7.3.11-1)$$

trong đó:

- Q_L = sức kháng ngang danh định của 1 cọc đơn (N)
- Q_{Lg} = sức kháng ngang danh định của nhóm cọc (N)
- φ_L = hệ số sức kháng của nhóm cọc được quy định trong Bảng 10.5.4-2
- η = hệ số hữu hiệu của nhóm cọc được xác định trong quy trình này.

Sức kháng riêng của từng cọc phải được nhân với 1 hệ số hữu hiệu η như sau:

- η = 0.75 cho đất rời
- η = 0.85 cho đất dính

Phải lấy sức kháng ngang của nhóm cọc bằng tổng số của sức kháng của mỗi cọc đã có hệ số trong nhóm cọc.

10.7.4. THIẾT KẾ KẾT CẤU

10.7.4.1. Tổng quát

Thiết kế kết cấu các cọc đóng bằng bê tông và thép phải theo các quy định của Phần 5 và 6 tương ứng.

10.7.4.2. Biến dạng oằn của cọc

Các cọc nhô dài qua nước hay không khí phải giả định được cố định tại một khoảng sâu bên dưới đất. Độ ổn định sẽ được xác định theo các quy định cho các cấu kiện chịu nén trong Phần 5 và Phần 6 bằng cách dùng chiều dài tương đương của cọc bằng chiều dài không được đỡ ngang, cộng với chiều sâu chôn cọc để cố định.

Chiều sâu cố định bên dưới đất có thể tính như sau:

Với đất sét:

$$1,4 \left| \frac{E_p I_p}{E_s} \right|^{0,25} \quad (\text{mm}) \quad (10.7.4.2-1)$$

Với cát:

$$1,8 \left| \frac{E_p I_p}{n_h} \right|^{0,2} \quad (\text{mm}) \quad (10.7.4.2-2)$$

ở đây:

E_p = mô đun đàn hồi của cọc (MPa)

I_p = mô men quán tính của cọc (mm^4)

E_s = mô đun đất đối với đất sét = $67 S_u$ (MPa)

S_u = cường độ kháng cắt không thoát nước của đất sét (MPa)

n_h = tỷ lệ tăng của mô đun đất theo độ sâu đối với cát như quy định trong Bảng 1 (MPa/mm)

Bảng 10.7.4.2-1. Tỷ lệ tăng của mô đun đất với độ sâu n_h (Mpa/mm) đối với cát

ĐỘ CHẶT	KHÔ HOẶC ƯỚT	NGẬP NƯỚC
Rời	$9,4 \times 10^3$	$4,7 \times 10^3$
Vừa	0,025	0,013
Chặt	0,063	0,031

10.8. CỌC KHOAN

10.8.1. TỔNG QUÁT

10.8.1.1. Phạm vi áp dụng

Các điều khoản của phần này phải được dùng để thiết kế cọc khoan, khác với cọc khoan được thi công bằng khoan guồng xoắn liên tục, tức là cọc được đổ bê tông khi guồng xoắn được rút lên.

10.8.1.2. Chiều sâu chôn cọc

Chiều sâu chôn cọc khoan phải đủ để cung cấp các khả năng chịu tải thẳng đứng và ngang phù hợp và chuyển vị chấp nhận được.

10.8.1.3. Đường kính cọc và cọc mở rộng đáy

Với các cọc ngàm vào đá yêu cầu có các ống vách xuyên qua các lớp đất bên trên, các hồ sơ thi công phải chỉ rõ rằng đường kính hốc đá khoan ít nhất phải nhỏ hơn đường kính trong của vách là 150 mm. Với các cọc ngàm vào đá không cần có các ống vách qua các lớp đất bên trên, đường kính hốc khoan có thể bằng đường kính thân cọc qua lớp đất. Việc thiết kế phải dựa vào đường kính hốc đá cụ thể.

Trong đất dính cứng, có thể dùng đáy mở rộng, loe hình chuông hoặc doa ở mũi cọc để tăng thêm diện tích tựa nhằm giảm áp lực đầu cọc đơn vị hoặc để tạo thêm sức kháng chống tải trọng kéo lên.

Khi đáy của hố khoan được dọn sạch và kiểm tra trước khi đổ bê tông, toàn bộ diện tích đáy có thể coi là hữu hiệu trong việc truyền tải

Trong thực tế, phải xét tới việc chôn cọc tới độ sâu lớn hơn để tránh các khó khăn và chi phí cho việc đào mở rộng đáy.

10.8.1.4. Sức kháng

Các quy định của Điều 10.7.1.3 phải được áp dụng bằng cách thay thế thuật ngữ “Cọc khoan” cho “Cọc” khi thích hợp.

Phương pháp thi công có thể ảnh hưởng tới sức kháng của cọc khoan và phải xét đến như là một phần của quy trình thiết kế. Cọc khoan được thi công bằng cách sử dụng các phương pháp thi công khô, ống vách hay ướt hoặc là kết hợp các phương pháp. Trong mọi trường hợp, đào hố, đổ bê tông và tất cả các công việc khác của quá trình thi công cọc phải được thực hiện theo đúng các quy định của Tiêu chuẩn thiết kế này và Tiêu chuẩn thi công.

10.8.1.5. Lực kéo xuống

Các lực kéo xuống phải được đánh giá như được quy định trong Điều 10.7.1.4.

Đối với cọc chống khi lực kéo xuống là vấn đề trạng thái giới hạn cường độ, các hệ số tải trọng đối với lực kéo xuống phải là số nghịch đảo của hệ số sức kháng dùng cho phương pháp xác định sức kháng của cọc như chỉ ra trong Bảng 10.5.5.3.

10.8.1.6. Khoảng cách giữa các cọc

Khoảng cách tim-đến-tim của cọc khoan phải lớn hơn 3.0 lần đường kính hoặc khoảng cách yêu cầu nhằm tránh ảnh hưởng giữa các cọc lân cận, lấy trị số lớn hơn.

Nếu yêu cầu khoảng cách gần hơn thì trình tự thi công phải được quy định rõ trong các hồ sơ hợp đồng và phải đánh giá tác động qua lại giữa các cọc liên kề.

10.8.1.7. Cọc xiên

Phải tránh dùng cọc xiên. Khi cần tăng sức kháng bên, phải xem xét đến việc tăng đường kính cọc hoặc tăng số lượng cọc.

10.8.1.8. Mực nước ngầm và lực nổi

Các quy định trong Điều 10.7.1.7 phải được áp dụng nếu thích hợp.

10.8.1.9. Lực nhỏ

Các quy định trong Điều 10.7.1.9 phải được áp dụng nếu thích hợp.

Các cọc khoan được thiết kế trong đất trương nở phải được kéo dài một chiều sâu đủ trong đất có độ ẩm ổn định nhằm cung cấp đủ sức neo chống lại lực nhỏ. Phải cung cấp đủ khoảng trống giữa mặt đất và mặt dưới của bệ cọc hoặc dầm nối các cọc nhằm loại trừ tác động của các lực nhỏ tại điểm nối cọc/bệ cọc do điều kiện trương nở của đất.

10.8.2. CHUYỂN VỊ Ở TRẠNG THÁI GIỚI HẠN SỬ DỤNG

10.8.2.1. Tổng quát

Các quy định của Điều 10.7.2.1 phải được áp dụng khi thích hợp. Tổ hợp tải trọng sử dụng trong Bảng 3.4.1-1 phải được dùng khi thích hợp.

Khi ước tính độ lún ở trạng thái giới hạn sử dụng của cọc khoan trong đất sét, chỉ có tải trọng thường xuyên được xét đến. Tải trọng tức thời phải được cộng thêm vào tải trọng thường xuyên khi ước tính độ lún của cọc trong đất dạng hạt.

10.8.2.2. Tiêu chuẩn chuyển vị ngang

Các quy định của Điều 10.7.2.2 phải được áp dụng khi thích hợp.

10.8.2.3. Độ lún

10.8.2.3.1. Tổng quát

Độ lún của móng cọc khoan kể cả độ lún của cọc khoan đơn và độ lún của nhóm cọc không được vượt quá tiêu chuẩn chuyển vị được chọn phù hợp với Điều 10.6.2.2.

10.8.2.3.2. Độ lún của cọc khoan đơn

Phải ước tính độ lún của cọc khoan đơn có xét đến:

- Độ lún ngắn hạn,
- Độ lún cố kết nếu cọc thi công trong đất dính, và
- Nén dọc trục của cọc khoan.

10.8.2.3.3. Độ lún của nhóm cọc

Các quy định của Điều 10.7.2.3 phải được áp dụng khi thích hợp.

10.8.2.4. Chuyển vị ngang

Các quy định của Điều 10.7.2.4 phải được áp dụng khi thích hợp.

10.8.3. SỨC KHÁNG Ở TRẠNG THÁI GIỚI HẠN CƯỜNG ĐỘ

10.8.3.1. Tổng quát

Phải áp dụng trạng thái giới hạn cường độ của Điều 10.7.3.1

10.8.3.2. Tải trọng dọc trục của cọc khoan

Các quy định của Điều 10.7.3.2 và Hình 10.5.4.3 phải áp dụng khi thích hợp.

10.8.3.3. Ước tính bán thực nghiệm sức kháng của cọc khoan trong đất dính

Phương pháp bán thực nghiệm có thể được dùng để ước tính sức kháng của cọc khoan trong đất dính. Cọc khoan trong đất dính phải được thiết kế bằng phương pháp tổng ứng suất và ứng suất hữu hiệu đối với các điều kiện tải trọng thoát nước và không thoát nước tương ứng.

Cọc khoan trong đất rời phải được thiết kế bằng phương pháp ứng suất hữu hiệu đối với các điều kiện tải trọng thoát nước hoặc phương pháp bán thực nghiệm dựa trên các kết quả thí nghiệm hiện trường.

Các hệ số sức kháng đối với sức kháng bên và sức kháng mũi cọc được quy định trong Bảng 10.5.5-3

10.8.3.3.1. Sức kháng của cọc khoan dùng phương pháp α

Sức kháng bên đơn vị danh định (MPa) cho cọc khoan trong đất rời chịu tải dưới điều kiện tải trọng không thoát nước có thể tính như sau:

$$q_s = \alpha S_u \quad (10.8.3.3.1-1)$$

ở đây:

S_u = cường độ kháng cắt không thoát nước trung bình (MPa)

α = hệ số dính bám (DIM)

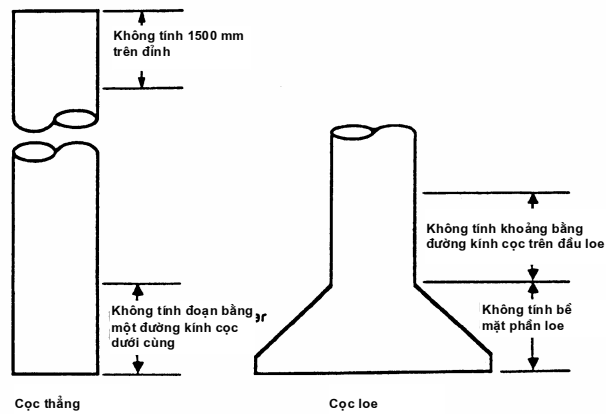
Các phần sau đây của cọc khoan được minh họa trong Hình 1 sẽ không được tính để đóng góp vào sự phát triển của sức kháng thông qua ma sát bề mặt:

- Ít nhất 1500 mm trên cùng của bất kỳ cọc khoan nào,
- Với cọc thẳng, chiều dài ở đáy của cọc khoan lấy bằng đường kính cọc,
- Chu vi của đầu loe, nếu dùng, và
- Khoảng cách trên đầu loe lấy bằng đường kính cọc.

Các giá trị của α đối với các phần đóng góp của cọc khoan đào khô trong hố mở hoặc ống vách được cho chi tiết trong Bảng 1.

Bảng 10.8.3.3.1-1- Giá trị của α dùng cho xác định sức kháng thành bên trong đất dính (Reese và O'Neill 1988)

S_u (MPa)	α
<0.2	0.55
0.20-0.30	0.49
0.30-0.40	0.42
0.40-0.50	0.38
0.50-0.60	0.35
0.60-0.70	0.33
0.70-0.80	0.32
0.80-0.90	0.31
>0.90	Xử lý như đối với đá cuội



Hình 10.8.3.3.1-1- Giải thích các phần không xem xét trong tính toán của cọc khoan (Reese và O'Neill, 1988)

10.8.3.3.2. Sức kháng mũi cọc

Đối với cọc chịu tải trọng dọc trục trong đất dính, sức kháng đơn vị mũi cọc danh định của cọc khoan (MPa) có thể tính như sau:

$$q_p = N_c S_u \leq 4., \tag{10.8.3.3.2-1}$$

ở đây:

$$N_c = 6[1 + 0,2 (Z/D)] \leq 9 \tag{10.8.3.3.2-2}$$

trong đó:

- D = đường kính cọc khoan (mm)
- Z = độ xuyên của cọc khoan (mm)
- S_u = cường độ kháng cắt không thoát nước (MPa)

Giá trị của S_u phải được xác định từ kết quả thí nghiệm hiện trường và/ hoặc trong phòng thí nghiệm của các mẫu nguyên dạng lấy trong khoảng sâu 2.0 lần đường kính dưới mũi cọc. Nếu đất trong giới hạn 2.0 đường kính cọc có $S_u < 0,024$ MPa, giá trị của N_c sẽ bị chiết giảm 1/3.

Đối với các cọc khoan trong đất sét với $S_u > 0.096$ MPa với $D > 1900$ mm, và độ lún cọc không được đánh giá, giá trị của q_p phải chiết giảm thành q_{pr} như sau:

$$q_{pr} = q_p F_r \quad (10.8.3.3.2-3)$$

trong đó

$$F_r = \frac{760}{12,0aD_p + 760b} \leq 1,0 \quad (10.8.3.3.2-4)$$

$$a = 0,0071 + 0,0021 \frac{Z}{D_p} \leq 0,015 \quad (10.8.3.3.2-5)$$

$$b = 1,45 \sqrt{2,0 S_u} \quad \text{with } 0,5 \leq b \leq 1,5 \quad (10.8.3.3.2-6)$$

ở đây :

D_p = đường kính mũi cọc (mm)

10.8.3.4. Ước tính sức kháng của cọc khoan trong đất rời

10.8.3.4.1 Tổng quát

Sức kháng đỡ danh định của cọc khoan trong đất rời phải được ước tính bằng cách dùng phương pháp thích hợp được chỉ ra dưới đây hoặc các phương pháp địa phương khác được chấp nhận phù hợp với Điều 10.1. Sức kháng tính toán phải được xác định bằng cách sử dụng các kinh nghiệm sẵn có trong điều kiện tương tự.

10.8.3.4.2. Sức kháng thân cọc

Sức kháng danh định của thân cọc khoan trong cát có thể được xác định bằng cách sử dụng một trong năm phương pháp quy định trong Bảng 1. Chỉ có thể dùng các giá trị lớn hơn nếu nó được hiệu chỉnh bởi các thí nghiệm tải trọng.

Sức kháng bên của cọc khoan trong cát có thể ước tính bằng cách sử dụng:

- góc ma sát, ϕ_r , hoặc
- số nhát búa SPT, N

Các ký hiệu sau sẽ áp dụng cho Bảng 1

- N = số búa SPT chưa hiệu chỉnh (Búa/300mm),
 σ'_v = ứng suất hữu hiệu thẳng đứng (MPa),
 φ_f = góc ma sát của cát (Độ),
 K = hệ số truyền tải trọng,
 D_b = chiều sâu chôn cọc khoan trong tầng đất cát chịu lực (mm),
 β = hệ số truyền tải trọng,
 z = chiều sâu dưới đất (mm)

Góc ma sát của cát có thể tương quan với số búa SPT hoặc là sức kháng xuyên hình nón được quy định trong Bảng 2.

Bảng 10.8.3.4.2-1- Tổng kết các phương pháp đánh giá sức kháng mặt bên, q_s , MPa, trong đất cát

THAM KHẢO	MÔ TẢ
Touma và Reese (1974)	$q_s = K\sigma'_v \tan \varphi_f < 0,24\text{MPa}$ ở đây: $K = 0,7$ đối với $D_b \leq 7500\text{mm}$ $K = 0,6$ đối với $7500\text{mm} < D_b \leq 12000\text{mm}$ $K = 0,5$ đối với $D_b > 12000\text{mm}$
Meyerhof (1976)	$q_s = 0,00096N$
Quiros và Reese (1977)	$q_s = 0,0025N < 0,19\text{MPa}$
Reese và Wright (1977)	Với $N \leq 53$ $q_s = 0,0028 N$ Với $53 < N \leq 100$ $q_s = 0,00021 (N - 53) + 0,15$
Reese và O'Neill (1988)	$q_s = \beta \sigma'_v \leq 0,19\text{MPa}$ với $0,25 \leq \beta \leq 1,2$ ở đây: $\beta = 1,5 - 7,7 \times 10^{-3} \sqrt{z}$

Bảng 10.8.3.4.2-2- Các góc ma sát của cát

ĐỘ CHẶT	ϕ_f	SPT-N	Q_c (MPa)
Rất rời	< 30°	0 - 4	<1.9
Rời	30° - 35°	4 - 10	1,9 – 3,8
Vừa	35° - 40°	10 - 30	3,8 - 11
Chặt	40° - 45°	30 - 50	11 - 19
Rất chặt	> 45°	> 50	> 19

10.8.3.4.3. Sức kháng mũi cọc

Sức kháng mũi cọc danh định có thể tính toán bằng cách dùng các phương pháp quy định trong Bảng 1, với các ký hiệu sau đây được sử dụng:

- N_{corr} = số búa SPT-N đã hiệu chỉnh cho áp lực tầng phủ (búa/300mm)
 = $[0,77 \lg (1,92 / \sigma'_v)] N$
 N = số búa SPT chưa hiệu chỉnh (Búa/300mm)
 D = đường kính của cọc khoan (mm)
 D_p = đường kính mũi cọc khoan (mm)
 D_b = chiều sâu chôn của cọc khoan trong lớp chịu lực là cát (mm)
 σ'_v = ứng suất lực thẳng đứng hữu hiệu (MPa)

Đối với các đường kính đáy lớn hơn 1270mm, q_p phải chiết giảm như sau:

$$q_{pr} = \frac{1270}{D_p} q_p \quad (10.8.3.4.3-1)$$

Bảng 10.8.3.4.3-1- Tổng kết các phương pháp dùng để ước tính Sức kháng mũi cọc, q_p , MPa của cọc khoan trong cát

THAM KHẢO	MÔ TẢ
Touma và Reese (1974)	Rời - q_p (MPa) = 0,0 Chặt vừa - q_p (MPa) = $\frac{1,5}{k}$ Rất chặt - q_p (MPa) = $\frac{3,8}{k}$ K = 1 đối với $D_p \leq 500$ mm K = 0.6 D_p đối với $D_p \geq 500$ mm Chỉ dùng khi $D_p > 10D$
Meyerhof (1976)	Q_p (MPa) = $\frac{0,013N_{corr} D_b}{D_p} < 0,13 N_{corr}$ đối với cát $< 0,096 N_{corr}$ đối với bùn không dẻo
Reese và Wright (1977)	Q_p (MPa) = 0,064 N đối với $N \leq 60$ Q_p (MPa) = 3,8 đối với $N > 60$
Reese và O'Neill (1988)	Q_p (MPa) = 0,057 N đối với $N \leq 75$ Q_p (MPa) = 4,3 đối với $N > 75$

10.8.3.5. Sức kháng dọc trục trong đá

Để xác định sức kháng dọc trục của cọc khoan ngầm trong các hốc đá, có thể bỏ qua sức kháng mặt bên từ trầm tích đất phủ nằm trên.

Nếu đá bị xuống cấp, dùng các phương pháp thi công đặc biệt, đường kính hốc đá lớn hơn hoặc phải xét đến chiết giảm sức kháng hốc đá.

Các hệ số sức kháng cho cọc khoan ngầm trong đá phải được lấy như quy định trong Bảng 10.5.5-3.

10.8.3.6. Thử tải

Các thí nghiệm thử tải phải được tiến hành bằng cách dùng cọc thi công theo phương pháp, kích thước và vật liệu giống như chúng được dùng để sản xuất các cọc khoan.

Sức kháng tính toán đối với khả năng chịu nén dọc trục, khả năng chịu lực nhỏ dọc trục hoặc khả năng chịu lực ngang phải được lấy trong Bảng 10.5.5-3.

10.8.3.7. Sức kháng nhỏ

10.8.3.7.1. Tổng quát

Sức kháng nhỏ có thể được xem xét khi tải trọng hướng lên trên tác động lên các cọc khoan. Các cọc khoan chịu các lực nhỏ phải được điều tra nghiên cứu về sức kháng nhỏ lên đối với cường độ kết cấu của chúng, và đối với cường độ của liên kết của chúng với các cấu kiện đỡ.

10.8.3.7.2. Sức kháng nhỏ của cọc khoan đơn

Sức kháng nhỏ của cọc khoan đơn vách thẳng có thể ước tính theo cách tương tự như để xác định sức kháng bên đối với cọc khoan chịu nén như quy định trong các Điều 10.8.3.3 và 10.8.3.4. Khi xác định sức kháng nhỏ của cọc khoan loe có thể bỏ qua sức kháng bên phía trên phần loe và có thể giả thiết rằng phần loe làm việc như một neo.

Hệ số sức kháng đối với khả năng chịu nhỏ của cọc khoan phải lấy như quy định trong Bảng 10.5.5.3

Khả năng chống nhổ tính toán của cọc khoan loe trong đất dính, Q_r có thể được xác định như sau:

$$Q_r = \varphi Q_n = \varphi Q_{s\text{bell}} \quad (10.8.3.7.2-1)$$

ở đây:

$$Q_{s\text{bell}} = q_{s\text{bell}} A_u \quad (10.8.3.7.2-2)$$

ở đây:

- $q_{s\text{bell}}$ = $N_u S_u$ (MPa)
- A_u = $\pi (D_p^2 - D^2)/4$ (mm²)
- N_u = hệ số dính bám nhỏ lên,
- D_p = đường kính của phân loe (mm)
- D_b = chiều sâu chôn trong lớp móng (mm)
- D = đường kính của cọc khoan (mm)
- S_u = cường độ kháng cắt không thoát nước lấy trung bình trên khoảng cách bằng 2 lần đường kính loe ($2D_p$) phía trên đáy (MPa)
- φ = hệ số sức kháng quy định trong Bảng 10.5.5.3.

Nếu đất phía trên địa tầng móng là đất trương nở, S_u phải lấy giá trị trung bình nhỏ hơn của $2.0D_p$ phía trên đáy của móng hoặc trên chiều sâu xuyên của cọc khoan trong địa tầng móng.

Giá trị của N_u có thể giả thiết thay đổi tuyến tính từ 0.0 tại $D_b/D_p = 0.75$ đến giá trị 0.8 tại $D_b/D_p = 2.5$, ở đây D_b là chiều sâu dưới địa tầng móng. Đỉnh của địa tầng móng phải được lấy từ đáy của vùng thay đổi độ ẩm theo mùa.

10.8.3.7.3. Sức kháng nhỏ của nhóm cọc

Các quy định của Điều 10.7.3.7.3 phải được áp dụng. Các hệ số sức kháng đối với sức kháng nhỏ của nhóm cọc khoan phải được lấy như quy định trong Bảng 10.5.4.3.

10.8.3.8. Tải trọng ngang

Thiết kế các cọc khoan chịu tải trọng ngang phải xét đến các ảnh hưởng của tương tác giữa cọc và đất bao gồm số lượng trụ trong nhóm.

Đầu cọc khoan phải được cố định vào trong bệ cọc.

10.8.3.9. Khả năng chịu tải của nhóm cọc

10.8.3.9.1. Tổng quát

Sự chiết giảm sức kháng có thể do ảnh hưởng nhóm phải được xem xét.

10.8.3.9.2. Đất dính

Các quy định của Điều 10.7.3.10.2 phải được áp dụng.

Hệ số sức kháng đối với khả năng chịu tải của nhóm cọc của trụ tương đương, hoặc sự phá hoại khối phải được lấy như được quy định trong Bảng 10.5.5.3 và phải được ứng dụng khi bệ cọc có hoặc không tiếp xúc với đất.

Các hệ số sức kháng cho khả năng chịu tải của nhóm cọc được tính toán bằng tổng của các khả năng của cọc khoan riêng lẻ, chúng cũng giống như các giá trị cho các khả năng của cọc khoan đơn.

10.8.3.9.3. Đất rời

Không xét đến sự tiếp xúc của bệ cọc với đất, khả năng riêng rẽ của mỗi cọc khoan phải được chiết giảm bởi hệ số η cho cọc đứng riêng biệt, được lấy như sau:

- $\eta = 0,65$ đối với khoảng cách tim đến tim bằng 2,5 lần đường kính,
- $\eta = 1,0$ đối với khoảng cách tim đến tim bằng 6,0 lần đường kính,
- Đối với các khoảng cách trung gian, giá trị của η được xác định bằng nội suy tuyến tính.

10.8.3.9.4. Nhóm cọc trong đất tốt nằm trên lớp đất chịu nén yếu hơn.

Các quy định của Điều 10.7.3.10.4 phải được áp dụng.

10.8.4. THIẾT KẾ KẾT CẤU

10.8.4. Tổng quát

Thiết kế kết cấu của các cọc khoan phải theo đúng các quy định của Phần 5 đối với thiết kế bê tông cốt thép.

10.8.4.2. Biến dạng oằn của cọc khoan

Các quy định của Điều 10.7.4.2 phải được áp dụng.

10.8.5. CẤU TẠO CỦA CỌC KHOAN

10.8.5.1. Tổng quát

Tất cả các cọc khoan phải có kích cỡ với mức gia tăng 150 mm với đường kính cọc tối thiểu 450 mm. Nếu như cọc được kiểm tra thủ công, đường kính cọc khoan không được ít hơn 750 mm. Đường kính của các cột được cọc khoan đỡ không được vượt quá đường kính của cọc khoan.

10.8.5.2. Cốt thép

Khi khả năng tải trọng ngang là không đáng kể, cọc khoan có thể được bố trí cốt thép cho tải trọng dọc trục. Các phần của cọc khoan không chịu tải trọng ngang phải được thiết kế như cột bê tông cốt thép theo Điều 5.7.4 và cốt thép phải được kéo dài tối thiểu 3000 mm dưới mặt phẳng mà ở đó đất cung cấp ngàm cứng.

Khi ống vách thép được để lại và vách là ống tròn có độ dày lớn hơn 3.0 mm, nó có thể được xem như là chịu tải. Phải có dự phòng cho ăn mòn.

10.8.5.3. Cốt thép ngang

Cốt thép ngang phải được thiết kế để chịu được các tải trọng do đổ bê tông tươi từ phía trong của lồng đến thành bên của hố đào. Cốt thép ngang có thể được thi công như là các cốt đai vòng hoặc cốt đai xoắn ốc.

Các quy định liên quan đến động đất phải theo đúng như trong Điều 5.13.4.6.

10.8.5.4. Bê tông

Cần xét đến kích cỡ hạt lớn nhất của cốt liệu, độ sụt, độ bê tông khô hay ướt, và sức kháng thiết kế yêu cầu khi quy định bê tông thân cọc. Bê tông được chọn cần có khả năng được đổ và được đầm lên thích hợp trong điều kiện thi công dự kiến và cần quy định các chi tiết cấu tạo thân cọc. Cốt liệu có cỡ hạt tối đa phải bằng hay nhỏ hơn một phần năm của cự ly tính giữa các cốt thép trong thân cọc

10.8.5.5. Cốt thép chôn vào kết cấu phần trên

Phải cung cấp đủ cốt thép tại chỗ nối của cọc với kết cấu phần trên để tạo được liên kết thích hợp. Chôn cốt thép vào trong bê tông cọc phải theo đúng quy định đối với cọc đổ tại chỗ trong Phần 5.

10.8.5.6. Đế mở rộng

Các đế mở rộng phải được thiết kế đảm bảo bê tông thường không bị vượt quá ứng suất. Đế mở rộng có góc nghiêng không lớn hơn 30° so với chiều thẳng đứng và có đường kính đáy không lớn hơn 3 lần đường kính thân cọc khoan. Độ dày của mép đáy của đế mở rộng không nhỏ hơn 150 mm.

Phụ Lục

A10. 1. KHẢO SÁT

Sự bất ổn định của mái dốc, hoá lỏng, đất lún và sự tăng áp lực đất ngang thường là các nhân tố cơ bản gây thiệt hại đối với công trình cầu trong quá trình động đất. Chính những nguy hiểm động đất này có thể là các nhân tố thiết kế quan trọng đối với gia tốc động đất cực đại khi vượt quá 0,1g. Phải hình thành việc khảo sát hiện trường cụ thể, nếu các điều kiện công trường và các cao độ gia tốc hợp nhất và các giải pháp thiết kế cho thấy các nguy hiểm như vậy có thể rất quan trọng. Chính các yếu tố hoá lỏng đã góp phần gây nên một số thiệt hại cho cầu. Do vậy các phương án đánh giá khả năng hoá lỏng hiện trường sẽ được trình bày chi tiết dưới đây:

Khả năng hoá lỏng : Hoá lỏng đất nền hạt mịn bão hoà là lý do chính gây ra hư hỏng cầu trong những trận động đất trong lịch sử. Ví dụ trận động đất ở Alaska năm 1964 đã làm sập hoàn toàn 9 cây cầu, và 26 cầu bị biến dạng nghiêm trọng hay sập một phần. Khảo sát cho thấy hoá lỏng của đất nền là nguyên nhân gây ra thiệt hại chính với việc mất dần khả năng hỗ trợ móng dẫn đến các trạng thái chuyển dịch của các trụ và mố cầu. Việc nghiên cứu hoá lỏng cảm ứng địa chấn và ảnh hưởng của nó đối với cầu đã được Femitto và Forest (1977) biên soạn báo cáo lên Cục đường bộ Hoa Kỳ. Thảm định tóm tắt các số liệu thiết kế địa chấn cho phân móng cầu liên quan đến khả năng hoá lỏng của đất được báo cáo trong tài liệu của Martin (1979). Hư hỏng móng được chứng minh trong các báo cáo này và trong các tài liệu nói chung, cho thấy rõ ràng là việc thiết kế móng cầu nằm trong các lớp đất có nguy cơ hoá lỏng sẽ gặp nhiều khó khăn. Ở những nơi có thể, việc thiết kế tốt nhất là phải tránh các nơi có lớp cát sâu, độ chặt trung bình hoặc xốp có rủi ro hoá lỏng cao. Ở những nơi nông có lớp đất chặt hoặc đất có nhiều thành phần hạt khác nhau, các phương pháp ổn định như đầm chặt có thể không tốn kém. Cũng có thể cần nhắc đến việc sử dụng cốt thép sợi dọc kéo dài để đỡ các trụ cầu. Việc tính chống lực ngang có thể dựa vào giả thiết là khả năng hoá lỏng của vùng phía trên là bằng không, và cần phải đưa ra vấn đề về uốn trục. Sự ổn định toàn phần của mố cũng cần được đánh giá cẩn thận, và mố này có thể thích hợp với việc sử dụng khẩu độ dài hơn và neo phía sau mố từ mố đầu đường dẫn.

Triết lý thiết kế bổ sung cho các cầu trên khu vực dễ bị hoá lỏng có thể là một cách tính trước những rủi ro, ít nhất là đối với những chiếc cầu được xem là không mấy cấp thiết cho mục đích giao thông ngay sau khi có động đất. Triết lý đó không thể chỉnh sửa một cách kinh tế để thiết kế một vài chiếc cầu có thể trụ được sau một trận động đất lớn mà không có một sự phá huỷ đáng kể nào trên môi trường hóa lỏng đó. Tuy nhiên, triết lý đó có thể tối ưu hoá một bản thiết kế để cái giá của việc sửa chữa những thiệt hại sau trận động đất cho những chiếc cầu đó không đạt tới cái giá của việc sửa chữa và cần tránh thiệt hại khi xây dựng thêm. Phương pháp xác định khả năng hóa lỏng tại hiện trường được trình bày cụ thể trong những phần dưới đây.

Một bản báo cáo gần đây về các giải pháp xác định 2 phương pháp cơ bản nhằm đánh giá khả năng hoá lỏng tuần hoàn của trầm tích trong cát bão hoà được xem là cách xác định độ rung của động đất như sau (Seed 1979):

1. Phương pháp thực nghiệm dựa trên sự quan sát quá trình trầm tích trong một trận động đất trước và sự tương quan giữa các công địa có và không có hoá lỏng với thí nghiệm xuyên động tiêu chuẩn (SPT) để xác định tỷ trọng.

2. Phương pháp phân tích dựa trên việc xác định bằng thí nghiệm các đặc tính mật độ hoá lỏng của các mẫu không nhiễu và sử dụng các phân tích độ nhạy vị trí động lực để xác định cường độ động đất gây ra các ứng suất cắt.

Cả 2 phương pháp thực nghiệm và phân tích đều yêu cầu mức độ gia tốc nền đất tại công địa được xác định là điều kiện tiên quyết cho việc xác định khả năng hoá lỏng. Mức độ này thường được tạo thành từ các mối liên quan giữa chấn cấp động đất, khoảng cách đến chấn tâm và gia tốc cực đại.

Để thuận tiện đánh giá việc sử dụng cách tiếp cận "ứng suất toàn phần", cả hai giải pháp trên gần giống nhau và chỉ khác ở tính chất xác định cường độ hoá lỏng. Với phương pháp "ứng suất toàn phần", các cường độ hóa lỏng thông thường được biểu hiện nhanh trên hệ số tương đương không đổi hay ứng suất tuần hoàn trung bình, $(T_h)_{av}$, đóng vai trò ứng suất có hiệu ban đầu tác dụng thẳng đứng lên. Theo ước tính ban đầu, hệ số ứng suất tuần hoàn, được phát triển trong vùng do độ lún của động đất, có thể được tính từ phương trình (Seed và Idriss 1971):

$$\frac{(T_h)_{av}}{\delta'_o} = 0,65r_d \left(\frac{a_{max}}{g} \right) \left(\frac{\sigma_o}{\sigma'_o} \right) \quad (A10.1-1)$$

trong đó

- a_{max} = gia tốc đất cực đại / hiệu ứng đỉnh tại mặt đất (m/SEC²)
 σ_o = áp lực lớp phủ toàn phần trên lớp cát được xét đến (MPa)
 δ'_o = áp lực lớp phủ hiệu ứng ban đầu trên lớp cát được xét đến (MPa)
 r_d = nhân tố giảm ứng suất thay đổi từ giá trị một tại mặt đất xuống còn 0,9 ở độ sâu 9m.

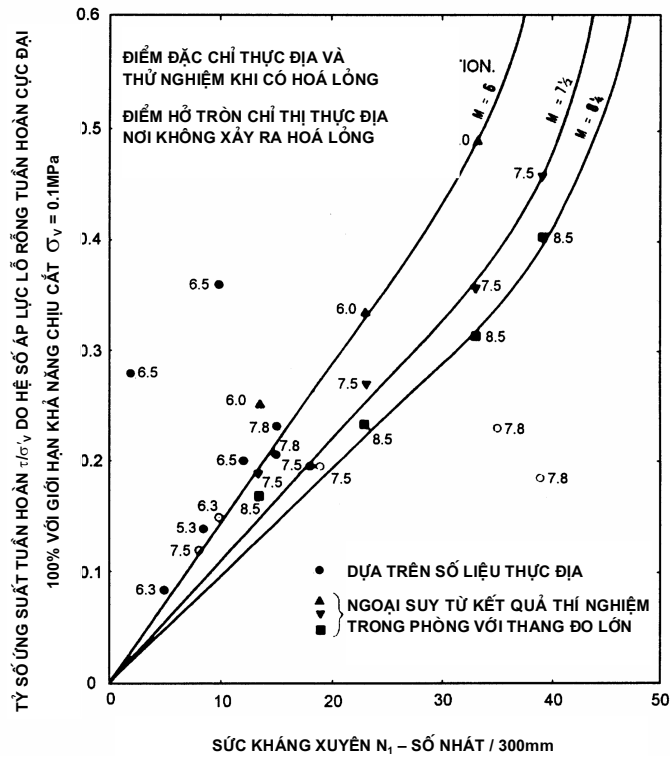
Phương pháp thực nghiệm - Các giá trị của hệ số ứng suất tuần hoàn được xác định bằng phương trình 1 tương quan với 2 vị trí có và không có hoá lỏng với các thông số như tỷ trọng tương đối dựa trên dữ liệu SPT (Seed, 1975; Castro 1975). Công thức mới nhất của hình thức tương quan này được thể hiện trong biểu đồ 1& 2. N_1 là sức kháng xuyên động tiêu chuẩn của cát được chỉnh sửa theo áp suất lớp phủ hiệu ứng của 0,069 MPa khi áp dụng mối quan hệ.

$$N_1 = NC_N$$

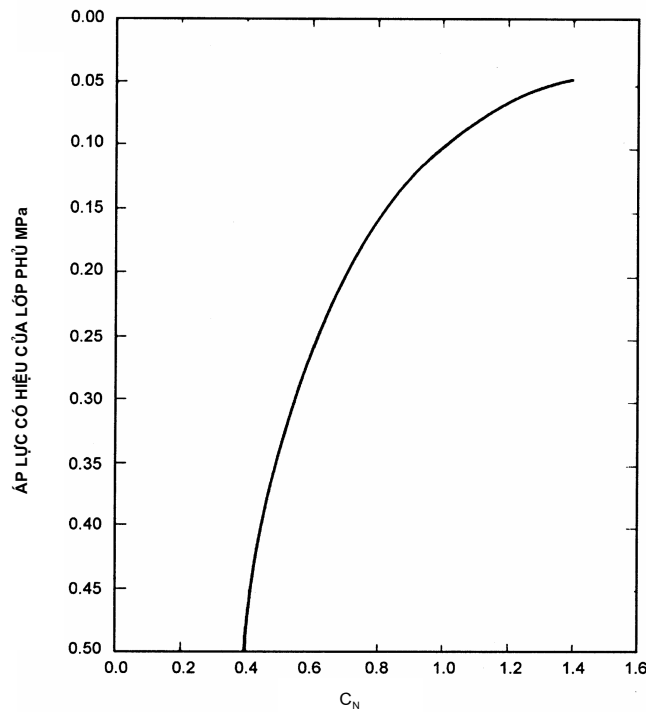
trong đó:

- N = sức kháng xuyên động đo được (Blows/300mm)
 C_N = hệ số hiệu chỉnh lấy theo biểu đồ 2

Thực vậy, tại một vị trí và một gia tốc mặt đất tối đa cho trước, hệ số ứng suất trung bình phát triển trong quá trình động đất $(T_h)_{av}/\sigma'_o$, mà tại đó hoá lỏng có thể xuất hiện, được biểu hiện bởi mối tương quan thực nghiệm được thể hiện trên biểu đồ 1. Mối tương quan cường độ khác nhau phản ánh ảnh hưởng của động đất trong khả năng hoá lỏng. Hệ số an toàn chống lại hoá lỏng có thể được xác định bằng cách so sánh hệ số ứng suất yêu cầu dẫn đến nguyên nhân gây hoá lỏng với kết quả tính toán động đất gây ra. Có thể lấy hệ số an toàn là 1,5 là để đảm bảo an toàn chống lại hoá lỏng cho trường hợp các vị trí cầu là quan trọng.



Hình A10.1-1 - Mối tương quan giữa đặc tính hoá lỏng và sức kháng xuyên



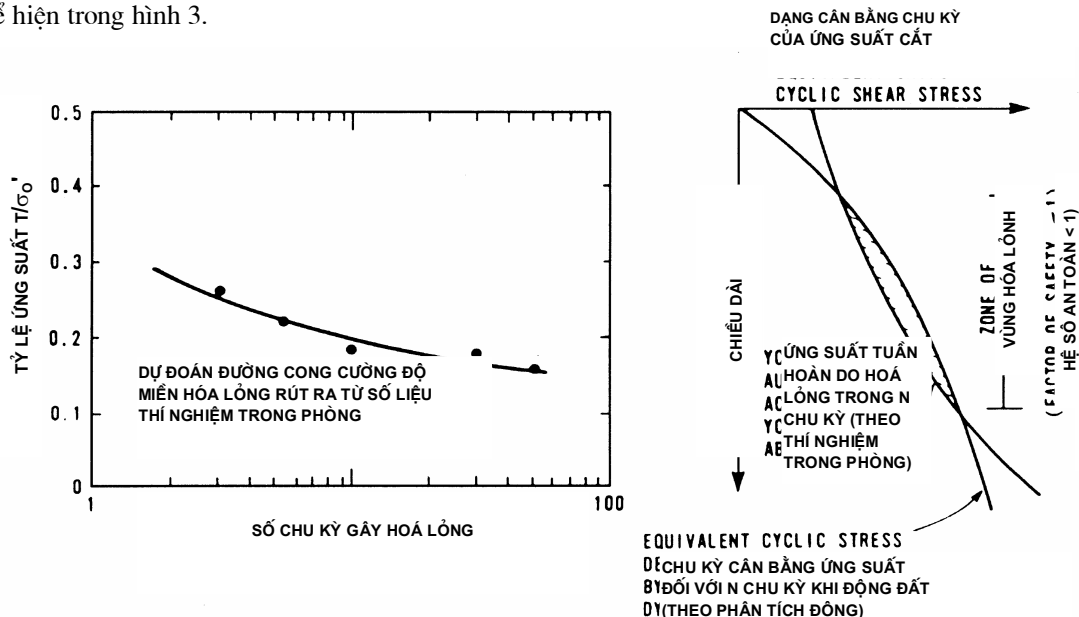
Hình A10.1-2 - Mối quan hệ giữa C_N và áp lực có hiệu của lớp phủ

Việc phát triển phương pháp thực nghiệm gần đây đã được mô tả bởi Dezfulian và Prager (1978) trong đó sự tương quan giữa thí nghiệm xuyên tĩnh CPT với thí nghiệm xuyên động tiêu chuẩn SPT cho phép số đo xuyên tĩnh CPT trong cát (được biểu thị là điểm kháng q_c) được dùng như một thước đo khả năng hoá lỏng. CPT có lợi thế là kinh tế hơn SPT, và vì chúng có thể cung cấp các số lỏng liên tục về độ kháng theo chiều sâu, các mạch liên kết mỏng có thể có khả năng hoá lỏng của cát có thể được xác định rõ hơn.

Mặc dù thí nghiệm xuyên tĩnh có lợi thế rõ ràng là phương pháp đánh giá hoá lỏng khoáng sàng định hướng, nhưng phải lưu ý rằng tương quan thực nghiệm này được thiết lập từ cơ sở dữ liệu rất hạn chế tại các hiện trường bao gồm chủ yếu các trầm tích của loại cát bùn hạt nhỏ. Sự tương quan có thể bị phân tán đối với bùn cát và bùn sỏi (ở đó dữ liệu blowcount rất khó giải thích) và với cát thô, nơi mà hệ thống thoát nước từng phần đạt tới áp suất ống có thể xảy ra trong khi động đất. Hơn thế, trong những tình huống có ứng suất phụ xuất hiện do các hoạt động xây dựng, cần cẩn thận khi giải thích sự tương quan này.

Phương pháp phân tích - Cách tiếp cận bằng phân tích nhằm đánh giá khả năng hoá lỏng phải dựa trên sự so sánh giữa cường độ hoá lỏng khoáng sàng hình thành từ các cuộc kiểm tra thí nghiệm theo chu kỳ trên những mẫu không nhiễu và ứng suất cát gây động đất. Trong cách tiếp cận này, phải thấy được sự phát triển đường cong cường độ hoá lỏng lấy từ kết quả chỉnh số liệu thí nghiệm trong phòng đối với điểm để tính các yếu tố như mô phỏng ứng suất tuần hoàn chính xác, tạp âm mẫu, những ảnh hưởng lão hoá, quá trình ứng suất tuần hoàn khoáng sàng, và chấn cấp trong của ứng suất theo phương ngang tại chỗ. Những mô phỏng này yêu cầu trình độ kỹ sư phù hợp. Đồng thời trong nhiều trường hợp không thể lấy được các mẫu cát không nhiễu.

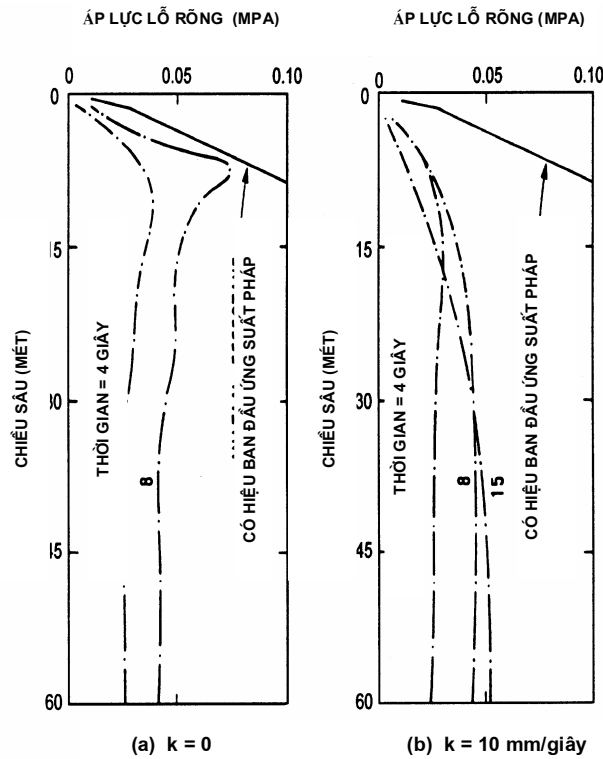
Độ cong cường độ hoá lỏng được tạo thành sẽ là duy nhất, nếu phân tích ứng suất toàn phần được sử dụng, khả năng hoá lỏng được đánh giá từ sự so sánh với ứng suất cát gây ra động đất theo dự tính được thể hiện trong hình 3.



Hình A10.1-3 - Nguyên tắc của phương pháp phân tích (ứng suất toàn phần) để đánh giá khả năng hoá lỏng

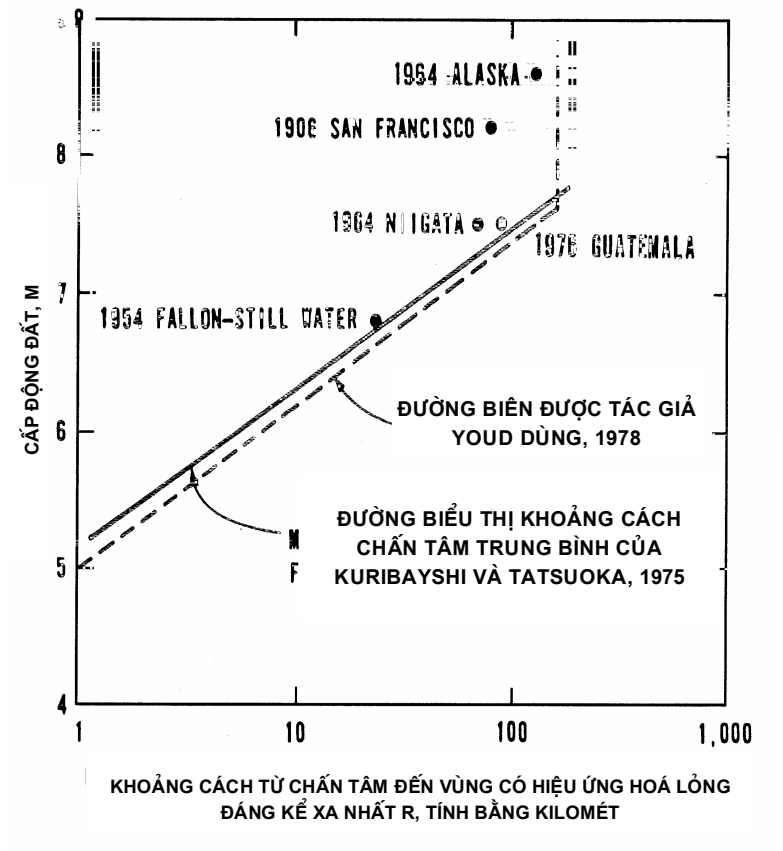
Mức độ ứng suất cắt do động đất có thể được thiết lập từ phương pháp đơn giản hoá (Seed and I driss 1971) hoặc từ những đánh giá tỉ mỉ nhờ sử dụng các chương trình ứng xử động "tuyến tính cân bằng" đơn chiều, ví dụ như SHAKE. Mức ứng suất trung bình được thiết lập bằng cách sử dụng khái niệm cân bằng số các chu kỳ (xấp xỉ 10 trong động đất M7 và 30 trong M8.5). Gần đây hơn, các chương trình phi tuyến được định hướng cho việc tính toán ứng xử này.

Một biểu hiện rõ hơn của việc phát triển hoá lỏng tăng lên không ngừng sẽ được nhận biết bằng cách sử dụng cách tiếp cận ứng suất có hiệu tại điểm mà áp lực nước lên lỗ rỗng tăng lên đồng thời với lời giải ứng xử động học phi tuyến (Finn 1978, Martin và Seed 1979) và ảnh hưởng của khả năng áp lực nước lên lỗ rỗng biến mất trong khi động đất cũng được tính đến. Cách tiếp cận này cho số liệu đúng thời điểm của sự tăng áp lực nước lên lỗ rỗng trong quá trình động đất như đã chỉ ra trong hình 4.



Hình A10.1-4 - Phương pháp ứng suất có hiệu để nhận biết hoá hơi nhờ hiệu ứng thẩm (theo Finn. 1977)

Cần chú ý rằng những biểu hiện xấu của khả năng hoá lỏng có thể thấy được bằng cách sử dụng mối tương quan thực nghiệm hình thành giữa chấn cấp của động đất và khoảng cách từ chấn tâm tới vùng hoá lỏng xa nhất. Một mối quan hệ như vậy được Youd và Perkins miêu tả và được sử dụng như một cơ sở cho việc chuẩn bị các bản đồ có thể cảm nhận sự rạn nứt mặt đất gây hoá lỏng.



Hình 10.1-5- Khoảng cách cực đại đến vùng hoá lỏng đáng kể như một hàm của cấp động đất

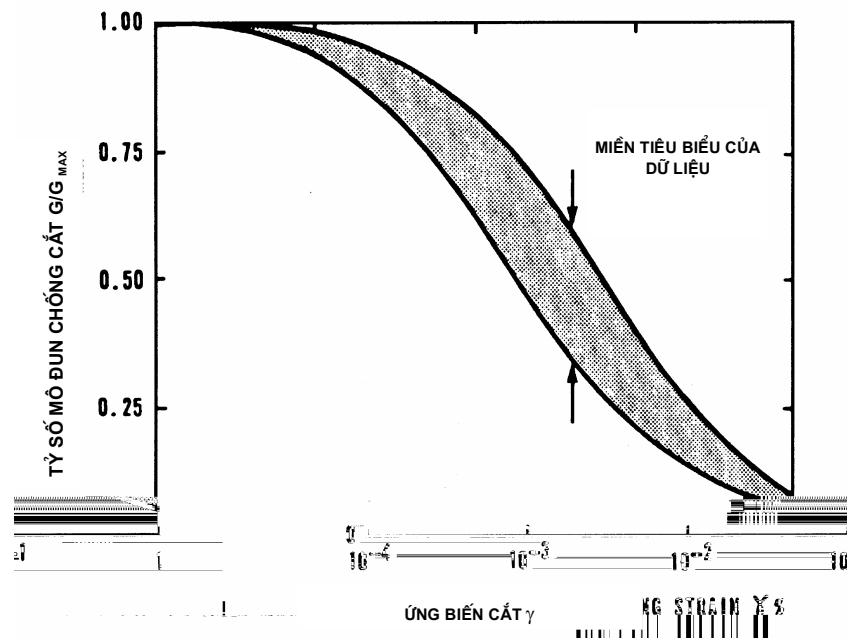
A10.2. THIẾT KẾ MÓNG

Thông thường trong thực tế người ta chấp nhận việc thiết kế móng chống động đất bằng việc phải sử dụng cách tiếp cận tĩnh học hình thức, trong đó tải trọng động đất tác động lên móng được xác định từ các phản lực và các momen cần thiết cho cân bằng kết cấu. Mặc dù cách tiếp cận thiết kế sức chịu tải theo kiểu truyền thống vẫn được áp dụng với các yếu tố giảm sức chịu tải tương thích nếu như muốn có một giới hạn an toàn chống “hư hỏng”, vẫn phải lưu ý một số yếu tố liên quan đến tính động học của tải trọng động đất.

Dưới tải trọng chu kỳ do tần số động đất, độ bền sinh ra do nhiều lớp đất lớn hơn độ bền tĩnh học. Đối với đất không dính và không bão hoà, có thể tăng lên khoảng 10%, trong khi đó đối với đất dính có thể tăng lên 50%. Tuy nhiên đối với các lớp đất sét bão hoà yếu hơn và cát bão hoà, phải phát hiện ra khả năng thoái hóa về độ bền và độ cứng dưới tải trọng lặp theo chu kỳ. Đối với các cầu được phân loại ở Khu vực 2, việc sử dụng sức bền tĩnh học của đất để đánh giá móng đủ tin cậy về an toàn và trong hầu hết các trường hợp, độ bền và độ cứng dưới tác dụng của tải trọng lặp sẽ không phải là vấn đề do độ động đất nhỏ. Tuy nhiên, đối với cầu ở Khu vực 3, cần phải quan tâm đến khả năng về độ cứng, độ bền của đất ngoài hiện trường khi đánh giá khả năng giới hạn của móng cho thiết kế động đất.

Vì tải trọng động đất xảy ra ngắn trong thiên nhiên, cho nên sự mất khả năng chịu lực của đất trong một thời gian ngắn trong một chu kỳ tải trọng có thể là không đáng kể. Có thể cần phải quan tâm hơn đến độ chuyển vị hoặc độ quay của móng theo chu kỳ kết hợp với sự biến dạng của đất, bởi vì nó có thể có ảnh hưởng đáng kể đến chuyển vị kết cấu hoặc phân bố momen uốn và lực cắt trong các trụ (cột) và các kết cấu khác.

Do sự phù hợp của móng làm ảnh hưởng tới phân bố lực và mô men trong một kết cấu và tác động đến dự báo các chu kỳ của thiên nhiên nên cần có hệ số độ cứng tương đương cho hệ số móng. Trong nhiều trường hợp, việc sử dụng các giải pháp phân tích khác nhau được dùng cho các chân bệ và cọc, trong đó giả thiết rằng đất là một môi trường đàn hồi. Trong khi sử dụng những công thức đó cần phải nhận biết rằng hệ số đàn hồi tương đương của đất là một hàm số của biên độ ứng suất, và giá trị mô đun tải trọng động đất cao có thể không đáng kể so với những đánh giá đó đối với mô đun tải trọng động đất thấp. Sự tương quan giữa mô đun chống cắt và biên độ ứng suất cắt trong trường hợp cát được thể hiện trong hình 1.

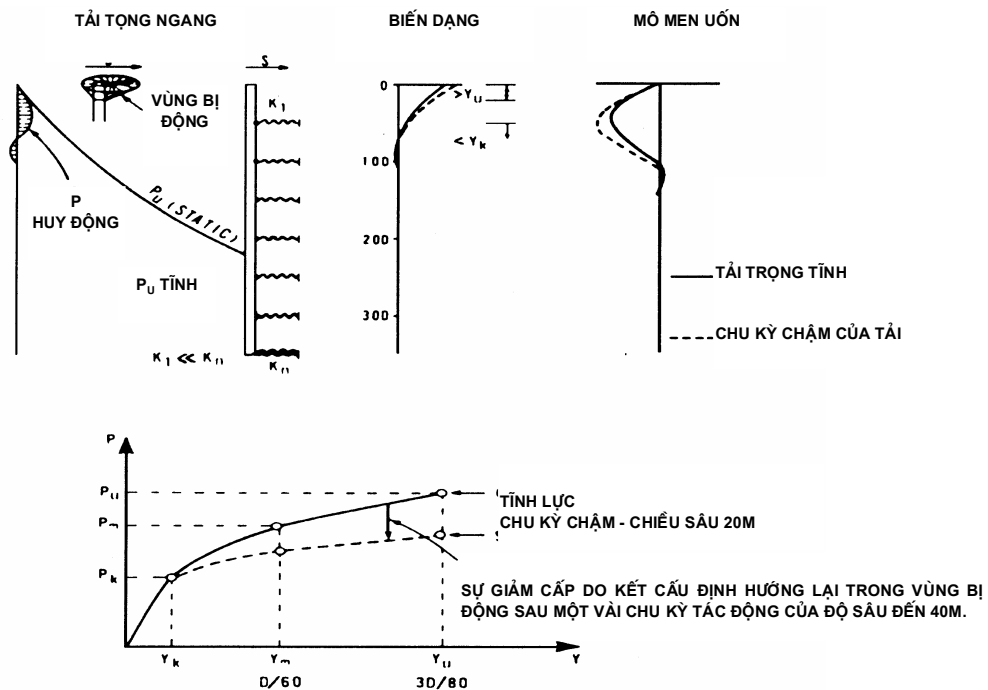


Hình A10.2-1 - Biến đổi của mô đun chống cắt theo ứng biến cắt đối với cát

Dựa trên cơ sở quan sát thực nghiệm và quan sát hiện trường, người ta ngày càng nhận thấy rằng dạng móng có thể (uplift) hoặc lắc lư (rocking) khả dĩ tức thời khi chậm tải trong động đất làm cho móng tách vỡ khỏi nền đất, có thể chấp nhận để thiết kế chính xác những biện pháp ngăn ngừa (Taylor và Williams 1979). Các nghiên cứu thực nghiệm cho thấy rằng biến dạng quay bên dưới móng khi lắc lư có thể tạo ra hiệu quả cho sự tiêu hao năng lượng. Tuy nhiên, cần phải cẩn thận để tránh việc gây ra những biến dạng dọc đáng kể cùng với sự chảy dẻo có thể của đất trong quá trình lắc lư của động đất cũng như sự di chuyển quá giới hạn của trụ. Những điều này có thể dẫn đến những khó khăn trong thiết kế với những thay thế tương đối nhiều.

Tải trọng ngang của cọc - Phần lớn các giải pháp phổ biến để ước tính độ cứng ngang của cọc thẳng đứng là dựa trên giả thiết về sự làm việc đàn hồi và áp dụng khái niệm dầm tương đương (Davisson và Gill 1960), dầm trên nền đàn hồi của Winkler (Matlock và Reese 1960), giải pháp chuỗi liên tục đàn hồi (Poulos 1971). Tuy nhiên, việc sử dụng các phương pháp có xét đến phản lực thứ yếu phi tuyến dẫn đến cho phép phá huỷ đất có thể là quan trọng đối với tải trọng ngang ở mức cao của các cọc nằm trong đất sét mềm và cát. Cách làm như vậy được đề cập trong lời đề nghị của Viện dầu khí Mỹ để thiết kế dầm khoan ngoài khơi. Phương pháp áp dụng phản lực thứ yếu phi tuyến hoặc đường cong P-Y đối với cát và đất sét đã được phát triển một cách thực nghiệm từ các cuộc thí nghiệm chất tải tại hiện trường.

Các yếu tố chung của bản phân tích API trong trường hợp cát đã được minh họa trong Hình 2. Dưới những tải trọng lớn, một vùng phá huỷ bị động phát triển gần đầu cọc. Các dữ liệu thí nghiệm chỉ ra rằng giới hạn bên, p_u , đối với tải trọng ngang tương ứng với độ võng của đầu cọc, y_u , khoảng $3d/80$, ở đây d là đường kính cọc. Lưu ý là phần lớn sức kháng theo phương ngang tập trung bên trên với độ sâu khoảng $5d$. Phương pháp API cũng cho thấy sự thoái hóa trong độ bền chống lực ngang với trọng tải tuần hoàn, mặc dù trong trường hợp cát bão hòa, sự thoái hóa nêu trên không phản ánh sự gia tăng áp suất nước lên lỗ rỗng. Sự giảm độ bền chống lực ngang do động đất gây ra, sự gia tăng áp lực nước hổng trường tự do trong cát bão hòa đã được miêu tả bởi Finn và Martin (1979). Một phương pháp số cho phép sử dụng đường cong P.Y. ARL để tính các đặc trưng độ cứng cọc hình thành bước cơ bản cho chương trình máy tính BMCOL76 được mô tả bởi Bogard và Matlock (1977)



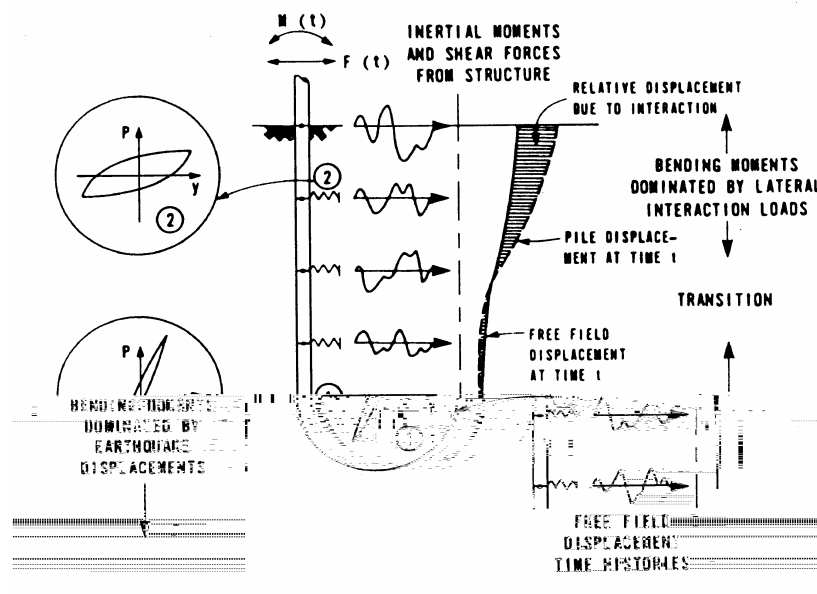
Hình A10.2-2 - Tải trọng ngang của cọc trong cát - sử dụng tiêu chuẩn API

Sự ảnh hưởng của hoạt động nhóm lên độ cứng cọc đôi khi là chủ đề gây tranh cãi. Các giải pháp dựa trên lý thuyết đàn hồi có thể là gây hiểu nhầm về độ cong xuất hiện gần đầu cọc. Dẫn chứng thực nghiệm cho thấy rằng tác dụng của nhóm là không đáng kể đối với cọc có khoảng cách trống lớn hơn 4d tới 6d.

Đối với hệ thống cọc xiên, sự tính toán độ cứng cọc theo phương ngang được tổ hợp bởi độ cứng của các cọc chịu nén và chịu kéo dọc trục. Việc thừa nhận biến dạng uốn trong nhóm cọc xiên có thể tạo thành phản lực cao trên đầu cọc cũng là một vấn đề quan trọng.

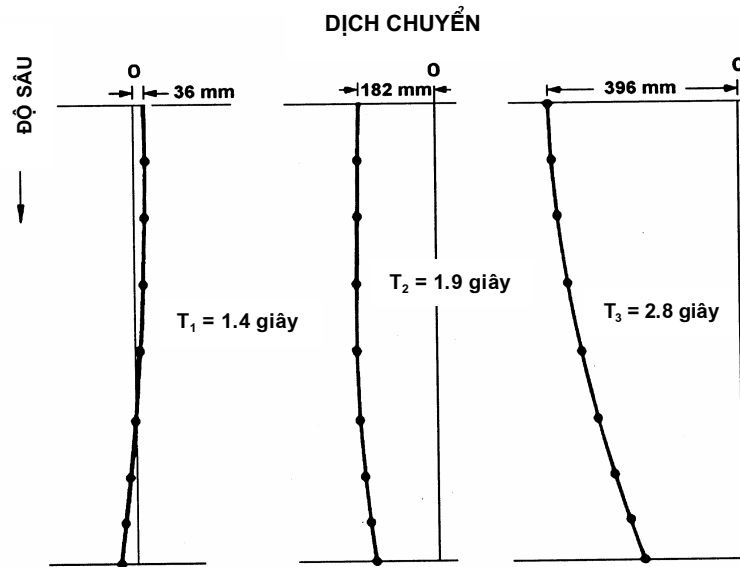
Nên nhớ rằng cho dù cọc xiên có kinh tế khi chịu tải trọng ngang, nhưng nếu góc nghiêng theo phương ngang quá nhọn thì chỉ gây lực dọc trục. Do đó, sự thay đổi ngang tương đối rộng của vùng bùn bao quanh dẻo hơn có thể xuất hiện trong khi đáp ứng động đất kiểu trường tự do tại hiện trường (đặc biệt nếu những thay đổi lớn trong độ cứng của đất xuất hiện suốt độ dài của cọc), và những thay đổi tương đối này có thể gây ra các momen uốn cọc cao. Vì lý do này, các hệ thống cọc đứng dẻo hơn được kiến nghị ở những chỗ mà tải trọng ngang gây ra uốn gần đầu cọc. Tuy nhiên, các hệ thống cọc như vậy phải được thiết kế cọc mềm vì những chuyển vị ngang lớn có thể cần thiết để chống lại tải trọng ngang. Một bản thiết kế có tính đến sử dụng cọc xiên đặt ở những khoảng cách nhất định có thể mang lại một hệ thống có lợi về độ thích ứng giới hạn và tính kinh tế để chịu lực dọc trục do lực ngang gây ra.

Sự tương tác giữa cọc và đất - Việc sử dụng đặc điểm độ cứng của cọc để xác định momen uốn của cọc ở nơi có động đất dựa trên phương pháp tiếp cận tĩnh học hình thức cho thấy rằng các momen sinh ra chỉ do các tải trọng ngang từ các tác dụng quán tính của kết cấu cầu. Tuy nhiên phải nhớ rằng tải trọng quán tính được sinh ra từ sự tương tác của di chuyển đất, nếu động đất trường tự do với các cọc và sự tự dịch chuyển trường tự do có thể ảnh hưởng đến momen uốn. Điều này được minh họa chi tiết ở Hình 3. Lịch sử thời gian dịch chuyển động đất trường tự do cung cấp dữ liệu cho các số liệu đầu vào của độ bền chống lực ngang của các phân tử mặt phân cách truyền xuống cọc. Gần đầu cọc momen uốn bị ảnh hưởng của các tải trọng tương tác ngang sinh ra do tác dụng quán tính lên kết cấu cầu. Tại một độ sâu lớn hơn (ví dụ sâu hơn 10d), tại đây độ cứng của đất tăng dần lên cùng với độ cứng của cọc, cọc sẽ liên kết để biến dạng giống như trường tự do, và momen uốn của cọc trở thành một hàm số của độ cong do sự dịch chuyển của trường tự do.



Hình A10.2-3- Cơ chế tương tác giữa cọc và đất trong khi có tải trọng động đất

Hình 4 minh họa đặc tính dịch chuyển của trường tự do, hình này miêu tả mặt cắt đất không dính sâu 61m của trận động đất El Centro. Đáp ứng của trường tự do được xác định bằng cách sử dụng phân tích đáp ứng đơn chiều phi tuyến. Từ các mặt cắt dịch chuyển chỉ ra trong những thời gian đặc biệt, có thể ước tính được độ cong và momen uốn của cọc nếu giả sử rằng cọc bị liên kết để dịch chuyển cùng với đáp ứng của trường tự do.



Hình A10.2-4- Mặt cắt tiêu biểu của dịch chuyển do động đất

Độ cong lớn có thể tăng lên tại các mặt phân cách giữa các lớp đất yếu và đất cứng. Trong những trường hợp như vậy, cần phải dùng cọc dẻo để uốn. Margason (1979) cho rằng động đất mạnh có thể sinh ra độ cong lớn đến $2,36 \times 10^{-5}$ mm, nhưng không có vấn đề gì đối với cọc thép thiết kế tốt hay cọc bê tông dự ứng lực.

Những vấn đề nghiên cứu kết hợp với hệ thống tương tác kết cấu cọc đất hoàn thiện, như giới thiệu ở Hình 3, đã được Penzien trình bày cho hệ thống cọc cầu ở tầng đất sâu (1970). Matlock (1978) đã trình bày một nghiên cứu tương tự như vậy nhưng với một hệ thống kết cấu cọc đơn giản hơn (SPASM) so với nghiên cứu của Penzien. Như vậy mẫu được sử dụng là một phiên bản năng động của chương trình BMCOL đã đề cập ở trên.

A.10.3. NHỮNG YÊU CẦU ĐẶC BIỆT VỀ CỌC

Những điều không thể dự báo được đối với các tính chất đáp ứng của đất nền và cầu đòi hỏi sử dụng các hệ thống nền móng có dung sai. Dưới độ cong và lực cắt sinh ra cần phải có độ dài, và vì vậy các cọc như các cọc thép mặt cắt H và cọc bê tông bọc vỏ thép thích hợp ở các khu vực có khả năng xảy ra địa chấn cao. Những cọc bê tông cốt thép thường bị gãy giòn trong tự nhiên, do vậy cần xác định rõ sự gia cố theo chiều dài trên qui ước để giảm mức độ/ khả năng rủi ro này. Cốt thép chịu lực nên được kéo dài vào tận móng để kết hợp với cốt đai và để giúp cho việc chuyển tải từ cọc sang mũi cọc.

Kinh nghiệm cho thấy là những cọc bê tông cốt thép thường có xu hướng bị uốn cong hay mũi cọc bị vỡ vụn ngay lập tức. Do vậy, ta nên giảm khoảng cách cốt đai tại khu vực này để bê tông được chịu lực tốt hơn. Cọc bê tông đúc ly tâm cần được chế tạo với số lượng cốt đai xoắn ốc đáng kể để đảm bảo tốt sức bền của mặt cắt và khả năng chịu đựng của những độ cong bị oằn xuống dưới tác động của đất và sự đáp ứng của kết cấu. Hiển nhiên, điều đó nhằm đảm bảo rằng các cọc không đổ dưới cốt nền và sự uốn cong mềm dẻo trong các cột bắt buộc xảy ra trên phần cốt nền. Những yêu cầu thêm về thiết kế cọc tập trung vào các cọc dành cho những cầu được phân loại ở Khu vực 3, nơi mà tải trọng động đất thường xảy ra, phản ánh triết lý trong thiết kế nhằm mục đích giảm thiểu những thiệt hại dưới lòng đất mà không dễ dàng phát hiện được trận động đất lớn kế tiếp.

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 pôlime 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, giếng 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 ngấn, 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 phô ra để đề phòng sự nứt trên bề mặt do các thay đổi nhiệt độ gây ra.
- **Tường bán trọng lực** mảnh 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 phô 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^2) (11.9.5.3)
A_m	=	hệ số gia tốc lớn nhất của tường tại trọng tâm (11.9.6)
A_{refi}	=	diện tích cốt gia cường theo chiều thẳng đứng (mm^2/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^2) (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) (C11.9.5.1.4)
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_{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_{fg}	=	khả năng chịu lực nhỏ được tăng lên bởi sức kháng bị động trên ô lưới (N) (11.9.5.3)
P_{fs}	=	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_s	=	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 (kg/m^3) (11.9.5.3)
δ	=	góc ma sát giữa mặt tường và đất đắp phía sau (độ) (C11.10.1)
ψ	=	góc ma sát cốt gia cường đất (độ) (11.9.5.3)
φ	=	hệ số sức kháng (11.5.4)
φ_f	=	góc nội ma sát của đất đặt móng (độ) (11.9.5.2.2)
σ_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 móng (11.9.7)
σ_v	=	ứng suất thẳng đứng trong đất (MPa) (11.9.5.2.2)
σ_{v1}	=	ứng suất thẳng đứng của đất (MPa) (11.9.7)
σ_{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 nên 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 mố, 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 mố, trụ và tường.

11.5.3. TRẠNG THÁI GIỚI HẠN CƯỜNG ĐỘ

Phải nghiên cứu thiết kế các mố 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 mố 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 ϕ , được quy định trong bảng 11.5.6-1

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

Các mố, 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 quán 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
Các tường neo		
Sức kháng đỡ của các cấu kiện thẳng đứng		Áp dụng Chương 10.5
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	
	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	
	Tương quan với cường độ nén nở hông.	0,65
	Dùng cường độ cát từ thí nghiệm trong phòng	0,65
	Dùng cường độ cắt 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 cắt 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
Các tường đất gia cố cơ học		
Sức kháng đỡ		Áp dụng Chương 10.5
Trượt		Áp dụng Chương 10.5

LOẠI TƯỜNG VÀ TRẠNG THÁI		HỆ SỐ SỨC KHÁNG
Các tường neo		
Sức kháng đỡ của các cấu kiện thẳng đứng		Áp dụng Chương 10.5
Sức kháng kéo của cốt gia cường bằng kim loại	Cốt gia cường kiểu dải bằng <ul style="list-style-type: none"> • Chảy dẻo của mặt cắt nguyên trừ đi phần diện tích tổn thất • Phá hoại của mặt cắt thực trừ đi diện tích tổn thất. 	0,85
	Cốt gia cường kiểu lưới <ul style="list-style-type: none"> • Chảy dẻo của mặt cắt nguyên trừ đi diện tích tổn thất • Phá hoại của mặt cắt thực trừ đi diện tích tổn thất 	0,70 0,75
	Các mối nối <ul style="list-style-type: none"> • Chảy dẻo của mặt cắt nguyên trừ đi phần diện tích tổn thất. • Phá hoại của mặt cắt thực trừ đi diện tích tổn thất 	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"> • Polyetylen • Polypopylen • polyester • polyamin • Polyetylen tỷ trọng cao 	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. Từ cường độ chịu kéo trạng thái giới hạn "4b"	0,41 0,66
Sức kháng nhỏ cực hạn của đất		0,90
Các tường lắp ghép từ các mô đun		
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 CHẮN 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 mố liền khối.

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

11.6.1.3. Các tác động của tải trọng lên mố

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 phân trọng lượng hữu hiệu của mố khi tính các tác động tải trọng vào mố.

Khi dùng các móng mở rộng, đoạn nhô ra về phía sau phải thiết kế như là một dầm hẫng được đỡ bởi thân mố 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 liền khối với các mố, hoặc đứng tách riêng, phân cách với tường mố 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 chấn 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. Mố

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.

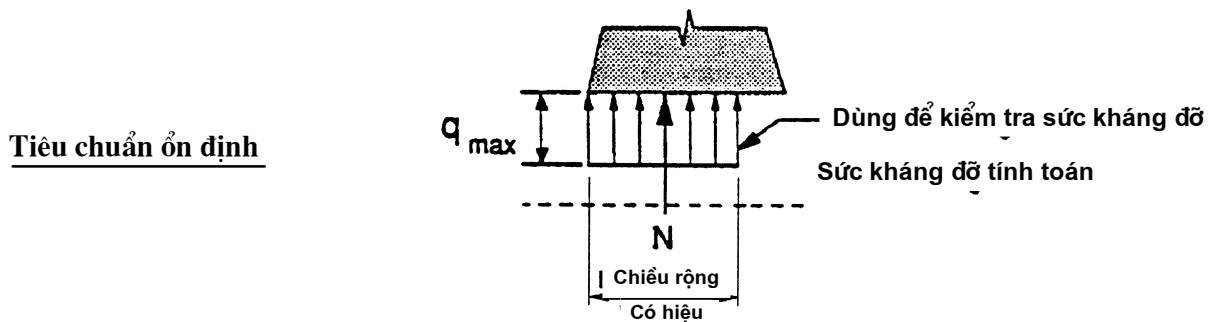
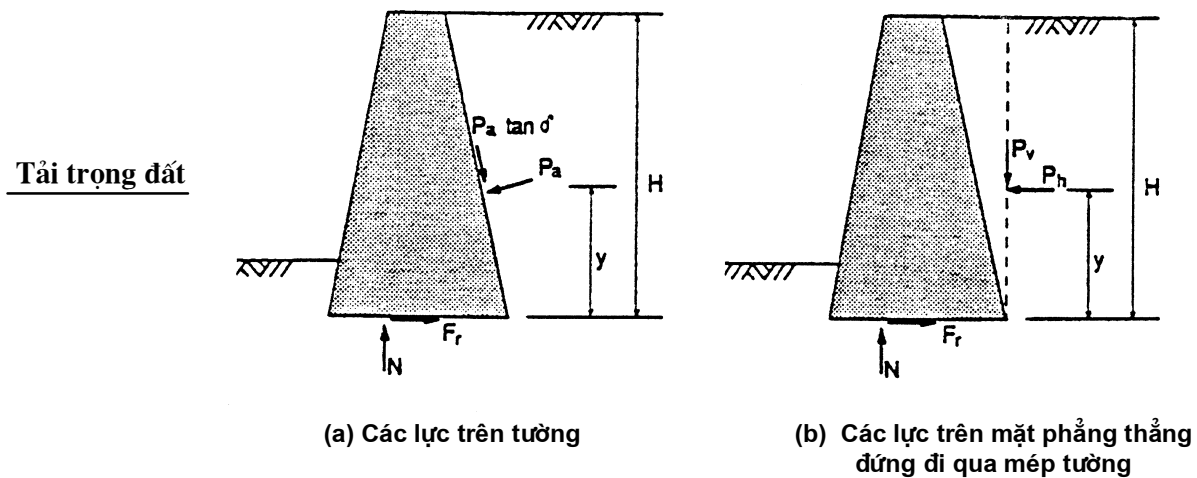
Phải áp dụng các quy định của các Điều 10.6.2.2, 10.7.2.2 và 10.8.2.2 khi thích hợp.

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

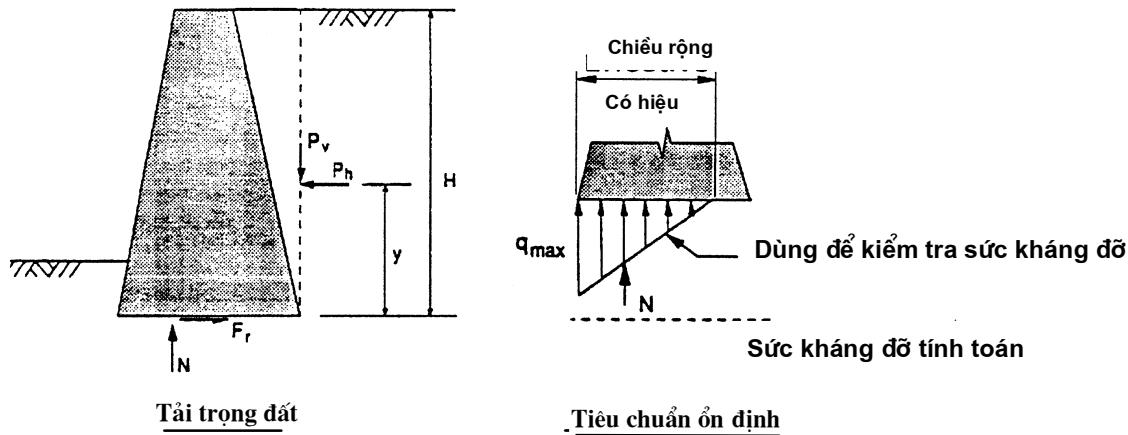
11.6.3.1. Tổng quát

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).



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)



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 móng 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 móng 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 $\varphi = 1,0$ 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.

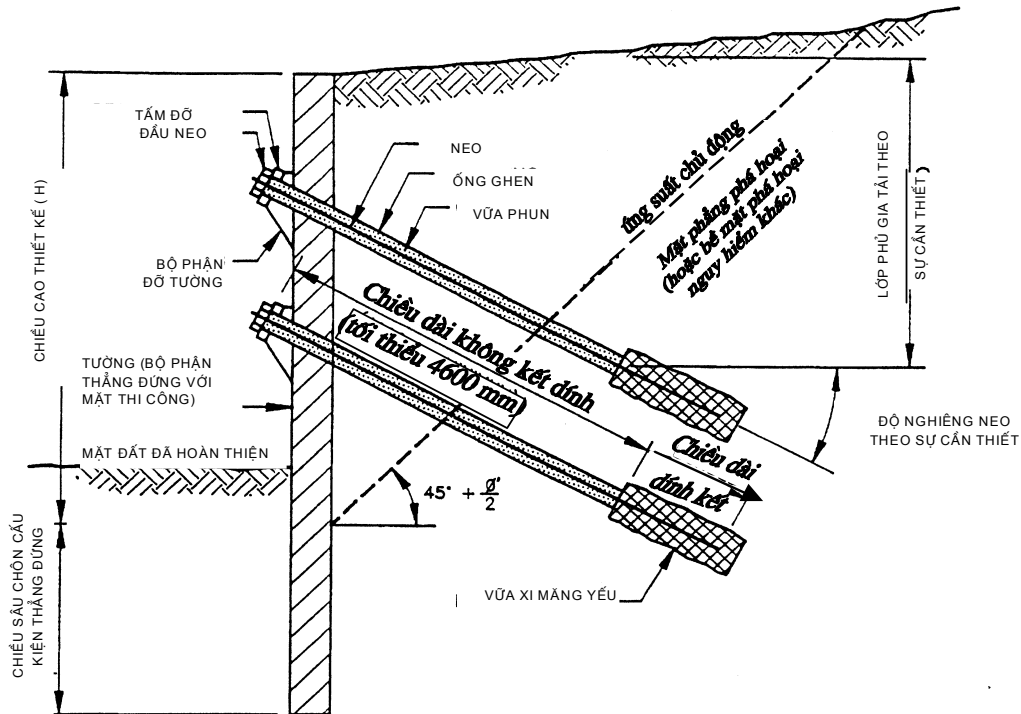
11.8. TƯỜNG CÓ NEO

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 cơ 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 nhỏ 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	4-10	145
	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)
Granit hoặc badan	730
Đá vôi đolômít	585
Đá vôi mềm/sa thạch	440
Đá phiến và điệp 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 hữu dụng 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 bề 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 cân 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, mác 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 mũi nối và độ cong vênh giới hạn của mặt tường MSE

Chiều rộng mũi 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° .

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° .

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 đất

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 đất

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 đất

Đối với cả hai loại cốt gia cường dải và ô lưới, chiều dài cốt gia cường đất 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
Năm 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).

σ_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 σ_H tại mỗi cao độ cốt gia cường phải là :

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

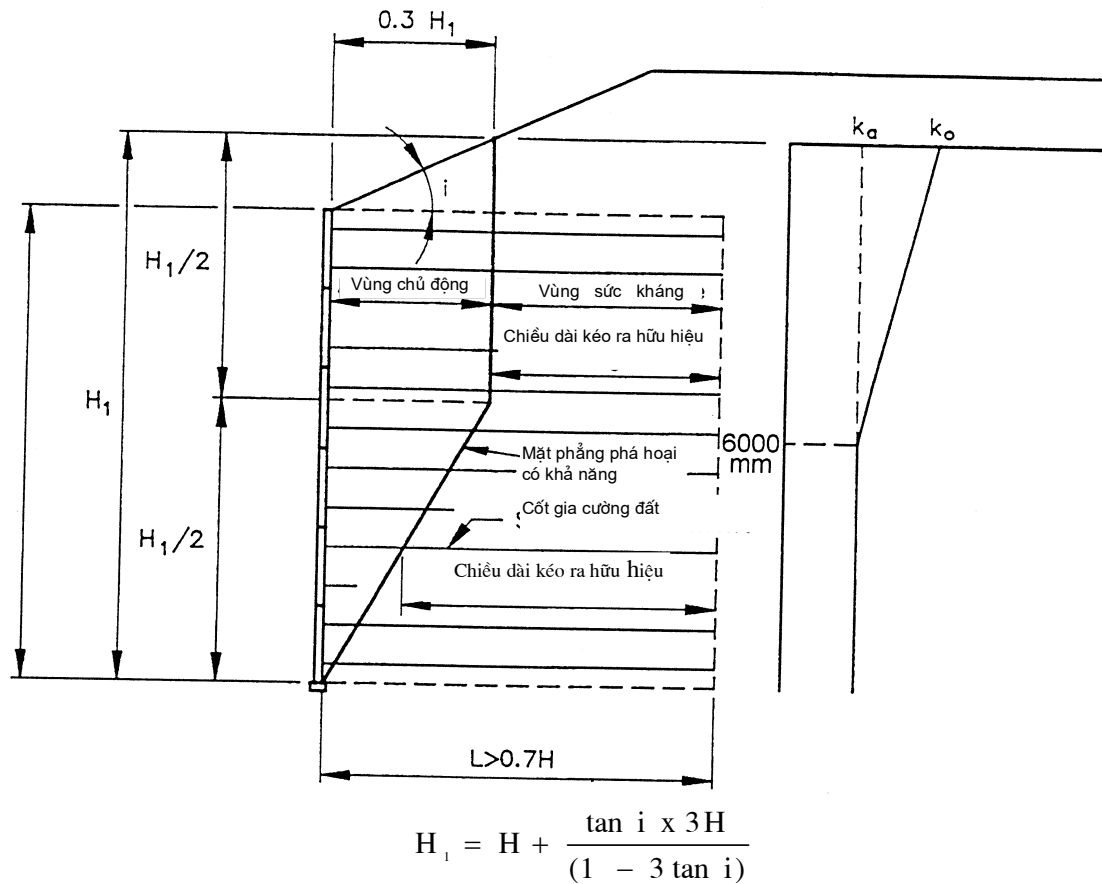
trong đó :

- 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;
- σ_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, σ_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 ϕ_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° , 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 trực 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 gián dài

11.9.5.2.3. Các cốt gia cường có thể gián dài.

Độ ổn định bên trong đối với các kết cấu được thi công với các cốt gia cường pòlime phải được phân tích bằng cách dùng phương pháp luận của phương pháp gắn 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 $45^\circ + \varphi/2$ 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 thuỷ 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

$$P_{fs} = g f^* Y_s Z A_s \times 10^{-9} \quad (11.9.5.3-1)$$

trong đó:

- g = gia tốc trọng trường (m/s²)
 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 dầy 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/m³);

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 tgφ_f, tại chiều sâu 6000mm, trong đó φ_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;

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

trong đó :

- ψ = góc ma sát cốt gia cường-đất (độ).

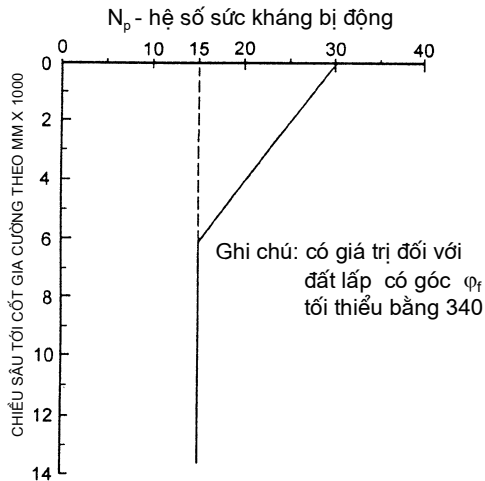
Đối với hệ cốt thép ô lưới có thanh ngang đặt cách nhau 150mm hoặc lớn hơn, quan hệ tổng quát đối với khả năng nhỏ cực hạn được lấy như sau:

$$P_{fg} = g N_p Y_s Z n A_b \times 10^{-9} \quad (11.9.5.3-3)$$

trong đó :

- g = gia tốc trọng trường (m/s²);
 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/m³);

- 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 dầy tổn thất nào của các thanh đặt ngang(đường kính nhân với chiều dài) (mm²);



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/s²);
 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/m³);
 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;
 φ_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:

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

với:

$$R_{eff_i} = \frac{b'_i L_{ci}}{S_{H_i}} \quad (11.9.6.2-2)$$

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_{ci} = 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. MỔ MSE (ĐẤT GIA CỐ CƠ HỌC)

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:

- σ_{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
- σ_H = độ lớn của áp lực ngang do gia tải (MPa).
- σ_{V1} = ứng suất thẳng đứng của đất (MPa).
- σ_{V2} = ứng suất thẳng đứng của đất do tải trọng của bệ móng (MPa).
- k = hệ số áp lực đất thay đổi giữa k_o và k_a theo quy định trong Hình 11.9.5.2.2-1.
- k_o = 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 bệ móng móng phải là số nhỏ hơn của chiều dài cách xa đầu cuối bệ 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 bệ móng phải là 150mm.

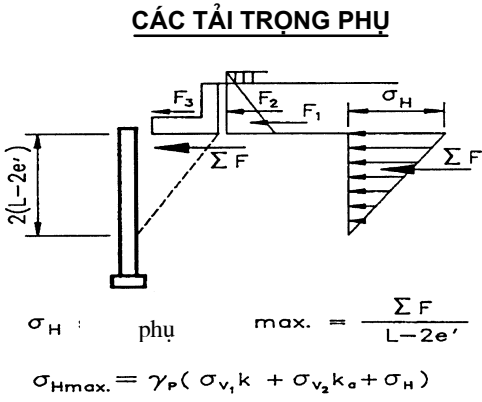
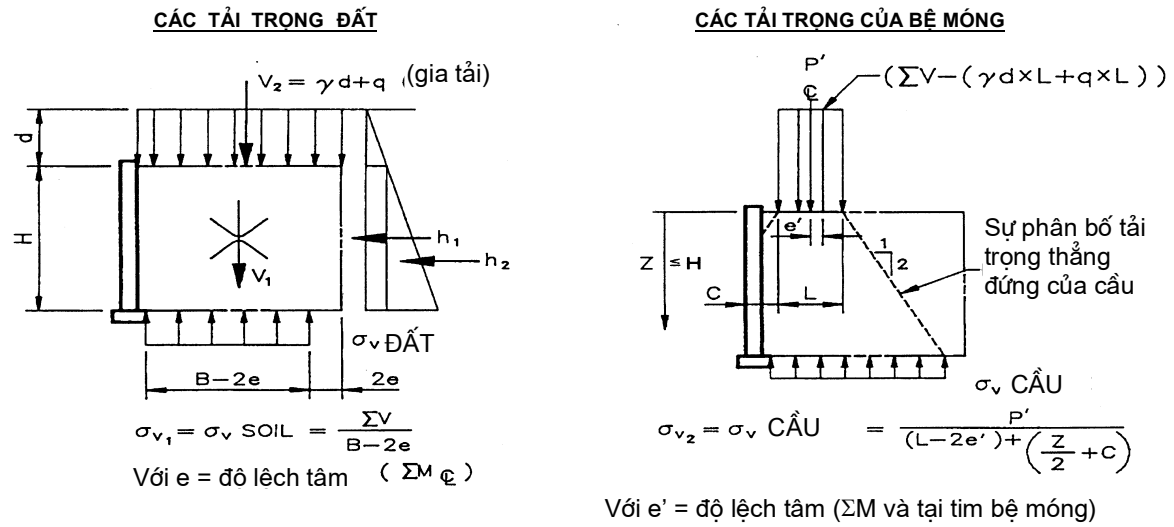
Phải áp dụng các quy định trong điều 10.6.2.2.

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 gắn 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 thủy 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 thủy 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 học 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 góc 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 φ_r có thể lấy bằng 34° . Trong trường hợp thiếu các số liệu cụ thể, phải dùng góc ma sát lớn nhất là 30° .

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.

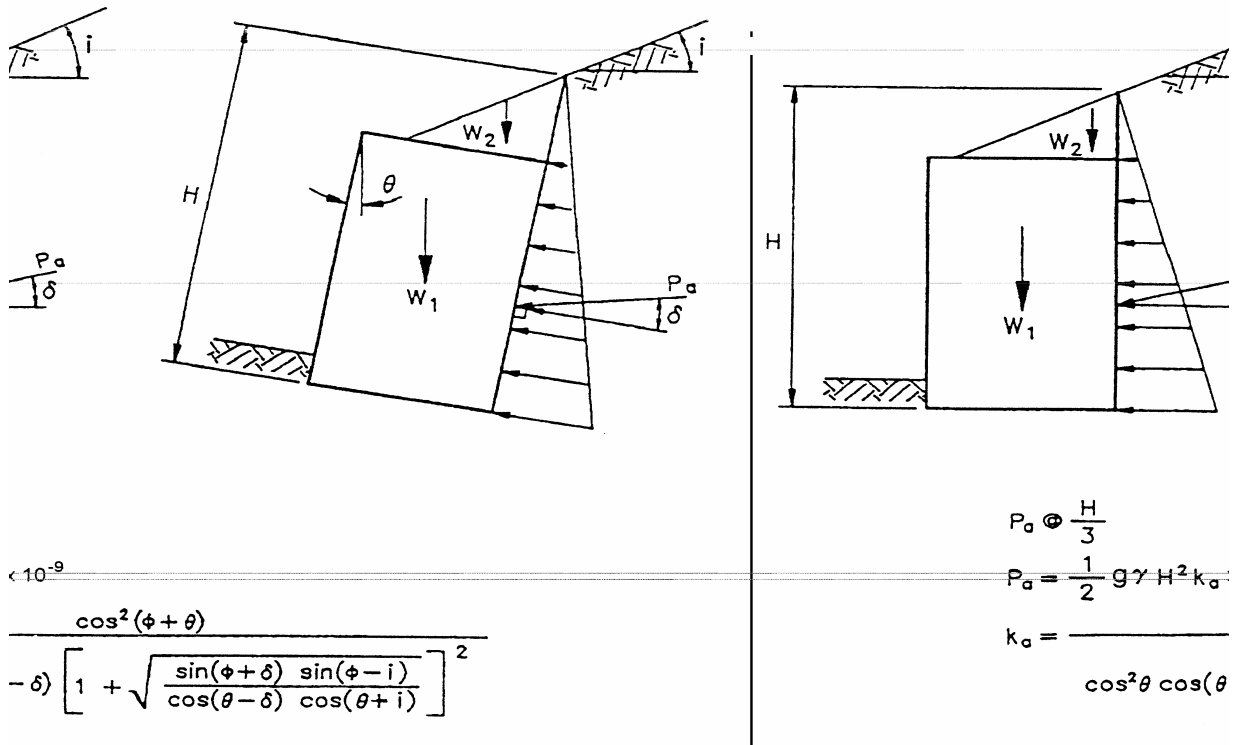
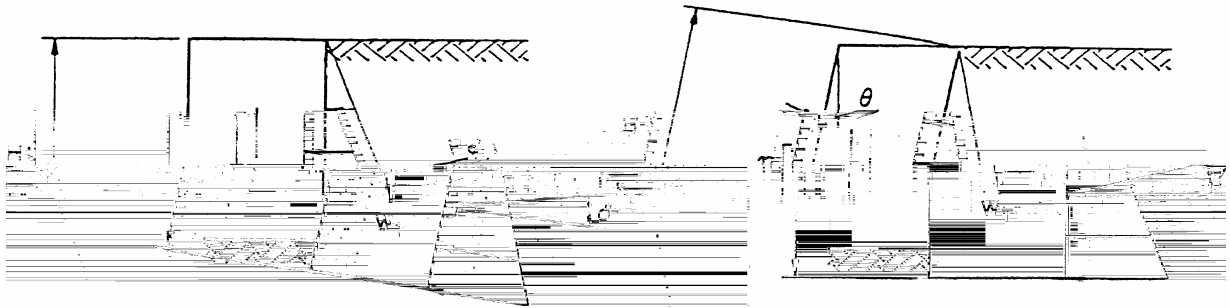
Phải bỏ qua các áp lực bị động trong các tính toán về ổn định, trừ khi đáy tường kéo dài xuống dưới chiều sâu xói lớn nhất, chiều sâu tan băng hoặc rối loạn khác. Riêng đối với trường hợp này, số lớn hơn của các độ sâu này có thể được xét cho sức kháng bị động hữu hiệu.

11.10.3.2. Độ trượt

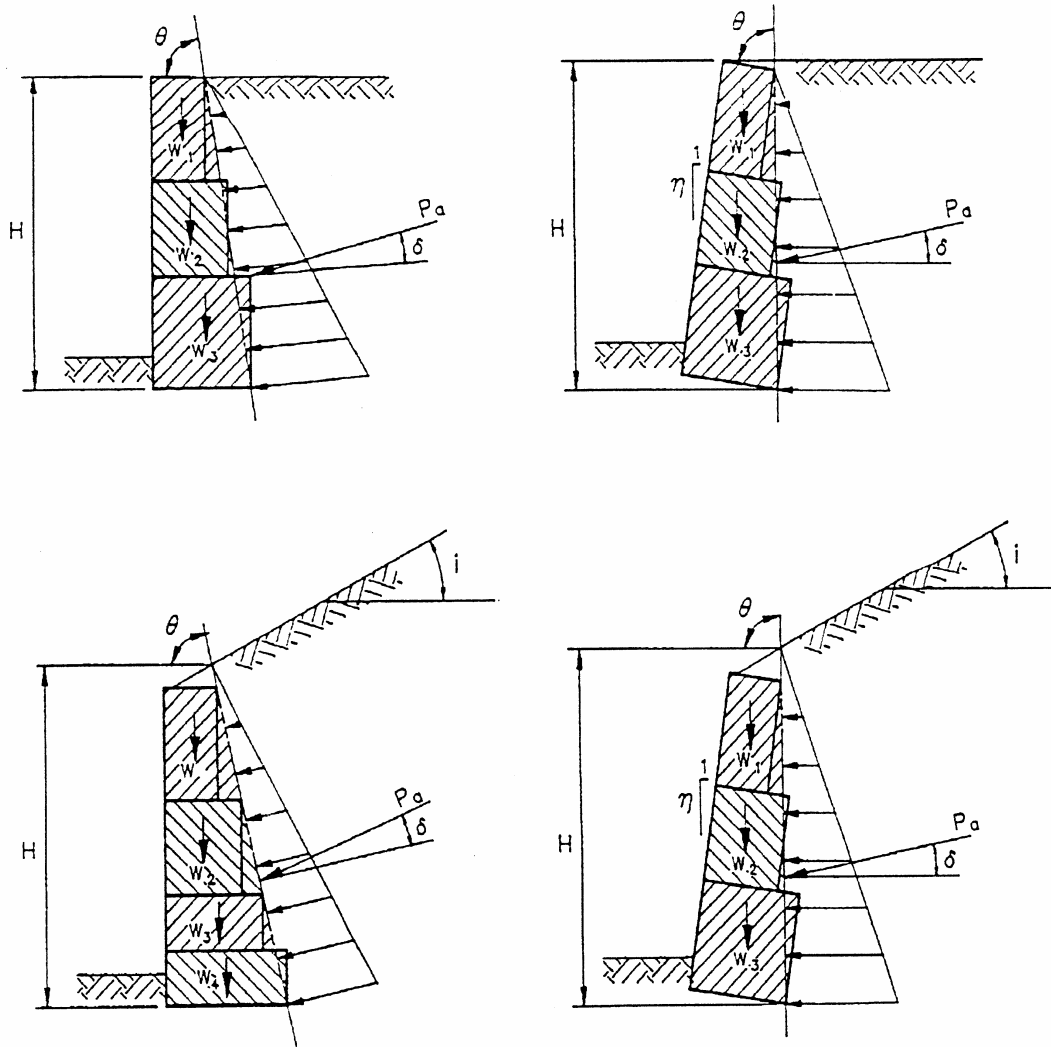
Phải áp dụng các quy định của Điều 10.6.3.3.

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 φ_r của khối đất đắp và φ_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, φ_r phải dùng góc ma sát lớn nhất là 30° .



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 bề 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:

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

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 đất 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..

Bộ 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.