

UKA AUSTRALIA

GS. TSKH. NGUYỄN VĂN QUẢNG

NỀN MÓNG VÀ TẦNG HẦM NHÀ CAO TẦNG

26
17:17



NHÀ XUẤT BẢN XÂY DỰNG

BÀI GIẢNG

NỀN MÓNG VÀ TẦNG HẦM NHÀ CAO TẦNG

MỤC LỤC	TRANG
Chương I: Tài liệu tính toán nền móng và tầng hầm nhà cao tầng	
1.1. Tài liệu về địa điểm xây dựng	
1.2. Tài liệu về công trình và tải trọng	
1.3. Lập nhiệm vụ khảo sát	
<i>1.3.1. Yêu cầu về khảo sát địa chất công trình</i>	
<i>1.3.2. Yêu cầu về khảo sát địa chất thủy văn.</i>	
1.4. Nghiên cứu tài liệu báo cáo khảo sát và đánh giá kết quả khảo sát trước khi thiết kế công trình	
Chương II. Xác định tải trọng tác động lên công trình	
2.1. Đặc điểm tính toán kết cấu, nền móng công trình ngầm	
2.2. Tải trọng tác động lên công trình ngầm	
2.3. Áp lực thẳng đứng lên công trình ngầm	
2.4. Các loại áp lực ngang tác dụng lên công trình	
Chương III. Xác định sức chịu tải của cọc	
3.1. Xác định sức chịu tải của cọc BTCT theo vật liệu	
<i>3.1.1. Cọc chịu nén</i>	
<i>3.1.2. Cọc chịu kéo</i>	
3.2. Xác định sức chịu tải của cọc BTCT chịu nén theo đất nền	
<i>3.2.1. Theo tính chất cơ lý của đất nền (theo XNIP 2.02.03.85 hoặc theo TCXD205-1998)</i>	
<i>3.2.2. Theo chỉ tiêu cường độ của đất nền (TCVN205 - 1998)</i>	
<i>3.2.3. Xác định sức chịu tải của cọc theo kết quả xuyên tĩnh (theo TCVN 205-1998):</i>	
<i>3.2.4. Theo kết quả thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn (TCVN 205:1998)</i>	
<i>3.2.5. Các phương pháp thí nghiệm xác định sức chịu tải của cọc</i>	
Chương IV. Tính toán móng cọc nhồi	
4.1. Khái niệm chung	
4.2. Tính toán móng cọc nhồi	
4.3. Xác định sức chịu tải của cọc nhồi theo phương pháp thử động (PDA)	
4.4. Kiểm tra chất lượng cọc bằng thí nghiệm biến dạng nhỏ (PIT)	
4.5. Xác định giá trị tải trọng giới hạn từ kết quả thí nghiệm nén tĩnh	
4.6. Xác định số lượng cọc trong đài móng	
4.7. Kiểm tra nền móng cọc theo trạng thái giới hạn thứ nhất	
4.8. Kiểm tra nền móng cọc theo trạng thái giới hạn thứ hai	

4.8.1. <i>Tính toán độ lún cho móng đơn cọc</i>	
4.8.2. <i>Tính toán độ lún cho móng bè cọc</i>	
4.9. Xác định chiều cao đài cọc và tính thép cho đài cọc	
4.10. Thiết kế móng cọc chống động đất	
4.11. Một số lưu ý về cấu tạo móng cọc khoan nhồi	
Chương V. Tính toán và thiết kế tường chắn đất, tường cừ và tường trong đất	
5.1. Các loại tường chắn	
5.2. Tính toán tường chắn	
5.3. Một số biện pháp tăng khả năng ổn định và chịu lực của tường chắn	
5.4. Tính toán tường mềm/cừ	
5.4.1. <i>Tính toán tường mềm/cừ công xôn</i>	
5.4.2. <i>Tính toán tường có một thanh chống/ neo</i>	
5.4.3. <i>Tính toán tường có nhiều thanh chống/ neo</i>	
5.5. Tính toán tường liên tục theo các giai đoạn thi công	
5.5.1. <i>Phương pháp Sachimana (Nhật Bản)</i>	
5.5.2. <i>Phân tích phương pháp phân tử hữu hạn ứng dụng tính hệ thanh trên nền đàn hồi.</i>	
5.6. Một số vấn đề về neo/ chống	
5.6.1. <i>Khái niệm chung</i>	
5.6.2. <i>Kết cấu neo</i>	
5.6.3. <i>Tính toán neo</i>	
5.6.4. <i>Tính toán neo khi có động đất</i>	
Chương VI. Cọc nhồi chịu tải trọng ngang	
6.1 Đặt vấn đề	
6.2. Tính toán cọc nhồi chịu tải trọng ngang	
6.3. Tính toán cọc có thanh chống/neo	
6.4. Tính toán tiết diện cọc	
6.5. Tính toán tường chắn có trụ cọc khoan nhồi	
6.6. Trường hợp có kể đến sự tạo vòm đất giữa các cọc	
6.7. Trường hợp không xét sự tạo vòm của đất giữa các cọc	
6.8. Tính toán một số chi tiết chống đỡ tạm thời vách hố đào sâu trong quá trình thi công	
6.9. Một số lưu ý khi sử dụng cọc nhồi gia cường cho tường chắn	
Chương VII. Thiết kế tầng hầm nhà cao tầng	
8.1 Tính toán tường tầng hầm	
8.2. Tính toán công trình hình tròn trên mặt bằng	
8.3. Kiểm tra ổn định thấm của đáy hố đào	

Chương VIII. Tính toán dầm, bản móng trên nền đàn hồi	
9.1. Khái niệm chung	
9.2. Bản đáy công trình ngầm	
9.2.1. Bản đáy công trình ngầm dạng phẳng	
9.2.2. Bản đáy công trình ngầm dạng vòm ngược	
Chương IX. Tính toán dầm, bản móng trên nền đàn hồi	
9.1. Khái niệm chung	
9.2. Tính toán dầm trên nền đàn hồi theo phương pháp nền biến dạng cục bộ	
9.3. Dầm trên nền đàn hồi theo phương pháp Zemôskin	
9.4. Dầm trên nền đàn hồi theo phương pháp của GS. Ximvulidi	
9.5. Tính toán dầm cong trên nền đàn hồi	
9.6. Tính toán móng bản trên nền đàn hồi	

MỞ ĐẦU

Nhà cao tầng kết hợp tầng hầm ngày nay được xây dựng phổ biến, đặc biệt tập trung tại các đô thị lớn. Do quỹ đất khan hiếm và nhờ khoa học công nghệ ngày càng phát triển số tầng nhà cao tầng ngày càng được nâng lên. Do đó vấn đề nền móng công trình nhà cao tầng và tầng hầm ngày càng đóng vai trò quan trọng.

Tài liệu nền móng và tầng hầm nhà cao tầng nhằm cung cấp cho sinh viên những hiểu biết cơ bản và có hệ thống trong công tác tính toán và thiết kế nền móng nhà cao tầng cũng như tầng hầm và công trình ngầm nói chung.

CHƯƠNG I.

TÀI LIỆU TÍNH TOÁN NỀN MÓNG

Trước khi thiết kế nền móng công trình cần thực hiện các công việc sau đây:

- Tìm hiểu về địa điểm xây dựng, công năng và đặc điểm công trình
- Lập nhiệm vụ khảo sát (địa hình, địa chất công trình, địa chất thủy văn), tiến hành khảo sát.
- Nghiên cứu và đánh giá kết quả khảo sát để lựa chọn giải pháp hợp lý.

1.1. Tài liệu về địa điểm xây dựng.

Hiểu biết về địa điểm xây dựng là cần thiết khi tính toán nền móng, trong đó cần đặc biệt lưu ý 3 vấn đề chính:

- *Vị trí xây dựng công trình:*

+ Nghiên cứu tài liệu lưu trữ: Bản đồ phân vùng địa chất công trình; tình hình động đất, công trình lân cận và kinh nghiệm xử lý nền móng, các tài liệu lưu trữ khác.

+ Nghiên cứu hiện trường: các hố đào sâu hiện có, các luồng lạch dẫn nước, bãi rác chôn lấp và khả năng tồn tại nguồn nước ngầm có áp. Vấn đề giao thông, điều kiện thi công nền móng.

+ Đánh giá mức độ phức tạp của địa hình: mức độ uốn nếp, khả năng và hướng trượt lở, đá lăn của các lớp đất đá.

- *Các công trình lân cận*: khoảng cách tới các công trình nổi, ngầm lân cận, khả năng ảnh hưởng tới công trình xây mới.

- *Cao độ tự nhiên và cao độ công trình thiết kế*: Cần phải xác định cao độ đào, đắp tôn nền liên quan đến tải trọng được dỡ bớt hoặc bổ sung lên nền đất tại vị trí xây dựng.

1.2. Tài liệu về công trình và tải trọng.

- *Đặc điểm công trình*: Công năng công trình, hồ sơ thiết kế kiến trúc, kết cấu phân thân, các trục định vị cột, tường, hệ chịu lực. Độ lún tuyệt đối và độ lún lệch cho phép của công trình.

- *Đặc điểm tải trọng*: Tải trọng chưa xét đến trong quá trình giải khung kết cấu bên trên, mức độ chênh lệch tải trọng giữa các khối nhà; phương án bố trí khe lún cho công trình. Các tổ hợp và hướng tác dụng của tải trọng; các tải trọng từ công trình lân cận. công trình giao thông.

Trong tính toán thiết kế cần sử dụng các tài liệu tiêu chuẩn hiện hành về kết cấu thép, bê tông cốt thép, tiêu chuẩn tải trọng và tác động và các tài liệu liên quan khác

1.3. Lập nhiệm vụ khảo sát

- Do chủ trì thiết kế nền móng soạn thảo.

- Được sự thống nhất của chủ đầu tư và nên có ý kiến góp ý của cán bộ khảo sát địa chất.

1.3.1. Yêu cầu về khảo sát ĐCCT

- Cần đưa ra các yêu cầu cụ thể về phương pháp khảo sát, các chỉ tiêu, tính chất cần thiết.

- Các phương pháp khảo sát. Trong đó thường sử dụng:

Phương pháp khoan thăm dò:

- Đường kính lỗ khoan ít nhất là 108mm - trong sét - cát và 89mm - trong đá.

- Hạ ống mẫu bằng cách: đóng, ép, khoan, chấn động và xoay.

- Khoảng cách lấy mẫu thông thường là 2-3m/mẫu nhưng mỗi tầng địa chất phải lấy ít nhất 6 mẫu.

- Kết hợp với khoan thăm dò cần yêu cầu thí nghiệm SPT và có thể bổ sung xuyên tĩnh nhằm giảm bớt số lượng lỗ khoan.

Vị trí và khoảng cách giữa các lỗ khoan:

- Nên bố trí trong vùng có đặt các tải trọng tập trung lớn, theo chu vi tường công trình, những chỗ giao nhau của các trục nơi tập trung các tải trọng từ cột, thiết bị lớn

- Những vị trí gần với ao hồ, sông ngòi, thung lũng.

- Khoảng cách giữa các hố khoan thông thường bố trí từ 10 đến 30m/hố. Tại những vị trí phức tạp, thung lũng, lạch nước, khu vực trượt lở nên bố trí hố khoan dày hơn.

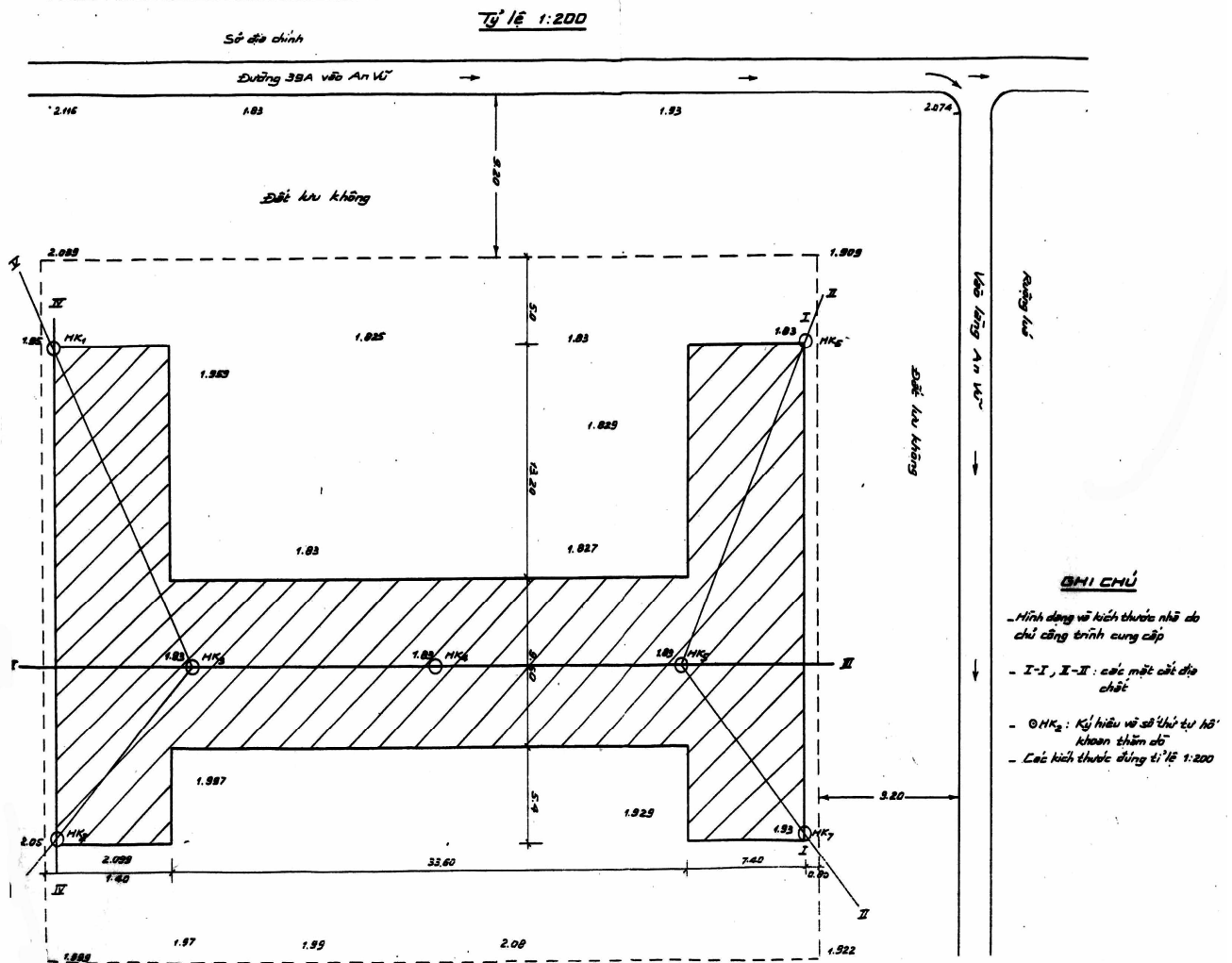
- Đối với các công trình độc lập nên bố trí thiếu 03 hố khoan.

- Đối với các công trình ngầm kéo dài các lỗ khoan được bố trí dọc trục và theo phương vuông góc với trục của chúng, cách nhau $60 \div 200m$ (cho giai đoạn thiết kế kỹ thuật).

- Khi khảo sát công trình ngầm có kích thước giới hạn trong mặt bằng khoảng cách giữa các lỗ khoan có thể thay đổi từ 150 đến 20m.

- Mặt bằng vị trí bố trí lỗ khoan thể hiện trên **hình.1.1.**

SƠ ĐỒ VỊ TRÍ HỖ KHOAN THĂM DỒ KHU ĐẤT XÂY DỰNG SỞ TƯ PHÁP TỈNH HUNG YÊN



H1.1 Sơ đồ vị trí lỗ khoan

Chiều sâu lỗ khoan (phụ thuộc vào chiều sâu vùng chịu nén H_a):

- Cần khoan một số lỗ khoan sâu vào lớp đất tốt chịu lực ít nhất 5-7,5m (công trình có tải lớn thì lấy giá trị lớn). Các lỗ khoan còn lại chỉ cần khoan sâu hơn đáy vùng chịu nén H_a 1-2m.

- Mức độ tốt, xấu của đất có thể đánh giá theo trạng thái và tính chất cơ lý của chúng. Ví dụ: đối với cát có góc ma sát trong $\varphi > 25^\circ$ chặt vừa đến chặt; đối với đất sét có độ sệt $B < 0,50$ và mô đun biến dạng $E_0 > 100 \text{ kg/cm}^2$ ($E_0 > 10000 \text{ kPa}$) hoặc xác định theo chỉ số SPT ($N_{SPT} > 50$).

- Đối với nhà cao tầng từ 10 tầng đến 25 tầng nên chọn lớp đất có $N_{SPT} > 50$, trên 25 tầng nên chọn lớp đất có $N_{SPT} > 100$ làm lớp chịu lực. Đối với nhà cao tầng sử dụng móng cọc, độ sâu khoan vào lớp đất tốt hợp lý nhất là (8-10)m.

- Vùng chịu nén H_a được tính từ đáy móng (hoặc từ đáy móng khối quy ước khi sử dụng móng cọc) tới độ sâu thoả mãn bất đẳng thức sau đây:

$$\sigma_z \leq (0,1-0,2)\sigma_{BT}$$

Trong đó: σ_z - ứng suất gây lún do công trình gây nên; σ_{BT} - ứng suất bản thân của các lớp đất tạo nên, tính từ cốt thiên nhiên.

Giá trị 0,1 sử dụng khi nền đất dưới độ sâu H_a là lớp đất yếu như bùn các loại, đất có mô đun biến dạng $E_0 < 50 \text{ kg/cm}^2$ ($E_0 < 5000 \text{ kPa}$) trạng thái dẻo nhão có độ sệt $B > 0,75$ hoặc cát ở trạng thái xốp, có góc ma sát trong $\varphi < 10^\circ$.

- Đối với công trình ngầm chiều sâu lỗ khoan thường sâu hơn đáy công trình 6÷10m hoặc khoan sâu vào lớp bên nước 2÷ 3m.

- Đối với kết cấu “tường trong đất” chiều sâu lỗ khoan thường được kiến nghị lấy bằng 1,5H +5m (H- chiều sâu tường).

- Khi lập nhiệm vụ khảo sát cần yêu cầu đơn vị khảo sát cung cấp:

+ cốt cao độ lỗ khoan theo mốc chuẩn cố định;

+ Thời gian khảo sát.

Phương pháp đào giếng thăm dò:

- Theo phương pháp này có thể quan sát cấu tạo khối đất bằng mắt, lấy mẫu từng lớp đất, xác định đặc tính độ bền và biến dạng trực tiếp.

- Có thể đào hố, giếng đứng, đường hầm nhánh.

- Các hố đào này nên kết hợp tại vị trí sẽ bố trí giếng đứng, giếng nghiêng của công trình ngầm.

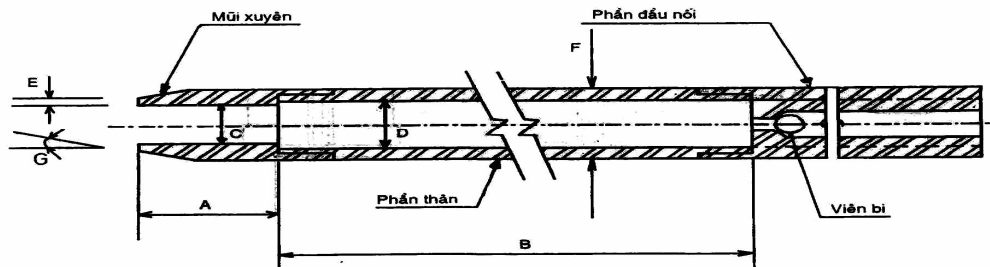
Phương pháp xuyên:

- Dùng để xác định chỉ tiêu độ bền và sức chống cắt của đất tại hiện trường.

- Các phương pháp xuyên hiện dùng là xuyên tiêu chuẩn (SPT) và xuyên tĩnh (CPT).

Phương pháp SPT:

- Thiết bị khoan tạo lỗ khoan: thông thường lỗ khoan được kết hợp với lỗ khoan lấy mẫu thí nghiệm trong phòng, lỗ khoan có đường kính trong khoảng 55-163mm; cần khoan thích hợp nhất cho thí nghiệm SPT là cần khoan có đường kính ngoài 42mm, trọng lượng 5,7kg;



$$A = 25 \pm 75 \text{ mm}$$

$$D = 38 \pm 1,5 \text{ mm}$$

$$G = 16^\circ - 23^\circ$$

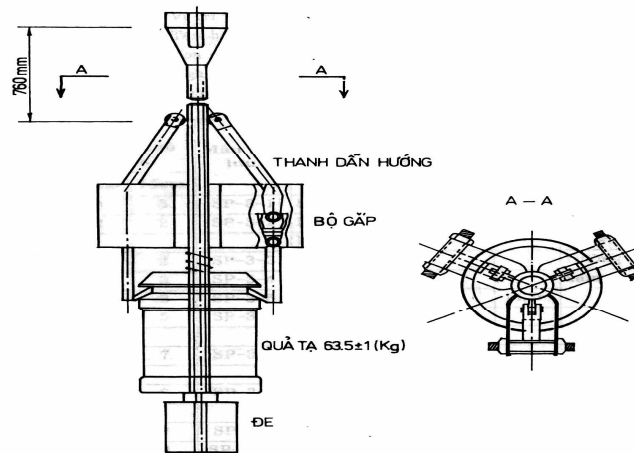
$$B = 450 \pm 750 \text{ mm}$$

$$E = 2,5 \pm 0,25 \text{ mm}$$

$$F = 51 \pm 1,5 \text{ mm}$$

$$C = 35 \pm 0,15 \text{ mm}$$

H.1.2 Cấu tạo đầu xuyên SPT



H.1.3 Cấu tạo đầu búa đóng trong thí nghiệm SPT

- Đầu xuyên: là một ống thép có tổng chiều dài 810mm, gồm 3 phần: mũi, thân đầu nối ren (h.1.2). Trong đất cát hạt thô lẫn sỏi sạn hoặc đất cuội sỏi, để tránh hỏng mũi xuyên nên dùng mũi xuyên đặc hình nón với góc đỉnh mũi xuyên là 60° .

- Bộ búa đóng bao gồm: quả tạ, bộ gập búa và cần dẫn hướng, trọng lượng búa 63,5kg, độ cao rơi của búa $76 \pm 2,5\text{cm}$ (h.1.3).

- Chỉ tiêu xuyên tiêu chuẩn là số lần đóng búa đóng đầu xuyên ngập vào đất 30cm, ký hiệu là N_{30} . Kết quả thí nghiệm xuyên SPT thể hiện trên hình.1.4

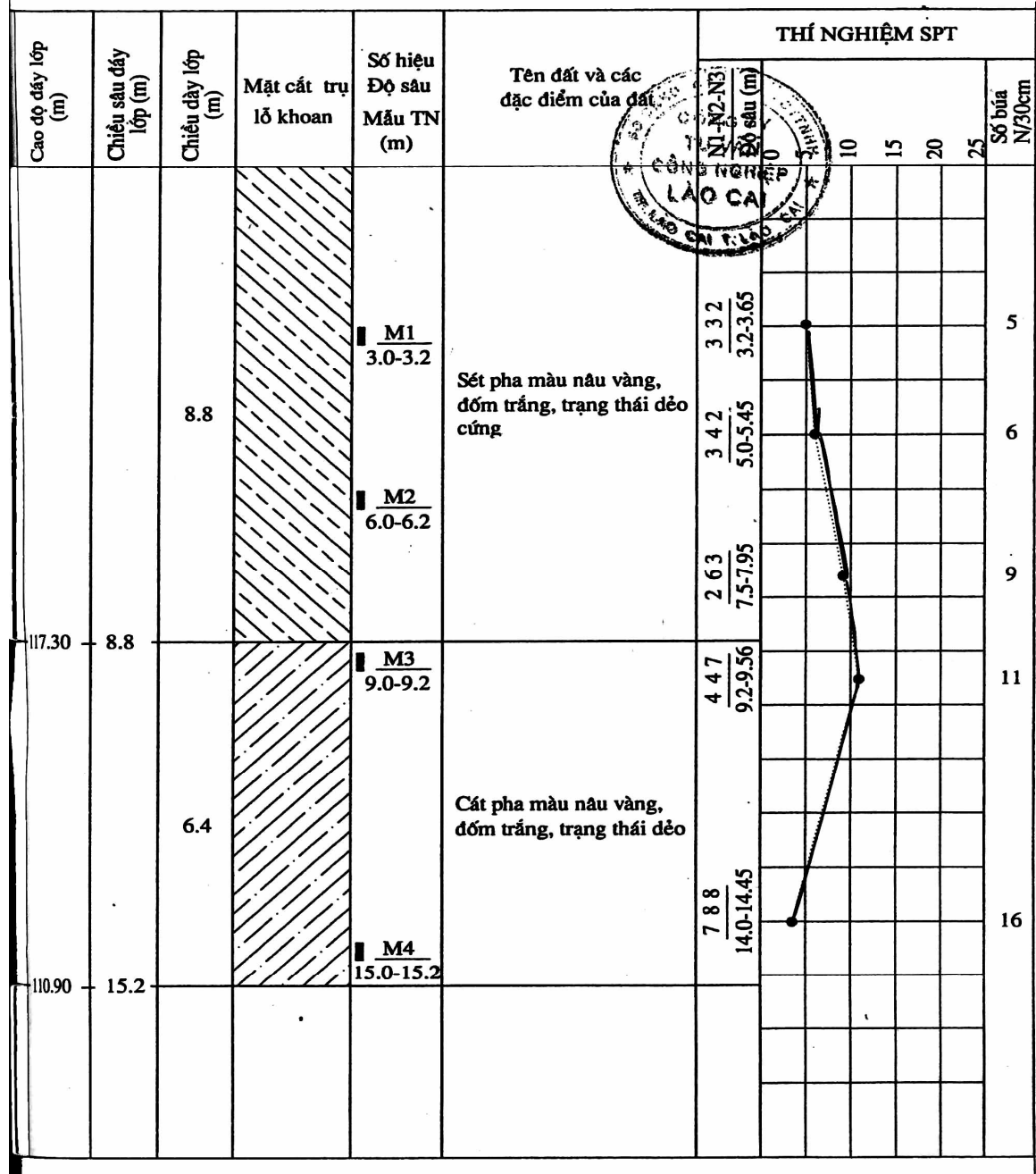
HÌNH TRỤ LỖ KHOAN K14

CÔNG TRÌNH: DỰ ÁN NHÀ MÁY SẢN XUẤT SUPE LÂN LÀO CAI

ĐỊA ĐIỂM: LÔ 39 - CỤM KHU CÔNG NGHIỆP TẦNG LỎNG

Ống khoan thăm dò: K14
 Chiều dài ống khoan: 126.10 m
 Chiều dài ống khoan: 15.2 m

Ngày khởi công 21 tháng 6 năm 2007
 Ngày hoàn thành 21 tháng 6 năm 2007
 Cao độ mực nước ngầm: không xuất hiện



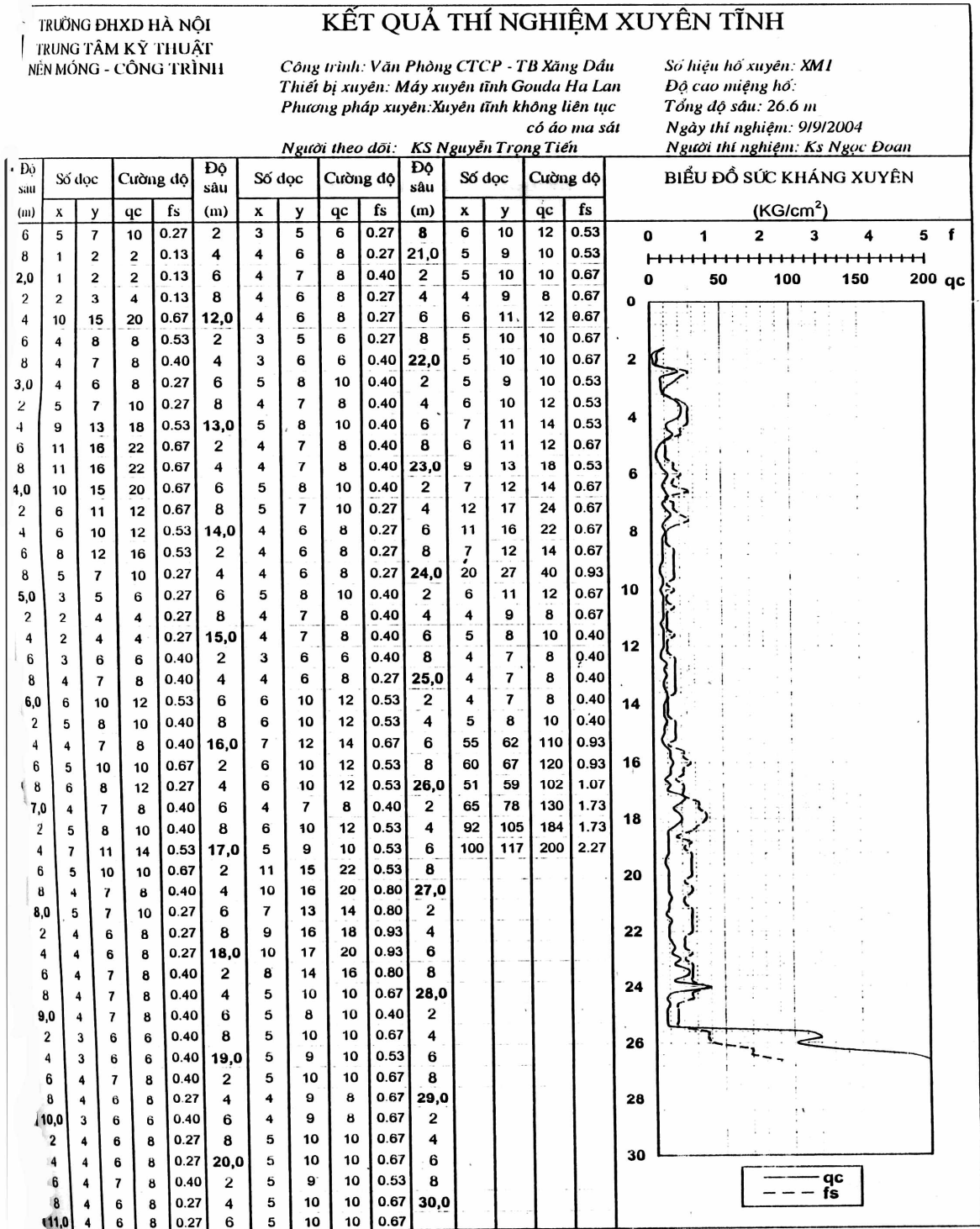
H.1.4. Hình trụ lỗ khoan và chỉ số SPT

- Phương pháp CPT (thường không xuyên được quá 40m):

- Thực hiện bằng cách ép cần xuyên và mũi xuyên có góc nhọn 60° vào nền đất bằng lực tĩnh.
- Kết quả xuyên tĩnh nhận được giá trị sức kháng mũi xuyên, ký hiệu là q_c và sức kháng ma sát xung quanh f_c .
- Tính chất biến dạng của đất có thể xác định trực tiếp trong lỗ khoan (đến độ sâu 20m) bằng cách hạ vào đó thiết bị chuyên dụng — thiết bị đo áp lực và đo chuyển vị.

Các số liệu nhận được từ kết quả xuyên sử dụng để xác định sức chịu tải của cọc cho kết quả khá phù hợp với thực tế, do đó chúng được áp dụng phổ biến khi thiết kế móng cọc.

Kết quả thí nghiệm CPT thể hiện trên **hình.1.5**.



H.1.5. Biểu đồ sức kháng xuyên trong thí nghiệm CPT

- Khi cần có thể nghiên cứu thực nghiệm ở giai đoạn khảo sát địa chất công trình.
- Các lỗ khoan trong quá trình khảo sát bắt buộc phải loại trừ bằng cách chèn vữa dọc lỗ khoan. Biên bản chèn vữa lỗ khoan, có chỉ dẫn phương pháp, được đưa vào số liệu khảo sát.

Các phương pháp khảo sát địa vật lý (điện trở suất, điện từ trường, địa chấn...):

- Áp dụng tại những vùng có địa chất phức tạp.
- Các phương pháp này cho phép đánh giá tính cơ học của đá, tính nứt nẻ, có thể dùng ở mặt đất, dưới sâu, trong các lỗ khoan, đường hầm, lập bản đồ cấu trúc ranh giới thạch học.
- Ưu điểm: Có khả năng nghiên cứu vùng rộng lớn của nền đất..
- Nhược điểm: Khó diễn giải kết quả nhận được.
- Nên sử dụng kết hợp với các phương pháp thăm dò truyền thống.

Kết quả khảo sát địa chất công trình cần nhận được các đặc trưng cơ lý cơ bản của đất như sau:

- Phương pháp thí nghiệm trong phòng là phương pháp chính để xác định tính chất của đất cho từng dạng xây dựng.

- *Các chỉ tiêu vật lý:* dung trọng của đất, độ ẩm (W_{TN} , W_C , W_D). Các chỉ tiêu cần được xác định là độ rỗng, hệ số rỗng, mức độ ẩm, chỉ số dẻo, độ sệt, giới hạn nhão.

- *Các chỉ tiêu cơ học:* gồm chỉ tiêu biến dạng (mô đun biến dạng, hệ số biến dạng ngang — hệ số Poisson, hệ số áp lực bên σ_3) và chỉ tiêu độ bền (góc nội ma sát, lực dính, giới hạn bền nén 1 trục σ_1).

- Các phụ lục về kết quả thí nghiệm, cột địa tầng, các bảng biểu cần thiết...

- Các đặc trưng cơ lý của đất được phản ánh trong bảng tổng hợp chỉ tiêu cơ lý của đất (**xem bảng.1.1**).

Lưu ý:

- Khi thiết kế và xây dựng các công trình quan trọng cũng như công trình ngầm:
- + Khả năng xuất hiện và tăng cường độ các hiện tượng và quá trình địa vật lý bất lợi do trạng thái động học của khu vực đô thị: Tình hình phong hoá, trạng thái vật lý của đất đá như trượt lở, các dòng chảy, sự xói lở cũ và mới, sự phá hoại kiến tạo, động đất, các dòng thấm... có khả năng phá hoại độ ổn định lâu dài của nền nhà và công trình.
- + Các quá trình và các hiện tượng địa chất công trình gắn với xây dựng công trình nổi và công trình ngầm lân cận.
- + Khoan các lỗ khoan địa chất và địa chất thuỷ văn tác dụng lâu dài để tiến hành quan sát cố định.

1.3.2. Yêu cầu về KSĐCTV. Số liệu khảo sát địa chất thuỷ văn có ý nghĩa quan trọng trong thiết kế, thi công và trong quá trình khai thác công trình.

Yêu cầu cần nêu rõ:

- *Phạm vi khảo sát:* cần thực hiện trong diện rộng để biết rõ về sự tác động tương hỗ giữa công trình và môi trường địa chất.

- *Nguồn nước ngầm:* Hang nước tự nhiên, các tầng đất chứa nước, sông ngòi, ao hồ, nước mặt, đặc biệt là các nguồn nước có áp chảy vào phân ngầm công trình nhờ tính thấm thấu và các vết nứt của đất đá.

- *Tình hình nước ngầm:* tầng chứa nước, loại nước, các điều kiện thể nằm của mặt bão hoà, mặt độ bão hoà, thành phần hoá học, các số liệu dự báo sự thay đổi của chúng.

- *Các thông số địa chất thuỷ văn bao gồm:* hệ số thấm, hệ số hút nước, thoát nước, hệ số thoát nước đàn hồi, độ rỗng thoát nước, hệ số mao dẫn, hệ số chảy rõi, độ ngậm nước đơn vị, độ bão hoà không khí đơn vị.

- *Thành phần hoá học có hại nhiều đến vỏ công trình ngầm là H_2SO_4 , HCL, Na_2SO_4 , $MgSO_4$, $FeSO_4$, muối amoniác NH_4K , H_2S*

- *Hoạt động của con người cũng làm ảnh hưởng xấu đến môi trường địa chất. Có 4 dạng nhiễm bẩn nước ngầm: hoá học, sinh học, nhiệt và phóng xạ. Cần dự báo tính nhiễm bẩn và tính xâm thực đối với kết cấu.*

Số TT	Số hiệu khoan	Chiều sâu lấy mẫu	Phần tích thành phần đất											Hệ số nén lún	Hệ số Kháng nước	TÊN ĐẤT	
			Đường kính các nhóm hạt (mm)														
			< 0.005	0.01 - 0.05	0.05 - 0.1	0.1 - 0.25	0.25 - 0.5	0.5 - 1.0	1.0 - 2.0	2.0 - 5.0	5.0 - 10.0	10.0 - 20.0	> 20				
1	K1	3.0-3.2	7.1	6.4	7.9	5.4	4.8	3.4	2.6	3.4	5.2	18.2	35.6				Đầm sện chứa cát sét, nâu, đỏm trắng, dẻo mềm.
2		6.0-6.2	26.5	28.0	27.4	8.6	4.9	1.8	2.1	0.7							Sét pha, xám đen, dẻo mềm
3		8.0-8.2															Đã gomai phong hoá mạnh
4		9.5-9.7															Đã gomai phong hoá mạnh
5	K2	2.5-2.7	26.8	27.8	27.5	8.8	5.3	2.0	1.3	0.5							Sét pha, nâu vàng đỏm trắng, nửa cứng
6		6.0-6.2	27.8	26.8	26.5	10.1	4.9	1.9	1.4	0.6							Sét pha, nâu vàng, dẻo cứng
7		8.5-8.7	28.0	25.7	27.3	8.6	3.9	3.5	2.1	0.9							Sét pha, nâu vàng, dẻo cứng
8	K3	2.5-2.7															Cát pha hạt trung-thô, nâu vàng, đỏm trắng, dẻo
9		5.0-5.2															Cát pha hạt trung-thô, nâu vàng, đỏm trắng, dẻo
10		9.5-10.0															Cát pha hạt trung-thô, nâu vàng, đỏm trắng, dẻo
11	K4	4.0-4.2	26.5	27.5	27.1	9.7	4.7	2.3	1.6	0.6							Sét pha, nâu vàng, đỏm trắng, dẻo cứng
12		2.0-2.2	27.1	25.9	26.1	8.8	5.0	3.0	1.9	0.2							Sét pha, nâu đỏ, dẻo cứng
13		6.0-6.2	25.9	28.1	26.8	7.9	5.5	2.9	2.4	0.5							Cát pha, xám trắng, nâu vàng, dẻo
14		9.0-9.2	11.1	21.1	20.9	22.4	19.4	3.1	1.3	0.7							Đã gomai phong hoá yếu
15	K5	10.5-10.7															Đã gomai phong hoá yếu
16		2.0-2.2															Sét pha, nâu vàng, dẻo cứng
17		5.0-5.2															Sét pha, nâu vàng, dẻo cứng
18		7.5-7.7	9.9	20.9	22.1	23.1	18.9	2.9	1.7	0.5							Cát pha, nâu vàng, đỏm trắng, dẻo
19		9.5-9.7	12.2	22.3	21.3	20.5	19.1	3.4	0.9	0.3							Cát pha, nâu vàng, đỏm trắng, dẻo
20	K6	11.8-12.0	26.6	27.3	26.2	8.9	4.7	2.9	1.7	0.4	1.3						Sét pha, ít sạn, xám nâu, dẻo cứng
21		3.0-3.2	27.2	25.9	26.2	9.7	5.9	3.1	1.4	0.6							Sét pha, nâu vàng, dẻo cứng
22		5.0-5.2	25.9	26.8	27.4	10.9	4.1	2.6	2.1	0.2							Sét pha, nâu vàng, dẻo cứng
23		6.5-6.7															Đã gomai phong hoá mạnh
24	K7	8.0-8.2	27.8	27.5	26.9	9.6	4.8	1.9	1.1	0.4							Sét pha, nâu vàng, dẻo cứng
25		10.8-11.0															Sét pha, nâu vàng, dẻo cứng
26		2.5-2.7	26.8	27.9	26.3	8.1	4.5	2.2	1.5	0.7							Sét pha, nâu vàng, dẻo cứng
27		5.0-5.2	27.2	28.5	26.9	7.8	5.1	1.9	2.0	0.6							Sét pha, nâu vàng, nửa cứng
28		7.5-7.7	28.0	27.7	27.4	8.0	4.9	2.4	1.2	0.4							Sét pha, nâu vàng, dẻo cứng
29		11.5-11.7	25.9	26.1	27.9	10.0	6.1	1.5	1.6	0.9							Sét pha, nâu vàng, dẻo cứng
30	K8	2.5-2.7	26.5	27.6	26.7	9.5	5.5	2.7	1.0	0.5							Sét pha, nâu vàng, dẻo cứng
31		5.0-5.2	10.5	21.2	23.2	20.9	17.9	3.0	1.7	0.6							Sét pha bụi mica, nâu vàng, đỏm trắng, dẻo cứng
32		7.5-7.7	12.2	20.6	21.3	22.5	18.5	2.9	1.3	0.7							Cát pha bụi mica, nâu vàng, đỏm trắng, dẻo
33		9.8-10.0	9.9	22.3	22.6	21.0	19.4	2.5	1.9	0.4							Cát pha bụi mica, nâu vàng, đỏm trắng, dẻo
34	K9	3.0-3.2	27.2	26.7	25.8	9.5	5.5	2.4	1.4	0.5	1.0						Sét pha lẫn sạn, nâu vàng, nửa cứng
35		6.0-6.2	26.8	27.4	26.6	8.7	4.8	3.1	1.2	0.7							Cát pha bụi mica, nâu vàng, đỏm trắng, dẻo
36		9.0-9.2	11.4	22.1	21.1	22.5	17.9	3.2	2.0	0.8							Sét pha lẫn sạn, nâu vàng, nửa cứng
37		11.0-11.2	10.9	21.3	21.7	23.0	18.2	3.1	1.3	0.5							Cát pha bụi mica, nâu vàng, đỏm trắng, dẻo
38	K10	2.0-2.2	26.6	28.0	24.5	10.0	5.1	3.2	1.7	0.9							Sét pha nhẹ-bụi mica, xám nâu, hữu cơ, dẻo mềm
39		4.5-4.7	27.5	26.6	24.9	9.3	6.0	2.7	2.0	1.0							Sét pha nhẹ-bụi mica, xám nâu, hữu cơ, dẻo mềm
40		7.0-7.2	28.0	25.9	27.7	8.5	4.9	3.1	1.4	0.5							Sét pha nhẹ-bụi mica, xám nâu, hữu cơ, dẻo mềm
41		10.0-10.2	25.9	27.8	27.6	8.8	5.3	2.0	1.9	0.7							Sét pha, xám trắng, dẻo mềm
42		15.5-15.7															Đã gomai phong hoá yếu

Bảng 1.1 Bảng tổng hợp các chỉ tiêu cơ lý của đất nền công trình

- *Mẫu nước* nên lấy trong từng lớp nước, trong mỗi vùng khảo sát lấy ít nhất 3 mẫu (phía trên, phía **giữa** và phía đáy lớp nước).
- *Mức nước ngầm* được xác định qua giếng có sẵn hoặc đào mới, thông qua các giếng này còn có thể xác định nhiệt độ, hướng và tốc độ dòng chảy.
- *Lỗ khoan thăm dò* địa chất có thể dùng để khảo sát địa chất thủy văn.

Lưu ý:

- Mức nước ngầm nâng cao do nước mặt, các nguồn khác nhau hoặc do áp lực nước ngầm có thể gây nên sự đẩy nổi, làm ngập công trình ngầm, thay đổi độ sâu đông kết, làm trương nở đất v.v.
- Mức nước trong nền đất bị giảm do khai thác hoặc hạ mức nước ngầm... làm cho khối đất bị ép lún, nền biến dạng do thoát nước.
- Nếu tầng hầm nhà cao tầng hoặc công trình ngầm đặt ở vùng đất nghi ngờ chứa khí, cần xác định loại khí ngầm, vị trí thoát ra và khối lượng khả dĩ cũng như nhiệt độ để có biện pháp phòng chống, ngăn ngừa (cháy, nổ, ảnh hưởng đến sức khỏe của con người, độ bền kết cấu..).
- Khi thiết kế tầng hầm nhà cao tầng và công trình ngầm, cần hiểu biết cả điều kiện khí hậu của vùng đô thị đó (liên quan đến thông gió, chiếu sáng, thoát nước, cấp nhiệt).

1.4. Nghiên cứu tài liệu báo cáo khảo sát và đánh giá kết quả khảo sát trước khi thiết kế công trình:

- *Nghiên cứu các điều kiện địa vật lý tự nhiên:* điều kiện khí hậu, đặc điểm vùng lãnh thổ chưa khai phá, các vùng giếng nước có ảnh hưởng đến thiết kế và thi công.
- *Sự thay đổi các điều kiện tự nhiên:* những thăm dò nghiên cứu trước đây, công trình hiện có, trạng thái biến dạng. Các biên của khu vực phát triển mạnh các hiện tượng địa vật lý, hiện tượng castơ, các đoạn có khả năng trượt, các quy luật phát triển và cách mô tả chúng.

- Cấu trúc địa chất:

1. *Cấu tạo địa tầng, tình hình phân lớp:*

Thứ tự phân lớp, cơ sở phân chia các yếu tố địa chất; thế nằm và mức độ nứt nẻ của đá; vị trí các lớp trong không gian, phổ castơ, đường trượt; phân tích điều kiện thế nằm, góc phương vị và góc dốc của các lớp địa chất, khả năng về áp lực địa tầng:

- *Trường hợp các tầng đá nguyên khối.*
- *Trường hợp tầng đá phân lớp:* có thể có vết nứt, nước ngầm.
- + khi có nhiều lớp nằm ngang: áp lực địa tầng phức tạp, cần xác định độ dày các lớp, gợi ý các biện pháp chống nước ngầm và sạt lở.
- + khi có nhiều lớp đá nghiêng: áp lực địa tầng khác nhau, không đối xứng, cần xác định mặt phân lớp, độ nghiêng, nước ngầm chảy vào đường hầm, nên mở rộng diện tích thăm dò tạo điều kiện thiết kế tránh những vị trí này, khả năng trượt lớp nọ lên lớp kia khi xây dựng vỏ hầm.
- + khu vực có những lớp đá thẳng đứng: nguy cơ sụt các lớp khi mở hầm là rất lớn vì lực dính giữa các lớp yếu.

- *Trường hợp tầng đá uốn nếp:*

+ Khi hầm nằm song song với đường phương của nếp uốn (trong phạm vi nếp lồi: cần xác định khả năng nứt nẻ, khả năng nước ngầm chảy vào công trình, áp lực địa tầng ở đây thường không lớn; công trình nằm trong nếp lõm: khi đào hầm dễ bị sụt lở vì các vết nứt có thể nhỏ ở trên to ở dưới, ở đây tích tụ nước ngầm nhiều, áp lực địa tầng khá lớn; hầm nằm trong phạm vi nếp uốn: áp lực thường lớn và không đối xứng).

+ Khi hầm nằm thẳng góc với đường phương của nếp uốn: hầm cắt qua nhiều lớp, áp lực lớn và tác dụng lên vì chống khác nhau, nước ngầm nhiều, đặc biệt là đá roi.

- *Trường hợp tầng hầm nằm trong vùng đứt gãy:* ở đây đất thường nát vụn, rời rạc, có nước ngầm tích tụ. Trong trường hợp này cần khảo sát kỹ vị trí đường đứt gãy kiến tạo, cảnh báo cho đơn vị thiết kế khả năng ảnh hưởng của nó và nên bố trí tuyến hầm vuông góc với nó.

- *Trường hợp tầng hầm nằm bên sườn núi có lớp phủ dày:* khi đào hầm có thể bị trượt, áp lực địa tầng tăng, cấu tạo vỏ hầm phức tạp, nên tránh và tìm cách đưa sâu vào trong lớp đá cơ bản. Do đó trong trường hợp này cần lưu ý khoan thăm dò sâu vào lớp đá và cần tranh thủ ý kiến của đơn vị thiết kế, chủ đầu tư.

2. *Xác định độ kiên cố, tình hình phong hoá, tính chất vật lý:*

- *Hiện tượng hang động:* Hay xảy ra trong đá vôi, đá bạch vân, đá thạch cao. Khi thiết kế cần tránh hoặc nhồi bê tông vào các ngách hoặc có các biện pháp gia cố thích hợp.

- *Hiện tượng phong hoá:* do tác động của khí hậu, thời tiết thành phần khoáng vật có thể biến đổi thành hạt sét (silicat thứ sinh) có cường độ và lực dính giảm làm cho cấu trúc thay đổi. Trong các tầng phong hoá đá trở nên rời rạc, lún bùn và đá mềm, khi đào hầm dễ bị sạt lở, nước ngầm, áp lực địa tầng lớn.

- *Tính chất đất đá có ảnh hưởng lớn đến cấu tạo và biện pháp thi công công trình:*

+ Đá phún xuất, đá biến chất: ít nứt nẻ thì áp lực lên công trình nhỏ, ít gặp nước ngầm, nhưng khi nằm dưới sâu thì nhiệt độ thường cao, vỏ hầm trong đá này có thể không cần làm, chỉ cần trát đảm bảo mỹ quan.

+ Đá trầm tích có độ dính kết kém hoặc có khe nứt: thường có nước ngầm, đôi khi có khí CO₂ và hơi độc. Loại đá này có kết cấu, độ kiên cố, thể nằm rất khác nhau nên kết cấu vỏ và phương pháp thi công cũng cần phải khác nhau.

+ Đất đá rời rạc: hình thành do trầm tích hiện đại nên chưa được dính kết với nhau. Khi đào hầm có áp lực lớn, nước ngầm nhiều, có thể gặp xói ngầm, cát chảy.

+ Trong phạm vi 1 công trình có thể gặp nhiều loại đất đá khác nhau nên cần phải thăm dò chi tiết để chọn cấu tạo và biện pháp thi công hợp lý.

- *Các điều kiện địa chất thuỷ văn:*

Cao độ nước ngầm, đặc tính của các mặt bão hoà nước, dự báo lượng nước ngầm vào hố móng từ các khu vực xung quanh; cơ sở thoát và hạ nước ngầm, các hiện tượng trương nở; đề xuất các biện pháp chống thấm, thoát nước ngầm, tính xâm thực của nước ngầm và đất, nhiệt độ nước ngầm và đất.

- *Tính chất nước ngầm có ảnh hưởng đến biện pháp thi công công trình:*

+ *Hiện tượng xói ngầm và cát chảy:* xảy ra trong các vùng đất rời rạc, cát các loại đặc biệt là cát hạt nhỏ, mịn có dòng thấm cuốn trôi các hạt nhỏ - *xói ngầm* làm đất xung quanh bị rỗng mất khả năng chịu tải và dẫn đến sụt lở; hiện tượng cát chảy thường xảy ra trong cát đều hạt chịu áp lực thấm. *Hiện tượng cát chảy* sẽ xảy ra, nếu độ dốc thuỷ lực lớn hơn độ dốc giới hạn, đối với cát, hệ số không đồng nhất $D_{60}/D_{10} < 1$. Đối với sỏi, nếu hàm lượng hạt nhỏ ($d < 0,1\text{cm}$) chiếm trên 30%, nếu hàm lượng hạt nhỏ dưới 20% dễ xảy ra xói ngầm. Đối với đất hạt nhỏ bão hoà nước, trong đó có hàm lượng sét và hữu cơ làm cho đất có dung dịch nhờn khi không có áp lực thuỷ động cũng có thể có hiện tượng cát chảy.

+ *Hiện tượng chảy dẻo:* Đối với đất sét có độ chênh lệch về ứng suất chính thường phát sinh hiện tượng chảy dẻo, bung nền. Hệ số ổn định sau đây nhỏ hơn 1 có thể mất ổn định:

$$K = 2c/(\sigma_1 - \sigma_3)$$

- *Các hiện tượng địa chất khác có thể ảnh hưởng đến công trình.*

1. *Tình hình nhiệt độ:* Công trình đặt càng sâu nhiệt độ càng lớn, nó ảnh hưởng đến sức khoẻ và năng suất lao động nhất là khi độ ẩm lớn.

2. *Tình hình các loại hơi độc, hơi cháy:* Đó là các chất nguy hiểm như mê tan CH₄, khí các bonic CO₂, sun phua hydro H₂S.

3. *Các yếu tố khác:* Tốc độ sóng dọc và ngang, các hệ số dẫn nhiệt, nhiệt dung và nhiệt riêng, giới hạn độ bền chịu kéo, trương nở và áp lực trương nở tương đối của đất sét, các tính chất từ biến, hệ số lực kháng đàn hồi, tính mài mòn và tính nhớt của đất.

- *Đánh giá tính chất xây dựng của đất theo từng lớp.*

+ Đánh giá tính ổn định, khả năng chịu lực, tính chất nén lún của từng lớp đất.

+ Vị trí và chiều dày từng lớp phục vụ việc lựa chọn sơ bộ phương án móng và vị trí đặt móng.

+ Thành phần, trạng thái và tính chất đặc biệt của các lớp đất trong phạm vi vùng tác động tương hỗ.

➤ *Các tính chất cơ lý của đất:* Quá trình thi công cần theo dõi sự phù hợp điều kiện địa chất thực tế (nhất là mẫu đất và thành phần hạt) với điều kiện áp dụng trong thiết kế, khi cần thiết có thể phải tiến hành khảo sát bổ sung.

+ Một loại đất cùng tính chất như nhau có thể có thể nằm khác nhau trên tuyến công trình kéo dài. Theo đặc điểm thành tạo có thể là đồng nhất nhưng các tính chất của tầng đất yếu vẫn thay đổi theo chiều rộng (mặt bằng) và chiều sâu (khi trọng lượng công trình có thể nhỏ hơn trọng lượng lớp đất, độ lún dưới công trình có thể không có nhưng chính những lớp đất này xung quanh công trình với áp lực tự nhiên đủ lớn có thể vẫn lún, nền đất vẫn võng xuống).

+ Việc phân chia theo độ chặt, độ sệt chỉ là quy ước không sát thực tế, các mặt cắt địa chất không phân chia thành các phần tử địa chất, các vị trí phức tạp chưa được chú ý. Ví dụ: thành phần hạt dùng để xác định hệ số thấm, suy luận về góc dốc tự nhiên, tính nén, chiều cao mao dẫn; có thể phân tích các chỉ tiêu xác định bằng các phương pháp khác nhau; các chỉ tiêu, tính chất có thể thay đổi trong không gian và khả năng thay đổi khi xây dựng và khai thác.

CHƯƠNG II

XÁC ĐỊNH TẢI TRỌNG TÁC ĐỘNG LÊN CÔNG TRÌNH

2.1. Đặc điểm kết cấu, tính toán nền móng công trình ngầm (CTN)

- Đặc điểm tác động tương hỗ giữa vỏ hầm và khối đất bao quanh: Khối đất tác dụng lên vỏ công trình như tải trọng và biến dạng của vỏ lại gây ảnh hưởng lớn đến trạng thái ứng suất toàn hệ.
- Lực trong kết cấu CTN phụ thuộc vào ứng suất, xuất hiện theo chu vi tiếp xúc vỏ công trình với đất.
- Ứng suất tiếp xúc phụ thuộc vào tính chất khối đất, trường ứng suất trong khối đất, hình dạng mặt cắt hầm đào, sơ đồ, độ mềm và tính biến dạng của kết cấu vỏ công trình.
- Tính chất cơ học của kết cấu và khối đất thay đổi trong quá trình xây dựng và khai thác CTN (*phụ thuộc vào công nghệ mở hầm và tác động của công trình*).

Hướng giải bài toán kết cấu CTN.

1. Hướng thứ nhất gọi là tính toán theo tải trọng chủ động cho trước.

- Tải trọng là áp lực chủ động và bị động của đất:
- + Tải trọng không phụ thuộc vào tính biến dạng và độ mềm của kết cấu CTN.
- + Tải trọng chủ động thông thường được cho trên một phần chu vi vỏ công trình, còn phản lực bị động xác định trên phần kia của chu vi, nơi vỏ công trình bị biến dạng dưới tác động của áp lực chủ động về hướng khối đất.
- Phản lực bị động giảm nhẹ điều kiện làm việc cho vỏ CTN (hạn chế biến dạng và giảm giá trị mômen uốn).
- *Nhược điểm* cơ bản của các phương pháp này là không tính hết các điều kiện tác động tương hỗ thực tế của vỏ công trình với khối đất xung quanh.

2. Hướng thứ hai: giả thiết công trình làm việc trong chế độ biến dạng ảnh hưởng tương hỗ với khối đất.

- Vỏ công trình và khối đất xung quanh được xét như một khối thống nhất.
- Vỏ được xét như khung kín (dạng bất kỳ). Trong đó có thể tính đến tính chất từ biến thực của đất, vỏ công trình và các đặc điểm công nghệ đưa vỏ vào làm việc.
- Phương pháp tính toán của hướng thứ 2 rất phức tạp và đồ sộ, được sử dụng kết hợp máy tính chủ yếu để tính toán công trình xây dựng bằng phương pháp kín (đào ngầm, kích đẩy).

Để tính toán CTN thì công bằng phương pháp đào hở thường sử dụng bước tiếp cận thứ nhất và tiến hành theo 2 bước:

1/ xác định tải trọng chủ động tác dụng lên vỏ công trình;

2/ tính toán vỏ có xét đến hoặc không xét đến tác động tương hỗ của nó với khối đất xung quanh.

- Kết cấu CTN và nền của chúng được tính toán theo nhóm trạng thái giới hạn thứ nhất và thứ 2.
- Khi xây dựng CTN trong đất no nước, cần kiểm tra độ ổn định chống nổi. Tải trọng từ nền đất tác dụng lên công trình bao gồm áp lực đồng thời của nước và đất trong trạng thái đẩy nổi.
- Tải trọng tính toán: Sử dụng tổ hợp bất lợi nhất.
- + Trong thời gian xây dựng - tính toán xét đến trình tự thi công và tải trọng tại thời trên mặt đất.
- + Trong điều kiện khai thác - tính toán xét đến tải trọng bản thân công trình, tải trọng từ công trình lân cận và hoạt tải trong công trình và trên mặt đất.
- + Tính toán theo nhóm trạng thái giới hạn thứ nhất: Dùng tổ hợp cơ bản và đặc biệt của tải trọng tính toán với sức kháng tính toán của vật liệu kết cấu và đất.
- + Tính toán theo trạng thái giới hạn thứ hai: Dùng tổ hợp cơ bản, tải trọng tiêu chuẩn và các đặc tính tiêu chuẩn của vật liệu và đất.

2.2. Tải trọng tác động lên CTN

Nguyên tắc chung.

- *Tải trọng tác động lên kết cấu CTN phụ thuộc vào nhiều yếu tố:* chiều sâu chôn móng, điều kiện địa chất công trình, đặc điểm xây dựng đô thị và giao thông trên mặt đất, công nghệ thi công cũng như đặc điểm phân bố và cường độ của chúng.

- *Loại tải trọng:* Tải trọng thường xuyên, tạm thời (dài hạn, ngắn hạn), tải trọng đặc biệt.

+ *Các tải trọng thường xuyên* là trọng lượng bản thân CTN, trọng lượng các lớp áo đường và các mạng kỹ thuật, áp lực đất và nước cũng như tải trọng do trọng lượng nhà và công trình lân cận hố đào ngầm gây nên, lượng ứng suất trước của cốt thép, lực căng neo.

+ *Tải trọng tạm thời dài hạn bao gồm:* Trọng lượng các thiết bị cố định của công trình ngầm (máy móc, mô tơ, băng tải, vật thể cứng và nước, thiết bị bơm phụt v.v); áp lực thủy tĩnh nước ngầm; áp lực chất lỏng và khí đốt trong bể chứa; tải trọng lên vách ngăn từ khối vật liệu trên mặt đất; tác động của công nghệ, nhiệt độ, tải trọng do con người lên mái, sàn; các tải trọng tạo nên do hấp thụ độ ẩm mưa và từ biến vật liệu.

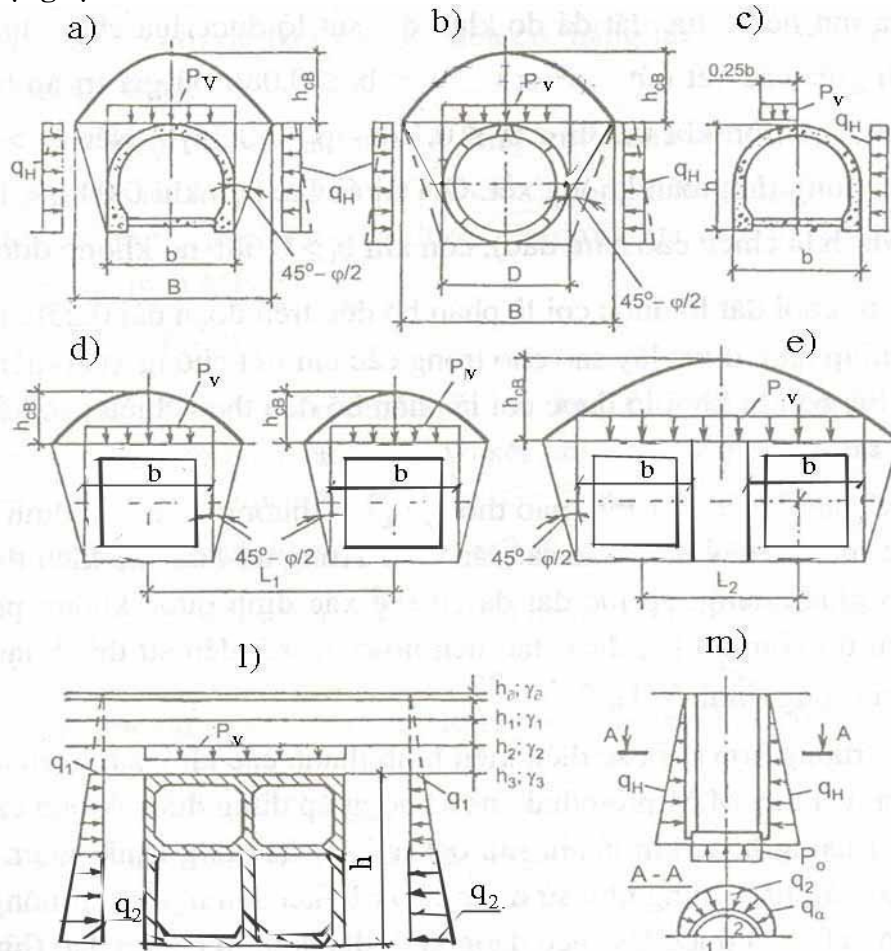
+ *Tải trọng tạm thời ngắn hạn bao gồm:* áp lực bổ sung của đất do tải trọng chuyển động bố trí trên mặt đất tạo nên (từ máy bốt dỡ, phương tiện vận chuyển, các cơ cấu lắp ráp); các tác động nhiệt độ, khí hậu.

+ *Tải trọng đặc biệt bao gồm:* Tải trọng động đất, tác động nổ mìn; các tác động gây nên do biến dạng nền khi ẩm ướt, đất lún sụt và đông lạnh đất hoặc do sự cố nào đó gây nên.

+ Các loại tải trọng tác dụng lên CTN tạo nên áp lực đứng và ngang.

Tải trọng thường xuyên. Tải trọng bản thân kết cấu được coi là phân bố đều trên mái CTN.

Tải trọng tạm thời:



H.2.1. Các sơ đồ xác định áp lực đất lên công trình dạng vòm (a, c), dạng tròn (b, m) và dạng chữ nhật (d, e, l)

- Khi chiều sâu đặt **mái** của công trình ngầm lớn hơn **1,0-1,5 m** tải trọng tạm thời được thay bằng các lớp đất tương đương có chiều cao:

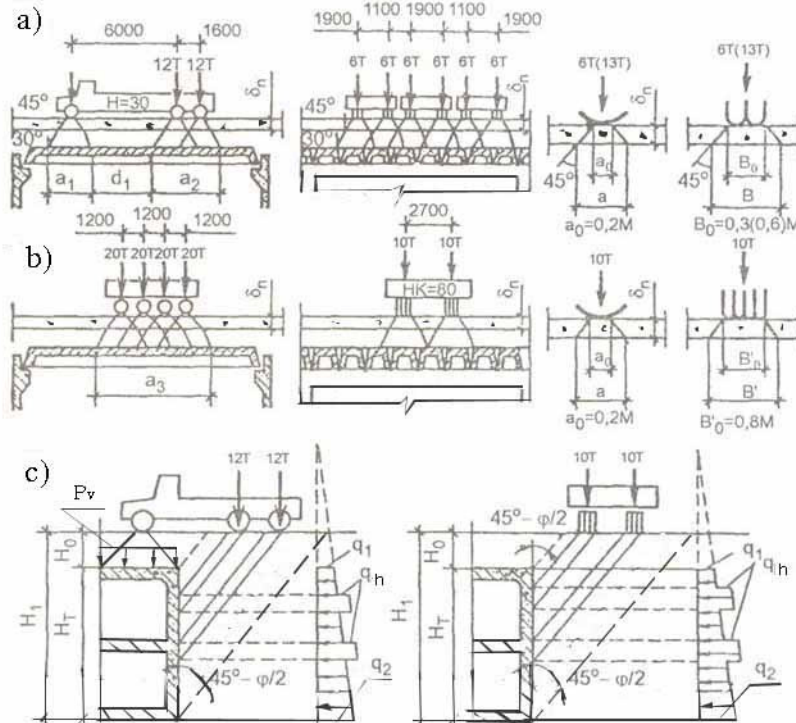
$$h_{TD} = \frac{P_{bp}}{\gamma} \quad (2.1)$$

Trong đó: p_{bp} - cường độ tải trọng tạm thời ; γ - trọng lượng thể tích của đất.

- Khi có ô tô (ví dụ H-30) chạy trên mái công trình ngầm, phụ thuộc vào chiều rộng mái, cần lấy số lượng bánh tạo nên trong kết cấu nội lực lớn nhất (hình 2.2b).

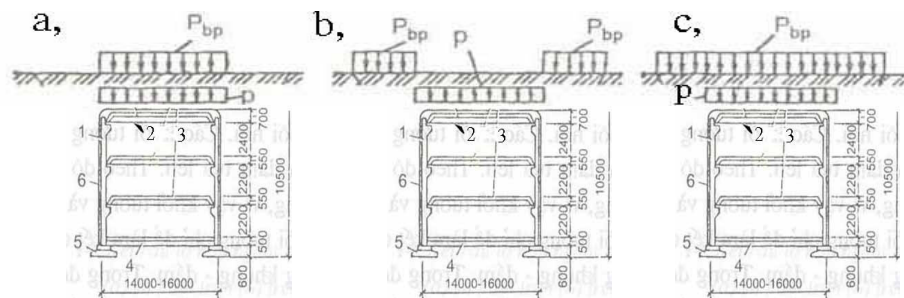
- Tải trọng bánh xe HK-80 thường được bố trí vuông góc với trục công trình ngầm ở vị trí bất lợi nhất **nhưng không gần hơn 25cm tính từ vành bánh đến mép đường** (hình 2.2c).

- Tải trọng **đứng** tạm thời từ các phương tiện di chuyển, từ các tuyến đường công cộng có thể lấy tương ứng với tải trọng tiêu chuẩn (xem bảng 2.1).



H. 2.2. Sơ đồ chất tải tạm thời từ các phương tiện giao thông H.30 và H.80

- Tải trọng di động được bố trí dọc hoặc ngang công trình, trên mái và trên các khối trượt, cố gắng lựa chọn tổ hợp tải trọng gây nên nội lực lớn nhất trong kết cấu công trình (h.2.3):



H.2.3 Xác định điều kiện chất tải bất lợi nhất

a/ chỉ trên mái; b/ chỉ trên lạng thể trượt; c/ trên mái và trên lạng thể trượt.

- Kích thước diện tích vết tiếp xúc và tải trọng tiêu chuẩn lên bánh xe cho trong bảng 2.1.

Bảng 2.1

Tải trọng	Tải trọng tiêu chuẩn lên bánh xe (xích), KN	Kích thước diện tích tiếp xúc $a_0 \times b_0$, m	D_0 , m
-----------	---	--	-----------

- Từ các phương tiện ô tô			
+ dạng dải (AK 0,5)	9,81	0,2x0,6	2,5
+ dạng bánh xe (HK-80)	98	0,2x0,8	3,5
- Từ phương tiện vận chuyển trên đường sắt (XK)	24,5	-	-
- Từ phương tiện bánh xích (T-60)	294	0,7x5,0	3,3

Ghi chú: a_0 - chiều dài tiếp xúc bánh xe với mặt đường (dọc tuyến chuyển động); b_0 - chiều rộng tiếp xúc bánh xe với mặt đường (ngang tuyến chuyển động), D_0 - khoảng cách giữa các mép ngoài bánh xe hoặc bánh xích.

Các dạng tải trọng khác.

- *tải trọng tạm thời từ các đoàn người đi trên hoặc trong công trình ngầm. Tải trọng tiêu chuẩn tạm thời từ các đoàn người được coi là phân bố đều có cường độ 4000N/m^2 (4kN/m^2).*

- *tác động của nhiệt độ lên kết cấu công trình ngầm, được tính đến khi dao động nhiệt độ theo mùa lớn hơn 30°C*

- *tác động của lực trương nở tác động lên các công trình ngầm đặt ở các vùng đất sét ẩm hoặc cát bụi chịu đông lạnh theo mùa (hoặc gia cường bằng phương pháp đông lạnh)*

- *tải trọng động đất, tải trọng va đập, tải trọng xung kích do nổ mìn. Đôi khi xét cả tải trọng do co ngót và từ biến của bê tông cũng như độ lún của nền gây nên.*

Tất cả các loại tải trọng có thể tác dụng lên CTN đồng thời hoặc vào các thời điểm khác nhau tạo nên các tổ hợp tải trọng khác nhau:

- *Tổ hợp cơ bản* bao gồm các tải trọng thường xuyên và các tải trọng tạm thời do các phương tiện giao thông gây nên, kể cả các tải trọng khai thác và xây dựng.

- *Tổ hợp đặc biệt* ngoài tải trọng cố định, tải trọng lâu dài và ngắn hạn, còn có một trong số các tải trọng đặc biệt.

➤ Trong nhiều trường hợp tính toán được tiến hành theo tổ hợp tải trọng cơ bản và kiểm tra cho tổ hợp đặc biệt.

➤ Tất cả tải trọng nằm trong tổ hợp cơ bản và đặc biệt là những tải trọng tiêu chuẩn.

➤ Tính toán tĩnh học của công trình ngầm được tiến hành theo tải trọng tính toán như sau:

$$R_P = R_H k_i \quad (2.2)$$

Trong đó: k_i - Hệ số vượt tải (**bảng 2.2 và 2.3**); R_P và R_H - tải trọng tính toán và tải trọng tiêu chuẩn

Bảng 2.2. Hệ số vượt tải đối với một số tải trọng thường xuyên

Tải trọng	Hệ số vượt tải k	Tải trọng	Hệ số vượt tải k
1	2	1	2

Tải xây dựng	1,4	-
Tải động đất	1,3**	1,0

* Hệ số vượt tải phụ thuộc vào chiều dài chất tải λ là 1,3 khi $\lambda = 0$; 1,15 khi $\lambda = 50m$; 1,1 khi $\lambda > 150m$ (xem công thức 2.43).

** Giá trị hệ số vượt tải đối với tải trọng xây dựng khi cần phải điều chỉnh có xét đến điều kiện tại chỗ theo công nghệ thi công.

- Các giá trị tính toán từ số liệu thí nghiệm chỉ tiêu cơ lý của đất xác định theo công thức:

$$X = X_n / \gamma_g \quad (2.3)$$

Trong đó: X_n □ giá trị tiêu chuẩn của chỉ tiêu đã cho, γ_g □ hệ số vượt tải theo đất, được xác định tương ứng với TCVN 2737-1995.

Hệ số vượt tải theo đất phụ thuộc vào độ chi tiết của các chỉ tiêu, số lượng xác định và giá trị sắc xuất tin cậy α , thông thường trong tính toán trạng thái giới hạn theo nhóm thứ nhất lấy $\alpha = 0,95$, còn theo trạng thái giới hạn thứ 2: $\alpha = 0,85$.

- Khi không có các chỉ tiêu thí nghiệm về độ bền của đất, trong tính toán sơ bộ tường CTN loại I và tính toán thiết kế thi công tường công trình loại II và loại III giá trị hệ vượt tải theo đất có thể lấy như sau:

+ Tính toán theo biến dạng $\gamma_g = 1$;

+ Tính toán theo khả năng chịu tải: lực dính của đất sét $\gamma_{g(c)} = 1,5$; góc ma sát trong của cát $\gamma_{g(\varphi)} = 1,1$; cũng vậy đối với đất sét - bụi $\gamma_{g(\varphi)} = 1,15$.

+ Hệ số vượt tải đối với tất cả tải trọng từ đất cần lấy $\gamma_f = 1,2$ (0,8).

- Đất đắp lu lèn chặt tới $K \geq 0,95$ cho phép lấy chỉ tiêu tính toán γ , φ , C theo giá trị của chúng trong trạng thái tự nhiên:

+ Khi tính toán theo trạng thái giới hạn nhóm thứ nhất (I):

$$\gamma_I = 0,95\gamma_I, \quad \varphi_I = 0,9\varphi_I, \quad C_I = 0,5C_I;$$

+ Khi tính toán theo trạng thái giới hạn nhóm thứ hai (II):

$$\gamma_{II} = 0,95\gamma_{II}, \quad \varphi_{II} = 0,9\varphi_{II}, \quad C_{II} = 0,5C_{II};$$

Trong đó: γ_I (γ_{II}) - trọng lượng riêng, φ_I (φ_{II}) - góc ma sát trong, C_I (C_{II}) - lực dính của đất trạng thái tự nhiên, tính theo trạng thái giới hạn I (theo trạng thái giới hạn II).

- Lực dính lớn nhất của đất đắp không được vượt quá những giá trị sau đây:

+ Khi độ chôn sâu công trình lớn hơn 3m so với mặt đất:

$$C_I = 7 \text{ KPa}, \quad C_{II} = 10 \text{ KPa};$$

+ Khi độ chôn sâu công trình nhỏ hơn 3m so với mặt đất:

$$C_I = 5 \text{ KPa}, \quad C_{II} = 7 \text{ KPa};$$

+ Khi độ chôn sâu công trình nhỏ hơn 1,5m lực dính của đất đắp lấy bằng 0.

- Tải trọng ngang chủ động tác dụng lên phía sau tường (cừ, tường trong đất...) lấy với hệ số $\gamma_f > 1$, còn sức kháng ngang của đất chống lại tác động phá hoại ổn định với hệ số $\gamma_f < 1$.

2.3. Áp lực thẳng đứng tác dụng lên CTN

- **Áp lực thẳng đứng của đất (tải trọng thường xuyên):**

Nếu kích thước ngang tối thiểu của CTN b (chiều rộng hoặc D) bằng hoặc lớn hơn chiều dày lớp đất trên mái h (h.2.4 a), thì áp lực đứng lên mái công trình bằng toàn bộ trọng lượng cột đất trên công trình

$$\text{- Khi } \frac{b}{h} \geq 1 : \quad \gamma_v = \sum_{i=1}^n \gamma_i k_i + q \quad (2.4)$$

Trong đó: γ_i , k_i - trọng lượng thể tích (có xét đến đẩ nổi) và chiều dày lớp đất trên mái; q □ tải trọng phân bố đều liên tục trên mặt đất.

- Khi $\frac{b}{h} < 1$ và công trình thi công bằng phương pháp lộ thiên thì áp lực đứng của đất đắp phụ thuộc nhiều vào hình dạng và kích thước hố đào:

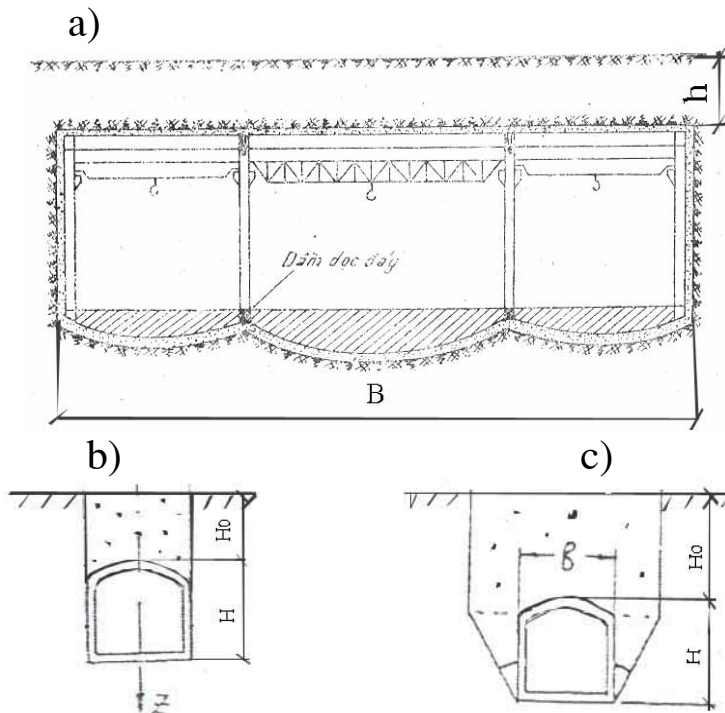
+ Nếu hố đào hẹp và có tường đứng (hào) thì việc treo đất đắp lên thành hào sẽ giảm áp lực lên công trình (h.2.4 b).

+ Nếu chiều rộng hố đào lớn hơn chiều rộng công trình thì độ lún đất đắp làm tăng tải trọng lên công trình (h.2.4 c).

+ Áp lực lên mái công trình được xác định bằng công thức:

$$\sigma_v = k_v \gamma h \quad (\text{khi } \frac{b}{h} < 1) \quad (2.5)$$

Trong đó: γ , h □ trọng lượng riêng và chiều cao đất đắp trên công trình; b - chiều rộng công trình.



H.2.4. Các sơ đồ xác định áp lực đứng của đất

Giá trị hệ số k_v có thể được xác định theo đồ thị của giáo sư Klein (H.2.5) đối với đường hào hoặc theo công thức:

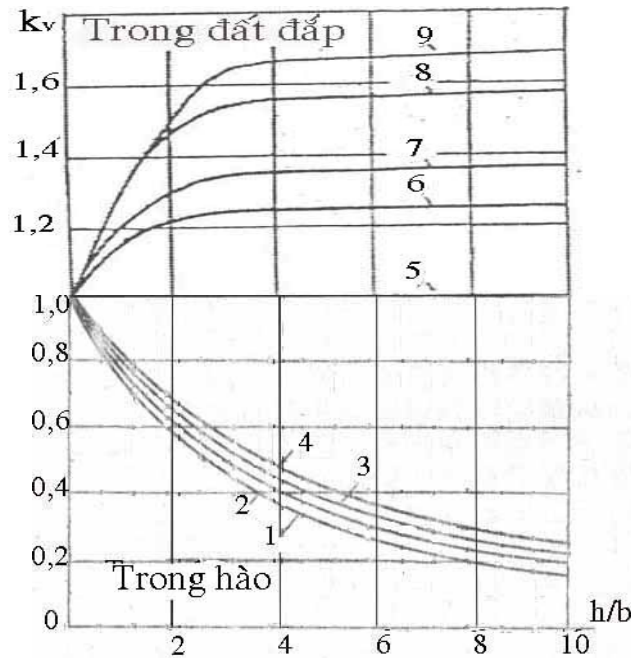
$$k_v = \frac{1 - 2c' / (\gamma' b)}{2f_0 t g^2 (45^\circ - \varphi' / 2)} \frac{b}{k} \left\{ 1 - \exp \left[- \frac{2f_0 h t g^2 (45^\circ - \varphi' / 2)}{b} \right] \right\}, \quad (2.6)$$

Trong đó: γ' , C' , φ' - trọng lượng riêng, lực dính và góc ma sát trong của đất đắp; h , b - độ sâu và chiều rộng hào cao hơn mái công trình; $f_0 \approx \tan^2 \varphi' / 2$ - hệ số ma sát đất đắp đối với tường hào.

- Áp lực đất lên vỏ công trình thi công bằng phương pháp ngầm (khi $\frac{b}{h} \ll 1$) được tính như áp lực mỏ.

- Tải trọng lên đáy công trình từ phía đất được lấy phân bố đều và bằng tổng toàn bộ áp lực đất trên mái cộng với trọng lượng bản thân công trình.

- Nếu các đoạn CTN đặt nông nằm trực tiếp dưới móng các nhà thì tải trọng lên kết cấu ngầm cần phải tính thêm tải trọng thẳng đứng truyền từ nhà.



H.2.5. Đồ thị để xác định hệ số k_v , áp lực thẳng đứng của đất: 1- đối với cát đắp, cát đá vụn khô; 2- đối với sét đắp, cát, đất vụn ẩm; 3- đối với sét dẻo; 4- đối với sét dẻo nhão; 5- đối với sét chảy, 6- đối với cát hạt nhỏ và sét mềm, 7- đối với cát hạt chung và sét dẻo, 8- đối với cát hạt thô và sét cứng, 9- đối với đá và nửa đá.

- **Áp lực thẳng đứng từ các phương tiện giao thông (tải trọng tạm thời):**

- Tải trọng **đứng** tiêu chuẩn tạm thời P_v lên mái khi độ sâu mép trên của nó **nhỏ hơn $1 \times 1,5m$** xác định từ các bánh xe kết hợp, phân bố trong giới hạn chiều dày áo đường và chiều dày khối đất đắp.

+ Áp lực trong áo đường được coi là phân bố đều dưới góc 45° ;

+ Áp lực trong đất **phân bố** dưới góc β so với đường thẳng đứng, bắt đầu từ mép vệt tiếp xúc bánh xe với áo đường (h.2.6). Thường quy ước lấy $\beta = 30^\circ$.

- Giá trị áp lực cần tính theo diện tích chất tải, kích thước của nó phụ thuộc vào chiều dày áo đường, tính từ một bánh xe:

+ Dọc trục chuyển động: $a = a_0 + 2\delta_n$;

+ Vuông góc với hướng chuyển động: $b = b_0 + 2\delta_n$

Trong đó: a_0, b_0 - các kích thước diện tích tiếp xúc của cặp bánh xe ô tô với mặt đường theo hướng dọc và hướng ngang; δ_n - chiều dày áo đường.

- Khi vị trí của 2 bánh xe ô tô trên CTN có trục cách nhau giá trị Δ , kích thước diện tích tải:

+ Dọc trục chuyển động: $a_2 = a_0 + 2\delta_n$;

+ Vuông góc với hướng chuyển động: $b_2 = b_0 + 2\delta_n + \Delta$

- Biết được kích thước diện tích tải, **giá trị tải trọng đứng tạm thời** có thể xác định lại theo công thức:

$$P_v = \frac{P}{F}$$

Trong đó: P - giá trị tải trọng tập trung tạm thời ; F - diện tích chất tải ($F = a \times b$ hoặc $F = a_2 \times b_2$).

- Trên h.2.6. trình bày sơ đồ phân bố áp lực đứng từ một số bánh xe. Tới độ sâu nào đó $h \leq h_{kp}$, nơi đường phân bố áp lực cắt nhau, áp lực xác định theo công thức:

$$P_v = \frac{P}{(h + a_0 + \delta_{pr})(h + b_0 + \delta_{pr})}, \quad (2.7)$$

Trong đó: δ_{pr} - chiều dày lớp áo đường.

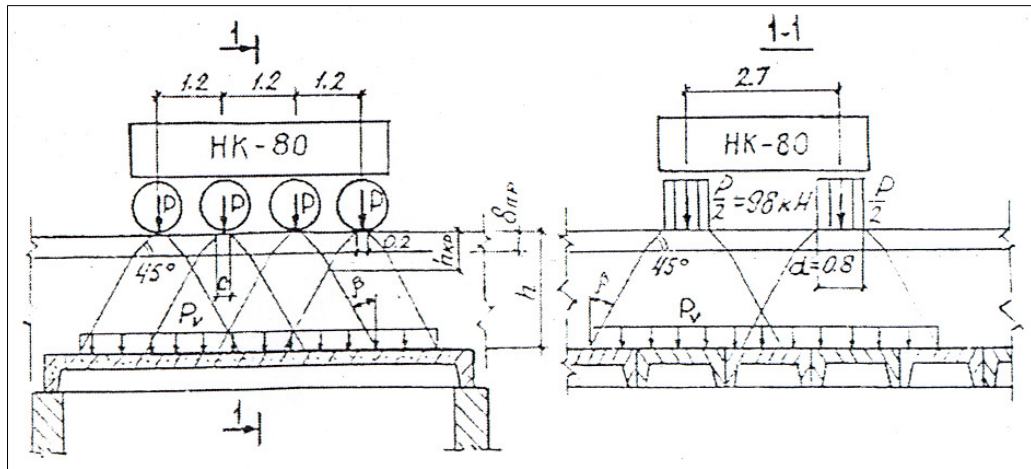
- Dưới độ sâu h_{KP} tải trọng coi như phân bố đều và được xác định theo công thức sau:
- + Từ các toa tàu chuyển động trên đường sắt:

$$P_v = \frac{V}{l_s + h} \quad (2.8)$$

- + Từ các phương tiện ô tô trên đường đô thị (ngoài tải trọng AK, trong các trường hợp đó không xét đến), cũng như trên các đường thuộc nhà máy, xí nghiệp công nghiệp:

$$P_v = \frac{q}{a_0 + h} \quad (2.9)$$

Trong đó: V - cường độ tải trọng đứng tạm thời từ các toa tàu chuyển động trên đường sắt, phụ thuộc vào chiều dài chất tải $l_{CT} = b + h$ và vị trí đỉnh đường ảnh hưởng $\alpha_{ah} = 0,5$ nhưng không lớn hơn 19,6 K kN/M; l_s - chiều dài tà vẹt bằng 2,7m; b - chiều rộng công trình ngầm theo chu vi bên ngoài (m); h - khoảng cách từ đáy ray hoặc đỉnh áo đường đến cao độ xem xét khi xác định áp lực đứng (m); q và a_0 - tải trọng phân bố, KN/M và chiều dài đoạn tính toán phân bố của chúng (m). Khi tính toán, các số liệu trên có thể tham khảo trong TCVN-22TCN-2007 và XNIP 2.05.03-84.



H.2.6. Sơ đồ bố trí các phương tiện giao thông và máy móc thi công trên công trình ngầm:

- a- khi bố trí tải trọng di động vuông góc với tường, b □ khi bố trí tải trọng di động song song với tường

- Trong thời gian xây dựng, tính toán CTN được tiến hành theo tác động của từng xe hoặc máy móc riêng biệt và tổ hợp của chúng. Tải trọng phân bố đều thẳng đứng tạm thời ở mức mái CTN xác định theo công thức:

$$P_v = \frac{P}{(C_1 + 2h_0 \operatorname{tg} \beta)(b_0 + 2h_0 \operatorname{tg} \beta)} \quad (2.10)$$

Trong đó: p - tải trọng thẳng đứng toàn phần từ các máy móc hoặc thiết bị; C_1 - chiều dài vùng tựa quy ước (dọc đường chạy) của máy hoặc thiết bị lấy đối với tải trọng : AK-1,7m, HK-80-3,8m, T-60-5,0m, b_0 - chiều rộng của vùng tựa quy ước lấy theo **bảng 2.1**; h_0 - độ sâu của đỉnh mái kể từ mặt đất.

- Khi không tồn tại tải trọng cụ thể trên mặt đất thì tải trọng đứng tạm thời tiêu chuẩn được quy ước là phân bố đều liên tục có cường độ 10,0 KPa.

2.4. Các loại áp lực ngang tác dụng lên công trình

Cũng như áp lực đứng, áp lực ngang tác dụng lên công trình được chia ra nhiều loại:

- Áp lực ngang tác động thường xuyên: áp lực đất, áp lực nước ngầm ổn định, áp lực từ công trình lân cận;
 - Áp lực ngang tác động tạm thời (ngắn hạn, dài hạn): áp lực từ các phương tiện giao thông, áp lực từ các thiết bị đặt bên trên công trình trong vùng khối trượt
 - Áp lực ngang đặc biệt: áp lực động đất, áp lực trương nở đất, áp lực từ các đoàn người trên mặt đất tác dụng trong vùng khối trượt, áp lực do thay đổi nhiệt độ, các tác động và đập theo phương ngang.
- Áp lực ngang lên công trình được chia thành áp lực chủ động, áp lực bị động và áp lực tĩnh.
- Áp lực chủ động là áp lực gây mất ổn định công trình,;
 - Áp lực bị động có tác dụng giữ ổn định công trình, chống lại áp lực chủ động.
 - Áp lực tĩnh có giá trị trung gian giữa áp lực chủ động và áp lực bị động.

- Áp lực ngang của đất lên công trình

- Áp lực ngang của đất lên công trình được xác định có tính đến sự phân bố dạng tam giác theo chiều cao, còn hệ số áp lực ngang được biểu thị qua góc ma sát trong hoặc hệ số Poisson.

- Tường công trình được tính toán chịu áp lực ngang của đất có xét đến tải trọng trên bề mặt nằm trong khu vực khối trượt. Áp lực từ trọng lượng đất xung quanh thường được gọi là *áp lực cơ bản*, còn áp lực từ tải trọng bề mặt - *áp lực bổ sung*.

- Áp lực đất phụ thuộc vào độ cứng, khả năng chuyển vị và xoay tường. Khi kết cấu tường chuyển vị và xoay sẽ tạo ra áp lực chủ động của đất tác dụng lên mặt sau tường. Còn mặt trước tường phía dưới đáy hố đào sẽ có áp lực bị động của đất.

- *Trong điều kiện thoát nước*, thành phần nằm ngang của áp lực chủ động và bị động khi góc nghiêng của tường ε (đương) không lớn ($\text{tg}\varepsilon \leq 1/3$) được tính theo công thức:

$$\sigma_{ah} = (\gamma z + q) \cdot \lambda_{ah} - C \cdot \text{ctg}\varphi (1 - \lambda_{ah}), \quad (2.11)$$

$$\sigma_{ph} = (\gamma z + q) \cdot \lambda_{ph} - C \cdot \text{ctg}\varphi (1 - \lambda_{ph}), \quad (2.12)$$

Trong đó: γ - giá trị tính toán trọng lượng riêng của đất, z - khoảng cách kể từ mặt đất, q - tải trọng phân bố đều liên tục trên mặt đất, φ và C - giá trị tính toán góc ma sát trong và lực dính của đất, λ_{ah} , λ_{ph} - các hệ số áp lực ngang chủ động và bị động của đất, xác định theo công thức:

$$\lambda_{ah} = \frac{\cos^2(\varphi - \varepsilon)}{\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\varepsilon + \delta) \cos(\varepsilon - \delta)}} \right]^2 \cos^2 \varepsilon \cdot \cos(\varepsilon + \delta)} \quad (2.13)$$

$$\lambda_{ph} = \frac{\cos^2(\varphi + \varepsilon)}{\left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\varepsilon + \delta) \cos(\varepsilon - \delta)}} \right]^2 \cos^2 \varepsilon \cdot \cos(\varepsilon - \delta)} \quad (2.14)$$

Trong đó: ε - góc nghiêng mặt sau tường so với đường thẳng đứng, lấy dấu dương khi độ nghiêng so với mặt thẳng đứng về phía tường; β - góc nghiêng mặt đất so với đường nằm ngang, lấy dấu dương khi độ nghiêng mặt đất so với mặt nằm ngang hướng lên trên; δ - góc ma sát của đất tại mặt tiếp xúc với tường lấy tương ứng bằng $2/3 \varphi$ và $1/2 \varphi$ khi không sử dụng hoặc sử dụng huyền phù sét (để đảm bảo độ chính xác so với lời giải chính xác khi các định áp lực bị động nên lấy $\delta \leq (1/3) \varphi$). Khi trong giới hạn chiều cao tường tồn tại đất sét mềm và dẻo chảy hoặc khi trên bề mặt có tải trọng rung, góc δ lấy bằng 0.

Khi $\varepsilon = 0$, $\delta = 0$

$$\lambda_{ah} = \text{tg}^2(45^\circ - \varphi/2) \quad (2.13a)$$

$$\lambda_{ph} = tg^2(45^\circ + \varphi'/2) \quad (2.14a)$$

Biểu đồ áp lực chủ động được trình bày trên H. 2.7.

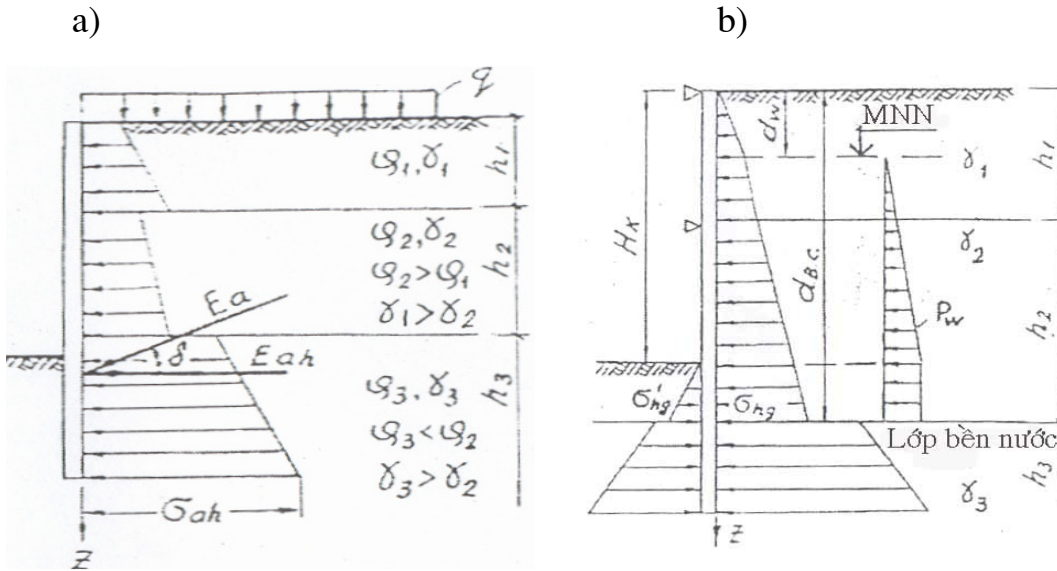
- Trong điều kiện không thoát nước trong đất bão hòa, có thể góc ma sát $\varphi_u = 0$, cường độ áp lực chủ động và bị động có dạng:

$$+ \text{Cường độ áp lực chủ động: } \sigma_{ah} = (\gamma z + q) - 2C_u \quad (2.11a)$$

$$+ \text{Cường độ áp lực bị động: } \sigma_{ph} = (\gamma z + q) + 2C_u \quad (2.12a)$$

- Áp lực chủ động của đất dính không tác dụng trên toàn bộ chiều cao tường mà chỉ bắt đầu từ độ sâu cách mặt đất:

$$h_c = \frac{C \cdot \cot g \varphi (1 - \lambda_{ch}) - q \cdot \lambda_{ch}}{\gamma \lambda_{ch}} \quad (2.15)$$



H.2.7. Biểu đồ áp lực chủ động của đất khi có các lớp đất khác nhau (a) và áp lực đất trạng thái tĩnh lên gối tựa, neo khi có lớp bên nước (b).

- Thành phần ngang cân bằng của áp lực chủ động và bị động được xác định như diện tích biểu đồ tương ứng của cường độ áp lực σ_{ah} và σ_{ph} .

- Giá trị toàn bộ áp lực chủ động và bị động lệch đối với pháp tuyến tường chắn một góc $\pm \delta$ và được xác định theo công thức:

$$E_a = E_{ah} / \cos(\varepsilon + \delta) \quad (2.16)$$

$$E_p = E_{ph} / \cos(\varepsilon - \delta) \quad (2.17)$$

- Tường có gối đỡ hoặc neo của công trình có độ cứng lớn được tính chịu áp lực ngang của đất trong trạng thái tĩnh (h.2.7). Cường độ áp lực ngang cơ bản của đất σ_{kg} lên tường tại độ sâu z xác định theo công thức sau:

+ Cao hơn lớp bên nước:

$$\sigma_{kg} = k_0 \cdot \sigma_{zg} = k_0 \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i \quad (2.18)$$

+ Trong lớp bên nước:

$$\sigma_{kg} = k_0 [\sigma_{zg} + \gamma_w (d_{BC} - d_w)] \quad (2.19)$$

Trong đó: σ_{zg} - cường độ áp lực tự nhiên của đất tại độ sâu z so với mặt đất có xét đến tác dụng đẩy nổi của nước ngầm; k_0 - hệ số áp lực hông của đất trong trạng thái tĩnh lấy bằng: đối với đất hạt lớn $k_0=0,3$; đối với đất cát hoặc á cát $k_0=0,4$; đối với á sét $k_0=0,5$; đối với sét $k_0=0,7$; d_{BC} - độ sâu lớp bên nước so với mặt đất; d_w - độ sâu mực nước ngầm; γ_w - trọng lượng riêng của nước, bằng $0,98\text{KN/m}^3$; γ_i và k_i - trọng lượng riêng và chiều dày lớp đất nằm cao hơn tiết diện xem xét tại chiều sâu z .

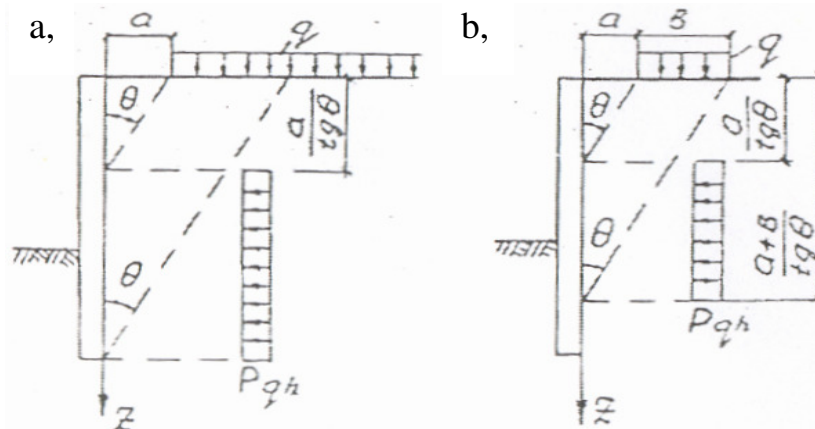
- Tác dụng đẩy nổi của nước ngầm được tính cho tất cả các loại đất có hệ số thấm $k_t > 1.10^{-8}\text{m/s}$ và đất sét có chỉ số dẻo $I_p < 6,20$.

- Cường độ áp lực ngang tác dụng lên tường từ phía hố đào (thấp hơn hố đào) được tính theo công thức (2.18) và (2.19) trừ đi giá trị z từ đáy hố đào (h.2.7b).

- Tải trọng bổ sung trên mặt đất từ các máy nâng chuyển và vật liệu xây dựng lấy trong dạng áp lực phân bố hoặc lực tập trung, nguyên tắc xác định chúng như sau:

+ Khi không tồn tại tải trọng cụ thể trên lăng thể trượt, lấy tải trọng tiêu chuẩn tạm thời phân bố đều trên bề mặt, $q=10\text{KPa}$. Tải trọng này tạo nên áp lực ngang chủ động, xác định theo công thức:

$$P_{qh} = q \cdot \lambda_{ch} = 10 \lambda_{ch} \text{ (kPa)} \quad (2.20)$$



H.2.8. Ảnh hưởng của tải trọng phân bố đều trên mặt đất

+ Khi tải trọng liên tục q nằm trên khoảng cách a cách tường (h.2.8), áp lực P_{qk} đặt lên tường trên đoạn $z \geq a/\text{tg}\theta$. Khi tải trọng q tác động theo dải rộng b đặt dọc công trình trên khoảng a cách tường, áp lực P_{qk} đặt trên đoạn tường $a/\text{tg}\theta \leq z \leq (a+b)\text{tg}\theta$.

Góc nghiêng mặt phẳng trượt của lăng thể trượt đối với mặt phẳng đứng lấy bằng:

$$\theta = 45^\circ - \varphi/2 \quad (2.21)$$

- Áp lực ngang bổ sung từ tải trọng tập trung và tải phân bố nằm trên mặt đất trong trạng thái tĩnh được xác định bằng tính toán theo lý thuyết đàn hồi.

Giá trị áp lực ngang bổ sung xác định theo công thức:

+ Từ tải tập trung:

$$P_{ko} = \frac{3p}{\pi} \left\{ \frac{y^2 z}{R^5} + \frac{1-2\mu}{3} \left[\frac{1}{R(R+Z)} - \frac{(2R+Z)y^2}{(R+Z)^2 R^3} - \frac{Z}{R^3} \right] \right\}; \quad (2.22)$$

+ Từ tải trọng tập trung tuyến tính P , tác dụng theo tường thẳng song song:

$$P_{ko} = \frac{4Px^2 z}{\pi(x^2 + z^2)^2}; \quad (2.23)$$

+ Từ tải trọng thẳng đứng q , phân bố đều trên diện tích chữ nhật:

$$P_{ko} = 2 \cdot k_0 p_z; \quad (2.24)$$

Trong đó: x, y, z - khoảng cách theo trục tọa độ từ điểm đặt tải hoặc đường tác động đến điểm trong đó xác định áp lực P_{ko} ; $R^2 = x^2 + y^2 + z^2$; μ - hệ số nở ngang; k_0 - hệ số áp lực hông; P_z - giá trị áp lực thẳng đứng tại điểm đang xét, xác định theo phương pháp điểm góc đã biết.

- Tính toán áp lực lên tường gối tựa mềm hoặc neo theo công thức (2.18, 2.19)-(2.22-2.24) nhận được áp lực ngang quá cao vì những tường như vậy tồn tại chuyển vị ngang nên áp lực ngang thực tế giảm. Tính toán theo công thức đó (2.11) thì ngược lại, nhận được giá trị áp lực ngang hơi thấp. Vì vậy lực ngang được coi là trung gian giữa giá trị lực chủ động và lực trong trạng thái tĩnh, xác định theo công thức:

+ Đối với tường neo:

$$E_h = 0,75 E_{ch} + 0,25 E_{h0} ; \quad (2.25)$$

+ Đối với tường tựa ở một số mức sàn:

$$E_h = 0,25 E_{ch} + 0,75 E_{h0} ; \quad (2.26)$$

Trong đó: E_{ch} - thành phần hợp lực ngang của áp lực chủ động; E_{h0} - thành phần hợp lực ngang của của áp lực đất trong trạng thái tĩnh; E_h - giá trị tính toán tổng hợp lực của áp lực ngang.

- Giá trị thành phần ngang của lực neo Q_{ch} lấy bằng phản lực tại vị trí gia cường neo với tường từ kết quả tính toán tĩnh học đối với tường.

- Tác động tiêu chuẩn do kéo thép trong các kết cấu bê tông dự ứng lực được xác định tương ứng với giá trị lực kéo lớn nhất theo đồ án thiết kế.

- Áp lực ngang của đất lên kết cấu công trình đứng dạng tròn (giếng đứng, giếng hạ chìm) cũng được xác định như đối với tường đứng của công trình - tải trọng thay đổi dọc chiều sâu theo định luật thủy tĩnh.

- Giếng chìm dạng tròn hạ trong lớp áo xúc biến được tính toán theo tải trọng hướng tâm của đất và huyền phù xúc biến thay đổi theo định luật:

$$q_\alpha = q_1 \left[1 + \left(\frac{q_2}{q_1} - 1 \right) \sin \alpha \right] \quad (2.27)$$

Trong đó : q_α - áp lực hướng tâm lên vòng vỏ tại điểm cắt có tọa độ α ; q_1 - áp lực hướng tâm nhỏ nhất tại điểm 1; q_2 - áp lực hướng tâm tại điểm 2 (hình. 2.1, m).

Tỷ lệ $\frac{q_2}{q_1}$ đối với huyền phù xúc biến lấy bằng 1,1, còn đối với đất trong giới hạn phân đào của giếng -1,25.

- Ngoài ra, trong tính toán giếng chìm cần xét đến áp lực bên bổ sung của đất do mặt nghiêng của lớp đất nằm trong giới hạn khối trượt, do giếng bị nghiêng □

- Áp lực ngang tác dụng lên bản đáy công trình.

Dưới tác dụng của áp lực đất bên ngoài công trình cũng như trọng lượng bản thân tường ngoài công trình, đất bên ngoài có thể bị đẩy trôi vào phía trong công trình.

- Khi có tải trọng tác dụng ở mức đáy móng q_1 (h.2.9) sẽ xuất hiện áp lực ngang (chủ động) σ_{ch} có giá trị :

$$\sigma_{ah} = (q_1 + \gamma y) \lambda_{ah} \quad (2.28)$$

- Dưới tác dụng của lực q_c sẽ tạo nên lăng thể trượt ABC. Phía bên mặt phẳng AB xuất hiện áp lực bị động σ_{bh}

$$\sigma_{ph} = \gamma y \cdot \lambda_{ph} \quad (2.29)$$

Tại độ sâu y_0 giá trị áp lực bị động bằng áp lực chủ động, từ đó xác định được y_0 :

$$y_0 = \frac{q_1 \lambda_{ah}}{\gamma [\lambda_{ph} - \lambda_{ah}]} \quad (2.30)$$

- Lực đẩy của lăng thể trượt là

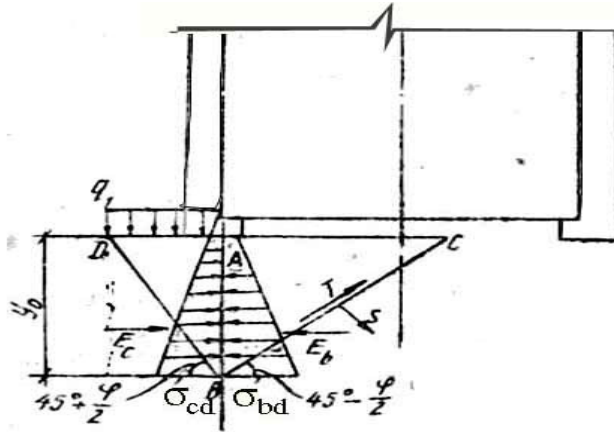
$$R = E_{ah} - E_{ph} \quad (2.31)$$

Trong đó: E_c -tổng hợp lực chủ động:

$$E_{ah} = y_0(q_1 + \gamma y_0/2)\lambda_{ah}; \quad (2.32)$$

E_{ph} - tổng hợp lực bị động:

$$E_{ph} = (\gamma y_0^2/2) \cdot \lambda_{ph} \quad (2.33)$$



H.2.9. Sơ đồ tính áp lực ngang đẩy trôi bản đáy công trình ngầm

Lực R được phân thành 2 thành phần:

- Thành phần T song song với mặt trượt BC:

$$T = R \cos(45^\circ - \varphi/2) \quad (2.34)$$

- Thành phần S vuông góc với mặt trượt BC:

$$S = R \sin(45^\circ - \varphi/2) \quad (2.35)$$

Quá trình đẩy lãng trụ ABC trôi lên sẽ bị lực ma sát $Stg\varphi$ cản lại.

- Lực đẩy trôi tác dụng lên bản đáy công trình có giá trị:

$$T_0 = T - Stg\varphi = R \frac{\sin(45^\circ - \varphi/2)}{\sin(90^\circ + \varphi)} \quad (2.36)$$

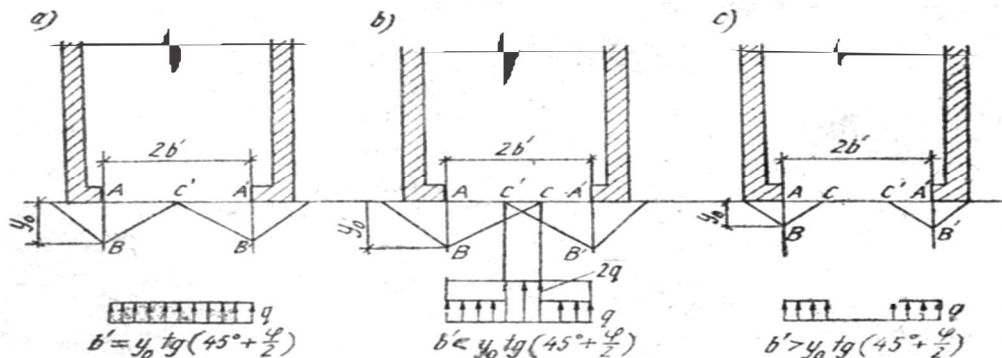
- Lực T_0 gây nên áp lực thẳng đứng N_0 tác dụng lên bản đáy công trình:

$$N_0 = T_0 \sin(45^\circ - \varphi/2) \quad (2.37)$$

Quy ra áp lực phân bố q_2 :

$$q_2 = N_0/b' = \frac{N_0}{y_0 \operatorname{tg}(45^\circ + \varphi/2)} \quad (2.38)$$

Trên **h.2.10** trình bày sơ đồ phân bố áp lực thẳng đứng lên bản đáy công trình tùy theo giá trị y_0 .



H.2.10. Sự phân bố áp lực đẩy trôi bản đáy công trình ngầm:

a- khi lãng thể trượt tiếp xúc nhau; b- khi lãng thể trượt giao nhau; c- khi lãng thể trượt không tiếp xúc nhau

- **Áp lực ngang từ các phương tiện giao thông lên công trình**

- Áp lực ngang chủ động từ các phương tiện giao thông và máy móc xây dựng được xác định theo công thức (2.12), thay $q = p_v$.

- Khi tính toán tường chắn hoặc tường CTN, tải trọng đó cần bố trí vào vị trí bất lợi nhất trong giới hạn dải B_{np} (h.5.5), chiều rộng của nó được xác định theo công thức:

$$B_{np} = (H_0 - h_0) \operatorname{tg}(45^\circ - \varphi/2) - h_0 \operatorname{tg} \beta \quad (3.39)$$

Trong đó: H_0 - độ sâu chôn móng tường chắn hoặc tường công trình ngầm kể từ mặt đất; h_0 - khoảng cách từ mặt đất đến đỉnh mái.

- Tải trọng di động trên đoạn có chiều rộng B_{np} tính theo diện tích chất tải:

+ Khi vị trí tải trọng di động dọc trục tường chắn là

$$S_d = b \times c$$

Trong đó: b - chiều rộng mặt tiếp xúc của bánh có xét đến sự phân bố của áp lực trong áo đường dưới góc 45° , c - giá trị bằng chiều cao tường nhưng không lớn hơn 4m đối với tải trọng H-30, và 3,6m đối với HK-80. Giá trị c cũng không được lớn hơn chiều dài đoạn tường tính toán.

+ Khi chuyển động **vuông góc** với trục tường công trình ngầm, kích thước diện tích tải là $S_n = a + d$

Trong đó: a - chiều dài phần tiếp xúc mặt nghiêng của bánh ô tô H-30 hoặc chiều rộng của toàn bộ khối trượt đối với máy kéo HK-80 nhưng không lớn hơn 3,6m; d - khoảng cách giữa các cạnh nghiêng phía ngoài của các bánh xe lân cận ô tô H-30 hoặc mép bánh xe HK-80.

- Nếu chất tải trọng lên khối trượt, **giá trị áp lực ngang** có thể xác định:

+ Dọc trục tường công trình:

$$\sigma_{bp} = \frac{\sum P}{bc} \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2) \rho \quad (2.40)$$

+ Vuông góc với trục công trình:

$$\sigma_{BP} = \frac{\sum P}{ad} \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2) \rho. \quad (2.41)$$

Trong đó: P - tải trọng tập trung tạm thời; ρ - hệ số phân bố áp lực dọc tường đường hầm, giá trị của nó có thể tham khảo trong **CH200-62, TCVN-TCN-2007 (tiêu chuẩn thiết kế đường ô tô)**.

- Chiều dài đoạn chất tải của tường xác định theo công thức (h.2.11):

$$y = \frac{A}{\operatorname{tg}\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)} \quad (2.42)$$

Trong đó: A - giá trị bằng chiều dài hoặc chiều rộng mặt tiếp xúc nghiêng của ô tô có xét đến phân bố áp lực trong áo đường dưới góc 45° .

- Tác động động học từ các phương tiện giao thông di chuyển được tính bằng cách nhân tải trọng với hệ số động học $1 + \mu$. Giá trị này phụ thuộc vào chiều dài đoạn chất tải tạm thời l_{CT} :

+ Khi chiều sâu đỉnh mái CTN nhỏ hơn 0,5m, tải trọng tạm thời từ H-30, giá trị đó là 1,3 nếu $l_{CT} \leq 5$ và bằng 1 nếu $l_{CT} > 45$ m. Trong khoảng $5\text{m} < l_{CT} < 45\text{m}$ giá trị $(1 + \mu)$ xác định bằng nội suy.

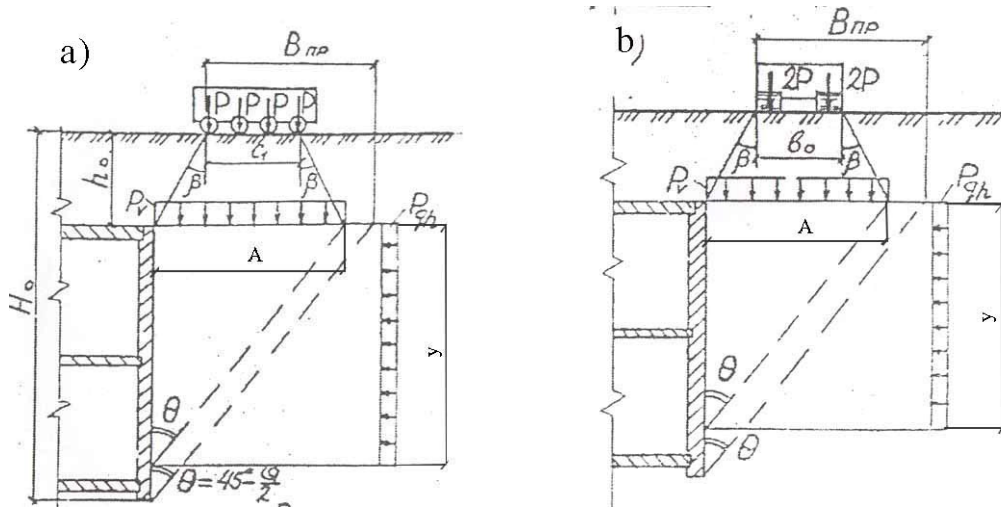
+ Khi độ chôn sâu đỉnh mái CTN kể từ đế ray nhỏ hơn 0,5m, tải trọng từ các toa tàu đường sắt và tàu điện ngầm được nhân với hệ số:

$$1 + \mu = 1 + \frac{10}{20 + l_{CT}} \quad (2.43)$$

Trong đó: l_{CT} - chiều dài chất tải trọng tạm thời, m.

+ Khi độ chôn sâu đỉnh mái ≥ 1 m, hệ số $1 + \mu$ lấy bằng 1,0. Khi độ sâu chôn mái trung gian, giá trị $1 + \mu$ lấy theo tỷ lệ.

+ Hệ số động học để xác định tải trọng từ các phương tiện giao thông **bánh hơi và bánh xích và các máy móc thi công** lấy bằng 1,0.



H.2.11. Sơ đồ xác định áp lực ngang từ các phương tiện giao thông

- Áp lực ngang từ công trình hiện có.

- Áp lực từ móng nhà hiện có được tính nếu các nhà đó nằm trong giới hạn khối trượt.
- Áp lực từ móng được truyền dưới góc 30-45° so với đường thẳng đứng phụ thuộc vào trường hợp kém thuận lợi nhất (hình 2.12).

+ Giá trị áp lực đứng của đất lên kết cấu CTN xác định như sau:

$$p_{\Phi} = Q/a_{\Phi}, \quad (2.44)$$

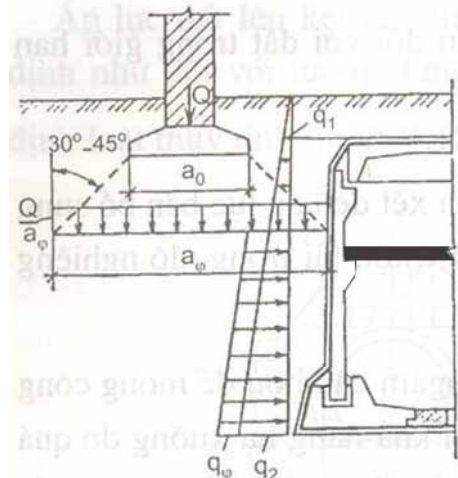
+ Còn áp lực ngang - theo công thức:

$$q_{\Phi} = (Q/a_{\Phi}) \lambda_{ah} \quad (2.45)$$

Trong đó : Q - áp lực đứng lên đế móng; a_{Φ} - chiều rộng của diện tích chất tải lên móng có tính đến sự phân bố áp lực theo chiều sâu.

- Cần lưu ý rằng: khi xác định áp lực ngang tính toán do tải trọng đứng tạm thời di động gây nên theo công thức:

$q_i = \gamma h_{TD} \lambda_{ah}$ - giá trị góc nội ma sát được tăng lên 5° khi $k > 1$ và giảm đi 5° khi $k < 1$. (k - hệ số vượt tải; h_{TD} chiều cao lớp đất tương đương; γ trọng lượng thể tích đất tương đương).



H.2.12. Sơ đồ xác định áp lực lên công trình ngầm do móng công trình lân cận gây nên

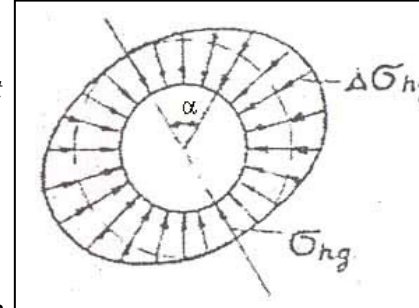
Áp lực ngang khi các lớp đất nằm nghiêng

- Áp lực ngang từ trọng lượng bản thân đất được tăng lên với giá trị bổ sung tính theo công thức:

$$\Delta\sigma_{kg} = 2 \sigma_{kg} \beta \cdot \text{tg}\beta, \quad (2.46)$$

Trong đó: σ_{kg} - áp lực cơ bản của đất, β - góc nghiêng của các lớp đất, radian, trong đó $\beta < 0,5$.

H.2.13. Biểu đồ áp lực cơ bản và bổ sung của đất lên công trình hình tròn trên mặt bằng khi các lớp đất nghiêng.



- Áp lực bổ sung đó chất tải không đều lên công trình hình tròn trên mặt bằng. Sự phân bố thay đổi trong mặt bằng là: $\Delta\sigma_{kg} \sin \alpha$, trong đó: α - góc tọa độ cực giữa bán kính véc tơ pháp tuyến với tường và hướng **bóng** nằm ngang của mặt phẳng nghiêng (h.2.13).

Áp lực ngang do tác động của nước ngầm

- Áp lực thủy tĩnh nằm ngang: tác dụng lên phía sau tường chắn (h.2.7), xác định theo công thức sau:

+ Cao hơn đáy hố đào:

$$P_w = \gamma_w (Z - d_w) \quad (2.47)$$

Lực ngang tương ứng của nước tĩnh:
$$E_{ws} = \frac{P_w (Z - d_w)}{2} \quad (2.47')$$

+ Thấp hơn đáy hố đào:

$$P_w = \gamma_w (H_K - d_w) \cdot \zeta \quad (2.48)$$

Lực ngang tương ứng của nước tĩnh:
$$E_{ws} = \frac{P_w (H_K - d_w)}{2} + P_w (d_{BC} - H_K) \quad (2.48')$$

Trong đó: H_K - độ sâu hố đào; ζ - hệ số xét đến vị trí đáy hố đào so với mực nước ngầm và so với cao độ lớp bên nước, lấy: khi $d_w < H_K \leq d_{BC}$ $\zeta = 1$, khi $H_K > d_{BC}$ $\zeta = 0$.

+ Cao độ tính toán mực nước ngầm là cao độ dự đoán, xuất phát từ các điều kiện địa chất công trình tình hình địa chất thủy văn, phương pháp thi công lựa chọn, tiến độ xây dựng, các biện pháp hạ mực nước ngầm và thoát nước.

- Khi xác định áp lực ngang của đất và áp lực nước ngầm, trong gian đoạn thi công cần tính mực nước ngầm thấp nhất, còn khi khai thác công trình- mực nước ngầm cao nhất.

- Nếu kết cấu tường chắn hoặc tường CTN:

+ Có lớp cách nước bên ngoài, thì áp lực nước tác dụng lên mặt ngoài tường chắn.

+ Nếu kết cấu tường chắn nhiều lớp có lớp cách nước nằm giữa thì nước ngầm tác dụng lên lớp cách nước và đặt phía trong tường chắn.

+ Khi đổ đầy nước lên bề ngầm nó sẽ tạo áp lực lên lớp cách nước từ phía trong công trình.

- Áp lực thủy động nằm ngang: tác dụng lên mặt ngoài phía sau tường chắn $q(z)$ có thể tính như sau:

$$q(z) = \pm 0,875 \cdot k_h \gamma_w \sqrt{hz} \quad (2.49)$$

Trong đó: k_h - hệ số động đất theo phương ngang với $r=1$ (xem công thức 2.62); h - chiều cao mực nước tự do; z - tọa độ thẳng đứng hướng xuống với góc tọa độ tại bề mặt nước.

- Với đất đắp thấm thủy động, các hiệu ứng gây ra trong đất bởi tác động động đất và trong nước được giả thiết là các hiệu ứng độc lập:

+ Áp lực nước thủy động được cộng vào áp lực nước thủy tĩnh.

+ Điểm đặt của áp lực nước thủy động lấy tại một độ sâu dưới đỉnh của lớp bảo hoà bằng 60% chiều cao của lớp đó.

- Trong quá trình thiết kế, tùy điều kiện cụ thể cần kể đến biến động lớn nhất (tăng hoặc giảm) của áp lực nước (so với áp lực thủy tĩnh hiện hữu) do sự dao động nước trên mặt hồ của tường.

- Áp lực ngang khi có động đất

- Công trình nằm trong vùng động đất cấp VII và lớn hơn cần kể đến áp lực động đất. Mức độ động đất của các vùng được xác định theo bản đồ phân vùng động đất.

- Áp lực lên tường chắn khi xét đến tải trọng động đất [2] như sau:

Tổng lực thiết kế tác dụng lên tường chắn tại lưng tường E_d tính theo công thức:

$$E_{dd} = (1/2) \gamma^* (1 - k_v) \lambda \cdot H^2 + E_{ws} + E_{wd} \quad (2.50)$$

Trong đó: H - chiều cao tường; E_{ws} ; E_{wd} tương ứng lực nước tĩnh, động; λ - hệ số áp lực đất (tĩnh và động); k_v - hệ số động đất theo phương đứng; $\gamma^* = \gamma - \gamma_w$

Hệ số áp lực đất λ có thể được tính theo các công thức Mononobe và Okabe.

- Đối với các trạng thái chủ động.

+ Nếu $\beta \leq \phi' - \theta$

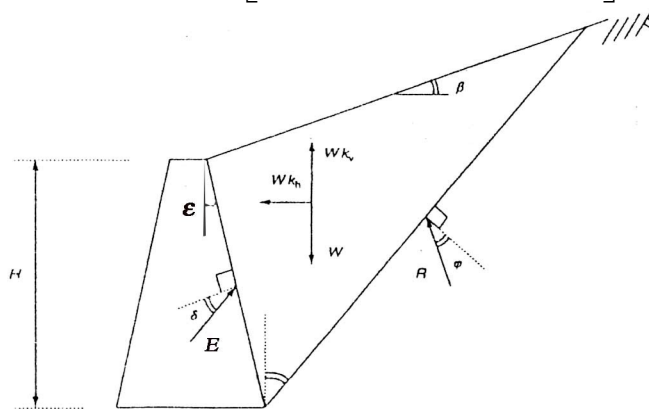
$$\lambda_{ah} = \frac{\cos^2(\phi'_d - \varepsilon - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \varepsilon \cdot \cos(\varepsilon + \delta_d + \theta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi'_d + \delta_d) \cdot \sin(\phi'_d - \theta - \beta)}{\cos(\varepsilon + \delta_d + \theta) \cos(\varepsilon - \beta)}} \right]^2} \quad (2.51)$$

+ Nếu $\beta > \phi' - \theta$

$$\lambda_{ah} = \frac{\cos^2(\phi'_d - \varepsilon - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \varepsilon \cdot \cos(\varepsilon + \delta_d + \theta)}. \quad (2.52)$$

- Đối với các trạng thái bị động (không xét ma sát giữa đất và tường- $\delta_d = 0$)

$$\lambda_{ph} = \frac{\cos^2(\phi'_d + \varepsilon - \theta)}{\cos \theta \cos^2 \varepsilon \cdot \cos(\theta - \varepsilon) \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\sin \phi'_d \cdot \sin(\phi'_d - \theta + \beta)}{\cos(\beta - \varepsilon) \cos(\theta - \varepsilon)}} \right]^2} \quad (2.53)$$



H.2.14. Quy ước cho các góc trong công thức tính toán hệ số áp lực đất

Trong đó: ϕ'_d - giá trị thiết kế của góc kháng cắt của đất:

$$\phi'_d = \text{tg}^{-1} \left(\frac{\text{tg} \phi'}{\gamma_\phi} \right) \quad (2.54)$$

ε và β - xem công thức (2.13) và (2.14); δ_d - giá trị thiết kế của góc ma sát giữa đất và tường, nghĩa là:

$$\delta_d = \text{tg}^{-1} \left(\frac{\text{tg} \delta}{\gamma_\phi} \right) \quad (2.55)$$

γ_ϕ -hệ số riêng của $\text{tg} \phi'$; ϕ' - góc kháng cắt theo ứng suất hữu hiệu của đất; δ - góc ma sát giữa bề mặt kết cấu và tường.

Biểu thức của các trạng thái bị động cần ưu tiên sử dụng cho bề mặt tường thẳng đứng ($\varepsilon=0^0$).

- Lực do áp lực động đất tác dụng lên các kết cấu cứng.

- Đối với các kết cấu cứng, được ngâm cứng và tường thẳng đứng, đất đắp sau lưng tường nằm ngang:

+ Lực động do gia số áp lực đất có thể lấy bằng:

$$\Delta P_d = \alpha \cdot S \cdot \gamma \cdot H^2 \quad (2.56)$$

Trong đó: H - chiều cao tường; α - tỷ số của gia tốc nền thiết kế a_g trên nền loại A với gia tốc trọng trường g ; giá trị gia tốc nền a_g (xem bảng 5- phụ lục) ; S -hệ số nền phụ thuộc vào loại nền (xem bảng 5.11); γ - trọng lượng đơn vị bão hoà của đất; γ_w -trọng lượng đơn vị của nước.

+ Điểm đặt lực có thể lấy ở trung điểm chiều cao tường.

- Đối với tường hình tròn trên mặt bằng áp lực đối xứng đặt đồng thời theo hướng ngược chiều của công trình.

- Với các kết cấu cứng như tường tầng hầm hoặc tường trọng lực nằm trên nền đá hoặc trên cọc, tường chắn có neo và không cho phép dịch chuyển (sẽ phát sinh áp lực lớn hơn áp lực chủ động) - áp lực đất nên tính ở trạng thái nghỉ.

- Lực thiết kế này được coi là hợp lực của áp lực tĩnh và động của đất.

- Áp lực động của đất đặt ở giữa chiều cao của tường (nếu không có nghiên cứu chi tiết về độ cứng tương đối, dạng dịch chuyển và khối lượng tương đối của tường chắn).

- Với các tường xoay tự do xung quanh chân tường thì lực động có thể xem như đặt tại cùng điểm với lực tác dụng tĩnh.

- Áp lực phân bố trên tường do tác động tĩnh và động tạo với phương vuông góc không lớn hơn $(2/3)\phi'$ (ϕ' -giá trị kháng cắt của đất) đối với trạng thái chủ động và bằng 0 đối với trạng thái bị động.

- Khi có nước ngầm, hệ số áp lực động đất được điều chỉnh như sau:

+ Khi mực nước ngầm nằm dưới đáy tường chắn: γ^* - khối lượng thể tích γ của đất.

$$\theta = \text{arc.tg} \frac{k_h}{1 \mp k_v}; E_{wd} = 0. \quad (2.57)$$

Trong đó: k_h - hệ số động đất theo phương ngang; k_v - hệ số động đất theo phương đứng.

Trong trường hợp sử dụng các bảng và biểu đồ áp dụng cho các điều kiện tĩnh (chỉ có tải trọng trọng trường) cần có các điều chỉnh sau:

$$\text{tg} \theta_A = \frac{k_h}{1 + k_v} \quad \text{và} \quad \text{tg} \theta_B = \frac{k_h}{1 - k_v} \quad (2.58)$$

toàn bộ hệ thống tường - đất được xoay thêm một góc tương ứng là θ_A hoặc θ_B . Gia tốc trọng trường được thay thế bằng giá trị sau:

$$g_A = \frac{g(1 + k_v)}{\cos \theta_A}; \quad g_B = \frac{g(1 - k_v)}{\cos \theta_B} \quad (2.59)$$

+ Khi đất không thấm nước nằm dưới mực nước ngầm chịu tải trọng động:

$$\gamma^* = \gamma - \gamma_w$$

$$\theta = \text{arc.tg} \frac{\gamma}{\gamma - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \mp k_v} ; E_{\text{wd}} = 0 \quad (2.60)$$

Trong đó: γ - trọng lượng đơn vị bão hoà của đất.

+ Khi đất thấm nước (độ thấm cao) nằm dưới mực nước ngầm chịu tải trọng động: $\gamma^* = \gamma - \gamma_w$

$$\theta = \text{arc.tg} \frac{\gamma_d}{\gamma - \gamma_w} \frac{k_h}{1 \mp k_v} ; E_{\text{wd}} = 0,583.k_h \gamma_w (H')^2 \quad (2.61)$$

Trong đó: γ_d - trọng lượng đơn vị khô của đất; H' - chiều cao mực nước ngầm tính từ chân tường.

- Các hệ số động đất có thể tính theo các công thức sau:

+ theo phương ngang:
$$k_h = \alpha \frac{S}{r} \quad (2.62)$$

+ theo phương đứng:
$$k_v = \pm 0,5 k_h \text{ - nếu } a_{vg}/a_g \text{ lớn hơn } 0,6 \quad (2.63)$$

$$k_v = \pm 0,33 k_h \text{ - cho các trường hợp ngược lại} \quad (2.64)$$

Trong đó: α - xem (2.64); r - hệ số lấy trong Bảng 5.1, phụ thuộc vào dạng kết cấu tường chắn.

- Với các tường không cao quá 10m, hệ số động đất được coi như không thay đổi trên suốt chiều cao tường.

Bảng 2.4 - Các giá trị của hệ số r để tính toán hệ số động đất theo phương ngang

Dạng tường chắn	r
Tường trọng lực với đầu tường tự do, có thể chấp nhận một chuyển vị đến $d_r = 300\alpha.S$ (mm)	2
Tường trọng lực với đầu tường tự do có thể chấp nhận một chuyển vị lên đến $d_r = 200\alpha.S$ (mm)	1,5
Tường bê tông cốt thép chịu uốn, tường được neo hoặc chống, tường bê tông cốt thép trên cọc thẳng đứng, tường tầng hầm bị hạn chế chuyển vị và mố cầu	1

- Kết cấu tường chắn cao hơn 10m, có thể tính theo bài toán một chiều với trường sóng tự do lan truyền theo phương đứng. Giá trị α trong biểu thức (2.62) lấy bằng giá trị trung bình các gia tốc lớn nhất của đất theo phương ngang, dọc theo chiều cao của kết cấu.

- Khi có các loại đất rời bão hoà nước và áp lực nước lỗ rỗng có khả năng tăng cao thì:

a) Hệ số r của Bảng 5.1 nên lấy không lớn hơn 1,0.

b) Hệ số an toàn chống hoá lỏng không nên nhỏ hơn 2.

- Trong tính toán thực hành, tải trọng động đất thường được thay bằng tải trọng tĩnh tương đương và tác dụng theo phương ngang với hướng bất lợi nhất.

- Áp lực quán tính động đất tính theo trọng lượng bản thân kết cấu và đất P_{hd} và xác định theo công thức sau:

+ Lên tường công trình hình tròn trên mặt bằng:

$$P_{\text{hd}} = \sigma_{\text{kg}} (1+2K_c \text{tg}\phi) . \sin \alpha' \quad (2.65)$$

+ Lên tường công trình hình chữ nhật trên mặt bằng:

$$P_{\text{hd}} = \sigma_{\text{kg}} (1+2K_c \text{tg}\phi) \quad (2.66)$$

Trong đó: σ_{kg} - áp lực ngang cơ bản của đất; K_C - hệ số động đất lấy bằng 0,025; 0,05; 0,1 tương ứng với động đất cấp 7, 8, 9 độ rích te; φ - góc ma sát trong của đất; α - góc toạ độ cực giữa pháp tuyến đối với hướng tải trọng tác động và bán kính vectơ đi qua điểm xác định áp lực P_{hd} .

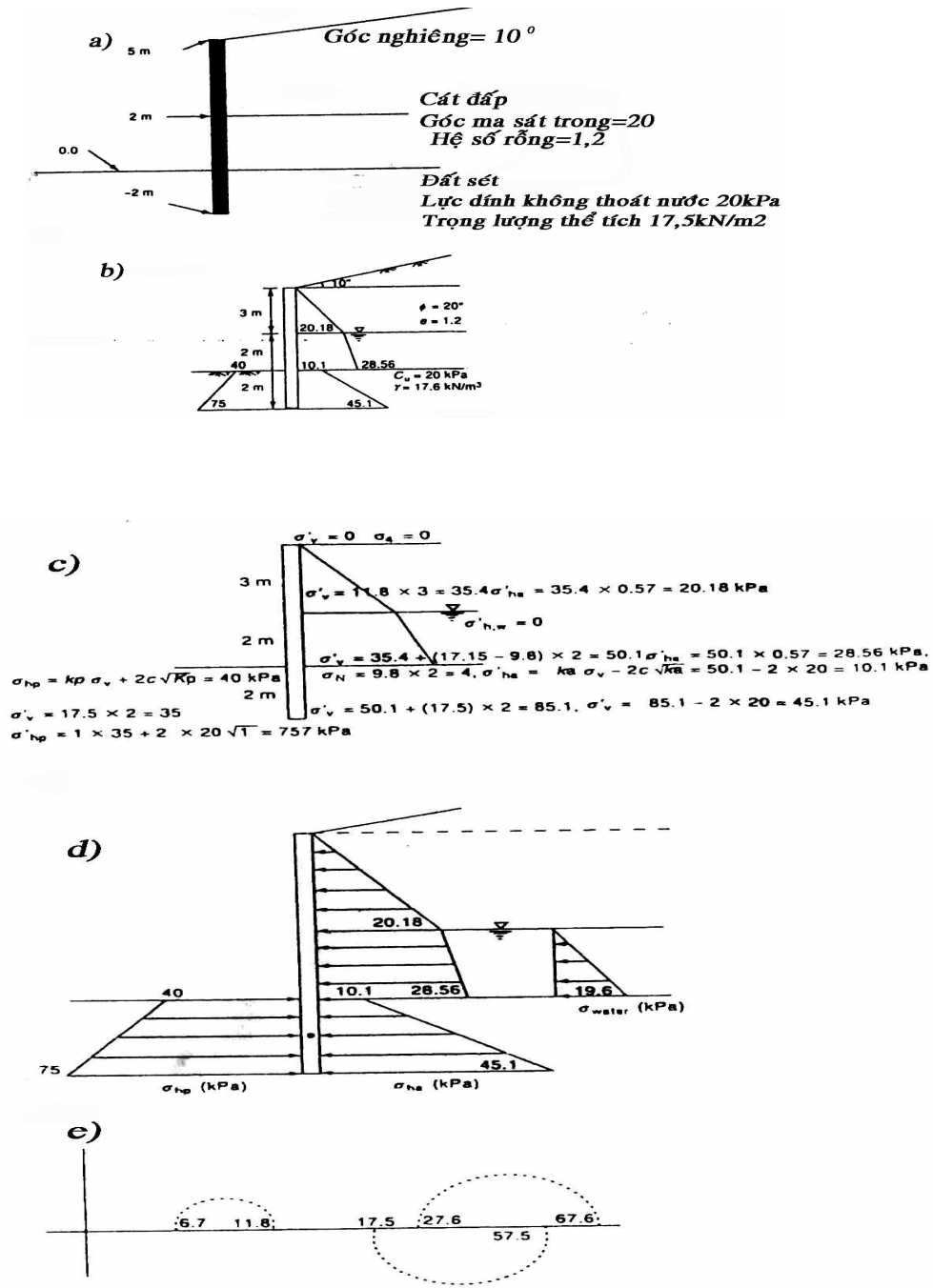
Ví dụ 5.1VD. Tính toán áp lực đất lên tường chắn

Cừ thép h.5.1 VD đặt trong lớp sét giữ lớp đất cát phía sau tường. Tính áp lực bên của đất tác dụng lên tường cừ vẽ vòng tròn Mor cho điểm trên cừ tại độ sâu 1m và 6m

Giải:

Xác định trọng lượng riêng đẩy nổi của đất $\gamma = \frac{(G_s + G_e)\gamma_w}{1 + e} = 118 \text{ kN/m}^3$

trong đó: G_s - tỷ trọng của hạt đất = 2,65; $S_e = 0$ và $e = 1,2$



Hình.5.1VD

a)- sơ đồ tính toán; b)- áp lực đất phân phối lên tường cừ; c)- áp lực đất tính toán; d)- áp lực đất và nước phân bố lên tường cừ; e)- Vòng tròn Mor.

Đối với đất cát đắp sau tường:

$$\lambda_{ah} = \cos\alpha \frac{\cos\alpha - \sqrt{\cos^2\alpha - \cos^2\phi}}{\cos\alpha + \sqrt{\cos^2\alpha - \cos^2\phi}} = 0,53$$

Trong đó: $\alpha=10^\circ$ và $\phi=20^\circ$

hoặc:

$$\lambda_{ah} = \left[\frac{\sin(\alpha - \phi) / \sin\alpha}{\sqrt{\sin(\alpha + \delta)} + \sqrt{\frac{\sin(\alpha + \delta)\sin(\phi - \beta)}{\sin(\alpha - \beta)}}} \right]^2 = 0,57$$

trong đó: $\alpha=90^\circ$ thẳng đứng; $\phi=20^\circ$; δ = ma sát bề mặt tường với đất =0; β -mái dốc= 10° .

Đối với đất sét:

$$\lambda'_{ah} = \frac{\lambda_{ah}}{\cos\alpha} = 1,0 \text{ hoặc } \lambda_{ah}=1,0$$

$$\lambda'_{ph} = \frac{\lambda_{ph}}{\cos\alpha} = \frac{\cos\alpha + \sqrt{\cos^2\alpha - \cos^2\phi}}{\cos\alpha + \sqrt{\cos^2\alpha - \cos^2\phi}} = 1,0$$

hoặc:

$$\lambda_{ph} = \left[\frac{\sin(\alpha + \phi) / \sin\alpha}{\sqrt{\sin(\alpha + \phi)} - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta)\sin(\phi + \beta)}{\sin(\alpha - \beta)}}} \right]^2 = 1,0$$

Áp lực tại độ sâu 1,0m và 6m kể từ đỉnh tường cừ.

Phía chủ động tại độ sâu 1,0m

$$\sigma_v = 118 \times 1 = 118 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{h.a} = 0,57 \times 118 = 67 \text{ kPa}$$

Phía chủ động tại độ sâu 6,0m

$$\sigma_v = 118 \times (17,15 - 9,8) \times 2 + 17,15 \times 1 = 67,6 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{h.a} = 1 \times 67,6 - 2 \times 20 \sqrt{1} = 27,6 \text{ kPa}$$

Phía bị động tại độ sâu 6,0m

$$\sigma_v = 17,5 \times 1 = 17,5 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{h.a} = 1 \times 17,5 + 2 \times 20 \sqrt{1} = 57,5 \text{ kPa}$$

CHƯƠNG III
XÁC ĐỊNH SỨC CHỊU TẢI CỦA CỌC

➤ Trong công tác thiết kế móng cọc, sau khi nghiên cứu vị trí xây dựng, đánh giá điều kiện địa chất công trình và đặc điểm, tải trọng của công trình cần tiến hành lựa chọn lớp đất tựa mũi cọc, độ sâu hạ cọc cũng như loại cọc, vật liệu làm cọc, kích thước tiết diện cọc và biện pháp thi công cọc.

➤ Bước tiếp theo là xác định sức chịu tải của cọc. Đối với nhà cao tầng ngày nay phổ biến sử dụng loại cọc bê tông cốt thép (BTCT).

➤ Sức chịu tải của cọc bao gồm sức chịu tải theo vật liệu làm cọc và sức chịu tải của cọc theo đất nền.

3.1. Xác định sức chịu tải của cọc BTCT theo vật liệu

3.1.1. Cọc chịu nén

- Cọc BTCT tiết diện đặc đúc sẵn:

$$Q_C = \varphi (R_b F_b + R_a F_a) \quad (3.1)$$

Trong đó:

R_b, R_a - cường độ tính toán của bê tông khi nén mẫu hình trụ và của cốt thép

F_b, F_a - diện tích tiết diện ngang của bê tông và của thép dọc.

φ - hệ số uốn dọc của cọc. Thông thường lấy $\varphi=1$.

Khi có lớp đất yếu (than bùn, bùn, sét yếu), giá trị φ lấy theo bảng 3.1

Bảng 3.1. Hệ số uốn dọc φ

L_{TT}/b	14	16	18	20	22	24	26	28	30
L_{TT}/d	12,1	13,9	15,6	17,3	19,1	20,8	22	24,3	26
φ	0,93	0,89	0,85	0,81	0,77	0,73	0,66	0,64	0,59

Ghi chú: L_{TT} - chiều dài tính toán của cọc, không kể phần cọc nằm trong các lớp đất yếu **bên trên**;

b - chiều rộng cạnh cọc vuông; d - đường kính cọc tròn

- Cọc BTCT tiết diện rỗng khi $L_{TT}/d \leq 12$

$$Q_C = \varphi (R_b F_b + R_a F_a + 2,5 R_{ax} F_{ax}) \quad (3.2)$$

Trong đó:

F_b - diện tích tiết diện ngang của lõi bê tông (phần nằm trong cốt đai);

R_{ax} - cường độ tính toán của cốt thép đai; F_{ax} - diện tích quy đổi của cốt thép đai:

$$F_{ax} = \frac{\pi D_d F_x}{t_x} \quad (3.3)$$

D_d - đường kính vòng thép đai; F_x - diện tích tiết diện cốt thép đai; t_x - khoảng cách giữa các vòng đai.

- Cọc BTCT tiết diện rỗng khi $L_{TT}/d > 12$ sức chịu tải của cọc tính theo công thức (3.1)

- Cọc BTCT tiết diện đặc đúc sẵn tại chỗ (cọc nhồi):

$$Q_C = \varphi (m_1 \cdot m_2 R_b F_b + R_a F_a) \quad (3.4)$$

Trong đó:

m_1 - hệ số điều kiện là việc, khi bê tông cọc được thi công bằng ống dung dịch khoan dịch chuyển thẳng đứng thì $m_1 = 0,85$;

m_2 - hệ số kể đến phương pháp thi công:

- Khi nền đất sét dẻo, dẻo cứng, khoan và nhồi bê tông không cần ống vách, đồng thời mực nước ngầm thấp hơn mũi cọc thì lấy $m_2 = 1$

- Khi dùng ống vách nhưng nước ngầm không xuất hiện trong lỗ khoan khi nhồi bê tông thì $m_2=0,90$;
- Khi thi công cần dùng ống vách và đổ bê tông trong dung dịch huyền phù sét thì $m_2=0,70$

3.1.2. Cọc nhồi chịu kéo:

$$Q_K = 0,75(R_K^B \cdot F_B + R_a \cdot F_a) \quad (3.5)$$

Trong đó: R_K^B - khả năng chịu kéo của bê tông cọc.

3.2. Xác định sức chịu tải của cọc BTCT chịu nén theo đất nền

3.2.1. Theo tính chất cơ lý của đất nền (theo XNIP 2.02.03.85 hoặc theo TCXD205-1998)

$$Q_C = \frac{Q_{TC}}{K_{TC}} \quad (3.6)$$

Trong đó:

Q_C - sức chịu tải tính toán cho phép của cọc theo đất nền; Q_{TC} - sức chịu tải tiêu chuẩn của cọc theo đất nền; K_{TC} - hệ số an toàn, lấy như sau:

$K_{TC}=1,2$: nếu sức chịu tải của cọc xác định theo kết quả nén tĩnh cọc

$K_{TC}=1,25$: nếu sức chịu tải của cọc xác định theo kết quả thử động cọc có kể đến biến dạng đàn hồi của đất.

$K_{TC}=1,4$: nếu sức chịu tải của cọc xác định bằng tính toán hoặc theo kết quả thử động cọc không kể đến biến dạng đàn hồi của đất;

Nếu có sức chịu tải nhỏ, tùy thuộc số lượng cọc trong móng, trị số K_{TC} lấy như sau:

+ móng có trên 21 cọc: $K_{TC}=1,4$ (1,25)

+ móng có 11-20 cọc: $K_{TC}=1,55$ (1,4)

+ móng có 6-10 cọc: $K_{TC}=1,65$ (1,5)

+ móng có 1-5 cọc: $K_{TC}=1,75$ (1,6)

Ghi chú: - Số trong ngoặc là trị số của K_{TC} khi sức chịu tải của cọc đơn được xác định theo kết quả nén tĩnh cọc tại hiện trường.

- Đối với móng chỉ có một cọc đóng sức chịu tải trên 60T hoặc một cọc nhồi sức chịu tải trên 250T thì lấy:

+ $K_{TC}=1,0$ nếu sức chịu tải xác định theo thử tĩnh cọc đồng thời đài cọc là móng bè;

+ $K_{TC}=1,40$: nếu sức chịu tải xác định theo kết quả thử tĩnh cọc;

+ $K_{TC}=1,60$: nếu sức chịu tải xác định theo các phương pháp khác.

Sức chịu tải theo tiêu chuẩn của cọc Q_{TC} xác định như sau:

- **Cọc chống** có mũi cọc cắm vào lớp đất cứng hoặc cắm vào đá có mô đun biến dạng lớn $E_0 \geq 500 \text{kg/cm}^2$. Lúc này sức chịu tải cọc chủ yếu dựa vào cường độ đất, đá ở mũi cọc và xác định theo công thức:

$$Q_{TC} = m q_p A_p \quad (3.7)$$

Trong đó: m - hệ số điều kiện làm việc của cọc trong đất lấy bằng 1; A_p - diện tích tiết diện mũi cọc, xác định như sau:

- Đối với cọc đặc, lấy bằng diện tích tiết diện ngang;

- Đối với cọc ống, lấy bằng diện tích tiết diện ngang hình vành khuyên của thành cọc. Nếu cọc ống có nhồi bê tông tại mũi cọc có chiều dài lớn hơn 3 lần đường kính thì lấy bằng tiết diện ngang của toàn cọc;

q_p - Cường độ của đất tại mũi cọc (T/m^2), lấy như sau:

- Cọc có mũi chống lên lớp đá tảng, đá cuội, đá dăm, sỏi sạn có lẫn cát cứng như trường hợp cọc chống lên lớp đất sét cứng thì $q_p=200T/m^2$

- Cọc nhồi và cọc ống có nhồi ruột bê tông ngầm vào đá ít nhất 0,5m thì q_p tính theo công thức sau:

$$q_p = \frac{q_d^{TC}}{k_d} \left(\frac{h_d}{d_c} + 1,5 \right) \quad (3.8)$$

q_d^{TC} - cường độ chịu nén tiêu chuẩn đơn trục của mẫu đá hoặc đất cứng ở trạng thái no nước (T/m^2);

k_d -hệ số an toàn theo đất, lấy bằng 1,4; h_d -độ ngàm vào đá hoặc đất cứng của cọc (m); d_c - đường kính cọc ở phần ngàm vào đá hoặc đất cứng (m).

- Trong trường hợp cọc ống tụt trên mặt đá bằng phẳng không bị phong hoá và được phủ bởi lớp đất không bị xói lở dày ít nhất 3 lần đường kính cọc ống, thì q_p tính theo công thức:

$$q_p = \frac{q_d^{TC}}{k_d} \quad (3.9)$$

- Cọc ma sát, thi công bằng phương pháp đóng:

Sức chịu tải của cọc ma sát bao sức kháng mũi cọc và lực ma sát thành cọc (thường dùng cho cọc có đường kính không lớn hơn 0,6x0,6m):

$$Q_{tc} = m(m_R \cdot q_p \cdot A_p + u \sum m_{fi} \cdot f_{si} \cdot l_i) \quad (3.10)$$

m : hệ số điều kiện làm việc của cọc trong đất $m = 1$

m_R, m_f : hệ số điều kiện làm việc của đất lần lượt ở mũi cọc và mặt bên cọc có kể đến phương pháp hạ cọc, đến cường độ tính toán trong đất- Xác định theo bảng 3-4.

q_p, f_i : Cường độ tính toán của đất ở mũi và mặt bên cọc tra bảng 3-2; 3-3

Chú ý:

- Khi xác định ma sát bên f_s , chia đất nền thành các lớp nhỏ đồng nhất $\leq 2m$
- Độ sâu của mũi cọc z_p và độ sâu trung bình của lớp đất z_{si} lấy theo bảng 3-3

Bảng 3.2 □ Sức chống của đất ở cọc q_p

Độ sâu của mũi cọc m	Sức chống ở mũi cọc đóng và cọc ống không nhồi bê tông, q_p , T/m^2						
	Của đất cát chặt vừa						
	Sỏi	Thô	-	Thô vừa	Mịn	Bụi	-
	Của đất sét với chỉ số sệt I_L bằng						
	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
3	750	$\frac{660}{(400)}$	300	$\frac{310}{(200)}$	$\frac{200}{(120)}$	100	60
4	830	$\frac{6800}{(510)}$	-380	$\frac{320}{(250)}$	$\frac{210}{(160)}$	125	70
5	880	$\frac{700}{620}$	400	$\frac{340}{(280)}$	$\frac{220}{(200)}$	130	80
7	970	$\frac{730}{(690)}$	430	$\frac{370}{(330)}$	$\frac{240}{(220)}$	140	85
10	1050	$\frac{770}{(730)}$	500	$\frac{400}{(350)}$	$\frac{260}{(240)}$	150	90
15	1170	$\frac{820}{(750)}$	-560	$\frac{440}{(400)}$	290	165	110
20	1260	850	620	$\frac{480}{(450)}$	320	180	120
25	1340	900	680	520	350	195	120
30	1420	950	740	650	380	210	130

35	1500	1000	800	600	410	225	104
----	------	------	-----	-----	-----	-----	-----

Bảng 3.3 Ma sát bên f_s

Độ sâu trung bình của lớp đất, m	Ma sát bên cọc, f_s , T/m ²								
	Của đất cát, chặt vừa								
	Thô và thô vừa	Mịn	Bụi	-	-	-	-	-	-
	Của đất sét khi chỉ số sệt I_L bằng								
	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
1	3,5	2,3	1,5	1,2	0,5	0,4	0,4	0,3	0,2
2	4,2	3	2,1	1,7	1,2	0,7	0,5	0,4	0,4
3	4,8	3,5	2,5	2	1,1	0,8	0,7	0,6	0,5
4	5,3	3,8	2,7	2,2	1,6	0,9	0,8	0,7	0,5
5	5,6	4	2,9	2,4	1,7	1	0,8	0,7	0,6
6	5,8	4,2	3,1	2,5	1,8	1	0,8	0,7	0,6
8	6,2	4,4	3,3	2,6	1,9	1	0,8	0,7	0,6
10	6,5	4,6	3,4	2,7	1,9	1	0,8	0,7	0,6
15	7,2	5,1	3,8	2,8	2	1,1	0,8	0,7	0,6
20	7,9	5,6	4,1	3	2	1,2	0,8	0,7	0,6
25	8,6	6,1	4,4	3,2	2	1,2	0,8	0,7	0,6
30	9,3	6,6	4,7	3,4	2,1	1,2	0,9	0,8	0,7
35	10	7	5	3,6	2,2	1,3	0,9	0,8	0,7

Chú thích của bảng 3-2 và 3-3

1. Trong những trường hợp khi mà ở bảng V-1 các trị số của q_p trình bày ở dạng phân số thì tử số là của cát, còn ở mẫu số là của sét.

2. Trong bảng 3-2 và 3-3 độ sâu của mũi cọc là sâu trung bình của lớp đất khi san nền bằng phương pháp gọt bỏ hoặc đắp dày đến 3 mét, nên lấy từ mức địa hình tự nhiên, còn khi gọt bỏ và đắp thêm dày từ 3 ÷ 10m thì lấy từ cốt quy ước nằm cao hơn phân bị gọt 3 mét hoặc thấp hơn mức đắp 3 mét.

Độ sâu hạ cọc trong các lớp đất ở vùng có dòng chảy của nước nên lấy có lưu ý đến khả năng chúng bị xói mòn trôi ở mức lũ tính toán.

Khi thiết kế cọc cho các đường vượt qua hàng rào rãnh thì chiều sâu của mũi cọc nêu ở bảng 3-2 nên lấy từ cốt địa hình tự nhiên ở vị trí móng công trình.

3. Đối với các giá trị trung gian của độ sâu và chỉ số sệt I_L thì xác định q_p và f_s từ bảng 3-2 và 3-3 bằng phương pháp nội suy.

4. Cho phép sử dụng các giá trị sức chống tính toán, q_p theo bảng 3-2 với điều kiện độ chôn sâu của cọc trong đất không bị xói trôi hoặc gọt bỏ không nhỏ hơn.

- Đối với công trình thuỷ lợi 4m

- Đối với nhà và các công trình khác 3m

5. Khi xác định ma sát bên f_s của đất cát chặt nên tăng thêm 30% so với giá trị trình bày trong bảng 3-3

6. Ma sát bên tính toán f_s của đất cát chặt nên tăng thêm 30% so với giá trị trình bày trong bảng 3-3

Bảng 3-4 Các hệ số m_R và m_f

Phương pháp hạ cọc	Hệ số điều kiện làm việc của đất được kể đến một cách độc lập với nhau khi tính toán sức chịu tải của cọc	
	Dưới mũi cọc m_R	ở mặt bên cọc, m_f
1	2	3
1. Hạ cọc đặc và cọc rỗng có bịt mũi cọc, bằng búa hơi (treo), búa máy và búa diesel	1	
2. Hạ cọc bằng cách đóng vào lỗ khoan mối với độ sâu mũi cọc không nhỏ hơn 1m dưới đáy hố khoan, khi đường kính lỗ khoan mỗi a- Bằng cạnh cọc vuông b. Nhỏ hơn cạnh cọc vuông 5cm c. Nhỏ hơn cạnh cọc vuông hoặc đường kính cọc tròn (đối với trụ đường dây tải điện) 15cm	1 1 1	
3. hạ cọc có xói nước trong đất cát với điều kiện đóng tiếp cọc ở mét cuối cùng không xói nước	1	
4. Rung và ép cọc vào: a- Đất cát, chặt vừa - Cát thô và thô vừa - Cát mịn - Cát bụi b. Đất sét có độ sệt $I_L = 0,5$ - á cát - á sét - sét c. Đất sét có độ sệt $I_L \leq 0$	1,2 1,1 1 0,9 0,8 0,7 1	
5. Cọc rỗng hở mũi hạ bằng búa có kết cấu bất kỳ a- Khi có đường kính lỗ rỗng của cọc ≤ 40 cm b. Khi đường kính lỗ rỗng của cọc > 40 cm	1 0,7	1 1
6. Cọc tròn rỗng, bịt mũi hạ tầng phương pháp bất kỳ tới độ sâu ≥ 10 m, sau đó có mở rộng mũi cọc bằng cách nổ mìn trong đất cát chặt vừa và trong đất sét có độ sệt $I_L \leq 0,5$ khi đường kính mở rộng bằng: a- 1m không phụ thuộc vào loại đất nói trên b. 1,5 m trong đất cát và á cát	0,9	

c. 1,5m trong á sét và sét.	0,8	1
	0,7	1
		1

Ghi chú: Hệ số m_R và m_f ở điểm 4 bảng 3-4 đối với đất sét có độ sét $0,5 > I_L > 0$ được xác định bằng cách nội suy.

- Sức chịu tải của cọc nhồi có và không mở rộng đáy chịu tải trọng nén đúng tâm

$$Q_{tc} = m (m_R \cdot q_p \cdot A_p + u \sum m_f \cdot f_i \cdot l_i) \quad (3.11)$$

m : hệ số điều kiện làm việc của cọc trong đất: Bằng 0,8 khi cọc tựa lên đất sét có $G < 0,85$; bằng 1: các trường hợp còn lại.

m_R : hệ số làm việc của đất dưới mũi cọc: Bằng 1,3 khi cọc mở rộng đáy bằng nổ mìn; bằng 0,9: khi cọc mở rộng đáy móng bằng phương pháp đổ bê tông dưới nước; bằng 1: các trường hợp còn lại.

f_i : ma sát bên của lớp đất thứ i ở mặt bên của thân cọc, tra bảng 3-3

m_f : hệ số điều kiện làm việc của đất ở mặt bên cọc, lấy theo bảng 3-5

A_p : diện tích tiết diện ngang mũi cọc. Lấy như sau:

- Đối với cọc nhồi mở rộng, không mở rộng đáy hoặc cọc ống có nhồi bê tông lấy bằng diện tích tiết diện ngang lớn nhất của mũi cọc;

- Đối với cọc ống không nhồi ruột lấy bằng diện tích tiết diện ngang của thành ống .

q_p - cường độ chịu tải của đất ở dưới mũi cọc (T/m^2) lấy như sau:

- Đối với đất hòn lớn có chất độn là cát, đối với đất cát:

+ Cọc nhồi, cọc ống có lấy hết nhân đất:

$$q_p = 0.75 \beta (\gamma'_1 \cdot d \cdot A_k^0 + \alpha \gamma_1 \cdot L \cdot B_k^0) \quad (3.12)$$

+ Cọc ống có giữ nhân đất có chiều dày nhân $\geq 0,5m$.

$$q_p = \beta (\gamma'_1 \cdot d \cdot A_k^0 + \alpha \gamma_1 \cdot L \cdot B_k^0) \quad (3.13)$$

Trong đó:

$\beta, A_k^0, \alpha, B_k^0$: hệ số không thứ nguyên, tra bảng 3-6

γ'_1 : trị tính toán của trọng lượng riêng của đất ở chân cọc.

γ_1 : trị tính toán trung bình của trọng lượng riêng của đất từ chân cọc trở lên.

L : chiều dài cọc.

d : đường kính cọc hoặc của bầu mở rộng.

- Đối với đất sét, trường hợp cọc nhồi, cọc ống có lấy nhân đất ra và nhồi bê tông vào ruột ống thì q_p lấy theo bảng 3-7.

Cường độ chịu tải q_p (T/m^2) của đất dưới mũi cọc ống không nhồi bê tông mà có nhân đất lưu lại ở giai đoạn sau cùng khi hạ cọc có chiều dài $\geq 0,5m$ (với điều kiện nhất đất có cùng đặc trưng với đất làm nền ở mũi cọc ống) lấy theo bảng 3-2 với hệ số điều kiện là việc kể đến phương pháp hạ cọc ống theo bảng 3-3. Sức chống trong trường hợp này là ứng với diện tích tiết diện ngang của thành ống.

Bảng 3- 5. Hệ số m_f

Loại cọc phương pháp thi công cọc	Hệ số điều kiện làm việc của đất m_f trong
-----------------------------------	--

	cát	á cát	á sét	sét
1	2	3	4	5
1. Cọc chế tạo bằng biện pháp đóng ống thép có bịt kín mũi rồi dẫn ống thép khi đổ bê tông	0,8	0,8	0,8	0,7
2. Cọc nhồi rung ép	0,9	0,9	0,9	0,9
3. Cọc khoan nhồi trong đó kể cả mở rộng đáy, đổ bê tông: V- Khi không có Nhà nước trong lỗ khoan (phương pháp khô) hoặc khi dùng ống dung dịch sét b. Dưới Nhà nước hoặc dung dịch sét c. Hỗn hợp bê tông cứng đổ vào cọc có đầm (phương pháp khô)	0,7 0,6 0,8	0,7 0,6 0,8	0,7 0,6 0,8	0,7 0,6 0,8
4. Cọc ống hạ bằng rung có lấy đất ra	1	0,9	0,7	0,6
5. Cọc — trụ	0,7			
6. Cọc khoan nhồi, cọc có lỗ tròn rỗng ở giữa không có Nhà nước trong lỗ khoan bằng cách dùng lõi trong	0,8	0,8	0,8	0,7
7. Cọc khoan phun chế tạo có ống chống hoặc bơm hỗn hợp bê tông với áp lực 2-4atm	0,9	0,8	0,8	0,8

Bảng 3-6 Các hệ số của công thức (3-12) và (3-13)

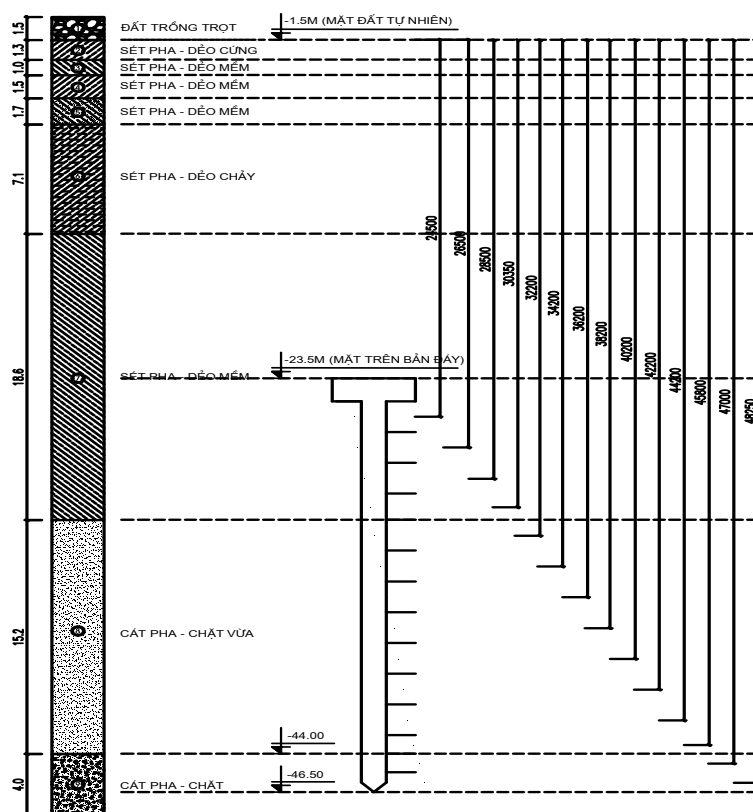
Kí hiệu các hệ số	Các hệ số A_k^0 , B_k^0 α và β khi các trị tính toán của góc ma sát trong của đất φ_l độ									
		9,5	12,6	17,3	24,4	34,6	48,6	71,3	108	163
A_k^0		9,5	12,6	17,3	24,4	34,6	48,6	71,3	108	163
B_k^0		18,6	24,8	32,8	45,5	64	87,6	127	185	260
α khi $\frac{L}{D} =$	4	0,78	0,79	0,82	0,82	0,84	0,85	0,85	0,86	0,87
	5	0,75	0,76	0,77	0,79	0,81	0,82	0,83	0,84	0,85
	7,5	0,68	0,7	0,7	0,74	0,76	0,78	0,8	0,82	0,84
	10	0,62	0,65	0,67	0,7	0,73	0,75	0,77	0,79	0,81
	12,5	0,58	0,64	0,63	0,67	0,7	0,73	0,75	0,7	0,80
	15	0,55	0,58	0,61	0,65	0,68	0,71	0,73	0,76	0,79
	17,5	0,51	0,55	0,58	0,62	0,66	0,69	0,72	0,75	0,78
	20	0,49	0,53	0,57	0,61	0,65	0,68	0,72	0,75	0,78
	22,5	0,46	0,51	0,55	0,6	0,64	0,67	0,71	0,74	0,77
≥ 25	0,44	0,49	0,54	0,59	0,63	0,67	0,7	0,74	0,77	
β khi $d_p =$	$\leq 0,8m$	0,31	0,31	0,29	0,27	0,62	0,25	0,24	0,28	0,28
	$< 4m$	0,25	0,21	0,23	0,22	0,21	0,20	0,19	0,18	0,17

Ghi chú: Mũi cọc cần cắm sâu vào lớp đất tốt một đoạn lớn hơn đường kính cọc hoặc lớn hơn 2m- nếu cọc có mở rộng đáy

Bảng 3-7 Trị số q_p

Chiều sâu mũi cọc h, m	Cường độ chịu tải $q_p, T/m^2$ dưới mũi cọc nhồi có và không mở rộng đáy, cọc trụ và cọc ống hạ có lấy đất và nhồi bê tông vào ruột ống, ở đất sét có số sset I_L bằng						
	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
3	85	75	65	50	10	30	25
5	100	85	75	65	50	40	35
7	115	100	85	75	60	50	45
10	135	120	105	95	80	70	60
12	155	140	125	110	95	80	70
15	180	165	150	130	100	100	80
18	210	190	170	150	130	115	95
20	230	240	190	165	145	125	105
30	330	300	260	230	200	-	-
40	450	400	350	300	250	-	-

Chú ý: Khi hệ số rỗng của đất ở mũi cọc $e > 0,60$, thì giá trị q_p trong bảng giảm bằng cách nhân với hệ số m như sau: $m=1$ khi $e=0,60$ và $m=0,6$ khi $e=1,1$. Các giá trị ở giữa lấy nội suy.



H. 3.3. Sơ đồ xác định ma sát thành bên của cọc

3.2.2. Theo chỉ tiêu cường độ của đất nền (TCVN205 - 1998)

- Sức chịu tải cực hạn của cọc tính theo công thức:

$$Q_u = A_s f_s + A_p q_p \tag{3.14}$$

- Sức chịu tải cho phép của cọc tính theo công thức:

$$Q_a = \frac{Q_s}{FS_s} + \frac{Q_p}{FS_p} \quad (3.15)$$

Trong đó:

FS_s - Hệ số an toàn cho thành phần ma sát bên, lấy bằng 1,5-2,0;

FS_p - Hệ số an toàn cho sức chống dưới mũi cọc lấy bằng 2,0-3,0.

- Công thức chung tính toán ma sát bên tác dụng lên cọc là:

$$f_s = c_a + \sigma'_h \operatorname{tg} \varphi_a \quad (3.16)$$

Trong đó:

c_a - Lực dính giữa thân cọc và đất, T/m^2 ; với cọc đóng bê tông cốt thép, $c_a = 0,7c$, trong đó c là lực dính của đất nền;

σ'_h - ứng suất hữu hiệu trong đất theo phương vuông góc với mặt bên cọc, T/m^2 ;

φ_a - góc ma sát giữa cọc và đất nền; với cọc bê tông cốt thép hạ bằng phương pháp đóng lấy

$\varphi_a = \varphi$, đối với cọc thép lấy $\varphi_a = 0,7\varphi$ trong đó φ là góc ma sát trong của đất nền.

- Cường độ chịu tải của đất dưới mũi cọc tính theo công thức:

$$q_p = cN_c + \sigma'_{vp} N_q + \gamma d_p N_\gamma \quad (3.17)$$

Trong đó:

c - Lực dính của đất, T/m^2 ;

σ'_{vp} - ứng suất hữu hiệu theo phương thẳng đứng tại độ sâu mũi cọc do trọng lượng bản thân đất, T/m^2 ;

N_c, N_q, N_γ - Hệ số sức chịu tải, phụ thuộc vào ma sát trong của đất, hình dạng mũi cọc, phương pháp thi công cọc;

γ - Trọng lượng thể tích của đất ở độ sâu mũi cọc, T/m^3

- Sức chịu tải cực hạn của cọc trong đất rời tính theo công thức:

$$Q_u = A_s K_s \sigma'_v \operatorname{tg} \varphi_a + A_p \sigma'_{vp} N_q \quad (3.18)$$

K_s - Hệ số áp lực ngang trong đất ở trạng thái nghỉ, lấy theo hình (B-2);

σ'_v - ứng suất hữu hiệu trong đất tại độ sâu tính toán ma sát bên tác dụng lên cọc, T/m^2 ;

φ_a - Góc ma sát giữa đất nền và thân cọc;

σ'_{vp} - ứng suất hữu hiệu theo phương pháp thẳng đứng tại mũi cọc, T/m^2 ;

N_q - Hệ số sức chịu tải, xác định theo hình (B-3).

- Cường độ chịu tải dưới mũi cọc và ma sát bên tác dụng lên cọc trong đất rời ở độ sâu giới hạn, nghĩa là:

$$f_s(z > z_c) = f_s(z = z_c)$$

$$q_p(z > z_c) = q_p(z = z_c)$$

Chú thích:

Độ sâu giới hạn z_c xác định theo góc ma sát trong của đất nền hình (B-4).

- Hệ số an toàn áp dụng khi sử dụng công thức tính toán (2.19) lấy bằng 2,0-3,0.

3.2.3. Xác định sức chịu tải của cọc theo kết quả xuyên tĩnh (theo TCVN 205-1998):

Sử dụng mũi xuyên tiêu chuẩn có đường kính mũi $\phi = 35,7\text{mm}$, góc nhọn mũi xuyên bằng 60° , giá trị sức chịu tải của cọc theo sức kháng xuyên xác định như sau:

$$Q_{XT} = \frac{Q_P}{3} + \frac{Q_S}{2} \quad (3.19)$$

trong đó: Q_P - sức chống cực hạn ở mũi xuyên (KPa), xác định như sau:

$$Q_P = A_P \cdot q_P \quad (3.20)$$

A_P - diện tích mũi cọc (xem công thức 3.5)

Giá trị q_P xác định theo công thức: $q_P = K_C \bar{q}_C$ (3.21)

trong đó: K_C —hệ số mang tải, lấy theo bảng 3-8; \bar{q}_C - sức chống xuyên trung bình, lấy trong khoảng 3d phía trên và phía dưới mũi cọc (d- đường kính cọc)

Q_S - sức chống cực hạn ở mặt bên cọc (KPa), xác định theo công thức:

$$Q_S = u \sum h_{si} f_{si} \quad (3.22)$$

trong đó: h_{si} - độ dài của cọc trong lớp đất thứ i (m); u- chu vi tiết diện cọc; f_{si} - ma sát bên đơn vị của lớp đất thứ i và được xác định theo sức chống xuyên đầu mũi q_C ở cùng độ sâu theo công thức:

$$f_{si} = \frac{q_{Ci}}{\alpha i} \quad (3.23)$$

αi - hệ số, lấy theo bảng 3-8.

Tương quan giữa sức chống xuyên q_C và sức chống cắt không thoát nước của đất dính C_u xác định theo công thức sau:

$$C_u = \frac{q_C - \sigma_v}{15} \quad (3.24)$$

Trong đó: σ_v - áp lực thẳng đứng do tải trọng bản thân của đất nền tại độ sâu đang xét.

Bảng 3-8 Hệ số K_C và α

Loại đất	Sức chống ở mũi q_C (***) (kPa)	Hệ số K_C		Hệ số α				Giá trị cực đại q_P (kPa)			
		Cọc nhồi	Cọc đóng	Thành bê tông	Thành ống thép	Thành bê tông	Thành ống thép	Thành bê tông	Thành ống thép	Thành bê tông	Thành ống thép
Đất loại sét chảy, bùn (*)	< 2000	0.4	0.5	30	30	30	30	15	15	15	15
Đất loại sét cứng vừa	2000-5000	0.35	0.45	40	80	40	80	(80) 35	(80) 35	(80) 35	35
Đất loại sét, cứng đến rất cứng	> 5000	0.45	0.55	60	120	60	120	(80) 35	(80) 35	(80) 35	35
Cát chảy	0-2500	0.4	0.5	(60) ** 120	150	(60) 80	(120) 60	35	35	35	35
Cát chặt vừa	2500-10000	0.4	0.5	(100) 180	(200) 250	1000	(200) 250	(120) 80	(80) 35	(120) 80	80
Cát chặt đến rất chặt	>10000	0.3	0.4	150	300 (200)	150	300 (200)	(150) 120	(120) 80	(150) 120	120

Đá phần (mềm)	>5000	0.2	0.3	100	120	100	120	35	35	35	35
Đá phần phong hóa, mảnh vụn	>5000	0.2	0.4	60	80	60	80	(150) 120	(120) 80	(150) 120	120

Ghi chú:

* Cần hết sức thận trọng khi lấy giá trị ma sát của cọc trong sét mềm và bùn vì khi tác dụng một tải trọng nhỏ lên nó,

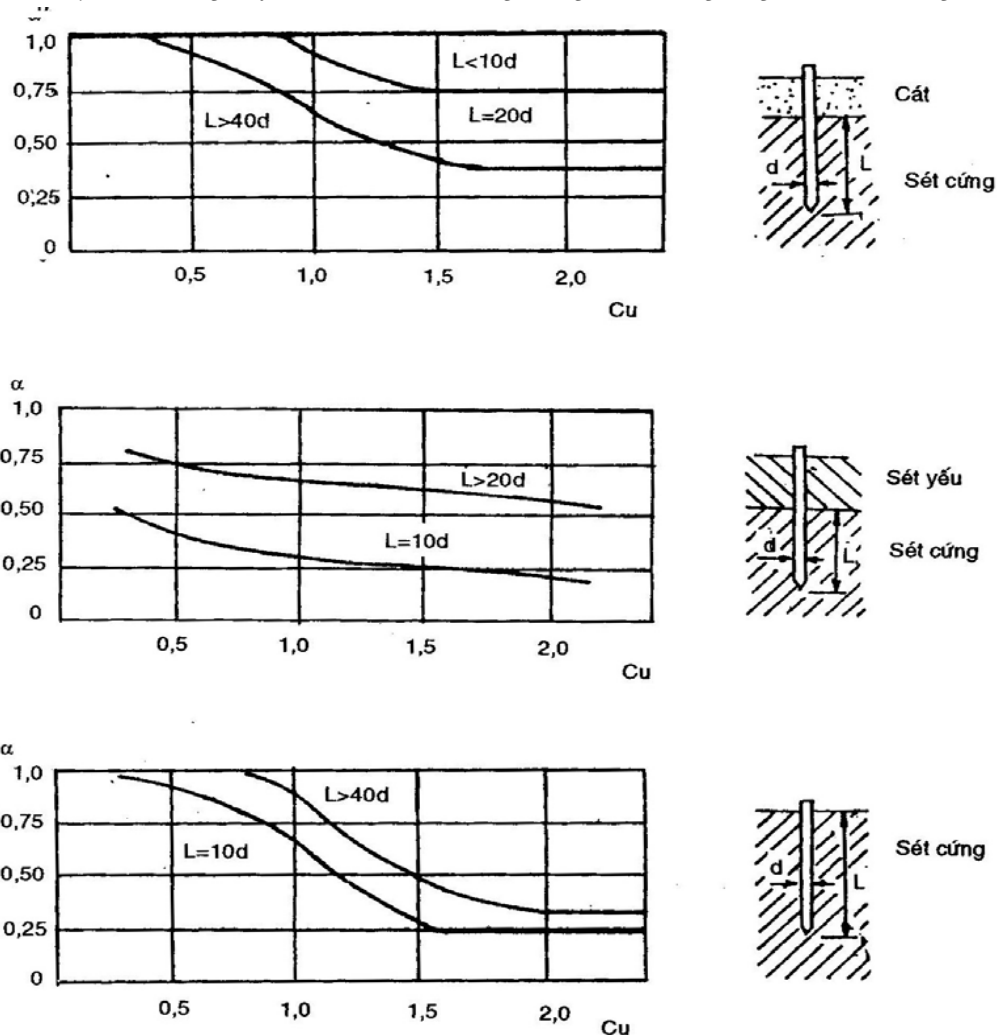
hoặc ngay cả với tải trọng bản thân, cũng làm cho loại đất này lún và tạo ra ma sát âm.

** Các giá trị trong hoặc có thể sử dụng khi :

- Đối với cọc nhồi, thành hố được giữ tốt, khi thi công không gây phá hoại thành hố và bê tông cọc đạt chất lượng cao.

- Đối với cọc đóng có tác dụng làm chặt đất khi đóng cọc.

*** Giá trị sức chống xuyên ở mũi nêu trong bảng 3-8 tương ứng với côn đơn giản.



Hình B1: Quan hệ $\alpha - c_u$

3.2.4. Theo kết quả thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn (TCVN 205:1998):

- Đối với đất rời

Sức chịu tải cực hạn của cọc trong đất rời tính theo công thức của Meyerhof

$$Q_u = K_1 \cdot N \cdot A_p + K_2 \cdot N_{IB} \cdot A_s \quad (3.25)$$

- + $K_1 = 400$ cho cọc đóng.
= 120 cho cọc khoan nhồi.
- + $K_2 = 2$ cho cọc đóng.
= 1 cho cọc khoan nhồi
- + N : Chỉ số SPT trung bình trong khoảng 1d dưới mũi cọc và 4d trên mũi cọc.
- + N_{tb} : Chỉ số SPT trung bình dọc thân cọc trong phạm vi lớp đất rời.
- + A_p : Diện tích tiết diện mũi cọc
- + A_s : Diện tích mặt bên cọc trong phạm vi lớp đất rời.
- Sức chịu tải cho phép tác dụng xuống cọc:

$$Q_C^{TT} = \frac{Q_u}{k} \quad (3.26)$$

Trong đó: $k = 2,5 \div 3$ ($Q_C^{TT} = Q_u / (2,5-3)$)

- Đối với đất dính

Sức chịu tải cực hạn của cọc trong đất dính tính theo công thức (David, 1979):

$$Q_u = A_s \alpha C_u + A_p N_c C_u \quad (3.27)$$

Trong đó:

C_u - Sức chống cắt không thoát nước của đất nền, T/m^2 , $C_u = N/1,4$ (T/m^2)

α - Hệ số không thứ nguyên. Đối với cọc đóng lấy theo hình (B-1), đối với cọc nhồi lấy từ 0,3 - 0,45 cho sét dẻo cứng và bằng 0,6-0,8 cho sét dẻo mềm;

N_c - Hệ số sức chịu tải lấy bằng 9,0 cho cọc đóng trong sét cố kết bình thường và bằng 6,0 cho cọc khoan nhồi.

Ghi chú:

(1) Hệ số an toàn khi tính toán sức chịu tải của cọc theo công thức (3.27) lấy bằng 2,0-3,0.

(2) Trị giới hạn của αC_u trong công thức (3.27) lấy bằng 1 kg/cm^2 .

(3) khi cọc xuyên qua các lớp đất yếu để cắm vào tầng cát hoặc tầng cuội sỏi bên dưới thì có thể dùng công thức của Meyerhof, khi cọc xuyên qua lớp đất yếu (sét chảy nhão, cát mịn) để cắm vào lớp đất sét cứng phía dưới thì dùng công thức của David để xác định sức chịu tải của cọc.

- **Xác định sức chịu tải cho phép của cọc theo công thức Nhật Bản** (tính cho cả đất rời lẫn đất dính - TCVN205 :1998):

$$P_d = \frac{1}{3} \{ \alpha \cdot N_a \cdot A_p + (0,2N_s \cdot L_s + C_u \cdot L_c) \pi \cdot d \} \quad (3.28)$$

N_a : Chỉ số SPT của đất dưới mũi cọc.

N_s Chỉ số SPT của lớp cát bên thân cọc

L_s : Chiều dài đoạn cọc nằm trong đất cát

L_c : Chiều dài đoạn cọc nằm trong đất sét

α - hệ số: Lấy bằng 30 đối với cọc đóng; bằng 15 đối với cọc khoan nhồi.

A_p - diện tích tiết diện mũi cọc; d - đường kính cọc

C_u - lực dính không thoát nước của đất sét

3.2.5. Các phương pháp thí nghiệm xác định sức chịu tải của cọc

A. Theo kết quả nén tĩnh cọc (TCVN205 - 1998)

Sức chịu tải trọng nén thẳng đứng cho phép của cọc.

$$Q_a = \frac{Q^{tc}}{k_{tc}} \quad (3.29)$$

k_{tc} : hệ số an toàn bằng 1,5-2,5.

$$Q^{tc} = m \cdot \frac{Q_u}{k_d} \quad (3.30)$$

- m : hệ số điều kiện làm việc khi thử tải trọng nén, $m = 1$.
- Q_u : sức chịu tải cực hạn của cọc.
- + Khi số lượng cọc thử < 6 cọc thì $Q_u = Q_{u,min}$
- Hệ số an toàn theo đất $k_d = 1$.
- + Khi số lượng cọc thử > 6 thì Q_u được xác định trên cơ sở kết quả xử lý thống kê.
- + Sức chống giới hạn Q_u của cọc được xác định như sau:
- Là giá trị tải trọng gây ra độ lún tăng liên tục.
- Là giá trị tải trọng ứng với độ lún

$$\Delta = \zeta \cdot S_{gh} \quad (3.31)$$

S_{gh} : Trị số độ lún giới hạn trung bình của nhà hay công trình thiết kế tra theo bảng TCXD 45 - 78.

ζ : hệ số chuyển từ độ lún lúc thử đến độ lún lâu dài của cọc.

$\zeta = 0,2$ khi có cơ sở thí nghiệm và quan trắc lún đầy đủ; bằng 0,1 trường hợp còn lại.

- Khi kết quả thử tải đối với cọc nhỏ hơn trị số đã tính trong thiết kế thì có thể tăng chiều dài, tăng tiết diện cọc, dùng loại cọc khác hay phương án nền móng khác.
- Khi kết quả thử tải đối với cọc lớn hơn nhiều so với trị số đã tính trong thiết kế thì cần kiểm tra kỹ lại tính toán sức chịu tải của cọc với nền đất tại vị trí cọc thử và vị trí (trong phạm vi công trình) được coi là yếu nhất, trong trường hợp có luận cứ chắc chắn có thể giảm chiều dài, giảm tiết diện cọc, dùng loại cọc khác.

B. Theo công thức thử cọc động (TCVN205 - 1998)

Tiêu chuẩn Anh BS 8004 :1996 xác định sức chịu tải của cọc theo công thức cọc động là công thức Hilley.

Tiêu chuẩn Việt Nam TCVN205 - 1998 khi xác định sức chịu tải trong cọc theo phương pháp thử bằng tải trọng động có thể sử dụng công thức của Gersevanov hoặc công thức của Hilley:

- Xác định sức chịu tải của cọc theo công thức Hilley:

Sức chịu tải giới hạn xác định theo công thức:

$$P_{gh}^{tc} = \frac{k \cdot W \cdot h}{e_f + 0.5(c_1 + c_2 + c_3)} \cdot \frac{W + e^2 \cdot W_c}{W + W_c} \quad (3.32)$$

k : hiệu suất cơ học của búa đóng cọc: bằng 100% đối với búa rơi tự do điều khiển tự động và búa diesel; bằng 75% đối với búa rơi tự do nâng bằng cáp tời; bằng 75% - 85% đối với các loại búa hơi nước đơn động.

W_c - Trọng lượng của cọc, T

W - Trọng lượng của búa đóng, T

h - Chiều cao rơi búa, m

e : hệ số phục hồi bằng 0,55 đối với cọc có bịt đầu thép; bằng 0,4 đối với cọc thép có đệm đầu cọc bằng gỗ mềm; bằng 0,25 đối với cọc bê tông cốt thép, đệm đầu bằng gỗ.

e_f : độ chối (m): là độ lún của cọc dưới 1 nhát búa.

c_1 : biến dạng đàn hồi của đầu cọc, đệm đầu cọc và cọc dẫn, m

c_2 : biến dạng đàn hồi của cọc, m : $c_2 = \frac{P_u \cdot L}{F \cdot E}$

c_3 : biến dạng của đất nền, thường lấy $= 0,005m$.

F : Diện tích tiết diện cọc, m^2

E : Mô đun đàn hồi của vật liệu cọc, T/m^2

- Sức chịu tải cho phép theo công thức Hilley (để kiểm tra sức chịu tải của cọc và để chọn búa đóng cọc thích hợp.):

$$P_d = \frac{P_{gh}^{tc}}{FS} \quad (3.33)$$

$$FS \geq 3$$

Nội dung phương pháp:

Dùng búa máy hoặc máy rung để hạ cọc vào đất đến cốt thiết kế sau đó cho cọc nghỉ 1 thời gian. Sau đó dùng búa đóng 5 ÷ 10 nhát mạnh mỗi nhát cách nhau 2 ÷ 5 phút (hoặc dùng máy rung để hạ cọc) rồi tìm độ chối thực của cọc (độ lún thực của cọc dưới 1 nhát búa).

Số cọc thử tải trọng động $\geq 1\%$ tổng số cọc công trình nhưng $\leq 5\%$

- *Xác định sức chịu tải của cọc theo công thức của Gersevanov [...].*

... (3.34)

Sức chịu tải cho phép của cọc: $Q_a = \frac{Q_{tc}}{k_{tc}}$ (3.35)

Trong đó:

Q_{tc} - sức chịu tải tiêu chuẩn tính theo công thức động của Gersevanov, T ;

K_{tc} - Hệ số an toàn, xác định như phần 2.1.2.1(A)

Sức chịu tải cực hạn của cọc, T , xác định theo công thức :

$$Q_{tc} = m \frac{Q_u}{k_d} \quad (3.36)$$

Trong đó:

Q_u - sức chịu tải cực hạn của cọc, T ,

k_d - Hệ số an toàn theo đất

$$Q_u = \quad (3.37..)$$

Nêu độ chối của cọc $e < 0,002$ thì Q_u xác định như sau:

(3.38 ...)

Hệ số θ (1/Tán) xác định theo công thức

... (3.39..)

- **Sức chịu tải của cọc nội chịu tải trọng nhỏ:**

$$Q_{TC}^{nh} = m \cdot u \sum m_f f_{li} + w_c \quad (3.40)$$

Trong đó: m - hệ số điều kiện làm việc lấy bằng 0,80; w_c - trọng lượng của cọc (t); các ký hiệu khác như trong công thức tính sức chịu tải của cọc nội chịu nén (3.10)

Trong trường hợp cọc nội có mở rộng chân (chủ yếu trong đất dính) cần tính thêm sức kháng của đất ở mặt gương phần mở rộng (sơ bộ có thể xác định tương tự như khi tính phần gương bầu neo).

CHƯƠNG IV MÓNG CỌC NHỒI.

4.1. Khái niệm chung.

- Cọc nhồi có ưu điểm nổi bật là khi thi công không gây chấn động và không gây tiếng ồn lớn, đồng thời có khả năng chịu tải rất cao do có thể hạ vào lớp đất tốt nằm dưới độ sâu lớn. Nhờ những ưu điểm này nên móng cọc nhồi ngày nay được sử dụng khá phổ biến ở nước ta để xây dựng móng cho nhà cao tầng.
- Bên cạnh những ưu điểm đó, cọc nhồi lại có nhược điểm là giá thành cao và khó khăn trong việc kiểm tra chất lượng.
- Hiện nay cọc nhồi được sử dụng hai loại: cọc khoan nhồi và cọc barete. Cọc khoan nhồi có dạng hình tròn (h.4.3), còn cọc barete có thể có nhiều dạng khác nhau (h. 4.5). So với cọc khoan nhồi, cọc barete có dạng bất kỳ nên rất thuận lợi khi định hướng theo phương tác dụng của tải trọng.
- Trong xây dựng ngầm, cọc nhồi được sử dụng khá rộng rãi nhằm chịu áp lực ngang (xem chương 5) và chịu áp lực đứng (chịu nén và chống đẩy nổi).

4.2. Tính toán móng cọc nhồi.

Tính toán thiết kế móng cọc nhồi được thực hiện theo trình tự sau đây:

1. Nghiên cứu địa chất công trình và địa chất thủy văn:

Nghiên cứu địa chất công trình:

- Xác định lớp đất chịu lực: Chiều dày lớp đất này phải đủ lớn để đảm bảo khả năng chịu lực (không bị chọc thủng) và mức độ tụt vùng biến dạng theo yêu cầu tính toán độ lún.
- Lớp đất mới tồn nền được coi như tải trọng bổ sung lên móng cọc.
- Các lớp đất gây nên ma sát âm cho cọc: lớp đất mới đắp, các lớp bùn yếu, than bùn.

Nghiên cứu địa chất thủy văn:

- Khả năng thay đổi theo mùa của mực nước ngầm. Ngoài ra, sự tồn tại mực nước ngầm còn gây nhiều
- Mức độ ảnh hưởng đến công tác thi công.
- Khả năng ăn mòn bê tông và cốt thép trong cọc.

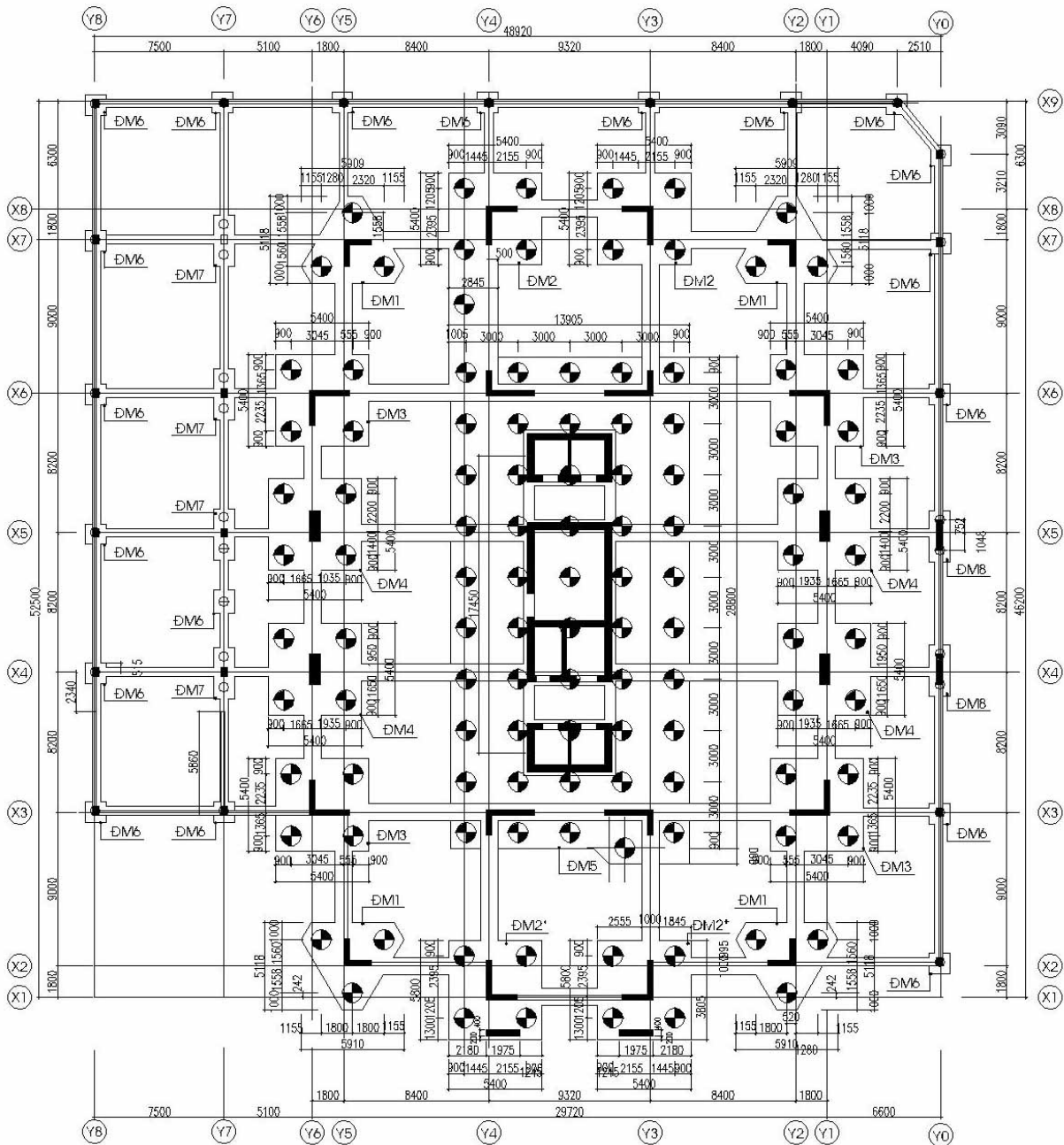
2. Chọn kích thước của đài cọc và cọc.

- Hình dáng và kích thước của đài cọc phụ thuộc vào kích thước lưới cột công trình, số lượng cọc và cự ly bố trí cọc trên mặt bằng.
- Chọn kích thước của cọc khoan nhồi cho công trình ngầm phải căn cứ vào tính chất của đất nền, vị trí mực nước ngầm, cũng như tải trọng tác dụng lên công trình bao gồm hai trường hợp: nén và nhổ.
- Cần cân đối chiều dài cọc và tiết diện cọc để lựa chọn sức chịu tải tối ưu cho cọc khi có tầng đất tốt hoặc tầng đá có chiều dày và ở độ sâu hợp lý.
- Đối với cọc nhồi, lực ma sát thành bên với đất có giá trị khá lớn nên cố gắng chọn đường kính (hoặc chiều rộng), chiều dài cọc sao cho sức chịu tải theo vật liệu và theo đất nền gần tương đương nhau.
- Chiều sâu chôn đài cọc nên chọn độ sâu như sau (xuất phát từ việc cân bằng tải trọng ngang với áp lực bị động của đất từ đáy đài trở lên):

$$h_{\text{MIN}} = 0,7 \cdot \text{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \sqrt{\frac{\sum H}{\gamma b}} \quad (4.1)$$

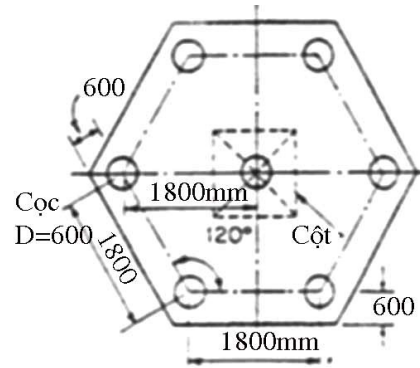
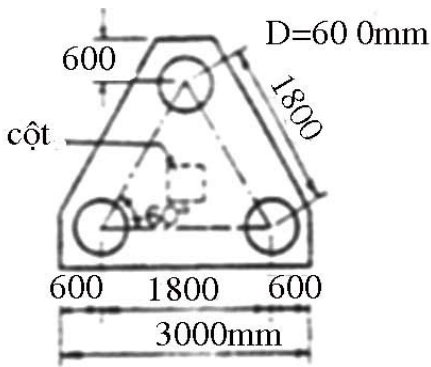
trong đó: φ, γ - góc nội ma sát và trọng lượng thể tích trung bình của các lớp đất từ đáy đài trở lên;
 $\sum H$ - tổng tải trọng nằm ngang; b- cạnh đài theo phương vuông góc với tổng tải trọng nằm ngang.

- Các đài móng cọc nhồi được liên kết với nhau bằng hệ giằng nhằm tăng cường độ cứng không gian, và khả năng chống động đất cho móng công trình.
- Trong trường hợp đài cọc chỉ có một cọc cần phải bố trí hệ giằng đài cọc theo hai phương. Hệ giằng này cùng với cọc và cột sẽ chịu tải trọng do mô men ngoại lực gây ra. Mức độ chịu mô men tác dụng được phân phối theo độ cứng của chúng.

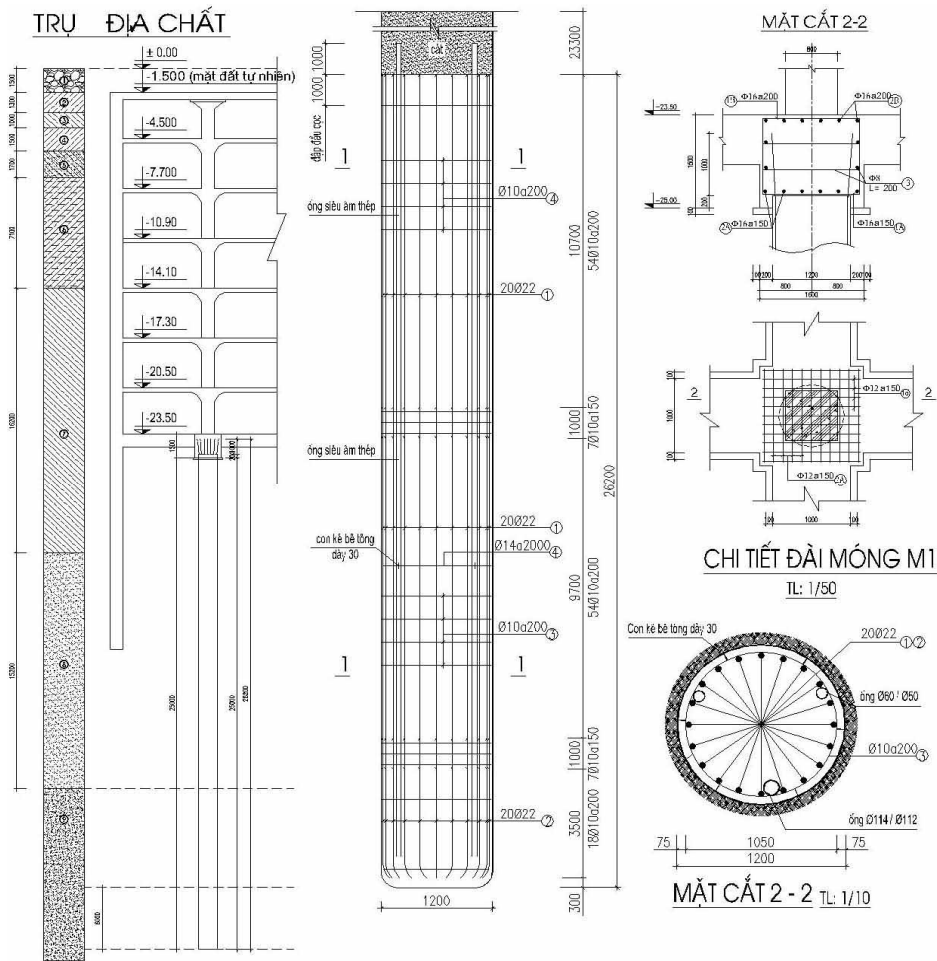


H.4 1. Mặt bằng bố trí cọc, đài cọc nhồi

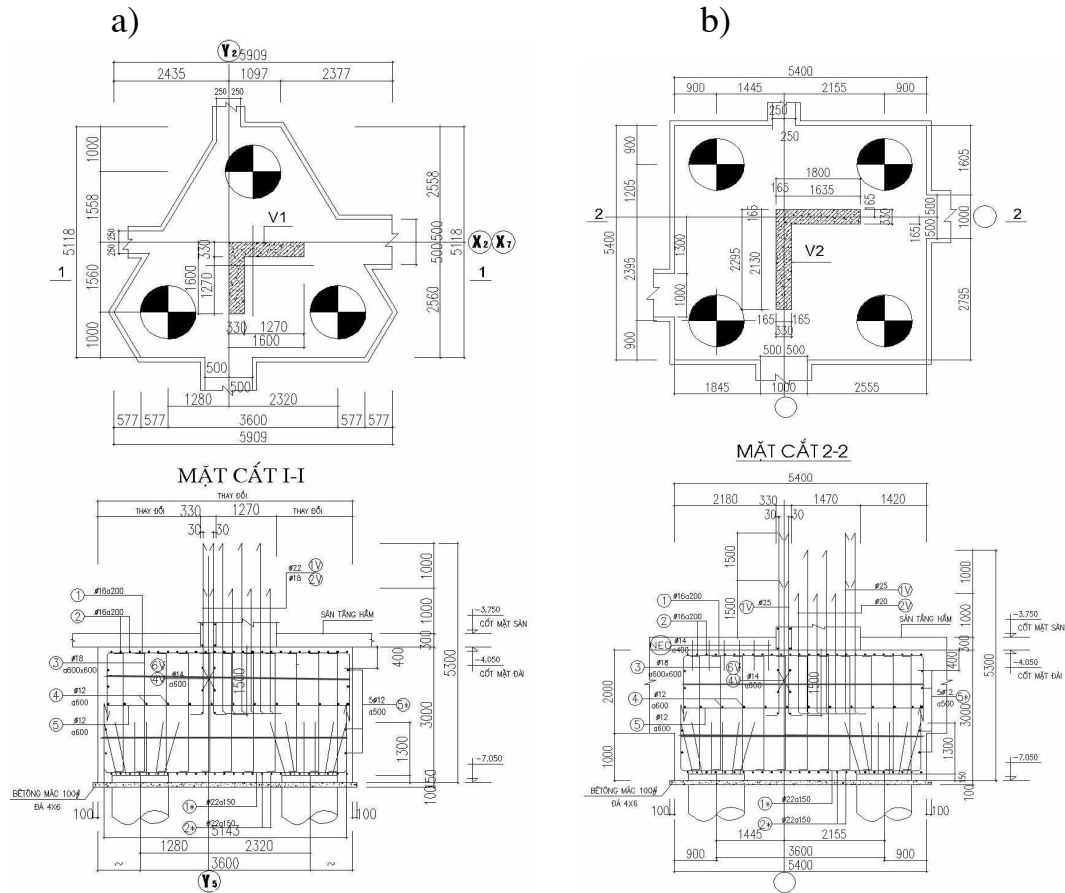
Trên h. 4.1 trình bày mặt bằng móng cọc khoan nhồi cho một nhà 25 tầng xây dựng ở khu vực Hà Nội. Trên h.4.2 trình bày các ví dụ bố trí cọc trong đài, chi tiết bố trí thép trong cọc và trong đài cọc cho móng cọc khoan nhồi.



H.4.2. Ví dụ bố trí cọc nhồi trong đài cọc: a- cho đài có 3 cọc; b- cho đài có 5 cọc

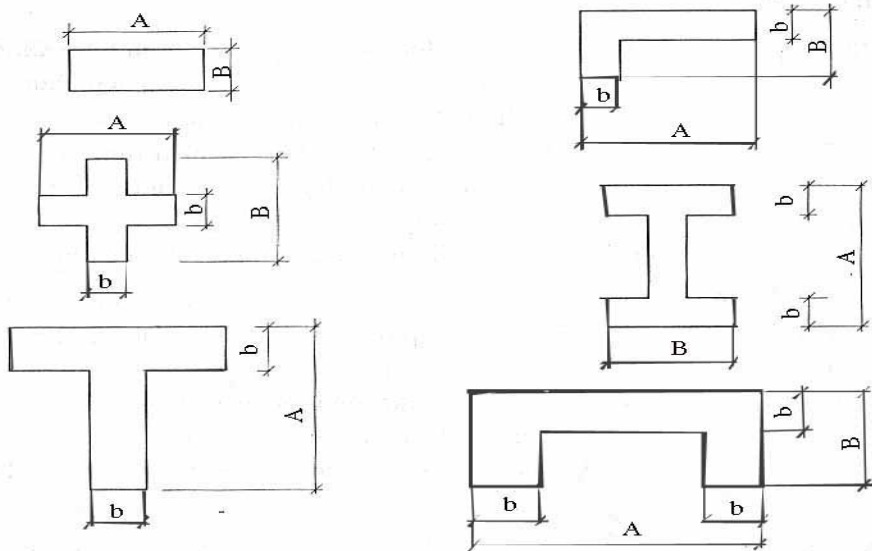


H.4.3. Chi tiết đài cọc và cọc khoan nhồi



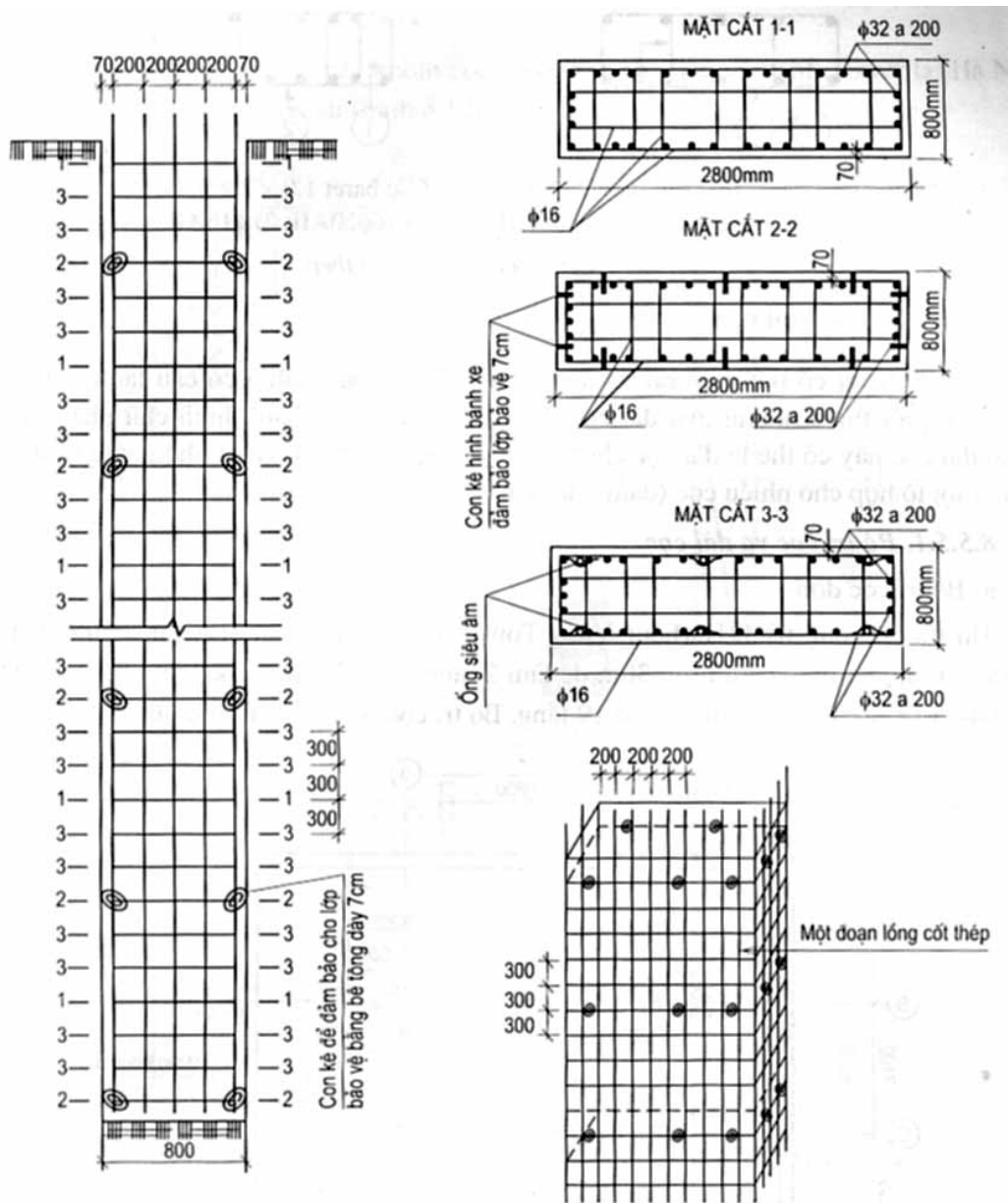
H.4.4. Chi tiết đài cọc và bố trí thép trong đài a)- cho đài 3 cọc; b)- cho đài 4 cọc

- Khác với cọc khoan nhồi, cọc barete có mặt cắt rất đa dạng (xem h.4.5), có thể được ứng dụng hợp lý vào bất kỳ vị trí nào của móng phù hợp với phương chịu lực của hệ khung công trình.



H.4.5. Một số dạng cọc barette thông dụng
 Giá trị b thường hay dùng trong khoảng 0,6-1,2m; còn A, B =2- 4m.

Trên h.4.6 trình bày ví dụ bố trí thép trong cọc barete.



H.7.6. Bố trí thép cho cọc barette

2. Xác định sức chịu tải của cọc đơn:

Sức chịu tải của cọc khoan nhồi được tính theo vật liệu và theo đất nền. Tiêu chuẩn hiện hành của nước ta cho phép tính sức chịu tải của cọc theo đất nền bằng một số phương pháp sau đây:

- Phương pháp thống kê (theo XNIP) của Liên xô (cũ)
- Dựa trên kết quả thí nghiệm xuyên tĩnh
- Dựa trên kết quả thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn (SPT): trong đó: cho đất rời dùng công thức của Meyerhof; cho đất dính dùng công thức của David và theo công thức của Nhật Bản (dùng cho cả đất rời lẫn đất dính).
- Dựa trên kết quả thử động tại hiện trường
- Dựa trên kết quả thử tĩnh tại hiện trường.
 - Trong tất cả các phương pháp nêu trên, xác định (kiểm tra) sức chịu tải của cọc bằng phương pháp thử tĩnh tại hiện trường là bắt buộc cho mọi trường hợp. Sức chịu tải của cọc đưa vào

tính toán (hoặc điều chỉnh) là giá trị nhỏ nhất trong các giá trị nhận được từ các kết quả tính toán, thí nghiệm nêu trên.

➤ Hai tiêu chuẩn xây dựng của Việt Nam có qui định phương pháp dự tính sức chịu tải của cọc khoan nhồi là:

- Móng cọc - Tiêu chuẩn thiết kế TCXD 205:1998

- Nhà cao tầng - Thiết kế cọc khoan nhồi TCXD 195:1997

(Xác định sức chịu tải của cọc nhồi theo vật liệu và theo đất nên xem chương III).

4.3. Xác định sức chịu tải của cọc nhồi theo phương pháp thử động (PDA).

- Phương pháp động là phương pháp dự báo sức chịu tải của cọc bằng cách phân tích ứng suất hoặc biến dạng trong cọc. Để phân tích những số liệu đó đối với cọc nhồi thường sử dụng phương trình truyền sóng.

- Năng lượng của búa đóng cọc có thể xác định theo công thức sau đây:

$$(rE_{búa})=3xP_u(e+2,54mm) \quad (4.2)$$

Trong đó: P_u - là sức kháng cực hạn của đất lên cọc ở độ sâu thiết kế; e - độ chồi của cọc; r - tỷ lệ giá trị năng lượng hiệu quả của búa, phụ thuộc vào loại búa.

- Năng lượng (biểu kiến) của búa :

$$E_{búa} = (e+2,54mm)/r \quad (4.3)$$

- Giá trị tỷ lệ năng lượng hiệu quả của búa E_r xác định được theo kết quả thí nghiệm:

$$E_r = E_p(t)/E_{búa} \quad (4.4)$$

Trong đó: $E_{búa}$ - năng lượng của búa theo catalog; $E_p(t)$ - năng lượng chuyển vào cọc.

- Số liệu thí nghiệm PDA được phân tích trên thiết bị CAPWAP.

- Các đầu đo gia tốc và biến dạng (ít nhất 2 đầu đo gia tốc, 2 đầu đo biến dạng đặt đối diện nhau qua tiết diện cọc) được gắn vào gần đầu cọc (cách đầu cọc khoảng 2-3d, d- đường kính cọc).

- Theo mỗi nhát búa đóng cọc, gia tốc và biến dạng trong cọc được ghi lại và được xử lý bằng thiết bị phân tích PDA hoặc xử lý bằng phần mềm CAPWAP.

- Sử dụng phương pháp PDA và CAPWAP có thể:

+ Đánh giá được sức chịu tải của cọc;

+ Giúp điều chỉnh chiều dài của cọc theo khả năng chịu tải thực tế của đất nền bằng cách thí nghiệm xác định sức chịu tải của cọc (theo từng độ sâu) trong quá trình đóng;

+ Phân bố sức kháng bên và mũi cọc và đánh giá hệ số động và cản nhớt của đất;

+ Đánh giá được sự làm việc của búa (năng lượng hiệu quả, ảnh hưởng của vật đệm) dự báo được ứng suất kéo và nén phát sinh trong toàn bộ cọc khi đóng và kiểm tra sự toàn vẹn của cọc.

- Trình tự thí nghiệm như sau:

+ Xác định búa cho phù hợp với độ chồi đề ra theo công thức (4.3).

+ Sau khi bê tông cọc đạt đủ cường độ thì tiến hành thí nghiệm. Mỗi lần thí nghiệm chỉ đóng 2-3 nhát búa từ độ cao 1,5-3m.

+ Thiết bị PDA sẽ chuyển đổi các tín hiệu gia tốc và biến dạng đo được sang lực và vận tốc tại thời điểm t như sau:

$$F(t)= E.A\varepsilon(t) \quad (4.5)$$

$$V(t)= \int a(t)dt \quad (4.6)$$

Trong đó: E - mô đun đàn hồi của cọc; A - tiết diện cọc; $\varepsilon(t)$ - biến dạng ở thời điểm t ; $a(t)$ - gia tốc tại thời điểm t .

+ Sau mỗi nhát búa thiết bị phân tích chuyển vị cọc PDA sẽ cho ngay kết quả:

Chiều dài cọc (từ đầu đo đến mũi cọc ký hiệu là LA); diện tích tiết diện cọc (AR); mô đun đàn hồi cọc (EM); trọng lượng riêng của vật liệu cọc (SP); vận tốc truyền sóng trong cọc (WS); hệ số cản động (JC) -phụ thuộc vào loại đất; đồ thị kết quả cho ứng suất nén và ứng suất kéo tại vị trí đầu đo(CSX và TSX), ứng suất nén ở mũi cọc (CSB); mức độ hư hỏng cọc(BTA); sức chịu tải cực hạn P_u theo phương pháp CASE chuẩn và CASE max (RSP và RMX, theo giá trị J ban đầu, tính theo tấn); sức

chịu tải cực hạn P_u theo phương pháp CASE max(RX7, cho $J=0,7$, tính theo tấn); năng lượng do cọc tiếp thu (EMX, tính theo tấn.m); số nhát búa đóng trong 1 phút (BPM); chiều cao búa rơi (STK, theo m, tính cho búa diesel).

4.4. Các phương pháp thí nghiệm nén tĩnh xác định sức chịu tải cọc nhồi tại hiện trường.

- Xác định sức chịu tải của cọc bằng thí nghiệm nén tĩnh tại hiện trường thực hiện theo tiêu chuẩn hiện hành: TCXDVN 269-2002.

- Sức chịu tải của cọc tại hiện trường có thể xác định ở giai đoạn thí nghiệm thăm dò và thí nghiệm kiểm tra chất lượng công trình.

- Cọc thí nghiệm cần dùng cọc có cấu tạo, vật liệu, kích thước và phương pháp thi công giống như cọc chịu lực của móng công trình.

- Vị trí cọc thí nghiệm cần bố trí tại những khu vực tập trung tải trọng lớn, tại những vị trí địa chất bất lợi nhất và sao cho có thể đại diện cho khu vực xây dựng công trình.

- Số lượng cọc thí nghiệm hiện nay thường được lấy bằng 1% tổng số cọc của công trình nhưng không nhỏ hơn 2 chiếc trong mọi trường hợp. Số lượng cọc thí nghiệm được tăng theo mức độ phức tạp của điều kiện địa chất.

- Thí nghiệm xác định sức chịu tải của cọc nhồi tại hiện trường hiện nay thường dùng 2 phương pháp chính: gia tải bằng đối trọng (khối gia tải hoặc neo) và phương pháp Osterberg.

- *Phương pháp gia tải bằng đối trọng.*

+ Gia tải trong thí nghiệm nén tĩnh sử dụng kích thủy lực (khi sử dụng nhiều kích đồng thời thì các kích phải cùng chủng loại, đặc tính kỹ thuật và phải được vận hành trên cùng một máy bơm).

+ Đối trọng thường dùng các vật nặng như các khối bê tông, gang hoặc bằng kích neo vào các cọc xung quanh hoặc vào đất, cũng có khi kết hợp cả các khối gia tải lẫn neo.

+ Cọc nhồi thường có sức chịu tải lớn, sử dụng phương pháp này cần có đối trọng rất lớn nên việc thực hiện là khá khó khăn.

- *Phương pháp Osterberg.*

+ Phương pháp này do GS. người Mỹ đề xuất năm 1980. Hộp Osterberg thực chất là một loại kích lớn, có thể là hình tròn, chữ nhật.

+ Nguyên lý thí nghiệm theo phương pháp này như sau:

Hộp Osterberg được đặt vào đáy cọc trong quá trình thi công (h.4.8.). Sau khi bê tông cọc đông kết (28 ngày-đêm) tiến hành bơm dầu vào hộp. Dựa vào lực thắng đứng hướng lên trên do áp suất dầu trong hộp Osterberg tạo nên tác dụng lên cọc xác định được lực ma sát thành cọc:

$$P_{OS}^L = G + P_{MS}; \quad (4.7)$$

và dựa vào lực tác dụng xuống dưới xác định được khả năng chịu tải của nền đất dưới mũi cọc:

$$P_{OS}^X = P_{Mũi} \quad (4.8)$$

Trong đó: P_{OS}^L , P_{OS}^X - lực tạo nên trong hộp Osterberg tác dụng lên trên và xuống dưới; G - trọng lượng cọc; P_{MS} - lực ma sát của đất và thành cọc $< P_{MS}^{GH}$; $P_{Mũi}$ - lực chống của đất ở mũi cọc $< P_{Mũi}^{GH}$; P_{MS}^{GH} , $P_{Mũi}^{GH}$ - giá trị sức chịu tải giới hạn của đất ở thành và mũi cọc.

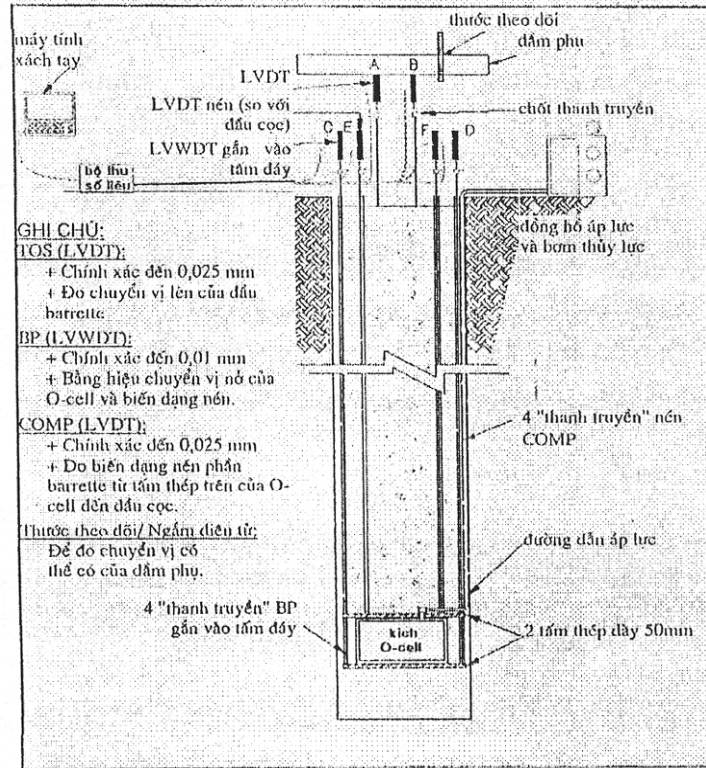
- Tổng của lực tác dụng lên cọc (ma sát thành cọc) và xuống đất nền (sức chống mũi cọc) là sức chịu tải của cọc, xác định theo giá trị giới hạn có tính đến hệ số an toàn K_i ($K_i = 2-3$):

$$P_{cọc} = P_{OS}^L + P_{OS}^X = (P_{MS}^{GH}/K_{MS} + P_{Mũi}^{GH}/K_{mũi}) \quad (4.9)$$

Sức chịu tải của cọc lấy giá trị nhỏ nhất nhận được từ các kết quả thí nghiệm ($P_{cọc}^{min}$).

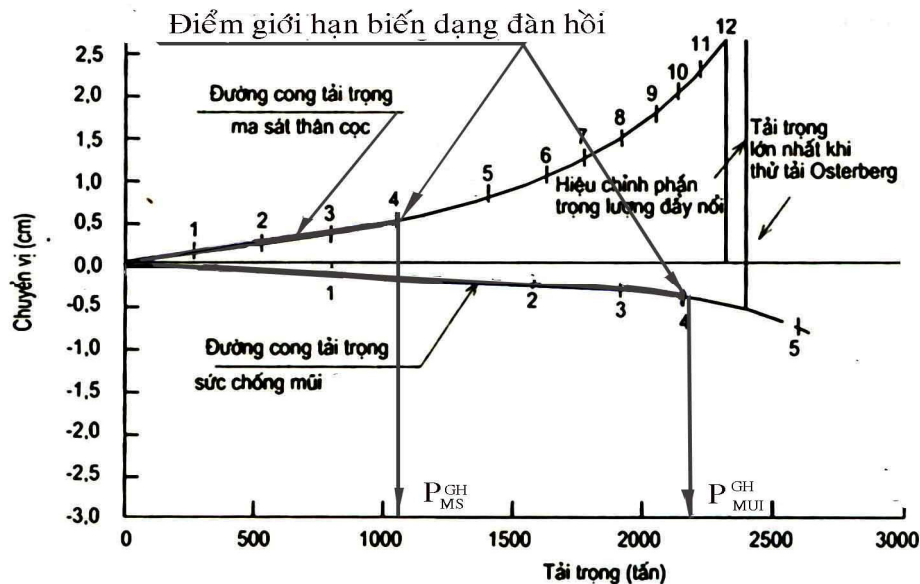
+ Khi thí nghiệm nén tĩnh, tải trọng được gia tăng theo từng cấp bằng 1/10-1/15 tải trọng giới hạn xác định theo tính toán (thông thường đối với thí nghiệm thăm dò bằng tải trọng phá hoại hoặc bằng 250-300% tải trọng thiết kế, đối với thí nghiệm kiểm tra - bằng 150-200% tải trọng thiết kế).

+ Mỗi cấp tải trọng không được lớn hơn 25% tải trọng thiết kế. Ứng với mỗi cấp tải trọng tiến hành đo độ lún như sau:

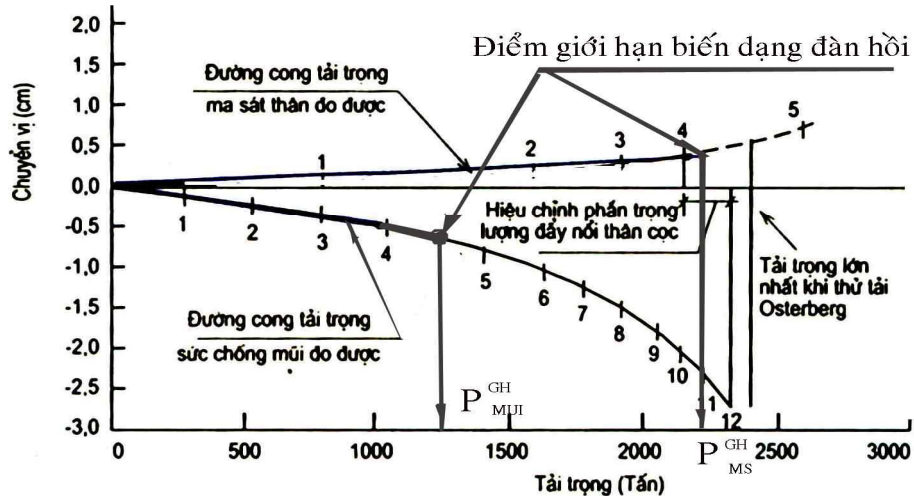


H.7.8. Sơ đồ bố trí thiết bị thí nghiệm theo Phương pháp Osterberg

Không quá 10 phút một lần cho 30 phút đầu, không quá 15 phút một lần cho 30 phút sau đó, không quá 1 giờ một lần cho tới khi độ lún ổn định. Cọc được coi là lún ổn định khi dưới cấp tải trọng đó có độ lún không lớn hơn 0,25mm/giờ (khi mũi cọc tỳ vào lớp đất hòn lớn, cát, đất sét dẻo đến dẻo cứng) và không lớn hơn 0,1mm sau 2 giờ — khi cọc cắm vào lớp đất sét dẻo mềm và dẻo chảy.



H.4.9. Kết quả thí nghiệm: biểu đồ tải trọng- chuyển vị khi ma sát đạt giá trị bền giới hạn



H.4.10. Kết quả thí nghiệm: biểu đồ tải trọng- chuyển vị khi sức chống mũi đạt giá trị giới hạn

- Giá trị sức chịu tải của cọc sử dụng cho công trình phải lấy giá trị nhỏ nhất trong các giá trị tính toán và thí nghiệm.
- Nếu trường hợp sức chịu tải của cọc thí nghiệm lớn hơn nhiều so với sức chịu tải tính toán theo lý thuyết, lựa chọn theo giá trị sức chịu tải của cọc theo kết quả thí nghiệm (giá trị nhỏ nhất nhận được khi thí nghiệm) cần phải được cân nhắc hết sức cẩn thận.

4.4. Kiểm tra chất lượng cọc bằng thí nghiệm biến dạng nhỏ (PIT).

- Thí nghiệm biến dạng nhỏ PIT được tiến hành nhằm mục đích kiểm tra, đánh giá chất lượng bản thân cọc.
- PIT phát hiện được các khuyết tật tương đối lớn sinh ra trong cọc và kiểm tra được cả chiều dài cọc.
- Thí nghiệm biến dạng nhỏ PIT dựa trên nguyên lý truyền sóng trong cọc. Sau khi gắn đầu đo lên gần đầu cọc (cách vị trí gõ búa khoảng 30cm), dùng búa cầm tay (0,5-5kg) gõ vào đầu cọc, tín hiệu sóng thu được sẽ hiển thị lên thiết bị xử lý gọi là hệ IT. Thiết bị ngày nay hay sử dụng thường có 2 đầu đo cho phép xác định vận tốc tại nhiều điểm trên thân cọc.
- Kết quả đo được phân tích và đánh giá theo một số phương pháp sau:
 - + *Phương pháp phản hồi xung*: khi gõ một số nhát búa vào cọc sẽ có sóng phản hồi trung bình từng nhát búa hiển thị trên đồ thị mẫu. Nếu đồ thị thay đổi đột ngột nghĩa là cọc có khuyết tật hoặc nền đất thay đổi đột ngột
 - + *Phân tích theo tần số dao động*: theo phương pháp này búa thí nghiệm cần được lắp thêm lực kế để xác định tỷ số giữa biên độ vận tốc và biên độ lực. Phân tích và đánh giá kết quả truyền sóng cũng hiển thị trên đồ thị. Sử dụng phương pháp này có thể đo được khoảng cách từ đầu cọc đến vị trí có khuyết tật.
 - + *Phương pháp tín hiệu tương ứng*: nội dung của phương pháp này là sử dụng biểu đồ sóng của cọc đặc trưng (biểu đồ này là kết quả thí nghiệm trên nhiều cọc tương tự không có khuyết tật). Nếu cọc có sóng phản hồi khác với biểu đồ mẫu nghĩa là cọc có khuyết tật. Xác định vị trí khuyết tật, đánh giá mức độ khuyết tật dựa vào các thông số của mô hình nền (các thông số này xác định bằng cách tính xung lực lặp nhiều lần cho đến khi gần với xung lực đo được).
- Theo phương pháp này độ sâu kiểm tra có thể đạt 30 d (q- đường kính cọc), khi cọc nằm trong đất yếu hoặc trong đất no nước có thể đo được sâu hơn.
- Số lượng cọc thí nghiệm theo TCVN 326-2004: khi trên 30% cọc có khuyết tật thì tăng thêm 50% số cọc thí nghiệm, nếu vẫn vượt quá 30% thì kiểm tra toàn bộ.
- Thời gian thí nghiệm: lớn hơn 7 ngày sau khi kết thúc đổ bê tông hoặc bê tông đạt 75% giá trị thiết kế. Điểm thí nghiệm PIT đối với 1 cọc:

+ 1 điểm đối với cọc có đường kính $\leq 0,6m$;

+ 3 điểm đối với cọc có đường kính $>0,6m$.

➤ Đối với cọc nhồi, thí nghiệm động bằng phương pháp của Gersevanov, phương pháp của Hilley như trong tiêu chuẩn móng cọc TCVN 205-1998 hiện nay rất ít được dùng, do độ chính xác thấp.

4.5. Xác định giá trị tải trọng giới hạn từ kết quả thí nghiệm nén tĩnh.

Giá trị sức chịu tải giới hạn của cọc theo đất nền từ kết quả thí nghiệm nén tĩnh có thể xác định theo một số phương pháp phổ biến như sau:

1. Phương pháp đồ thị: dựa trên hình dạng đường cong quan hệ tải trọng- chuyển vị:

– trường hợp đường cong biến đổi nhanh, thể hiện rõ sự thay đổi độ dốc đột ngột (điểm uốn), sức chịu tải giới hạn tương ứng với điểm bắt đầu thay đổi độ dốc.

– Nếu đường cong biến đổi chậm thì căn cứ vào cách gia tải và quy trình thí nghiệm để chọn phương pháp xác định (theo chuyển vị giới hạn quy ước, theo phương pháp đồ thị hoặc theo sức **chịu tải cho phép**).

2. Phương pháp dùng chuyển vị giới hạn tương ứng với chuyển vị bằng 2,5- 10% đường kính hoặc chiều rộng cọc.

3. Theo tình trạng thực tế thí nghiệm và cọc thí nghiệm.

Ở Việt Nam dựa theo tiêu chuẩn của Liên Xô (cũ) vẫn phổ biến xác định sức chịu tải giới hạn của cọc trên cơ sở độ lún ổn định của cọc theo cấp tải trọng. Theo đó, sức chịu tải giới hạn của cọc là tải trọng tương ứng với độ lún xem công thức (3.29-3.31).

- Theo cách tính này tải trọng giới hạn xác định được thường thấp hơn giá trị thực.

- Sức chịu tải cho phép của cọc đơn thẳng đứng xác định bằng sức chịu tải giới hạn chia cho hệ số an toàn. Hệ số an toàn do tư vấn thiết kế quy định, thông thường trong khoảng 1,5-2,5.

4.6. Xác định số lượng cọc trong đài móng.

- Số lượng cọc trong đài móng được xác định trên cơ sở sức chịu tải của cọc đơn, tổng tải trọng đứng và mô men ngoại lực tác dụng ở mức đáy đài.

- Áp lực tính toán do phản lực đầu cọc tác dụng lên đáy đài:

$$P^{TT} = \frac{Q^{TT}}{(3d)^2} \quad (4.10)$$

Trong đó: Q^{TT} -sức chịu tải tính toán của cọc, lấy giá trị nhỏ nhất của sức chịu tải theo vật liệu và theo đất nền.

- Diện tích sơ bộ của đáy đài:

$$F_{SB} = \frac{N_0^{TT}}{P^{TT} - \gamma_{TB} h.n} \quad (4.11)$$

Trong đó: N_0^{TT} - lực dọc tính toán xác định tại cốt đáy đài; h - độ sâu đặt đáy đài (tính từ cốt nền nhà); n - hệ số vượt tải ($n=1,1$); γ_{TB} - trọng lượng thể tích trung bình của đài cọc và đất trên đài ($\gamma_{TB} = 20-22KN/m^3$).

- Trọng lượng sơ bộ của đài và đất trên đài:

$$N_{SB}^{TT} = n.F_{SB}.h. \gamma_{TB} \quad (4.12)$$

- Số lượng cọc sơ bộ:

$$N_C^{SB} = \beta \frac{N_0^{TT} + N_{SB}^{TT}}{Q^{TT}} \quad (4.13)$$

Trong đó: β - hệ số tính đến sự lệch tâm do mô men gây ra và sự bố trí cọc trong đài ($\beta=1-1,5$).

- Sau khi xác định được số lượng cọc trong đài, tiến hành bố trí chúng. Khoảng cách giữa các trục cọc lấy $\geq 3d$ nhằm đảm bảo sức chịu tải của cọc trong nhóm tương tự như cọc đơn và từ trục cọc đến mép biên đài $\geq 0,7d$ (d - đường kính cọc). Trong chùng mực nào đó theo phương chịu lực (phương có độ

lệch tâm lớn) khoảng cách giữa các cọc có thể bố trí xa hơn để tận dụng khả năng chịu mô men lệch tâm.

- Sau khi bố trí cọc và xác định được diện tích của đài F_d^{TT} cần tiến hành tính toán lại trọng lượng thực của đài và đất trên đài:

$$N_d^{TT} = n \cdot F_d^{TT} \cdot h \cdot \gamma_{TB} \quad (4.14)$$

- Kiểm tra lực truyền xuống các cọc dẫy biên theo công thức:

$$P_{MAX}^{TT} = \frac{N_0^{TT} + N_d^{TT}}{n_C^{TT}} \pm \frac{M_X^{TT} Y_{MAX}}{\sum_{i=1}^{n_C^{TT}} Y_i^2} \pm \frac{M_Y^{TT} X_{MAX}}{\sum_{i=1}^{n_C^{TT}} X_i^2} \quad (4.15)$$

Trong đó: n_C^{TT} - số lượng cọc trong móng; M_X^{TT} , M_Y^{TT} - mô men tính toán tương ứng với trục x và trục y; $M_X^{TT} = N^{TT} \cdot e_Y$; $M_Y^{TT} = N^{TT} \cdot e_X$; $N^{TT} = N_0^{TT} + N_d^{TT}$; X_{MAX} , Y_{MAX} - khoảng cách từ trục biên đến trục x, y; x_i , y_i - khoảng cách từ trục cọc thứ i đến các trục trục x, y.

Lưu ý:

- Trục x, y là các trục đi qua trọng tâm của các tiết diện cọc tại đáy đài.
- Muốn tìm lực truyền xuống cọc thứ i thì thay các giá trị X_{MAX} bằng x_i và Y_{MAX} bằng y_i .
- Kiểm tra lực truyền xuống cọc:

$$P_{MAX}^{TT} + P_C \leq Q_d \quad (4.16)$$

Trong trường hợp móng cọc chống thì:

$$P_{MAX}^{TT} + P_C \leq Q_v \quad (4.17)$$

$$P_{MAX}^{TT} + P_C \leq Q_d^* \quad (4.18)$$

Q_d^* - khả năng chịu tải của cọc chống.

4.7. Kiểm tra nền móng cọc theo trạng thái giới hạn thứ nhất

Theo trạng thái giới hạn thứ nhất cần kiểm tra theo sức chịu tải và ổn định.

Đối với móng cọc chống:

- Sức chịu tải giới hạn của móng xác định theo công thức sau:

$$N_{Gh} = R_{Gh} \cdot F_C \cdot n_C \quad (4.19)$$

Trong đó: R_{Gh} - cường độ giới hạn của nền dưới chân cọc chống khi hình thành xong mặt trượt trong nền; F_C - diện tích tiết diện ngang của cọc.

- Điều kiện đảm bảo ổn định nền cọc chống:

$$N_{Gh} = 1,2 (N_0^{TT} + N_d^{TT} + n_C P_C) \quad (4.20)$$

Đối với móng cọc ma sát: Khả năng ổn định giới hạn của móng được tính toán theo đây là đường nối mép các cọc biên:

$$N_{Gh} = R_{Gh} F^2 + u \sum f_i h_i \quad (4.21)$$

Trong đó: R_{Gh} - cường độ giới hạn của nền dưới móng cọc ma sát ứng với trạng thái cân bằng giới hạn của nền.; F^2 - diện tích đáy móng tạo tính theo đường mép ngoài của các cọc biên; u - chu vi của móng có diện tích F^2 ; f_i - ma sát đơn vị thành bên của lớp đất thứ i có chiều dày l_i mà cọc xuyên qua.

- Để nền ổn định phải thỏa mãn điều kiện sau:

$$N_{Gh} = 1,2 (N_0^{TT} + N_M^{TT}) \quad (4.22)$$

Trong đó: N_M^{TT} - Trọng lượng tính toán của khối móng có diện tích đáy F^2 và có chiều cao từ chân cọc đến cốt nền.

- Kiểm tra ổn định theo phương pháp mặt trượt trụ tròn:

Mặt trượt có thể cắt qua cọc, đi qua chân cọc biên hoặc đi qua nền phía dưới.

+ Hệ số ổn định xác định theo công thức:

$$K = \frac{\sum M_{ig}}{\sum M_{itr}} \quad (4.23)$$

$\sum M_{ig}$ - tổng mô men giữ;

$\sum M_{itr}$ - tổng mô men gây trượt.

+ Khi mặt trượt trụ tròn đi qua các cọc, sức chống cắt của các cọc sẽ cản lại sự trượt, cần phải kiểm tra khả năng chống cắt của cọc (xem công thức 6.15).

+ Để nền móng cọc ma sát đảm bảo an toàn về ổn định thì cần chọn: $K_{\min} \geq 1,2$

- Kiểm tra ổn định theo phương pháp của Bishop: kết hợp với phương tiện máy tính điện tử, có thể tính toán được nhiều mặt trượt trụ tròn và tìm được mặt trượt nguy hiểm nhất rất gần với thực tế. Hệ số ổn định sử dụng trong phương pháp này là 1,4.

4.8. Kiểm tra nền móng cọc theo trạng thái giới hạn thứ hai.

4.8.1. Tính toán độ lún cho móng đơn cọc

- Kiểm tra nền móng cọc theo trạng thái giới hạn thứ hai là xác định độ lún của móng cọc. Độ lún này bao gồm độ lún tuyệt đối và độ lún lệch giữa các móng. Các giá trị nhận được không được lớn hơn giá trị giới hạn cho phép đối với từng loại công trình (xem bảng 4.4).

- Độ lún móng cọc được tính toán trên cơ sở móng khối quy ước.

- Tính toán độ lún cho móng khối quy ước cũng như móng nông trên nền thiên nhiên dùng phương pháp cộng lún từng lớp, dựa trên lý thuyết nền bán không gian biến dạng tuyến tính. Theo phương pháp này chỉ nên tính cho các móng có chiều rộng không quá 10m.

- Khối nền từ đáy đài đến mũi cọc được coi là không lún. Độ lún nền móng cọc chỉ tính cho phần nền dưới mũi cọc.

Để tính độ lún cho móng cọc ta phải thực hiện các bước sau đây:

1. Xác định kích thước móng khối quy ước:

Người ta cho rằng nhờ ma sát giữa mặt xung quanh cọc và đất, tải trọng của móng được truyền xuống diện tích rộng hơn (móng khối móng quy ước). Đáy khối móng quy ước được tính như sau:

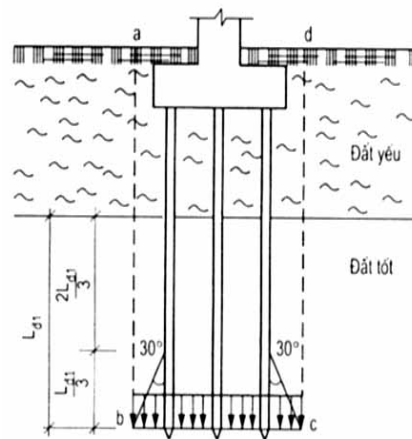
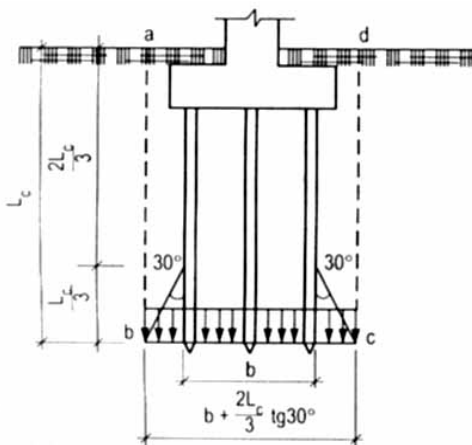
$$B = b + 2H \operatorname{tg}(\varphi_{tb}/4) \quad (4.24)$$

$$L = l + 2H \operatorname{tg}(\varphi_{tb}/4) \quad (4.25)$$

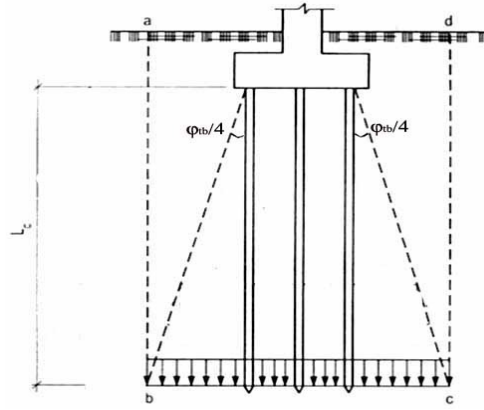
Trong đó: b, l - khoảng cách từ mép ngoài của các hàng cọc biên theo 2 phương; H - chiều sâu từ đáy đài đến mũi cọc; φ_{tb} - góc ma sát trong tính toán trung bình của các lớp đất trong phạm vi chiều sâu H .

a, Khi nền đồng nhất

b, Khi nền có lớp đất yếu



c, Khi nền có nhiều lớp đất:



H.4.11. Xác định móng khối quy ước

- Để đảm bảo điều kiện nền biến dạng tuyến tính thì ứng suất tiêu chuẩn dưới đáy móng khối quy ước σ_{TB}^{TC} phải nhỏ hơn sức kháng tiêu chuẩn của đất nền R_M , cụ thể như sau:

$$\sigma_{TB}^{TC} \leq R_M \text{ và } \sigma_{MAX}^{TC} \leq 1,2 R_M \quad (4.26)$$

Trong đó:

$$\sigma_{\frac{max}{min}}^{TC} = \frac{N_0^{TC} + N_d^{TC}}{L.B} \left(1 \pm \frac{6e_L}{L} \pm \frac{6e_B}{B} \right) \quad (4.27)$$

Trong trường hợp bài toán phẳng:

$$\sigma_{TB}^{TC} = \frac{N_0^{TC} + N_d^{TC}}{L.B} \left(1 \pm \frac{6e_L}{L} \right) \quad (4.28)$$

Trong đó: N_0^{TC} - tải trọng tiêu chuẩn của công trình tác dụng lên đỉnh đài; N_d^{TC} - trọng lượng tiêu chuẩn của móng khối quy ước với hai cạnh là B và L (chiều cao khối móng quy ước tính từ cốt mũ cọc-đáy móng khối quy ước tới cốt nền nhà).

e_L, e_B - độ lệch tâm tương ứng theo trục L và B , xác định như sau:

- theo phương trục L :

$$e_L = \frac{M_L^{TC}}{N_0^{TC} + N_d^{TC}} \quad (4.29)$$

- theo phương trục B :

$$e_B = \frac{M_B^{TC}}{N_0^{TC} + N_d^{TC}} \quad (4.30)$$

M_L^{TC}, M_B^{TC} - mô men tiêu chuẩn đối với trọng tâm đáy móng khối quy ước tương ứng với trục L và trục B

$$R_M = \frac{m_1 m_2}{K_{TC}} \left(AB_{mqu} \gamma_{II} + BH_{mqu} \gamma'_{II} + D.C_{II} \right) \quad (4.31)$$

m_1, m_2 - các hệ số phụ thuộc vào tính chất đất nền và kết cấu công trình, tra bảng 4.2.

Bảng 4.2. Hệ số m_1, m_2

Loại đất	Hệ số m_1	Hệ số m_2 đối với nhà và công trình có sơ đồ kết cấu cứng có tỷ số giữa chiều dài nhà hoặc tầng đơn nguyên với chiều cao L/H bằng
----------	-------------	---

		≥ 4	$1,5 \leq$
Đất hòn lớn có lẫn cát; đất cát, không kể đất phàn và bụi	1,4	1,2	1,2
Cát mịn: - Khô và ít ẩm	1,3	1,1	1,3
- No nước	1,2	1,1	1,3
Cát bụi: - Khô và ít ẩm	1,2	1,0	1,2
- No nước	1,1	1,0	1,2
- Đất hòn lớn có lẫn sét; đất sét có chỉ số độ sệt $I_L \leq 0,5$	1,2	1,0	1,1
- Khi $I_L > 0,5$	1,1	1,0	1,0

$\gamma_{II}, \gamma'_{II}$ - trọng lượng thể tích đất (tính theo biến dạng) dưới đáy móng khối quy ước và từ đáy móng khối quy ước trở lên; C_{II} - lực dính đơn vị (tính theo biến dạng) của đất ngay dưới đáy móng khối quy ước; A, B, D- hệ số phụ thuộc vào góc ma sát trong của đất đáy móng khối quy ước, tra **bảng 4.3**; H_{mqu} -chiều cao khối móng quy ước tính từ cốt thiên nhiên tới đáy móng khối quy ước.

Trong trường hợp không thỏa mãn điều kiện (4.36) thì cần phải tìm cách tăng chiều rộng móng khối quy ước hoặc tăng chiều sâu chôn cọc.

2. Vẽ biểu đồ ứng suất bản thân:

$$\sigma_{BT} = \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i \quad (4.32)$$

Trong đó: γ_{iw} - trọng lượng thể tích lớp đất thứ i có độ ẩm thiên nhiên; h_i - chiều dày lớp đất thứ i.

Trọng lượng thể tích của các lớp đất nằm dưới mực nước ngầm thì phải dùng trọng lượng thể tích đẩy nổi γ_{idn} .

Trọng lượng thể tích đẩy nổi:
$$\gamma_{idn} = \frac{\gamma_s (1+W)}{1+\varepsilon} \text{ hoặc } \gamma_{idn} = (\gamma_s - \gamma_n)(1-n) \quad (4.33)$$

γ_s - tỷ trọng của hạt đất; w- độ ẩm tự nhiên của đất; ε - hệ số rỗng trạng thái tự nhiên của đất; n- độ rỗng của đất trạng thái tự nhiên

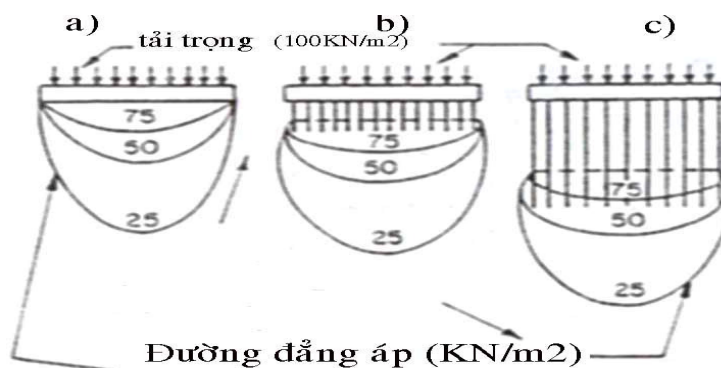
Biểu đồ ứng suất bản thân được vẽ xuất phát từ mặt đất thiên nhiên, trong trường hợp có lớp đất đắp thì phải khẳng định rằng lớp đất đắp đã ổn định.

3. Vẽ biểu đồ ứng suất phụ thêm σ_{PT} :

$$\sigma_{PT} = K_0 P \quad (4.34)$$

Trong đó: P- áp lực do tải trọng công trình (bao gồm cả đất tôn nền mới đắp trên diện tích móng khối quy ước), trọng lượng đài móng và trọng lượng cọc sau khi đã trừ trọng lượng khối đất do chúng chiếm chỗ. Khi đất, đài móng và cọc nằm dưới mực nước ngầm cần tính theo trọng lượng đẩy nổi.

K_0 - hệ số giảm áp lực tại tâm đế móng khối quy ước, tra bảng trong sổ tay nền móng [9].



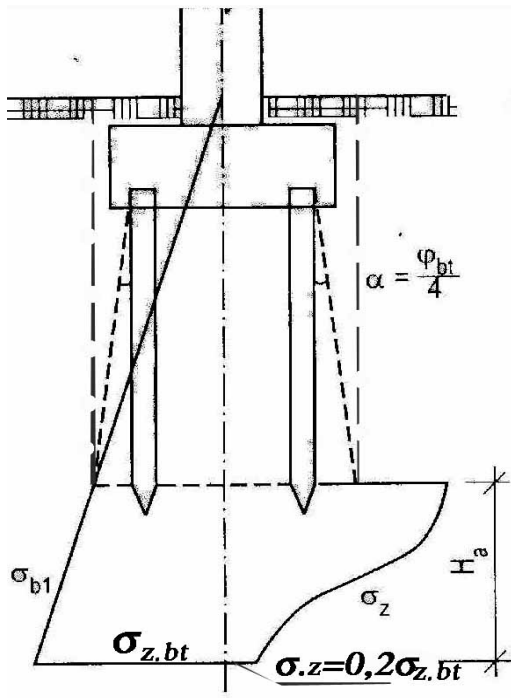
H.4.12. Phân bố áp lực dưới đế móng
Bảng 4.3. Các hệ số A, B, D

Trị tính toán của góc ma sát trong φ_{II} (độ)	Các hệ số			Trị tính toán của góc ma sát trong φ_{II} (độ)	Các hệ số		
	A	B	D		A	B	D
0	0	1	3,14	23,5	0,69	3,76	6,31
2	0,03	1,12	3,32	24	0,72	3,87	6,50
3	0,04	1,19	3,14	24,5	0,75	4	6,56
3,5	0,05	1,22	3,46	25	0,78	4,11	6,67
4	0,06	1,25	3,51	25,5	0,81	4,24	6,78
4,5	0,07	1,28	3,56	26	0,84	4,37	6,90
5	0,08	1,31	3,61	26,5	0,87	4,51	7,02
5,5	0,09	1,35	3,66	27	0,90	4,65	7,11
6	0,10	1,39	3,71	27,5	0,94	4,79	7,27
6,5	0,11	1,43	3,76	28	0,98	4,93	7,40
7	0,12	1,47	3,81	28,5	1,02	5,08	7,53
7,5	0,13	1,51	3,87	29	1,06	5,24	7,67
8	0,14	1,55	3,93	29,5	1,10	5,41	7,81
8,5	0,15	1,59	3,99	30	1,15	5,59	7,95
9	0,16	1,63	4,05	30,5	1,20	5,78	8,16
9,5	0,17	1,68	4,11	31	1,21	5,97	8,25
10	0,18	1,73	4,17	31,5	1,29	6,16	8,40
10,5	0,19	1,78	4,23	32	1,34	6,35	8,55
11	0,20	1,83	4,29	32,5	1,39	6,56	8,71
11,5	0,21	1,88	4,35	33	1,44	6,78	8,87
12	0,23	1,91	4,42	33,5	1,49	6,99	9,01
12,5	0,24	1,99	4,49	34	1,55	7,21	9,21
13	0,25	2,05	4,56	34,5	1,61	7,44	9,4
13,5	0,27	2,11	4,62	35	1,67	7,69	9,59
14	0,29	2,17	4,69	35,5	1,71	7,96	9,78
14,5	0,30	2,23	4,77	36	1,81	8,25	9,98
15	0,32	2,29	4,85	36,5	1,88	8,51	10,18
15,5	0,34	2,36	4,92	37	1,95	8,81	10,38
16	0,36	2,49	5,00	37,5	2,03	9,11	10,59
16,5	0,37	2,50	5,08	38	2,11	9,41	10,8
17	0,39	2,57	5,15	38,5	2,19	9,76	11,03
17,5	0,41	2,61	5,23	39	2,28	10,1	11,26
18	0,43	2,72	5,31	39,5	2,37	10,6	11,5
18,5	0,45	2,80	5,39	40	2,46	10,81	11,71
19	0,47	2,88	5,48	40,5	2,56	11,23	11,99
19,5	0,49	2,97	5,57	41	2,66	11,63	12,25
20	0,51	3,06	5,66	41,5	2,77	12,06	12,51
20,5	0,53	3,15	5,75	42	2,87	12,5	12,77
21	0,55	3,21	5,81	42,5	3	13	13,05
21,5	0,58	3,34	5,91	43	3,12	13,5	13,31
22	0,61	3,44	6,01	43,5	3,21	14	13,61
22,5	0,63	3,54	6,11	44	3,37	14,5	13,96
23	0,66	3,65	6,21	45	3,65	15,61	14,64

4. Xác định chiều dày lớp chịu nén:

- Chiều dày chịu nén H_{CN} là khoảng cách từ mũi cọc tới độ sâu tại đó: $\sigma_{PT} \leq 0,2\sigma_{BT}$. Dưới độ sâu này do ảnh hưởng của độ bền kết cấu, gradien thấm ban đầu độ lún được coi là không đáng kể nên được bỏ qua.

- Trường hợp giới hạn dưới của vùng chịu nén tìm được nằm trong hoặc nằm ngay trên lớp đất có mô đun biến dạng $E_0 < 50 \text{ kg/cm}^2$ khi đó H_{CN} được lấy tới chiều sâu có $\sigma_{PT} \leq 0,1\sigma_{BT}$.



H. 4.13. Sơ đồ tính toán độ lún móng cọc

- Xác định giá trị độ lún (tại tâm móng khối quy ước):
 - Do biểu đồ áp lực phụ thêm có dạng đường cong nên để đạt độ chính xác cần thiết, chiều dày chịu nén H_{CN} được chia thành nhiều lớp, chiều dày mỗi lớp thông thường bằng 1/4 chiều rộng móng.
 - Độ lún của móng được xác định bằng tổng độ lún từng lớp theo công thức sau:

S=

$$\sum_{i=1}^n h_i \frac{\beta}{E_{0i}} \sigma_i \quad (4.35)$$

Trong đó: h_i - chiều dày lớp đất thứ i ; E_{0i} - mô đun biến dạng của lớp đất thứ i ; σ_i - ứng suất nén tại lớp đất thứ i ; β - hệ số kể đến nở hông, lấy bằng 0,8.

- Xác định độ lún lệch giữa các móng

$$\Delta S = \frac{S_1 - S_2}{L} \quad (4.36)$$

Trong đó: S_1, S_2 - tương ứng độ lún của móng 1 và móng 2; L - khoảng cách giữa hai móng.

Các giá trị độ lún tuyệt đối S và độ lún lệch giữa hai móng không được lớn hơn giá trị giới hạn cho phép (xem bảng 4.4).

Bảng 4.4. Biến dạng giới hạn của nền

Loại công trình	Độ lún lệch tương đối ΔS	Độ lún cho phép lớn nhất S_{max}
Công trình khung BTCT	0,002	8
Khung thép	0,004	12

4.8.2. Tính toán độ lún cho móng bè cọc.

- Móng bè cọc có đài cọc là móng bè với cạnh lớn hơn 10m hay có diện tích trên 100m².
- Chiều sâu chịu nén của nền đất dưới mũi cọc được lấy bằng cạnh hay đường kính móng bè $H_{CN} = B$. Lớp đất nền dưới mũi cọc phải là lớp đất tốt, có mô đun biến dạng $E_0 \geq 20 \text{ MPa}$.
- Độ lún móng bè cọc tính theo công thức:

$$S_B = \frac{0,12 P \cdot B}{E_{0TB}} \quad (4.37)$$

Trong đó: P - áp lực trung bình lên nền ở đáy đài (kg/cm²); B - chiều rộng hay đường kính móng (cm); E_{0TB} - mô đun biến dạng trung bình của các lớp đất dưới mũi cọc với chiều dày $H_{CN} = B$ (kg/cm²).

$$E_{0TB} = \frac{1}{B} [E_{01} h_1 K_1 + E_{02} h_2 K_2 + \dots + E_{0i} h_i K_i] \quad (4.38)$$

$E_{01}, E_{02}, \dots, E_{0i}$ - mô đun biến dạng của các lớp đất 1, 2, ..., i ; h_1, h_2, \dots, h_i - chiều dày các lớp đất 1, 2, ..., i ; k_1, k_2, \dots, k_i - hệ số tùy thuộc độ sâu đáy lớp đất, lấy theo bảng 4.5.

Bảng 4.5. Hệ số K để xác định mô đun biến dạng trung bình của các lớp đất dưới mũi cọc

Độ sâu đáy lớp	(0-0,2)B	(0,2-0,4)B	(0,4-0,6)B	(0,6-0,8)B	(0,8-1,0)B

Hệ số K	1	0,85	0,6	0,5	0,4
---------	---	------	-----	-----	-----

4.9. Xác định chiều cao đài cọc và tính thép cho đài cọc.

- Xác định chiều cao đài cọc:

Chiều cao đài cọc được xác định theo điều kiện chống đâm thủng:

$$N_{CT} \leq 0,75 R_K h_0 b_{TB} \quad (4.39)$$

$$\text{Từ đó: } h_0 \geq \frac{N_{CT}}{0,75 R_K b_{TB}} \quad (4.40)$$

Trong đó: N_{CT} - lực đâm thủng, bằng tổng phản lực các đầu cọc nằm ngoài phạm vi đáy tháp đâm thủng ở một phía cạnh đài của cọc (khi móng chịu tải lệch tâm thì tính phía có phản lực max của cọc); R_K - cường độ chịu kéo của bê tông; b_{TB} - chiều dài trung bình của đáy trên và dưới tháp chọc thủng.

Chiều cao đài cọc: $h = h_0 + h_1$

h_1 - chiều sâu ngàm đầu cọc vào đài, lấy bằng 150mm.

Chiều cao của đài thông thường lớn hơn 3đ (đ - đường kính cọc).

- Nếu do sơ đồ gối tựa, sự nén thủng chỉ xảy ra theo mặt bên tháp có độ nghiêng lớn hơn 45° , về phải của điều kiện (4.40) được xác định cho tháp đâm thủng thực tế nhân với hệ số h_0/c [23]. Khi đó khả năng chịu lực này được lấy không lớn hơn giá trị ứng với tháp đâm thủng có $c=0,4h_0$ (c- là chiều dài hình chiếu của mặt bên tháp nén thủng lên phương ngang).

- Khi trong phạm vi tháp nén thủng có đặt các cốt thép đai thẳng góc với mặt bản, tính toán tiến hành theo điều kiện:

$$F \leq F_b + 0,8 F_{sw} \quad (4.41)$$

nhưng không lớn hơn $2F_b$.

- Nội lực F_b lấy bằng về phải của bất đẳng thức (4.41), còn F_{sw} là tổng toàn bộ lực cắt do cốt thép đai (các mặt bên của khối tháp) chịu, tính theo công thức:

$$F_{sw} = \sum R_{sw} A_{sw} \quad (4.42)$$

Trong đó: R_{sw} - không được vượt quá giá trị ứng với cốt thép CI, AI (hoặc CII, AII).

- Khi kể đến cốt thép ngang, F_{sw} lấy không nhỏ hơn $0,5F_b$.

- Khi bố trí cốt thép đai trên một phần hạn chế gần vị trí đặt tải trọng tập trung, cần tính toán bổ sung theo điều kiện (4.42) cho tháp nén thủng có đáy trên nằm theo chu vi của phần có đặt cốt thép ngang.

- Cốt thép ngang trong bản được đặt với bước không lớn hơn $h/3$ và không lớn hơn 200mm. Chiều rộng đặt cốt thép ngang không nhỏ hơn $1,5h$ (h- chiều dày bản).

- Cốt thép cần neo chắc chắn ở 2 đầu bằng cách hàn hoặc kẹp chặt với cốt thép dọc sao cho độ bền của liên kết và của cốt thép đai là tương đương.

- Tính toán thép cho đài cọc:

- Thép cho đài cọc dùng để chống mô men uốn do phản lực đầu cọc gây nên.

- Đài cọc được coi là ngàm tại vị trí mép ngoài cột và bị uốn bởi phản lực các đầu cọc nằm ngoài mặt ngàm.

+ Mô men tại mặt cắt A-A (xem hình 4.13):

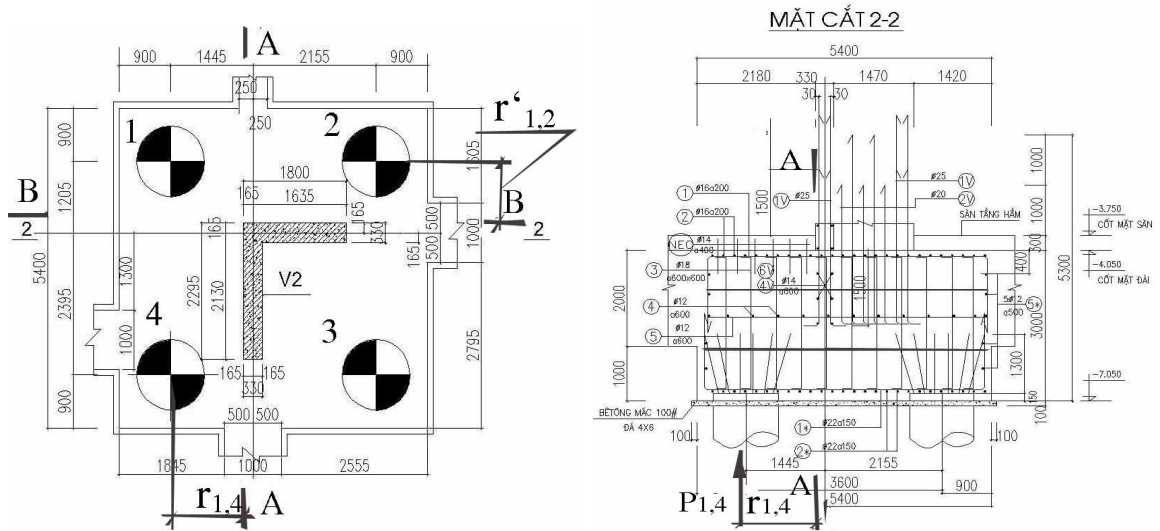
$$M_{A-A} = \sum P_i r_i \quad (4.43)$$

Trong đó r_i - khoảng cách từ mặt ngàm (mặt cắt A-A) đến tim cọc; P_i - phản lực tính toán đầu cọc tác dụng lên đáy đài.

+ Mô men tại mặt cắt B-B:

$$M_{B-B} = \sum P_i r_i' \quad (4.44)$$

r_i' - khoảng cách từ tim cọc đến mặt ngàm (mặt cắt B-B).



H.7.13. Tính toán thép cho đài móng

Giá trị P_i được xác định theo giá trị P_{MAX}^{TT} và P_{MIN}^{TT} như sau:

$$P_{MAX}^{TT} = \frac{N_0^{TT}}{n_C^{TT}} \pm \frac{M_X^{TT} Y_{MAX}}{\sum_{i=1}^{n_C^{TT}} Y_i^2} \pm \frac{M_Y^{TT} X_{MAX}}{\sum_{i=1}^{n_C^{TT}} X_i^2} \quad (4.45)$$

Trong trường hợp bài toán phẳng:

$$P_{MAX}^{TT} = \frac{N_0^{TT}}{n_C^{TT}} \pm \frac{M_X^{TT} Y_{MAX}}{\sum_{i=1}^{n_C^{TT}} Y_i^2} \quad (4.46)$$

Trong đó: N_0^{TT} - tải trọng đứng tính toán đi qua tâm móng, không kể đến trọng lượng đất trên móng và trọng lượng bản thân móng.

Diện tích tiết diện ngang cốt thép chịu mô men M_{I-I} và M_{II-II} :

$$F_{aI-I} = \frac{M_{I-I}}{0,9h_0 R_a} \quad \text{và} \quad F_{aII-II} = \frac{M_{II-II}}{0,9h_0' R_a} \quad (4.47)$$

Trong đó: R_a - cường độ chịu uốn của cốt thép; h_0, h_0' - tương ứng chiều cao làm việc theo mặt cắt I-I và mặt cắt II-II.

4.10. Thiết kế móng cọc chống động đất.

- Hiện nay ở nước ta đã có bản đồ phân vùng động đất và có tiêu chuẩn tính toán kháng chấn cho các công trình (TCVN.375-2006).
- Đối với công trình ngầm, kháng chấn được tính cho các cấp động đất cấp 7 đến cấp 9, thông thường là tính theo động đất cấp 7-8.
- Khi có động đất, công trình bị dao động và xuất hiện lực quán tính. Trị số của lực động đất tính theo công thức:

$$S = \alpha \frac{Q}{g} a = \alpha K_C Q \quad (4.48)$$

Trong đó: Q - trọng lượng của bộ phận công trình và tải trọng tác dụng lên nó; g - gia tốc trọng trường; a - gia tốc động đất, lấy theo các số liệu của trạm đo địa chấn, **tra bảng 4.6**; α - hệ số phụ thuộc vào các tính chất động lực học của công trình và được xác định theo quy trình thiết kế $\alpha = 1-2$.

$K_C = a/g$ □ hệ số động đất, xem **bảng 4.6**.

Bảng 4.6. Gia tốc động đất a và hệ số K_C theo cấp động đất

Cấp động đất	Gia tốc động đất a (cm/s)	Hệ số động đất K_c
7	10-25	1/40
8	25-50	1/20
9	50-100	1/10

- Lực động đất có hướng bất kỳ do đó cần chọn hướng nguy hiểm nhất để tính toán cho nền và móng, thông thường hướng bất lợi nhất là hướng ngang làm tăng áp lực chủ động và giảm áp lực bị động gây trượt công trình ngầm, tường chắn đất và hướng lên làm đẩy nổi công trình ngầm gây bất lợi cho các công trình có neo chống nổi.

- Động đất làm giảm cường độ (R) của đất ở mũi cọc, làm giảm ma sát của đất với thành cọc, giảm sức chịu tải của cọc.

- Khi tính toán sức chịu tải của cọc trong xây dựng ngầm, do cọc làm việc chịu nén và chịu nhỏ, giá trị sức chống đầu mũi cọc và ma sát thành cọc cần nhân với hệ số m_{c1} , m_{c2} cho trong **bảng 4.7**, trừ trường hợp cọc chống lên đá hoặc đất hòn lớn. Giá trị q_p cần nhân với hệ số điều kiện là việc m_{c3} . Giá trị $m_{c3} = 1$ khi chiều dài tính đổi của cọc, xác định theo công thức (6.3): $\bar{h} \geq 3$.

Bảng 4.7. Hệ số m_{c1} , m_{c2}

Cấp động đất	Hệ số m_{c1}						Hệ số m_{c2}				
	Cát chặt		Cát chặt vừa		Sét bụi có độ sệt		Cát chặt và chặt vừa		Sét bụi có độ sệt		
	âm và ít ẩm	No nước	âm và ít ẩm	No nước	$I_L < 0$	$0 \leq I_L \leq 0,5$	âm và ít ẩm	No nước	$I_L < 0$	$0 \leq I_L \leq 0,75$	$0,75 \leq I_L \leq 1$
7	$\frac{1}{(0,90)}$	$\frac{0,90}{-}$	$\frac{0,95}{(0,85)}$	$\frac{0,80}{-}$	$\frac{1}{(1)}$	$\frac{0,95}{(0,90)}$	$\frac{0,95}{(0,85)}$	$\frac{0,90}{-}$	$\frac{0,95}{-}$	$\frac{0,85}{(0,80)}$	$\frac{0,75}{(0,75)}$
8	$\frac{0,90}{(0,80)}$	$\frac{0,80}{-}$	$\frac{0,85}{(0,75)}$	$\frac{0,70}{-}$	$\frac{0,95}{(0,95)}$	$\frac{0,90}{(0,80)}$	$\frac{0,85}{(0,75)}$	$\frac{0,80}{-}$	$\frac{0,90}{(0,80)}$	$\frac{0,80}{(0,70)}$	$\frac{0,70}{(0,65)}$
9	$\frac{0,80}{(0,70)}$	$\frac{0,70}{-}$	$\frac{0,75}{(0,60)}$	-	$\frac{0,90}{(0,85)}$	$\frac{0,85}{(0,70)}$	$\frac{0,75}{(0,65)}$	$\frac{0,7}{-}$	$\frac{0,85}{(0,65)}$	$\frac{0,70}{(0,60)}$	$\frac{0,60}{-}$

Ghi chú: tử số dùng cho cọc đóng, mẫu số dùng cho cọc nhồi

Ma sát bên f_i lấy bằng 0 trong khoảng từ giữa mặt đất đến độ sâu h_{TT} .

$$h_{TT} = 4/\alpha_c \quad (4.49)$$

Trong đó: α_c - hệ số biến dạng, tính theo công thức (6.4).

- Giá trị góc ma sát trong của đất φ_1 khi tính động đất cần giảm đi 2° - khi động đất cấp 7 và 4° - khi động đất cấp 8 và 7° khi tính động đất cấp 9. Mũi cọc thiết kế trong vùng có động đất cần cắm vào lớp đá, cát chặt hoặc đất dính có độ sệt $I_L < 0,5$. Cọc cần phải bố trí cốt thép ngang đảm bảo sức chống cắt cho cọc.

4.11. Một số lưu ý về cấu tạo móng cọc khoan nhồi

Cọc khoan nhồi sử dụng trong công trình ngầm chịu tải trọng nén dọc trục, chịu tải trọng ngang và chịu tải trọng chống nhỏ.

- Đối với cọc chịu nén: thép có thể bố trí đến 1/3 chiều dài phía đầu cọc [11], hàm lượng thép dọc $\geq 0,2-0,4\%$

Đối với cọc chịu uốn và chịu nhỏ: thép cần bố trí suốt chiều dài cọc, hàm lượng thép dọc $\geq 0,4-0,65\%$. Đối với loại cọc chịu nhỏ cần có lưu ý về việc bảo vệ chống các tác nhân ăn mòn gây hư hỏng cốt thép chịu lực (thép dọc chịu kéo)

- Lớp bê tông bảo vệ cốt thép không được nhỏ hơn 5cm. Nếu chiều dài lồng thép lớn hơn 4m, theo chiều dài cọc cần có vòng thép đệm để tăng cứng cho lồng thép dọc, đồng thời dùng để gắn các miếng kê tạo lớp bảo vệ cốt thép, với khoảng cách không nhỏ hơn 2m (đường kính thép vòng tùy thuộc vào đường kính cọc có thể lấy $\Phi 12-\Phi 14$). Khoảng cách giữa các thanh cốt thép dọc không nhỏ hơn 10cm. Thép đai có thể dùng loại $\Phi 6-\Phi 10$, khoảng cách $a=200-300\text{mm}$, còn thép dọc không nên lấy nhỏ hơn $\Phi 12$.

- Bố trí ống ($d50-60$) để kiểm tra chất lượng bê tông cọc bằng siêu âm, ít nhất 3 ống cho cọc có $D \leq 1\text{m}$; 4 ống cho cọc có $D=1-1,3\text{m}$, 5 ống cho cọc có $D=1,3-1,5\text{m}$ và 6 ống cho cọc có đường kính lớn hơn 1,5m. Khi cần thiết có thể bố trí 1 ống đường kính $d=90-100$ để khoan lấy mẫu thí nghiệm, ống này cách mũi cọc khoảng 1-1,2m.

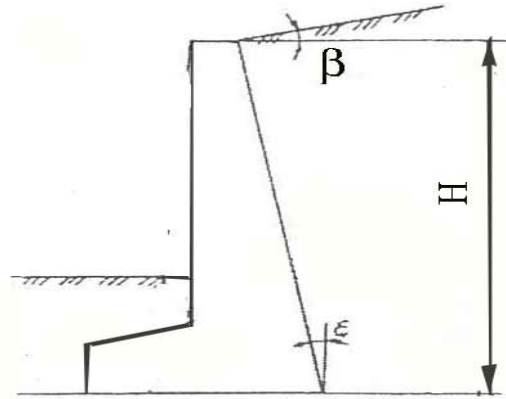
- Bê tông dùng cho cọc không nên lấy nhỏ hơn 300#, độ sụt thông thường lấy bằng 8-17 tùy thuộc vào điều kiện thi công cọc, đường kính cọc, khoảng cách giữa các cốt thép dọc

- *Đối với đài cọc:* đài cọc dùng bê tông mác $\geq 200\#$. Chiều cao đài cọc được tính toán theo điều kiện chống chọc thủng và điều kiện chống uốn. Thông thường chiều cao đài cọc nằm trong khoảng $h=(2-3)D+10\text{cm}$ (D đường kính cọc). Do đài cọc có chiều dày khá lớn nên thép thường bố trí cả phía trên đài, xung quanh đài (thép cấu tạo) có đường kính $\Phi 10-\Phi 18$, $a=200$). Giữa lớp thép trên và lớp dưới cần có các thanh chống ổn định vị trí $a=400-500$.

CHƯƠNG V
TÍNH TOÁN VÀ THIẾT KẾ TƯỜNG CHẮN ĐẤT,
TƯỜNG CỪ VÀ TƯỜNG TRONG ĐẤT

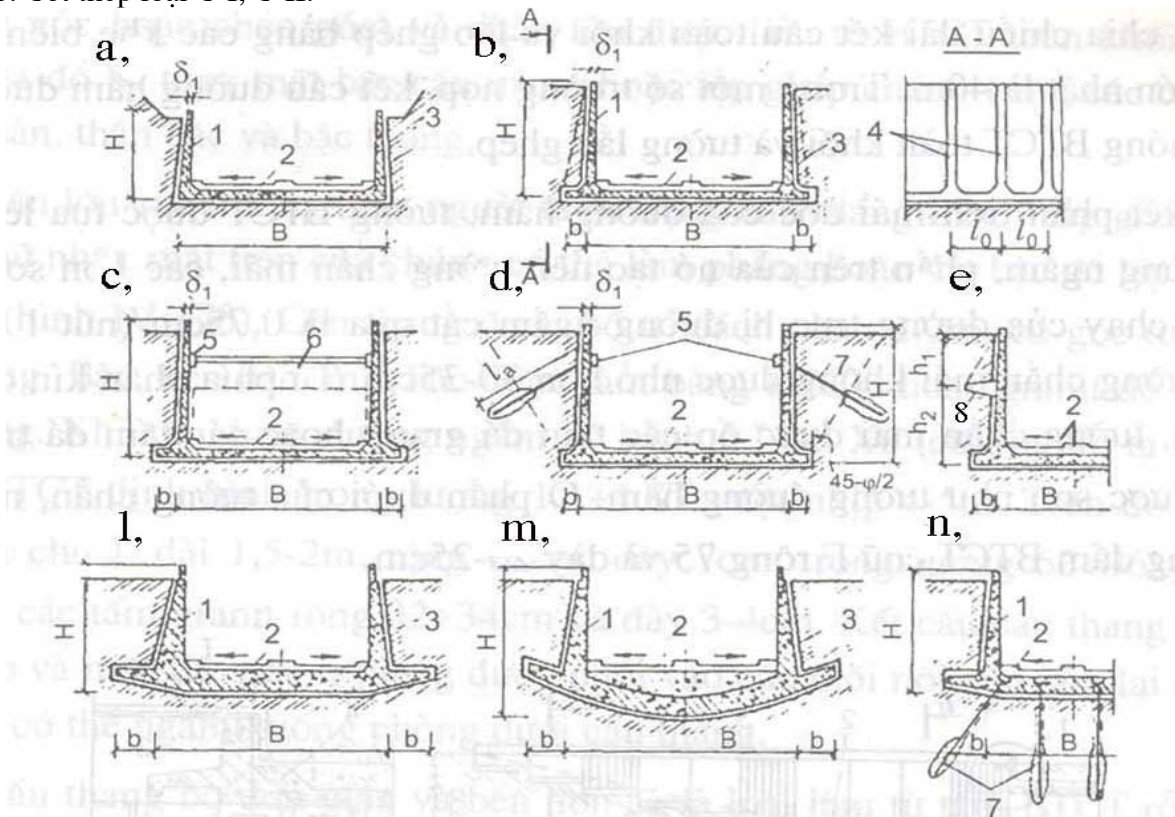
5.1. Các loại tường chắn.

- Lĩnh vực sử dụng: trong xây dựng dân dụng, công nghiệp, giao thông, công trình ngầm
- Tường chắn trong xây dựng được chia thành tường trọng lực và tường mềm.
- + Tường trọng lực được làm từ các khối xây đá, bê tông, làm việc chủ yếu chịu nén lệch tâm.



H.5.1. Tường chắn trọng lực

+ Tường mềm làm từ BTCT toàn khối hoặc lắp ghép. Chúng tiếp nhận mô men uốn và lực kéo. Đối với kết cấu BTCT đổ tại chỗ - B15-B30. Kết cấu BTCT ứng suất trước được làm từ bê tông loại B30-B50. Cốt thép loại C-I, C-II.



h.5.2. Kết cấu tường chắn mềm BTCT toàn khối: có tường công xôn a, b, e, l; c- có thanh chống; d, z- có neo; f- có công xôn giảm tải: 1-khung; 2- phần đường xe chạy; 3-lớp chống thấm; 4-tường chống; 5- hệ sườn; 6- giằng chống; 7-neo; 8-tấm công xôn giảm tải.

- Để gia cường đảm bảo ổn định (chống lật, trượt, chống nổi) cho tường chắn có thể sử dụng các hệ chống, neo hoặc tạo cho tường những hình dáng đặc biệt dạng khung hở hình chữ U (h. 5.2).

5.2. Tính toán tường chắn.

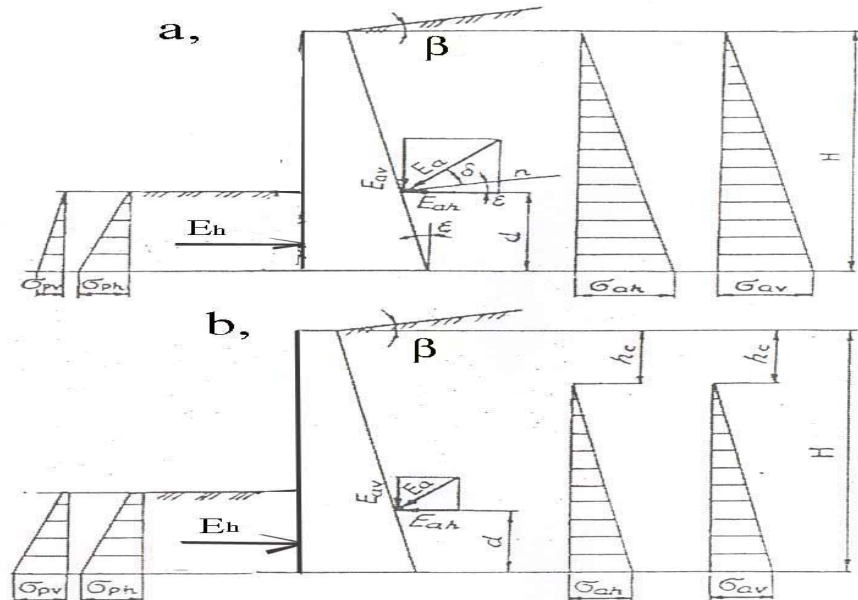
- Tải trọng tác dụng lên tường chắn gồm có tải trọng đứng và tải trọng ngang, trong đó tải trọng ngang (chủ động và bị động) có ảnh hưởng quyết định đến kết cấu tường chắn.

- Các thành phần nằm ngang của áp lực chủ động và bị động lên tường chắn được xác định theo công thức (5.1) và (5.2).

- Thành phần thẳng đứng của áp lực chủ động tác dụng lên mặt nghiêng phía sau lưng tường khi giá trị góc nghiêng ε dương được tính theo công thức:

$$\sigma_{AV} = \sigma_{Ah} \operatorname{tg}(\varepsilon + \delta) \quad (5.1)$$

Biểu đồ áp lực lên tường chắn khi đất đắp đồng nhất trình bày trên h.5.3



H.5.3. Các sơ đồ xác định áp lực đất lên tường chắn:

a- đất không dính, b- đất dính (n - pháp tuyến).

- Tổng áp lực ngang E_{ah} và áp lực đứng E_{av} được xác định theo công thức sau:

+ Đối với đất rời ($C=0$):

$$E_{ah} = \frac{1}{2} \sigma_{Ah} H \quad (5.2)$$

$$E_{av} = \frac{1}{2} \sigma_{Av} H \quad (5.3)$$

+ Đối với đất dính ($C \neq 0$):

$$E_{ah} = \frac{1}{2} \sigma_{Ah} (H - h_c) \quad (5.4)$$

$$E_{av} = \frac{1}{2} \sigma_{Av} (H - h_c) \quad (5.5)$$

Trong đó: h_c - lấy theo công thức (2.15).

- Khi xác định tổng hợp lực áp lực bị động, tính toán được tiến hành tương tự, chọn $h_c = 0$ đối với đất dính.

- Trong trường hợp khi mặt đất có tải trọng phân bố đều đặt trên một khoảng nào đó cách tường (h.5.13), áp lực ngang lên tường được xác định theo các nguyên tắc nêu trong mục 2.4.

- Điểm đặt tổng hợp lực ngang khi biểu đồ áp lực hình tam giác nằm cách đáy tường khoảng cách :

$$d = \frac{1}{3} (H-h_c) \quad (5.6)$$

Trong đó: đối với đất không dính lấy $h_c = 0$.

- Khi biểu đồ áp lực ngang từ tải trọng q hình chữ nhật, điểm đặt tổng hợp lực nằm ngang nằm ở mức nửa chiều cao biểu đồ.

- Khi biểu đồ áp lực có hình dạng phức tạp (xem h.5.1 a), thuận tiện nhất là chia biểu đồ thành các hình chữ nhật và hình tam giác nhỏ.

- Theo nhóm trạng thái giới hạn thứ nhất, tường được tính: về ổn định vị trí chống trượt; về ổn định nền dưới móng tường (đối với đất không phải đá); về cường độ nền đá; về cường độ các chi tiết kết cấu.

- Theo nhóm trạng thái giới hạn thứ hai tiến hành tính toán nền theo biến dạng và tính toán độ bền nứt các chi tiết kết cấu.

- Độ ổn định tường chắn được kiểm tra theo các sơ đồ trượt phẳng và trượt sâu. Giả thiết rằng trượt phẳng xảy ra theo đáy tường, còn trượt sâu - theo mặt trượt gãy khúc (h.5.13).

1. Điều kiện ổn định chống trượt có dạng:

$$\frac{T_{yd}}{T_{cd}} > \eta \quad (5.7)$$

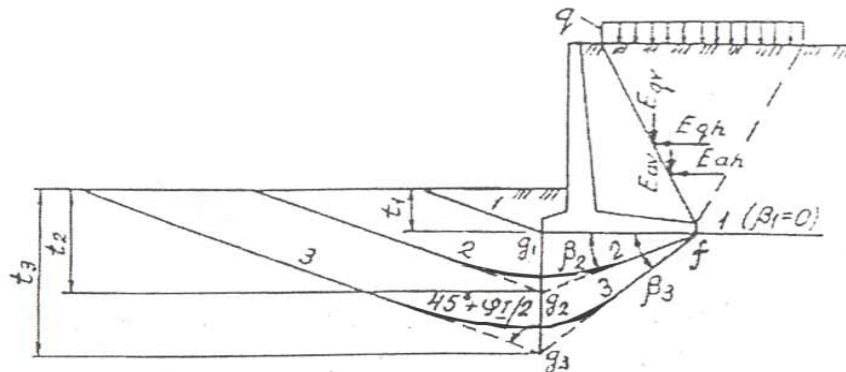
Trong đó: T_{cd} - lực gây trượt bằng tổng hình chiếu tất cả các lực trượt tác dụng lên tường lên mặt phẳng ngang; T_{yd} - Lực giữ bằng tổng hình chiếu tất cả các lực giữ lên mặt phẳng ngang đó; η - hệ số dự trữ ổn định chống trượt lấy $\geq 1,2$.

- Lực trượt và lực giữ được xác định theo công thức:

$$T_{CDB} = E_{ah} + E_{qh} \quad (5.8)$$

$$T_{YD} = N \operatorname{tg}(\varphi_1 + \beta_1) + BC_1 + E_{phi} \quad (5.9)$$

Trong đó: N - tổng hình chiếu tất cả các lực lên trục đứng.



H.5.13. Sơ đồ trượt sâu khả dĩ của tường chắn

$$N = G + G_g + E_{av} - E_{pv} + E_{qv} \quad (5.10)$$

G - trọng lượng riêng của tường; G_g - trọng lượng riêng của đất ngoài lãng thể trượt (trên diện tích đế tường chắn và trên công xôn mặt trước trong các tường góc); B - chiều rộng đáy móng; β_i - góc nghiêng của mặt trượt thứ i so với mặt nằm ngang lấy dấu \square dương \square khi độ nghiêng mặt trượt nằm phía dưới so với vị trí mặt ngang, dấu \square âm \square khi độ lệch mặt trượt lên phía trên (độ lệch lên phía trên được xem xét khi tính toán tường có đáy nghiêng); E_{phi} - phản lực bị động của khối đất t_i . Giá trị t_i được xác định bằng khoảng cách từ mặt đất có mặt trước cạnh tường đến điểm cắt mặt trượt thứ i với mặt đứng đi qua mặt trước tường.

- Đối với tường có đáy nằm ngang, tính toán theo công thức (5.7) được tiến hành cho 3 giá trị góc β : $\beta_1 = 0$ (trượt phẳng); $\beta_2 = 0,5\varphi_1$ và $\beta_3 = \varphi_1$ (trượt sâu).
- Khi tính toán theo sơ đồ trượt phẳng có xét đến sự phá hoại cấu trúc tự nhiên của đất trong quá trình thi công: giá trị φ_1 và C_1 lựa chọn không quá 30° đối với φ_1 và không lớn hơn 5 KPa cho C_1 .
- Khi tính toán theo sơ đồ trượt sâu giá trị φ_1 và C_1 lựa chọn như đối với đất có cấu trúc phá hoại.
- Kiểm tra độ ổn định trượt phẳng theo nền đá được tiến hành theo công thức (5.7)- (5.10), tuy nhiên giá trị lực giữ xác định theo công thức

$$T_{YD} = Nf + E_{ph} \quad (5.11)$$

Trong đó: f - hệ số ma sát đáy tường theo nền đá, lấy theo kết quả thử nghiệm nhưng không lớn hơn 0,65. Đối với đất (không phải là đá) trị số này không được vượt quá $tg\varphi$.

- Hệ số an toàn chống trượt đối với tường chắn trong xây dựng lấy không nhỏ hơn 1,3. Trong trường hợp không đảm bảo hệ số an toàn chống trượt thì cần có biện pháp xử lý thích hợp.

2. Kiểm tra khả năng chịu tải và biến dạng nền tường chắn được tiến hành như đối với móng đặt nông chịu tải lệch tâm.

- Ứng suất tác dụng tại các mép đáy móng tường được xác định theo công thức

$$\sigma_{\min}^{\max} = \frac{N}{b} \left(1 \pm \frac{6e}{b}\right) \quad (5.12)$$

Trong đó: b - chiều rộng móng tường; e - độ lệch tâm của hợp lực E_a đặt tại mức đáy tường đối với trọng tâm đáy.

- Độ lệch tâm e xác định như sau

$$e = \frac{b}{2} - \xi \quad (5.13)$$

Trong đó: ξ - khoảng cách từ điểm đặt của tổ hợp lực E_a đến mép lật.

$$\xi = \frac{M_g - M_L}{N} \quad (5.14)$$

M_g - tổng mô men của các lực giữ; M_L - tổng mô men của các lực lật.

- Trong trường hợp lực lật là lực ngang E_{ah} còn lực giữ là lực N thì $M_g = N.d$ và $M_L = E_{ah} \cdot (H-h_c)$ đối với mép lật.

- Khi nền đồng nhất hoặc các lớp nằm ngang có tính nén lún không tăng theo chiều sâu thì tính biến dạng coi như thoả mãn, nếu:

$$\sigma_{TB} \leq R^{TC}, \quad \sigma_{\max} \leq R^{TC} \text{ và } \sigma_{\min} \geq 0 \quad (5.15)$$

điều (5.15) được đảm bảo khi $e \leq b/6$ và $\xi \geq b/3$.

- Nếu các điều kiện trên không đảm bảo thì ứng suất max dưới mép móng xác định như sau:

$$\sigma_{\max} = 2N/3\xi \quad (5.16)$$

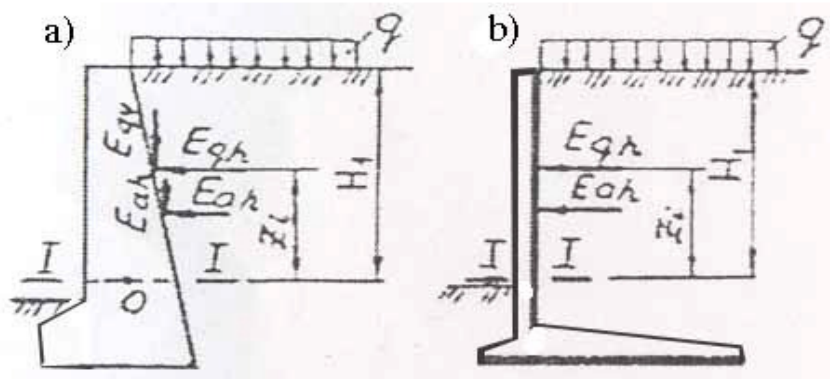
3. Kiểm tra ổn định theo khe hở. Nếu tường cách biệt nhau bằng các khe nằm ngang thì việc kiểm tra ổn định được tiến hành theo từng khe. Ngoài ra cần kiểm tra cường độ của vật liệu làm tường ở mỗi khe.

Xác định lực trong các chi tiết kết cấu tường chắn được tiến hành theo các nguyên tắc truyền thống của cơ học kết cấu.

Đối với tường chắn trọng lực, lực pháp tuyến, lực cắt và mô men uốn trong tiết diện I-I (h.5.14a) được xác định theo các công thức sau:

$$\left. \begin{aligned} N &= \sum P_i \\ Q &= \sum T_i \\ M &= \sum P_i l_i + \sum T_i Z_i \end{aligned} \right\} \quad (5.17)$$

Trong đó: $\sum P_i$ □ tổng tất cả các lực đứng trên mặt cắt I-I; $\sum T_i$ □ tổng tất cả các lực ngang trên mặt cắt I-I; $\sum P_i l_i$; $\sum T_i Z_i$ □ tổng mô men tất cả các lực đứng và lực ngang đối với tâm trọng lực tiết diện I-I - điểm O.



H.5.14. Các sơ đồ tính toán lực trong các chi tiết kết cấu tường chắn:

a- tường trọng lực, b- tường mềm (góc)

- Khả năng chịu lực của bản thân tiết diện tường tại mặt cắt I-I xác định theo công thức sau:

$$\sigma_{\max} = N/F + M/W \leq [\sigma_{gh}] \quad (5.18)$$

- Đối với tường mềm (h.5.14b) mô men uốn cần được xác định tại 3 vị trí khác nhau:

- Đối với bản đứng: tại vị trí ngàm với bản đáy (mặt cắt I-I). Giá trị nội lực có thể xác định theo công thức:

$$+ \text{Lực cắt: } T = \frac{1}{2} (\sigma_{ah1} + \sigma_{ah2}) H$$

$$+ \text{Mô men: } M_{I-I} = \frac{1}{3} (\sigma_{ah1} + \frac{1}{2} \sigma_{ah2}) H^2$$

- đối với bản trước: tại mặt cắt II-II.

$$+ \text{Giá trị lực cắt: } T = \frac{1}{6} (\sigma_{\max} + \sigma_{II-II}) L_1$$

$$+ \text{Mô men: } M_{II-II} = \frac{1}{3} (\sigma_{\max} + \frac{1}{2} \sigma_{II-II}) L_1^2$$

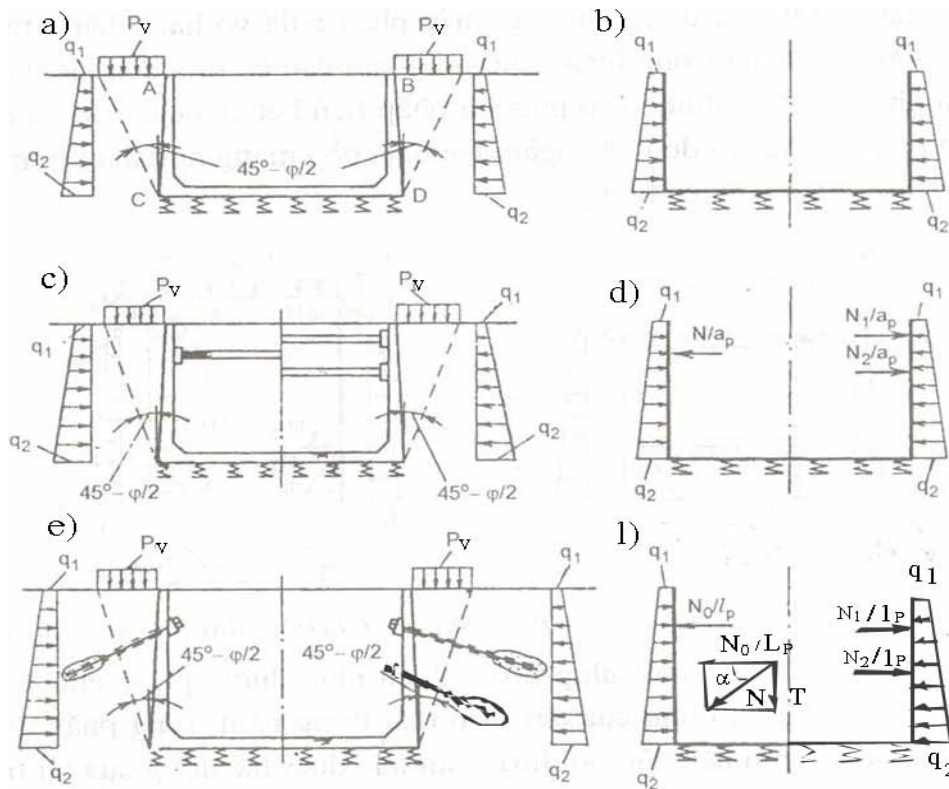
- Đối với bản sau: tại mặt cắt III-III

$$+ \text{Giá trị lực cắt: } T = \left[(q + \gamma H) - \frac{1}{2} (\sigma_{\min} + \sigma_{III-III}) \right] L_2$$

$$+ \text{Mô men: } M_{III-III} = \left[\frac{1}{2} (q + \gamma H) - \left(\frac{1}{3} \sigma_{\min} + \frac{1}{6} \sigma_{III-III} \right) \right] L_2^2$$

Các công thức để xác định mô men uốn trong phần đáy móng tường góc có trong các tài liệu chuyên dùng.

- Kết cấu khung hở của đoạn dốc lên xuống các công trình đường ngầm giao thông cơ giới đặt nông, đường ngầm dưới nước, các đường dốc lên xuống của bến đỗ, gara và các tổ hợp ngầm cũng như kết cấu vách thang cuốn, thang bộ vượt ngầm bê tông cốt thép toàn khối được tính như khung hở phía trên dạng chữ U nằm trên nền đàn hồi chịu áp lực bên của đất (hình 5.15). Trong đó người ta sử dụng phương pháp tính toán khung (không có mái) của công trình ngầm.



Hình 5.15. Sơ đồ tính toán kết cấu khung bê tông cốt thép toàn khối dạng chữ U:
a, b - tường công xôn; c, d - tường có giằng chống; l, m - tường có neo.

5.3. Một số biện pháp tăng khả năng ổn định và chịu lực của tường chắn:

- Thay đổi loại đất đắp sau tường: tốt nhất là sử dụng loại đất rời có góc ma sát trong lớn nhằm giảm áp lực ngang lên tường chắn.
- Tăng cường biện pháp thoát nước cho đất phía sau tường: bố trí rãnh thoát nước trên mặt; hệ thống thoát nước ngầm kết hợp các tầng lọc ngược.
- Hạ độ dốc mặt đất phía sau tường bằng cách dặt bậc, sao cho khu vực nằm trong lăng thể trượt có độ dốc nhỏ nhất (β_{\min}).
- Lựa chọn kết cấu tường hợp lý nhằm tăng cường khả năng ổn định và giảm áp lực chủ động tác dụng lên tường chắn.
- Bố trí bổ sung các sườn ngang nhằm thay đổi biểu đồ áp lực ngang lên tường chắn.
- Tạo mặt gồ ghề cho bản đáy tường chắn, bố trí đáy nghiêng về phía mặt sau tường hoặc bổ sung mấu (gờ, trụ, cọc ngắn) để tận dụng lực dính của đất nền ngay dưới bản đáy nhằm tăng khả năng chống trượt phẳng, chống lật cho tường chắn.

Ví dụ tính toán tường chắn trọng lực VD 5.2

Tường trọng lực bằng bê tông cho trên h.5.15VD. Đất phía sau tường có 2 lớp, mỗi lớp dày 3m với các chỉ tiêu cơ lý sau:

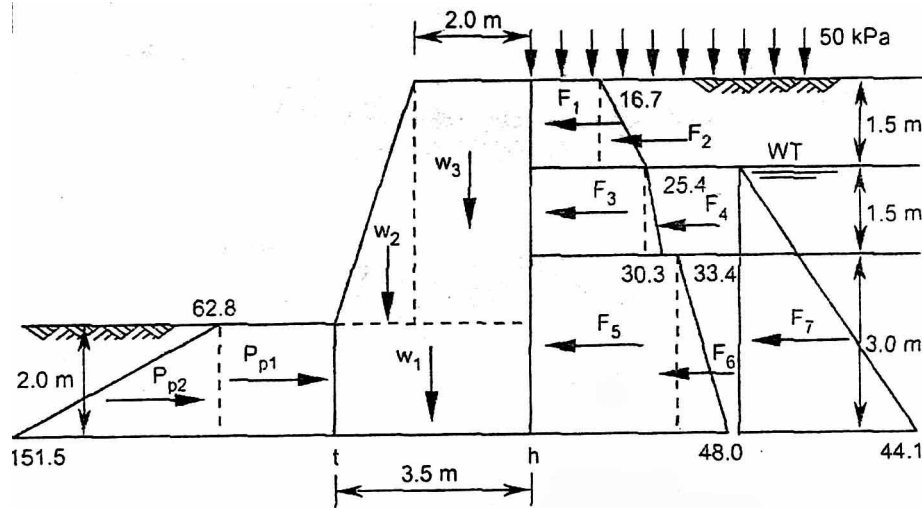
lớp trên: lực dính $c=0$, góc $\phi'=30^{\circ}$; $\gamma_{\text{kho}}=17,5\text{kN/m}^3$, $\gamma_{\text{no.nc}}=19,5\text{kN/m}^3$

lớp dưới: lực dính $c'=10\text{kPa}$, góc $\phi'=18^{\circ}$; $\gamma_{\text{no.nc}}=19,5\text{kN/m}^3$

Tải trọng trên bề mặt tường $q=20\text{kPa}$ và mực nước ngầm thấp hơn 1,5m so với bề mặt. Mặt trước tường tựa lên đất có các chỉ tiêu sau: $c=20\text{kPa}$, góc $\phi'=25^{\circ}$; $\gamma_{\text{no.nc}}=18,0\text{kN/m}^3$

- a) Xác định hệ số an toàn chống trượt với lực dính giữa đất sét và đáy tường là 20kPa và góc ma sát giữa đất và mặt sau tường là 25°
- b) Xác định hệ số an toàn chống xoay.

c) Xác định sự phân bố áp lực dưới bản đáy tường chắn. Đơn vị trọng lượng riêng của bê tông nặng là 24kN/m^3 . Lực dính mặt trước và mặt sau tường $C_w=0$; góc ma sát: $\delta'=0$



h.5.2VD-Sơ đồ tính toán tường trọng lực

Giải:

Xác định hệ số áp lực chủ động của đất sau tường:

- Đối với lớp trên: $\lambda_{ah} = \text{tg}^2(45^\circ - 30^\circ/2) = 0,333$

- Đối với lớp đất dưới: $\lambda_{ah} = \text{tg}^2(45^\circ - 18^\circ/2) = 0,528$

Tại $z=0\text{m}$: $\sigma_z=20\text{kPa}$; $P_a=20,0,0,333=6,66\text{kPa}$

Tại $z=1,5\text{m}$: $\sigma_z=20+17,5.1,5=46,2\text{kPa}$; $P_a=46,2,0,333=15,4\text{kPa}$

Tại $z=3,0\text{m}$: $\sigma_z=20+17,5.1,5+19.1,5=74,7\text{kPa}$; $u=9,81.1,5=14,7\text{kPa}$; $\sigma'_z=74,7-14,7=60\text{kPa}$; sử dụng $\lambda_{ah}=0,333$: $P_a=60,0,0,333=20\text{kPa}$ và $\lambda_{ah}=0,528$, $P_a=\sigma'_z\lambda_{ah}-2c'\sqrt{\lambda_{ah}}=60,0,528-2.10\sqrt{0,528}=31,7-14,5=17,2\text{kPa}$

Tại $z=6,0\text{m}$: $\sigma_z=20+17,5.1,5+19.1,5+19.3,0=131,7\text{kPa}$; $u=9,81.4,5=44,1\text{kPa}$; $\sigma'_z=131,7-44,1=87,6\text{kPa}$; $P_a=87,6,0,528-2.10\sqrt{0,528}=31,75\text{kPa}$.

Kết quả tính toán thể hiện trên h.5.2.VD và tổng hợp trong bảng dưới đây. Khoảng cách của tổng các lực đẩy ngang tính từ đáy $=433,03/215,73=2,0\text{m}$

Lực (kN)	Cánh tay đòn kể từ đáy (m)	Lực nhân cánh tay đòn (kN.m)
$F_1=6,66.1,5.1,0$ (tính cho 1m dài)=10,0	5,25	52,5
$F_2=(15,4-6,66).1,5.(1/2).1,0=6,56$	5,0	32,8
$F_3=15,4.1,5.1,0=23,1$	3,75	86,6
$F_4=(20-15,4).1,5.(1/2).1,0=3,45$	3,5	12,1
$F_5=17,2.3,0.1,0=51,6$	1,5	77,4
$F_6=(31,75-17,2).3,0.(1/2).1,0=21,8$	1,0	21,8
$F_7=44,1.4,5.(1/2).1,0=99,22$	1,50	148,83
Tổng lực đẩy ngang :215,73		433,03

Áp lực bị động và lực ngang:

$\lambda_{ph} = \text{tg}^2(45^\circ + 25^\circ/2) = 2,464$

Tại $z=0\text{m}$: $\sigma'_z=0,0\text{kPa}$; $P_p=0,0,2,464+2.20\sqrt{2,464}=62,8\text{kPa}$

Tại $z=2,0\text{m}$: $\sigma'_z=18,2,0=36,0\text{kPa}$; $P_p=36,0,2,464+2.20\sqrt{2,464}=151,5\text{kPa}$

$P_{p1}=62,8.2,0.1,0=125,6\text{kN}$; $P_{p2}=(151,5-62,8).2,0.1,0/2=88,7\text{kN}$; $P_p=125,6+88,7=214,3\text{kN}$.

Theo h.5.2 trọng lượng của khối tường là: $N=w_1+w_2+w_3$

$$N= 3,5.2,0.1,0.24,0+1,5.4,0.1,0/2.24+2,0.4,0.1,0.24$$

$$N= 168,0+72,0+192,0=432\text{kN}$$

a) Hệ số an toàn chống trượt:

$$\eta = \frac{P_p + W.tg\delta' L.1,0.c_h}{P_a + P_w} = \frac{214,3 + 432.tg 25^\circ + 3,5.1,0.20,0}{215,73} = 2,25$$

b) Đối với trường hợp lật. Hệ số an toàn được xác định như tỷ số của tổng mô men chống lật với tổng mô men gây lật đối với mũi chân tường chắn:

$$K_L = \frac{\sum M_g}{\sum M_L}$$

trong đó: $\sum M_g = \frac{125,6.2,0}{2} + \frac{88,7.2}{3} + 168.1,75 + 72.1,0 + 192.2,5 = 1030,73\text{kN.m}$

$$\sum M_L = 433,03 \text{ (xem bảng trên):}$$

$$K_L = \frac{\sum M_g}{\sum M_L} = \frac{1030,73}{433,03} = 2,4 > 1,5 - \text{đạt yêu cầu}$$

c) Lấy mô men của các lực đối với mũi móng:

$$\frac{125,6}{2,25} \cdot \frac{2,0}{2} + \frac{88,7}{2,25} \cdot \frac{2,0}{3} + 168,0.1,75 + 72,0.1,0 + 192,0.2,5 - 433,03 - 432,0.X = 0 \Rightarrow X = 1,22$$

$$\text{Độ lệch tâm } e = 1,75 - 1,22 = 0,53\text{m}$$

$$\sigma_{\min}^{\max} = \frac{N}{b} \left(1 \pm \frac{6e}{b}\right) = \frac{432}{3,5.1,0} \left(1 \pm \frac{6.0,53}{3,5}\right) = \begin{cases} 235,75\text{kPa} \\ 11,0\text{kPa} \end{cases}$$

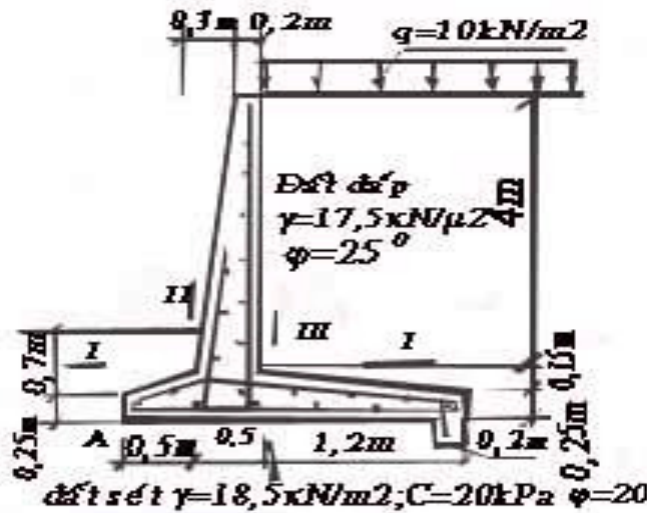
d) Tính toán khả năng chịu tải của đất nền theo công thức (3.8)

$$R^{TC} = \frac{m_1 m_2}{K_{TC}} (Ab_q \gamma_{II} + BH_{qu} \gamma_{II} + DC_{II}) = \frac{1,1}{1,2} (1,15.3,5.19,5 + 5,59.2.19,5 + 7,95.10) = 313,3\text{kPa}$$

$\sigma_{\min}^{\max} < 1,2 R^{TC}$ và $\sigma_{\min} > 0$ - tường chắn đảm bảo an toàn về cường độ chịu lực của nền (trong giới hạn biến dạng tuyến tính).

Ví dụ tính toán 5.3. VD.

Tính toán tường chắn BTCT với các số liệu sau: tải trọng phân bố trên mặt đất $q=10\text{kN/m}^2$. Tường chắn có kích thước như trên (H.5.3 VD); đất đắp sau tường có $\gamma = 17,7\text{kN/m}^3$; $\varphi = 25^\circ$, đất dưới nền tường chắn là đất á sét có lực dính không thoát nước $C_u=20\text{kN/m}^2$; $\varphi = 20^\circ$; $\gamma = 18,5\text{kN/m}^3$



H.5.3.VD. tính toán tường chắn BTCT

1) Tính áp lực đất:

- Áp lực chủ động phía sau tường: $\lambda_{ah} = \text{tg}^2(45^\circ - \varphi/2) = \text{tg}^2(45^\circ - 25^\circ/2) = 0,41$

$\sigma_{ah} = (\gamma \cdot H + q)\lambda_{ah} = (17,5 \cdot 4,4 + 10) \cdot 0,41 = 36,1 \text{ kPa}$

$E_a = \frac{1}{2} \sigma_{ah} H = \frac{1}{2} 36,1 \cdot 4,4 = 79,42 \text{ kN/m}$

- Áp lực bị động phía trước tường: $\lambda_{ph} = \text{tg}^2(45^\circ + \varphi/2) = \text{tg}^2(45^\circ + 20^\circ/2) = 2,04$

$\sigma_{ph} = (\gamma) \lambda_{ph} \cdot 0,95 = 18,5 \cdot 2,04 \cdot 0,95 = 35,85 \text{ kPa}$

$E_{ph} = \frac{1}{2} \sigma_{ph} H = \frac{1}{2} 35,85 \cdot 0,95 = 17,03 \text{ kN/m}$

b). Tính tải trọng đứng lên bản đáy và mô men chống lật (đối với điểm A)

Số T.T	Diện tích	γ	Trọng lượng	Cánh tay đòn	Mô men M_{CL}
1	$4,1 \cdot 2 + 0,15 \cdot 1,2/2$	17,7	86,55	1,6	138,5
2	$(1/2)(0,2 + 0,5) \cdot 4$	25	35	0,8	28
3	$0,25 \cdot 2,2 + 0,15 \cdot 2,2/2$	25	0,715	1,05	0,75
4	$0,51 \cdot (0,7 + 0,55)/2$	18,5	5,9	0,23	1,36
5	Tổng		128,165		168,61

Mô men lật quanh điểm A:

$M_L = E_{ah} \cdot 4,4/3 + q \cdot \lambda_{ah} \cdot 2,2 = 70,4 \cdot 4,4/3 + 4,1 \cdot 2,2 = 112,27 \text{ kN.m}$

Tổng giá trị mô men:

$168,61 - 112,27 = 56,34 \text{ kN.m}$

Vị trí đặt lực đứng Q: $\frac{56,34}{128,165} = 0,44 \text{ m}$

1. Kiểm tra an toàn chống lật (đối với điểm A-h.5.3.VD):

$K_{CL} = \frac{M_{CL}}{M_L} = \frac{168,61}{112,27} = 1,51 > 1,5$ - Đạt yêu cầu

2. Kiểm tra an toàn trượt phẳng (cho trường hợp $\beta_1 = 0$, xem h.5.13):

- Lực đẩy ngang: $H_{ng} = E_{ah} - E_{ph} = 79,42 - 17,03 = 62,39 \text{ kN/m}$

- Lực ma sát giữa đất và đáy tường:

$K_{CTR} = \frac{G \cdot f}{E_{ah}} = \frac{128,165 \cdot 0,36}{62,38} = 0,74 < 1,3$ - Không đạt yêu cầu.

Ta sử dụng biện pháp tăng cường khả năng chống trượt bằng cách tạo mấu chống trượt cho tường. Lúc này hệ số an toàn chống trượt được xác định theo công thức sau (xét đến lực dính, tính T_{YD} theo công thức 5.64)

$$K_{CTR} = \frac{T_{YD}}{E_a} = \frac{(128,165 \cdot 0,36 + 2 \cdot 20)}{62,38} = 1,38 > 1,3 \text{ -Đạt yêu cầu}$$

trong đó: ta lấy $T_{YD} = G \cdot \tan \varphi + L \cdot C_u$ (trong đó: $L=2,0m$)

3. Xác định áp lực tác dụng lên nền:

$$\text{Độ lệch tâm } e = \frac{b}{2} - 0,44 = 0,66m$$

$$\sigma_{\min}^{\max} = \frac{N}{b} \left(1 \pm \frac{6e}{b}\right) = \frac{128,165}{2,2 \cdot 1,0} \left(1 \pm \frac{6 \cdot 0,66}{2,2}\right) = \begin{cases} 163,5kPa \\ -46,7kPa \end{cases}$$

$$\text{Xác định lại giá trị } \sigma_{\max} \text{ theo công thức (5.70): } \sigma_{\max} = \frac{2 \cdot 128,165}{3 \cdot 0,44} = 194,2kPa$$

d) Tính toán khả năng chịu tải của đất nền theo công thức (3.8)

$$R^{TC} = \frac{m_1 m_2}{K_{TC}} (Ab_q \gamma_{II} + BH_{qu} \gamma_{II} + DC_{II}) =$$

$$\frac{1 \cdot 1}{1,2} (0,51 \cdot 2,2 \cdot 18,5 + 3,06 \cdot 0,95 \cdot 18,5 + 5,66 \cdot 20) = 187,76kPa; 1,2R = 225,3 > \sigma^{\max} \text{ - Đạt yêu cầu}$$

e) Tính toán cốt thép trong bản tường:

$$+ \text{ Mô men: } M_{I-I} = \frac{1}{3} (\sigma_{ah1} + \frac{1}{2} \sigma_{ah2}) H^2 = \frac{1}{3} (10 \cdot 0,41 + \frac{1}{2} \cdot 36,1) 4^2 = 118,1kN \cdot m/m$$

$$F_{a(I-I)} = \frac{M}{0,9 \cdot h_0 R_a} = \frac{118,1}{0,9 \cdot 0,45 \cdot 210000} = 0,00139m^2 = 13,9cm^2$$

Chọn: 5 ϕ 20, a=200 (thép C_I, có $R_a=2100kg/cm^2$)

- đối với bản trước: tại mặt cắt II-II.

$$+ \text{ Mô men: } M_{II-II} = \frac{1}{3} (\sigma_{\max} + \frac{1}{2} \sigma_{II-II}) L_1^2 = \frac{1}{3} (194,2 + \frac{1}{2} \cdot 137,4) 0,5^2 = 22,0kN \cdot m/m$$

$$F_{a(II-II)} = \frac{M}{0,9 \cdot h_0 R_a} = \frac{22}{0,9 \cdot 0,35 \cdot 210000} = 0,00033m^2 = 3,3cm^2$$

Chọn: 5 ϕ 12, a=200 (thép C_I, có $R_a=2100kg/cm^2$)

- đối với bản sau: tại mặt cắt III-III

$$+ \text{ Mô men: } M_{III-III} = \left[\frac{1}{2} (q + \gamma H) - \left(\frac{1}{3} \sigma_{\min} + \frac{1}{6} \sigma_{III-III} \right) \right] L_2^2 =$$

$$\left[\frac{1}{2} (10 + 17,5 \cdot 4) - \left(\frac{1}{3} \cdot 0 + \frac{1}{6} \cdot 80,6 \right) \right] 0,71^2 = 26,6kN \cdot m/m$$

$$F_{a(III-III)} = \frac{M}{0,9 \cdot h_0 R_a} = \frac{26,6}{0,9 \cdot 0,35 \cdot 210000} = 0,0004m^2 = 4cm^2$$

Chọn: 5 ϕ 12, a=200 (thép C_I, có $R_a=2100kg/cm^2$)

Trong đó (xác định từ tỷ lệ hình học):

$$\sigma_{II-II} = 137,4kPa; \sigma_{III-III} = 80,6kPa; L_1 = 0,5m; L_2 = 0,71m$$

5.4. Tính toán tường mềm/cừ.

- *Lựa chọn sơ đồ tính toán tường chắn mềm/cừ dựa vào:* sơ đồ kết cấu công trình; hình dáng công trình trên mặt bằng và mặt cắt; phương pháp thi công công trình (hở, kín v.v.); trình tự thi công công trình; vật liệu tường; kết cấu khung và các chi tiết gối đỡ (sườn, khung, giằng chống, neo) đảm bảo ổn định và độ bền của tường; các giải pháp liên kết tường với các chi tiết khác của công trình.

- *Điều kiện làm việc của tường mềm/cừ dựa vào:* các chi tiết gối đỡ (neo, giằng) và trình tự đưa các chi tiết gối đỡ vào làm việc trong quá trình thi công công trình. Ví dụ, khi thi công bằng phương pháp “tường trong đất” theo công nghệ “từ dưới lên trên, hố đào được đào ngay toàn bộ chiều sâu và độ ổn định và độ bền tường được đảm bảo nhờ các giằng chống tạm thời hoặc neo.

- Tính toán tường mềm/cừ có thể theo sơ đồ phẳng (chiều dài tường L vượt quá chiều cao H trên 3 lần) và theo sơ đồ không gian (**nếu tỷ lệ chiều dài tường với chiều cao nhỏ hơn 3**)

- Đối với các tường đứng công trình hình chữ nhật, hình tròn hoặc đa giác trong mặt bằng người ta chia ra 4 sơ đồ tính toán cơ bản cho tường như sau [18]:

1. Sơ đồ tường chắn công xôn mềm, độ ổn định của nó được đảm bảo nhờ ngàm phân dưới của nó trong đất;

2. Sơ đồ tường chắn mềm nhiều nhịp, độ ổn định của nó được đảm bảo nhờ ngàm phân dưới của nó trong đất và các chi tiết gối tựa ở phần trên (giằng chống, neo);

3. Sơ đồ vòng tròn hoặc đa giác khép kín (trong mặt bằng), độ ổn định của chúng được đảm bảo nhờ độ cứng không gian của công trình.

4. Sơ đồ vòng tròn hoặc đa giác khép kín (trong mặt bằng), độ ổn định của chúng được đảm bảo nhờ độ cứng không gian của công trình và các chi tiết gối trụ bổ sung.

Tường công trình được tính toán theo các sơ đồ khác nhau phụ thuộc vào giai đoạn và phương pháp thi công, công nghệ thi công và vật liệu tường, trình tự thi công công trình.

*Ví dụ khi thi công công trình ngàm nhiều tầng có khung toàn phần bằng phương pháp □tường trong đất□ với biện pháp □từ trên xuống dưới□, tường được tính toán có xét đến việc đỡ đất từng tầng từ phía trong công trình (h.5.15a). Đầu tiên tường được tính toán theo sơ đồ 1 khi độ sâu hố đào cần thiết để xây dựng trụ tầng trên (h.5.15c, e- vẽ trái). Sau đó tính toán tường theo sơ đồ 2 khi độ sâu hố đào cần thiết để xây dựng trụ tầng thứ 2 (h.5.15 c, e- vẽ phải). Tường được tính toán như tường chắn mỏng một neo. Tiếp theo thực hiện các công việc tương tự cho đến khi hố đào đạt độ sâu thiết kế. Tường trong trường hợp này được tính toán hoặc theo **sơ đồ dầm liên tục** tựa trên một số gối tựa chịu áp lực ngang hoặc theo sơ đồ 4 có xét đến độ cứng không gian của công trình.*

➤ Tồn tại hàng loạt các phương pháp cả giải tích lẫn đồ thị để tính toán tường. Sự khác nhau về nguyên tắc giữa các phương pháp, trước tiên nằm ở mức độ ảnh hưởng biến dạng tường lên giá trị áp lực tiếp xúc của đất. Các lý thuyết chặt chẽ xét đến tác động tương hỗ công trình với khối đất thường dẫn đến nhiều khó khăn và phức tạp cần phải sử dụng tới các chương trình máy tính.

Dưới đây ta xem xét các phương pháp tính toán đơn giản, có tính chất cơ sở.

5.4.1. Tính toán tường mềm/cừ công xôn

Trong thực tế thi công hố đào sâu để xây dựng công trình ngàm bằng phương pháp lộ thiên, phụ thuộc vào độ sâu ngàm tường vào nền đất, theo điều kiện ổn định, có thể xảy ra 2 trường hợp sau đây:

1. Tường có độ **ngàm tối thiểu** vào nền đất (khi thi công công trình ngàm một tầng). Nhiệm vụ tính toán là *xác định chiều sâu ngàm tối thiểu và chiều dày tường đảm bảo cường độ và ổn định của chúng với giả thiết:*

- Sự cân bằng tĩnh học của tường xuất hiện do phản lực bị động của đất tác dụng lên đoạn đặt sâu hơn đáy hố đào.

- Cường độ lực kháng bị động của đất trên toàn bộ chiều sâu ngàm đạt tới giá trị xác định theo lý thuyết cân bằng giới hạn, không phụ thuộc vào chuyển vị của tường.

2. Tường có độ **ngàm dư** vào nền đất (khi xây dựng tầng trên cùng của công trình ngàm nhiều tầng hoặc tường hạ vào đất thấp hơn đáy hố đào để ngàm trong lớp bên nước). Nhiệm vụ tính toán là *đánh giá cường độ của tường.*

- Trong trường hợp này, trên các đoạn theo chiều sâu ngầm, phản lực bị động của đất được xác định từ điều kiện tác động tương hỗ của tường với khối đất, có xét đến chuyển vị thực của tường và tính chất biến dạng của đất.

Tính toán tường mềm (công xôn) có độ sâu ngầm tối thiểu

- Xác định độ sâu ngầm tối thiểu cho tường công xôn là dựa trên giả thuyết (đơn giản hoá):
- + Biến dạng xoay trong đất xung quanh điểm 0 nằm tại độ sâu $f=0,8t$ (f - độ sâu ngầm ; t - độ sâu tường nằm trong đất) (h.5.16).

- + Áp lực chủ động của đất tác dụng từ cạnh phía sau lên tường cao hơn điểm 0;
- + Phản lực bị động- từ mặt trước thấp hơn mức đáy và từ mặt sau thấp hơn điểm 0.
- + Khi xác định áp lực chủ động và bị động, ma sát của đất trên bề mặt tường không tính đến.
- + Điều kiện cân bằng của tường là tổng mô men đối với điểm 0 bằng không.
- Từ điều kiện đó xác định được chiều sâu ngầm cần thiết của tường thấp hơn đáy hố đào.
- Đối với đất đồng nhất, áp lực chủ động và bị động được tính theo công thức (5.1) và (5.2).
- Áp lực chủ động đối với đất dính chỉ bắt đầu tác dụng từ chiều sâu h_c , xác định theo công thức (5.5).

- Giá trị áp lực chủ động cực đại tại điểm 0 bằng:

$$\sigma_{ah\ MAX} = [\gamma(h + f) + q]\lambda_{ah} - C\text{tg}\varphi \cdot (1 - \lambda_{ah}) \quad (5.19)$$

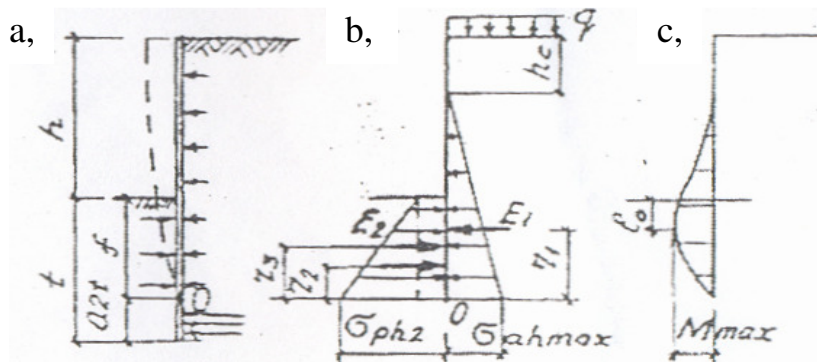
- Phản lực bị động tại độ sâu đáy hố đào bằng:

$$\sigma_{ph1} = C \cdot \text{tg}\varphi \cdot (\lambda_{ph} - 1) \quad (5.20)$$

- Tại điểm 0:

$$\sigma_{ph2} = C \cdot \text{tg}\varphi \cdot (\lambda_{ah} - 1) + \gamma f \lambda_{ph} \quad (5.21)$$

Trong đó: γ, φ, C - các thông số của đất để tính toán theo nhóm trạng thái giới hạn thứ nhất (γ, φ, C_1).



H.5.16. Các sơ đồ tính toán tường công xôn khi độ sâu ngầm tối thiểu

- Tiếp theo là xác định tổng hợp lực của áp lực chủ động

$$E_1 = 0,5\sigma_{ah\ MAX}(h + f - h_c) \quad (5.22)$$

- Và cánh tay đòn tác dụng của nó đối với điểm 0

$$r_1 = \frac{1}{3}(h + f - h_c) \quad (5.23)$$

- Biểu đồ áp lực bị động được chia ra thành phần hình chữ nhật và hình tam giác. Tổng hợp lực cân bằng phần hình chữ nhật $E_2 = \sigma_{ph1} \cdot f$, còn cánh tay đòn tác dụng của nó $r_2 = 0,5 \cdot f$. Tổng hợp lực cân bằng phần hình tam giác $E_3 = 0,5(\sigma_{ph2} - \sigma_{ph1}) \cdot f$, còn cánh tay đòn tác dụng của nó $r_3 = 1/3f$.

- Điều kiện cân bằng được viết trong dạng sau:

$$E_1 r_1 = \frac{\gamma_c}{\gamma_n} (E_2 r_2 + E_3 r_3) \quad (5.24)$$

Trong đó: γ_c - hệ số điều kiện làm việc lấy theo tiêu chuẩn tải trọng và tác động TCVN 2737-1995 hoặc có thể lấy tương ứng với XNIP 2.02.01-83: đối với cát, ngoài cát bụi, $\gamma_c = 1$, đối với loại đất khác $\gamma_c = 0,9$; γ_n - hệ số tin cậy theo chức năng công trình lấy bằng 1,2; 1,15; 1,1 tương ứng với công trình loại I, II, III.

- Thay các giá trị lực, cánh tay đòn và ứng suất nêu trên nhận được phương trình sau:

$$\frac{1}{6} \gamma_n (h+f-h_c)^2 \{ [\gamma(h+f)+q] \lambda_{ah} - C \cdot \text{tg} \phi (1-\lambda_{ah}) \} - \gamma_c \left[0,5 f^2 C \cdot \text{tg} \phi (\lambda_{ph} - 1) - \frac{1}{6} \gamma \cdot f^3 \lambda_{ph} \right] = 0 \quad (5.25)$$

➤ Giải phương trình này đối với f xác định được độ sâu ngầm cần thiết. Phương pháp đơn giản nhất giải phương trình là phương pháp lựa chọn f. Để đảm bảo an toàn giá trị f sau khi xác định được cần tăng lên 1,2 lần, nghĩa là giá trị t sẽ bằng 1,2f (xem h.5.16).

- Giá trị mô men lớn nhất ở tại độ sâu l_0 được xác định từ điều kiện bằng 0 của lực cắt tại điểm có mô men cực đại:

$$\gamma_h \{ [\gamma(h+l_0)+q] \lambda_{ah} - C \cdot \text{tg} \phi (1-\lambda_{ah}) \} (h+l_0-h_c) - (\gamma_c / 2) l_0 \{ \gamma l \lambda_{ph} + 2C \cdot \text{tg} \phi (\lambda_{ph} - 1) \} = 0 \quad (5.26)$$

+ Tìm được giá trị l_0 từ phương trình đó, giá trị mô men cực đại tác dụng lên 1m chiều dài tường xác định theo biểu thức sau:

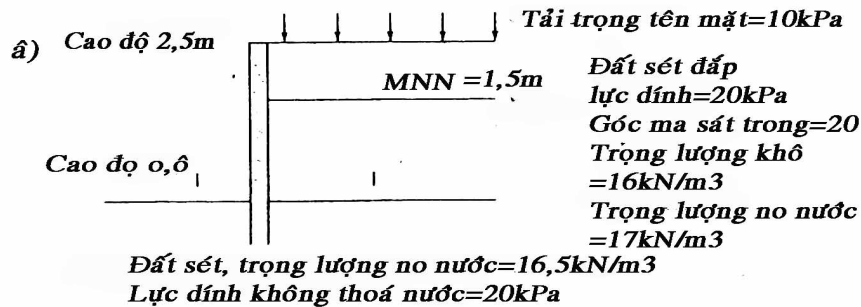
$$M_{\max} = (\gamma_h / 6) \{ [\gamma(h+l_0)+q] \lambda_{ah} - C \cdot \text{tg} \phi (1-\lambda_{ah}) \} (h+l_0-h_c)^2 - (\gamma_c / 2) l_0^2 \left[-\frac{1}{3} \gamma l \lambda_{ph} + C \cdot \text{tg} \phi (\lambda_{ph} - 1) \right] = 0 \quad (5.27)$$

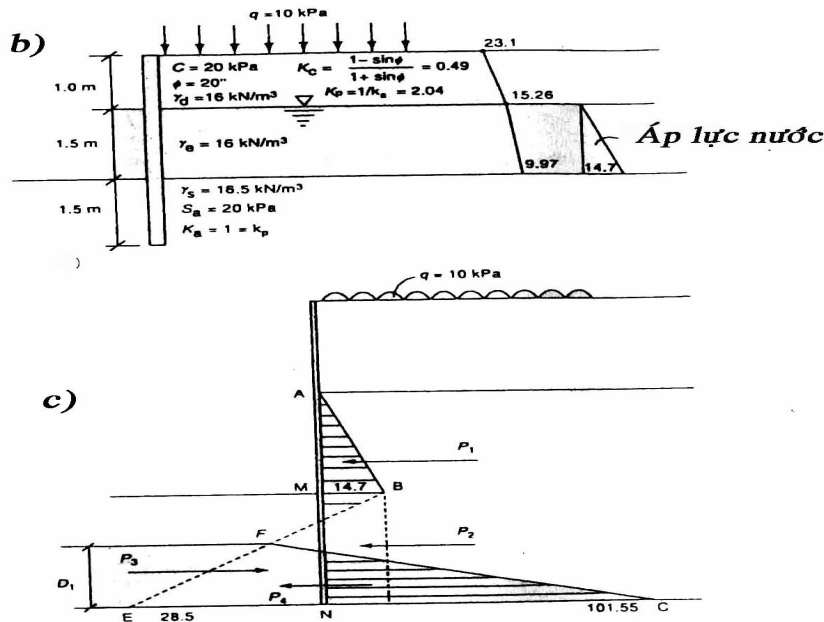
+ Theo giá trị M_{\max} tiến hành tính toán tiết diện tường theo cường độ.

➤ Trong trường hợp tường ngầm trong đất sét không thoát nước khi $\phi_u = 0$ (công thức 5.1a và 5.2a) điều kiện ổn định không thể thực hiện trừ khi $h < 4C_u / \gamma$ và hệ số an toàn nên lấy $\geq 1,5$. Không được dùng tường ngầm tối thiểu khi $C_u / h < 7$.

Ví dụ 5.4. tính toán tường công xôn:

Tính toán ổn định của tường cừ trên h.5.4VD, sử dụng điều kiện ngầm tối thiểu với độ sâu đặt móng 1,5m. Các chỉ tiêu cơ lý cho trên h.5.4VD.





Hình 5.4-VD

Phía bên phải tường cừ:

$$\sigma_{h,0} = 10(0,49) - 2.20 \cdot (\sqrt{0,49}) = -23,1 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{h,1m} = (10 + 16.1) \cdot (-2.20 \sqrt{0,49}) = -15,26 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{h,2,5m} = [10 + 16 + (17 - 9,8) \cdot 1,5] \cdot 0,49 - 2.20 \cdot \sqrt{0,49} = -9,97 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{h,2,5m} = 36,8.1 - 2.20 \cdot \sqrt{1} = -3,2 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{h,4,0m} = [36,8 + (16,5 - 9,8) \cdot 1,5] \cdot 1 - 2.20 \cdot \sqrt{1} = +6,85 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{h,w,4,0m} = 9,8.3 = 29,4 \text{ kPa}$$

Phía bên trái tường cừ:

$$\sigma_{p,0} = 2.20 \cdot (\sqrt{1}) = 40 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{p,1,5m} = (16,5 - 9,8) \cdot (1,5) \cdot 1 + 2.20 \cdot \sqrt{1} = 50,05 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{a,0m} = -2.20 \cdot \sqrt{1} = -40 \text{ kPa}$$

$$\sigma_{a,1,5m} = (16,5 - 9,8) \cdot 1,5 \cdot 1 - 2.20 \cdot \sqrt{1} = 29,95 \text{ kPa}$$

Theo h.5.4-VD ta xác định được:

Áp lực ngang tại E:

$$\sigma_E = (50,05 + 14,7) - (6,85 + 29,4) = 28,5 \text{ kPa}$$

Áp lực ngang tại C:

$$\sigma_C = (86,85 + 29,4) - 14,7 = 101,55 \text{ kPa}$$

$$P_1 = 0,5 \cdot 14,7 \cdot 1,5 = 11,02 \text{ kN/m}$$

$$P_2 = 14,7 \cdot 1,5 = 22,05 \text{ kN/m}$$

$$P_3 = 0,5 \cdot (28,5 + 14,7) \cdot 1,5 = 32,4 \text{ kN/m}$$

$$P_3 = 0,5 \cdot (28,5 + 101,55) \cdot D_1 = 65,02 D_1$$

$$\sum F_x = 0$$

$$\text{Vì vậy: } 11,02 + 22,05 - 32,4 + 65,02 D_1 = 0$$

D_1 - âm (điểm xoay của tường không tồn tại), tường sẽ chuyển động về phía trước, không ổn định.

Tính toán tường mềm (công xôn) có độ sâu ngầm dư.

Phương pháp tính toán giải tích đơn giản để xác định độ sâu ngầm dư là dựa vào hệ số nền.

➤ Trong phương pháp đó, để tính toán phần tường ngầm trong đất, ảnh hưởng công xôn được thay bằng mô men M và lực F đặt tại mức đáy hố đào (h.5.17). Tính chất biến dạng của đất trong vùng

ngầm được đánh giá bằng hệ số nền (bảng 5.2). Trên cơ sở lời giải phương trình vi phân trục đường uốn khúc của tường thành lập đồ thị (h.5.18)[18], cho phép nhận được sự phân bố áp lực dọc phân ngầm tường.

- Áp lực đất được xác định tách biệt khỏi mô men và lực F theo công thức:

$$\sigma_m = n.M \quad (5.28)$$

$$\sigma_q = m.F \quad (5.29)$$

Trong đó: n và m- hệ số xác định theo đồ thị nêu trên h.5.18, phụ thuộc vào độ sâu ngầm t và hệ số độ cứng k.

- Áp lực toàn phần lên tường σ_h được xác định bằng tổng σ_m và σ_q . Hệ số độ cứng k tìm được từ biểu thức:

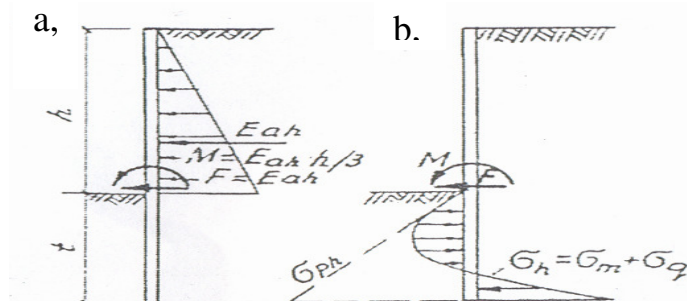
$$k = \sqrt[5]{\frac{k_s b}{t E_m I}}, \quad (5.30)$$

Trong đó: b- chiều dài đoạn tường tính toán, lấy bằng 1M; E_m - mô đun đàn hồi của tường; I- mô men quán tính tiết diện ngang của tường; k_s - hệ số nền đối với đất đồng nhất lấy theo bảng 5.2 và trong khối đất xác định trong giới hạn độ sâu t của một số lớp đất theo công thức

$$k_s = \sum k_{si} h_i / t \quad (5.31)$$

Bảng 5.2. Giá trị hệ số nền k_s

Tên đất	K_s (kN/m ³)
Sét và á sét dẻo chảy, chảy	1000
á sét, á cát và sét dẻo mềm, cát bụi và xốp	2000
á sét, á cát và sét dẻo cứng, cát hạt nhỏ và hạt trung	4000
á sét, á cát và sét cứng, cát hạt to	6000
Cát sỏi sạn, đất hạt lớn	10000



H.5.17. Các sơ đồ tính toán tường công xôn khi độ sâu ngầm \square dư \square

- Đồ thị trên h.5.18 được lập dựa vào chỉ số độ cứng ξ bằng:

$$\xi = k.t \quad (5.32)$$

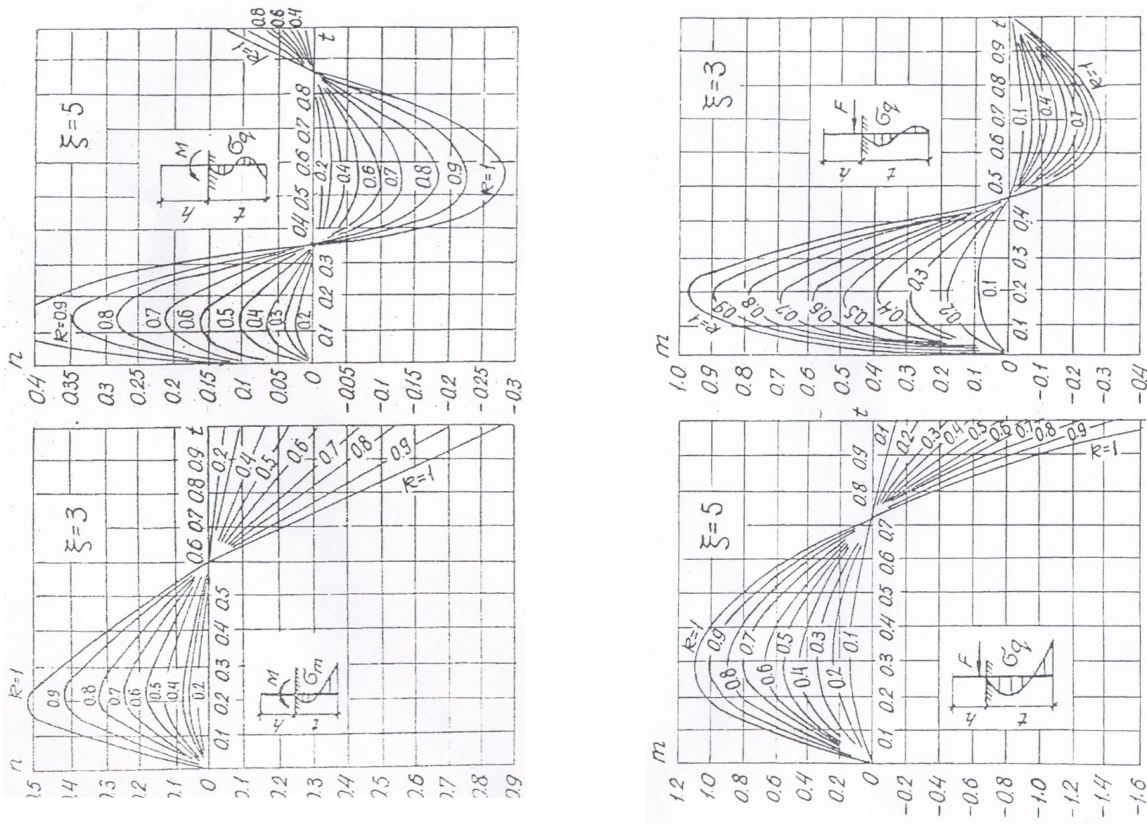
+ Các đồ thị chỉ quy đổi cho 2 giá trị chỉ số độ cứng ($\xi=3$ và $\xi=5$), chúng được sử dụng như sau. Khi $\xi \leq 3$ (tường cứng) đưa vào tính toán giá trị σ_q và σ_m tương ứng với $\xi=3$. Khi $\xi > 3$ đưa vào tính toán giá trị σ_q và σ_m , tương ứng giá trị $\xi=5$ (tường mềm).

+ Sau khi tìm được giá trị áp lực ngang σ_h cần kiểm tra cường độ cục bộ của đất ở tường, xuất phát từ yêu cầu sao cho dọc toàn bộ chiều sâu ngầm t thoả mãn điều kiện:

$$\sigma_h < \sigma_{ph}$$

Trong đó: σ_{ph} - áp lực bị động của đất, xác định theo công thức (5.2); $\sigma_h = \sigma_q + \sigma_m$

+ Các giá trị σ_h nhận được cho phép xây dựng biểu đồ mô men và lực cắt để kiểm tra tường theo cường độ.



H.5.18. Đồ thị quan hệ hệ số n và m với R và t khi $\xi=3$ và 5 (theo A.N.Dranopxki) {18}

- Chuyển vị ngang của đỉnh trên tường công xôn được trình bày trong dạng tổng 3 số hạng (h.5.19):

$$\Delta = \Delta_1 + \Delta_2 + \Delta_3, \quad (5.33)$$

Trong đó: Δ_1 - độ võng tường trên đoạn chiều dài tự do; Δ_2 - chuyển vị mặt cắt tường ở đáy hố đào; Δ_3 - chuyển vị tạo nên do xoay tiết diện đó.

+ Độ võng Δ_1 khi biểu đồ tải trọng hình thang trên đoạn h từ biểu đồ tung độ phía trên σ_{ah1} và dưới σ_{ah2} bằng

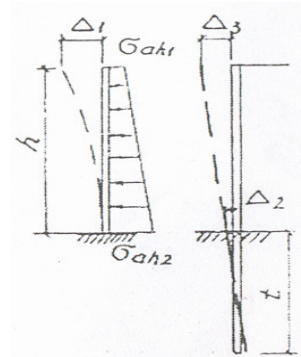
$$\Delta_1 = \frac{h^4}{120EI} (11\sigma_{ah1} + 4\sigma_{ah2}), \quad (5.34)$$

Khi có loại tải trọng khác, Δ_1 được tính theo các công thức và bảng trong sức bền vật liệu.

+ Theo H.K. Xnhitko, độ võng đỉnh tường công xôn khi xem xét phân chôn sâu như dầm cứng sẽ bằng:

$$\Delta = \Delta_1 + \frac{12}{k_s t^2} [M(2+3h/t) + Q(3t/2+2h)], \quad (5.35)$$

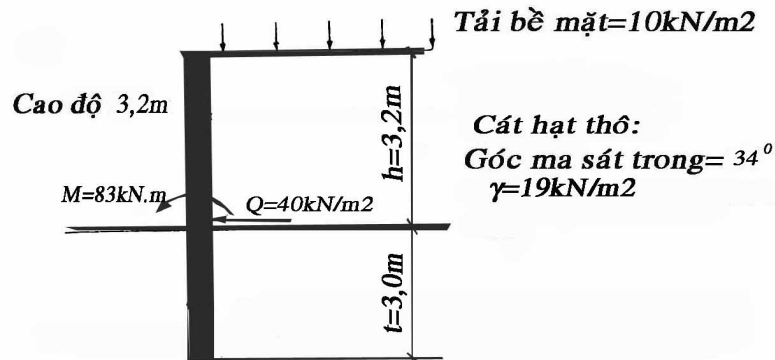
Trong đó: M và Q - mô men uốn và lực cắt trong tiết diện tường tại mức đáy hố đào; k_s - giá trị hệ số nền tại mức đầu dưới tường. Độ lún cực đại của mặt đất cạnh tường lấy bằng Δ .



H.5.19. Các sơ đồ tính toán biến dạng tường công xôn

Ví dụ 5.5.VD. Tính toán kiểm tra cường độ của đất cho tường cừ thép (không có neo) với điều kiện:

Cừ thép sử dụng để chắn giữ thành hố móng sâu 3,2m. Cát thô đắp sau tường có đặc tính tính toán như sau: $\gamma_1=19\text{kN/m}^3$; $\varphi_1=34^\circ$; $C_1=0$. Tải trọng ở mép móng $q=10\text{kN/m}^2$ (h.5.5VD)



H.5.5. VD Tính toán kiểm tra cường độ đất nền cho tường cừ

Mô men tác dụng tại đáy hố đào là 83kNm. Độ cứng của tường cừ $k=0,9$; độ chôn sâu $t=3,0\text{m}$; Lực cắt F tại đáy hố đào $F=40\text{kN/m}^2$.

Giải:

Xác định giá trị m và n theo biểu đồ h.5.18 với $t=3$ và $k=0,9$ và $\xi = k.t = 3.0,9=2,7 < 3$ ta có: $n=0,36$ và $m=1,0$

Xác định áp lực ngang σ_h tại chân tường cừ:

$$\sigma_h = \sigma_q + \sigma_m = nF + mM = 0,36.40 + 1.83 = 974\text{kN/m}^2$$

áp lực bị động của đất σ_{ph} xác định theo công thức 5.2:

$$\sigma_{bh} = (\gamma z + q) \cdot \lambda_{bh} - C \cdot \text{ctg} \varphi (1 - \lambda_{bh})$$

$$\text{Áp lực bị động } \lambda_{bh} = \text{tg}^2(45^\circ + \varphi/2) = \text{tg}^2(45^\circ + 34^\circ/2) = 3,534$$

$$\sigma_{bh} = (19.32 + 10) \cdot 3,534 - 0 = 2177\text{kN/m}^2$$

Như vậy:

$$974\text{kN/m}^2 = \sigma_h < \sigma_{ph} = 2177\text{kN/m}^2 - \text{đạt yêu cầu.}$$

5.4.2. Tính toán tường có một thanh chống/ neo

Khi tính toán tường cừ và “tường trong đất” hạ vào khối đất không phá hoại cần xét đến liên kết gối tựa đầu dưới của chúng trong đất. Có thể xảy ra 3 trường hợp liên kết gối tựa với đất sau đây:

- Tựa tự do;
- Ngàm hoàn toàn trong đất;
- Ngàm từng phần.

Khi tựa tự do:

+ Giả thiết tường xoay tự do ở phía chân tường vì thế không có sức kháng bị động ở phía sau tường

+ Đất dưới hố đào chỉ gây nên sức kháng trôi từ mặt trước tường.

+ Trong tường xuất hiện mô men uốn lớn nhất, còn độ sâu hạ tường trong đất nhỏ nhất (h.5.20).

- Sơ đồ làm việc này thường thích hợp khi xây dựng tường trong đất sét, cát bụi và cát xốp do mức độ cố định chân tường không chắc chắn.

Khi ngàm hoàn toàn:

+ Giả thiết ngàm chống lại sự xoay của tường, trong trường hợp này sức kháng bị động xuất hiện ở cả 2 phía của tường.

+ Như vậy cần tính toán độ sâu hạ tường sao cho trong đó xuất hiện mô men nhịp nhỏ nhất, còn phản lực của đất tác dụng lên mặt sau tường lớn nhất.

- + Biểu đồ mô men trong tường có hai dấu vì trục đàn hồi tường có điểm uốn (h.5.20c).
- Sơ đồ làm việc này chỉ xảy ra trong đất cát và sỏi cuội chặt do sức kháng bị động khá lớn đủ để tạo nên ngàm.

Ngàm từng phần:

+ Là trạng thái trung gian giữa tựa tự do và ngàm hoàn toàn. Tương ứng với sơ đồ này mô men uốn và độ sâu ngàm có giá trị trung gian giữa 2 sơ đồ trên (h.5.20.b).

- Tính toán tường gia cường neo 1 tầng thường tiến hành theo 2 sơ đồ: sơ đồ tựa tự do E.K Iakobi và sơ đồ đường đàn hồi Blima-Lomeiera.

Lựa chọn sơ đồ tính toán cho các trường hợp trên cần dựa vào độ cứng phân bố theo chiều dài của tường n, được xác định từ quan hệ :

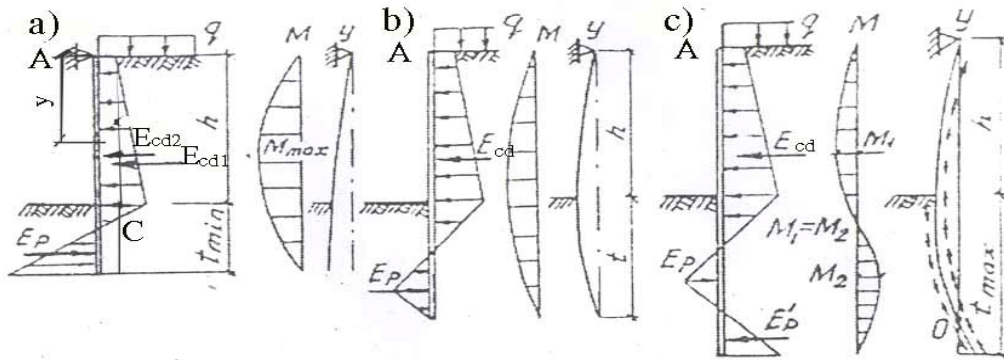
$$n = \frac{d_{av}}{t} , \quad (5.36)$$

Trong đó: t - độ sâu hạ tường xác định theo sơ đồ Blima-Lomeiera, m ; d_{av} - chiều cao quy đổi của tiết diện tường, m , bằng:

$$d_{av} = 3 \sqrt{\frac{12I}{D+j}} , \quad (5.37)$$

Trong đó: I và D - mô men quán tính, m^4 và đường kính cọc (chiều rộng tường, cừ), m ; j - khe hở giữa các cọc hoặc các cừ lân cận.

- Khi $n \geq 0,06$ tường được coi như có độ cứng hữu hạn và được tính toán theo sơ đồ E.K Iakobi. Khi $n < 0,06$ tường được tính như tường mềm theo sơ đồ Blima-Lomeiera.



H.5.20. Các sơ đồ làm việc tường mỏng neo khi độ sâu hạ khác nhau:

a - khi tựa tự do, b- khi ngàm từng phần, c- khi ngàm toàn phần.

➤ Theo sơ đồ E.K Iakobi, tường được xem như dầm tựa tự do tại vị trí gia cường neo và tại vị trí đặt tổng hợp lực của áp lực đất bị động E_p . Trong đó tất cả phân ngập vào nền của tường chuyển vị về hướng hố đào. Giá trị t_{min} được xác định từ điều kiện cân bằng mô men từ áp lực chủ động và bị động đối với điểm gia cường neo. Biểu đồ mô men trong tường đơn dấu (h.5.20a). Tính toán để xác định độ chôn sâu của tường t_{min} và lực kéo tại điểm neo (phản lực gối tựa), cũng như giá trị mô men uốn trong tường có thể sử dụng phương pháp cân bằng lực.

➤ Theo sơ đồ Blima-Lomeiera, phần tường chôn sâu vào nền có điểm uốn tại điểm 0 và gần đáy hố đào chuyển dịch theo hướng hố đào, còn thấp hơn điểm 0 - về hướng ngược lại. Phản lực bị động xuất hiện cả từ mặt trước lẫn mặt sau tường. Điều đó tạo nên hai biểu đồ đơn dấu của mô men uốn (h.5.20c).

+ Để xác định độ chôn sâu của tường t_{MIN} và phản lực gối tựa, mô men uốn trong tường theo sơ đồ Blima-Lomeiera, ta giả thiết rằng cường độ sức kháng bị động của đất tăng tuyến tính cùng với

chiều sâu theo luật (5.2) và sức kháng phản lực ngược của đất từ mặt sau tường thấp hơn điểm xoay 0 của nó tác dụng trong dạng lực tập trung E_p' đặt tại điểm xoay.

+ Tường có một thanh chống/ neo trong trường hợp này được tính toán như dầm tĩnh định tựa trên hai gối - tại điểm gia cường neo và tại điểm đặt lực tập trung E_p' . Dầm chịu tải trọng từ áp lực chủ động và bị động.

Sau đây giới thiệu một số phương pháp tính toán gần đúng cho các sơ đồ nêu trên

1. Phương pháp cân bằng lực (theo sơ đồ E.K Iakobi):

Đỉnh tường có thanh chống hoặc neo nên được coi là liên kết khớp (điểm A) (h.5.20a). Chân tường được coi là gối tựa tại điểm B (vị trí đất tổng áp lực bị động E_p'). Sau khi xác định được vị trí điểm B (điểm được coi là gối tựa không có chuyển vị) có thể tính được nội lực trong tường.

- Xác định vị trí điểm B, tức là tìm giá trị t_{\min} (cân bằng mô men của các lực chủ động và bị động tại điểm neo)

$$+ \text{Ta có: } E_{cd1} = \frac{1}{2} \gamma (h + t_{\min})^2 \lambda_{cd}; E_{cd2} = q(h + t_{\min}) \lambda_{cd}; E_p = \frac{1}{2} \gamma (t_{\min})^2 \lambda_{bd} \quad (5.38)$$

+ Vị trí đặt các lực E_1 và E_p đặt ở trọng tâm tam giác (bằng 1/3 chiều cao kể từ cạnh đáy). Vị trí đặt E_2 ở trọng tâm hình chữ nhật (xem h.5.20a). Lấy mô men đối với gối tựa A và cho bằng 0 và rút gọn ta có phương trình:

$$(2\gamma\lambda_{cd} - 2\gamma\lambda_{bd})t_{\min}^3 + (6\gamma\lambda_{cd}h + 3q\lambda_{cd} - 3\gamma\lambda_{bd}h)t_{\min}^2 + (6\gamma\lambda_{cd}h^2 + 6q\lambda_{cd}h)t_{\min} + 2\lambda_{cd}\gamma h^3 + 3q\lambda_{cd}h^2 = 0$$

Phương trình bậc 3 này có thể giải bằng phương pháp đúng đắn.

- Xác định lực tác dụng lên thanh chống (hoặc neo) T_A :

Lấy mô men đối với điểm B và cho $M_B = 0$.

$$T_A = \frac{\frac{1}{3}(h + t_{\min})E_1 + \frac{1}{2}(h + t_{\min})E_2 - \frac{1}{3}xE_p}{h + t_{\min}} \quad (5.39)$$

Mô men có giá trị lớn nhất tại vị trí có lực cắt bằng không. Do đó ta xác định khoảng cách y , tại đó lực cắt = 0:

$$\frac{y^2}{2} \gamma \lambda_{cd} + q \lambda_{cd} y - T_A = 0 \text{ từ đó xác định được: } y = \frac{-q\lambda_{cd} \pm \sqrt{(q\lambda_{cd})^2 + 2\gamma\lambda_{cd}T_A}}{\gamma\lambda_{cd}} \quad (5.40)$$

$$\text{và } M_{\text{MAX}} = T_A y - q \frac{\lambda_{cd} y^2}{2} - \frac{\gamma \cdot \lambda_{cd} y^3}{6} \quad (5.41)$$

Ví dụ tính toán 5.6.VD. Tường cừ có độ cứng hữu hạn (h.5.20a), chắn vách hố đào $h=6\text{m}$. Vị trí neo đặt cốt mặt đất. Độ sâu cắm cừ $t_{\min} = 2,0\text{m}$. Các chỉ tiêu cơ lý của đất nền như sau: $\varphi=36^\circ$; $\gamma=19\text{kN/m}^3$; góc ma sát giữa đất và tường $\delta=(1/3)\varphi$. Tải trọng cạnh hố đào $q=10\text{kN/m}^2$.

Yêu cầu tính lực chống tại điểm A và giá trị M_{MAX} trong cừ.

Giải:

Ta tính áp lực chủ động: Ta tính áp lực chủ động và bị động

$$\lambda_{cd} = \text{tg}^2(45^\circ - \varphi/2) = \text{tg}^2(45^\circ - 36/2) = 0,26$$

$$\lambda_{bd} = \left[\frac{\cos \varphi}{\sqrt{\cos \delta - \sqrt{\sin(\varphi + \delta) \sin \varphi}}} \right]^2 = \left[\frac{\cos 36}{\sqrt{\cos 12 - \sqrt{\sin 48 \sin 36}}} \right]^2 = 6,1$$

$$E_{cd1} = \frac{1}{2} \gamma (h + t_{\min})^2 \lambda_{cd} = \frac{1}{2} 19(6 + 2)^2 0,26 = 158,1 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$E_{cd2} = q(h + t_{\min}) \lambda_{cd} = 10(6 + 2) \cdot 0,26 = 21 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma (t_{\min})^2 \lambda_{bd} = E_p = \frac{1}{2} 19(2)^2 6,1 = 231,8 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Xác định lực tác dụng lên thanh chống tại A:

$$T_A = \frac{\frac{1}{3}(h+t_{\min})E_1 + \frac{1}{2}(h+t_{\min})E_2 - \frac{1}{3}xE_p}{h+t_{\min}}$$

$$= \frac{\frac{1}{3}(6+2).158,1 + \frac{1}{2}(6+2).21 - \frac{1}{3} \cdot 231,8}{6+2} = \frac{421,6 + 84 - 77,3}{8} = 53,5 \text{ kN/m}$$

Xác định vị trí có lực cắt = 0 (vị trí có M_{MAX}):

$$y = \frac{-q\lambda_{cd} \pm \sqrt{(q\lambda_{cd})^2 + 2\gamma\lambda_{cd}T_A}}{\gamma\lambda_{cd}} = \frac{-10,0,26 \pm \sqrt{(10,0,26)^2 + 2 \cdot 19,0,26 \cdot 53,5}}{19,0,26}$$

$$y = \frac{-2,6 \pm \sqrt{6,76 + 528,6}}{4,94} = 4,15 \text{ m}$$

Xác định giá trị M_{MAX} :

$$M_{\text{MAX}} = T_A y - q \frac{\lambda_{cd} y^2}{2} - \frac{\gamma \cdot \lambda_{cd} y^3}{6} = 53,5 \cdot 4,15 - 10 \frac{0,26 \cdot 4,15^2}{2} - \frac{19 \cdot 0,26 \cdot 4,15^3}{6} = 140,8 \text{ kNm/m}$$

2. Phương pháp dầm thay thế (theo sơ đồ Blima-Lomeiera 5.20c):

Theo phương pháp này, vị trí neo (chống) được coi là khớp. Chân tường (tại vị trí đặt lực E_p) cắm vào lớp đất cứng được coi là ngàm cố định. Sơ đồ phân bố áp lực lên cọc được thay bằng sơ đồ dầm tính toán, trong đó vị trí C trên sơ đồ cọc có giá trị áp lực đất bằng 0 gần với vị trí thay đổi dấu của mô men nên vị trí này được coi là gối tựa của dầm thay thế.

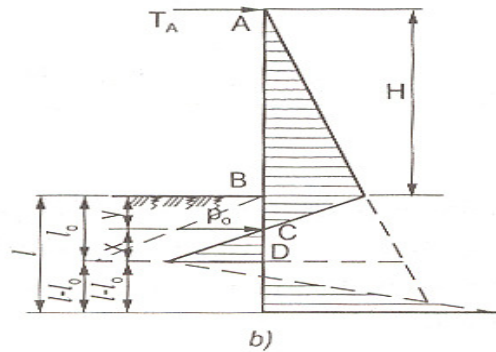
Như trên h.5.21, tại điểm C áp lực đất bằng 0, y là khoảng cách từ điểm C đến đáy hố đào. Áp lực phía trước và phía sau tường bằng nhau.

- Xác định giá trị y:

$$\gamma\lambda_{bd}y = \gamma\lambda_{cd}(H+y) = \gamma H\lambda_{cd} + \gamma y\lambda_{cd} \text{ hay } y = \frac{H\lambda_{cd}}{(\lambda_{bd} - \lambda_{cd})} \quad (5.42)$$

$$\text{khi có áp lực đất trên mặt đất: } y = \frac{(q + \gamma H)\lambda_{cd}}{(\lambda_{bd} - \lambda_{cd})\gamma} \quad (5.42')$$

- Xác định giá trị x: Theo nguyên lý của dầm đẳng trị, T_a là phản lực của gối tựa A và P_0 là phản lực của gối tựa tại C. Mô men của P_0 đối với điểm D sẽ bằng mô men của áp lực đất bị động (hình tam giác) đối với điểm D. Xác định giá trị T_A bằng cách cho mô men $\sum M_C = 0$



H.5.21. Sơ đồ tính toán theo mô hình dầm thay thế

$$P_0 x = \frac{1}{2} \gamma (\lambda_{bd} - \lambda_{cd}) \cdot x \cdot \frac{1}{3} \cdot x = \frac{1}{6} \gamma (\lambda_{bd} - \lambda_{cd}) \cdot x^3 \quad (5.43)$$

$$X = \sqrt{\frac{6P_0}{\gamma(\lambda_{bd} - \lambda_{cd})}} \quad (5.44)$$

Độ sâu của chân tường ít nhất là $l_0 = y + x$.

Trong trường hợp tường có nhiều tầng chống / neo thì điểm c có thể sơ bộ xác định theo bảng 5.3, sau đó kiểm tra bằng tính toán.

Bảng 5.3

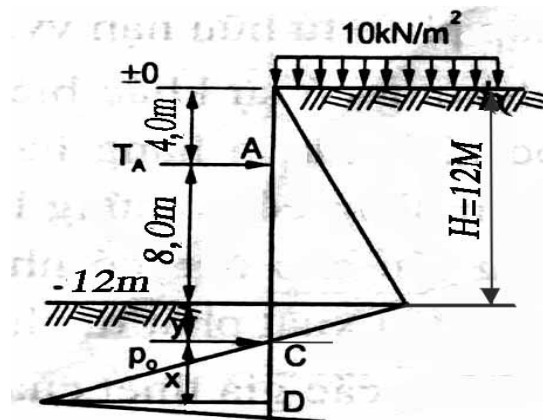
	Đất cát		Đất dính
$\varphi = 20^\circ$	$y = 0,25H$	$N < 2$	$y = 0,4H$
$\varphi = 25^\circ$	$y = 0,16H$	$2 \leq N < 10$	$y = 0,3H$
$\varphi = 30^\circ$	$y = 0,08H$	$10 \leq N < 20$	$y = 0,2H$
$\varphi = 35^\circ$	$y = 0,035H$	$N \geq 20$	$y = 0,1H$

Ghi chú: H - độ sâu đáy hố đào; φ - góc ma sát trong của đất; N - trị số xuyên tiêu chuẩn.

- Tính M_{\max} : Theo sơ đồ dầm đơn giản, tại điểm có lực cắt bằng 0 sẽ có giá trị mô men cực đại.

Ví dụ tính toán 5.7.VD

Hố đào có chiều sâu 12m, đặt một tầng chống neo tại độ sâu 4m. Các chỉ tiêu như trong ví dụ trên. Sơ đồ tính xem h. 5.6.VD. Yêu cầu tính độ sâu cắm vào đất của cừ và lực chống tại điểm A.



H.5.6.VD Sơ đồ tính toán

Hệ số áp lực chủ động và bị động (như ví dụ trên)

$$\lambda_{cd} = \operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2) = \operatorname{tg}^2(45^\circ + 36/2) = 0,26$$

$$\lambda_{bd} = \left[\frac{\cos \varphi}{\sqrt{\cos \delta - \sqrt{\sin(\varphi + \delta) \sin \varphi}}} \right]^2 = \left[\frac{\cos 36}{\sqrt{\cos 12 - \sqrt{\sin 48 \sin 36}}} \right]^2 = 6,1$$

$$\text{Xác định giá trị } y: y = \frac{(q + \gamma H)\lambda_{cd}}{(\lambda_{bd} - \lambda_{cd})\gamma} = \frac{(10 + 19 \cdot 12) \cdot 0,26}{(6,1 - 0,26) \cdot 19} = 0,56 \text{ m}$$

Tìm giá trị T_a (lấy tổng mô men đối với điểm C và cho bằng 0):

$$(8 + 0,56)T_a = (10 + 19 \cdot 12) \cdot 0,26 \cdot \frac{12,56}{2} \cdot \frac{12,56}{3} \Rightarrow T_a = 190,0 \text{ kN/m}$$

$$\text{Xác định } X = \sqrt{\frac{6P_0}{\gamma(\lambda_{bd} - \lambda_{cd})}} = \sqrt{\frac{6 \cdot 198,6}{19(6,1 - 0,26)}} = 3,27 \text{ m}$$

$$\text{trong đó: } P_0 = (10 + 19 \cdot 12) \cdot 0,26 \cdot \frac{12,56}{2} - T_a = 388,6 - 190,0 = 198,6 \text{ kN/m}$$

Như vậy độ sâu chôn cừ sẽ là: $l_0 = x+y=3,27+0,56 =3,83\text{m}$. Nếu tính đến hệ số an toàn $k=1,2$ thì độ sâu toán bộ $l=3,83.1,2=4,6\text{m}$.

3. *Tính toán bằng phương pháp đồ thị đường đàn hồi* (theo sơ đồ E.K Iakobi và Blima-Lomeiera): Phương pháp này được thực hiện theo trình tự sau.

Trên hình vẽ (h.5.22) thể hiện sơ đồ từng lớp địa chất và vị trí điểm gia cường neo. Sau đó xây dựng biểu đồ áp lực chủ động và bị động của đất. Tung độ biểu đồ được xác định theo công thức (5.1) và (5.2). Giá trị áp lực bị động chính xác hơn được xác định theo lý thuyết B.B. Xokolôpxki lấy $\delta = \varphi$, nhưng không lớn hơn 30° .

Biểu đồ áp lực đất lên tường khi tính toán được xây dựng trên cơ sở chiều sâu hạ dự kiến, định hướng lấy bằng 0,5h đối với cát và 0,75 đối với đất sét.

Tiếp theo, tung độ biểu đồ σ_{ah} và σ_{ph} triệt tiêu lẫn nhau, còn biểu đồ kết quả được chia thành các hình thang đơn vị chiều cao 0,5-1,0m. Sau đó trừ các lực cân bằng, các diện tích tỷ lệ của các hình thang đơn vị và đặt chúng tại tâm trọng lực của các hình thang (h.5.22c).

Theo các lực đó xây dựng đa giác lực (h.5.22d) và đa giác dây (h.5.22e). Đường khép kín của đa giác dây A'C khi tính toán theo sơ đồ Blima-Lomeiera được kẻ qua điểm A' cắt tia 0 với đường ngang đi qua mức neo gia cường tới tường sao cho thoả mãn điều kiện

$$y_1 = (1 \div 1, 1)y_2 \quad (5.45)$$

Điểm C cắt đường khép kín A'C với đa giác dây xác định độ sâu tính toán hạ t_0 , tương ứng với ngầm tường trong đất. Giá trị tung độ biểu đồ mô men trong tường xác định theo công thức

$$M = \eta y, \quad (5.46)$$

trong đó: η - khoảng cách toạ độ cực trong tỷ lệ lực, N; y - tung độ đa giác dây trong tỷ lệ tuyến tính của hình vẽ, m.

Theo đa giác lực (h.5.22g) thể hiện giá trị E'_p và lực trong neo Q_{ah} . Giá trị Q_{ah} bằng giá trị đoạn nền đa giác lực nằm giữa tia cuối cùng của nó và tia kẻ song song với đường khép kín A'C, có xét đến tỷ lệ lực tương ứng. Khi nghiêng dây neo với đường nằm ngang 1 góc α , lực neo trong đó bằng $Q_{ah}/\cos\alpha$.

Lực của phản lực ngược lại E'_p xác định bằng đoạn nền đa giác lực nằm giữa tia cuối của nó (số 13) và tia kẻ song song với đường khép kín A'C đặt ở mức điểm C. Sự trùng khớp điểm dưới cắt đường khép kín với đường dây cong và giới hạn dưới của biểu đồ tải trọng đạt được bằng cách tiếp cận liên tục. Nếu đường khép kín cắt với đường dây cong cao hơn mức đặt lực E'_p , thì chiều sâu chấp nhận hạ tường ban đầu cần được giảm xuống.

Theo giá trị E'_p xác định chiều dài đoạn tường thấp hơn điểm C, cần thiết để điều chỉnh phản lực ngược E'_p

$$\Delta t = \frac{E'_p}{2\bar{q} (k' \lambda_{ph} - \lambda_{ah})} \quad (5.47)$$

trong đó: $\bar{q} = \sum \gamma_i h_i + q$ - ứng suất thẳng đứng trong khối đất tại mức đặt lực E'_p ; k' — hệ số xét đến sự giảm cường độ phản lực ngược do tác dụng của lực ma sát theo tường hướng lên phía trên (chúng được thể hiện bằng các mũi tên trên sơ đồ trục đàn hồi trên h.5.22c).

Giá trị k' xác định theo bảng 5.4

Bảng 5.4

φ , độ	15	20	25	30	35	40
K'	0,75	0,64	0,55	0,47	0,41	0,35

Độ sâu hạ tường toàn bộ bằng

$$t = t_0 + \Delta t \quad (5.103)$$

Trong tính toán thực tế thường lấy $t = (1,15 - 1,2)t_0$

Khi tính toán theo sơ đồ Iakobi đường khép kín A D kẻ theo tiếp tuyến đến đa giác dây (đường chấm chấm trên h.5.22d). Trong đó, sao cho hệ lực tác dụng lên tường nằm trong sự cân bằng, hướng tia 10 của đa giác lực và hướng đường khép kín A D cần phải trùng nhau. Lực Q_{ah} theo sơ đồ Iakobi bằng giá trị đoạn đa giác lực trên h.5.22m, nằm giữa tia 8 của nó và tia 10 song song với A D. Mô men uốn trong tường theo sơ đồ đó có giá trị lớn nhất $M_{max} = y_{max} \eta$. Điểm D xác định độ sâu tính toán tối thiểu hạ tường t_{min} , tương ứng với tựa tự do đầu dưới của tường lên đất. Trong trường hợp đó, tường nằm trong trạng thái giới hạn về ổn định, để tăng mức độ an toàn chiều sâu hạ lấy bằng $t = 1,2 t_0$.

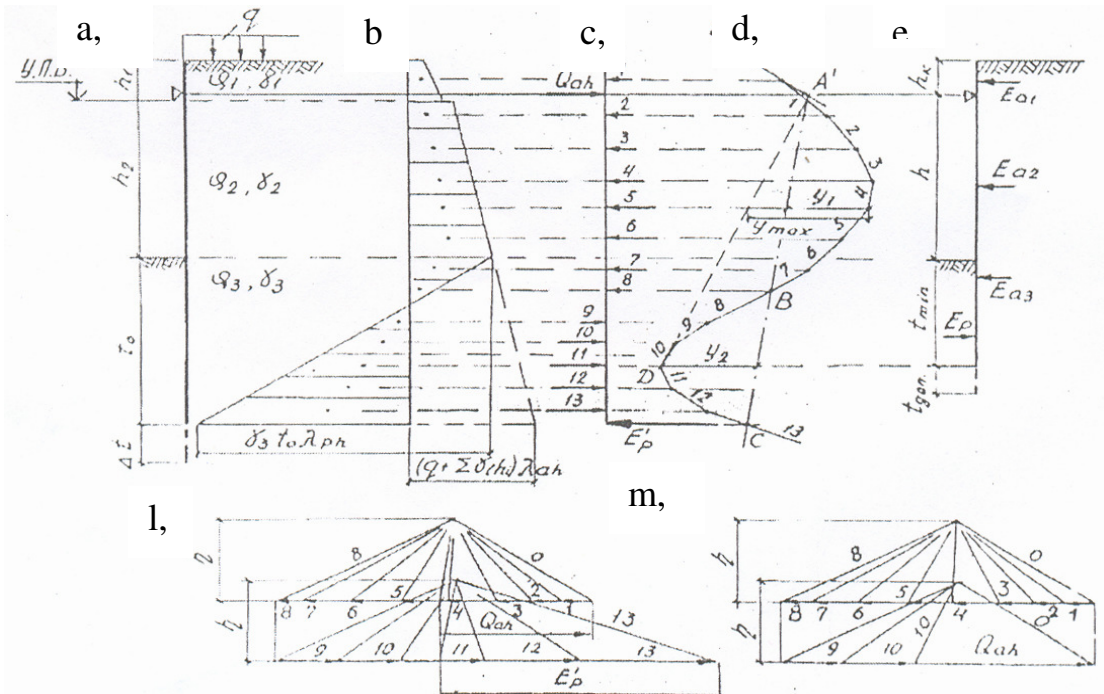
Khi bố trí đường khép kín giữa các đường A'C và A'D tường sẽ bị ngàm từng phần trong đất. Đối với ngàm như vậy, biểu đồ tải trọng và mô men trình bày trên h.5.22b.

Tính toán tường theo sơ đồ Blima-Lomeiera, "Tường trong đất" có độ sâu "dư" nên cần phải chỉnh lý trên cơ sở các số liệu thử nghiệm. Kết quả thử nghiệm cho thấy, biểu đồ thực tế của áp lực chủ động và bị động phụ thuộc vào tính biến dạng của đất, tường, tính biến dạng của neo gia cường và có thể khác với các dự kiến trong tính toán. Giá trị mô men uốn của nhịp và lực neo trong tường với các trụ neo không chuyển vị cần được xác định theo công thức điều chỉnh sau đây:

$$M_{TT} = M_{m\ddot{a}} \cdot k_d, \quad (5.48)$$

$$Q_{ahTT} = 1,4 \cdot Q_{ah}, \quad (5.49)$$

trong đó: K_d - hệ số xác định theo đô thị (h.5.23) phụ thuộc vào giá trị góc ma sát trong và tỷ lệ chiều dày d của tường đối với chiều dài nhịp l .



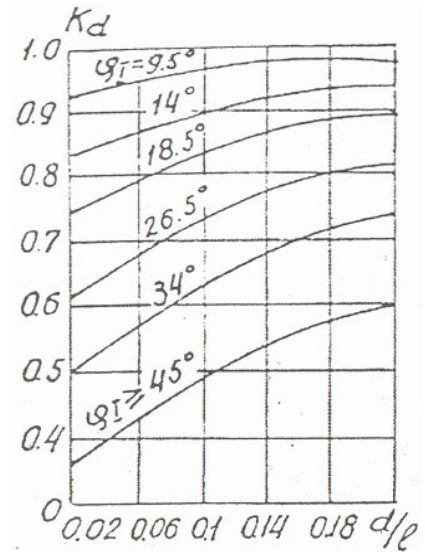
H.5.22. Các sơ đồ tính toán đô thị tường neo theo Blumi-Lomeiera và Iakobi: a- sơ đồ tường, b- biểu đồ tải trọng, c- sơ đồ tải trọng quy đổi trong dạng lực tập trung theo Blumi-Lomeiera, d- sơ đồ xây dựng đa giác dây, e- sơ đồ lực khi xoay tường xung quanh điểm gia cường neo theo Iakobi, l- đa giác lực theo Blumi-Lomeiera, m- đa giác lực theo Iakobi.

- H.5.23 ứng với tường từ cừ BTCT, chiều dày d_{av} đối với các loại tường khác cần xác định theo công thức (5.37). Chiều dài nhịp l lấy định hướng như khoảng cách A'B trên đa giác dày. Góc ma sát trong của đất trong giới hạn nhịp l xác định theo công thức

$$\varphi_{li} = \sum_{i=1}^n \varphi_{li} h_i / l, \quad (5.50)$$

Trong đó: φ_{li} và h_i □ góc ma sát trong và chiều dày lớp đất thứ i .

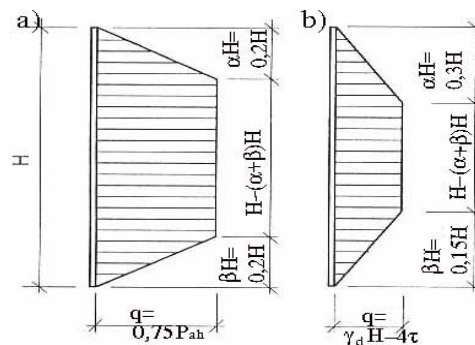
- Đối với kết cấu có tải trọng phân bố trên mặt đất cần xét 2 trường hợp tính toán. Thứ nhất - khi tải trọng liên tục trên bề mặt (h.2.7a) tạo nên mô men công xôn cực đại ở mức gia cường neo và giá trị lực neo lớn nhất, trường hợp thứ 2 - khi tải trọng q bắt đầu trên khoảng cách $a = h_K \tan(45^\circ - \varphi/2)$ kể từ tường (xem h.2.8), trong đó: h_K - chiều cao phần công xôn tường. Trong trường hợp đó xuất hiện mô men uốn cực đại trong phân nhịp tường.



H.5.23. Đồ thị để xét ảnh hưởng độ cứng tường lên giá trị mô men uốn tác dụng trong chúng

5.4.3. Tính toán tường có nhiều thanh chống/ neo

Áp lực đất lên tường chắn phụ thuộc vào độ cứng của tường, thời gian và trình tự lắp đặt thanh chống /neo. Có nhiều giả thiết về dạng biểu đồ áp lực đất và giá trị của nó (xem bảng 5.5), biểu đồ áp lực đất cho tường chắn nhiều chống/ neo trình bày trên hình .5.24.



H. 5.24. Biểu đồ áp lực bên của đất lên tường chắn có nhiều gối đỡ/ neo theo Terzaghi: a) cho đất rời; b) cho đất dính

Bảng 5.5. Áp lực đất tác dụng lên tường chắn có nhiều thanh chống/neo

Tác giả	Cát			Sét		
	θ	β	q	θ	β	q
K. Terzaghi	0,2	0,2	$0,75\gamma\lambda_{cd}H\cos\varphi_0$	0,3	0,15	$\gamma H - 4\tau$
P.Pek	-	-	-	0,3	0,15	$\gamma H - 4\tau$
G.P. Tschebotarioff	0,1	0,2	$0,2\gamma H$	0,6-0,75	0,4-0,25	$(0,3-0,375)\gamma H$
A. Spinker	0,2	0,2	$0,8\gamma\lambda_{cd}H$	-	-	-

K. Flaar	0	0	$0,65\gamma\lambda_{cd}H$	0,25	0	$\gamma H - mc$ ($1,6 < m < 4$)
----------	---	---	---------------------------	------	---	--------------------------------------

Ghi chú: 1. Theo G. P. Tschebotarioff và K. Flaar trị số giới hạn dưới của q đối với đất sét cho tường chắn tạm thời, còn giới hạn trên cho tường vĩnh cửu

2. Các ký hiệu γ dung trọng đất; λ_{cd} - hệ số áp lực đất chủ động; H - độ sâu hố đào; φ_0 - góc ma sát giữa đất và tường; τ - lực kháng cắt của đất dính.

* Phương pháp đồ thị tính toán tường 2 neo theo sơ đồ Blima-Lomeiera do A.Ph.Novinkop soạn thảo trình bày trong sổ tay Budrin A.Ia., Demin G.A[.].

* Khi tồn tại 3 tầng neo (gối tựa) hoặc lớn hơn, tường công trình ngầm được tính toán theo nhiều phương pháp: phương pháp dầm thay thế, phương pháp lực chống không thay đổi hoặc thay đổi trong quá trình đào, phương pháp dầm liên tục, phương pháp tính toán như tấm trên nền đàn hồi bằng cách sử dụng lý thuyết biến dạng tổng thể hoặc cục bộ, tính toán bằng phương pháp phần tử hữu hạn theo chương trình trên máy tính điện tử.

- Trên hình 5.25 trình bày sơ đồ tính toán tường có nhiều thành chống/neo theo phương pháp dầm liên tục. Các vị trí chống/ neo tốt nhất bố trí đều nhau.

+ Tải trọng chuyển lên tường giữa 2 nhịp chống/ neo 1 theo Terzaghi có thể lấy phân bố đều như sau:

Đối với cát: $q = 0,8\gamma H\lambda_{cd}\cos\varphi_0$;

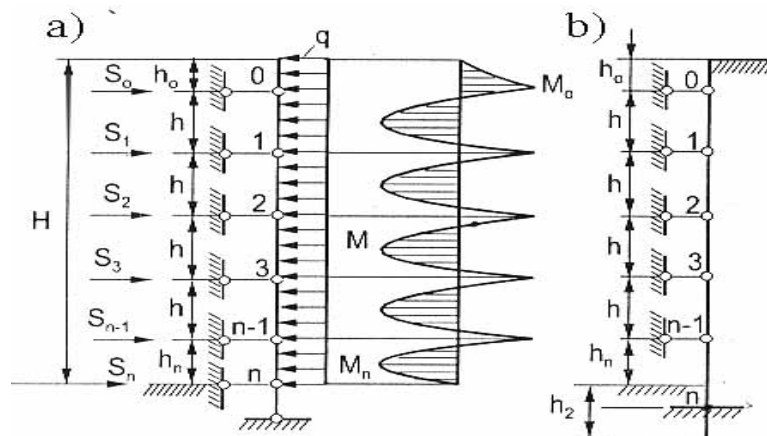
Đối với sét: $q = \gamma H - 4c$.

Trong đó: γ - trọng lượng của đất; H - độ sâu hố đào; c - lực dính của đất sét; φ_0 - góc ma sát giữa đất và tường.

+ Độ chôn sâu của tường vào đáy hố đào cần phải đủ để cân bằng với áp lực bị động $S = 0,5qh$. Chiều cao của nhịp trên h_0 và nhịp dưới cùng (tới thanh chống/dưới cùng) h_n có thể lấy sơ bộ bằng $h_0 = 0,354h$ và $h_n = 0,808h$.

+ Trong trường hợp đất tốt vị trí ngầm quy ước có thể lấy khoảng $(1/3 - 1/2) h_2$ sâu hơn so với đáy hố đào, lúc này nhịp cuối h_n là khoảng cách từ thanh chống/neo cuối tới ngầm quy ước.

- Các giá trị mô men uốn tác dụng lên tường và phản lực gối tựa (lực tác dụng lên thanh chống/neo) xác định như dầm liên tục trong bài toán cơ học kết cấu.



H. 5.25. Sơ đồ tính toán trụ cứng nhiều nhịp như dầm liên tục

Ví dụ 5.8.VD. tính toán tường, trụ nhiều gối đỡ bằng thanh chống/neo (h.5.25).

Tính tường chắn hố đào sâu bằng "tường trong đất" kết hợp trụ (cọc) làm hệ chịu lực cho công trình chiều sâu $H = 18m$. Tường, trụ dùng BTCT mác 300. Nền đất đồng nhất theo chiều sâu tường có các chỉ tiêu cơ lý sau: $\gamma = 18kN/m^3$, góc ma sát trong $\varphi = 26^\circ$. Số nhịp tầng theo chiều sâu tường $n = 5$. Các trụ cứng (cọc, cột) và dầm ngang đặt cách nhau $L = 3,9m$.

Giải:

Dùng biểu đồ áp lực đất theo Terzaghi:

$$\lambda_{cd} = \text{tg}^2(45^\circ - \varphi/2) = \text{tg}^2(45^\circ - 26/2) = 0,63$$

Tính áp lực đất: $q = 0,75 \lambda_{cd} H \cos \varphi_0 \cdot L = 0,75 \cdot 18 \cdot 0,63 \cdot 18 \cdot 0,89 \cdot 3,9 = 506 \text{ kPa}$

Tính bề dày của tường: Tính như dầm 1 nhịp có $L = 3,9\text{m}$, áp lực đất có giá trị $q = 506\text{kPa}$

Từ điều kiện $R \geq M_{\max}/W$ ta tìm được chiều dày tường:

$$\delta = 0,5 \cdot L \cdot \sqrt{\frac{3q}{R}} = 0,5 \cdot 3,9 \cdot \sqrt{\frac{3 \cdot 506}{1,3 \cdot 10^4}} = 67\text{cm} \text{ chọn } \delta = 70\text{cm}$$

Trong đó: R - cường độ chịu uốn của BTCT mác 300 = $1,3 \cdot 10^5 \text{ kPa}$; M_{\max} - mô men uốn lớn nhất giữa 2 trụ cứng; W - mô men kháng uốn của "tường trong đất" $W = b \cdot \delta^2 / 6$.

Tính trụ cứng chống đỡ tường:

Nhịp tính toán trụ tính theo sơ đồ dầm liên tục có công xôn:

$$h = H : (n + 0,162) = 18 : 5,162 = 3,874\text{m}$$

$$h_n = 0,808 \cdot h = 0,808 \cdot 3,874 = 3,130\text{m}$$

$$h_0 = 0,354h = 0,354 \cdot 3,874 = 1,371\text{m}$$

Mô men uốn trong các nhịp và gối tựa:

$$M_{\max} = 0,0625qh^2 = 0,0625 \cdot 506 \cdot 3,874^2 = 474,6\text{kN.m}$$

Chọn trụ tròn BTCT, đường kính $d = 90\text{cm}$; chiều dày tường $\delta = 70\text{cm}$; hệ số điều kiện làm việc $m = 0,75$:

Xác định mô men kháng uốn W của hệ tường- cọc và ứng suất lớn nhất σ_{\max} xuất hiện trong trụ (cọc):

$$W = \pi \delta (d + \delta)^2 / 4 = 3,14 \cdot 70 (90 + 70)^2 / 4 = 1406720\text{cm}^3$$

$$\sigma_{\max} = \frac{M_{\max}}{mW} = \frac{474,6}{0,75 \cdot 1406720 \cdot 10^{-6}} = 0,00045 \cdot 10^6 \text{ kPa} = 0,045 \cdot 10^4 < 1,3 \cdot 10^4 \text{ kPa}$$

➤ Trong thực tế xây dựng, công trình ngầm nhiều tầng (các ga ra ô tô ngầm, các cửa hàng bách hoá ngầm, các kho chứa ngầm, các nhà dịch vụ công cộng...) có tỷ lệ kích thước chiều dài và chiều rộng không lớn, công trình có thể coi như hệ không gian làm việc đồng thời với đất nền xung quanh. Tường công trình ngầm có kích thước mỏng so với chiều sâu, được giữ ổn định bằng nhiều gối tựa (sàn, dầm các tầng, neo). Thi công các loại tường này nói riêng và công trình ngầm nhiều tầng nói chung thường sử dụng phương pháp "Tường trong đất" kết hợp phương pháp thi công sàn "từ trên xuống", hoặc hố đào sâu kết hợp vì chống, neo. Tường loại này được giữ ổn định bằng hệ thanh chống (sàn, dầm) hoặc neo- gối tựa, lần lượt lắp đặt trong quá trình thi công. Do độ sâu "ngầm" quy ước của tường trong đất trong quá trình thi công thay đổi, số lượng và vị trí gối tựa được bổ sung, tải trọng lên tường tăng dần nên sơ đồ tính toán tường và nội lực xuất hiện trong tường theo từng giai đoạn thi công cũng thay đổi.

Dưới đây giới thiệu 2 phương pháp đơn giản, thông dụng để tính toán tường kể đến quá trình thi công: phương pháp của Nhật Bản trên cơ sở các giả thiết của Sacchipana và phương pháp tính toán tường như dầm trên nền đàn hồi.

5.5. Tính toán tường liên tục theo các giai đoạn thi công

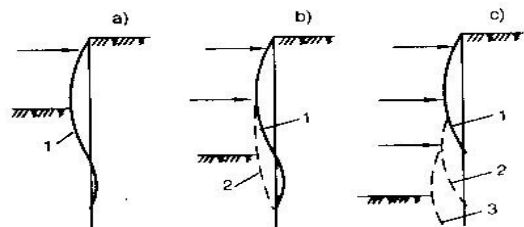
5.5.1. Phương pháp Sachipana (Nhật Bản):

Phương pháp này dựa trên kết quả đo đạc nội lực và biến dạng thực của tường làm căn cứ, cụ thể:

1. Sau khi đặt tầng chống/neo dưới, lực dọc trục của tầng chống/neo trên hầu như không đổi, hoặc thay đổi không đáng kể;

2. Chuyển dịch của thân tường từ điểm chống/neo dưới trở lên, phần lớn đã xảy ra trước khi lắp đặt tầng chống/neo dưới (xem hình 5.26);

3. Giá trị mômen uốn trong thân tường do các điểm chống/neo trên gây nên chỉ là phần dư



1) Chuyển dịch của thân tường sau lần đào

lại từ trước khi lắp đặt tầng chống/neo dưới;

Trên cơ sở các kết quả đo thức tế này, Sachipana đưa ra phương pháp tính lực dọc trục thanh chống/neo và mômen thân tường trong quá trình đào đất với những giả thiết cơ bản như sau (xem hình 5.27):

1. Trong đất dính, thân tường xem là đàn hồi dài vô hạn;

2. Áp lực đất thân tường từ mặt đào trở lên phân bố hình tam giác, từ mặt đào trở xuống phân bố theo hình chữ nhật (do đã triệt tiêu áp lực đất tĩnh ở bên phía đất đào);

3. Phản lực hướng ngang của đất bên dưới mặt đào chia thành hai vùng: vùng dẻo đạt tới áp lực đất bị động có chiều cao l và vùng đàn hồi có quan hệ đường thẳng với biến dạng của thân tường;

4. Điểm chống được coi là bất động sau khi lắp thanh chống/neo;

5. Sau khi lắp đặt tầng chống/neo dưới thì trị số lực dọc trục của tầng chống trên không đổi.

- Theo chiều cao toàn bộ tường có thể chia thành ba vùng:

- + vùng từ hàng chống thứ k cho đến mặt đào;
- + vùng dẻo và vùng đàn hồi từ mặt đào trở xuống.

Từ đó lập được phương trình vi phân đàn hồi cho trục tường. Căn cứ vào điều kiện biên và điều kiện liên tục ta có thể tìm được công thức tính lực dọc trục N_k của tầng chống thứ k , cũng như công thức tính nội lực và chuyển vị của nó. Với những lập luận và giả thiết trên, kết quả tính toán nhận được khá chính xác, nhưng do công thức có chứa hàm bậc 5 nên tính toán khá phức tạp.

- Để đơn giản tính toán, sau khi nghiên cứu Sachipana đã đưa ra phương pháp gần đúng nhưng đơn giản hơn với các giả thiết cơ bản sau (h. 5.28):

1. Trong tầng đất sét, thân tường xem là thể đàn hồi dài hữu hạn đầu dưới đáy tự do;

2. Giống phương pháp giải chính xác;

3. Phản lực chống hướng ngang của đất lấy bằng áp lực đất bị động, trong đó $(\xi x + \zeta)$ là trị số áp lực bị động sau khi trừ đi áp lực đất tĩnh

4.5. Giống như phương pháp chính xác.

6. Điểm mômen uốn thân tường bên dưới mặt đào $M=0$ xem là một khớp \square bỏ qua lực cắt trên thân tường từ khớp ấy trở xuống.

Phương pháp giải gần đúng chỉ cần dùng hai phương trình cân bằng tĩnh:

$$\begin{aligned} \sum Y &= 0 \\ \sum M_A &= 0 \end{aligned}$$

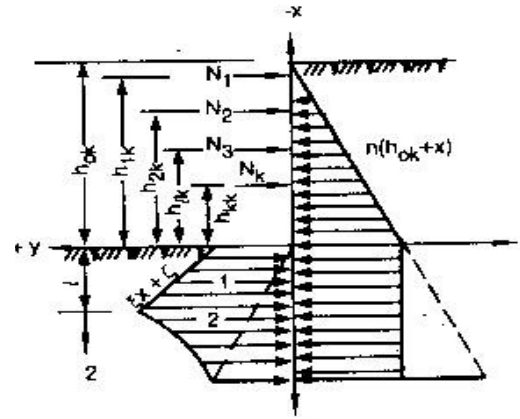
Do $\sum Y=0$, nên:

$$N_k = \frac{1}{2} \eta h_{ok}^2 + \eta h_{ok} x_m - \sum_1^{k-1} N_i - \zeta x_m - \frac{1}{2} \xi x_m^2 \quad (5.51)$$

1
2,3) Chuyển dịch thân tường sau lần đào
2,3

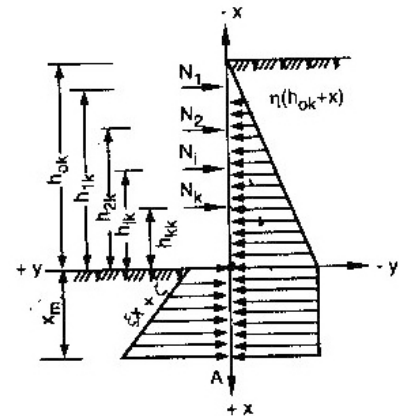
a.b.c) Quá trình đào

H. 5.26 - Sơ đồ quan hệ của chống với chuyển dịch của thân tường trong quá trình đào đất



1) Vùng dẻo 2) Vùng đàn hồi

H. 5.27- Sơ đồ tính toán chính xác theo phương pháp Sachipana.



H.5.28- Sơ đồ tính toán gần đúng theo phương pháp Sachipana

Do $\sum M_A=0$ và từ công thức (5.51), sau khi đơn giản ta có:

$$\frac{1}{3}\xi x_m^3 - \frac{1}{2}(\eta h_{ok} - \zeta - \xi_{kk})x_m^2 - (\eta h_{ok} - \zeta)h_{kk}x_m - \left[\sum_1^{k-1} N_i h_{ik} - h_{kk} \sum_1^{k-1} N_i + \frac{1}{2}\eta h_{ok}^2 \left(h_{kk} - \frac{1}{2}h_{ok} \right) \right] = 0 \quad (5.52)$$

- Các bước tính toán của phương pháp giải gần đúng này như sau:

1) ở giai đoạn đào thứ nhất, kí hiệu dưới chân của công thức (5.51) và công thức (5.52) lấy $k=1$, còn N_1 lấy bằng không, từ công thức (5.52) tìm ra x_m sau đó thay vào công thức (5.51) để tìm ra N_1 .

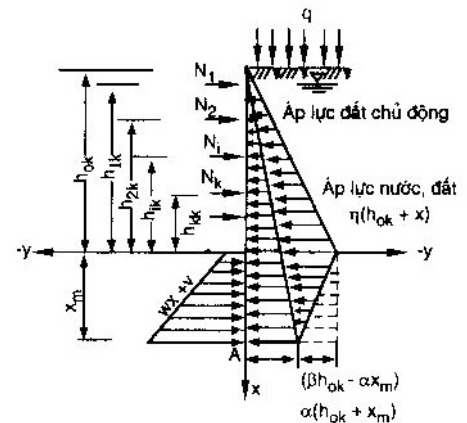
2) ở sau giai đoạn đào thứ hai, kí hiệu dưới chân của công thức (5.51) và công thức (5.52) lấy $k=2$, còn N_1 chỉ có một N_1 là số đã biết, từ công thức (5.52) tìm ra x_m sau đó thay vào công thức (5.51) tìm ra N_2 .

3) ở sau giai đoạn đào thứ ba, $k=3$, có hai N_i , tức N_1, N_2 là số đã biết, từ công thức (5.52) tìm ra x_m , sau đó thay vào công thức (5.51) tìm được N_3 .

Tiếp tục như vậy, sau khi tìm được lực dọc trục của các tầng thanh chống, nội lực thân tường cũng sẽ dễ dàng xác định.

Mô men thân tường trong phương pháp giải gần đúng (trừ phần mômen âm ra), có hình dạng tương tự như phương pháp giải chính xác, trị số mômen lớn nhất lớn hơn phương pháp giải chính xác khoảng trên 10%, tức là thiên về an toàn.

H.5.29 trình bày sơ đồ tính toán của một phương pháp tương tự như phương pháp Sachipana, nhưng áp lực nước, đất phía sau tường thì khác, áp lực nước bên dưới mặt đào giảm tới không. Lực chống của đất ở bên bị động đạt tới áp lực đất bị động, để phân biệt với phương pháp Sachipana phần áp lực đất tĩnh được giảm đi, lấy $(wx+v)$ thay cho $(\xi x + \zeta)$.



H. 5.29- Một sơ đồ tính khác của phương pháp giải gần đúng của Sachipana.

Ví dụ tính toán 5.9.VD

Công trình **hầm đỗ xe ngầm và dịch vụ công cộng**, kết cấu tường chắn dày 800, dài 35m, (từ cốt -1,5m tới -36,5m). Đặt 7 tầng chống ngang, chính là sàn các tầng. Độ sâu đào hố móng là -23m.

Số liệu cho trước:

Nền đất gồm nhiều lớp với các chỉ tiêu cơ lý sau đây:

Bảng VD5.9.- Một số chỉ tiêu cơ lý cơ bản

Tên chỉ tiêu	H	Đơn vị	Lớp								
			2	3	4	5	6	7	8	9	
Dung trọng tự nhiên	γ_w	kN/m ³	19.4	18.7	17.7	18.2	17.2	18.1	19.2	19.2	
Lực dính đơn vị	c_{II}	kPa	30	22	15	19	10.8	18	25	1.00	
Góc ma sát trong	ϕ_{II}^0	Độ	13°11'	10°45'	6°30'	8°48'	5°28'	8°25'	18	35	

Để đơn giản trong tính toán, đồng thời đảm bảo thoả mãn giả thiết của phương pháp, các tính chất cơ lý được quy đổi thành nền 1 lớp tương đương sau đây:

- chỉ tiêu cơ lý của đất: $\gamma = 18,4 \text{ kN/m}^3$, $\gamma_{dn}=10 \text{ (kN/m}^2)$; $\phi_{II}= 13,25^0$, $c_{II}= 16,7 \text{ kN/m}^2$. Siêu tải mặt đất $q=18 \text{ kN/m}^2$;

- mực nước ngầm cách mặt đất 8,5m;

- trọng lượng riêng đẩy nổi trung bình cho các lớp đất là 10 (kN/m²).

Bài toán đặt ra: Tìm lực trục thanh chống và mômen thân tường.

Giải:

• **Tính áp lực chủ động và áp lực nước vào lưng tường** (tính theo lý thuyết Rankin cho 1m thân tường):

Tại độ sâu $z = -1,5m$:

$$\begin{aligned} p_a &= (q+\gamma z)\text{tg}^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2}) - 2c \text{tg}(45^\circ - \frac{\varphi}{2}) \\ &= (18+18,4.1,5)\text{tg}^2(45^\circ - \frac{13,25}{2}) - 2.16,7 \text{tg}(45^\circ - \frac{13,25}{2}) \\ &= 45,6.0,474 - 22,98 = -1,365 \text{ (kN/m}^2\text{)}. \text{ Lấy bằng 0.} \end{aligned}$$

Tại độ sâu $z = -4,5m$:

$$\begin{aligned} p_a &= (q+\gamma z)\text{tg}^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2}) - 2c \text{tg}(45^\circ - \frac{\varphi}{2}) \\ &= (18+18,4.4,5)\text{tg}^2(45^\circ - \frac{13,25}{2}) - 2.16,7 \text{tg}(45^\circ - \frac{13,25}{2}) \\ &= 100,8.0,474 - 22,98 = 24,80 \text{ (kN/m}^2\text{)}. \end{aligned}$$

Tại độ sâu $z = -7,7m$:

$$\begin{aligned} p_a &= (q+\gamma z)\text{tg}^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2}) - 2c \text{tg}(45^\circ - \frac{\varphi}{2}) \\ &= (18+18,4.7,7)\text{tg}^2(45^\circ - \frac{13,25}{2}) - 2.16,7 \text{tg}(45^\circ - \frac{13,25}{2}) \\ &= 159,68.0,474 - 22,98 = 52,71 \text{ (kN/m}^2\text{)}. \end{aligned}$$

$$\eta = \alpha = \frac{52,71}{7,7} = 6,85 ; \beta = 0$$

• **Tính áp lực đất bị động trước tường:**

$$\begin{aligned} P_b &= \gamma x_m \text{tg}^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2}) + 2c \text{tg}(45^\circ - \frac{\varphi}{2}) = \\ &= 18,4.x_m \text{tg}^2(45^\circ - \frac{13,25}{2}) + 2.16,7 \text{tg}(45^\circ - \frac{13,25}{2}) = 20,38.x_m + 35,15 \end{aligned}$$

Vậy, $w = 20,38$; $v = 35,15$.

Lực dọc và mômen theo từng giai đoạn đào như sau:

(1) Giai đoạn đào thứ nhất:

+ Sâu 7,7m, một tầng chống. Số thanh chống $k = 1$; $h_{ok} = 7,7m$; $h_{kk} = h_{lk} = 3,2m$, $N_k = N_1$, dùng công thức (1.4) tìm x_m :

$$\frac{1}{3}(20,38 - 6,85)x_m^3 - (\frac{1}{2}6,85.7,7 - \frac{1}{2}35,15 + \frac{1}{2}6,85.3,2 - \frac{1}{2}20,38.3,2)x_m^2 - (6,85.7,7 - 35,15)3,2.x_m - [\frac{1}{2}6,85.7,7^2(3,2 - \frac{7,7}{3})]$$

$$x_m^3 + 2,85x_m^2 - 5,3x_m - 28,51 = 0. \text{ Giải phương trình ta được } x_m = 2,77m.$$

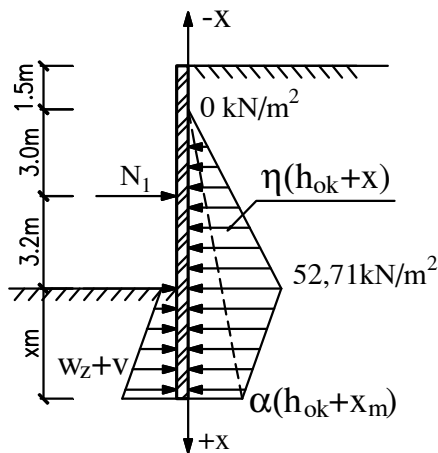
+ Lực dọc trục sàn chống:

$$N_1 = 6,85.7,7.2,77 + 0,5.6,85.7,7^2 - 0,5.20,38.2,77^2 - 35,15.2,77 + 0,5.6,85.2,77^2 = 199,90 \text{ kN}$$

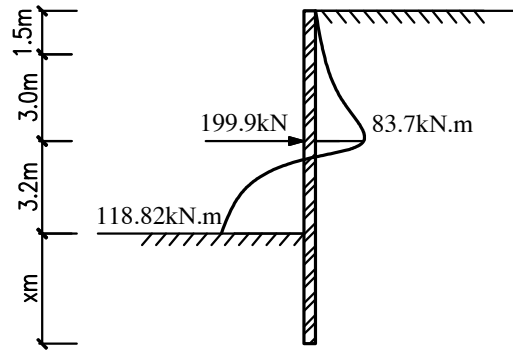
+ Mômen uốn thân tường:

$$M_1 = \frac{4,5.24,8}{2} \cdot \frac{1}{3} \cdot 4,5 = 83,7 \text{ kN.m}$$

$$M_2 = (\frac{7,7.52,71}{2} \cdot \frac{1}{3} \cdot 7,7) - 199,9.3,2 = -118,82 \text{ kN.m}$$



a) Sơ đồ tính toán ;



b) Lực trục thanh chống, mômen;

H.1.VD5.9- Giai đoạn đào thứ 1

(2) Giai đoạn đào thứ hai:

+ Sâu 10,9m, đặt hai tầng thanh chống. Ta có: $k=2$; $h_{0k}=10,9\text{m}$; $h_{1k}=6,4\text{m}$; $h_{kk}=h_{2k}=3,2\text{m}$,
 $N_k=N_2$; $w=20,38$; $v=35,15$.

Tại độ sâu $z=10,9\text{m}$:

$$p_a = (q + \gamma_{dn}z) \operatorname{tg}^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2}) - 2c \operatorname{tg}(45^\circ - \frac{\varphi}{2})$$

$$= (18 + 10 \cdot 10,9) \operatorname{tg}^2(45^\circ - \frac{13,25}{2}) - 2 \cdot 16,7 \operatorname{tg}(45^\circ - \frac{13,25}{2})$$

$$= 192,4 \cdot 0,474 - 22,98 = 68,22 \text{ (kN/m}^2\text{)} .$$

$$p_w = (10,9 - 8,5) \cdot 10 = 24 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$p_a + p_w = 68,22 + 24 = 92,22 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\eta = \frac{92,22}{10,9} = 8,46 ; \alpha = \frac{68,22}{10,9} = 6,26 ; \beta = \eta - \alpha = 8,46 - 6,26 = 2,2$$

+ Phương trình:

$$\frac{1}{3}(20,38 - 6,26)x_m^3 - (\frac{1}{2}8,46 \cdot 10,9 - \frac{1}{2}35,15 - \frac{1}{2}20,38 \cdot 3,2 + \frac{1}{2}6,26 \cdot 3,2 - \frac{1}{3} \cdot 2,2 \cdot 10,9)x_m^2 -$$

$$(8,46 \cdot 10,9 - 35,15 - \frac{1}{2}2,2 \cdot 10,9)3,2 \cdot x_m - [199,9 \cdot 6,4 - 3,2 \cdot 199,9 + \frac{1}{2}8,46 \cdot 10,9^2(3,2 - \frac{10,9}{3})]$$

$$x_m^3 - 0,44x_m^2 - 30,64x_m - 89,63 = 0 . \text{ Giải phương trình ta được } x_m = 6,84\text{m} .$$

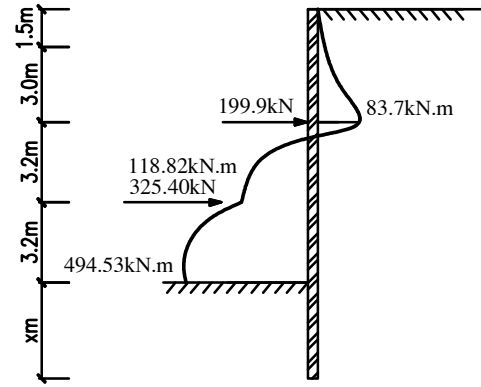
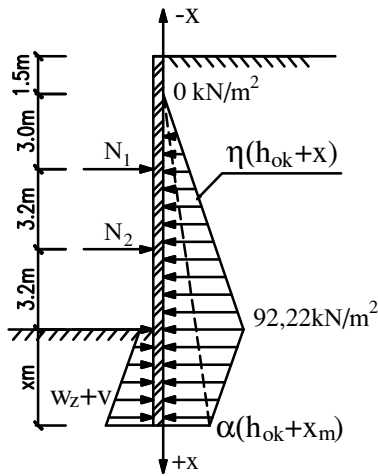
+ Lực dọc trục sàn chống:

$$N_1 = 8,46 \cdot 10,9 \cdot 6,84 + 0,5 \cdot 8,46 \cdot 10,9^2 - 0,5 \cdot 20,38 \cdot 6,84^2 -$$

$$- 35,15 \cdot 6,84 - 199,9 - 0,5 \cdot 10,9 \cdot 6,84 + 0,5 \cdot 6,26 \cdot 6,84^2 = 325,40\text{kN}$$

+ Mômen uốn thân tường:

$$M_3 = (\frac{10,9 \cdot 92,22}{2} \cdot \frac{1}{3} \cdot 10,9) - 199,9 \cdot 6,4 - 325,4 \cdot 3,2 = -494,53 \text{ kN.m}$$



a) Sơ đồ tính toán ;

b) Lực trục thanh chống, mômen;

H.2.VD5.9- Giai đoạn đào thứ 2

(3) Giai đoạn đào thứ ba:

+ Sâu 13,3m, đặt ba tầng thanh chống. Ta có: $k=3$; $h_{0k}=13,3$ m; $h_{1k}=8,8$ m; $h_{2k}=5,6$ m ;
 $h_{kk}=h_{2k}=2,4$ m, $N_k=N_3$; $w=20,38$; $v=35,15$.

Tại độ sâu $z=14,1$ m:

$$p_a = (q + \gamma_{dn}z) \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) - 2c \operatorname{tg}\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$= (18 + 10 \cdot 13,3) \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{13,25}{2}\right) - 2 \cdot 16,7 \operatorname{tg}\left(45^\circ - \frac{13,25}{2}\right)$$

$$= 230,80,474 - 22,98 = 86,42 \text{ (kN/m}^2\text{)} .$$

$$p_w = (13,3 - 8,5) \cdot 10 = 48 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$p_a + p_w = 86,42 + 48 = 134,42 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\eta = \frac{134,42}{13,3} = 10,11; \quad \alpha = \frac{92,49}{13,3} = 6,50; \quad \beta = \eta - \alpha = 10,11 - 6,5 = 3,61$$

+ Phương trình:

$$\frac{1}{3}(20,38 - 6,5)x_m^3 - \left(\frac{1}{2}10,11 \cdot 13,3 - \frac{1}{2}35,15 - \frac{1}{2}20,38 \cdot 2,4 + \frac{1}{2}6,5 \cdot 2,4 - \frac{1}{3} \cdot 3,61 \cdot 13,3\right)x_m^2 -$$

$$(10,11 \cdot 13,3 - 35,15 - \frac{1}{2}3,61 \cdot 13,3)2,4 \cdot x_m -$$

$$- [199,9 \cdot 8,9 + 325,4 \cdot 5,7 - 2,4 \cdot (199,9 + 325,4) + \frac{1}{2}10,11 \cdot 13,3^2 \left(2,4 - \frac{13,3}{3}\right)]$$

$$x_m^3 - 3,67x_m^2 - 39,01x_m - 119,95 = 0. \text{ Giải phương trình ta được } x_m = 9,28 \text{ m.}$$

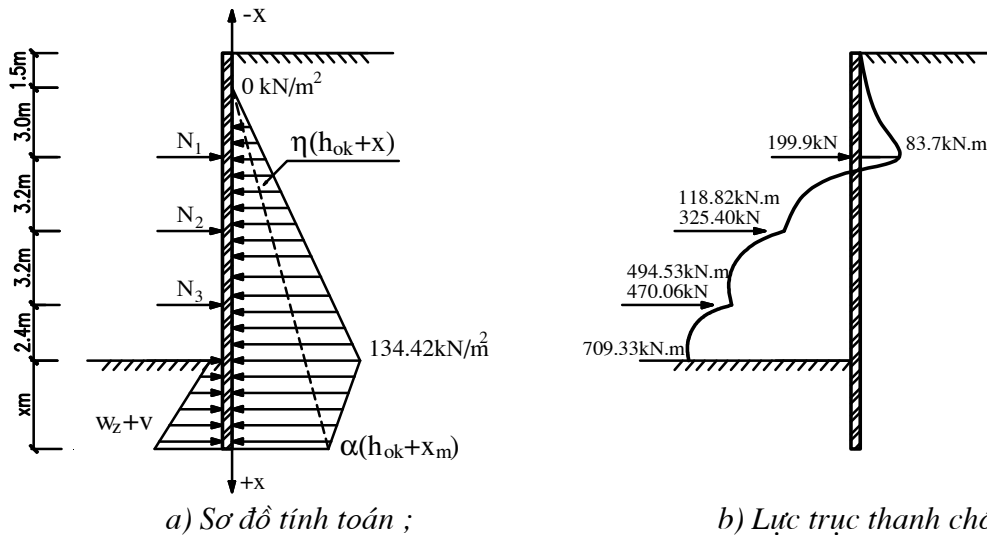
+ Lực dọc trục sần chống:

$$N_1 = 10,11 \cdot 13,3 \cdot 9,28 + 0,5 \cdot 10,11 \cdot 13,3^2 - 0,5 \cdot 20,38 \cdot 9,28^2 -$$

$$- 35,15 \cdot 9,28 - 199,9 - 325,4 - 0,5 \cdot 3,61 \cdot 13,3 \cdot 9,28 + 0,5 \cdot 6,5 \cdot 9,28^2 = 470,06 \text{ kN}$$

+ Mômen uốn thân tường:

$$M_4 = \left(\frac{13,3 \cdot 134,42}{2} \cdot \frac{1}{3} \cdot 13,3\right) - 199,9 \cdot 8,8 - 325,4 \cdot 5,6 - 454,54 \cdot 2,4 = -709,33 \text{ kN.m}$$



a) Sơ đồ tính toán ; b) Lực trục thanh chống, mômen;
Hình 3.VD5.9- Giai đoạn đào thứ 3

(4) Giai đoạn đào thứ tư :

+ Sâu 15,7 m, đặt bốn tầng thanh chống. Ta có: $k=4$; $h_{0k}= 15,7m$; $h_{1k}= 11,2m$; $h_{2k}=8m$; $h_{3k}=4,8m$; $h_{4k}=h_{4k}=2,4m$, $N_k= N_3$; $w= 20,38$; $v=35,15$.

Tại độ sâu $z = 15,7 m$:

$$p_a = (q+\gamma_{dm}z)tg^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2}) - 2c tg(45^\circ - \frac{\varphi}{2})$$

$$= (18+10.15,7)tg^2(45^\circ - \frac{13,25}{2}) - 2.16,7 tg(45^\circ - \frac{13,25}{2})$$

$$= 269,2.0,474 - 22,98 = 104,62 \text{ (kN/m}^2\text{)} .$$

$$p_w = (15,7-8,5).10 = 72 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$p_a + p_w = 104,62+72=176,62 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\eta = \frac{148,49}{15,7} = 11,25 ; \alpha = \frac{104,62}{15,7} = 6,66 ; \beta = \eta - \alpha = 11,25 - 6,66 = 4,59$$

+ Phương trình:

$$\frac{1}{3}(20,38 - 6,66)x_m^3 - (\frac{1}{2}11,25.15,7 - \frac{1}{2}35,15 - \frac{1}{2}20,38.2,4 + \frac{1}{2}6,66.2,4 - \frac{1}{3}4,59.15,7)x_m^2 -$$

$$(11,25.15,7 - 35,15 - \frac{1}{2}.4,59.15,7)2,4.x_m -$$

$$(11,25.15,7 - 35,15 - [199,9.11,2 + 325,4.8 + 470,06.4,8 - 2,4.(199,9 + 325,4 + 470,06) + \frac{1}{2}11,25.15,7^2(2,4 - \frac{15,7}{3})])$$

$$x_m^3 + 6,61x_m^2 - 55,342x_m - 215,14 = 0 . \text{ Giải phương trình ta được } x_m = 12,26 m .$$

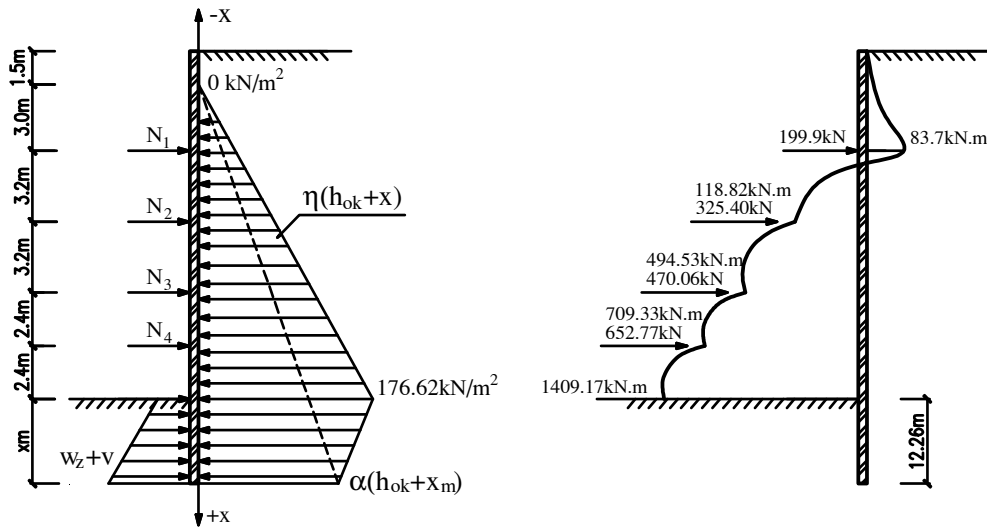
+ Lực dọc trục sàn chống:

$$N_1 = 11,25.15,7.12,26 + 0,5.11,25.15,7^2 - 0,5.20,38.12,26 -$$

$$-35,15.12,26 - 199,9.11,2 - 325,4.8 - 470,06.4,8 - 0,5.4,59.15,7.12,26 + 0,5.6,66.12,26^2 = 652,77 \text{ kN}$$

+ Mômen uốn thân tường:

$$M_4 = (\frac{15,7.176,62}{2} \cdot \frac{1}{3}.15,7) - 199,9.11,2 - 325,4.8 - 470,06.4,8 - 652,77.2,4 = -1409,17 \text{ kN.m}$$



a) Sơ đồ tính toán ;

b) Lực trục thanh chống, mômen;

H.4.VD5.9. Giai đoạn đào thứ 4

(5) Giai đoạn đào thứ năm :

+ Sâu 18,1 m, đặt năm tầng thanh chống. Ta có: $k=5$; $h_{ok}=18,1m$; $h_{1k}=13,6m$; $h_{2k}=10,4m$;
 $h_{3k}=7,2m$; $h_{3k}=4,8m$; $h_{kk}=h_{2k}=2,4m$, $N_k=N_3$; $w=20,38$; $v=35,15$.

Tại độ sâu $z=18,1m$:

$$p_a = (q + \gamma_{dn}z) \operatorname{tg}^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2}) - 2c \operatorname{tg}(45^\circ - \frac{\varphi}{2})$$

$$= (18 + 10.18,1) \operatorname{tg}^2(45^\circ - \frac{13,25}{2}) - 2.16,7 \operatorname{tg}(45^\circ - \frac{13,25}{2})$$

$$= 307,60,474 - 22,98 = 122,82 \text{ (kN/m}^2\text{)} .$$

$$p_w = (18,1 - 8,5) \cdot 10 = 96 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$p_a + p_w = 122,82 + 96 = 218,82 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\eta = \frac{218,82}{18,1} = 12,09; \quad \alpha = \frac{122,82}{18,1} = 6,79; \quad \beta = \eta - \alpha = 12,09 - 6,79 = 5,3$$

Phương trình:

$$\frac{1}{3}(20,38 - 6,79)x_m^3 - (\frac{1}{2}12,09.18,1 - \frac{1}{2}35,15 - \frac{1}{2}20,38.2,4 + \frac{1}{2}6,79.2,4 - \frac{1}{3}.5,3.18,1)x_m^2 -$$

$$(12,09.18,1 - 35,15 - \frac{1}{2}.5,3.18,1)2,4.x_m - [199,9.13,6 + 325,4.10,4 + 470,06.7,2 + 652,77.4,8 -$$

$$- 2,4.(199,9 + 325,4 + 470,06 + 652,77) + \frac{1}{2}12,09.18,1^2(2,4 - \frac{18,1}{3})]$$

$$x_m^3 + 10,6x_m^2 - 79,31x_m - 357,84 = 0. \text{ Giải phương trình ta được } x_m = 15,57 \text{ m.}$$

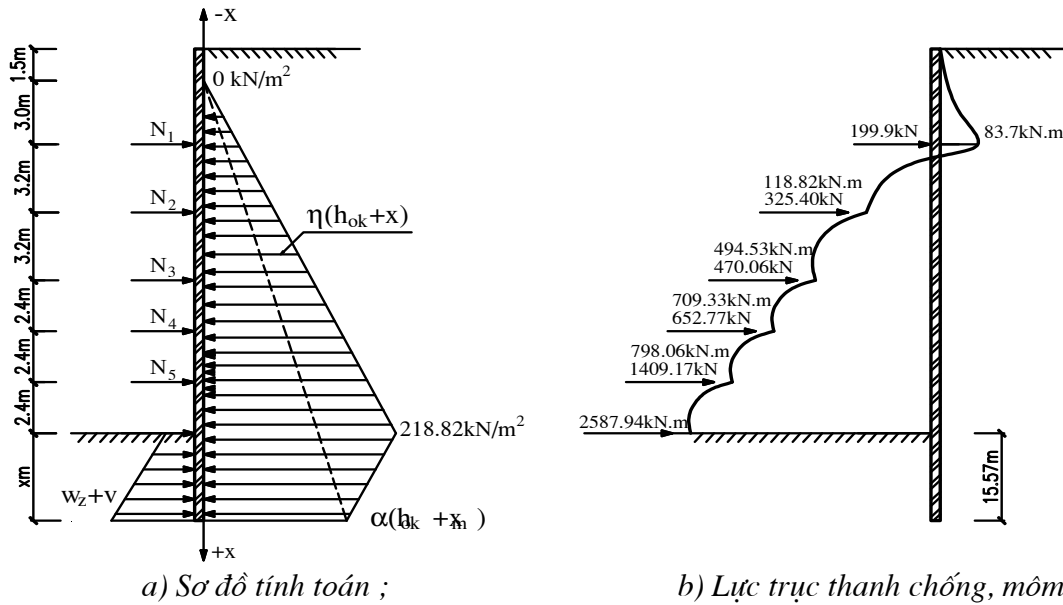
+ Lực dọc trục sào chống:

$$N_1 = 12,09.18,1.15,57 + 0,5.12,09.18,1^2 - 0,5.20,38.15,57^2 -$$

$$- 35,15.15,57 - 199,9 - 325,4 - 470,06 - 652,77 - 0,5.5,3.18,1.15,57 + 0,5.6,79.15,57^2 = 798,06 \text{ kN}$$

+ Mômen uốn thân tường:

$$M_4 = (\frac{18,1.21882}{2} \cdot \frac{1}{3} \cdot 18,1) - 199,9.13,6 - 325,4.10,4 - 470,06.7,2 - 652,77.4,8 - 798,06.2,4 = -2587,94 \text{ kN.m}$$



H. 5.VD5.9. Giai đoạn đào thứ 5

(6) Giai đoạn đào thứ sáu :

+ Sâu 20,8 m, đặt năm tầng thanh chống. Ta có: $k=6$; $h_{ok}=20,8\text{m}$; $h_{1k}=16,3\text{m}$; $h_{2k}=13,1\text{m}$; $h_{3k}=9,9\text{m}$; $h_{4k}=7,5\text{m}$; $h_{5k}=5,1\text{m}$; $h_{kk}=h_{6k}=2,7\text{m}$, $N_k = N_3$; $w=20,38$; $v=35,15$.

Tại độ sâu $z = 20,8\text{m}$:

$$p_a = (q + \gamma_{dn}z) \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) - 2c \operatorname{tg}\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$= (18 + 10 \cdot 20,8) \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{13,25}{2}\right) - 2 \cdot 16,7 \operatorname{tg}\left(45^\circ - \frac{13,25}{2}\right)$$

$$= 350,8 \cdot 0,474 - 22,98 = 143,3 \text{ (kN/m}^2\text{)} .$$

$$p_w = (20,8 - 8,5) \cdot 10 = 123 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$p_a + p_w = 143,3 + 123 = 266,3 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\eta = \frac{266,3}{20,8} = 12,8; \quad \alpha = \frac{143,3}{20,8} = 6,89; \quad \beta = \eta - \alpha = 12,8 - 6,89 = 5,9$$

+ Phương trình:

$$\frac{1}{3}(20,38 - 6,89)x_m^3 - \left(\frac{1}{2}12,8 \cdot 20,8 - \frac{1}{2}35,15 - \frac{1}{2}20,38 \cdot 2,7 + \frac{1}{2}6,89 \cdot 2,7 - \frac{1}{3}5,9 \cdot 20,8\right)x_m^2 -$$

$$(12,8 \cdot 20,8 - 35,15 - \frac{1}{2}5,9 \cdot 20,8)2,7 \cdot x_m - [199,9 \cdot 16,3 + 325,4 \cdot 13,1 + 470,06 \cdot 9,9 + 652,77 \cdot 7,5 + 798,06 \cdot 5,1 -$$

$$- 2,7 \cdot (199,9 + 325,4 + 470,06 + 652,77 + 798,06) + \frac{1}{2}12,8 \cdot 20,8^2 \left(2,7 - \frac{20,8}{3}\right)]$$

$$x_m^3 + 12,55x_m^2 - 101,91x_m - 625,8 = 0 . \text{Giải phương trình ta được } x_m = 19,44 \text{ m.}$$

+ Lực dọc trục sàn chống:

$$N_1 = 12,8 \cdot 20,8 \cdot 19,44 + 0,5 \cdot 12,8 \cdot 20,8^2 - 0,5 \cdot 20,38 \cdot 19,44^2 -$$

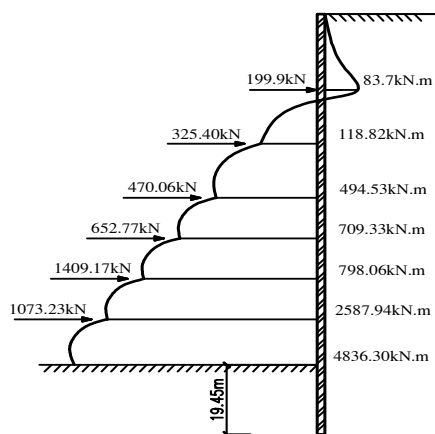
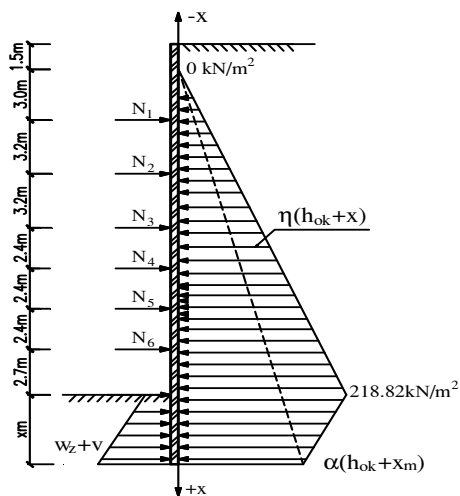
$$- 35,15 \cdot 19,44 - 199,9 - 325,4 - 470,06 - 652,77 - 798,06 - 0,5 \cdot 5,9 \cdot 20,8 \cdot 19,44 + 0,5 \cdot 6,89 \cdot 19,44^2 =$$

$$1073,23 \text{ kN}$$

+ Mômen uốn thân tường:

$$M_4 = \left(\frac{20,8 \cdot 266,3}{2} \cdot \frac{1}{3} \cdot 20,8\right) - 199,9 \cdot 16,3 - 325,4 \cdot 13,1 - 470,06 \cdot 9,9 -$$

$$- 652,77 \cdot 7,5 - 798,06 \cdot 5,1 - 1073,23 \cdot 2,7 = -4836,3 \text{ kN.m}$$



a) Sơ đồ tính toán ;

b) Lực trục thanh chống, mômen;

H. 6.VD5.9. Giai đoạn đào thứ 6

(7) Giai đoạn đào thứ 7 :

+ Sâu 23,5 m, đặt năm tầng thanh chống. Ta có: $k=6$; $h_{0k}=23,5\text{m}$; $h_{1k}=19,0\text{m}$; $h_{2k}=15,8\text{m}$; $h_{3k}=12,6\text{m}$; $h_{4k}=10,2\text{m}$; $h_{5k}=7,8\text{m}$; $h_{6k}=5,4\text{m}$; $h_{kk}=h_{7k}=2,7\text{m}$, $N_k=N_3$; $w=20,38$; $v=35,15$.

Tại độ sâu $z=23,5\text{m}$:

$$p_a = (q + \gamma_{\text{dn}} z) \text{tg}^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2}) - 2c \text{tg}(45^\circ - \frac{\varphi}{2})$$

$$= (18 + 10.23,5) \text{tg}^2(45^\circ - \frac{13,25}{2}) - 2.16,7 \text{tg}(45^\circ - \frac{13,25}{2})$$

$$= 394.0474 - 22,98 = 163,78 (\text{kN/m}^2)$$

$$p_w = (23,5 - 8,5) \cdot 10 = 150 (\text{kN/m}^2)$$

$$p_a + p_w = 143,3 + 123 = 313,78 (\text{kN/m}^2)$$

$$\eta = \frac{313,78}{23,5} = 13,35; \quad \alpha = \frac{163,78}{23,5} = 6,97; \quad \beta = \eta - \alpha = 13,35 - 6,97 = 6,38$$

+ Phương trình:

$$\frac{1}{3} (20,38 - 6,97) x_m^3 - (\frac{1}{2} 13,35 \cdot 23,5 - \frac{1}{2} 35,15 - \frac{1}{2} 20,38 \cdot 2,7 + \frac{1}{2} 6,7 \cdot 2,7 - \frac{1}{3} \cdot 6,38 \cdot 23,5) x_m^2 -$$

$$(13,35 \cdot 23,5 - 35,15 - \frac{1}{2} \cdot 6,38 \cdot 23,5) 2,7 x_m - [199,9 \cdot 19 + 325,4 \cdot 15,8 + 470,06 \cdot 12,6 + 652,77 \cdot 10,2 + 798,06 \cdot 7,8 + 1073,23 \cdot 5,4$$

$$- 2,7 \cdot (199,9 + 325,4 + 470,06 + 652,77 + 798,06 + 1073,23) + \frac{1}{2} 13,35 \cdot 23,5^2 (2,7 - \frac{23,5}{3})]$$

$$x_m^3 + 15,85 x_m^2 - 122,99 x_m - 1144,4 = 0. \text{Giải phương trình ta được } x_m = 23,25 \text{ m.}$$

+ Lực dọc trục sàn chống:

$$N_1 = 13,35 \cdot 23,5 \cdot 23,25 + 0,5 \cdot 13,35 \cdot 23,5^2 - 0,5 \cdot 20,38 \cdot 23,25^2 - 35,15 \cdot 23,25 - 199,9 - 325,4 - 470,06 - 652,77 - 798,06 - 1073,23 - 0,5 \cdot 6,38 \cdot 23,5 \cdot 23,25 + 0,5 \cdot 6,97 \cdot 23,25^2 = 1248,70 \text{ kN}$$

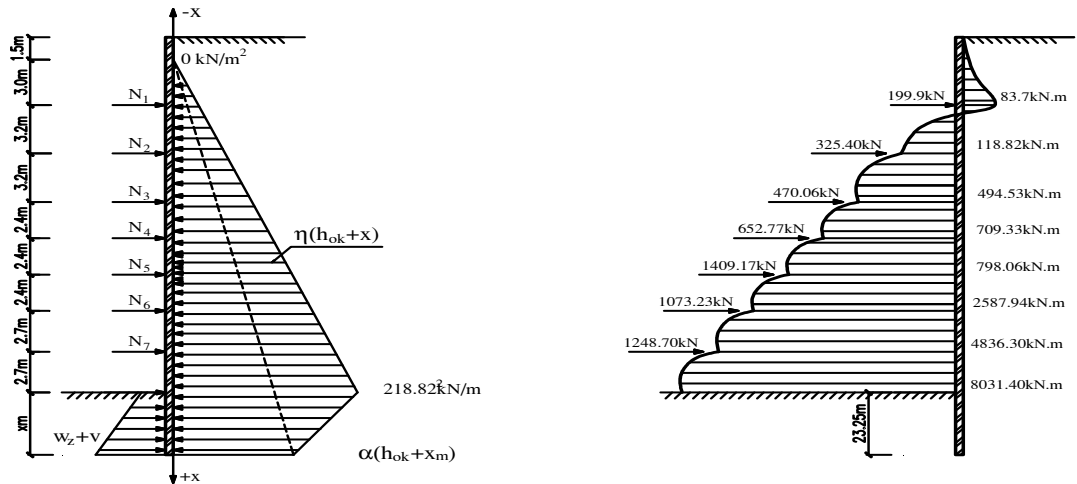
+ Mômen uốn thân tường:

$$M_4 = (\frac{23,5 \cdot 313,78}{2} \cdot \frac{1}{3} \cdot 23,5) - 199,9 \cdot 19 - 325,4 \cdot 15,8 - 470,06 \cdot 12,6 -$$

$$- 652,77 \cdot 10,2 - 798,06 \cdot 7,8 - 1073,23 \cdot 5,4 - 1248,7 \cdot 2,7 = -8031,4 \text{ kN.m}$$

Từ tính toán trên ta thấy: $M_{\text{max}} = 8031,4 (\text{kNm}) = 803,14 (\text{T.m})$.

Kết quả tính toán tổng hợp trong bảng và hình vẽ dưới đây:



a) Sơ đồ tính toán ; b) Lực trực thanh chống, mômen;
H. 7.VD5.9. Giai đoạn đào thứ 7

5.5.2. Tính toán tường liên tục theo phương pháp phần tử hữu hạn hệ thanh trên nền đàn hồi.

5.5.2.1. Khái niệm cơ bản:

- Phương pháp phần tử hữu hạn để tính hệ thanh trên nền đàn hồi được xây dựng trên mối quan hệ đàn hồi tuyến tính của đất và tải trọng tác dụng lên nó.
- Nguyên lí tính toán là giả thiết kết cấu chấn đất từ mặt đáy móng trở lên là phần tử dầm, phần tử từ đáy móng trở xuống là phần tử dầm trên nền đàn hồi, chống/neo là phần tử gối tựa đàn hồi;
- Tải trọng là áp lực chủ động của đất theo phương ngang và áp lực nước.
- Nhờ các phần tử hữu hạn của hệ thanh có thể xét các loại nhân tố trong quá trình đào đất (nội lực, chuyển vị sự thay đổi trong quá trình đào...)
- Mặc dù giữa kết quả tính toán so với số liệu thực đo có chênh lệch nhất định nhưng đây là một phương pháp tính toán kết cấu chấn đất có tính thực dụng và giản tiện trong tính toán.

5.5.2.2. Phân tích phương pháp phần tử hữu hạn ứng dụng tính hệ thanh trên nền đàn hồi.

Phương pháp phần tử hữu hạn tính hệ thanh trên nền đàn hồi được thực hiện theo quá trình như sau [19]:

Rời rạc kết cấu -> hình thành ma trận độ cứng của phần tử -> ma trận độ cứng phần tử gộp thành ma trận cứng tổng -> sử dụng phương trình cân bằng để tìm ra chuyển vị của nút. Tiến hành phân tích kết hợp đào hố móng với quá trình lấp đất trở lại.

1. Xác định tải trọng:

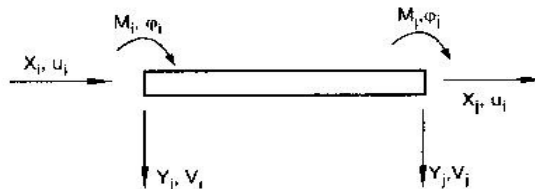
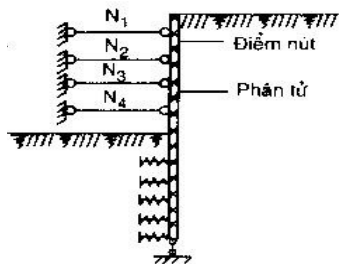
g - Tải mặt đất, lấy bằng là 20 kN/m².

q_a - áp lực đất chủ động, tính theo lí thuyết Rankine, từ đáy móng trở lên phân bố theo hình thang, từ đáy móng trở xuống phân bố hình chữ nhật.

2. Rời rạc phần tử kết cấu chấn đất (h.5.31).

- Chia theo chiều đứng kết cấu chấn giữ đất thành các phần tử hữu hạn (1-2m chia thành một phần tử).

- Để giản tiện tính toán, vị trí đột biến về mặt cắt, tải trọng, hệ số nền của nền đàn hồi và điểm chống/neo, đều lấy làm điểm liên kết (nút).



H. 5.30. Rời rạc hữu hạn kết cấu tường chắn; Hình 5.31- Sơ đồ tính phần tử dầm

3. Xác định ma trận độ cứng của mỗi phần tử.

Mối quan hệ giữa tải trọng tác dụng lên phần tử với chuyển vị của nút phần tử được xác định bằng ma trận độ cứng của phần tử $[K]^e$:

$$[F]^e = [K]^e \{ \delta \}^e \quad (5.53)$$

trong đó:

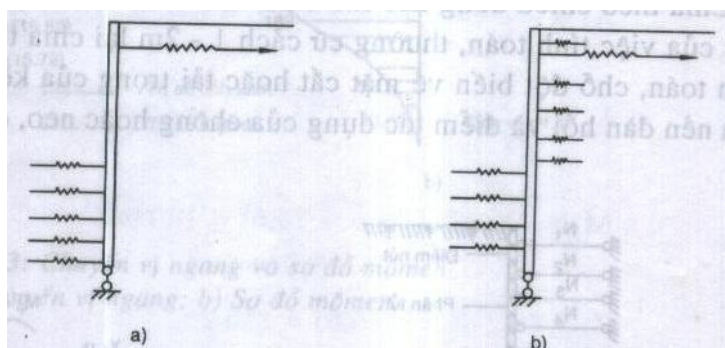
$[F]^e$ — Lực tại nút của phần tử;

$\{ \delta \}^e$ - Chuyển vị của nút;

$[K]^e$ - Ma trận độ cứng phần tử;

Áp dụng phương pháp phần tử hữu hạn của hệ thanh để tính kết cấu tường chắn, thông thường sử dụng hai sơ đồ tính toán sau đây:

- Sơ đồ trên h.5.32a kết cấu tường chắn phân tích thành phần tử hữu hạn hệ thanh.
- + Kết cấu tường chắn từ mặt đáy hố móng trở lên áp dụng phần tử dầm;
- + Kết cấu từ mặt đáy hố móng trở xuống áp dụng phần tử dầm trên nền đàn hồi, thanh kéo là phần tử gối đàn hồi.
- + Tải trọng là áp lực chủ động của đất và áp lực nước ngầm.
- Sơ đồ trên h. 5.32b giả thiết:
- + Toàn bộ kết cấu tường chắn tính theo phần tử dầm trên nền đàn hồi.
- + Sơ đồ này thuận tiện với việc tính toán điều chỉnh nhiều lần trong phạm vi áp lực đất chủ động và áp lực đất bị động bắt đầu từ trạng thái tĩnh.
- + Theo sơ đồ này kết cấu tường chắn từ đáy móng trở lên xem là dầm trên nền đàn hồi để tính toán, dưới tác dụng của áp lực đất chủ động trong khối đất sẽ sinh ra ứng suất kéo, điều đó so với thực tế là không phù hợp.



H. 5.32. Sơ đồ tính toán phần tử hữu hạn hệ thanh.

$$\beta_1 = \frac{ch^2 \lambda - \cos^2 \lambda}{sh^2 \lambda - \sin^2 \lambda} (\lambda)^2;$$

$$\beta_2 = \frac{2sh^2 \lambda \sin \lambda}{sh^2 \lambda - \sin^2 \lambda} (\lambda)^2;$$

$$\gamma_1 = 2(\alpha_1 \beta_1 - \alpha_2 \beta_2);$$

$$\gamma_2 = 2(\alpha_1 \beta_2 - \alpha_2 \beta_1);$$

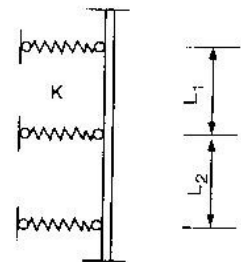
trong đó: $\lambda = \sqrt[5]{\frac{KB}{4EI}}$ là đặc trưng đàn hồi của dầm

4. Ma trận độ cứng tổng:

Căn cứ vào điều kiện biến dạng đồng đều (tức là chuyển vị của nút kết cấu và chuyển vị trí của mỗi một phần tử trong cùng một nút là như nhau), thì ma trận độ cứng phần tử $[K]^e$ hợp thành ma trận tổng độ cứng $[K]$.

Đối với lò xo đại diện cho hệ đàn hồi của nền không xem là phần tử, sau khi hình thành tổng ma trận độ cứng $[K]$ có thể căn cứ vào sơ đồ tính toán của các giai đoạn thì công để xem trị K của hệ số đàn hồi nền chồng lên vị trí tương ứng của tổng độ cứng. Khi đó cần phải chú ý là, căn cứ hệ số K đã lấy sử dụng cần phải nhân với trị bình quân của hai cự li lò xo liền kề, tức là:

$$K_{\square} = \frac{L_1 + L_2}{2} K \text{ như hình 4.50}$$



H. 5.34. Cách xác định hệ số đàn hồi của nền

Lấy K' thay cho K chồng lên tổng độ cứng tương ứng

5. Căn cứ vào điều kiện cân bằng tĩnh tải trọng bên ngoài tác động vào nút kết cấu bắt buộc phải cân bằng với tải trọng bên trong của kết cấu. Nếu tải trọng bên ngoài đã biết thì có thể tìm được chuyển vị nút của kết cấu theo công thức sau:

$$[K] \{ \delta \} = \{ R \}$$

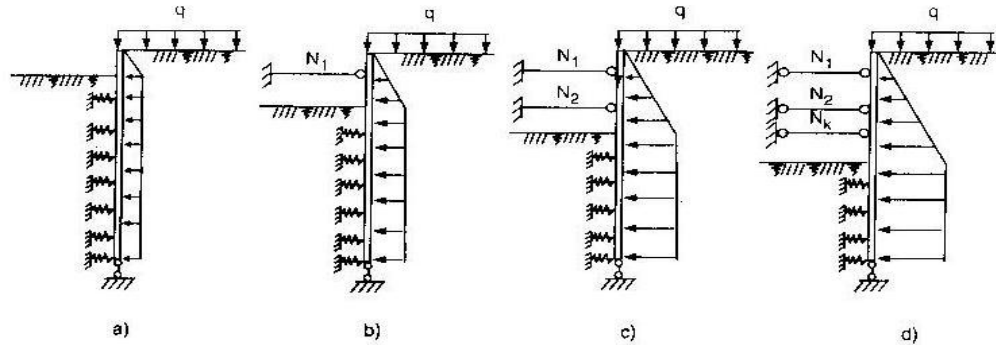
trong đó:

$[K]$ - Ma trận tổng độ cứng.

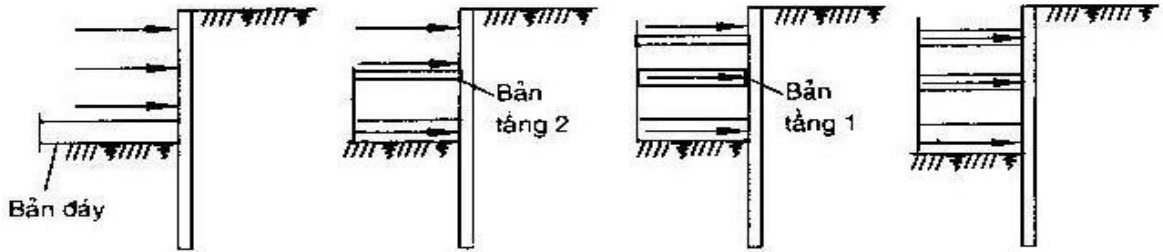
$\{ \delta \}$ - Ma trận chuyển vị.

$\{ R \}$ — Ma trận tải trọng.

Để xét đến yếu tố thi công một cách chính xác, cần tiến hành nghiên cứu ảnh hưởng của việc lắp dựng hệ chống và tháo dỡ chúng dần dần theo quá trình thi công kết cấu chính. Từ quan hệ chuyển vị và nội lực của kết cấu tương chẵn với vị trí điểm chống, căn cứ vào sơ đồ tính toán trong các hình 5.35-5.37. lặp lại các bước đã nêu từ 1-5, có thể tìm được chuyển vị, mômen, lực cắt và lực trục của kết cấu chẵn đất trong các giai đoạn khác nhau. Lấy hình bao nội lực của các giai đoạn đào để làm căn cứ thiết kế cuối cùng cho kết cấu tường chắn



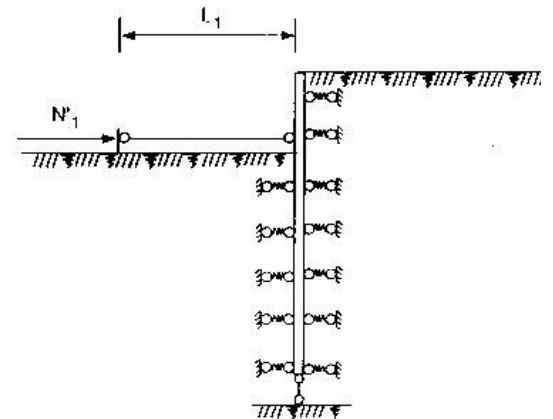
H. 5.35. Sơ đồ tính toán kết cấu có xét tới quá trình đào đất



H. 5.36. Sơ đồ tính toán kết cấu có xét tới việc tháo lắp chống

Ngay trước khi lắp chống/neo, kết cấu chắn đất đã bị biến dạng rất lớn tại vị trí đó, còn sau khi lắp chống thì biến dạng ở điểm ấy là rất nhỏ, tức là chuyển vị của kết cấu chắn đất phần lớn đã xảy ra trước khi lắp chống và đã ảnh hưởng đến nội lực của kết cấu chắn đất, do đó cần có sự điều chỉnh (h.5.40-5.41). Giả sử trước khi lắp chống, kết cấu tường chắn đã có giá trị chuyển vị δ_1 tại điểm đó (h.5.35a), sau khi lắp chống và đào đất đến điểm chống tiếp theo (h.5.35b) phải tiến hành điều chỉnh chuyển vị đối với hệ thanh chống tương ứng, lượng điều chỉnh là δ_1 , kết quả tính toán của giai đoạn này có thể tính toán dựa vào quan hệ nội lực của hệ thanh và biến dạng tương đối. Trong công trình thực tế, một thanh chống thường chống cho cả hai bên thành hố đào nên độ dài tính toán L_1 có thể lấy bằng một nửa của độ dài thanh chống.

Khi kết cấu chắn đất ở trong vùng có công trình xây dựng mật độ cao, hay đường ống quanh đó bố trí dày chặt, thì thường phải khống chế chuyển vị của khối đất. Do đó, trong thi công thường hay áp dụng công nghệ tăng trước lực trục của thanh chống để hạn chế biến dạng của kết cấu và hạn chế sinh ra mômen quá lớn, lực trục tăng trước thường có thể lấy bằng 30%-60% lực trục của thanh chống. ảnh hưởng của lực trục tăng trước đối với nội lực của kết cấu chắn đất có thể thực hiện bằng phương pháp sau đây: Cho lực trục tăng trước sau khi lắp hệ thống chống và trước khi đào bước tiếp sau là N_1 , sơ đồ tính toán tương ứng như hình 5.37

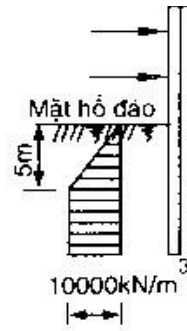


H. 5.37. Lực trục tăng trước cho chống

Từ hình 5.37 có thể biết, N_1 nên tăng về phía gối tựa bên trái của thanh chống vì áp lực đất đá ở trạng thái cân bằng khi tăng trước lực dọc trục, hệ số phản lực K của lớp đất có thể lấy theo thí nghiệm ở hiện trường hoặc tra bảng có sẵn. Để tính toán biến dạng của khối đất ở gần mặt đào với độ an toàn dự trữ nhất định ta sử dụng sơ đồ trình bày trên hình 4.54.

$$K = \begin{cases} \theta \approx 1000 \text{ kN/m}^3 & 0-5\text{m} \\ 1000 \text{ kN/m}^3 & >5\text{m} \end{cases}$$

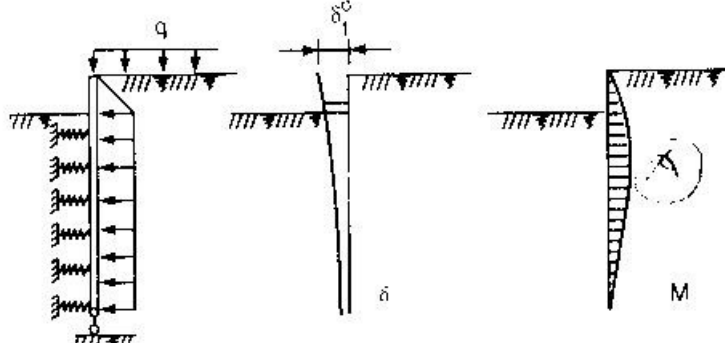
Lò xo nền đất phải xử lý như là lò xo chịu lực một chiều, tức là chỉ có thể nén chứ không thể kéo. Trị chuyển vị nội lực có được từ hình 5.38 phải chồng lên với kết quả trước khi chưa có lực trục tăng trước, rồi lại lấy trị số sau khi chồng lên ấy để điều chỉnh lại sự chịu lực của giai đoạn thi công sau:



H.5.38

Sau đây ta lấy một ví dụ kết cấu tường chắn có 2 hàng chống để phân tích theo phương pháp phần tử hữu hạn của hệ thanh.

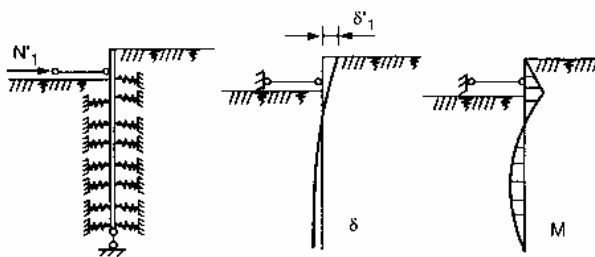
Cho sơ đồ như hình 5.39. Yêu cầu: tính toán nội lực chuyển vị của kết cấu tường chắn công xon, vẽ sơ đồ chuyển vị lực cắt và mômen tương ứng:



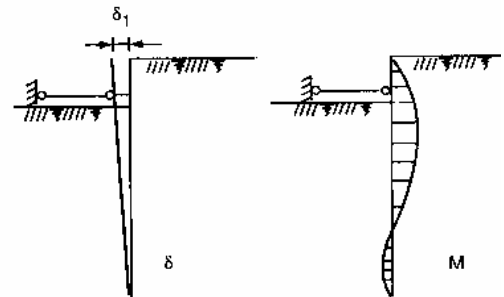
H.5.39. Trước khi lắp chống 1

Trình tự tiến hành như sau:

1. Tăng trước lực trục N_1' , tìm sơ đồ chuyển vị và nội lực của tường chắn tương ứng như hình 5.40.
2. Đem kết quả thu được sau khi cộng nội lực và chuyển vị của hình 5.39 tương ứng với hình 5.40 thu được kết quả như hình 5.41. Nếu không tăng trước lực dọc trục thì có thể không cần xét đến ảnh hưởng của lực trục tăng trước, hoặc cho $N_1' = 0$.

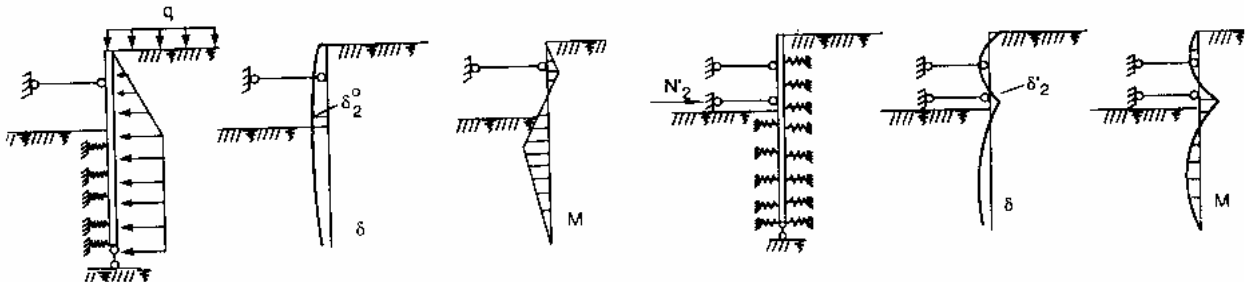


H.5.40. Sơ đồ tính toán lực trục tăng trước của tầng chống thứ nhất



H.5.41. Kết quả cộng nội lực và chuyển vị

3. Ở giai đoạn đào thứ 2, trị số chuyển vị phải điều chỉnh là δ_1 (h.5.41) tại vị trí gối tựa tách khỏi thanh chống. Kết quả thu được xem h. 5.42 (lực trục tăng trước N_1' không cộng chồng);
4. Nếu tầng chống thứ 2 cần tăng trước lực dọc trục N_2' thì sơ đồ tính toán và sơ đồ nội lực như hình 5.43

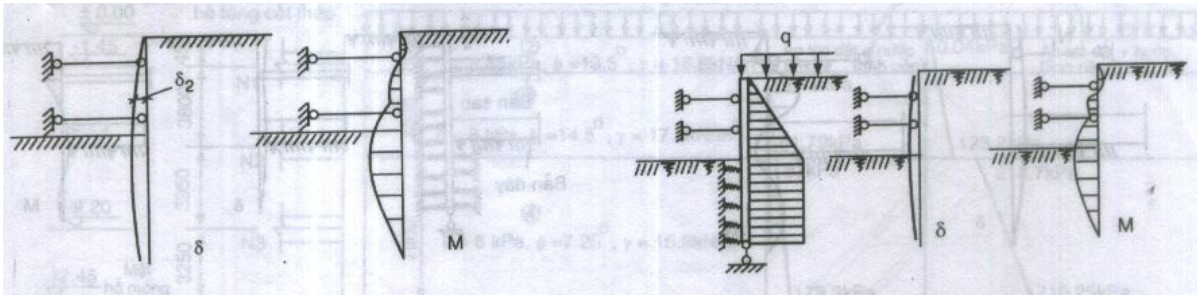


H. 5.42. Sơ đồ tính toán khi đào bước 2

H. 5.43. Sơ đồ tính toán tăng trước lực của tầng chống thứ 2

5. Cộng nội lực và chuyển vị của hình 5.41 với hình 5.42 kết quả như hình 5.43, trong đó $\delta'_2 = \delta_2^0 + \delta_2$

6. Ở giai đoạn đào thứ 3, giá trị điều chỉnh chuyển vị phải là δ_2 (h.5.44), còn giá trị điều chỉnh δ_1 ở chỗ tầng chống thứ 1 không thay đổi, vị trí điều chỉnh đều ở gối tựa kết cấu tường chắn tách khỏi thanh chống. Sơ đồ tính toán và kết quả thu được như hình 5.45



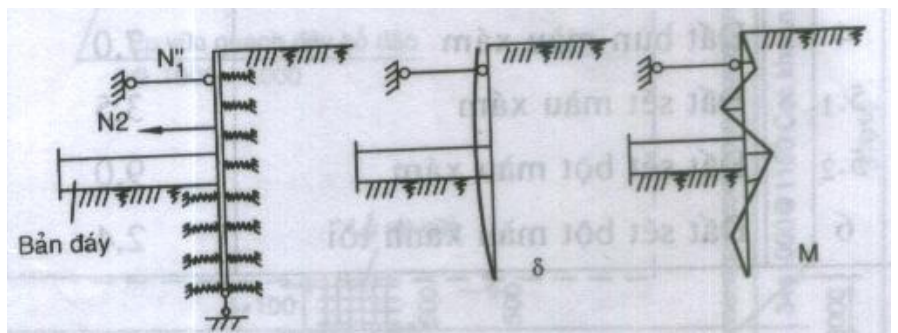
H. 5.44. Kết quả cộng chồng nội lực và chuyển vị sau khi đặt tầng chống thứ 2

Trạng thái chịu lực của giai đoạn đào thể hiện theo sơ đồ đường bao cho các giá trị chuyển vị và trị nội lực (xem các hình 5.39, 5.41, 5.42, 5.44 và hình 5.45). Căn cứ vào giá trị nội lực và chuyển vị lớn nhất tại vị trí các mặt cắt thu được để thiết kế mặt cắt cho kết cấu tường chắn và lựa chọn thanh chống.

Đối với kết cấu tường chắn, ngoài việc xét đến quá trình đào, còn phải xét đến sự biến đổi nội lực trong quá trình tháo dỡ thanh chống. Ta xét sơ đồ có 2 hàng chống như ví dụ trên.

Hình 5.45 thể hiện hố móng đã đào đến cốt của đáy móng, tiến hành đổ bê tông bản đáy và dỡ bỏ tầng chống thứ 2. Lợi dụng nguyên lí cân bằng lực tại tầng chống thứ 2 tác động một lực N_2 có độ lớn bằng nhau còn chiều thì ngược lại, có thể tìm được nội lực và chuyển vị, khi tháo thanh chống như hình 5.46

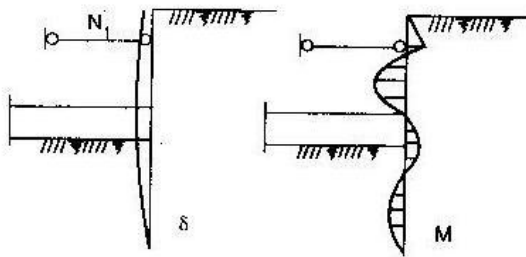
H.5.46. Sơ đồ tính toán khi dỡ bỏ tầng chống thứ 2



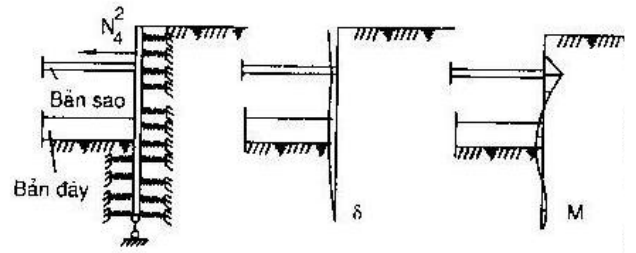
Nội lực trong kết cấu tường chắn và trong thanh chống sau khi tháo dỡ tầng chống thứ 2 có thể tìm được bằng cách cộng trị số nội lực của hình 5.45 với hình 5.46, kết quả trên hình 5.47 trong đó:

$$N_1^2 = N_1 + N_1$$

Sau đó, đổ bê tông bản sàn đỉnh và dỡ bỏ hàng chống thứ nhất. Tại vị trí điểm tương ứng, tác động một lực có độ lớn bằng với N_1^2 và có chiều ngược lại, kết quả thu được như hình 5.48 Nội lực khi đó phải lấy bằng tổng nội lực của hình 5.47 và hình 5.48.



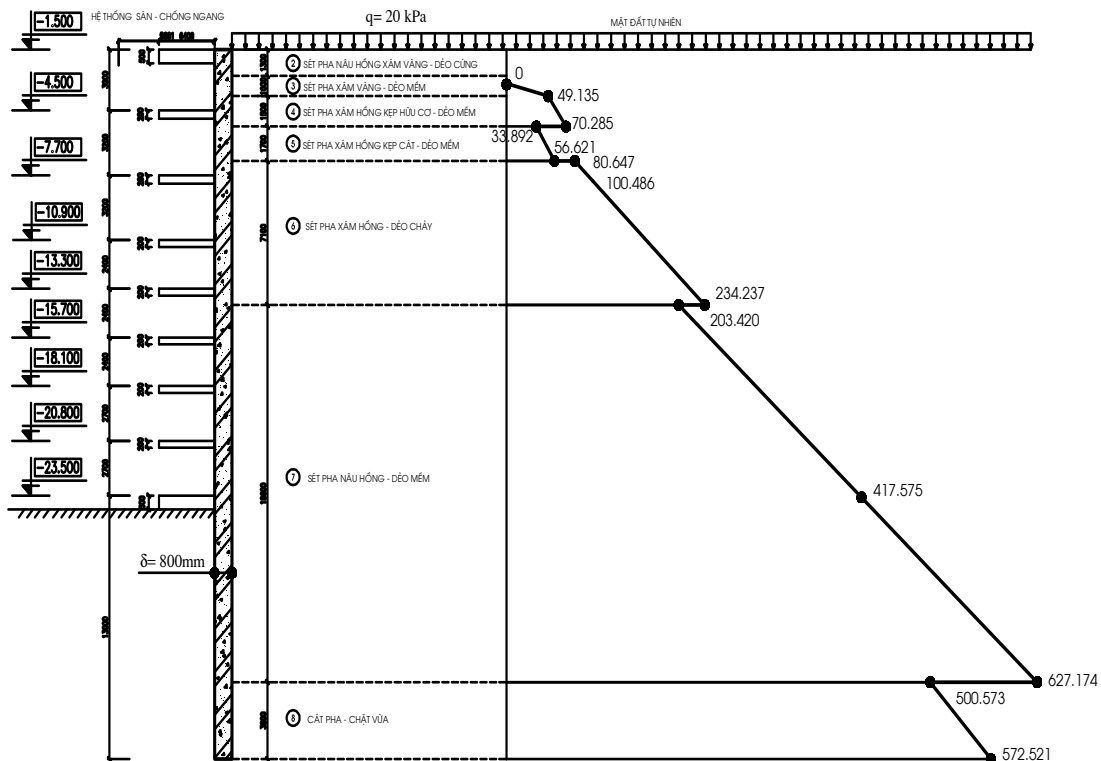
H. 5.47. Kết quả cộng chồng nội lực sau khi dỡ bỏ tầng chống thứ 2



H. 5.48. Sơ đồ tính toán sau khi dỡ bỏ tầng chống thứ nhất

Ví dụ tính toán 5.10.VD. Tính toán theo phương pháp phần tử hữu hạn hệ thanh trên nền đàn hồi:

Công trình *hầm đỗ xe ngầm và dịch vụ công cộng*, kết cấu tường chắn dày 800, dài 35m, (từ cốt -1,5m tới -36,5m). Đặt 9 tầng chống ngang, chính là sàn các tầng. Độ sâu đào hố móng là -23m. Tìm nội lực, chuyển vị của tường và phản lực thanh chống. Số liệu cho trước như ví dụ trên



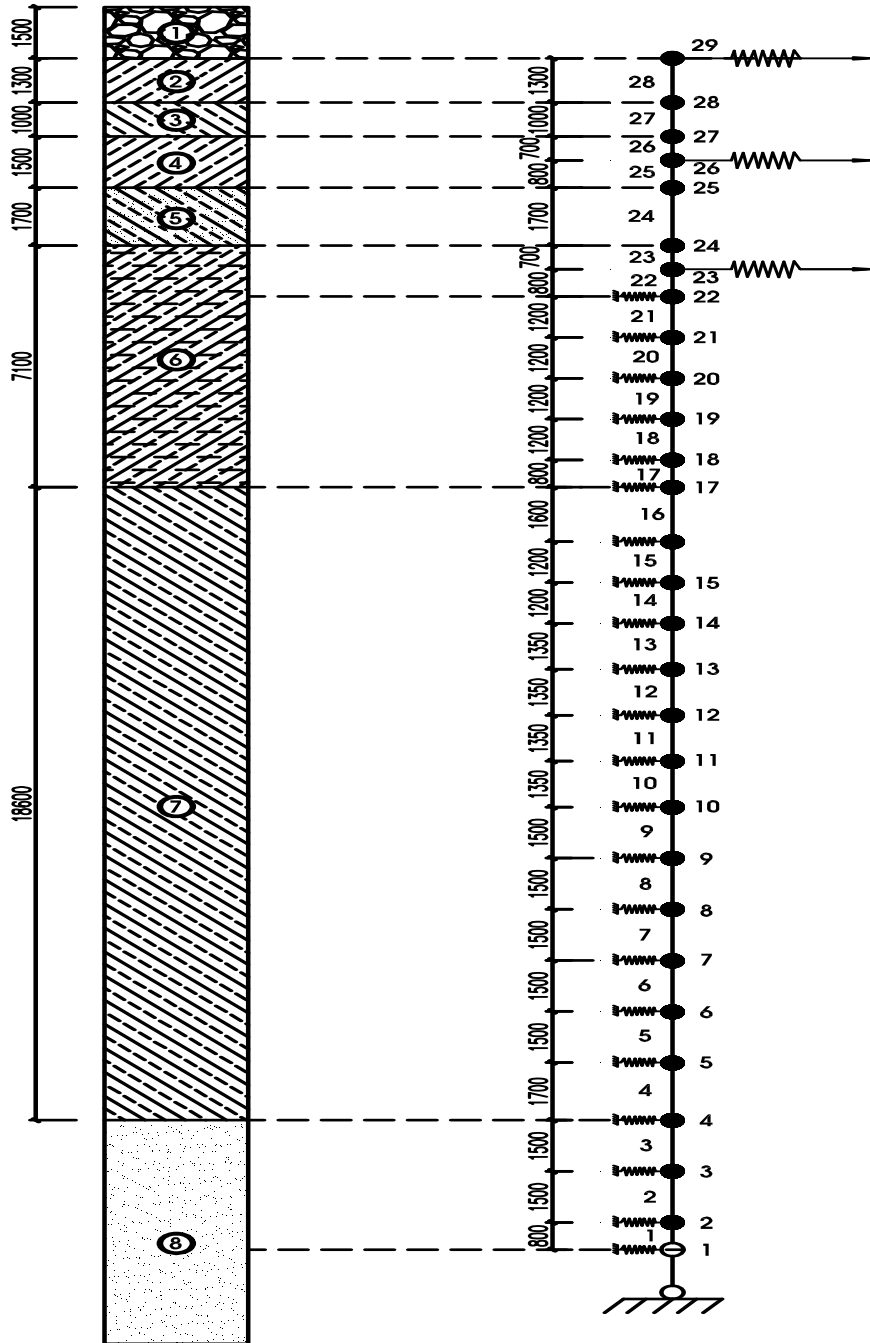
H.1 VD5.10. Mặt cắt kết cấu chắn giữ và sơ đồ áp lực nước đất

Tải trọng tác dụng: Tính áp lực đất chủ động theo lý thuyết Rankine, áp lực nước đất tính riêng theo từng giai đoạn thi công theo như các bảng. Khi tính áp lực nước đất, lấy siêu tải bên ngoài hố $q=20\text{kPa}$.

Áp lực đất-nước tính riêng trước khi đào

<i>Lớp</i>	<i>h_i</i>	<i>z</i>	$\square i$	<i>c_i</i>	$\square i$	<i>ka</i>	<i>Pa.trên</i>	<i>Pa.dưới</i>
	(<i>m</i>)	(<i>m</i>)	(<i>kN/m³</i>)	(<i>kPa</i>)	(<i>độ</i>)	-	(<i>kPa</i>)	(<i>kPa</i>)
2	1.30	-2.80	19.40	30.00	13.18	0.6286	-47.572	-19.145
3	1.00	-3.80	18.70	22.00	10.75	0.6856	-5.430	7.391
4	1.50	-5.30	17.70	15.00	6.50	0.7966	49.135	70.285
5	1.70	-7.00	18.20	19.00	8.80	0.7346	33.892	56.621
6(Trên MNN)	1.50	-8.50	16.01	10.80	5.47	0.8259	80.647	100.486
6(Dưới MNN)	5.60	-14.10	16.81	10.80	5.47	0.8259	100.486	234.237
7(Dưới MNN)	18.60	-32.70	17.16	18.00	8.40	0.7451	203.420	627.174
8(Dưới MNN)	3.80	-36.50	16.92	25.00	18.00	0.5279	500.573	572.521

Rời rạc phân tử kết cấu chắn đất: Chia thành 28 phần tử độ dài < 2m , đánh số thứ tự thành từ 1 đến 28 và nút từ 1 đến 29 từ dưới lên như hình:



H. 2.VD5.10. Sơ đồ tính tường chắn

Ma trận độ cứng của các phần tử tính toán theo các công thức nêu trên. Kết quả tính toán cho trong các bảng dưới đây:

Bảng 4.6 - Độ cứng thanh chống ngang $K_i = EA_i/l_i$

TT chống	tầng	E	A_i	l	K_i
		(T/m ²)	(m ²)	(m)	(T/m)
Tầng chống 1,9		2,9.10E6	0.50	6.40	226562.5
Tầng chống 2,3,4		2,9.10E6	0.28	6.40	126875.0
Tầng chống còn lại		2,9.10E6	0.20	6.40	90625.0

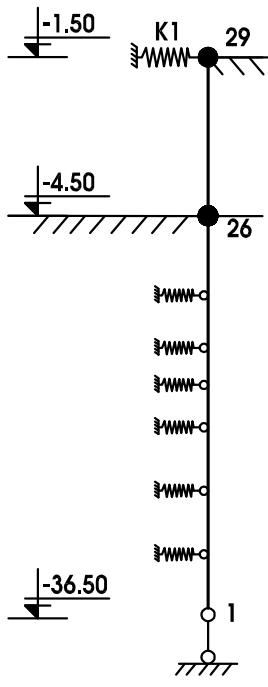
Bảng 4.7- Độ cứng của gối tựa dàn hồi tại điểm nút mỗi phần tử dầm

Label	Lớp đất	Kh	ls	K	K chỉnh sửa
		(T/m ³)	(m)	(T/m)	(T/m)
1	8	8000	0.80	3200	3200
2	8	8000	1.50	12000	12000
3	8	8000	1.50	12000	8125
4	7	2500	1.70	4250	4250
5	7	2500	1.50	3750	3750
6	7	2500	1.50	3750	3750
7	7	2500	1.50	3750	3750
8	7	2500	1.50	3750	3750
9	7	2500	1.50	3750	3750
10	7	2500	1.35	3375	3375
11	7	2500	1.35	3375	3375
12	7	2500	1.35	3375	3375
13	7	2500	1.35	3375	3375
14	7	2500	1.20	3000	3000
15	7	2500	1.20	3000	3000
16	7	2500	1.60	4000	2200
17	6	500	0.80	400	400
18	6	500	1.20	600	600
19	6	500	1.20	600	600
20	6	500	1.20	600	600
21	6	500	1.20	600	600
22	6	500	0.80	400	400
23	6	500	0.70	350	2470
24	5	2700	1.70	4590	3095
25	4	2000	0.80	1600	1600
26	4	2000	0.70	1400	2200
27	3	3000	1.00	3000	3000
28	2	4000	1.30	5200	2600

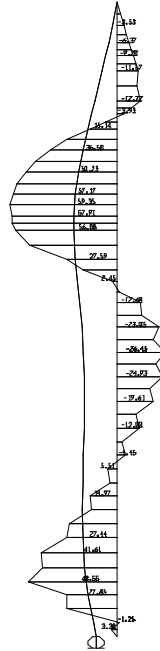
Chú ý: Trong bảng trên nút nằm trên mặt tiếp giáp giữa hai lớp đất thì độ cứng lò xo lấy bằng 1/2 độ cứng của hai nút lân cận. Theo từng giai đoạn thi công lắp dựng tầng chống thì nút nằm ngay trên mặt đất lấy bằng 1/2 độ cứng của nút nằm dưới, trong cùng lớp đất.

Trong quá trình tính toán có kể tới ảnh hưởng của chuyển vị của điểm chống đối với nội lực thân tường và lực dọc trục thanh chống, tức là tính theo trình tự thi công phân tầng đào đất, mỗi lần đặt tầng chống lại căn cứ vào chuyển vị trước để điều chỉnh lại. Tất cả các tầng chống không tăng lực trước. Sơ đồ tính toán và kết quả tính toán có kể tới quá trình thi công xem hình 4.67 - 4.76.

Lấy bước đào thứ nhất và thứ hai làm ví dụ về cách điều chỉnh nội lực và chuyển vị theo quá trình thi công.

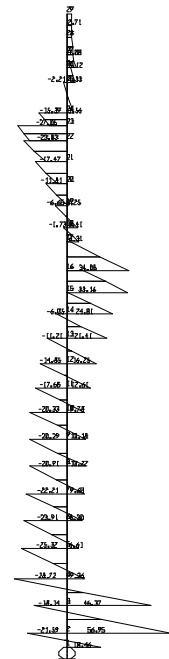


Sơ đồ tính toán



Chuyển vị và mômen M

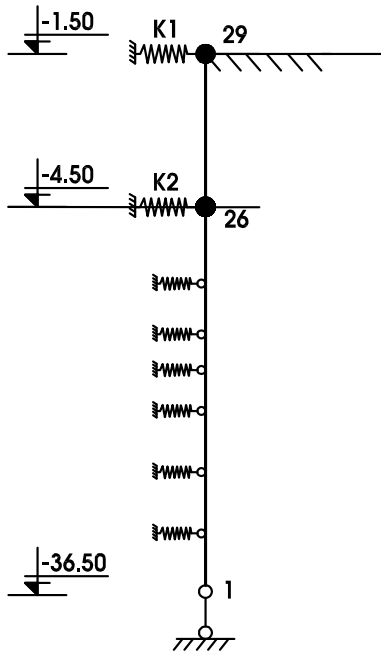
$$\delta_{\max} = -1,19 \text{ cm}; \delta_{01} = -0,32 \text{ cm}; M_{\max} = 59,35 \text{ T.m}$$



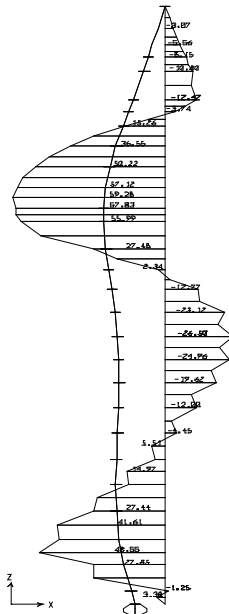
Lực cắt Q
 $Q_{\max} = 56,95$
 T

H. 3VD5.10. Kết quả nội lực và chuyển vị trước khi lắp chống 2

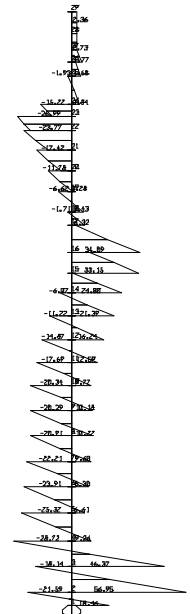
$\delta_{01} = -0,32 \text{ cm}$ là chuyển vị của tường chắn tại điểm 26 - điểm sẽ đặt tầng chống 2. Trị này sẽ đưa để điều chỉnh chuyển vị trong giai đoạn lắp chống 2 dưới đây. Trong chương trình Sharp thao tác này được cụ thể bằng cách cho điểm nút đặt chống thứ hai - nút 26 chuyển vị cưỡng bức một lượng bằng δ_{01} , dấu trừ tức chuyển vị này ngược chiều trục x trong toạ độ Gopal.



Sơ đồ tính toán



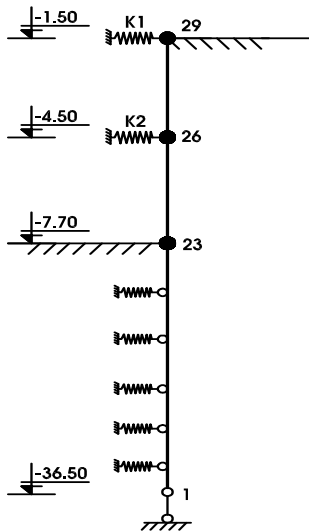
Chuyển vị và mômen M
 $\delta_{\max} = -1,19 \text{ cm}; M_{\max} = 59,28$



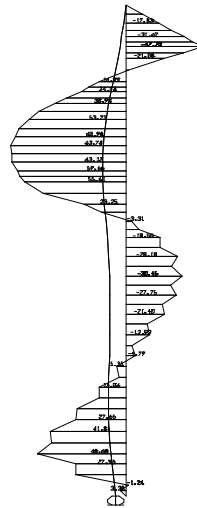
Lực cắt Q
 $Q_{\max} = 56,95 \text{ T}$

T.m

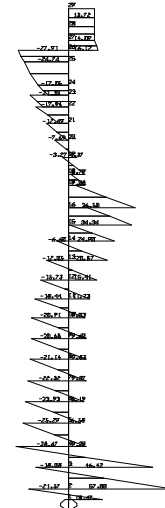
H. 4.VD.5.10. Kết quả tính toán bước đào 1 sau khi đã điều chỉnh chuyển vị



Sơ đồ tính toán



Chuyển vị và mômen M
 $\delta_{\max} = -1,29 \text{ cm}; \delta_{02} = -0,84$
 $\text{cm}; M_{\max} = 63,78 \text{ T.m};$



Lực cắt Q
 $Q_{\max} = 57,00 \text{ T}$

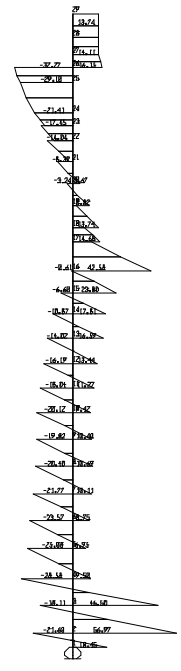
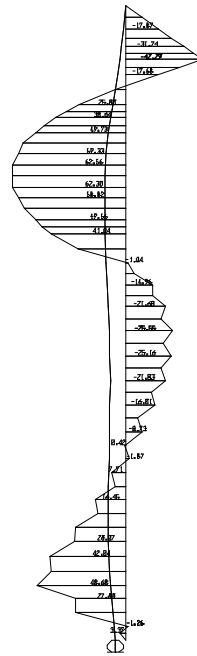
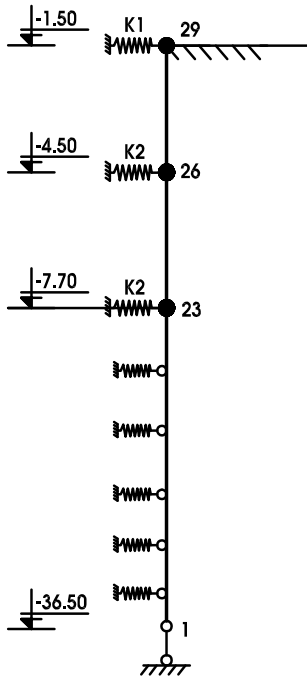
H. 5.VD5.10. Kết quả nội lực và chuyển vị trước khi lắp chống 3- bước đào 2

Bước vào giai đoạn lắp chống 3, các trị điều chỉnh chuyển vị gồm:

$\delta_{01} = -0,32 \text{ cm}$ - chuyển vị của tường chắn tại điểm 26 — trị tính toán ở bước đào trước.

$\delta_{02} = -0,84 \text{ cm}$ - chuyển vị của tường chắn tại điểm 23 — điểm sẽ lắp chống 3.

Tương tự như trên, thao tác này được cụ thể bằng cách cho điểm nút đặt chống thứ hai 26, chống thứ ba 23 chuyển vị cưỡng bức lượng bằng δ_{01}, δ_{02} , dấu trừ tức chuyển vị này ngược chiều trục x trong toạ độ Gopal



Sơ đồ tính toán

Chuyển vị và mômen M

$$\delta_{\max} = -1,19 \text{ cm}; M_{\max} = 62,56$$

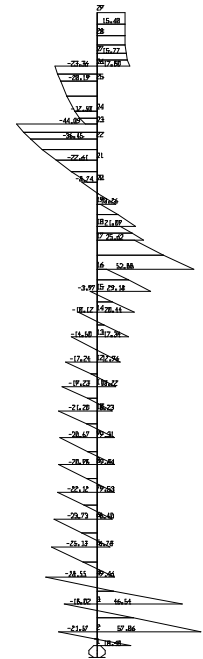
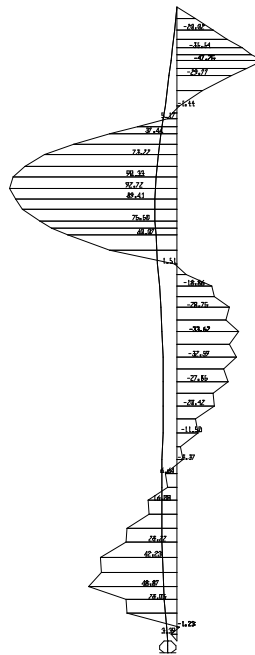
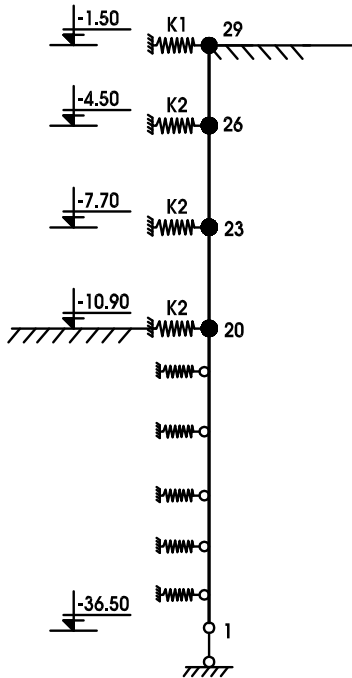
Lực cắt Q

$$Q_{\max} = 56,97 \text{ T}$$

T.m

H. 6.VD.5.10. Kết quả tính toán bước đào 2 sau khi đã điều chỉnh chuyển vị.

Tương tự với bước đào thứ n, cần điều chỉnh các thanh chống 1 ÷ (n+1) lượng δ_i thích hợp.



Sơ đồ tính toán

Chuyển vị và mômen M

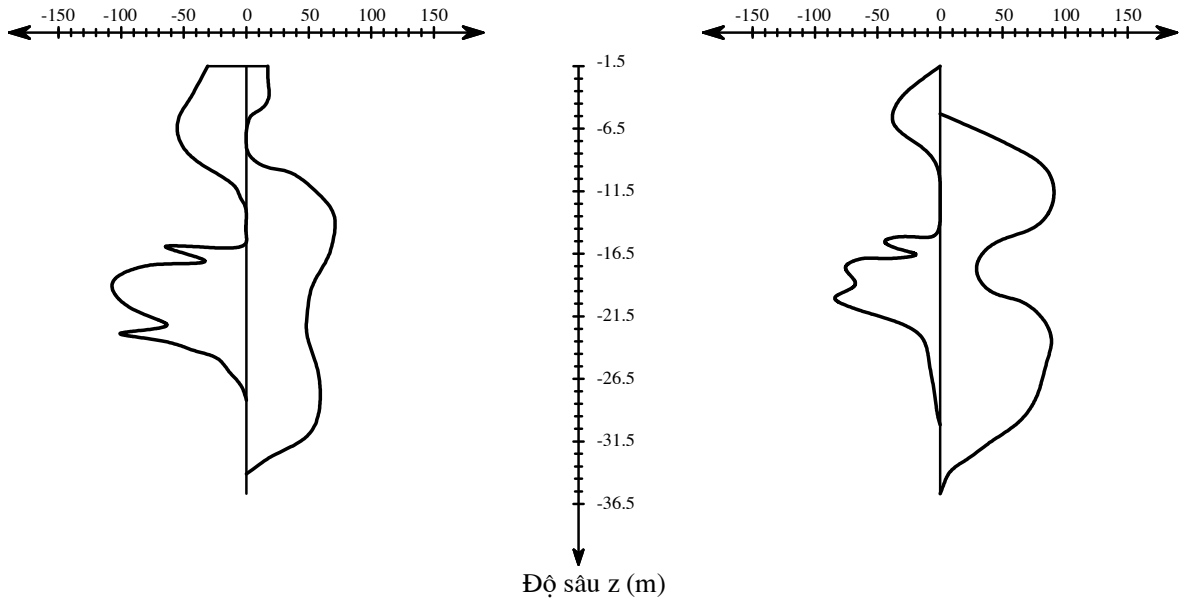
$$\delta_{\max} = -1,36 \text{ cm}; M_{\max} = 92,72$$

Lực cắt Q

$$Q_{\max} = 57,06 \text{ T}$$

T.m

H. 7.VD5.10. Kết quả tính toán bước đào 3



a) Biểu đồ bao lực cắt

b) Biểu đồ bao mômen

H.13.VD.5.10. Biểu đồ bao nội lực kết cấu tường chắn.

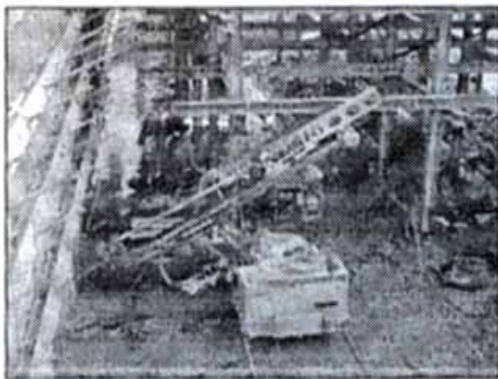
5.6. Một số vấn đề về neo/ chông

5.6.1. Khái niệm chung

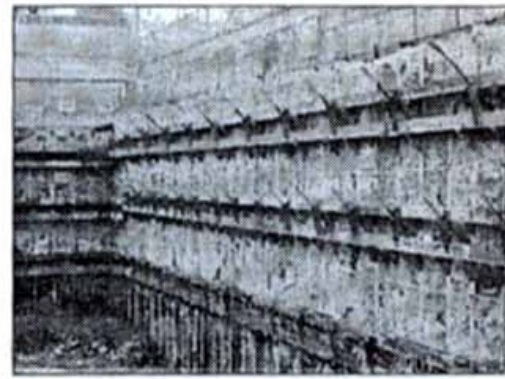
- Thuật ngữ “neo” được sử dụng để chỉ cơ cấu giữ ổn định cho kết cấu vách, tường chắn tạm thời hoặc cố định.

- Neo làm việc chịu kéo và được sử dụng rộng rãi trong xây dựng ngầm (hình 5.49).

a,



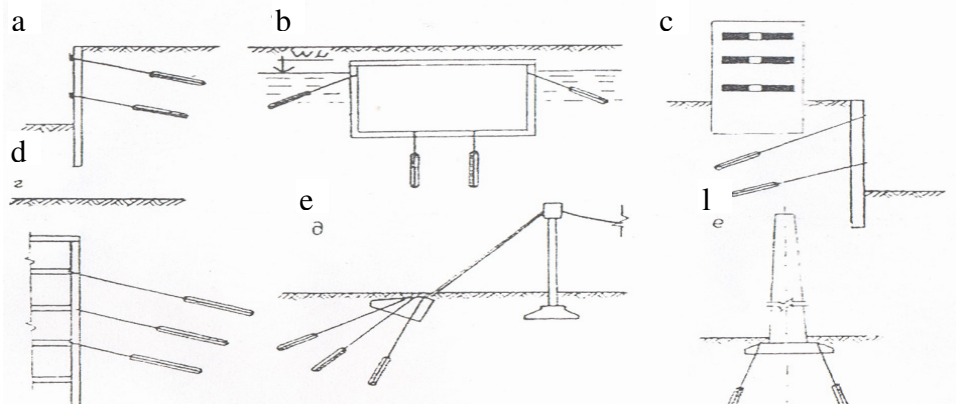
b,



H.5.49. Gia cường vách hầm bằng neo

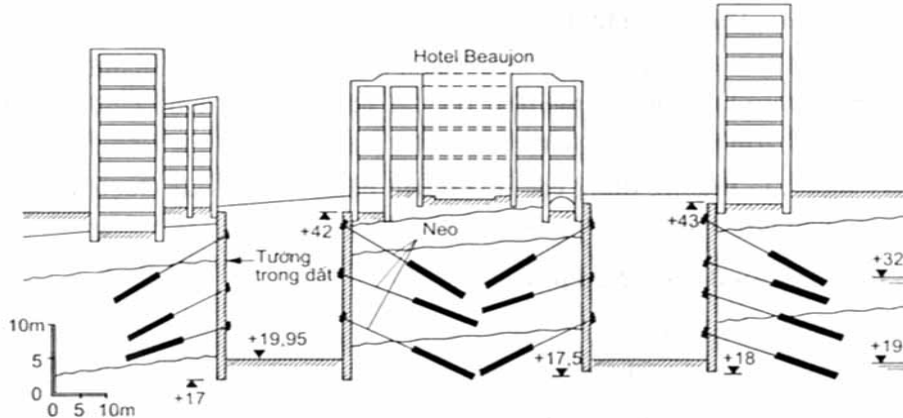
a- máy khoan ; b- vách đã gia cường neo

- Neo chôn sâu vào nền đất thông dụng trong xây dựng công trình (tầng hầm nhà cao tầng, tường chắn đất hoặc vách hố đào sâu...) thường gọi là neo đất.



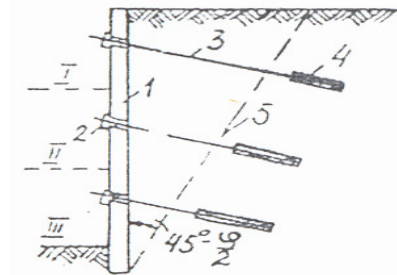
H.5.50. Các ví dụ sử dụng neo: a, c- để gia cường tường chắn; b- cho bể chứa, âu thuyền, giếng chìm; d- cho các công trình thi công bằng phương pháp "tường trong đất"; e- cho công trình dây căng; l- cho ống khói, cột tháp, chòi cao.

- Neo có cấu tạo từ 3 cấu kiện cơ bản (h.5.52): bầu neo (4); dây (thanh) neo (3); đầu neo (2)

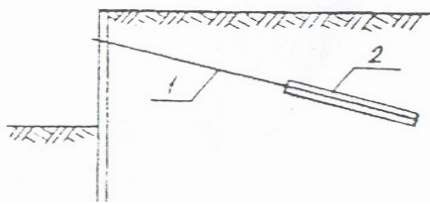


H.5.51. Sơ đồ sử dụng neo gia cường "tường trong đất" xây dựng lân cận công trình hiện có

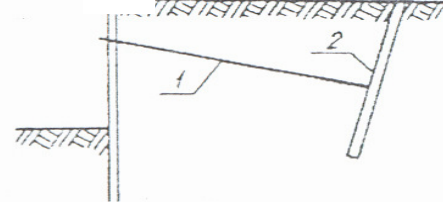
H.5.52. Các sơ đồ gia cường tường theo 3 tầng neo: 1- tường; 2- đầu neo; 3- dây (thanh) neo; 4- bầu neo; 5- đường trượt; I, II, III- trình tự xử lý hố đào để bố trí tầng neo thứ nhất, thứ hai, thứ ba.



a,



b,



H.5.53. Các sơ đồ neo thẳng (a) và neo thành phần (b):

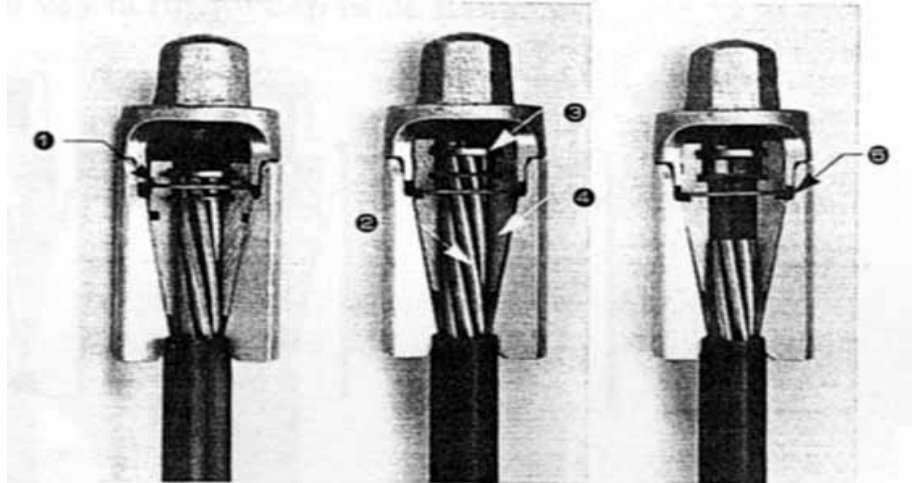
1- bộ phận tự do. 2- bộ phận làm việc

- Khi cần giảm chuyển vị ngang tường chắn có thể sử dụng neo căng trước. Loại này dùng để ngăn ngừa chuyển vị của khối trượt và sụt đất lân cận chu vi nhà và công trình hiện có.
- Neo chôn sâu được phân loại theo độ nghiêng so với mặt đất: Đứng, nghiêng, ngang;
- Theo phương pháp xây dựng chúng: Khoan, đóng, xoắn và hỗn hợp;
- Theo kết cấu bộ phận làm việc: Trụ tròn, mở rộng;
- Theo kết cấu phần dây căng neo : Dây, ống, từ thép thanh, cáp và ống khoan;
- Theo mức độ đầu tư - tạm thời và cố định (cần bảo vệ chống rỉ).

5.6.2. Kết cấu neo đất

1. Đầu neo: đầu neo có tác dụng gắn kết dây neo với tường. Khi dây neo gồm nhiều sợi (h.5.54) các dây neo được khoá vào đầu neo bằng chốt nêm, sai số cho phép trong khoảng $\pm 5^0$. Khi dây neo là thanh đơn, đầu neo khoá dây neo bằng bu lông, sai số trong trường hợp này không quá $\pm 2,5^0$. Đầu neo

được thiết kế sao cho có thể neo với giá trị lực kéo bất kỳ cho tới 80% lực của dây neo và cho phép điều chỉnh lực kéo trong giai đoạn kéo căng ban đầu.



H.5.54. Chi tiết đầu neo

2. *Dây neo*: có thể sử dụng cáp nhiều sợi hoặc thép thanh. Dây neo được gia công từ thép có cường độ cao, một mặt chịu kéo tốt, mặt khác chúng có khả năng chống rỉ tốt hơn. Chúng thường được sản xuất theo sợi hoặc bó cáp từ thép dây độ bền cao loại B-II, B_p-III.

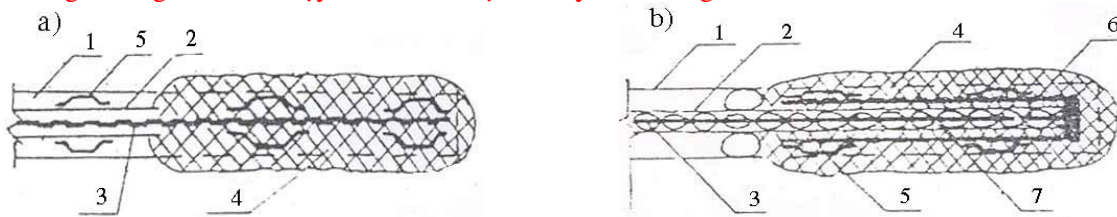
3. *Bầu neo*: đảm bảo chuyển lực giữ từ công trình cho đất xung quanh.

Theo phương pháp liên kết dây neo với đất xung quanh người ta chia bầu neo ra nhiều loại nhưng chủ yếu có 2 loại cơ bản.

- *Bầu neo loại A* (h.5.55a), lực từ dây neo được chuyển trực tiếp lên nhân xi măng của bầu liên kết dây neo với đất xung quanh. Khi làm việc, trong bầu neo có thể xuất hiện vết nứt vuông góc với trục dây neo. Bầu neo loại A được sử dụng đối với neo tạm thời.

- *Bầu neo loại B* (h.5.55b), lực từ dây neo chuyển lên đầu dưới của ống trụ thép nhờ vòng đệm gắn ở đầu cuối dây neo. Bên trong ống trụ, dây neo được phủ lớp chống rỉ và nó tự do di chuyển dọc ống khi tác động lực neo. Ngàm loại B được sử dụng trong các neo cố định.

Trong những neo như vậy, chiều dài tự do dây neo bằng chiều dài neo.



H.5.55. Các giải pháp kết cấu bầu neo: a- loại A đối với neo tạm thời; b- loại B đối với neo cố định. 1- lỗ khoan, 2- lớp vỏ bảo vệ, 3- dây neo, 4- nhân xi măng, 5- định tâm, 6- ống trụ thép, 7- mác tít bảo vệ chống rỉ.

5.6.3. Tính toán neo

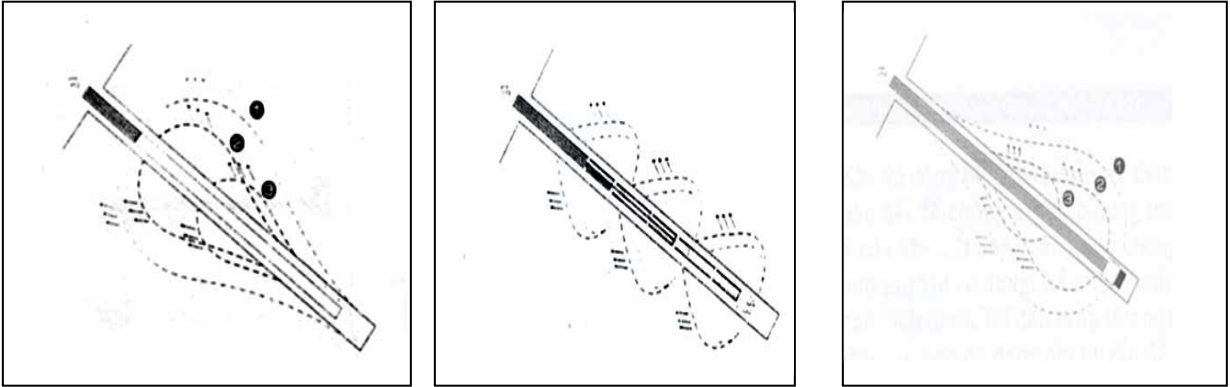
- Tính toán neo bao gồm: Xác định chiều dài của chúng, độ nghiêng, khả năng chịu lực, độ bền từng chi tiết neo (dây neo, đầu neo, khoá, đế, ống trụ □).

Chiều dài và góc nghiêng của neo được xác định từ tính toán ổn định hệ “tường - đất - neo”.

Sức chịu tải của neo đối với đất chủ yếu phụ thuộc vào bầu neo. Khả năng chịu tải của neo theo đất nền được cấu thành từ 2 thành phần:

- Ma sát thanh bên của neo với đất
- Sức kháng của đất đối với gương neo (mặt trước của bầu neo).
- Không nên bố trí bầu neo trong đất yếu.

- Trong mọi trường hợp phải bố trí bầu neo vượt ra ngoài lãng thể trượt.

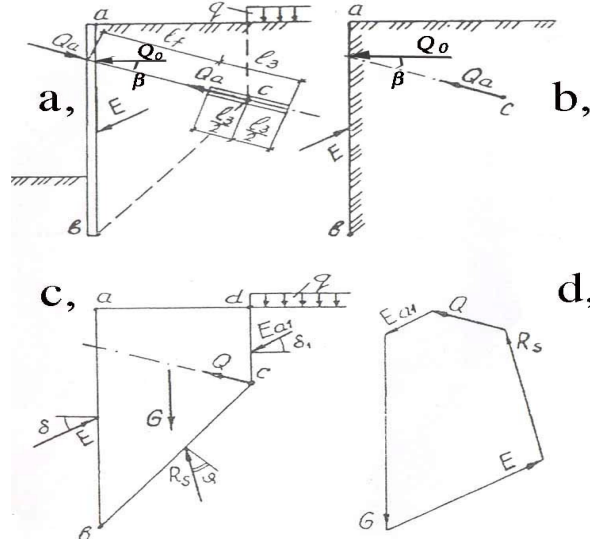


H.5.56. Các sơ đồ làm việc của neo

Tính toán ổn định hệ □ tường - đất - neo □.

- Tính toán ổn định được thực hiện theo mặt trượt trụ tròn hoặc trượt phẳng.

Khi tính toán theo phương pháp mặt trượt phẳng - phương pháp Kranxa- cho rằng mặt trượt sâu đi qua tâm phần làm việc của neo C và điểm b- điểm xoay tường trong khối đất (h.5.57).



H.5.57. Sơ đồ tính toán ổn định hệ □ tường- đất- neo □ theo phương pháp mặt trượt phẳng 1 neo

- H.5.57b trình bày lực đặc trưng cho tác động của hệ “tường- đất” lên khối đất. Quy ước rằng, lực neo được đặt ở giữa phần làm việc của neo - tại điểm C.

- Mục tiêu tính toán - xác định vị trí tối ưu điểm C, trong đó đảm bảo điều kiện ổn định của hệ” tường- đất - neo” và chi phí nhỏ nhất cho việc sản xuất neo.

- Tính toán được tiến hành bằng phương pháp đúng dần.

- Vị trí tối ưu của điểm C được lựa chọn trong quá trình tính toán ổn định khối abcd (h.5.57c), xuất phát từ điều kiện độ bền đất chống trượt theo mặt phẳng trượt bc. Trong trạng thái giới hạn có các lực sau tác động lên lãng thể abcd: E- áp lực tường neo; E_a - áp lực chủ động của đất (có xét đến gia tải) lên tường ảo dc, đi qua điểm c; G - trọng lượng lãng thể abcd; R_s □ phản lực khối đất; Q - lực bảo đảm cân bằng giới hạn lãng thể.

- Giá trị lực R_s và Q chưa biết, nhưng đã biết hướng tác động của chúng, vì vậy tính toán đơn giản nhất là tiến hành theo phương pháp đồ thị đa giác lực (h.5.57d).

- Tìm được giá trị lực Q so sánh nó với lực Q_a . Nếu $Q=Q_a$ thì hệ “tường - đất- neo” nằm ở trạng thái cân bằng giới hạn về ổn định.

- Độ ổn định của hệ “tường- đất-neo” sẽ đảm bảo tin cậy khi thoả mãn các điều kiện sau:
- Đối với neo gia cường một tầng:

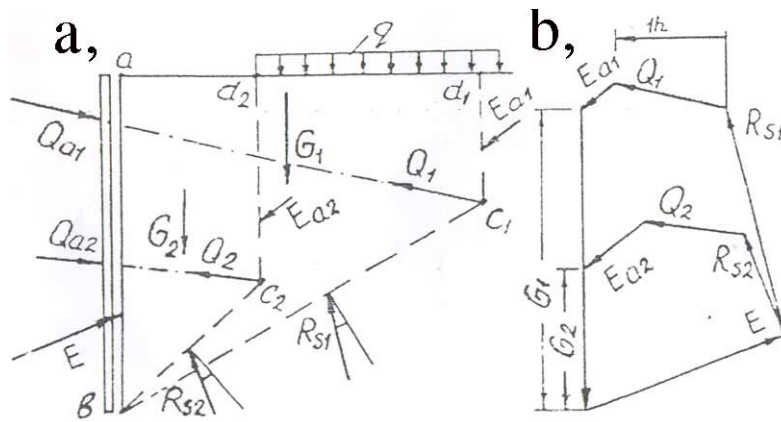
$$K_y = \frac{Q}{Q_a} \geq \gamma_d \quad (5.59)$$

- Đối với gia cường neo nhiều tầng có độ nghiêng và chiều dài neo khác nhau

$$K_{y_j} = \frac{Q_{ik}}{\sum_i Q_{aik}} \geq \gamma_d \quad (i, j=1,2,3 \dots) \quad (5.60)$$

Trong đó: K_{y_i} - hệ số ổn định lăng thể trượt thứ i ; γ_d □ hệ số độ tin cậy theo đất, lấy bằng 2,0 đối với neo tạm thời và 2,5 đối với neo cố định; Q_{ik} □ lực thành phần ngang đảm bảo cân bằng giới hạn lăng thể trượt thứ i ; Q_{aik} □ thành phần nằm ngang của lực neo, điểm đặt của nó C_j nằm trong giới hạn chu vi lăng thể trượt thứ i bao gồm cả đường chu vi

- Sơ đồ tính toán và đa giác lực đối với 1 trong những phương án bố trí neo khi gia cường 2 tầng neo cho tường h.5.58.



H.5.58. Sơ đồ tính toán ổn định hệ □tường- đất- neo□ theo phương pháp mặt trượt phẳng 2 neo

- Đa giác lực để tính toán ổn định lăng thể abc_1d_1 ($i=1$) bao gồm: b_1 - trọng lượng lăng thể; lực E và E_{o1} ; R_{s1} - phản lực khối đất theo đường trượt bc_1 ; Q_1 □ lực đảm bảo điều kiện cân bằng giới hạn.
- Độ ổn định khối đất abc_1d_1 được xác định theo công thức (5.60)

$$K_{1v} = \frac{Q_{1K}}{Q_{a1K} + Q_{a2K}} \quad (5.61)$$

- Độ ổn định khối đất abc_2d_2 ($i=2$) cũng được đánh giá như trên đối với gia cường 1 neo.
- Hệ số ổn định được xác định theo công thức (5.59):

$$K_{2v} = \frac{Q_2}{Q_{a2}} \quad (5.62)$$

- Khi hướng véc tơ Q_i ngược với chỉ dẫn trên hình 5.58 có nghĩa là chiều dài neo thứ i không đủ.
- Phương pháp tính toán ổn định của Kranxa thoả mãn tốt điều kiện làm việc của neo loại A, trong khối đất của nó xuất hiện ứng suất kéo.
- Để tính toán neo loại B (khối đất trong thân của chúng chỉ xuất hiện ứng suất nén), mặt trượt tính toán là mặt trượt đi qua đế neo.

Tính toán khả năng chịu tải của neo.

- Tính toán neo theo khả năng chịu tải và độ bền từng chi tiết của nó được tiến hành theo tải trọng Q_Q - lực dọc tác dụng lên đỉnh neo từ công trình gia cường trong điều kiện tổ hợp tải trọng bất lợi nhất có xét đến ứng suất sơ bộ của neo (neo ứng suất trước).
- Tải trọng tính toán lên neo cần thoả mãn điều kiện:

$$Q_Q \leq P_n \quad (5.63)$$

Trong đó: P_n - tải trọng tính toán cho phép tác dụng lên neo.

- Khi lựa chọn loại và kết cấu neo, số lượng tầng neo, khoảng cách giữa các tầng, khoảng cách giữa các neo trong tầng trên cơ sở tải trọng tính toán tác dụng lên neo và sức chịu tải của neo;
- Sức chịu tải của neo theo đất P_d cần thoả mãn điều kiện:

$$\gamma_k P_n \leq P_d \quad (5.64)$$

Trong đó: $\gamma_k \square$ hệ số độ tin cậy về ý nghĩa công trình bằng 1,4 - đối với neo cố định; 1,2 - đối với neo tạm thời.

- Sức chịu tải của neo theo đất nền có thể xác định như tổng sức kháng của đất theo mặt bên và mặt trước (gương): $P_d = P_{d1} + P_{d2}$

Trong đó: P_{d1} - sức kháng trượt của đất theo mặt bên; P_{d2} - sức kháng trượt của đất theo mặt gương.

- Sức kháng trượt của đất theo mặt bên xác định như sau:

$$P_{d1} = K_0 \Pi \cdot m_f \cdot f^H \cdot l \quad (5.65)$$

Trong đó: $K_0 = 0,6 \square$ Hệ số đồng nhất của đất; Π - Chu vi lỗ khoan cho neo khoan (πd_{LK}) hoặc chu vi vòng bơm cho neo bơm (πd_{u3}); $m_f \square$ Hệ số phụ thuộc vào loại đất và dạng neo ($m_f = 1$ cho neo bơm; $m_f = 0,6$ cho neo khoan hình trụ và neo mở rộng trong cát; $m_f = 0,5$ cho tất cả các loại neo trong á cát, á sét, sét); $l \square$ Chiều sâu lỗ khoan hoặc vùng bơm; $f^H \square$ Sức chống trượt tiêu chuẩn của đất theo mặt bên lỗ khoan lấy theo bảng 5.7.

+ Nếu neo nằm trong đất nhiều loại khác nhau, giá trị tích $m_f \cdot f^H \cdot l$ được xác định bằng phương pháp cộng từng lớp.

+ Đối với neo bơm, đường kính bầu neo có thể xác định theo công thức:

$$D_C = 2 \sqrt{\frac{(1+e)V}{\pi \cdot e \cdot l_H}} \quad (5.66)$$

Trong đó: e - Hệ số độ rỗng của đất; $V \square$ Thể tích vữa thâm nhập khi bơm; $l_H \square$ Chiều dài vùng bơm (bầu neo).

- Sức kháng của bầu neo hoặc phần khoan mở rộng của neo theo mặt gương, có thể xác định theo công thức kinh nghiệm:

$$P_{d2} = K_0 (Ac^H + B \gamma h_d) (S - S_c) \quad (5.67)$$

Trong đó: $A, B \square$ Hệ số phụ thuộc góc ma sát trong của đất lấy theo bảng 5.8.

$c^H \square$ lực dính riêng tiêu chuẩn của đất sét hoặc các thông số tuyến tính của đất cát; $h_d \square$ chiều sâu đặt tâm vùng bơm hoặc phần mở rộng; $S, S_c \square$ Diện tích làm việc của phần mở rộng và diện tích mặt cắt lỗ khoan, γ - Trọng lượng riêng của đất.

- Đối với neo hình trụ có phần mở rộng - khả năng chịu tải tính toán của neo theo đất P_d là sức kháng tổng cộng của đất theo mặt trước (gương) và mặt bên bầu neo:

$$P_d = P_{d1} + P_{d2} = K_0 \Pi \cdot m_f \cdot f^H \cdot l + K_0 (Ac^H + B \gamma h_d) (S - S_c) \quad (5.68)$$

- Đối với neo khoan hình trụ không có phần mở rộng - sức kháng của đất chỉ tính theo mặt bên của neo:

$$P_d = P_{d1} = K_0 \Pi \cdot m_f \cdot f^H \cdot l \quad (5.69)$$

Bảng 5.7. Lực ma sát của đất f^H

Chiều sâu trung bình của lớp	f^H của đất cát, độ chặt trung bình MPa					
	Cát hạt trung, hạt thô	Cát nhỏ	Cát bụi			
	Đất sét có độ sệt I_L					
	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7
3	0,048	0,035	0,025	0,02	0,008	0,004
5	0,056	0,040	0,029	0,024	0,010	0,006
7	0,060	0,043	0,032	0,025	0,011	0,007
10	0,065	0,046	0,034	0,026	0,012	0,008
15	0,072	0,051	0,038	0,028	0,014	0,010
20	0,079	0,056	0,041	0,030	0,016	0,012
25	0,086	0,061	0,044	0,032	0,018	-

Bảng 5.8. Các giá trị A và B

φ^0	14	16	18	20	22	24	26	28	30	32	34	36
A	7,1	7,7	8,6	9,6	11,1	13,5	16,8	21,2	26,9	43,4	44,6	59,6
B	2,8	3,3	3,8	4,5	5,5	7,0	9,2	12,2	16,5	22,5	31,0	44,4

- Giá trị sức chịu tải sơ bộ của neo theo đất P_d cũng có thể xác định theo công thức sau:
A/ đối với neo hình trụ có phần mở rộng:

$$P_d = \pi \cdot \gamma_C [d_C \sum \gamma_{CF} l_i f_i + 0,25 \gamma_{CR} (\alpha_1 C_1 + \alpha_2 \gamma_1 h) \cdot (D^2 - d_T^2)], \quad (5.70)$$

B/ đối với neo bơm phụt:

$$P_d = \pi \cdot \gamma_C [D \cdot \sum \gamma_{CF} l_i f_i + 0,25 \gamma_{CR} (\alpha_1 C_1 + \alpha_2 \gamma_1 h) \cdot (D^2 - d_T^2)], \quad (5.71)$$

Trong đó: γ_C □ hệ số điều kiện làm việc, bằng 0,8; γ_{CF} và γ_{CR} □ các hệ số điều kiện làm việc phụ thuộc vào phương pháp mở lỗ khoan và phương pháp tạo bầu neo; d_T - đường kính thanh neo; d_C - đường kính lỗ khoan thi công neo, m; D - đường kính bầu neo hoặc vùng quy ước bơm phụt xung quanh thanh neo, m (đường kính vùng quy ước bơm phụt đối với tính toán sơ bộ lấy bằng $3d_C$); f_i □ sức kháng tính toán của lớp đất thứ i theo mặt bên, KPa; l_i □ chiều dày lớp đất thứ i tiếp xúc với mặt bên của neo, m; α_1, α_2 □ hệ số không thứ nguyên phụ thuộc vào giá trị tính toán góc ma sát trong của đất tiếp xúc với mặt mở rộng của bầu neo; C_1 - giá trị tính toán lực dính riêng của đất trong vùng bầu neo, KPa; γ_1 - trọng lượng riêng của đất KN/m³; h - chiều sâu đặt trọng tâm phần mở rộng kể từ mặt đất, m. Các giá trị γ_{CR}, f_i và α_1, α_2 có thể tham khảo trong XNIP 2.02.03-85.

- Giá trị tính toán cần so sánh với giá trị P_n , xác định theo kết quả thử nghiệm neo tại hiện trường. Giá trị tính toán lựa chọn cuối cùng cần lấy giá trị nhỏ nhất trong các giá trị đó.

- Sức chịu tải theo vật liệu:

- + Ứng suất kéo trong thanh neo không được lớn hơn 95% giới hạn chảy σ_T - của vật liệu khi tác dụng tải trọng thử nghiệm giới hạn P_i .
- + Diện tích tiết diện ngang của thanh neo A_s chịu kéo (đứt) được xác định theo công thức sau:
- * Đối với neo cố định:

$$A_s \geq \frac{1,58P_n}{\sigma_T} \quad (P_i = 1,58 P_n) \quad (5.72a)$$

* Đối với neo tạm thời:

$$A_s \geq \frac{1,3P_n}{\sigma_T} \quad (P_i = 1,3 P_n) \quad (5.72b)$$

- Khác với giằng chống làm việc chủ yếu chịu nén, neo tiếp nhận lực kéo, giá trị của chúng được xác định như hình chiếu trong các trụ khớp Q_Q đỡ cọc (cừ) (hình 5.57a, b).

$$Q_Q = P_n \cos \beta / k l_a \quad (5.73).$$

Trong đó: $k = 1,5$ □ Hệ số an toàn; β - Góc nghiêng của neo với mặt phẳng ngang, độ; l_a - bước neo

➤ Khi thiết kế neo, vấn đề quan trọng nhất là xác định đúng chiều dài ngàm l_z . Chiều dài ngàm neo phụ thuộc vào tính chất của đất, áp lực bơm và có giá trị vào khoảng 4-10m. Trong đất không phải đá, chiều dài bầu neo lấy từ tính toán, khoảng 0,2KN/m, sau đó chính xác hoá trong điều kiện cụ thể của khu vực xây dựng.

- Áp lực bơm vữa xi măng có thể ảnh hưởng đến khả năng chịu lực của bầu neo. Điều đó có thể lý giải theo số liệu trong bảng 5.9

Bảng 5.9

Đất	Giá trị lực dính C, MPa	Khả năng chịu lực giới hạn của bầu neo, (KN/m)	
		Đối với vữa xi măng N/X=2:1,2,5:1 khi áp lực bơm vữa	
		1MPa	2,5MPa
Đất yếu	-	0,2- 0,4	0,8-1,0
Mergel	0,03-0,08	0,4- 0,8	1.0-1,3
Đá phấn	0,6-0,7	0,6- 0,7	1,5-1,7
Aliuvi	-	0.9- 1,3	1.9- 2,4
Đá vôi	15,0	lớn hơn 4,0	lớn hơn 6

- Khoảng cách giữa các neo không nên nhỏ hơn 4D (D- đường kính lớn nhất của bầu neo), thông thường không nên nhỏ hơn 1,5m, sao cho chúng không bị ảnh hưởng đến khả năng chịu lực của nhau.

- Phần trên bầu neo được hạ sâu không nhỏ hơn 4m kể từ mặt đất.

➤ **Neo ứng suất trước:**

- Các neo dự ứng lực bao gồm các neo có thanh căng gắn vào đỉnh và được căng trước, theo nguyên tắc lớn hơn 30% tải trọng tính toán P_n . Công tác kéo căng được tiến hành ở cuối quá trình tiến hành thử nghiệm kiểm tra hoặc nghiệm thu. Lực trong thanh neo gắn trong đỉnh neo được gọi là tải trọng hợp khối P_δ .

- Khi thiết kế neo ứng suất trước, lực tính toán cần lấy sao cho sau quá trình làm việc dài, khi trong neo đã xuất hiện toàn bộ tổn thất ứng suất trước.

- Tổn thất ứng suất trong neo là hậu quả của trùng ứng suất trong thép, sụt hoặc từ biến của vữa xi măng trong vùng bầu neo, từ biến của đất xung quanh vùng bầu neo, cố kết của khối đất trong vùng tựa kết cấu neo.

- Trong đất mềm, tổn thất ứng suất trước có thể đạt tới 50% và lớn hơn so với giá trị lực ban đầu P_δ .

- Trong đá nứt nẻ, khi vữa ngấm có thể chảy theo vết nứt trước khi bố trí neo, lỗ khoan được kiểm tra khả năng thấm. Nếu tốc độ nước chảy lớn hơn 1lít/phút trên một m chiều dài lỗ khoan khi áp lực nước 1MPa, lỗ khoan cần được xi măng hoá sơ bộ.

Chiều dài ngấm neo l_3 trong đất, đá tính theo:

- Sự tiếp xúc “vữa xi măng - kim loại” được xác định theo công thức:

$$l_3 = \frac{Q_a}{q_a \pi d_a} \quad (5.74)$$

- Sự tiếp xúc vữa xi măng- đá được xác định theo công thức:

$$l_3 = \frac{Q_a}{q_s \pi D_c} \quad (5.75)$$

Trong đó: Q_a - lực tính toán trong neo lấy không lớn hơn $Q_o/2$; q_a - lực dính kim loại neo với vữa xi măng; d_a - đường kính lỗ khoan; q_s - lực ma sát của đất, đá; D_c - đường kính bầu neo.

- Các thông số q_a và q_s phụ thuộc vào nhiều yếu tố bao gồm mác vữa, độ nhám mặt tiếp xúc, cường độ khoáng chất, áp lực bơm phụ. Để tính toán sơ bộ có thể lấy $q_a = 3,0 \div 5,0 \text{MPa}$; $q_s = 0,7 \div 1,2 \text{MPa}$.

- Theo M Bustamante đường kính lỗ khoan và đường kính bầu neo có quan hệ sau

$$D_c = \psi \cdot d_a \quad (5.76)$$

hệ số ψ - xác định theo bảng 5.10.

Bảng 5.10. Hệ số ψ để xác định đường kính bầu neo d_s (theo Bustamente)

Loại đất	Hệ số ψ		Điều kiện bơm vữa xi măng	
	Bơm phun IRS $P_i \geq P_j$	Bơm phun IGU $P_i \leq P_j$	Thể tích vữa thực tế cần dùng V_i	Tỷ lệ nước/X. M
Cuội sỏi	1,8	1,3-1,4	1,5 V_s	
Cuội sỏi lẫn cát	1,6-1,8	1,2-1,4	1,5 V_s	
Cát lẫn cuội sỏi	1,5-1,6	1,3-1,4	1,5 V_s	
Cát hạt thô	1,4-1,5	1,1-1,2	1,5 V_s	1,7-2.4
Cát hạt trung	1,4-1,5	1,1-1,2	1,5 V_s	
Cát hạt nhỏ	1,4-1,5	1,1-1,2	1,5 V_s	
Cát bụi	1,4-1,5	1,1-1,2	1,5-2 V_s cho IRS; 1,5 cho IGU	
Cát pha nhẹ	1,4-1,6	1,1-1,2	1,5-2 V_s cho IRS; 1,5 V_s cho IGU	1,7-2.4
Sét và sét pha	1,8-2,0	1,2	2,5-3 V_s cho IRS; 1,5-2 V_s cho IGU	

Đá Marnes	1,8	1,1-1,2	1,5-2V _s đối với tầng cứng	
Đá vôi	1,8	1,1-1,2	2-6V _s đối với tầng nứt gãy	1,7-2.4
Đá vôi biến chất hoặc mảnh vụn	1,8	1,1-1,2	1,1-1,5V _s đối với tầng có nứt nhỏ	
Đá phong hoá hoặc mảnh vụn	1,2	1,1	≥ 2V _s đối với tầng nứt gãy	1,7-2.4

Ghi chú: P_r- áp lực phun ở đầu lỗ khoan; P_f- áp lực giới hạn của đất (xác định theo Presiometre); V_s- thể tích vữa theo lý thuyết đối với bầu neo.

IRS- bơm ép vữa lặp nhiều lần với áp suất ≤ 4MPa và IGU- Bơm ép vữa 1 lần với áp suất ≈ 1MPa. Cả hai trường hợp số măng sét trong mỗi mét dài của ống bơm phải có 2-3 cái để bơm vữa.

Khả năng chịu tải và chiều dài ngàm neo cuối cùng được xác định bằng cách thí nghiệm thử đã miêu tả đối với neo đất.

Ví dụ VD 5.12.

Tính toán khả năng chịu tải của neo cố định với các số liệu cho trước sau:

Nền đất á cát có e=0,75, góc ma sát trong φ=25⁰, lực dính C^H=10kPa trọng lượng thể tích tự nhiên γ_w= 18kN/m³, độ sệt I_L=0,6. Dự kiến đường kính lỗ khoan φ= 16cm, chiều dài bơm bầu neo l=10m, lượng vữa bơm là 1,4m³ tâm bầu neo đặt tại chiều sâu h_d=7m, đặt nghiêng góc 30⁰ so với đường nằm ngang.

Giải:

Ta xác định đường kính bầu neo có thể đạt được:

$$D_c = 2 \sqrt{\frac{(1+e)V}{\pi \cdot e \cdot l_H}} = 2 \sqrt{\frac{(1+0,75)1,4}{3,14 \cdot 0,75 \cdot 10}} = 0,645\text{m}$$

Với độ sâu trung bình của neo 7m, theo **bảng 5.7** xác định được:

f_s= 11kPa và với góc ma sát trong của đất φ=25⁰ theo bảng 5.8 xác định được A= 16,15 và B= 7,1.

$$P_d = K_0 \Pi \cdot m_f \cdot f^H \cdot l + K_0 (Ac^H + B \gamma h_d) (S - S_c) = 0,6 \cdot 3,14 \cdot 0,645 \cdot 0,5 \cdot 11 \cdot 10 + 0,6 (16,15 \cdot 10 + 7,1 \cdot 18,7) \left(\frac{0,645^2 \cdot 3,14}{4} - \frac{0,16^2 \cdot 3,14}{4} \right) = 263,2\text{kN}$$

Tải trọng cho phép tác dụng lên neo:

$$P_n = P_d / 1,4 = 188\text{kN}$$

Nếu ta dùng thanh neo bằng thép có ứng suất kéo σ_T=3600kg/cm² thì diện tích thanh neo cần chọn là:

$$A_s \geq \frac{1,58 P_n}{\sigma_T} = \frac{1,58 \cdot 18800}{3600 \cdot 0,95} = 8,8\text{cm}^2$$

Do bố trí nghiêng theo góc 30⁰, thực tế khả năng chịu tải trọng ngang của neo:

$$Q_{ik} = P_n \cos 30^0 = 188 \cdot 0,87 = 164\text{kN}$$

5.6.4. Tính toán neo khi có động đất

Khoảng cách L_{dd} giữa neo và tường phải vượt quá khoảng cách yêu cầu L_s khi không xét đến động đất.

Khoảng cách L_c với các neo ngàm trong đất có các đặc trưng tương tự với đất phía sau tường và với các điều kiện về độ cao mặt đất, có thể đánh giá theo biểu thức sau:

$$L_{dd} = L_s (1 + 1,5 \alpha \cdot S) \quad (5.77)$$

α - tỷ số của gia tốc nền thiết kế a_g trên nền loại A với gia tốc trọng trường g; giá trị a_g theo cấp động đất xem phụ lục 5.1.

S - hệ số nền, phụ thuộc vào loại nền xem phụ lục 5.2.