

ĐẠI HỌC BÁCH KHOA TP. HỒ CHÍ MINH
PGS. TS. VÕ PHÁN - ThS. PHAN LƯU MINH PHƯỢNG

CƠ HỌC ĐẤT

(Tái bản)

NHÀ XUẤT BẢN XÂY DỰNG
HÀ NỘI - 2011

LỜI NÓI ĐẦU

Cơ học đất là môn học cơ sở, là tài liệu tham khảo cho sinh viên các Ngành Xây dựng, Cầu đường, Thủy lợi thuộc các trường đại học kỹ thuật. Đồng thời tài liệu này giúp cho các học viên cao học sử dụng làm tài liệu nghiên cứu chuyên sâu, các kỹ sư có thêm cơ sở để thiết kế phần nền móng công trình.

Sách gồm có 5 chương chính nói về bản chất vật lý của đất, phân bố ứng suất trong đất, biến dạng của đất nền, sức chịu tải của đất và áp lực ngang của đất tác dụng lên tường chắn. Nội dung các chương được trình bày súc tích, thiết thực kết hợp với nhiều hình ảnh minh họa, thể hiện đầy đủ các vấn đề quan trọng của lĩnh vực cơ học đất. Đặc biệt, nhằm giúp cho độc giả có thể nắm bắt vấn đề một cách nhanh chóng, vận dụng hiệu quả vào thực tiễn, sau mỗi công thức đều có ví dụ tính toán, sau mỗi chương đều có phần bài tập mẫu. Tác giả hi vọng, thông qua cuốn sách này, độc giả sẽ cảm thấy Cơ học đất là một lĩnh vực rất thú vị, và đáng được quan tâm nghiên cứu.

Tác giả xin chân thành cảm ơn các thầy, cô trong Bộ môn Địa Cơ nền móng, Khoa kỹ thuật xây dựng, Trường Đại học Bách khoa TP. Hồ Chí Minh đã cung cấp nhiều tư liệu quý báu, góp ý chân thành để quyển sách được hoàn thành.

Trong quá trình soạn thảo, tác giả không thể tránh khỏi các thiếu sót. Rất mong nhận được những ý kiến đóng góp của đồng nghiệp và các độc giả.

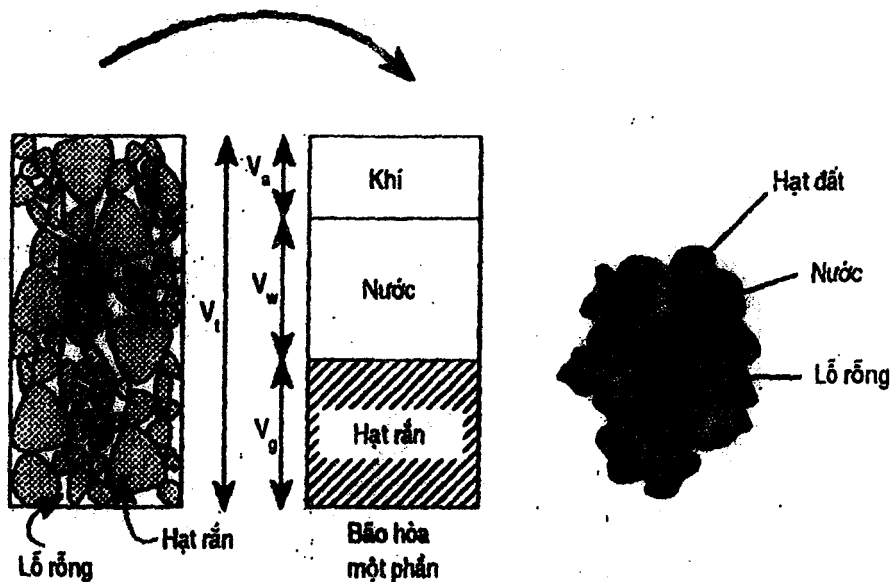
Mọi ý kiến đóng góp xin liên hệ: Bộ môn Địa cơ nền móng, Khoa Kỹ thuật xây dựng, Trường Đại học Bách khoa - Đại học Quốc Gia TP. Hồ Chí Minh.

Điện thoại: 08.38636822

PGS.TS. Võ Phán
ThS. Phan Lưu Minh Phương

nhau hợp thành. Các hạt này tạo thành khung kết cấu có nhiều lỗ rỗng, trong đó chứa nước và khí. Có thể xem đất gồm 3 thể (3 pha) tạo thành:

- Pha rắn: Hạt rắn (hạt đất).
- Pha lỏng: Nước trong đất.
- Pha khí: Khí trong đất.



Hình 1.2. Mô hình đất 3 pha

1.3.1. Pha rắn: Chiếm phần lớn thể tích của đất và ảnh hưởng đến tính chất cơ lý của đất, gồm các hạt khoáng vật (hạt đất) có kích thước từ vài cm đến vài phần trăm hay vài phần nghìn mm.

Tính chất của pha rắn phụ thuộc vào:

- + Thành phần khoáng
- + Thành phần hạt

Thành phần khoáng: Phụ thuộc chủ yếu vào thành phần của đá gốc, cũng như tác dụng phong hóa đối với chính bản thân đá đó. Tùy thuộc vào các tác dụng phong hóa khác nhau mà nó các tính chất khác nhau. Các khoáng hợp thành đất có thể chia ra làm 2 loại:

- Khoáng vật nguyên sinh: chúng thường gặp trong thực tế dưới dạng fenspat, thạch anh, mica ... các hạt đất có thành phần khoáng này thường có kích thước lớn.

- Khoáng vật thứ sinh: ...

- + Loại hòa tan trong nước: thạch cao, mica trắng, canxit, muối mỏ ...
- + Loại không hòa tan: kaolinit, illit, montmorillonit, sét ...

Khi các nhóm hạt có kích thước lớn, thành phần khoáng không ảnh hưởng nhiều đến tính chất cơ-lý của đất. Nhưng khi chúng có kích thước nhỏ thì thành phần khoáng đóng vai trò chủ yếu quyết định đến tính chất cơ-lý của đất.

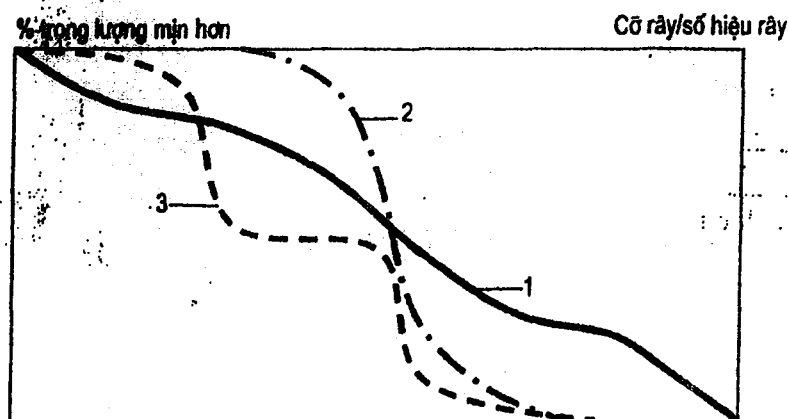
Thành phần hạt:

Kích thước: Tên hạt đất được phân theo từng nhóm tùy thuộc vào kích thước của nó. Theo tiêu chuẩn của các nước khác nhau thì việc phân loại đất theo kích thước hạt có thể khác nhau (xem phần 1.6).

Thành phần cấp phối của một mẫu đất được xác định từ đường cong cấp phối hạt. Đường cấp phối hạt là đường biểu diễn tỉ lệ phần trăm các nhóm hạt khác nhau trong đất.

Có 3 dạng cấp phối chính:

- Dạng thoải thoải (1): cấp phối tốt
- Dạng dốc đứng (2): cấp phối xấu
- Dạng bậc thang (3): cấp phối trung bình



Hình 1.3. Các dạng đường cong cấp phối hạt

Đường cấp phối càng thoải, đất càng không đồng nhất, ta có đường cấp phối tốt. Đường cấp phối càng dốc, đất càng đồng nhất, ta có đường cấp phối xấu.

Khi đất không đồng nhất, trong đất bao gồm các hạt lớn và bé khác nhau. Những hạt bé sẽ lấp đầy lỗ rỗng giữa các hạt lớn, làm cho đất có độ chặt cao, tính thấm nhỏ, tính nén lún nhỏ, khả năng chịu tải và sức chống cắt lớn.

1.4. PHƯƠNG PHÁP THÍ NGHIỆM XÁC ĐỊNH THÀNH PHẦN HẠT TRONG PHÒNG THÍ NGHIỆM

Định nghĩa: Thành phần hạt của đất là hàm lượng của các nhóm hạt có độ lớn khác nhau ở trong đất, được biểu diễn bằng tỷ lệ phần trăm so với khối lượng của mẫu đất khô tuyệt đối đã lấy để phân tích.

Đất do các hạt to nhỏ khác nhau tạo thành. Để thuận tiện, kích thước của mỗi nhóm hạt quy định trong một khoảng nhất định nào đấy, vì vậy trong mỗi nhóm hạt sẽ gồm tất cả các hạt to nhỏ khác nhau nằm trong giới hạn đó.

Xác định thành phần hạt là phân chia đất thành từng nhóm các cỡ hạt gần nhau về độ lớn và xác định hàm lượng phần trăm của chúng.

Thành phần hạt của đất hạt thô (cát) được xác định bằng phương pháp rây sàng theo 2 cách:

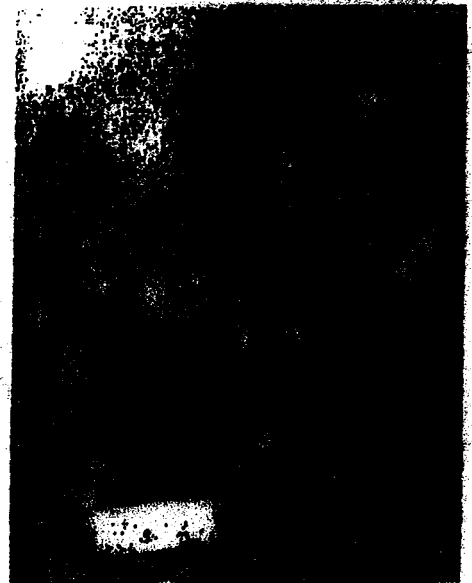
- Rây khô để phân chia các hạt có kích thước đến 2mm (N^o.10)
- Rây có rửa nước để phân chia các hạt có kích thước đến 0,074mm (N^o.200)

Thành phần hạt của đất loại sét được xác định bằng phương pháp tỷ trọng kể đối với các hạt có kích thước nhỏ hơn 0,074mm.

1.4.1. Phương pháp rây sàng và rây rửa

Bảng 1.1: Số hiệu và kích thước mác rây theo tiêu chuẩn ASTM

Rây khô	Cỡ rây / Số hiệu	Đường kính d (mm)
	4" (cỡ rây)	101,6
	2"	50,8
	1"	25,4
	3/4 "	19,1
	1/2 "	12,7
	3/8"	9,51
	# 4 (số hiệu)	4,76
	# 6	3,36
	# 10	2,00
Rây rửa	# 20	0,84
	# 40	0,42
	# 60	0,25
	# 100	0,149
	# 200	0,074



Hình 1.5. Máy sàng và bộ rây

a) Phương pháp rây sàng

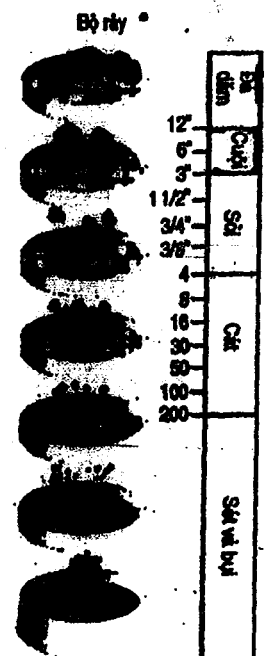
Bước 1: Lấy 1 lượng đất sấy khô vừa đủ lấy bằng phương pháp chia tư để tiến hành thí nghiệm. Khối lượng đất lấy làm thí nghiệm được ước lượng bằng mắt theo hàm lượng hạt lớn hơn 2mm (hạt cát)

% theo khối lượng các hạt có kích thước lớn hơn 2mm	Khối lượng đất cần lấy để thí nghiệm (g)
0%	100 - 200
0% - 10%	300 - 500
10% - 30%	1000 - 2000
> 30%	2000 - 5000

Tách rời các hạt bằng chày và cối, tránh làm cho các hạt bị vỡ.

Cân chính xác khối lượng đất đem thí nghiệm.

Bước 2: Lắp các rây thành chồng theo thứ tự tăng dần kích thước lỗ, bên dưới là đáy rây, bên trên là nắp rây.



Cho toàn bộ đất lên rây trên cùng, đặt bộ rây lên máy rây khoảng 10 phút (chú ý không làm rơi đất ra ngoài).

Bước 3: Cân cộng dồn khối lượng các nhóm hạt từ lớn đến nhỏ (cân khối lượng đất trên rây lớn, cân dồn tiếp đến rây nhỏ) ta được khối lượng đất giữ lại cộng dồn.

Sau khi cân, kiểm tra lại lượng thất thoát không được quá 1%.

Bước 4: Sau khi rây khô lấy từ dưới đáy rây một lượng đất từ 50 - 100g để thí nghiệm rây có rửa nước.

b) Phương pháp rây rửa

Rây có rửa nước được tiến hành tương tự, đất ướt trên rây được cân cộng dồn sau khi sấy khô.

1.4.2. Phương pháp lắng đọng

a) Cơ sở lý thuyết của phương pháp tỷ trọng kế

Phương pháp tỷ trọng kế dựa vào định luật Stoke: “Vận tốc giới hạn của một vật thể hình cầu rơi trong một chất lỏng, phụ thuộc vào đường kính hạt, tỷ trọng hạt, tỷ trọng của dung dịch và độ nhớt của dung dịch”.

$$v = \frac{1}{1800} g d^2 \frac{\rho - \rho_w}{\eta} = \frac{H_R}{t}$$

trong đó:

H_R (cm) - cự ly chìm lắng của các hạt, tính từ bề mặt chất lỏng cho đến trọng tâm của bầu tỷ trọng kế ứng với số đọc đã hiệu chỉnh R trong thời gian t;

η (g/cm.sec) - hệ số nhớt của nước phụ thuộc vào nhiệt độ, xác định bằng cách tra bảng 1.2;

g (cm/sec²) - gia tốc trọng trường, lấy bằng 980,7 cm/sec²;

ρ (g/cm³) - khối lượng riêng của hạt đất (g/cm³);

ρ_w (g/cm³) - khối lượng riêng của nước, lấy bằng 1 g/cm³;

t (giây) - thời gian chìm lắng kể từ lúc bắt đầu thời khuấy huyền phù cho đến lúc đọc được R.

Cơ sở của phương pháp phân tích hạt bằng tỷ trọng kế là lợi dụng đặc tính phân bố các hạt đất trong nước để xác định thành phần hạt của đất. Như đã biết, khi cho mẫu đất được chế bị, gọi là huyền phù, vào trong bình chứa thì các hạt đất có đường kính khác nhau sẽ lắng chìm với vận tốc khác nhau. Nếu giả thiết tất cả trong điều kiện như nhau thì hạt lớn sẽ lắng chìm nhanh hơn hạt bé, hạt có cùng đường kính sẽ lắng chìm cùng tốc độ. Như vậy, sau một thời gian t thì tại một độ sâu h_i nào đó chỉ còn lại các hạt nhỏ hơn đường kính d_i tương ứng (các hạt có đường kính lớn hơn d_i đã lắng chìm xuống dưới h_i). Lúc bấy giờ nếu ta thả tỷ trọng kế vào huyền phù để đo tỷ trọng của nó thì sẽ nhận được một trị số vạch khắc R tương ứng trên cán tỷ trọng kế.

Bảng 1.2. Bảng tra độ nhớt đơn vị hoặc Poise (dynes.s/cm²)

Nhiệt độ (°C)	Độ nhớt	Nhiệt độ (°C)	Độ nhớt
18	0,01056	29	0,00818
19	0,01050	30	0,00801
20	0,01005	31	0,00784
21	0,00981	32	0,00768
22	0,00958	33	0,00752
23	0,00936	34	0,00737
24	0,00914	35	0,00722
25	0,00894	36	0,00718
26	0,00874	37	0,00695
27	0,00854	38	0,00681
28	0,00836	39	0,00668

Do mật độ của các hạt đất trong huyền phù phân bố không đều nên trị số R đọc được chỉ phản ánh một cách gần đúng tỷ trọng của huyền phù tại trung tâm bầu tỷ trọng kế. Trong thí nghiệm này, người ta lợi dụng trị số R đo được của huyền phù để yên lặng cho các hạt đất chìm lắng sau từng khoảng thời gian bằng tỷ trọng kế để tính đường kính hạt lớn nhất d của nhóm hạt ở gần tâm bầu tỷ trọng kế và hàm lượng tích lũy phần trăm của nó tương ứng với số đọc R.

Số đọc trên tỷ trọng kế R cần phải được hiệu chỉnh do nhiệt độ và do mặt cong trên bình tỷ trọng.

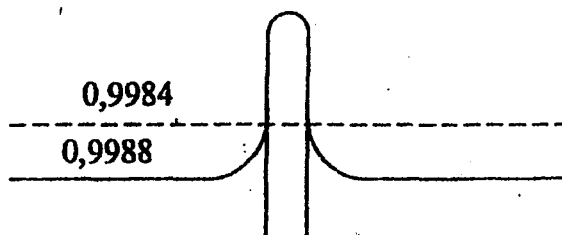
$$R_c = R + C_1 + C_m$$

R - số đọc từ tỷ trọng kế;

R_c - số đọc sau khi hiệu chỉnh;

C_1 - hệ số hiệu chỉnh theo nhiệt độ, tra bảng 1.3;

C_m - hệ số hiệu chỉnh mặt cong.



Hiệu chỉnh mặt cong: Tỷ trọng kế sản xuất được chia độ theo mép dưới của mặt khum. Thông thường khi đọc số đọc người ta thường đọc theo mép trên của mặt khum do huyền phù không trong suốt.

C_m : chiều cao mặt khum từ đỉnh số đọc đến mặt chất lỏng. Có thể lấy $C_m = 0,0004$ cho tỷ trọng kế thường dùng.

Hiệu chỉnh nhiệt độ: Số đọc ghi trên cán của tỷ trọng kế lấy tỷ trọng của các chất lỏng ở 20°C làm chuẩn. Khi tiến hành thí nghiệm ở nhiệt độ khác cần thiết phải hiệu chỉnh lại số, đọc theo bảng 1.3.

Bảng 1.3: Bảng tra số hiệu chỉnh nhiệt Độ C₁

Nhiệt độ (°C)	Số hiệu chỉnh	Nhiệt độ (°C)	Số hiệu chỉnh
20	0,0000	27	0,0015
20,5	0,0001	27,5	0,0016
21	0,0002	28	0,0018
21,5	0,0003	28,5	0,0019
22	0,0004	29	0,0021
22,5	0,0005	29,5	0,0022
23	0,0006	30	0,0023
23,5	0,0007	31	0,0028
24	0,0008	32	0,0032
24,5	0,0009	33	0,0035
25	0,001	34	0,0039
25,5	0,0011	35	0,0042
26	0,0013	36	0,0045
26,5	0,0014	37	0,0049

b) Cách tính đường kính d

Tính đường kính d hạt lớn nhất của nhóm hạt tích lũy nằm gần tâm bầu tỷ trọng kế tương ứng với số đọc R.

Số đọc R_c (đã được hiệu chỉnh) của tỷ trọng kế biểu thị tỷ trọng của huyền phù ở gần tâm bầu tỷ trọng kế sau khi khuấy đều và để yên một thời gian t. Nếu gọi d là đường kính hạt lớn nhất của nhóm hạt tích lũy ở gần tâm bầu tỷ trọng kế thì lúc đầu ngay khi ngừng khuấy các hạt này còn nằm trên mặt huyền phù và sau thời gian t các hạt d lắng chìm với tốc độ v đến độ sâu H mà ta đo được số đọc R. Do đó, có thể dùng công thức Stoke để tính đường kính d của chúng.

Ta có công thức đường kính hạt tính bằng mm:
$$d = \sqrt{\frac{1800 \cdot \eta H_R}{g(\rho - \rho_w)t}}$$

Từ công thức trên ta nhận thấy nếu xác định được cự ly lắng chìm H_R thì có thể xác định được đường kính d của hạt.

Để tính H_R được thật chính xác ta nhận thấy, do diện tích của ống đo nhỏ nên khi cho tỷ trọng kế vào thì mặt huyền phù sẽ dâng lên một độ cao nhất định.

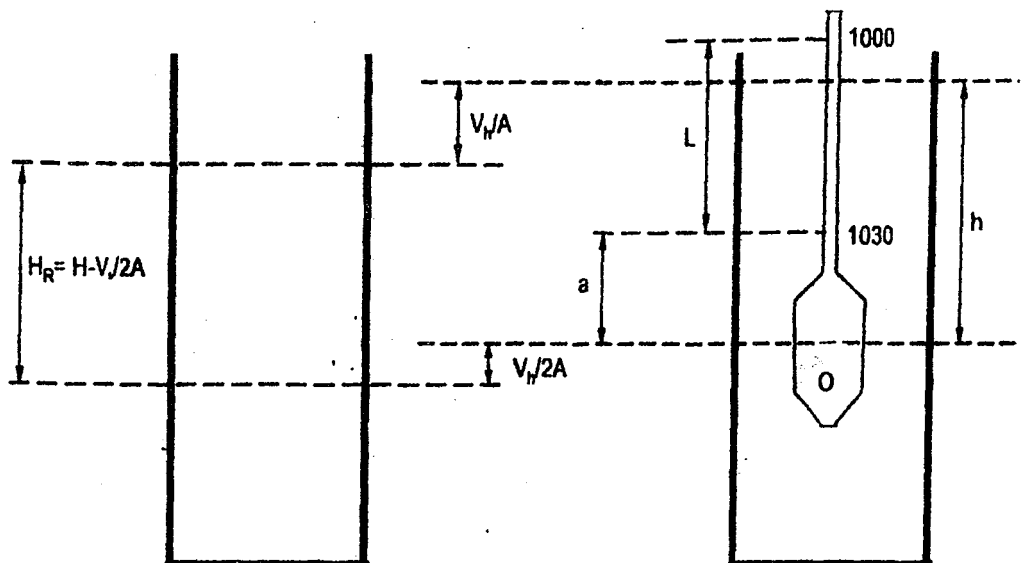
Nếu gọi F là diện tích tiết diện ngang ống đo đựng huyền phù thí nghiệm, V_o là thể tích bầu tỷ trọng kế (thể tích phần còn lại phía trên mặt huyền phù xem như không đáng

kể) thì chiều cao dâng lên khi có tỷ trọng kế là V_h/F . Khi đó chất điểm ở độ sâu H (tương ứng với tâm bầu) trong huyền phù lại dâng lên một độ cao là $V_h/2F$.

Gọi h là độ sâu (cm) từ mặt huyền phù đến tâm bầu tỷ trọng kế thì:

$$h = \frac{L}{N}(N - M) + a$$

$$H_R = h - \frac{V_h}{A} + \frac{V_h}{2A} = h - \frac{V_h}{2A}$$



Hình 1.6. Sơ đồ nguyên lý thí nghiệm tỷ trọng kế

trong đó:

H_R - Chiều cao rơi của hạt đến tâm bầu tỷ trọng kế (cm)

A - Diện tích ngang của bình đựng huyền phù thí nghiệm; $A = 30\text{cm}^2$

h - Độ sâu từ mặt huyền phù đến tâm bầu tỷ trọng kế (cm)

Đối với tỷ trọng kế sử dụng tại phòng thí nghiệm là *tỷ trọng kế 151H*, ta có các số liệu sau:

V_h - Thể tích của bầu tỷ trọng kế. $V_h = 73\text{ml} = 73\text{cm}^3$

a - Khoảng cách từ tâm bầu đến vạch chia thấp nhất (1030); $a = 9,51\text{cm}$

L - Khoảng cách từ vạch chia thấp nhất (1030) đến vạch chia 1000; $L = 8,0\text{cm}$.

N - số vạch chia phần nghìn trên thang tỷ trọng kế tính từ vạch 1030 đến vạch chia 1000; $N = 30$.

M - số đọc của mặt huyền phù trên thang tỷ trọng kế. M luôn bằng số đọc trên tỷ trọng kế.

Để tiện tính toán, người ta lập sẵn bảng tra H_R từ số đọc R_c của tỷ trọng kế sau khi đã hiệu chỉnh (bảng 1.4).

Bảng 1.4: Bảng tra giá trị H_R từ số đọc đã hiệu chỉnh R_c (loại 151H)

Thủy kế 151H							
R_c	H_r (cm)	R_c	H_r (cm)	R_c	H_r (cm)	R_c	H_r (cm)
1,000	16,3	1,010	13,7	1,020	11,0	1,030	8,4
1,001	16,0	1,011	13,4	1,021	10,7	1,031	8,1
1,002	15,8	1,012	13,1	1,022	10,5	1,032	7,8
1,003	15,5	1,013	12,9	1,023	10,2	1,033	7,6
1,004	15,2	1,014	12,6	1,024	10,0	1,034	7,3
1,005	15,0	1,015	12,3	1,025	9,7	1,035	7,0
1,006	14,7	1,016	12,1	1,026	9,4	1,036	6,8
1,007	14,4	1,017	11,8	1,027	9,2	1,037	6,5
1,008	14,2	1,018	11,5	1,028	8,9	1,038	6,2
1,009	13,9	1,019	11,3	1,029	8,6		

c) **Tính hàm lượng tích lũy:** Phần trăm của nhóm hạt nhỏ hơn d ở gần tâm bầu tỷ trọng kế ứng với số đọc R .

Tại thời điểm đo được trị số R , ở độ sâu H (gần tâm bầu tỷ trọng kế) chỉ còn các hạt có đường kính nhỏ hơn d và mật độ phân bố của chúng hoàn toàn giống như ban đầu. Nếu gọi P là trọng lượng của nhóm hạt nhỏ hơn d trong toàn bộ mẫu đất dùng chế bị 1000 cm^3 huyền phù, thì trọng lượng một đơn vị thể tích huyền phù ở gần tâm bầu tỷ trọng kế lúc bấy giờ sẽ gồm trọng lượng nhóm hạt nhỏ hơn d là $P/1000$ (chiếm một thể tích là $P/1000$) và trọng lượng phần nước còn lại là $(1 - P/1000\rho)\rho_w$. Do đó, tỷ trọng của huyền phù ở độ sâu H có thể tính theo công thức sau:

$$\rho_{hp} = \frac{P}{1000} + \left(1 - \frac{P}{1000\rho}\right)\rho_w$$

Mặt khác theo số đọc của tỷ trọng kế thì tỷ trọng của huyền phù tại tâm bầu là:

$$\rho_{hp} = 1 + \frac{R_c}{1000}$$

Từ các công thức trên, xem $\rho_w = 1(\text{g/cm}^3)$ được:

$$P = \frac{\rho}{\rho - 1} R_c$$

Gọi m là trọng lượng mẫu đất khô dùng làm 1000cm^3 huyền phù thì hàm lượng phần trăm tích lũy y của nhóm hạt có đường kính nhỏ

$$y = \frac{P}{m} \times 100\%$$

$$y = \frac{\rho}{(\rho - 1)} \times \frac{R_c}{m} \times 100\%$$

Hay:

$$y = \frac{G_s}{(G_s - 1)} \times \frac{R_c}{m} \times 100\%$$

R_c - số đọc đã hiệu chỉnh từ tỷ trọng kế, chỉ đọc 2 số cuối.

Đối với số đọc thật sự, ta có công thức như sau:

$$y = \frac{G_s}{(G_s - 1)} \times \frac{1000(R_c - 1)}{m} \times 100\%$$

Ví dụ 1.1: Một thí nghiệm tỷ trọng hạt với 48g đất có G_s là 2,65, số đọc R_c (đã hiệu chỉnh) là 1,012.

Hàm lượng phần trăm tích lũy là:

$$y = \frac{2,65}{(2,65 - 1)} \times \frac{1000(1,012 - 1)}{48} \times 100\% = \frac{2,65}{(2,65 - 1)} \times \frac{12}{48} \times 100\% = 41,2\%$$

d) Trình tự thí nghiệm

Bước 1: Lấy 1 lượng đất khô qua rây N_{40} vừa đủ để tiến hành thí nghiệm, phụ thuộc vào từng loại đất:

Loại đất	Khối lượng đất cần lấy để thí nghiệm (g)
Sét	20
Sét pha	30
Cát pha	40

Cho mẫu đất vào trong chén sứ và nghiền bằng chày có bọc cao su. Đổ hỗn hợp đất và nước cát vào trong bình tam giác và đun trong khoảng 5 đến 10 phút để tách rời các hạt mịn.

Để tránh đông tụ (kết tủa) cho thêm 25cm^3 pirôphốtphat natri ($\text{Na}_4\text{P}_2\text{O}_7$) có nồng độ 4% hoặc 6,7% đối pirôphốtphat natri ngâm nước và ngâm dung dịch trên trong khoảng 16h.

Bước 2: Cho hỗn hợp vừa trộn vào trong bình thủy tinh và thêm nước cho vừa đúng 1000cm^3 (1 lít).

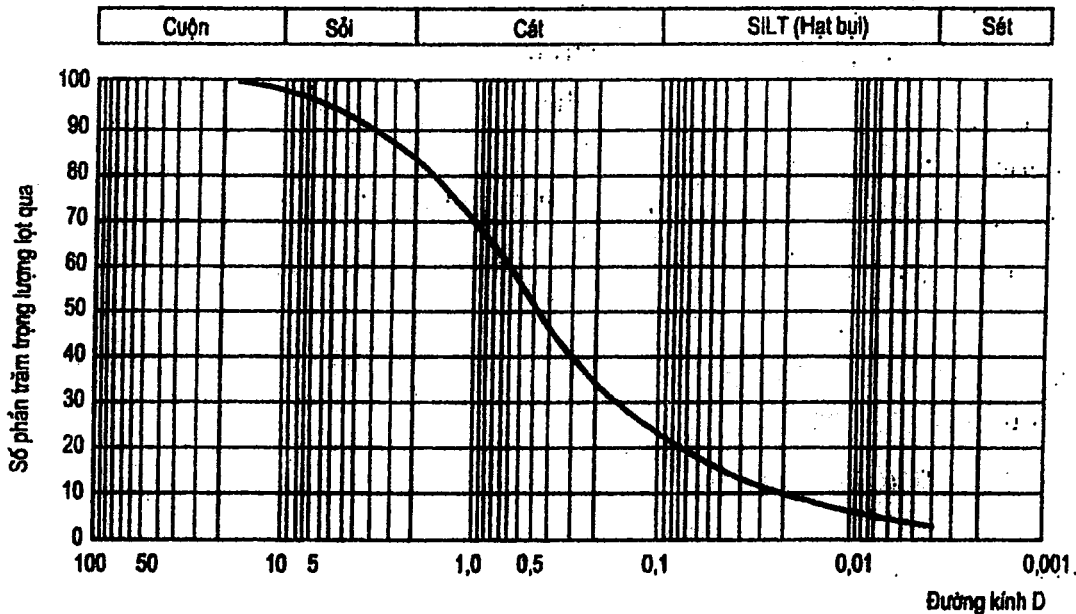
Dùng que để khuấy huyền phù trong khoảng thời gian 1 phút 20 giây sau khi thời khuấy, ta thả tỷ trọng kế vào trong huyền phù.

Đọc và ghi nhận các số đọc trên tỷ trọng kế ở các thời điểm 30 giây, 1 phút, 2 phút, 4 phút, 8 phút (theo nguyên tắc nhân đôi).

Kiểm tra nhiệt độ của huyền phù, khuấy lại huyền phù.

Tiếp tục ghi nhận các số đọc trên tỷ trọng kế sau 15 phút, 30 phút, ... 24 giờ.

Chú ý: Để tránh hiện tượng bám dính của các hạt đất xung quanh tỷ trọng kế, sau mỗi 2 phút đo, ta phải rửa tỷ trọng kế (bằng bình 2).



Hình 1.7. Biểu đồ thành phần hạt cho 1 mẫu đất

Các hệ số dùng để đánh giá cấp phối hạt:

- Hệ số đồng nhất (The coefficient of uniformity):

$$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}}$$

- Hệ số cấp phối hay hệ số hạng cấp (The coefficient of curvature):

$$C_g (C_c) = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$$

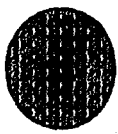
Với D_{60} ; D_{30} ; D_{10} là đường kính cỡ hạt mà những hạt có đường kính nhỏ hơn hoặc bằng nó chiếm 60%; 30%, 10%.

Một mẫu đất có cấp phối tốt cần phải thoả mãn điều kiện:

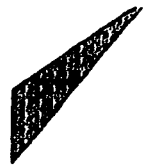
$$\begin{cases} C_u > 4 \\ 1 < C_g < 3 \end{cases} \text{ cho sỏi sạn} \quad \begin{cases} C_u > 6 \\ 1 < C_g < 3 \end{cases} \text{ cho cát}$$

• Hình dạng hạt đất:

Có nhiều dạng: tròn, cầu, hình góc cạnh, hình phiến, lá, que, kim ...



Hạt thô: dạng phiến, lá



Hạt mịn: dạng kim, que

1.5. PHA LÒNG

Là nước trong các lỗ rỗng của đất, bao gồm:

a) Nước trong hạt khoáng vật: là loại nước trong mạng tinh thể của đất tồn tại ở dạng phân tử H_2O hoặc dạng ion. Nước này chỉ có thể tách rời hạt khoáng vật ở nhiệt độ cao hoặc áp suất lớn.

Loại nước này không ảnh hưởng nhiều đến tính ổn định và biến dạng của đất nền.

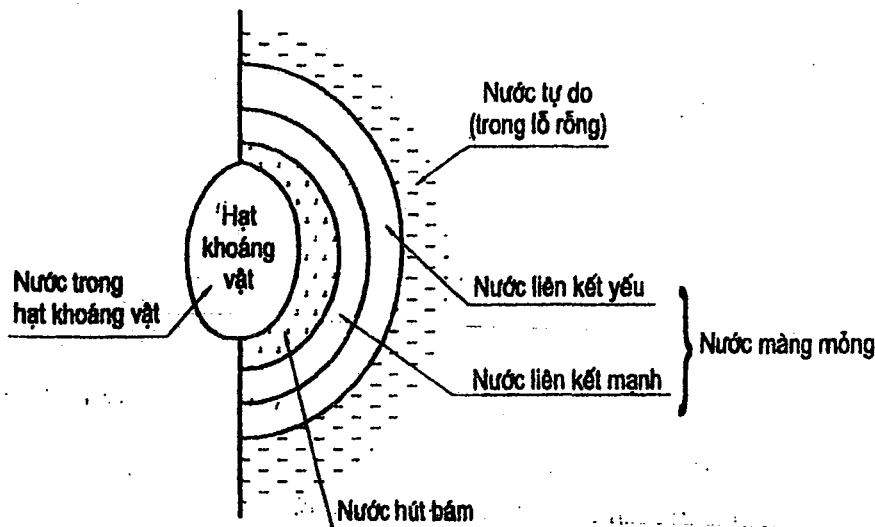
b) Nước liên kết mặt ngoài: gồm 2 loại

- Nước hút bám: là loại nước bám rất chặt vào mặt ngoài hạt đất. Loại nước này không có khả năng hòa tan trong muối, không có khả năng dịch chuyển từ hạt này sang hạt khác, không truyền áp lực thủy tĩnh.

- Nước màng mỏng: gồm nước liên kết mạnh và nước liên kết yếu.

- + Nước liên kết mạnh: bám tương đối chặt vào các hạt khoáng vật, không có khả năng hòa tan trong muối, không truyền áp lực thủy tĩnh nhưng có khả năng dịch chuyển từ hạt này sang hạt khác.

- + Nước liên kết yếu: là lớp nước ngoài cùng của hạt đất có tính chất giống như nước ở thể lỏng thông thường.



Hình 1.8. Các dạng nước trong hạt khoáng vật

c) Nước tự do: bao gồm nước mao dẫn và nước trọng lực

- Nước mao dẫn: phát sinh do trong đất có lỗ rỗng, dưới lực căng mặt ngoài mà chúng tồn tại trong các lỗ rỗng chằng chịt đó.

- Nước trọng lực: tồn tại do quá trình chênh lệch cột áp.

Nước này có tính chất như nước ở thể lỏng trạng thái thường. Dưới tác dụng của tải trọng ngoài, nước này sẽ thoát ra ngoài gây nên độ lún đáng kể của nền công trình.

Các công nghệ xử lý nền hiện nay như giếng cát, bắc thấm... kết hợp với gia tải trước với mục đích làm cho nước tự do thoát ra trước khi xây dựng công trình nhằm giảm độ lún của nền.

1.6. PHA KHÍ

Tồn tại bên trong lỗ rỗng, có thể hòa tan trong nước hoặc không hòa tan, gồm:

- Khí kín: không thông với khí quyển bên ngoài. Nó ảnh hưởng rõ rệt đến tính biến dạng của đất nền, tạo nên tính nén và tăng tính đàn hồi của đất.
- Khí hở: thông với khí quyển, khi chịu tải trọng khí này sẽ thoát ra ngoài gây nên độ lún của đất nền.

1.7. CÁC CHỈ TIÊU TÍNH CHẤT VÀ TRẠNG THÁI CỦA ĐẤT

1.7.1. Các chỉ tiêu tính chất của đất

$$Q = Q_a + Q_w + Q_s$$

$$V = V_a + V_w + V_s$$

$$V_v = V_a + V_w$$

1.7.1.1. Trọng lượng riêng (dung trọng): đơn vị kN/m^3 , T/m^3 , G/cm^3 .

Trọng lượng riêng (dung trọng) là một chỉ tiêu quan trọng phản ánh độ chặt của đất, được sử dụng nhiều trong tính toán.

Trọng lượng riêng (dung trọng) tự nhiên : là trọng lượng một đơn vị thể tích đất ở trạng thái tự nhiên (đất ướt):

$$\gamma = \frac{Q}{V}$$

Đất tốt: $\gamma > 19 \text{ kN/m}^3$

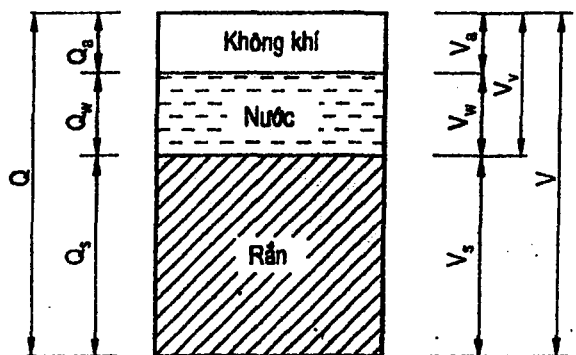
Trung bình: $\gamma = 17 \div 19 \text{ kN/m}^3$

Yếu: $\gamma < 17 \text{ kN/m}^3$

Bùn yếu: $\gamma = 14 \div 16 \text{ kN/m}^3$

Cách xác định γ :

* Đối với đất dính, hạt mịn: dùng dao vòng đã biết thể tích V để lấy mẫu, cân trọng lượng mẫu, từ đó xác định được γ .



* Đối với đất dính, có hạt sỏi sạn: mẫu đất, sau khi cân trọng lượng mẫu, được nhúng vào parafin nóng chảy để bọc kín rồi nhúng vào nước xác định thể tích V.

$$\text{Khối lượng parafin } M_{\text{parafin}} = M_2 - M_1.$$

$$\rightarrow \text{thể tích parafin: } V_{\text{parafin}} = \frac{M_{\text{parafin}}}{\rho_{\text{parafin}}}$$

Nhúng mẫu (đất + parafin) vào bình chứa nước đầy $\rightarrow V_{\text{đất + parafin}}$

$$\rightarrow V = V_{\text{đất}} = V_{\text{đất + parafin}} - V_{\text{parafin}}$$

$$\gamma = \frac{M_1}{V}$$

Đối với các loại đất hạt thô, vị trí thí nghiệm gần mặt đất: dùng các thí nghiệm nón cát, túi nước hoặc phóng xạ để xác định khối lượng riêng tự nhiên, thường được sử dụng để kiểm tra công việc đầm chặt tại hiện trường.

Ví dụ 1.2: Xác định trọng lượng riêng bằng phương pháp dao vòng.

Thí nghiệm xác định trọng lượng riêng của một mẫu đất cát bằng phương pháp dao vòng có các thông số như sau: Dao vòng sử dụng có chiều cao $h = 2\text{cm}$, đường kính trong $d = 6,2\text{cm}$. Khối lượng của dao vòng và đất (đã được cắt và gọt phẳng): $209,2\text{g}$. Khối lượng của dao vòng: 95g .

$$\text{- Thể tích của mẫu đất: } V = \frac{\pi d^2}{4} h = \frac{3,14 \times 6,2^2}{4} \times 2 = 60,351 \text{ (cm}^3\text{)}$$

$$\text{- Khối lượng riêng của mẫu đất: } \rho = \frac{Q}{V} = \frac{209,5 - 95}{60,351} = 1,892 \text{ (g/cm}^3\text{)}$$

$$\text{- Trọng lượng riêng tự nhiên của mẫu đất: } \gamma = \rho \cdot g = 1,892 \times 10 = 18,92 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

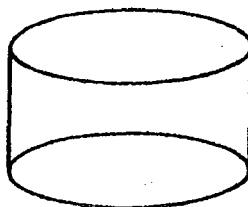
Thí nghiệm nón cát:

Cát dùng thí nghiệm phải là cát chuẩn, kích thước hạt đều nhau, phải khô, sạch và được xác định trước khối lượng riêng $\rho_{\text{cát}}$

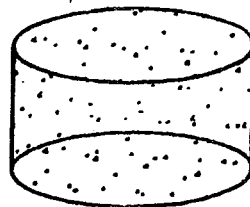
+ Có cỡ hạt lớn nhất phải lọt qua sàng N°10 (2mm).

+ Ít hơn 3% lọt sàng N°60 (0,025mm).

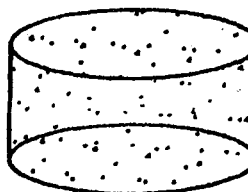
$$\text{+ Hệ số đồng nhất } C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} \leq 2$$



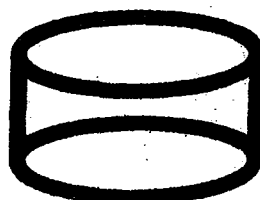
Dao động D, H, V
Khối lượng M_1



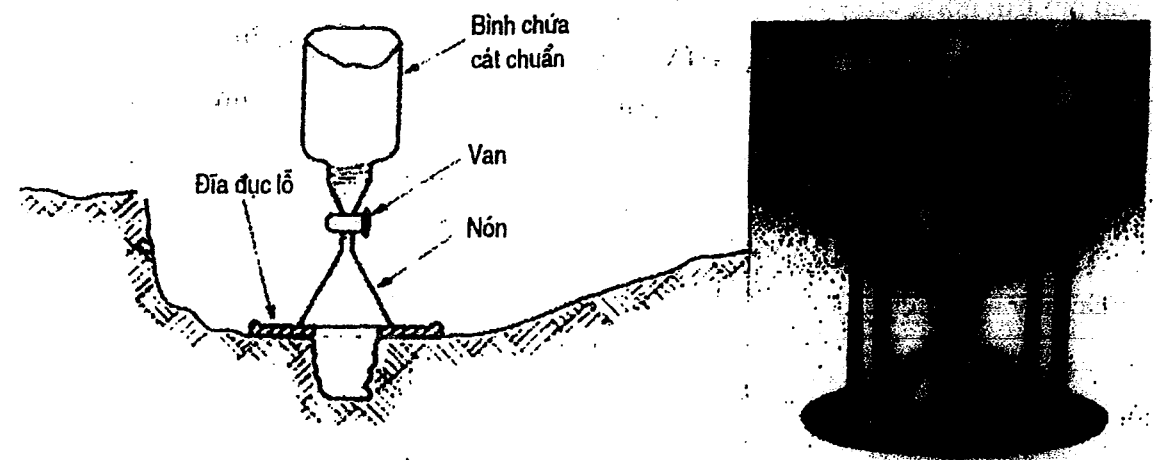
Dao vòng + đất
Khối lượng M_2



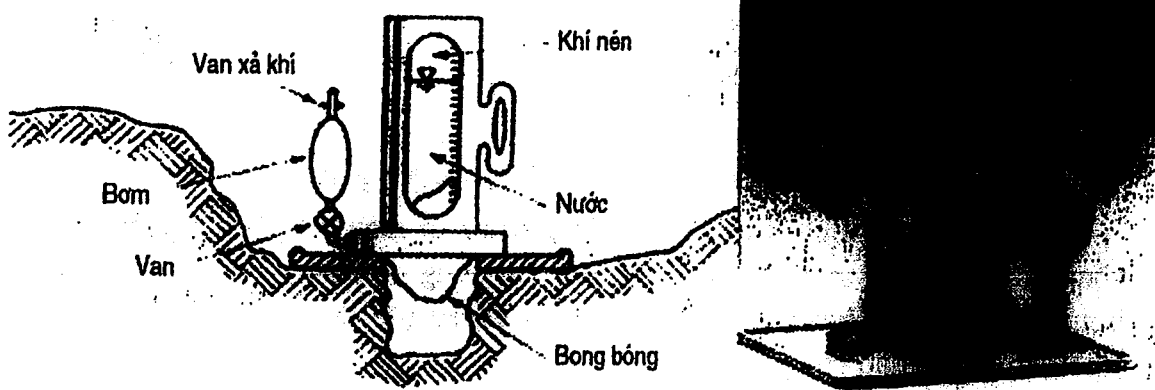
Khối lượng đất M_1



Khối lượng đất +
Parafin M_2



PHƯƠNG PHÁP NÓN CÁT



PHƯƠNG PHÁP TÚI NƯỚC

Hình 1.9. Dụng cụ và sơ đồ thí nghiệm nón cát và túi nước

Trình tự thí nghiệm:

- Làm phẳng mặt vị trí cần đo, đào hố thí nghiệm. Cân mẫu đất đào lên M_1 .
- Mở van cho cát chảy từ bình vào hố. Dựa vào thể tích cát còn lại trong bình để xác định:

$$V_{\text{cát sau khi rót}} = V_{\text{cát trước khi rót}} - (V_{\text{cát trong hố}} + V_{\text{cát trong nón}})$$

- Biết thể tích phần nón (do nhà sản xuất cung cấp):

$$\rightarrow V_{\text{cát trong hố}} = V_{\text{đất}} = V \quad \rightarrow \gamma = \frac{M_1}{V}$$

Nguyên lý được thực hiện tương tự với thí nghiệm túi nước.

Ví dụ 1.3: Thí nghiệm rót cát (sand cone)

Trọng lượng riêng khô tại một điểm thí nghiệm ngoài hiện trường được xác định bằng phương pháp rót cát (sand cone) có các số liệu như sau:

Trọng lượng riêng khô của cát thí nghiệm: $\gamma_{d \text{ cát}} = 14,5 \text{ kN/m}^3$.

- Khối lượng cát chứa trong phễu nún : 1620g
- Khối lượng bình chứa cát + nún + cát trước khi rót: 5324g
- Khối lượng bình chứa cát + nún + cát sau khi rót: 3065g
- Khối lượng đất ẩm lấy lên từ nền đất: 864 g

Xác định trọng lượng riêng tự nhiên của đất đã đầm chặt tại hiện trường.

- Khối lượng cát trong lỗ: $Q_{\text{cát}} = 5324 - 3065 - 1620 = 639 \text{ (g)}$

- Thể tích lỗ đào = Thể tích đất = $V = \frac{Q}{\gamma_{d, \text{cát}}} = \frac{639}{14,5 / 10} = 440,69 \text{ (cm}^3\text{)}$

- Trọng lượng riêng ẩm của đất: $\gamma = \frac{Q}{V} = \frac{864}{440,69} = 1,96 \text{ (g/cm}^3\text{)} = 19,6 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

Trọng lượng riêng (dung trọng) khô : là trọng lượng một đơn vị thể tích đất ở trạng thái hoàn toàn khô, nghĩa là trọng lượng hạt rắn trong một đơn vị thể tích đất.

$$\gamma_d = \frac{Q_s}{V}$$

Cách xác định γ_d : có thể xác định trực tiếp như dung trọng tự nhiên với Q_s là khối lượng hạt đất đã sấy khô hoàn toàn (105°C, trong 24h) hoặc gián tiếp qua các công thức tính đổi.

Trọng lượng riêng (dung trọng) hạt: là trọng lượng một đơn vị thể tích đất ở trạng thái hoàn toàn chặt khô, nghĩa là trọng lượng hạt rắn trong một đơn vị thể tích hạt.

$$\gamma_s = \frac{Q_s}{V_s}$$

Trọng lượng riêng (dung trọng) no nước: là trọng lượng một đơn vị thể tích đất ở trạng thái no nước (bão hòa, các lỗ rỗng của đất chứa đầy nước).

$$\gamma_{\text{sat}} = \frac{Q_s + Q_w}{V}$$

với Q_w là khối lượng của nước khi nước lấp đầy các lỗ rỗng.

Trọng lượng riêng (dung trọng) đẩy nổi: là trọng lượng riêng của đất nằm dưới mực nước ngầm có xét đến lực đẩy Archimède.

$$\gamma' = \frac{Q_s - Q_w}{V} = \frac{Q_s - V_s \gamma_w}{V}$$

Nếu mẫu đất hoàn toàn bão hòa thì $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$

Với γ_w là trọng lượng riêng (dung trọng) của nước - thường lấy $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$

1.7.1.2. Tỷ trọng hạt: Là tỷ số giữa trọng lượng riêng hạt và trọng lượng riêng nước:

$$G_s = \frac{\gamma_s}{\gamma_w}$$

Tỷ trọng G_s phụ thuộc vào từng loại đất:

Cát $G_s = 2,65 \div 2,67$

Cát pha bụi (silt) $G_s = 2,67 \div 2,70$

Sét $G_s = 2,70 \div 2,80$

Đất chứa nhiều mica và sắt $G_s = 2,65 \div 2,67$

Đất hữu cơ $G_s < 2,0$

Trình tự xác định tỷ trọng hạt:

Ta dùng 1 dụng cụ đặc biệt là bình đo tỷ trọng (pycnometre) 500 cm^3 và máy bơm chân không

Có 2 phương pháp để đo tỷ trọng hạt là phương pháp đun sôi và phương pháp bơm hút chân không. Vì phương pháp đun sôi gặp nhiều khó khăn nên phương pháp bơm hút chân không thông dụng hơn cả.

Phương pháp bơm hút chân không:

Dùng bơm hút chân không để hút tất cả bọt khí có trong đất để thể tích của nước bị chiếm chỗ trong bình hoàn toàn là thể tích của các hạt đất.

Bước 1: Dùng trọng lượng $m_0 \approx 100 \text{ g}$ đã được sấy khô hoàn toàn và lọt qua rây $N_{\circ} 10$ hoặc rây 2 mm ngâm trong cốc nước cho đất hoàn toàn bão hòa.

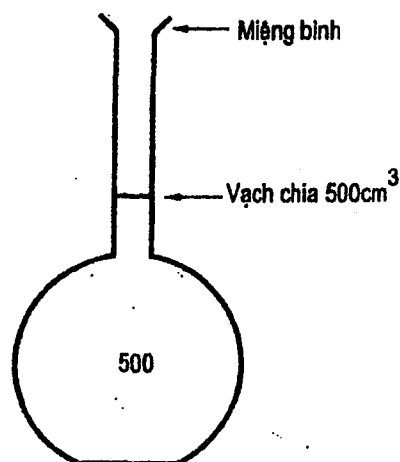
Bước 2: Dùng phễu và bơm xịt nước để đổ đất vào trong bình đo tỷ trọng, thêm nước để đủ khoảng 1/3 bình.

Bước 3: Lắc bình bằng cách xoay tròn để bọt khí nổi lên trên mặt thoáng nước.

Bước 4: Cho lên máy bơm hút lần thứ 1 trong 1 giờ.

Bước 5: Đem ra và cho thêm nước tới khoảng 2/3 bình, (khi đổ thêm nước vào phải để nước men theo thành bình, tránh sự xáo trộn đất trong nước) và cho lên hút trong vòng 1 giờ.

Bước 6: Đem ra và cho thêm nước để hút trong 1 giờ.



Với ba lần hút gọi khí trong ba tiếng như vậy, các bọt khí hoàn toàn được rút khỏi đất, ta cho nước vào đầy miệng bình, lắc nhẹ để bọt khí trào ra ngoài. Để yên bình trong vòng 12 đến 24 giờ để toàn bộ các hạt bụi lắng xuống, sau đó rút hết nước đến vạch chia 500 cm³, lau sạch và dùng giấy thấm lau khô nước trong miệng bình. Đem cân và đo nhiệt độ m_2 .

Bước 7: Đổ đất và rửa sạch bình, cho nước vào đầy bình, cân khối lượng bình tỷ trọng chứa đầy nước m_3 .

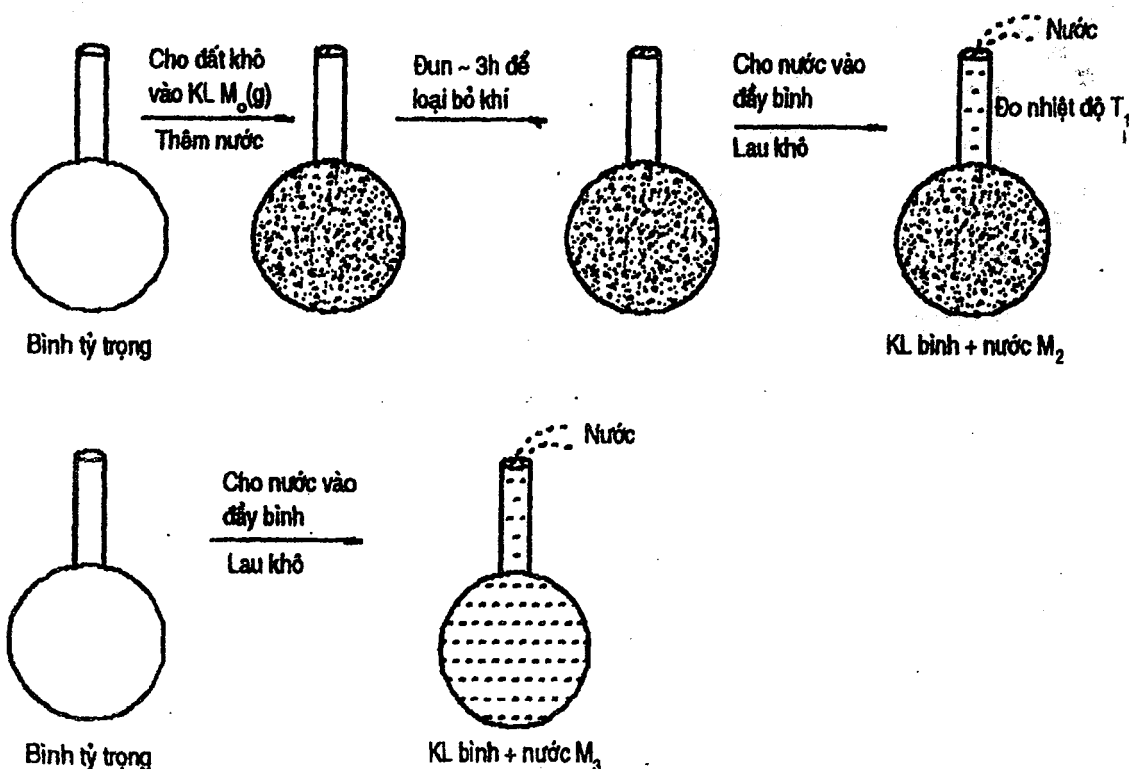
Phương pháp đun sôi

Công thức:

$$\rho_s = \frac{m_s}{V_s} = \frac{m_0}{(m_0 + m_3 - m_2) / \rho_w} \Rightarrow G_s = \frac{m_0}{m_0 + m_3 - m_2}$$

Tỷ trọng hạt phải được xác định ở nhiệt độ tiêu chuẩn là 20°C, nên khi xác định m_3 ở các nhiệt độ khác, ta phải tiến hành hiệu chỉnh theo bảng 1.5.

$$A = \frac{G_{s(T=20^{\circ}\text{C})}}{G_{s(T1^{\circ}\text{C})}}$$



Hình 1.10. Sơ đồ phương pháp thí nghiệm tỷ trọng hạt bằng cách đun sôi

Bảng 1.5: Hệ số hiệu chỉnh nhiệt độ trong thí nghiệm xác định tỷ trọng hạt

Nhiệt độ (°C)	Số hiệu chỉnh A	Nhiệt độ (°C)	Số hiệu chỉnh A
16	1,0007	24	0,9991
17	1,0006	25	0,9998
18	1,0004	26	0,9986
19	1,0002	27	0,9983
20	1,0000	28	0,998
21	0,9998	29	0,9977
22	0,9996	30	0,9974
23	0,9993		

Ví dụ 1.4: Thí nghiệm xác định tỷ trọng hạt.

Một mẫu đất khô hoàn toàn qua rây 1mm có khối lượng 10g được cho vào bình tỷ trọng có dung tích 100ml và cho thêm nước cất vào. Dem bình có chứa đất và nước trên đun sôi trên bếp cát để đuổi toàn bộ bọt khí ra khỏi đất.

Sau đó châm thêm nước cất vào bình để tạo hỗn hợp nước và đất có dung tích là 100ml rồi đem cân ở 20°C được khối lượng là 138,73g. Cho khối lượng bình tỷ trọng chứa đầy nước cất ở 20°C là 132,5g và khối lượng riêng của nước là 1 g/cm³.

Xác định tỷ trọng hạt của mẫu đất trên.

Khối lượng đất khô: $m_1 = 10\text{g}$

Khối lượng bình + nước + đất: $m_2 = 138,73\text{g}$

Khối lượng bình + nước: $m_3 = 132,5\text{g}$

Tỷ trọng hạt ở nhiệt độ 20°C. ($A = 1$)

$$G_s = \frac{m_0}{m_0 + m_3 - m_2} = \frac{10}{10 + 132,5 - 138,73} = 2,653$$

1.7.1.3. Độ ẩm (độ chứa nước): là tỷ số giữa trọng lượng nước trong lỗ rỗng Q_w và trọng lượng hạt Q_s , đơn vị tính %:

$$W = \frac{Q_w}{Q_s} \times 100 (\%)$$

- Đất càng yếu thì có độ ẩm càng lớn.
- Đất tương đối tốt có $W < 30\%$, đất bùn có $W > 50\%$.

Cách xác định độ ẩm bằng lò sấy:

Độ ẩm được xác định theo biểu thức sau:

$$W = \frac{A - B}{B - C} \times 100\%$$

trong đó:

A - khối lượng đất ướt + lon;

B - khối lượng đất khô + lon (sấy ở $105^{\circ}\text{C} \pm 2^{\circ}\text{C}$);

C - khối lượng lon.

Lấy mẫu đất ở lò sấy ra nên để nguội rồi mới đem cân. Thời gian sấy thường được chia làm ít nhất 2 lần và tùy thuộc vào loại đất:

+ Sấy lần đầu trong khoảng thời gian:

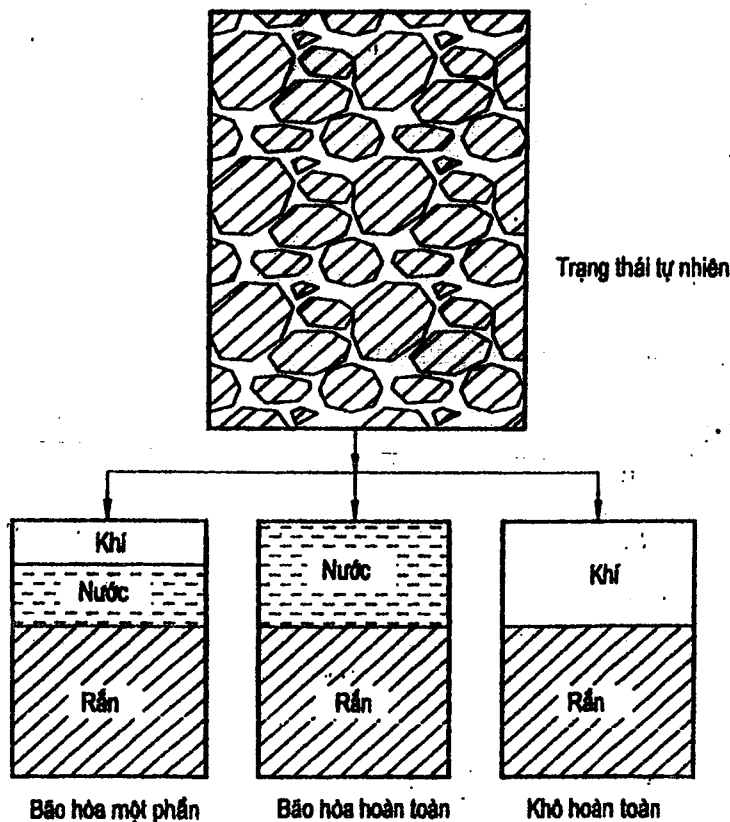
- 5 giờ - đối với đất sét và sét pha.
- 3 giờ - đối với đất cát và cát pha.
- 8 giờ - đối với đất chứa thạch cao và chứa hàm lượng hữu cơ lớn hơn 5%.

+ Sấy lại trong khoảng thời gian:

- 2 giờ - đối với đất sét, sét pha và đất chứa thạch cao hoặc tạp chất hữu cơ.
- 1 giờ - đối với đất cát và cát pha.

Sấy đến khi khối lượng chênh lệch giữa 2 lần không quá 0,02g thì ngừng.

Ví dụ 1.5: Thí nghiệm xác định độ ẩm của mẫu đất.



Hình 1.11. Mô hình ba pha của đất ứng với các trạng thái khác nhau

Thí nghiệm xác định độ ẩm của một mẫu đất sét có các thông số như sau:

Khối lượng đất ẩm và lon: 24,92 g

Khối lượng đất khô và lon (sấy ở nhiệt độ 105°C, 24h): 17,53g

Khối lượng lon: 4,58 g

$$\text{Độ ẩm của mẫu đất: } W = \frac{24,92 - 17,53}{17,53 - 4,58} \times 100\% = 57,1\%$$

1.7.1.4. Độ bão hòa (độ nò nước): là tỷ lệ nước chứa trong lỗ rỗng của đất, được định nghĩa là tỷ số giữa thể tích nước V_w và thể tích lỗ rỗng V_v , đơn vị tính %:

$$S_r = \frac{V_w}{V_v} \times 100 \quad (\%)$$

Đối với đất cát:

$S_r \leq 50\%$: đất ít ẩm

$50\% < S_r \leq 80\%$: đất hơi ẩm

$S_r > 80\%$: đất bão hòa.

1.7.1.5. Độ rỗng: là tỷ số giữa thể tích lỗ rỗng V_v và thể tích mẫu đất V , đơn vị tính theo % hoặc số thập phân.

$$n = \frac{V_v}{V}$$

1.7.1.6. Hệ số rỗng: là tỷ số giữa thể tích lỗ rỗng V_v và thể tích hạt V_s , đơn vị tính theo số thập phân.

$$e = \frac{V_v}{V_s}$$

Đất càng yếu thì hệ số rỗng càng lớn.

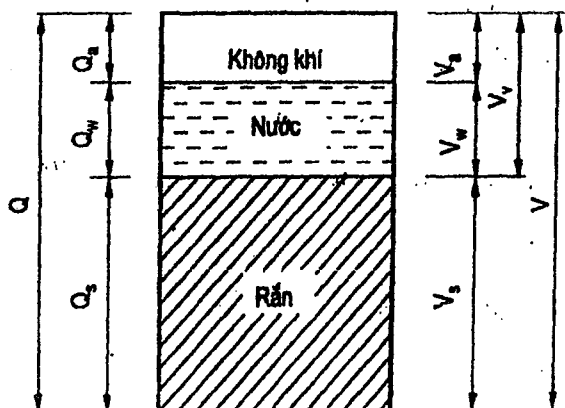
$e < 1$ đất khá chặt.

$e > 1$ đất rời, xốp.

1.7.1.7. Độ chứa không khí A_v : là tỷ số giữa thể tích không khí trong lỗ rỗng V_a và thể tích riêng của đất v :

$$\Rightarrow A_v = \frac{V_a}{v}$$

Dùng mô hình thể tích rắn đơn vị ($V_s = 1$), ta có:



$$v = 1 + e; \quad V_w = S_r e;$$

$$\Rightarrow V_a = V_v - V_w = e - S_r e = e(1 - S_r) \quad \Rightarrow A_v = \frac{V_a}{v} = \frac{e(1 - S_r)}{1 + e} = n(1 - S_r)$$

Nhận xét: trong các chỉ tiêu vật lý của đất, chỉ có 3 đại lượng là dung trọng tự nhiên, độ ẩm và tỷ trọng hạt (hoặc dung trọng hạt) được xác định trực tiếp từ thí nghiệm. Các đại lượng còn lại sẽ được xác định bằng các công thức tính đối.

Các công thức quy đổi: dựa vào sơ đồ 3 pha và ý nghĩa vật lý của các chỉ tiêu, mô hình thể tích rắn đơn vị, ta chứng minh được các công thức sau:

$$1) \quad \gamma_d = \gamma_s (1 - n) = \frac{\gamma}{1 + W}$$

$$2) \quad e = \frac{G_s \cdot \gamma_w \cdot (1 + W)}{\gamma} - 1 = \frac{n}{n - 1}; \quad e = \frac{n}{n - 1} - 1; \quad n = \frac{e}{1 + e} (\%)$$

$$3) \quad S_r = \frac{G_s \gamma W}{G_s \gamma_w (1 + W) - \gamma}; \quad S_r = \frac{W \cdot G_s}{e}$$

$$4) \quad \gamma_s = G_s \gamma_w = \frac{\gamma_d}{1 - n}$$

$$5) \quad \gamma' = \frac{G_s - 1 - e(1 - S_r)}{1 + e}$$

1.7.2. Các chỉ tiêu trạng thái của đất

1.7.2.1. Các chỉ tiêu trạng thái của đất dính (sét, sét pha, cát pha)

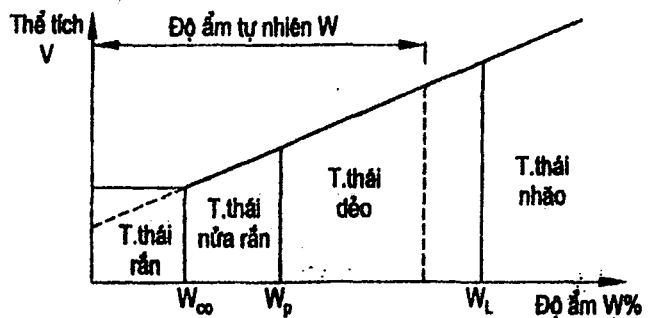
Tùy theo độ ẩm mà đất hạt mịn có thể ở những trạng thái khác nhau. Ta có thể biểu diễn các trạng thái của đất theo quan hệ $W - V$

Giới hạn co: $W_{co} = W_s$

Giới hạn dẻo: $W_d = W_p$

Giới hạn nhão: $W_{nh} = W_L$

Xác định chỉ số dẻo:



Hình 1.12. Trạng thái của đất theo quan hệ $W - V$

$$I_p = A = W_L - W_p$$

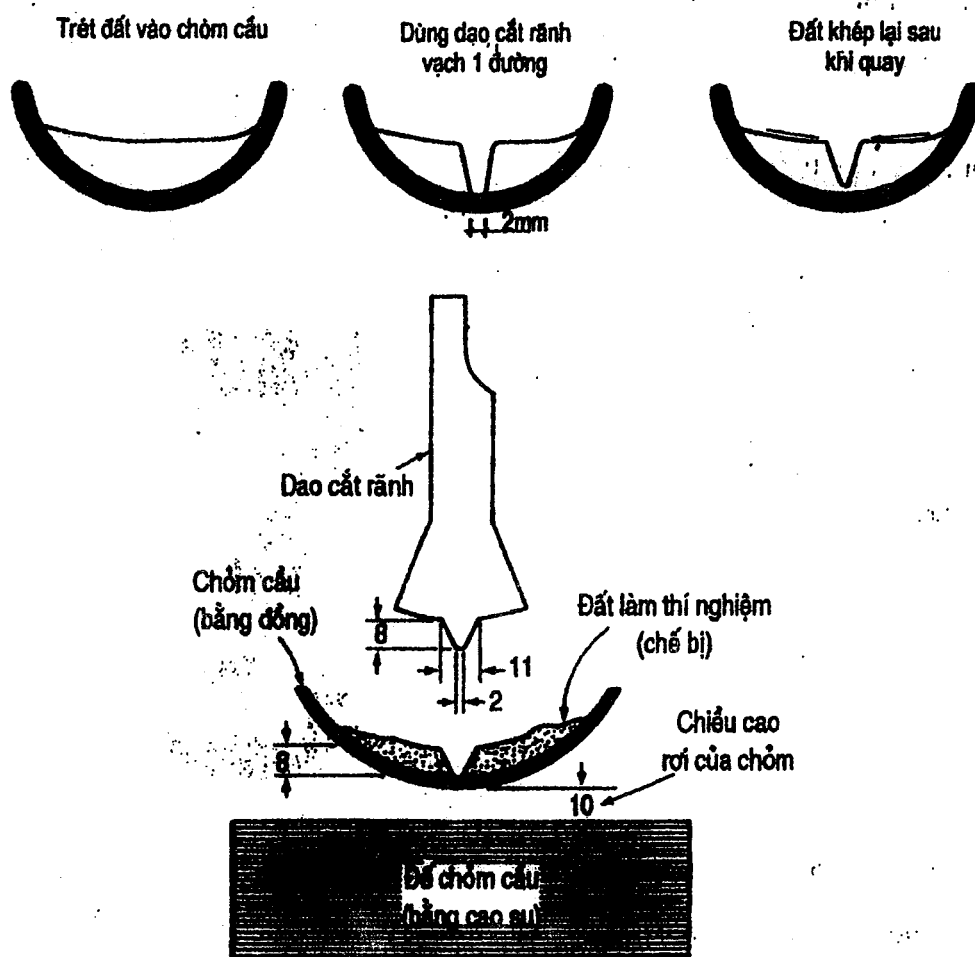
Xác định chỉ số nhão (độ sét):

$$I_L = B = \frac{W - W_p}{I_p}$$

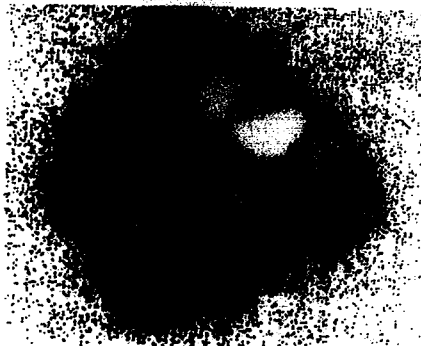
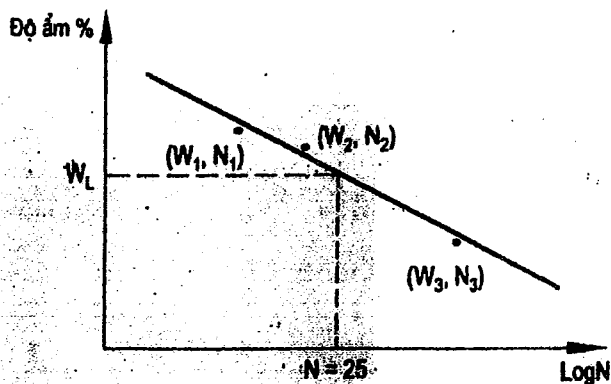
Các phương pháp xác định giới hạn nhão :

Dùng chỏm cầu Casagrande:

- Dùng khoảng 100 g đất đã được sấy khô, nghiền nhỏ cho qua rây N_o.40. Trộn đất với nước vừa đủ nhão trên kính phẳng (hoặc trong cốc sứ) và ủ đất tối thiểu trong khoảng thời gian là 2 giờ.
- Cho đất vào khoảng 2/3 đĩa khum, tránh tạo bọt khí trong đất, để một khoảng trống ở phần trên chỗ tiếp xúc với móc treo chừng 1/3 đường kính đĩa, đảm bảo độ dày của lớp đất không nhỏ hơn 10 mm.
- Dùng dao cắt rãnh chia đất ra làm 2 phần theo phương vuông góc với trục quay.
- Quay đều cần quay với vận tốc khoảng 2 vòng/sec, đếm số lần rơi N cho đến khi đất trong đĩa khép lại một đoạn dài 12,7mm (1/2 inch).
- Lấy khoảng 10g – 20g đất ở vùng xung quanh rãnh khép để xác định độ ẩm.
- Giảm độ ẩm của mẫu đất và thực hiện lại thí nghiệm như trên khoảng 3 lần sao cho số lần rơi của lần thí nghiệm thứ nhất khoảng 10÷20; lần hai khoảng 20÷30; lần ba khoảng 30÷40.



Hình 1.13. Mặt cắt ngang và thông số của chỏm cầu Casagrande



Hình 1.14. Biểu đồ xác định giới hạn nhão bằng phương pháp Casagrande

Giới hạn nhão là độ ẩm của mẫu đất ứng với số lần quay là 25.

Dùng xuyên côn (Cone Penetrometer):

- Mặt côn thép không rỉ, có góc đỉnh 30° , dài 35mm, trọng lượng côn là 80g, được lắp trên giá giữ. Cho đất đã chế bị (như phương pháp Casagrande) vào lon chứa mẫu sao cho không lẫn bọt.

- Đặt lon vào vị trí dưới côn rơi, chỉnh cho mũi côn rơi tiếp xúc với mặt đất trong lon, chỉnh đồng hồ đo chuyển dịch đứng côn.

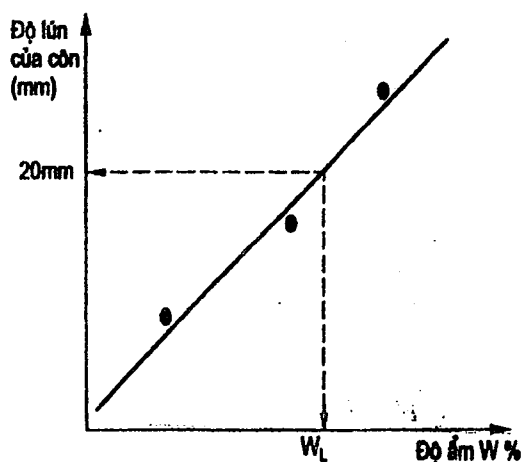
- Nhả khớp giữ côn để côn xuyên vào đất trong 5 giây.

- Khóa khớp giữ yên côn, đọc độ xuyên côn vào đất.

- Lấy một mẫu đất nhỏ trong lon xác định độ ẩm.

- Tiến hành nhiều lần với các độ ẩm của mẫu khác nhau.

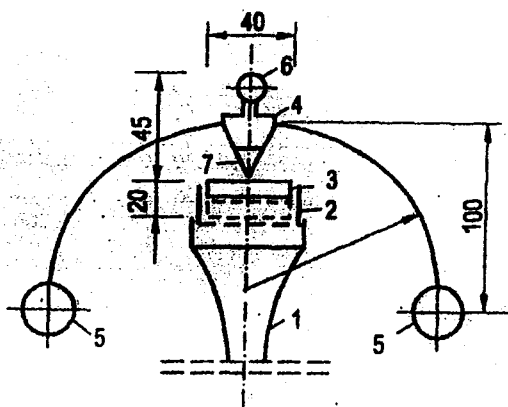
- Vẽ kết quả thí nghiệm độ xuyên (trục tung) theo độ ẩm (trục hoành).



Hình 1.15. Biểu đồ xác định giới hạn nhão bằng phương pháp xuyên côn

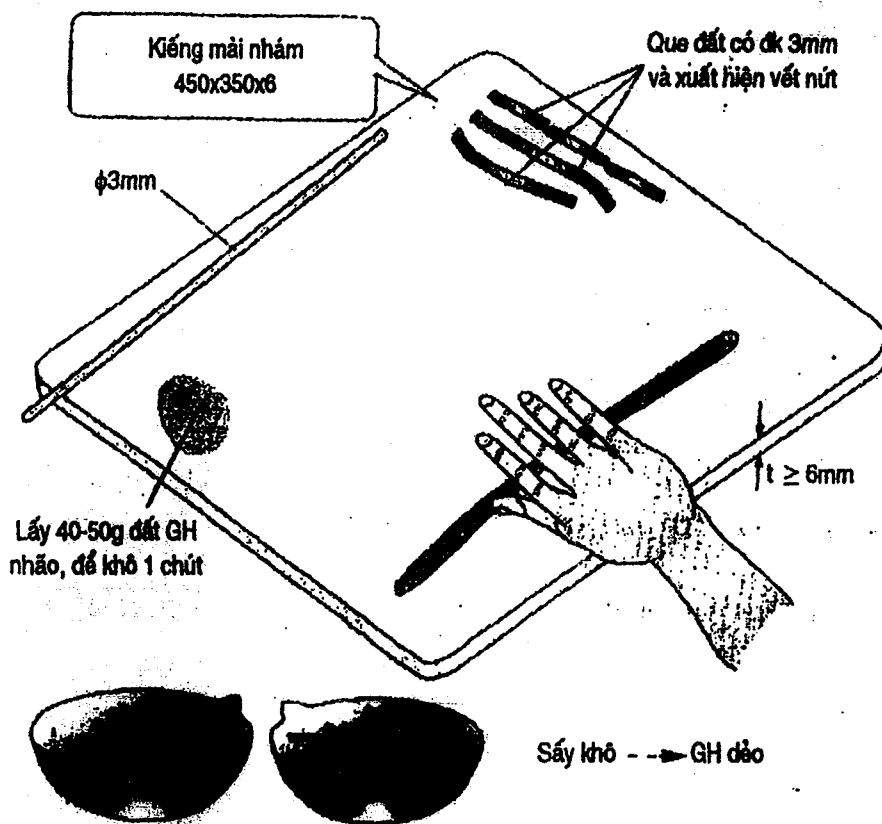
Giới hạn nhão là độ ẩm của mẫu đất ứng với độ xuyên côn là 2cm.

Dùng chùy xuyên Vaxiliev



- 1- Đế gỗ; 4- Dụng cụ hình nón;
2- Khuôn; 5- Quả cầu thăng bằng
3- Mẫu đất; 6- Tay cầm; 7- Vạch dấu

Hình 1.16. Chùy xuyên Vaxiliev và kích thước của đầu xuyên



Hình 1.17. Trình tự thí nghiệm xác định giới hạn dẻo

- Một côn thép không gỉ có góc đỉnh 30° dài 35mm, trọng lượng côn là 76g, được lắp trên giá giữ.
- Mẫu đất thí nghiệm lọt qua rây 0,1mm.
- Các bước tiến hành tương tự như phương pháp xuyên côn, nhưng thời gian côn xuyên vào đất là 15 giây.

→ Giới hạn nhão là độ ẩm của mẫu đất ứng với độ xuyên côn là 1cm.

Phương pháp xác định giới hạn dẻo W_p :

- Lấy phần đất dư ở thí nghiệm xác định giới hạn nhão, để khô cho gần đến giới hạn dẻo (cầm nắm không dính tay nhưng vẫn còn tính dẻo).

- Dùng 4 đầu ngón tay để lăn đất trên kính mờ cho đến khi trên thân các dây đất có $D \approx 3mm$ xuất hiện các vết nứt mà khoảng cách giữa các vết nứt khoảng 10mm.

+ Nếu với đường kính đó, que đất vẫn chưa nứt thì đem về thành hòn và tiếp tục lăn đến chừng nào đạt được kết quả như trên.

+ Nếu trên dây đất có $D > 3mm$ mà đã xuất hiện vết nứt thì ta thêm nước vào, xe lại.

Lấy những dây đất đạt được điều kiện như trên đem xác định độ ẩm. Độ ẩm này chính là giới hạn dẻo của đất.

Bảng 1.6: Xác định trạng thái của đất dính dựa vào độ sệt

Tên đất và trạng thái		Độ sệt I_L
Cát pha	Rắn	$I_L < 0$
	Dẻo	$0 \leq I_L \leq 1$
	Nhão	$I_L > 1$
Sét pha, sét	Rắn	$I_L < 0$
	Nửa rắn	$0 \leq I_L \leq 0,25$
	Dẻo cứng	$0,25 < I_L \leq 0,5$
	Dẻo mềm	$0,5 < I_L \leq 0,75$
	Dẻo nhão	$0,75 < I_L \leq 1$
	Nhão	$I_L > 1$

1.7.2.2. Các chỉ tiêu trạng thái của rời (cát, đất hòn lớn):

Ta xác định trạng thái đất rời dựa vào hệ số rỗng: $e = \frac{\gamma_s}{\gamma_d} - 1$

Bảng 1.7: Xác định trạng thái của đất rời dựa vào hệ số rỗng

Loại đất	Chặt	Chặt vừa	xốp
Cát sỏi, thô, vừa	$e < 0,55$	$0,55 \leq e \leq 0,7$	$e > 0,7$
Cát nhỏ	$e < 0,6$	$0,6 \leq e \leq 0,75$	$e > 0,75$
Cát bột	$e < 0,6$	$0,6 \leq e \leq 0,8$	$e > 0,8$

Ngoài hệ số rỗng, ta còn xác định trạng thái đất rời bằng độ chặt tương đối:

$$D_r = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} \quad \text{hoặc} \quad D_r = \frac{\gamma_d - \gamma_{d,\min}}{\gamma_{d,\max} - \gamma_{d,\min}} \times \frac{\gamma_{d,\max}}{\gamma_d} \times 100\%$$

Với :

e - hệ số rỗng của đất ở trạng thái tự nhiên;

$e_{\max}$ - hệ số rỗng của đất ở trạng thái rời rạc nhất;

$e_{\min}$ - hệ số rỗng của đất ở trạng thái chặt nhất.

Cách xác định D_r :

• $e_{\max}$: Sấy khô mẫu đất rời cho đổ nhẹ nhàng vào bình có khắc vạch đo thể tích với khoảng cách là 50cm. Đem cân bình ta được khối lượng đất ở trạng thái rời rạc nhất ứng với một thể tích xác định, sẽ tìm được dung trọng khô nhỏ nhất $\gamma_{d,\min}$. Từ đó xác định được $e_{\max}$.

$$e_{\max} = \frac{\gamma_s}{\gamma_{d,\min}} - 1$$

• $e_{\min}$: Dùng chấn động để nén chặt mẫu đất đến một thể tích không đổi trong bình có khắc độ. Đem cân bình ta được khối lượng đất ở trạng thái chặt nhất ứng với một thể tích xác định được dung trọng khô lớn nhất $\gamma_{d,\max}$. Từ đó xác định được $e_{\min}$.

$$e_{\min} = \frac{\gamma_s}{\gamma_{d,\max}} - 1$$

Phương pháp này còn hạn chế vì do ảnh hưởng của cách thực hiện xác định $e_{\max}$, $e_{\min}$ chưa thực sự chính xác.



Bảng 1.8: Xác định trạng thái của đất rời dựa vào độ chặt tương đối

D_r	Trạng thái của đất
$0 \leq D_r < 0,33$	Xốp
$0,33 \leq D_r < 0,67$	Chặt vừa
$0,67 \leq D_r \leq 1,0$	Chặt

1.8. TÍNH ĐẦM CHẶT CỦA ĐẤT

1.8.1. Định nghĩa về đầm chặt

Đầm chặt đất là cho tải trọng động lặp đi lặp lại nhiều lần để làm cho nền đất được đặc chắc nhất, sau đó có thể xây dựng công trình lên trên.

Quá trình đầm chặt làm tăng dung trọng của đất là do thể tích lỗ rỗng giảm, tức là nước và khí sẽ nhanh chóng thoát ra ngoài.

Đầm chặt thường được thực hiện bằng cách cơ học như dằn lăn, đầm nén hoặc rung dất.

1.8.2. Mục tiêu của việc đầm chặt

Giảm hệ số rỗng dẫn đến việc giảm hệ số thấm của đất.

Tăng độ bền chống cắt, do đó, tăng sức chịu tải của đất.

Làm giảm độ lún của công trình.

Làm giảm sự thấm nước qua công trình.

1.8.3. Thí nghiệm đầm chặt

** Dụng cụ thí nghiệm:*

- Khuôn đầm Proctor tiêu chuẩn, có thể tích $V = 944\text{cm}^3$, trọng lượng khuôn và đáy khuôn $Q = 4250\text{g}$ (đối với thiết bị tại bộ môn).

- Búa đầm có trọng lượng $2,5\text{kg}$; chiều cao rơi $30,48\text{ cm}$

** Trình tự thí nghiệm:*

- Dùng khoảng $3 \div 5\text{ kg}$ đất đã sấy hoặc phơi khô, dùng chày làm tơi đất và cho qua rây $N_0.4$ ($4,76\text{mm}$).

- Thêm nước vào đất khô để tạo độ ẩm ban đầu cho mẫu đất, trộn đều.

Nếu khối lượng đất bị hạn chế cho phép sử dụng lại đất sau lần làm thí nghiệm đầu tiên để chế bị mẫu cho lần làm thí nghiệm tiếp theo.

Độ ẩm yêu cầu cho lần thí nghiệm đầu tiên đối với cát là khoảng 5% ; đối với đất sét là khoảng 10% . Những lần tiếp theo độ ẩm sẽ tăng lên $2-3\%$.

- Cho đất vào khuôn và tiến hành đầm làm 3 lớp. Tùy theo mỗi loại đất mà số búa đầm trên mỗi lớp như sau:

Loại đất	Số búa đầm
Đất cát và á cát	25
Đất á sét và đất sét có $I_p < 30$	$30 \div 40$
Đất sét có $I_p > 30$	$40 \div 50$

Khi đầm lớp thứ 3 cố gắng sao cho sau khi đầm thì đất nhô cao hơn mặt khuôn một lớp không lớn hơn $2 - 5\text{mm}$.

- Tháo cổ khuôn và dùng dao gạt bằng mặt.

- Cân đất ướt và khuôn để xác định khối lượng riêng đất ẩm. Dùng một ít đất trong khuôn sau khi cân để xác định độ ẩm.

- Lặp lại thí nghiệm với độ ẩm tăng dần khoảng $4 \div 6$ lần cho đến khi khối lượng thể tích giảm.

** Tính toán kết quả thí nghiệm*

Bước 1: Xác định khối lượng thể tích đất ẩm: $\gamma = \frac{P}{V}$

Với P (g) - khối lượng đất ẩm ;

V (cm³) - thể tích đất = thể tích khuôn đầm.

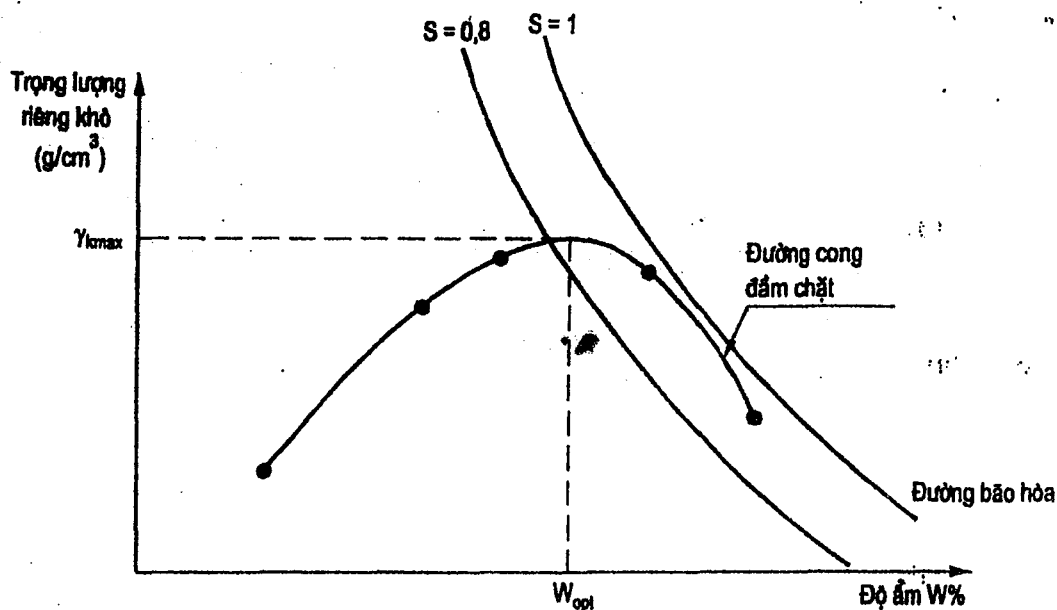
Bước 2: Xác định khối lượng thể tích đất khô: $\gamma_d = \frac{\gamma}{1 + W}$

Bước 3: Qua các điểm này vẽ biểu đồ quan hệ $W - \gamma_d$ (đường cong đầm chặt). Xác định các giá trị dung trọng khô lớn nhất $\gamma_d^{\max}$ và độ ẩm tốt nhất W_{opt} .

Bước 4: Đường bão hòa được thiết lập theo công thức: $S_r = \frac{G_s \gamma_d W}{G_s \gamma_w - \gamma} (\%)$

Ứng với một độ bão hòa xác định, khi cho trước 1 giá trị W sẽ tính được giá trị γ_d tương ứng: vẽ quỹ tích các cặp điểm (W, γ_d) với độ bão hòa bằng 80% và 100%.

1.8.4. Quan hệ giữa dung trọng khô và độ ẩm



Hình 1.18. Biểu đồ thí nghiệm đầm chặt

Độ ẩm của đất: công đầm sẽ đạt được hiệu quả cao nhất khi mẫu đất đạt đến một độ ẩm thích hợp nhất đối với loại đất đó độ ẩm đó gọi là độ ẩm tốt nhất (W_{opt}).

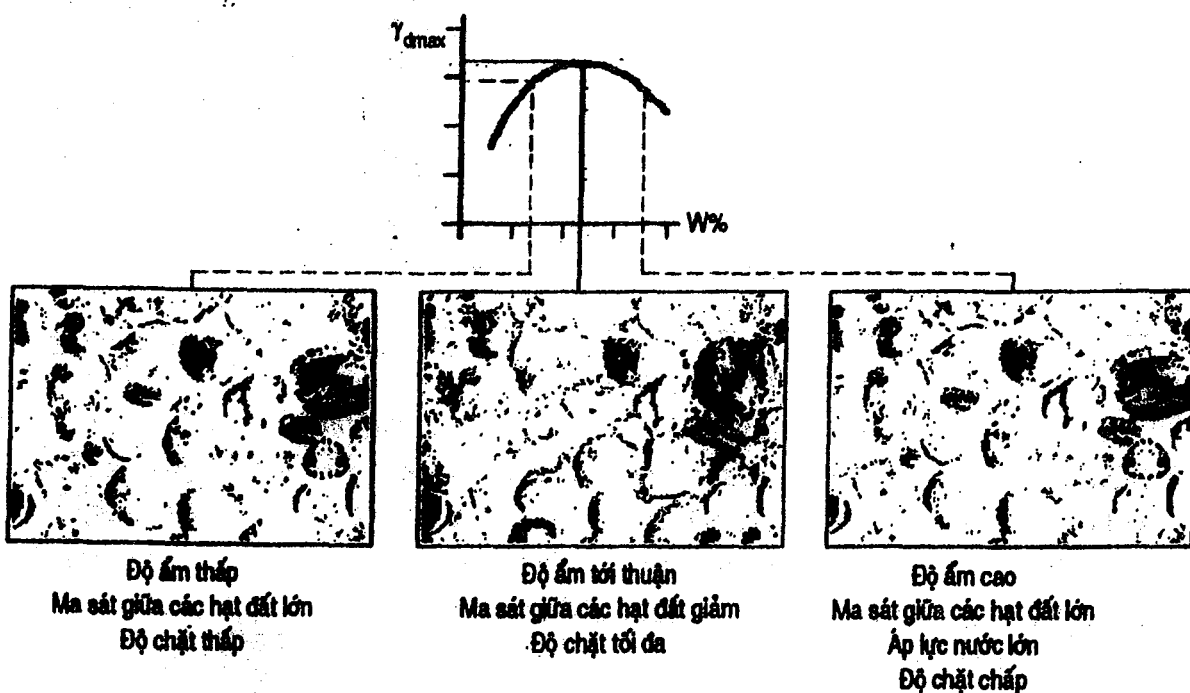
Độ ẩm tốt nhất (tối thuận) (W_{opt}) là lượng ngậm nước thích hợp để đạt được khối lượng thể tích khô lớn nhất ứng với một công đầm tiêu chuẩn nào đó.

Giải thích hiện tượng trên:

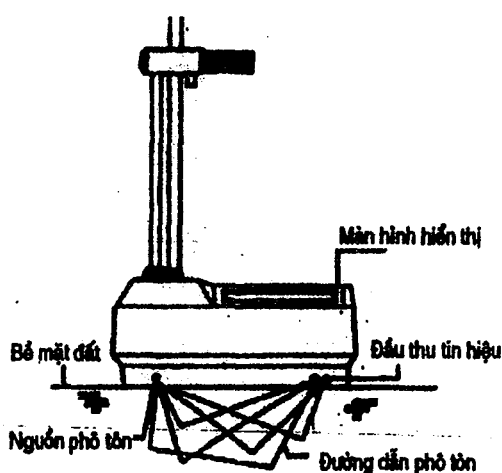
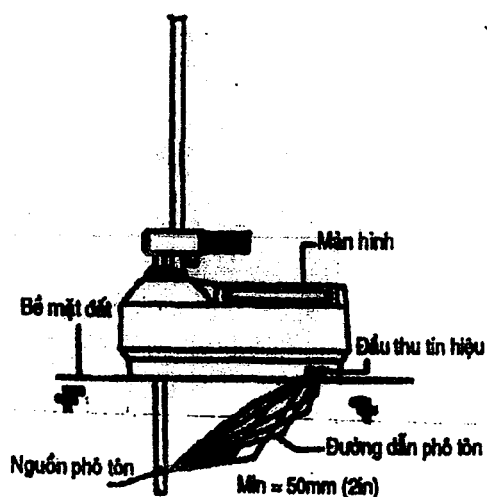
- Khi độ ẩm của mẫu đất còn nhỏ ma sát giữa các hạt rất lớn làm cho các hạt khó di chuyển dưới tác dụng của công đầm do đó dung trọng khô của đất cũng chưa lớn.

- Khi độ ẩm của mẫu đất đạt đến độ ẩm thích hợp nhất (W_{opt}) thì xung quanh các hạt đất xuất hiện nước liên kết mặt ngoài làm cho các hạt đất dễ dàng dịch chuyển dưới tác dụng của công đầm, từ đó các hạt sắp xếp chặt lại, dung trọng khô của đất đạt được dung trọng khô lớn nhất.

- Khi độ ẩm của mẫu đất tăng lên nữa thì dung trọng khô của đất sẽ giảm xuống do công đầm chỉ truyền lên phần áp lực nước lỗ rỗng trong đất làm cho ứng suất có hiệu giảm.



1.8.4. Hệ số đầm chặt



Hình 1.19. Sơ đồ thí nghiệm phóng xạ theo 2 nguyên lý

Hệ số đầm chặt k được xác định theo công thức:

$$k = \frac{\gamma_{d(site)}}{\gamma_{d,max(lab)}}$$

với:

$\gamma_{d,max}$ - dung trọng khô lớn nhất, xác định bằng phương pháp thí nghiệm Proctor trong phòng thí nghiệm.

$\gamma_{d(site)}$ - dung trọng khô xác định tại hiện trường, bằng phương pháp dao vòng, nón cát, túi nước...

Các phương pháp kể trên đều theo một nguyên lý chung: xác định được dung trọng tự nhiên tại hiện trường, sau đó đem mẫu đất về phòng thí nghiệm sấy khô, tìm độ ẩm để xác định dung trọng khô. Các phương pháp trên khá mất thời gian. Ta có thể xác định được trực tiếp giá trị dung trọng khô tại hiện trường nhờ vào phương pháp phóng xạ, có thể đo ở điểm các mặt đất khoảng 30cm.

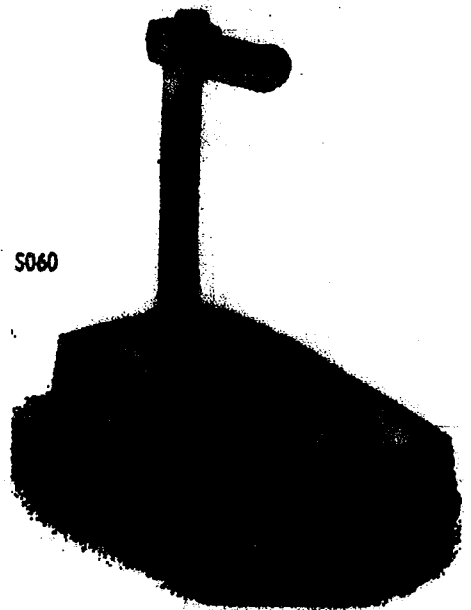
Nguyên tắc xác định dung trọng tự nhiên:

Phương pháp dựa trên sự yếu dẫn của tia gamma xuất phát từ nguồn đến đầu thu tín hiệu. Cường độ tia gamma khi tới đầu thu sẽ tỷ lệ thuận với mật độ điện tử. Tương tác giữa tia gamma và nguyên tử vật liệu càng mạnh thì vật liệu bị chiếu - đất, càng đặc chắc do đó xác định được dung trọng tự nhiên của đất thông qua cường độ của tia gamma khi truyền trong đất trên cơ sở so sánh với một biểu giá trị chuẩn, phù hợp với từng loại máy.

Có 2 phương pháp đo với nguyên lý khác nhau:

- Phương pháp đo phóng xạ truyền trực tiếp: Nguồn tia gamma được gắn ở đầu dò di động và được đưa xuống sâu đến vị trí cần đo. Tia gamma được đầu thu ghi nhận sau khi đã đi qua môi trường vật liệu cần đo.

S060



- Phương pháp đo phóng xạ truyền gián tiếp: Nguồn tia gamma được gắn ở đầu dò được gắn ở bản đáy của máy. Tia gamma được đầu thu ghi nhận sau khi đã đi qua vật liệu và tán xạ ngược trở lại bề mặt tiếp xúc giữa môi trường cần đo và máy.

Nguyên tắc xác định độ ẩm:

Phương pháp dựa trên sự giảm tốc của neutron xuất phát từ một nguồn neutron nhanh do va chạm chủ yếu với các hạt nhân hidro. Bằng cách đo số neutron bị làm chậm trong quá trình tương tác trên khi đi qua môi trường vật liệu cần đo, ta có thể xác định số lượng nguyên tử hidro có trong vật liệu, từ đó, xác định lượng nước có trong đất.

1.9. PHÂN LOẠI ĐẤT

1.9.1. Theo tiêu chuẩn ASTM

**Bảng 1.9: Phân loại đất theo kích thước hạt -
theo American Society for Testing and Materials (ASTM)**

Tên hạt đất	Kích thước hạt d (mm)
Hạt sỏi, sạn	$76,2 \div 4,75$
Hạt cát Cát hạt to Cát hạt trung Cát hạt mịn	$4,75 \div 2$ $2 \div 0,425$ $0,425 \div 0,075$
Hạt bụi, sét	$< 0,0075$

**Bảng 1.10: Phân loại đất theo kích thước hạt -
theo US Department of Agriculture**

Tên hạt đất	Kích thước hạt d (mm)
Đá lăn	> 100
Hạt cuội	$100 \div 10$
Hạt sỏi	$10 \div 2$
Cát hạt rất to Cát hạt to Cát hạt trung Cát hạt mịn Cát hạt rất mịn	$2 \div 1$ $1 \div 0,5$ $0,5 \div 0,25$ $0,25 \div 0,1$ $0,1 \div 0,05$
Hạt bụi	$0,05 \div 0,002$
Hạt sét	$< 0,002$

Bảng 1.11: Ký hiệu Tiếng Anh tên đất và trạng thái

Loại đất	Kí hiệu	Phân loại	Kí hiệu
Đá lăn (Boulfer)	B	Cấp phối tốt (Well-graded)	W
Cuội (Cobble)	Co	Cấp phối xấu (Poor-graded)	P
Sỏi, sạn (Gravel)	G	Pha bụi	M
Cát (Sand)	S	Pha sét	C
Bụi (Silt)	M	Tính dẻo thấp (Low Plasticity)	L
Sét (Clay)	C	Độ dẻo cao (High Plasticity)	H
Hữu cơ (Organic)	O	Lượng hạt mịn (Fine) lọt qua rây 200 (0,074 mm)	F
Bùn, than bùn (Peat)	P _t		

Đất hạt thô: khi có $\geq 50\%$ hạt trên rây #200 (0,074 mm)

Đất hạt mịn: khi có $\geq 50\%$ hạt dưới rây #200

Sỏi, sạn (G) : $\geq 50\%$ là hạt thô (trên rây #200; 0,074 mm) và $> 50\%$ trên rây #4 (4,76 mm).

- W (well) khi $C_u \geq 4$ và $1 \leq C_g \leq 3 \Rightarrow GW$

- P (poor) ngược lại $\Rightarrow GP$

Cát (S): $\geq 50\%$ là hạt thô (trên rây #200) và $> 50\%$ trên rây #4:

- W (well) khi $C_u \geq 6$ và $1 \leq C_g \leq 3 \Rightarrow SW$

- P (poor) ngược lại $\Rightarrow SP$

- Khi C hay M chứa trên 12% là đất hạt mịn và căn cứ vào đường A $\rightarrow GC$ hay GM

- Khi C hay M chứa khoảng 5% - 12% dùng kí hiệu kép: $GW-GC$, $GP-GC$

Sét (C): $> 50\%$ là hạt mịn (lọt qua rây # 200) và trên đường A (giản đồ Casagrande)

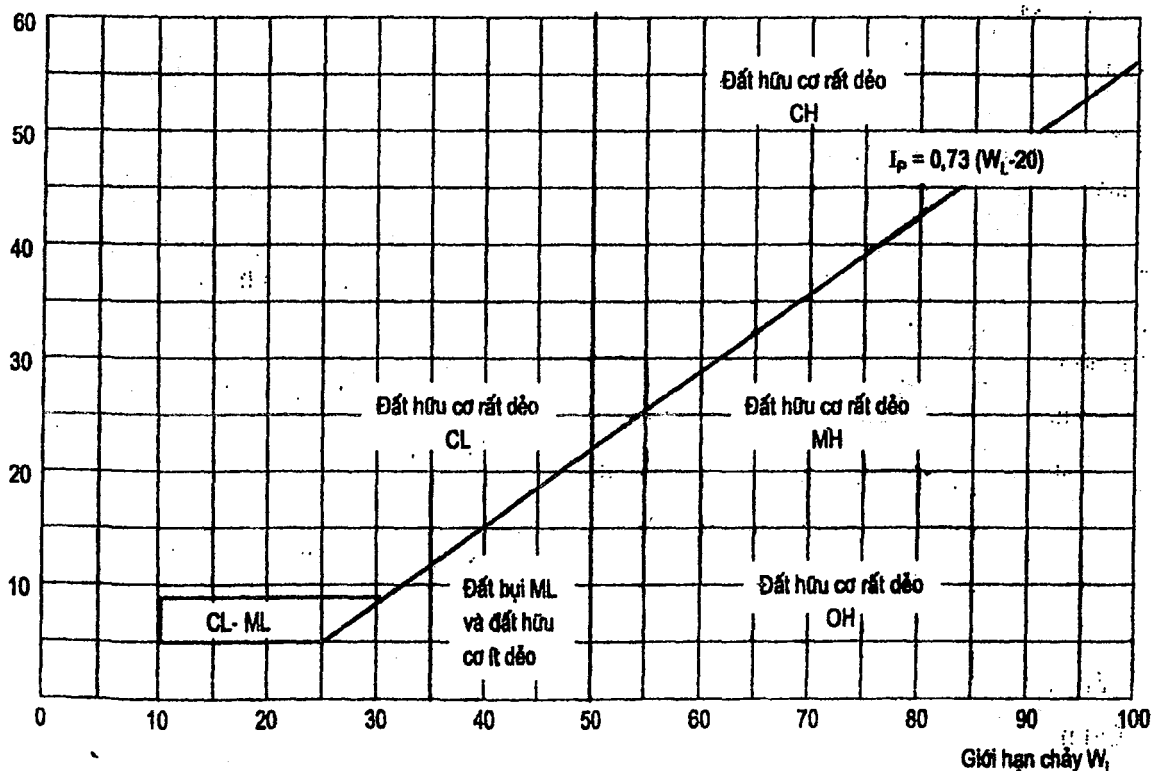
Bụi (M): $> 50\%$ là hạt mịn (lọt qua rây # 200) và dưới đường A:

- H khi $w_L \geq 50\%$ $\rightarrow CH$ hay MH

- L khi $w_L < 50\%$ $\rightarrow CL$ hay ML

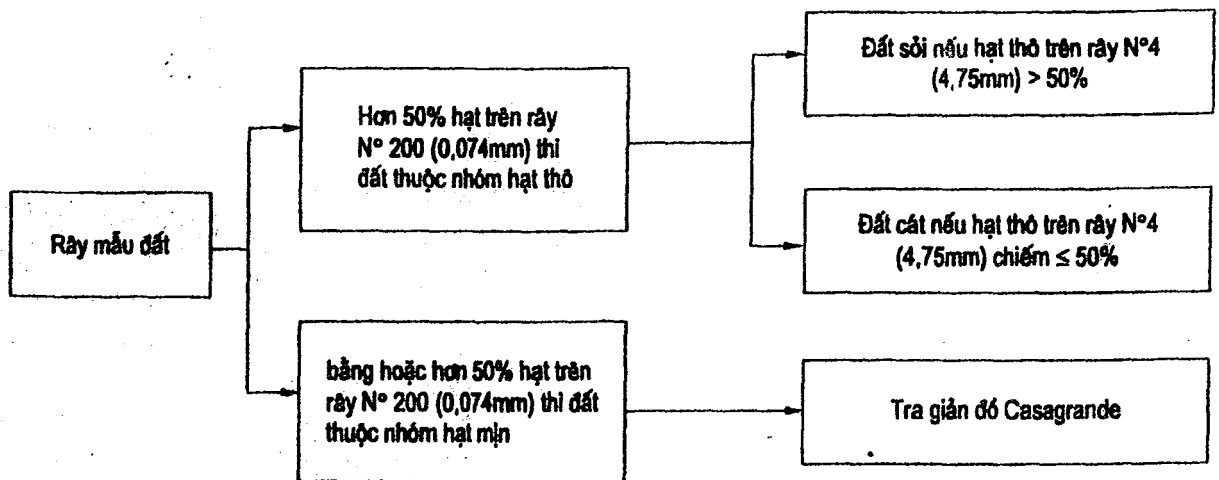
Đất dính

Chỉ số dẻo I_p



Hình 1.20. Giản đồ Casagrande để xác định tên và trạng thái của đất dính

QUI TRÌNH PHÂN LOẠI ĐẤT



Theo tiêu chuẩn Việt Nam

Bảng 1.12: Phân loại đất theo kích thước hạt - theo Tiêu chuẩn Việt Nam

Tên hạt đất	Kích thước hạt d (mm)
Đá lẫn	>300
Hạt cuội, dăm	150+ 300
Hạt sỏi, sạn	150 + 2
Hạt cát	2 ÷ 0,06
Hạt bụi	0,06 ÷ 0,02
Hạt sét	< 0,002

Tên đất	Phân phối hạt tính bằng %
Đất hòn lớn	
Đá dăm, cuội	KL hạt lớn trên 10mm trên 50%
Sỏi, sạn	KL hạt lớn trên 2mm trên 50%
Đất cát	
Cát sỏi	KL hạt lớn trên 2mm trên 25%
Cát thô	KL hạt lớn trên 0,5mm trên 50%
Cát vừa	KL hạt lớn trên 0,25mm trên 50%
Cát nhỏ	KL hạt lớn trên 0,1mm trên 75%
Cát bột	KL hạt lớn trên 0,1mm dưới 75%

Chỉ số dẻo I_p	Tên đất
$I_p > 17$	Sét
$7 \leq I_p \leq 17$	Sét pha
$I_p < 7$	Cát pha

Lưu ý: Theo TCVN, giới hạn nhão W_L sẽ được xác định từ thí nghiệm chùy xuyên Vaxiliev, vốn cho giá trị sai lệch đôi chút với phương pháp thí nghiệm dùng chỏm cầu Casagrande. Nếu dùng dụng cụ Casagrande để xác định giới hạn nhão, muốn phân loại đất theo TCVN, ta có thể chuyển đổi:

$$w_L^{Vaxi} = a w_L^{Casa} - b$$

w_L^{Vaxi} , w_L^{Casa} là các giới hạn chảy theo Vaxiliev và Casagrande; với $a = 0,73$ và $b = 6,47\%$ ứng với đất có giới hạn chảy từ $20\% \div 100\%$

Đất bùn:

Bùn sét	$I_L > 1$	$W_L > W$	$e > 1,5$	$I_p > 17$
Bùn á sét	$I_L > 1$	$W_L > W$	$e > 1,1$	$7 \leq I_p \leq 17$
Bùn á cát	$I_L > 1$	$W_L > W$	$e > 0,9$	$I_p < 7$

BÀI TẬP CHƯƠNG 1

Bài 1.1: Cho một mẫu đất sét, trạng thái dẻo cứng, bão hòa hoàn toàn, có chiều cao 4 cm và đường kính $d = 6,4\text{cm}$, cân nặng 235g. Khối lượng hạt sau khi sấy khô là 175g. Tỷ trọng hạt $G_s = 2,68$. Lấy trọng lượng riêng của nước là $\gamma_w = 10\text{kN/m}^3$. Xác định các đặc trưng sau của mẫu đất trên:

- Trọng lượng riêng tự nhiên γ (kN/m^3).
- Độ ẩm $W\%$.
- Hệ số rỗng e .
- Trọng lượng riêng khô γ_d (kN/m^3).

Giải:

- Trọng lượng riêng tự nhiên γ (kN/m^3)

- Thể tích của mẫu đất: $V = \frac{\pi d^2}{4} h = \frac{3,14 \times 6,4^2}{4} \times 4 = 128,6144(\text{cm}^3)$

- Khối lượng riêng của mẫu đất: $\rho = \frac{Q}{V} = \frac{235}{128,6144} = 1,827(\text{g/cm}^3)$

- Trọng lượng riêng tự nhiên của mẫu đất: $\gamma = \rho \cdot g = 1,827 \times 10 = 18,27(\text{kN/m}^3)$

b) Độ ẩm $W\%$

$$\text{Độ ẩm của mẫu đất: } W = \frac{Q_w}{Q_d} = \frac{235 - 175}{175} \times 100\% = 34,28\%$$

c) Hệ số rỗng e

- Đất bão hòa hoàn toàn $\rightarrow S_r = 100\% = 1$

$$\text{- Hệ số rỗng: } e = \frac{G_s \cdot W}{S_r} = \frac{2,68 \times 34,28}{100} = 0,92$$

d) Trọng lượng riêng khô γ_d (kN/m^3)

$$\text{- Trọng lượng riêng khô của mẫu đất: } \gamma_d = \frac{\gamma}{1 + W} = \frac{18,27}{1 + 0,3428} = 13,606 (\text{kN/m}^3)$$

Bài 2.1: Xác định các giới hạn Atterberg của một mẫu đất có độ ẩm tự nhiên là 49,5%, các số liệu thí nghiệm được thể hiện trong bảng sau:

Số hiệu lon	Đơn vị	Giới hạn nhão			Giới hạn dẻo	
		N_{30}	N_{19}	N_{70}	N_{25}	N_{62}
Số lần rơi (N)	lần	22	30	39		
Khối lượng đất ẩm + lon	g	24,92	17,99	16,06	28,55	27,82
Khối lượng đất khô + lon	g	17,53	14,16	13,43	25,41	24,81
Khối lượng lon	g	4,58	4,46	4,43	11,96	11,96

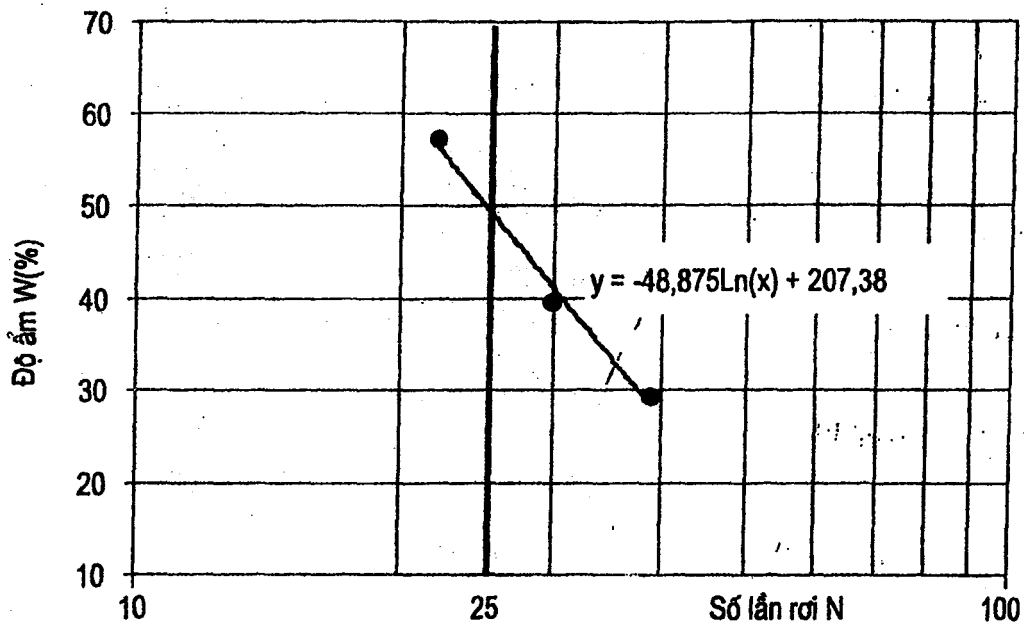
Giải:

Ta có bảng tính và đồ thị $W - \log(N)$ như sau:

Số hiệu lon	Đơn vị	Giới hạn nhão			Giới hạn nhão	
		N_{30}	N_{19}	N_{70}	N_{25}	N_{62}
Số lần rơi (N)	lần	22	30	39		
Khối lượng đất ẩm + lon	g	24,92	17,99	16,06	28,55	27,82
Khối lượng đất khô + lon	g	17,53	14,16	13,43	25,41	24,81
Khối lượng lon	g	4,58	4,46	4,43	11,96	11,96
Độ ẩm	%	57,066	39,485	29,222	23,346	23,424
Giới hạn Atterberg	%	$W_L = 52,1$			$W_P = 23,4$	

$$\text{Chỉ số dẻo: } I_p (\%) = 52,1 - 23,4 = 28,7 (\%)$$

$$\text{Chỉ số nhão: } I_L = \frac{W - W_P}{I_p} = \frac{49,5 - 23,4}{28,7} = 0,91$$



Kết luận:

Theo tiêu chuẩn ASTM, dựa vào hình 1.20: $\left. \begin{array}{l} I_p = 28,72 \\ W_L = 52,15 \end{array} \right\} \rightarrow \text{Đất sét rất dẻo (CH)}$

Theo TCVN 5747:1993, các giới hạn chảy và dẻo được xác định theo phương pháp Vaxiliev nên để xác định tên và trạng thái của đất, ta phải tiến hành chuyển đổi:

$$W_{L}^{Vax} = aW_L^{Cas} - b = 0,73 \times 52,1 - 6,47 = 31,6(\%)$$

$$W_p^{Vax} = W_p^{Cas} = 23,4(\%)$$

$$I_p^{Vax} = 8,2(\%)$$

$$I_L^{Vax} = \frac{49,5 - 23,4}{8,2} = 3,2 > 1$$

→ Đất sét pha, trạng thái nhão.

Bài 1.3: Một mẫu đất ở trạng thái tự nhiên có đường kính 6,3cm và chiều cao 10,2cm, cân nặng 590g. Lấy 14,64g đất trên đem sấy khô hoàn toàn, đem cân lại được 12,2g. Giới hạn nhão $W_L = 25,0\%$, giới hạn dẻo $W_p = 15,0\%$. Tỷ trọng hạt $G_s = 2,67$. Lấy trọng lượng riêng của nước là $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$. Xác định các đặc trưng sau của mẫu đất trên:

- Hệ số rỗng e ở trạng thái tự nhiên của mẫu đất.
- Độ bão hòa S_r .
- Độ rỗng n (%).
- Trọng lượng riêng đẩy nổi γ' (kN/m^3)
- Xác định tên và trạng thái của đất theo TCVN, ASTM

f) Cần thêm vào mẫu đất một lượng nước bao nhiêu (ml) để mẫu đất bão hòa hoàn toàn?

g) Xác định trọng lượng riêng bão hòa khi $S_r = 1$?

Giải:

a) Hệ số rỗng e ở trạng thái tự nhiên của mẫu đất.

- Thể tích của mẫu đất: $V = \frac{\pi d^2}{4} h = \frac{3,14 \times 6,3^2}{4} \times 10,2 = 317,8 (\text{cm}^3)$

- Trọng lượng riêng tự nhiên của mẫu đất: $\gamma = \rho \cdot g = \frac{590}{317,8} \times 10 = 18,56 (\text{kN} / \text{m}^3)$

- Độ ẩm của mẫu đất: $W = \frac{Q_w}{Q_d} = \frac{14,64 - 12,29}{12,29} \times 100\% = 19,12\%$

- Trọng lượng riêng hạt: $\gamma_s = G_s \cdot \gamma_w = 2,67 \times 10 = 26,7 (\text{kN} / \text{m}^3)$

- Khối lượng riêng khô (ứng với toàn mẫu): $Q_s = \frac{590 \times 12,29}{14,64} = 495,3 (\text{g})$

- Thể tích hạt: $V_s = \frac{Q_s}{\rho_s} = \frac{495,3 (\text{g})}{2,67 (\text{g} / \text{cm}^3)} = 185,5 (\text{cm}^3)$

- Thể tích phần rỗng: $V_v = V - V_s = 317,8 - 185,5 = 132,3 (\text{cm}^3)$

- Hệ số rỗng: $e = \frac{V_v}{V_s} = \frac{132,3}{185,5} = 0,71$

b) Độ bão hòa S_r

- Khối lượng nước (ứng với toàn mẫu):

$$Q_w = 590 - 495,3 = 94,7 (\text{g}) \rightarrow V_w = 94,7 (\text{cm}^3)$$

- Độ bão hòa: $S_r = \frac{V_w}{V_v} = \frac{94,7}{132,3} \times 100\% = 71,58\%$

c) Độ rỗng n

- Độ rỗng n : $n = \frac{e}{1 + e} = \frac{0,71}{1 + 0,71} \times 100\% = 41,52\%$

d) Trọng lượng riêng đẩy nổi γ' (kN / m^3)

- Trọng lượng riêng đẩy nổi: $\gamma' = \frac{(G_s - 1) - e(1 - S_r)}{1 + e} \gamma_w = 0,859 (\text{g} / \text{cm}^3)$

e) Xác định tên và trạng thái của đất theo TCVN, ASTM

$$\left. \begin{aligned} I_p &= W_L - W_P = 25 - 15 = 10\% \\ I_L &= \frac{W - W_P}{I_p} = \frac{19,12 - 15}{10} = 0,412 \end{aligned} \right\}$$

Theo TCVN 5747:1993, $7 < I_p < 17$; $0,25 < I_L < 0,5 \rightarrow$ đất sét pha, trạng thái dẻo.

Theo ASTM: $W_L = 15\%$; $I_L = 41,2\% \rightarrow$ CL (đất sét pha, trạng thái dẻo trung bình).

f) Cần thêm vào mẫu đất một lượng nước bao nhiêu (ml) để mẫu đất bão hòa hoàn toàn?

Khi thêm nước, mẫu đất bão hòa hoàn toàn, $S_r = 100\%$, độ ẩm lúc đó của mẫu đất là:

$$W = \frac{S_r \cdot e}{G_s} = \frac{100 \times 0,71}{2,67} = 26,6\% \quad (e = \frac{V_v}{V_s} \text{ không đổi})$$

- Khối lượng nước trong mẫu đất lúc sau: $Q_w = Q_s \cdot W = 495,3 \times 0,266 = 131,75(\text{g})$

- Khối lượng nước cần thêm vào: $Q'_w = 131,75 - 94,7 = 35,05(\text{g}) \rightarrow V_w = 35,05\text{ml}$

g) Xác định trọng lượng riêng khi bão hòa

- Khối lượng mẫu đất khi bão hòa: $Q = Q_w + Q_s = 131,75 + 495,3 = 627,05(\text{g})$

- Trọng lượng riêng bão hòa của mẫu đất: $\gamma_{\text{sat}} = \rho \cdot g = \frac{627,05}{317,8} \times 10 = 19,73(\text{kN/m}^3)$

Bài 1.4: Thí nghiệm Proctor tiêu chuẩn của 1 mẫu cát hạt trung có kết quả như trong bảng. Xác định dung trọng khô lớn nhất và độ ẩm tối thuận của mẫu cát trên.

Bảng kết quả thí nghiệm đầm chặt PROCTOR tiêu chuẩn

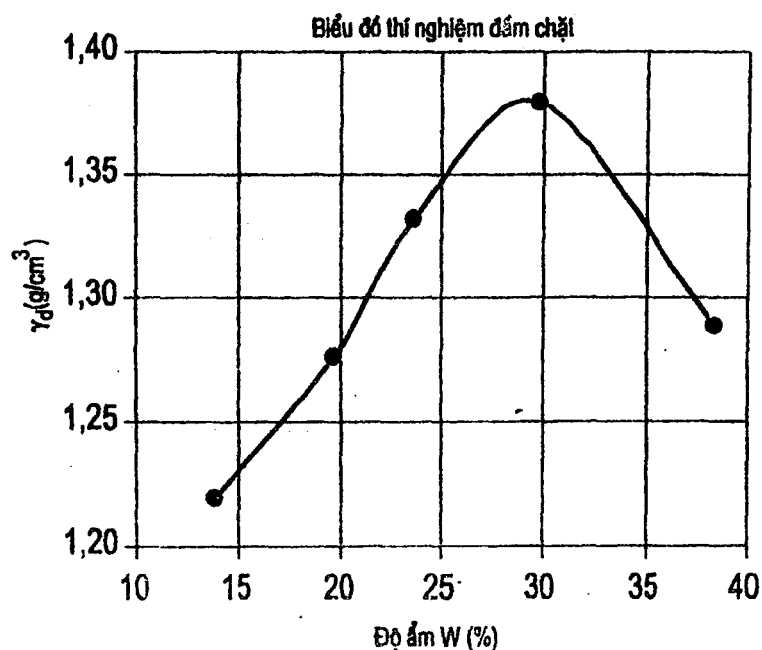
Các chỉ tiêu thí nghiệm	Đơn vị	Số thứ tự lần đầm				
		1	2	3	4	5
A - Khối lượng đất ẩm + khuôn	g	3264	3396	3509	3644	3638
B - Khối lượng khuôn	g	1954	1954	1954	1954	1954
C - thể tích khuôn	cm ³	944	944	944	944	944
Ký hiệu lon chứa		11	4	3	8	18
A - Khối lượng đất ẩm + lon	g	83,57	71,57	60,90	60,83	65,06
B - Khối lượng đất khô + lon	g	75,07	61,91	51,89	49,60	50,33
C - Khối lượng lon	g	13,41	12,77	13,80	11,86	11,96

Giải:

Ta có bảng tính và đồ thị $\gamma_d - W$ như sau:

Bảng kết quả thí nghiệm đầm chặt PROCTOR tiêu chuẩn

Các chỉ tiêu thí nghiệm	Đơn vị đo	Số thứ tự lần đầm				
		1	2	3	4	5
A - trọng lượng đất ẩm + khuôn	g	3264	3396	3509	3644	3638
B - trọng lượng khuôn	g	1954	1954	1954	1954	1954
C - thể tích khuôn	cm ³	944	944	944	944	944
Dung trọng ẩm: $\gamma = \frac{A - B}{C}$	g/cm ³	1,387	1,527	1,647	1,790	1,783
Ký hiệu lon chứa		11	4	3	8	18
A - trọng lượng đất ẩm + lon	g	83,57	71,57	60,90	60,83	65,06
B - trọng lượng đất khô + lon	g	75,07	61,91	51,89	49,60	50,33
C - trọng lượng lon	g	13,41	12,77	13,80	11,86	11,96
Độ ẩm: $W = \frac{A - B}{B - C}$	%	13,8	19,7	23,7	29,8	38,4
Dung trọng khô: $\gamma_d = \frac{\gamma}{1 + W}$	g/cm ³	1,219	1,276	1,332	1,379	1,289



Kết quả

1- Dung trọng khô lớn nhất: $\gamma_{d\max\text{ lc}} = 1,380 \text{ g/cm}^3$

2- Độ ẩm tốt nhất: $W_{\text{opt}} = 29,5\%$

Bài 1.5: Để san lấp nền cho 1 khu dân cư, người ta chọn loại vật liệu rời có độ ẩm là 11%. Dem mẫu đất san lấp này về làm thí nghiệm tiêu chuẩn Proctor tiêu, ta được bảng kết quả sau:

Đại lượng	Đơn vị	Số thứ tự lần đầm			
		1	2	3	4
Dung trọng ẩm	kN/m^3	18,2	18,9	19,8	20,2
Độ ẩm	%	7	10,2	13,3	15,8

a) Xác định trọng lượng riêng khô lớn nhất mà loại đất này khi đầm có thể đạt được.

b) Khối lượng đất đã được sấy khô hoàn toàn để đầm chặt là 3kg, xác định lượng nước thêm vào (ml) để mẫu đất tăng độ ẩm từ 7% đến 10,2%.

c) Nếu dùng 100m^3 đất trên để san nền thì phải thêm vào bao nhiêu lít nước để khi lu lèn đạt độ chặt trên, cho biết dung trọng tự nhiên của đất đắp là 15 kN/m^3 .

Giải:

a) Xác định trọng lượng riêng khô lớn nhất

Đại lượng	Đơn vị	Số thứ tự lần đầm			
		1	2	3	4
Dung trọng ẩm	kN/m^3	18,2	18,9	19,8	20,2
Độ ẩm	%	7	10,2	13,3	15,8
Dung trọng khô	kN/m^3	17,01	17,15	17,48	17,44

Trọng lượng riêng khô lớn nhất $\gamma_{d\max} = 17,48 \text{ kN/m}^3$

b) Khối lượng đất đã được sấy khô hoàn toàn để đầm chặt là 3kg, xác định lượng nước thêm vào (ml) để mẫu đất tăng độ ẩm từ 7% đến 10,2%.

Độ ẩm tăng lên: $10,2 - 7 = 3,2\%$

Lượng nước thêm vào: $W = \frac{Q_w}{Q_s} \rightarrow Q_w = W \cdot Q_s = 0,032 \times 3000 = 96(\text{g}) = 96(\text{ml})$

c) Nếu dùng 100m^3 đất trên để san nền thì phải thêm vào bao nhiêu lít nước để khi lu lèn đạt độ chặt trên, cho biết dung trọng tự nhiên của đất đắp là 15 kN/m^3 .

Độ chặt trên ứng với độ ẩm là 13,3%.

Độ ẩm cần tăng lên: $13,3 - 11 = 2,3\%$

Khối lượng đất đầm chặt: $100 \times 15 = 1500 \text{ kN} = 150000 (\text{kg})$

Khối lượng đất khô hoàn toàn: $Q_d = \frac{Q}{1+W} = \frac{150000}{1+0.11} = 135135,135(\text{kg})$

Lượng nước thêm vào:

$W = \frac{Q_w}{Q_s} \rightarrow Q_w = W \cdot Q_s = 0,023 \times 135135 = 3108(\text{kg}) = 3108(\text{lít})$

Bài 1.6: Một đập có kích thước $30\text{m} \times 1,5\text{m}$ chạy dài làm từ đất đầm chặt. Đất được vận chuyển từ bãi đất cát gần đó. Độ ẩm của đất tại bãi là 15% và hệ số rỗng 0,69. Dung trọng đất được đầm chặt cần thiết là 18 kN/m^3 . Xác định, cho 1 km chiều dài đập, các yếu tố sau:

- Thể tích đất cát lấy từ bãi cần thiết để xây dựng.
- Số lượng xe tải vận chuyển đất có sức chở thực tế 10m^3 /xe cần thiết.
- Lượng nước chứa trong đất trên mỗi xe tải chở đầy đất.
- Độ bão hòa của đất cát ở hiện trường.

Giải:

Dung trọng khô của đất từ bãi:

$$\gamma_d = \frac{G_s \times \gamma_w}{1+e} = \frac{2,7 \times 9,81}{1+0,69} = 15,7 (\text{kN/m}^3)$$

Thể tích của đập trên 1km chiều dài:

$$V = 30 \times 1,5 \times 10^3 = 45 \times 10^3 (\text{m}^3)$$

Thể tích đất lấy từ bãi cần thiết: $Q_{\text{đất}} = Q_s = \gamma_{d1} V_1 = \gamma_{d2} V_2$

$$V_{\text{ct}} = \frac{\gamma_d}{\gamma_{\text{đất}}} V = \frac{18}{15,7} \times 45 \times 10^3 = 51,6 \times 10^3 (\text{m}^3)$$

Số lượng xe cần thiết:

$$51,6 \times 10^3 / 10 = 5160 (\text{xe})$$

Trọng lượng đất khô chứa trong một xe:

$$W_d = 10 \times 15,7 = 157 (\text{kN})$$

Trọng lượng nước chứa trong một xe:

$$W_d = 0,15 \times 157 = 23,6 (\text{kN})$$

Độ bão hòa:

$$S_r = \frac{wG_s}{e} = \frac{0,15 \times 2,7}{0,69} = 0,59 = 59\%$$

Bài 1.7: Một đập đất đắp cần 1 triệu m³ đất lèn chặt đến hệ số rỗng 0,8. Trong vùng lân cận dự định xây dựng đập, có 3 bãi đất được xác định là phù hợp để đắp đất. Giá thành mua đất cũng như đào đất như nhau đối với 3 bãi, sự khác nhau duy nhất là giá thành vận chuyển. Hệ số rỗng và giá thành vận chuyển của mỗi bãi đất được cho trong bảng dưới. Sử dụng đất từ bãi nào sẽ kinh tế nhất?

Bãi đất	Hệ số rỗng	Giá thành vận chuyển (USD/m ³)
1	1,8	0,60
2	0,9	1,00
3	1,5	0,75

Giải:

Gọi V_0 , e_0 là thể tích riêng và hệ số rỗng của đất đầm chặt của đập và V_i , e_i là thể tích riêng và hệ số rỗng của đất từ các bãi ($i = 1, 2, 3$).

Ta có :

$$\frac{V_i}{V_0} = \frac{1+e_i}{1+e_0}$$

Suy ra:

$$V_i = V_0 \frac{1+e_i}{1+e_0} = \frac{1 \times 10^6}{1+0,8} (1+e_i)$$

$$V = V_s (1+e)$$

Từ đó suy ra thể tích đất cần lấy từ các bãi và giá thành vận chuyển tương ứng. Kết quả cho trong bảng:

Bãi đất	Thể tích (m ³)	Giá thành vận chuyển (USD)
1	1,555,555	933,333
2	1,055,555	1,055,555
3	1,388,888	1,041,667

Đất lấy từ bãi đất 1 sẽ kinh tế nhất.

Bài 1.8: Cho một mẫu đất có đường kính 7cm, cao 5cm. Khi đem cân có trọng lượng 365g. Sau khi sấy khô, mẫu đất cân nặng 300g. Đem mẫu đất làm thí nghiệm nhão - dẻo ta được giới hạn nhão là 27% và giới hạn dẻo là 13%. Thí nghiệm tỉ trọng hạt ta được 2,66. Hãy xác định:

- Trọng lượng riêng (dung trọng) tự nhiên của mẫu đất.
- Độ ẩm.
- Trọng lượng riêng (dung trọng) khô của mẫu đất.
- Hệ số rỗng e .
- Độ rỗng n (%).
- Độ bão hòa S_r .

g) Tên đất.

h) Trạng thái của đất theo TCVN, ASTM.

Bài 1.9: Cho khối lượng thể tích tự nhiên một mẫu đất là $\rho = 1860 \text{ kg/m}^3$, khối lượng thể tích hạt là $\rho_s = 2650 \text{ kg/m}^3$, và độ ẩm $W = 15\%$. Hãy tính:

a) Hệ số rỗng e .

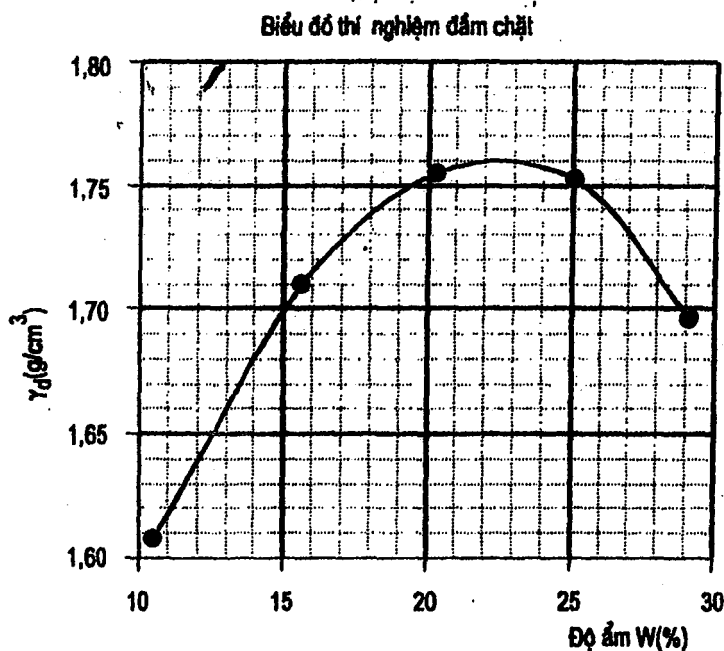
b) Độ rỗng n (%).

c) Độ bão hòa S_r .

Bài 1.10: Kết quả của thí nghiệm đầm chặt mẫu đất trong phòng như hình vẽ.

1) Xác định vùng độ ẩm ứng với hệ số đầm chặt $K \geq 0,98$.

2) Trọng lượng riêng khô tại một điểm thí nghiệm ngoài hiện trường được xác định bằng phương pháp rót cát (sand cone) có các số liệu như sau:



- Khối lượng đất lấy lên từ nền đất cân nặng 1181g sau đó đem sấy khô và cân lại được 963g.

- Khối lượng của bình cát trước khi rót cân nặng 5182g và sau khi rót cân lại nặng 3968g.

- Thể tích của cone hình nón là 248 cm^3 .

- Khối lượng riêng của cát thí nghiệm là $1,423 \text{ g/cm}^3$.

Xác định hệ số đầm chặt K tại điểm thí nghiệm.

Bài 1.11: Kết quả thí nghiệm xác định giới hạn nhão W_L (%) bằng phương pháp chồm cầu Casagrande và giới hạn dẻo W_p (%) của một mẫu đất dính như trong bảng xác định giá trị trong bảng số liệu giới hạn nhão và biểu diễn điểm này lên đồ thị quan hệ $W(\%)$ và $\log N$.

a) Xác định giới hạn nhão W_L (%) và giới dẻo W_p (%) của mẫu đất.

Biết mẫu đất dính trên có hàm lượng hạt sét là 80% và độ ẩm tự nhiên của mẫu đất khi nằm dưới nền đất là $W(\%) = 60\%$. Xác định tên của mẫu đất.

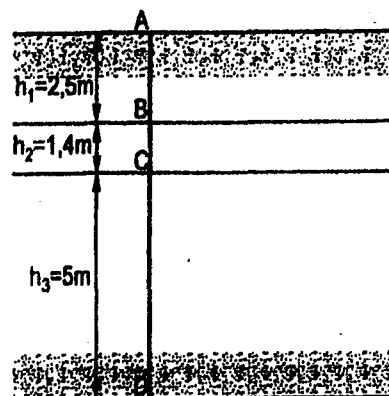
Dại lượng \ Giới hạn	GH nhão			GH dẻo	
Ký hiệu lon	M1	M2	M3	V1	V2
Khối lượng đất ẩm+lon (g)	24,76	29,72	27,45	23,68	24,46
Khối lượng đất khô+lon (g)	20,58	25,07	22,69	22,97	23,43
Khối lượng lon (g)	12,85	16,07	13,21	19,74	18,71
Độ ẩm $W(\%)$					
Số lần rơi của chỏm cầu N	11	24	39		
Kết quả TN (%)					

Bài 1.12: Một mẫu đất sét bão hòa nước có hình dạng không xác định cân nặng 605,2g. Khi mẫu đất được bọc kín bằng paraffin cân (trong không khí) nặng 614,2g và chiếm một thể tích 311ml khi nhấn chìm vào trong nước. Sau khi bóc bỏ vỏ bọc paraffin, mẫu đất được sấy khô và cân nặng 479,2g. Cho tỷ trọng của paraffin ở trạng thái cứng là 0,90. Xác định độ ẩm $W(\%)$, tỷ trọng hạt rắn G_s , trọng lượng riêng khô γ_d và hệ số rỗng e của mẫu đất. Lấy trọng lượng riêng của nước là $\gamma_w = 9,81 \text{ kN/m}^3$.

Bài 1.13: Để thi olympic cơ học toàn quốc năm 2002

Một lớp cát dày 8,9m có hệ số rỗng $e = 0,5$, tỷ trọng $G_s = 2,67$. Mực nước ngầm ở độ sâu 3,9m. Trên mực nước ngầm là đới bão hòa mao dẫn với độ bão hòa $S_r = 1$. Trên đới bão hòa mao dẫn đất ở trạng thái khô. Cho phép dùng $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$.

Hãy tính và vẽ biểu đồ phân bố ứng suất tổng σ , ứng suất trung hòa u và ứng suất hiệu quả σ' theo chiều sâu qua các điểm ABCD.



Bài 1.14: Để thi olympic cơ học toàn quốc năm 2005

Tính lượng nước sạch cần để điều chế vữa sét bentonite từ một tấn bột sét có độ ẩm $W = 10\%$ tỷ trọng hạt $G_s = 2,75$. Giả thiết trọng lượng riêng của vữa sét $\gamma = 11,5 \text{ KN/m}^3$.

Chương 2

PHÂN BỐ ỨNG SUẤT TRONG ĐẤT

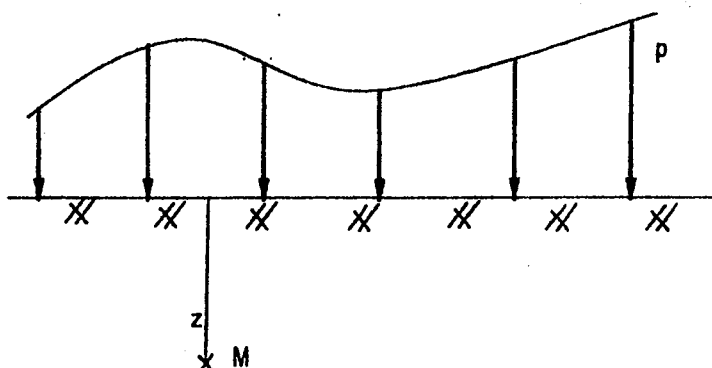
2.1 KHÁI NIỆM VỀ ỨNG SUẤT

Định nghĩa : Ứng suất là cường độ của nội lực trên một đơn vị diện tích.

$$\bar{p} = \lim \frac{\Delta \bar{P}}{\Delta \bar{F}}$$

Xét 1 điểm M thuộc đất nền ở độ sâu z, chịu tác dụng bởi 1 tải trọng p trên mặt đất. Điểm M chịu một áp lực tác dụng lên nó, gọi là ứng suất tại điểm M.

Đơn vị của ứng suất: kN/m^2 , Pa, kPa, MPa, kG/cm^2 .



Hình 2.1. Mô hình 1 điểm trong nền đất dưới tác dụng của lực p

Mục đích nghiên cứu

Khi nghiên cứu biến dạng, ổn định và cường độ chịu tải của nền đất, cũng như tính toán móng và các công trình xây dựng trong đất, chúng ta cần phải biết được trạng thái ứng suất của đất.

Nghiên cứu ứng suất tác dụng lên điểm bất kỳ nằm trong nền nhằm mục đích:

- Tính toán ổn định và sức chịu tải của nền, móng công trình.
- Xác định phạm vi chịu nén của đất nền nhằm phục vụ cho việc tính lún.

Đặc điểm của ứng suất:

- Phụ thuộc trị số của lực tác dụng.
- Phụ thuộc toạ độ của điểm đang xét.
- Phụ thuộc tới mặt phẳng xét ứng suất.

Các giả thiết về mô hình nền - mô hình đàn hồi

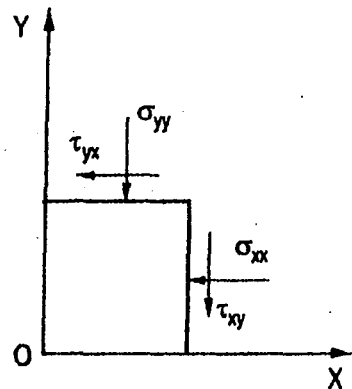
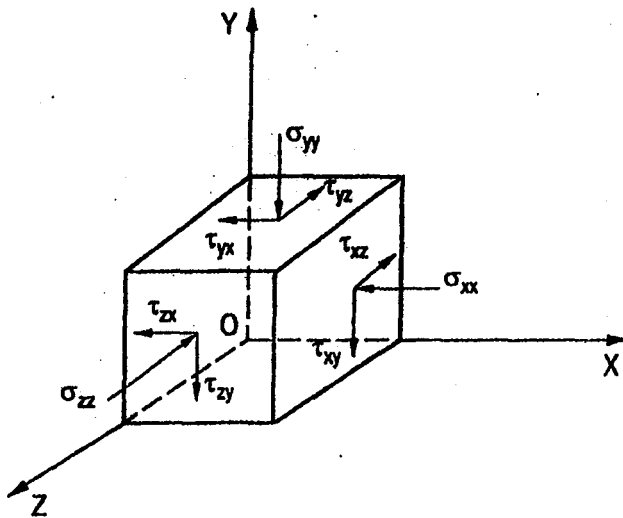
- Đất nền được xem là một bán không gian vô hạn.
- Xem đất nền là một môi trường đồng nhất và đẳng hướng.
- Quan hệ giữa ứng suất và biến dạng là tuyến tính (tuân theo lý thuyết đàn hồi, ứng với tải công trình nhỏ hơn 4 kG/cm^2 , tương đương nhà 40 tầng).

- Áp dụng nguyên lý cộng tác dụng tải trọng.

Các loại ứng suất trong đất

Trạng thái ứng suất của một phần tử đặc trưng bằng các ứng suất:

- Ứng suất pháp: $\sigma_{xx}, \sigma_{yy}, \sigma_{zz}$ (viết tắt là $\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$)
- Ứng suất tiếp: $\tau_{xy}, \tau_{xz}, \tau_{yx}, \tau_{yz}, \tau_{zx}, \tau_{zy}$



Hình 2.2. Ứng suất trong một mô hình phần tử đất ứng với hệ tọa độ 3 trục và 2 trục

Trong thực tế công trình ta phân biệt hai loại ứng suất trong nền đất:

- Ứng suất do trọng lượng bản thân đất nền.
- Ứng suất do tải trọng ngoài

2.2. PHÂN BỐ ỨNG SUẤT DO TRỌNG LƯỢNG BẢN THÂN

2.2.1. Ứng suất tổng - Trường hợp mực nước ngầm nằm rất sâu, bên dưới điểm đang xét

Ứng suất tổng do trọng lượng bản thân đất theo phương thẳng đứng tại một điểm bất kỳ cách mặt đất một độ sâu z , được ký hiệu là σ_{zbt} hoặc σ_{vbt} , có thể tính như là trọng lượng của cột đất bên trên truyền xuống:

$$\sigma_z^{bt} = \int_0^z \gamma_{(z)} \cdot dz$$

trong đó:

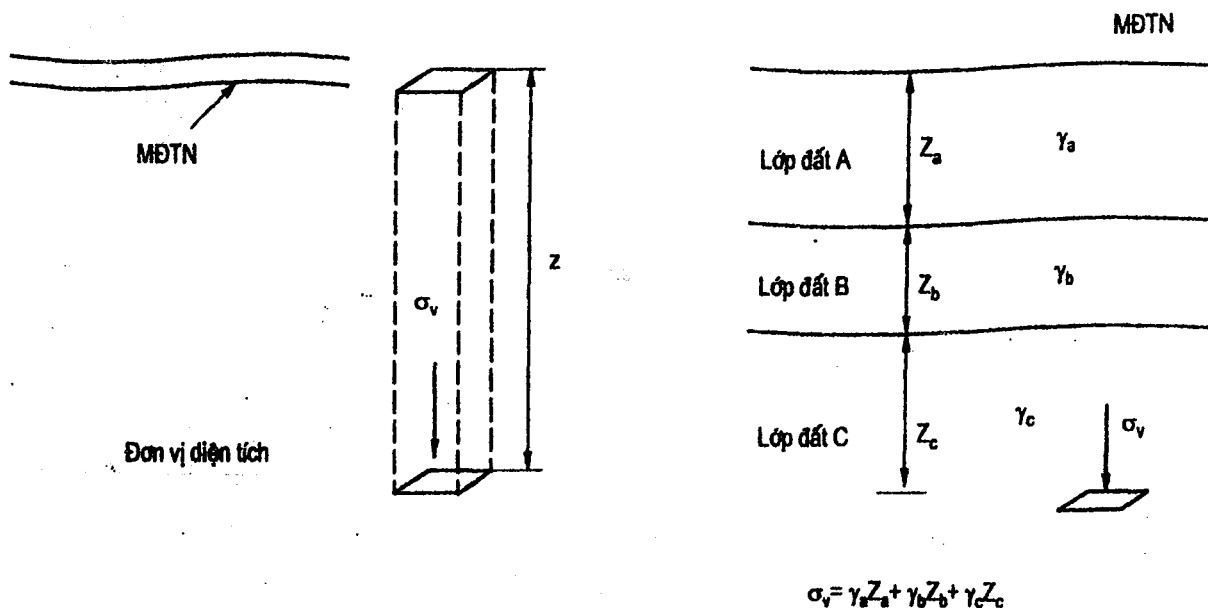
$\gamma_{(z)}$ - trọng lượng riêng tự nhiên của đất, thay đổi theo chiều sâu.

+ Nếu nền đồng nhất, có trọng lượng riêng tự nhiên là γ :

$$\sigma_z^{bt} = \gamma \cdot z$$

+ Nếu nền gồm nhiều lớp có bề dày h_i và trọng lượng riêng tự nhiên γ_i :

$$\sigma_z^{bt} = \int_0^{z_1} \gamma_{z1} dz + \int_{z_1}^{z_2} \gamma_{z2} dz + \dots + \int_{z_{(n-1)}}^{z_n} \gamma_{zn} dz = \sum_{i=1}^n \gamma_i \cdot z_i$$



Hình 2.3. Ứng suất do trọng lượng bản thân tại một điểm trong đất ứng với nền đồng nhất và nền nhiều lớp

Ứng suất tổng do trọng lượng bản thân đất theo phương ngang tại một điểm bất kỳ cách mặt đất một độ sâu z , được ký hiệu là σ_x^{bt} hoặc σ_h^{bt} , có thể tính bằng cách nhân ứng suất tổng do trọng lượng bản thân đất theo phương thẳng đứng với hệ số áp lực ngang ở trạng thái tĩnh K_0 .

$$\sigma_x^{bt} = \sigma_h^{bt} = K_0 \cdot \sigma_z^{bt} = K_0 \cdot \int_0^z \gamma_{(z)} \cdot dz$$

trong đó:

$\gamma_{(z)}$ - trọng lượng riêng tự nhiên của đất, thay đổi theo chiều sâu;

K_0 - hệ số nén hông, phụ thuộc vào từng loại đất.

Lưu ý: Giá trị K_0 phụ thuộc vào đặc tính của từng loại đất và được xác định tại lớp đất chứa điểm đang xét.

Có khá nhiều cách xác định giá trị K_0

+ Theo lý thuyết đàn hồi, hệ số áp lực ngang K_0 được ký hiệu là ξ

$$\xi = \frac{\nu}{1 - \nu}, \text{ với } \nu \text{ là hệ số nở hông hay hệ số Poisson.}$$

Bảng 2.1. Bảng tra hệ số nén hông ξ và hệ số Poisson ν

Loại đất	Hệ số nén hông ξ	Hệ số Poisson ν
Đất cát	0,33 ÷ 0,43	0,25 ÷ 0,3
Đất cát pha sét	0,28 ÷ 0,4	0,2 ÷ 0,3
Đất sét pha cát	0,49 ÷ 0,59	0,33 ÷ 0,37
Đất sét	0,61 ÷ 0,82	0,38 ÷ 0,45

+ Theo kết quả thực nghiệm của Jacky, thích hợp với đất rời, đất cát.

$$K_0 = 1 - \sin \varphi'$$

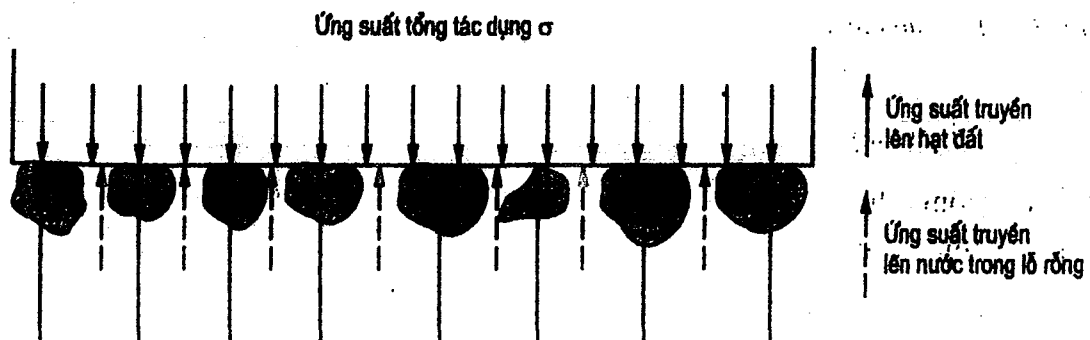
+ Theo kết quả thực nghiệm của Alpan, thích hợp với đất dính, đất loại sét.

$$K_0 = 0,19 + 0,233 \log I_p$$

Vì nền đất là một bán không gian đàn hồi vô hạn, nên một mặt phẳng thẳng đứng nào cũng là mặt phẳng đối xứng. Do đó, các ứng suất tiếp đều bằng không.

$$\tau_{xy} = \tau_{yz} = \tau_{zx} = 0$$

2.2.2. Ứng suất có hiệu và áp lực nước lỗ rỗng - Trường hợp có sự xuất hiện mực nước ngầm trong lớp đất đang xét.



Hình 2.4. Mối quan hệ giữa ứng suất tổng, ứng suất có hiệu và áp lực nước lỗ rỗng

Đất được cấu thành bởi 2 thành phần chính: hạt đất và nước trong lỗ rỗng. Vì thế, ứng suất tác dụng lên một điểm trong đất sẽ gồm 2 thành phần:

- Ứng suất truyền lên nước trong lỗ rỗng, gọi là áp lực nước lỗ rỗng, ký hiệu là u .
- Ứng suất truyền lên kết cấu hạt đất, gọi là ứng suất có hiệu (hữu hiệu - effective stress), ký hiệu là σ' . Đó là ứng suất truyền cho kết cấu đất thông qua vị trí tiếp xúc giữa các hạt. Chính thành phần ứng suất này đã gây nên các biến dạng, thay đổi thể tích và sức chống cắt của đất.

$$\sigma = \sigma' + u$$

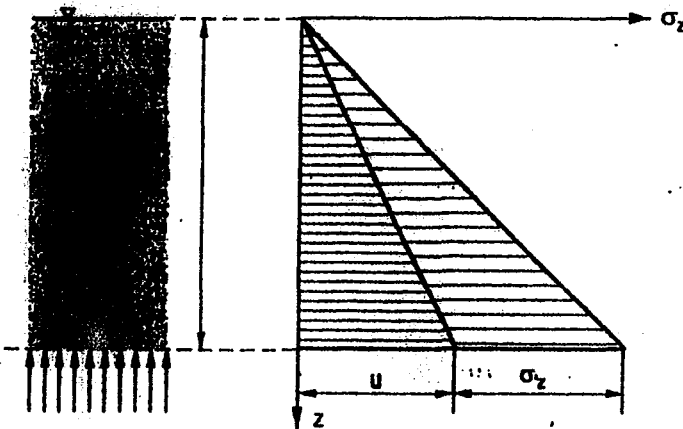
Ứng suất có hiệu do trọng lượng bản thân đất theo phương thẳng đứng tại 1 điểm bất kỳ cách mặt đất một độ sâu z , được ký hiệu là σ_z^{bt} hoặc σ_v^{bt} . Do điểm đang xét nằm dưới mực nước ngầm, bị đẩy nổi, nên khi tính toán phải dùng trọng lượng riêng đẩy nổi γ' khi tính toán ứng suất bản thân.

$$\sigma_z^{bt} = \int_0^z \gamma'_z \cdot dz$$

Áp lực nước lỗ rỗng tại 1 điểm bất kỳ cách mặt đất một độ sâu z_w :

$$u = \gamma_w \cdot z_w$$

Với γ_w là trọng lượng riêng của nước.



Hình 2.5. Biểu đồ ứng suất hữu hiệu và áp lực nước lỗ rỗng đối với lớp đất đồng nhất, mực nước ngầm ở ngay tại mặt đất tự nhiên

Trọng lượng riêng đẩy nổi $\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w$

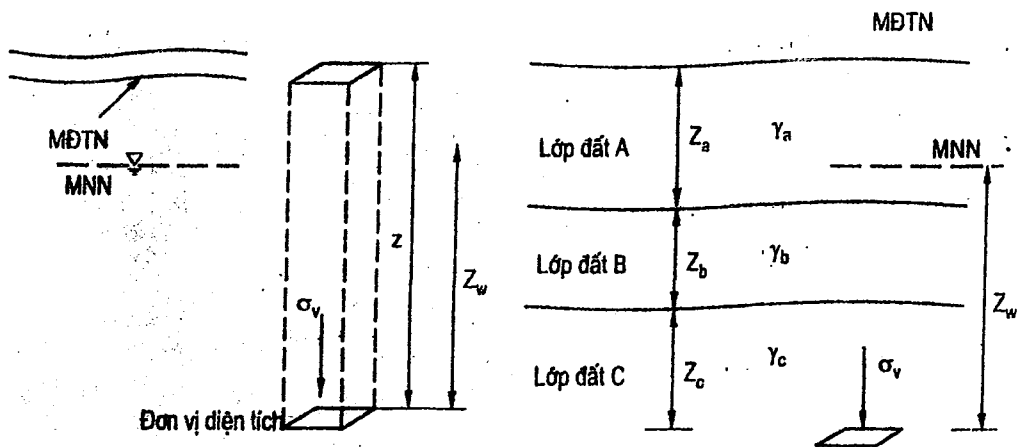
+ Nếu nền đồng nhất, có trọng lượng riêng đẩy nổi là γ' , mực nước ngầm ở ngay tại mặt đất tự nhiên (hình 2.5):

$$\sigma_z^{bt} = \gamma \cdot z; \quad u = \gamma_w \cdot z; \quad \sigma'_z^{bt} = \gamma' \cdot z$$

+ Nếu nền đồng nhất, có trọng lượng riêng đẩy nổi là γ' , mực nước ngầm ở tại vị trí $z_w < z$

$$\sigma_z^{bt} = \gamma \cdot z; \quad u = \gamma_w \cdot z_w$$

$$\sigma'_z^{bt} = \sigma_z^{bt} - u = \gamma(z - z_w) + \gamma' \cdot z_w$$

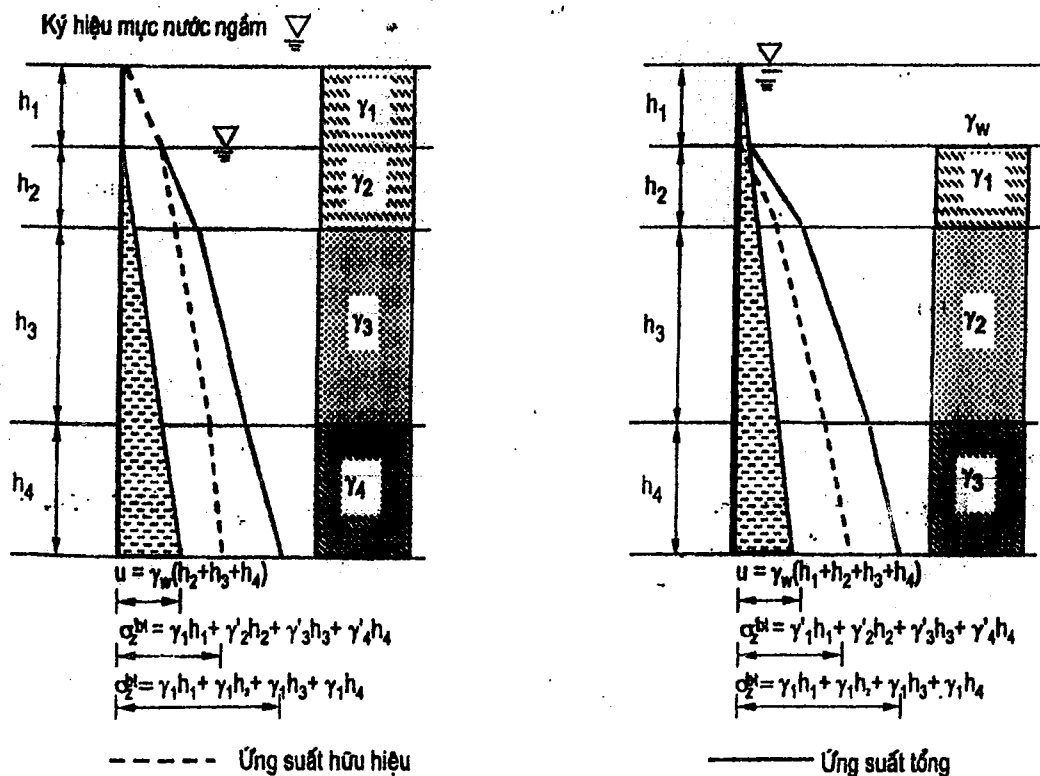


Hình 2.6. Ứng suất hữu hiệu do trọng lượng bản thân tại một điểm trong đất ứng với nền đồng nhất và nền nhiều lớp

+ Nếu nền gồm nhiều lớp có bề dày h_i và trọng lượng riêng đẩy nổi γ'_i mực nước ngầm ở tại vị trí $z_w < z$, (hình 2.6).

$$\sigma_z^{bt} = \sum_{i=1}^n \gamma_i \cdot z_i; \quad u = \gamma_w \cdot z_w; \quad \sigma_z'^{bt} = \sigma_z^{bt} - u$$

Ví dụ 2.1: Ứng suất do trọng lượng bản thân theo phương đứng ứng với mặt cắt địa chất như hình 2.7.



Hình 2.7. Biểu đồ phân bố ứng suất do trọng lượng bản thân ứng với trường hợp mực nước ngầm nằm tại vị trí bất kỳ trong nền nhiều lớp và đất nằm dưới nước

Ví dụ 2.2: Tính ứng suất hữu hiệu cho phân tố đất tại độ sâu 5 m của lớp đất đồng chất như hình vẽ. Cho $G_s = 2,7$

Giải:

Phía trên mực nước ngầm:

$$e = \frac{wG_s}{S} = \frac{0,3 \times 2,7}{0,6} = 1,35$$

$$\gamma = \left(\frac{G_s + Se}{1 + e} \right) \gamma_w = \frac{G_s(1 + w)}{1 + e} \gamma_w$$

$$\gamma = \frac{2,7(1 + 0,3)}{1 + 1,35} \times 10 = 14,94 \text{ kN/m}^3$$

Phía dưới mực nước ngầm: $S_r = 1$

$$e = \frac{wG_s}{S} = \frac{0,4 \times 2,7}{1} = 1,08$$

$$\gamma_{\text{sat}} = \left(\frac{G_s + e}{1 + e} \right) \gamma_w = \frac{2,7 + 1,08}{1 + 1,08} \times 10 = 18,17 \text{ kN/m}^3$$

Tại độ sâu 5m:

$$\text{Ứng suất tổng: } \sigma_z = \gamma h_1 + h_2 \gamma_{\text{sat}} = 2 \times 14,94 + 3 \times 18,17 = 84,39 \text{ kPa}$$

$$\text{Áp lực nước lỗ rỗng: } u = 3 \gamma_w = 3 \times 10 = 30 \text{ kPa}$$

$$\text{Ứng suất hữu hiệu: } \sigma'_z = \sigma_z - u = 84,39 - 30 = 54,39 \text{ kPa}$$

Ứng suất có hiệu do trọng lượng bản thân đất theo phương ngang tại 1 điểm bất kỳ cách mặt đất một độ sâu z , được ký hiệu là σ'_x hoặc σ'_h có thể tính bằng cách nhân ứng suất có hiệu do trọng lượng bản thân đất theo phương thẳng đứng với K_0 .

$$\sigma'_x = \sigma'_h = K_0 \cdot \sigma'_z$$

Theo phương ngang, giá trị áp lực nước lỗ rỗng cũng bằng giá trị áp lực nước lỗ rỗng theo phương đứng.

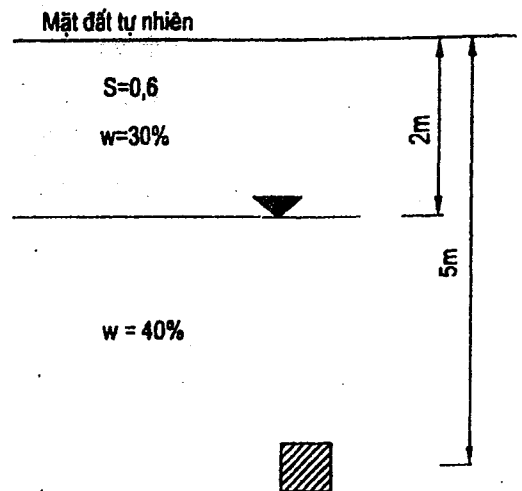
Lưu ý: khi mực nước ngầm nằm trên điểm đang xét, ta có:

$$\sigma'_x = K_0 \cdot \sigma'_z + u$$

$$\sigma'_x \neq K_0 \cdot \sigma'_z \neq K_0 (\sigma'_z + u)$$

2.2.3. Một số trường hợp đặc biệt của mực nước ngầm

a) **Nước mao dẫn:** Nước mao dẫn tồn tại trong lỗ rỗng, khe nứt nhỏ của đất đá dưới ảnh hưởng của lực mao dẫn.



Trong trường hợp có nước mao dẫn thì áp lực nước lỗ rỗng trong vùng mao dẫn có giá trị âm.

Nước mao dẫn chiếm toàn bộ hoặc một phần lỗ hổng của đất và có mặt phân giới là những mặt lõm. Khi đất không no nước thì những mặt đó hình thành ngay trong khối đất, còn khi khối đất hoàn toàn bão hoà thì chúng hình thành trên mặt của mực nước mao dẫn. Sự hình thành mặt lõm của mực nước mao dẫn trong đất có thể coi là kết quả của lực căng mặt ngoài, tương tự như sự hình thành mặt lõm trong ống thủy tinh mao dẫn.



$$u = -\gamma_w \cdot h_{md}$$

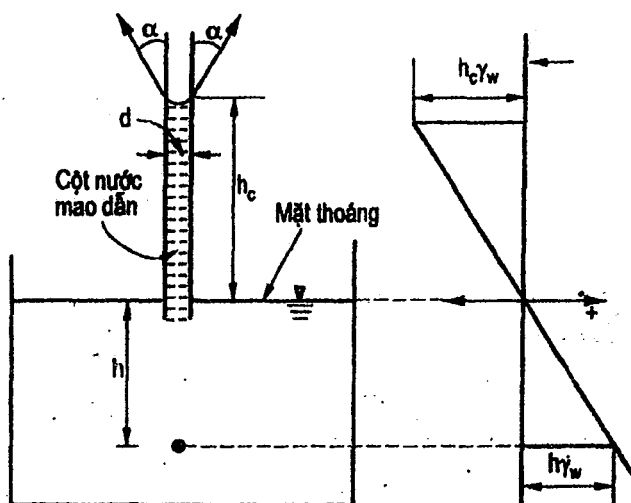
Chiều cao dâng lên h_c của nước mao dẫn:
$$h_c = \frac{2\alpha}{r \cdot \gamma_w}$$

trong đó:

γ_w - trọng lượng riêng của nước.;

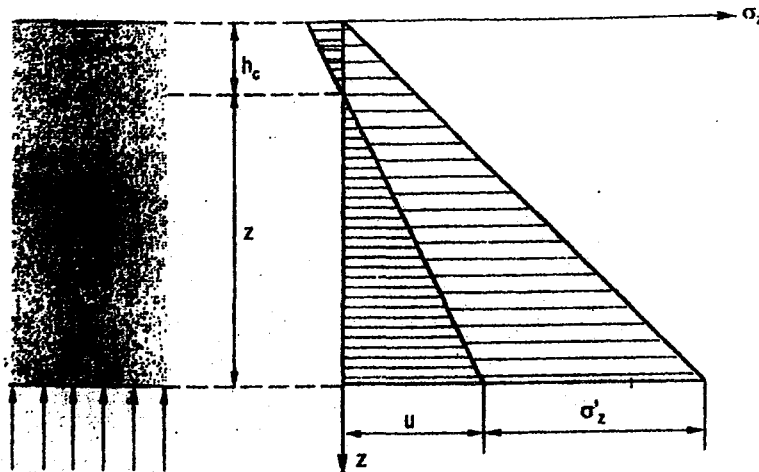
r - bán kính mặt lõm;

α - Lực căng mặt ngoài đối với nước có giá trị bằng 0,000075 KN/m.



Hình 2.8. Sơ đồ xác định chiều cao nước mao dẫn

Vậy chiều cao dâng lên của nước mao dẫn tỷ lệ nghịch với bán kính lỗ hổng mao dẫn. Đối với đất cát, kích thước lỗ rỗng lớn, trị số h_c tính theo công thức trên rất gần với kết quả quan sát thực tế. Nhưng đối với đất dính, chiều cao dâng lên thực tế của nước mao dẫn nhỏ hơn nhiều so với trị số tính được theo công thức trên.



Hình 2.9. Biểu đồ ứng suất hữu hiệu và áp lực nước lỗ rỗng đối với lớp đất đồng nhất, cột nước mao dẫn h_c

Công thức thực nghiệm tính gần đúng chiều cao mao dẫn:

$$h_c = \frac{C}{e \cdot D_{10}}$$

ở đây: e - hệ số rỗng của đất; D_{10} - đường kính hữu hiệu.

Hệ số $C = 10 \div 40$: biến đổi tùy theo thành phần và hình dạng hạt.

b) Nước có áp (actezi): nước có áp xuất hiện trong những lớp đất chứa nước bị kẹp giữa 2 tầng cách nước.

$$\sigma_z = \sum \gamma_i \cdot h_i + \gamma_w \cdot H$$

Với H là chiều cao cột nước có áp

Ví dụ 2.3:

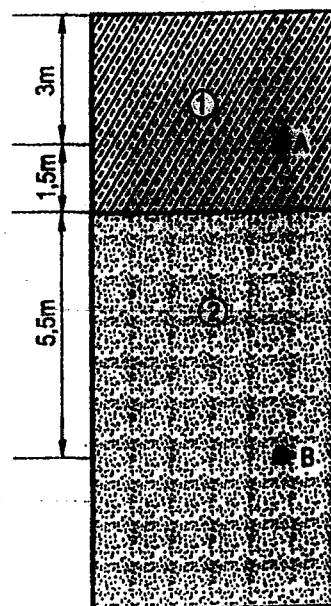
Cho mặt cắt địa chất như hình vẽ.

- Lớp 1 - lớp đất sét pha: dày 4,5m, có $\gamma = 17,5 \text{ kN/m}^3$; $K_0 = 0,5$.
- Lớp 2 - lớp đất cát: xem như rất dày, có $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$; $K_0 = 0,4$.

Tính ứng suất theo phương thẳng đứng σ_z^{bt} , ứng suất theo phương thẳng ngang σ_x^{bt} do trọng lượng bản thân tại điểm A ($z = 3\text{m}$) và điểm B ($z = 10\text{m}$) trong nền đất.

Tại điểm A ($z = 3\text{m}$):

$$\sigma_z^{bt} = 17,5 \times 3 = 52,5 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$



$$\sigma_x^{bt} = K_0 \cdot \sigma_z^{bt} = 0,5 \times 52,5 = 26,25 \quad (\text{kN/m}^2)$$

- Tại điểm B ($z = 10\text{m}$):

$$\sigma_z^{bt} = 17,5 \times 4,5 + 19 \times 5,5 = 183,25 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$\sigma_x^{bt} = K_0 \cdot \sigma_z^{bt} = 0,4 \times 183,25 = 73,3 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Lưu ý: $\sigma_x^{bt} \neq \sum K_{0i} \cdot \sigma_{zi}^{bt} \Rightarrow \sigma_x^{bt} \neq 0,5 \times (17,5 \times 4,5) + 0,4 \times (19 \times 5,5)$

Ví dụ 2.4:

Cho mặt cắt địa chất như ví dụ 2.1. Giả sử mực nước ngầm xuất hiện ổn định tại vị trí $z = 1,5\text{m}$. Cho $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$.

Tính ứng suất tổng và ứng suất hữu hiệu theo phương thẳng đứng σ_z^{bt} , ứng suất theo phương thẳng ngang σ_x^{bt} do trọng lượng bản thân tại điểm A ($z = 3\text{m}$) và điểm B ($z = 10\text{m}$) trong nền đất.

- Tại điểm A ($z = 3\text{m}$):

$$\sigma_z^{bt} = 17,5 \times 1,5 + (17,5 - 10) \times 1,5 = 37,5 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Hoặc có thể tính như sau: $\sigma_z^{bt} = 52,5 \quad (\text{kN/m}^2)$

$$u = \gamma_w \cdot h_w = 10 \times 1,5 = 15 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$\sigma_z^{bt} = \sigma_z^{bt} - u = 52,5 - 15 = 37,5 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$\sigma_x^{bt} = K_0 \cdot \sigma_z^{bt} = 0,5 \times 37,5 = 18,75 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$\sigma_x^{bt} = \sigma_x^{bt} + u = 18,75 + 15 = 33,75 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Lưu ý: $\sigma_x^{bt} \neq K_0 \cdot \sigma_z^{bt} \neq 0,5 \times 52,5 \neq 26,25 \quad (\text{kN/m}^2)$

- Tại điểm B ($z = 10\text{m}$):

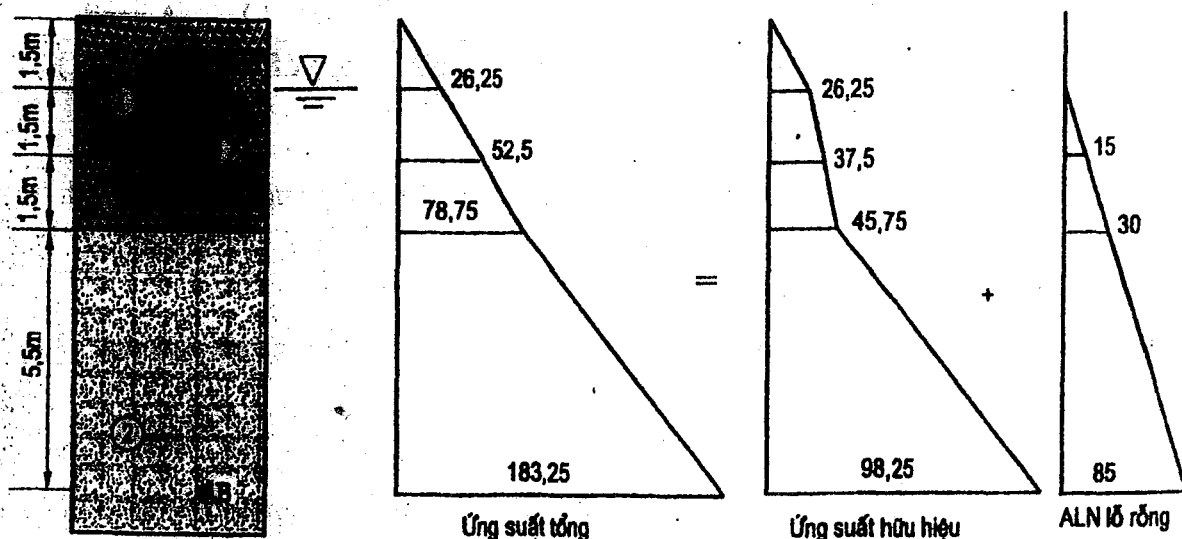
$$\sigma_z^{bt} = 17,5 \times 1,5 + (17,5 - 10) \times 3 + (19 - 10) \times 5,5 = 98,25 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$\sigma_z^{bt} = 183,25 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$\sigma_x^{bt} = K_0 \cdot \sigma_z^{bt} = 0,4 \times 98,25 = 39,3 \quad (\text{kN/m}^2)$$

$$\sigma_x^{bt} = \sigma_x^{bt} + u = 39,3 + 10 \times (10 - 1,5) = 124,3 \quad (\text{kN/m}^2)$$

Giá trị và sự biến thiên của ứng suất tổng và hữu hiệu theo phương đứng được thể hiện như hình 2.10



Hình 2.10. Biểu đồ ứng suất tổng, hữu hiệu và áp lực nước lỗ rỗng đối với ví dụ 2.2

2.3. PHÂN BỐ ỨNG SUẤT DO TẢI TRỌNG NGOÀI

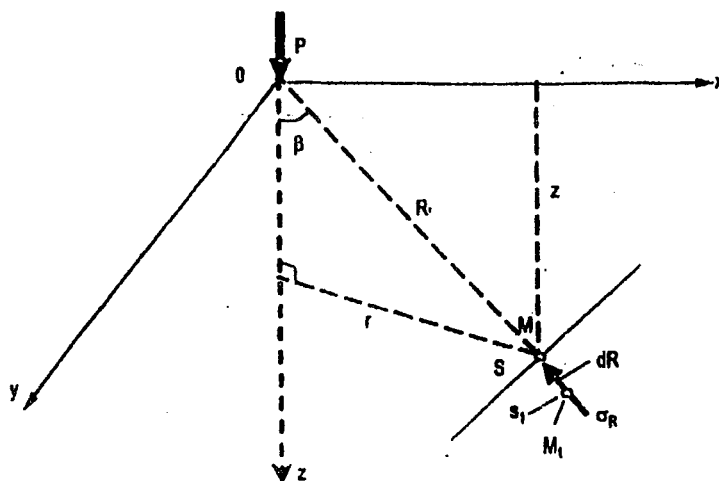
2.3.1. Bài toán cơ bản (lực tập trung thẳng đứng) - Bài toán Boussinesq (1885)

Xét 1 lực tập trung P , đặt tại điểm O , ứng suất do P gây ra tại điểm M trong đất có tọa độ (r, z) , bán kính R và góc β trong hệ tọa độ cực.

Chuyển vị của điểm M : $S = A \frac{\cos \beta}{R}$ (với A là hệ số tỉ lệ)

Giả sử điểm M chuyển vị đến điểm M_1 thì $R \rightarrow R + dR$

$$S_1 = A \frac{\cos \beta}{R + dR}$$



Hình 2.11. Xác định ứng suất tại M do lực tập trung P gây ra

Biến dạng tương đối e_R của đoạn dR lúc này là:

$$e_R = \frac{S - S_1}{dR} = \frac{A \cos \beta}{dR} \left(\frac{1}{R} - \frac{1}{R + dR} \right) = \frac{A \cos \beta}{dR} \left(\frac{dR}{R(R + dR)} \right) = \frac{A \cos \beta}{R(R + dR)} = \frac{A \cos \beta}{R^2}$$

(Vì $R \cdot dR \ll R^2$, xem $dR \approx 0$)

Theo giả thiết ứng suất và biến dạng là quan hệ tuyến tính, áp dụng định luật Hooke:

$$\sigma_R = B \cdot e_R = B \frac{A \cos \beta}{R^2} \quad (\text{Với } B \text{ là hệ số tỉ lệ})$$

Dựa vào điều kiện cân bằng tĩnh học để xác định A và B. Xét một bán cầu ta có:

$$R = \sqrt{x^2 + y^2 + z^2} \quad (\text{khoảng cách từ điểm M đến lực tác dụng P})$$

$$r = \sqrt{x^2 + y^2} \quad (\text{khoảng cách vuông góc cách từ điểm M đến trục Oz})$$

$$\text{Điều kiện cân bằng: } P - \int_0^{\pi/2} \sigma_R \cos \beta dF = 0$$

Với $dF = 2\pi R \sin \beta R d\beta$ là diện tích đai tròn abcd

Ứng với số gia $d\beta$, xem σ_R phân bố đều tổng hợp $\Sigma \sigma_R = P$ (tải trọng ngoài)

Ta có:

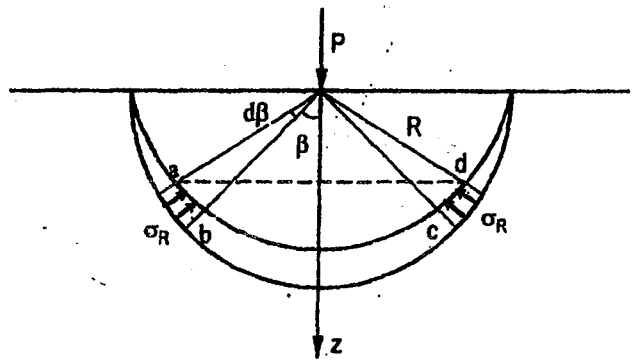
$$P - \int_0^{\pi/2} A B \frac{\cos \beta}{R^2} \cos \beta 2\pi R \sin \beta d\beta = 0$$

$$\Leftrightarrow P - 2\pi AB \int_0^{\pi/2} \cos \beta \sin \beta d\beta = 0$$

$$\Leftrightarrow P - 2\pi AB \left[-\frac{\cos^2 \beta}{2} \right]_0^{\pi/2} = 0$$

$$\Leftrightarrow P - 2\pi AB [(-0) - (-1/2)] = 0$$

$$\Leftrightarrow P - 2/3 \pi AB = 0 \Rightarrow AB = \frac{3P}{2\pi}$$



Hình 2.12. Cân bằng tĩnh học của ứng suất

$$\text{Kết hợp với phương trình } e_R, \text{ ta có: } \sigma_R = \frac{3P}{2\pi} \times \frac{\cos \beta}{R^2}$$

Chiếu σ_R lên 3 trục, ta có:

+ Ứng suất pháp:

$$\sigma_z = \frac{3P}{2\pi} \times \frac{z^3}{R^5}$$

$$\sigma_x = \frac{3P}{2\pi} \left\{ \frac{zx^2}{R^5} + \frac{1-2\mu}{3} \left[\frac{R^2 - Rz - z^2}{R^3(R+z)} - \frac{x^2(2R+z)}{R^3(R+z)^2} \right] \right\}$$

$$\sigma_y = \frac{3P}{2\pi} \left\{ \frac{zy^2}{R^5} + \frac{1-2\mu}{3} \left[\frac{R^2 - Rz - z^2}{R^3(R+z)} - \frac{y^2(2R+z)}{R^3(R+z)^2} \right] \right\}$$

+ Ứng suất tiếp:

$$\tau_{zy} = -\frac{3P}{2\pi} \times \frac{yz^2}{R^5}$$

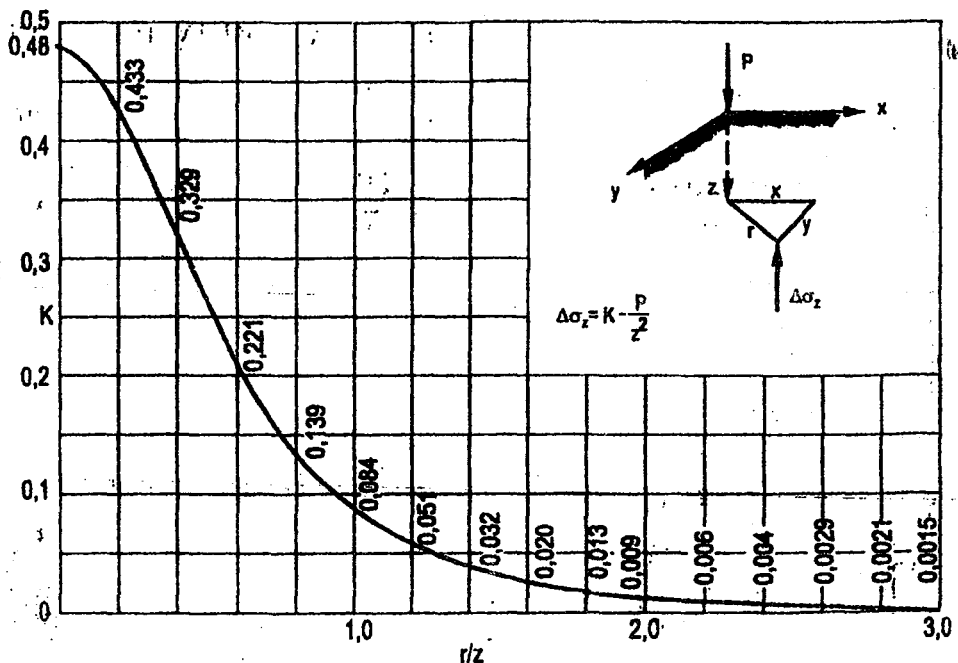
$$\tau_{zx} = -\frac{3P}{2\pi} \times \frac{xz^2}{R^5}$$

$$\tau_{xy} = -\frac{3P}{2\pi} \left[\frac{xyz}{R^5} - \frac{1-2\mu}{3} \frac{xy(2R+z)}{R^3(R+z)^2} \right]$$

Trong thực tế tính toán σ_z thường được dùng rất phổ biến nên σ_z thường được viết dưới dạng:

$$\sigma_z = k \frac{P}{z^2}$$

$k \in r/z$, được lập thành bảng tra 2.2 hoặc đồ thị 2.1.



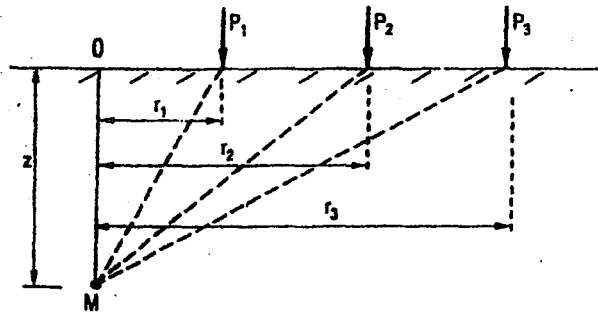
Đồ thị 2.1. Đồ thị xác định hệ số k theo r/z đối với tải trọng tập trung

Bảng 2.2. Giá trị hệ số k theo r/z đối với tải trọng tập trung

r/z	k	r/z	k	r/z	k	r/z	k
0	0,477465	0,58	0,23126	1,16	0,05666391	1,74	0,014666
0,02	0,476988	0,6	0,221357	1,18	0,05393329	1,76	0,014048
0,04	0,47556	0,62	0,211732	1,2	0,0513413	1,78	0,013459
0,06	0,473195	0,64	0,202396	1,22	0,04888109	1,8	0,012898
0,08	0,46991	0,66	0,193356	1,24	0,04654612	1,82	0,012364
0,1	0,465734	0,68	0,184619	1,26	0,04433008	1,84	0,011854
0,12	0,4607	0,7	0,176188	1,28	0,04222696	1,86	0,011368
0,14	0,454849	0,72	0,168064	1,3	0,04023099	1,88	0,010905
0,16	0,448225	0,74	0,160249	1,32	0,03833667	1,9	0,010464
0,18	0,440881	0,76	0,152739	1,34	0,03653876	1,92	0,010043
0,2	0,432871	0,78	0,145531	1,36	0,03483226	1,94	0,009641
0,22	0,424252	0,8	0,138622	1,38	0,0332124	1,96	0,009257
0,24	0,415086	0,82	0,132005	1,4	0,03167467	1,98	0,008891
0,26	0,405434	0,84	0,125675	1,42	0,03021475	2	0,008541
0,28	0,395359	0,86	0,119624	1,44	0,02882856	2,1	0,007014
0,3	0,384924	0,88	0,113845	1,46	0,02751222	2,2	0,005793
0,32	0,374191	0,9	0,108329	1,48	0,02626205	2,3	0,004812
0,34	0,36322	0,92	0,103069	1,5	0,02507454	2,4	0,004019
0,36	0,352071	0,94	0,098055	1,52	0,0239464	2,5	0,003374
0,38	0,340798	0,96	0,093279	1,54	0,02287448	2,6	0,002846
0,4	0,329455	0,98	0,088732	1,56	0,02185582	2,7	0,002413
0,42	0,318093	1	0,084405	1,58	0,0208876	2,8	0,002055
0,44	0,306757	1,02	0,080288	1,6	0,01996716	2,9	0,001758
0,46	0,29549	1,04	0,076374	1,62	0,01909198	3	0,00151
0,48	0,284332	1,06	0,072654	1,64	0,01825968	3,5	0,000747
0,5	0,273317	1,08	0,069119	1,66	0,017468	4	0,000401
0,52	0,262476	1,1	0,06576	1,68	0,0167148	4,5	0,000229
0,54	0,251838	1,12	0,06257	1,7	0,01599806	5	0,000139
0,56	0,241426	1,14	0,05954	1,72	0,01531589	>5	0

Nếu có nhiều tải tập trung tác dụng, ứng suất tại M được tính toán dựa theo nguyên lý cộng tác dụng lực:

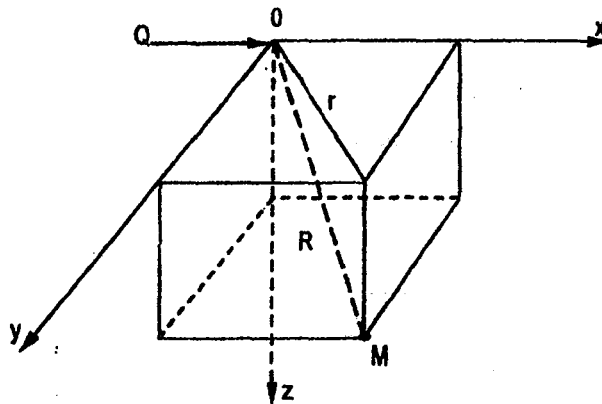
$$\sigma_z = \frac{1}{z^2} \sum_1^n k_i \cdot P_i \quad k_i \text{ tra bảng phụ thuộc vào } r/z$$



Hình 2.13. Nguyên tắc cộng tác dụng lực

+ Trường hợp lực tập trung nằm ngang ngay trên mặt đất (lực hãm ô tô, lực va đập tàu, bến cảng, ...)

$$\sigma_z = \frac{3Q}{2\pi} \times \frac{xz^2}{R^5} \quad \text{với } R = \sqrt{x^2 + y^2 + z^2}; r = \sqrt{x^2 + y^2}$$



Hình 2.14. Lực tập trung nằm ngang ngay trên mặt đất

+ Trường hợp lực tập trung đặt trong đất cách mặt đất một đoạn h (tải trọng đáy hố móng, tại mũi cọc, ...)

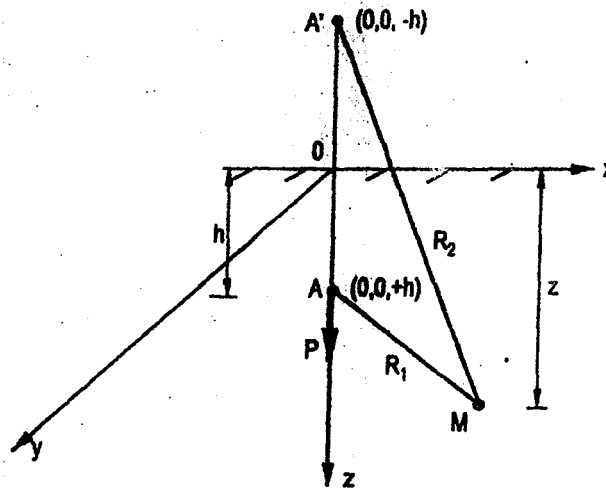
Mindlin (1950) đã đưa ra lời giải:

$$\sigma_z = \frac{P}{8\pi(1-\nu)} \left[-\frac{(1-2\nu)(z-h)}{R_1^3} + \frac{(1-2\nu)(z-h)}{R_2^3} - \frac{3(z-h)^3}{R_1^5} - \frac{3(3-4\nu)z(z+h)^2 - 3h(z+h)(5z+h)}{R_2^5} - \frac{30hz(z+h)^3}{R_2^7} \right]$$

Với $R_1 = \sqrt{r^2 + (z-h)^2}$; $R_2 = \sqrt{r^2 + (z+h)^2}$

ν - hệ số nở hông (hệ số Poisson);

r - khoảng cách vuông góc từ điểm đang xét tới trục Oz.



Hình 2.15. Lực tập trung trong đất cách mặt đất một đoạn h

Kofman đã rút gọn phương trình trên như sau:

$$\sigma_z = k_h \frac{P}{h^2}$$

$k_h \in (z/h, r/h)$ được lập thành bảng tra 2.3.

Bảng 2.3. Giá trị hệ số k_h theo r/h và z/h

$\frac{z}{h}$	$\frac{r}{h}$					
	0	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0
0	0	0	0	0	0	0
0,2	- 0,0960	- 0,0719	- 0,0289	- 0,0020	+ 0,0065	+ 0,0066
0,4	- 0,3709	- 0,2582	- 0,0880	- 0,0024	+ 0,0206	+ 0,0202
0,6	- 1,1057	- 0,5986	- 0,1170	+ 0,0184	+ 0,0400	+ 0,0344
0,8	- 4,9217	- 0,8510	- 0,0152	+ 0,0590	+ 0,0568	+ 0,0440
1,0		+ 0,1018	+ 0,0917	+ 0,0775	+ 0,0619	+ 0,0473
1,2	+ 5,1378	+ 0,6390	+ 0,2012	+ 0,0968	+ 0,0666	+ 0,0495
1,4	+ 1,3360	+ 0,8108	+ 0,2518	+ 0,1391	+ 0,0813	+ 0,0555
1,6	+ 0,6234	+ 0,4966	+ 0,2901	+ 0,1600	+ 0,0959	+ 0,0635
1,8	+ 0,3689	+ 0,3251	+ 0,2344	+ 0,1548	+ 0,1014	+ 0,0692
2,0	+ 0,2480	+ 0,2291	+ 0,1847	+ 0,1368	+ 0,0982	+ 0,0708

Ví dụ 2.5:

Cho một lực tập trung, thẳng đứng $P = 200\text{KN}$ tác dụng trên mặt đất. Tính ứng suất σ_z do P gây ra tại điểm A ($x = 0, y = 0, z = 5$), B ($x = 3, y = 4, z = 5$).

- Tại điểm A ($x = 0, y = 0, z = 5$):

$$\frac{r_A}{z} = \frac{\sqrt{0^2 + 0^2}}{5} = 0 \quad \Rightarrow \text{tra bảng 2.2, ta có } k_A = 0,4775.$$

$$\sigma_{zA} = 0,4775 \times \frac{200}{5^2} = 3,82 \left(\text{kN/m}^2 \right)$$

- Tại điểm B ($x = 3, y = 4, z = 5$):

$$\frac{r_B}{z} = \frac{\sqrt{3^2 + 4^2}}{5} = 1 \quad \Rightarrow \text{tra bảng 2.2, ta có } k_B = 0,084405$$

$$\sigma_{zB} = 0,084405 \times \frac{200}{5^2} = 0,675 \left(\text{kN/m}^2 \right)$$

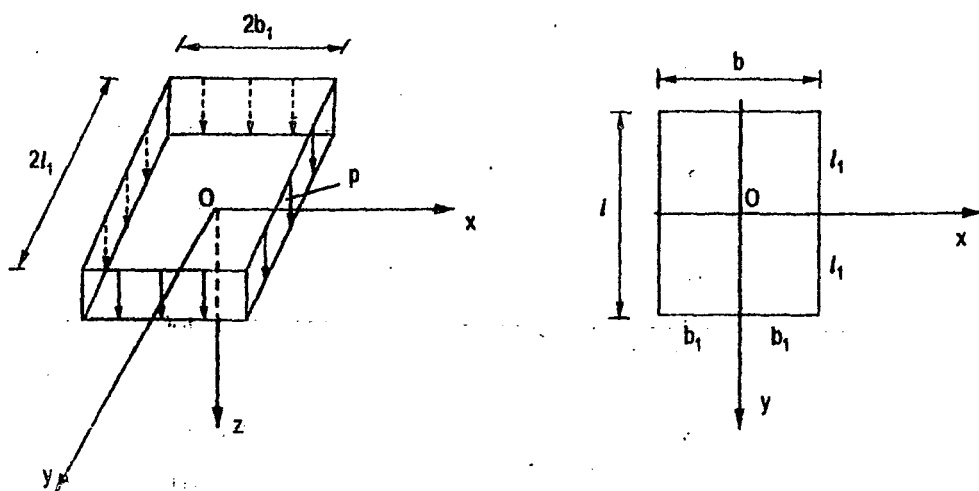
2.3.2. Bài toán không gian

Khi kích thước móng của công trình thủy lợi, cầu đường $l/b \leq 20$; công trình xây dựng dân dụng $l/b \leq 7$ thì xem như bài toán không gian.

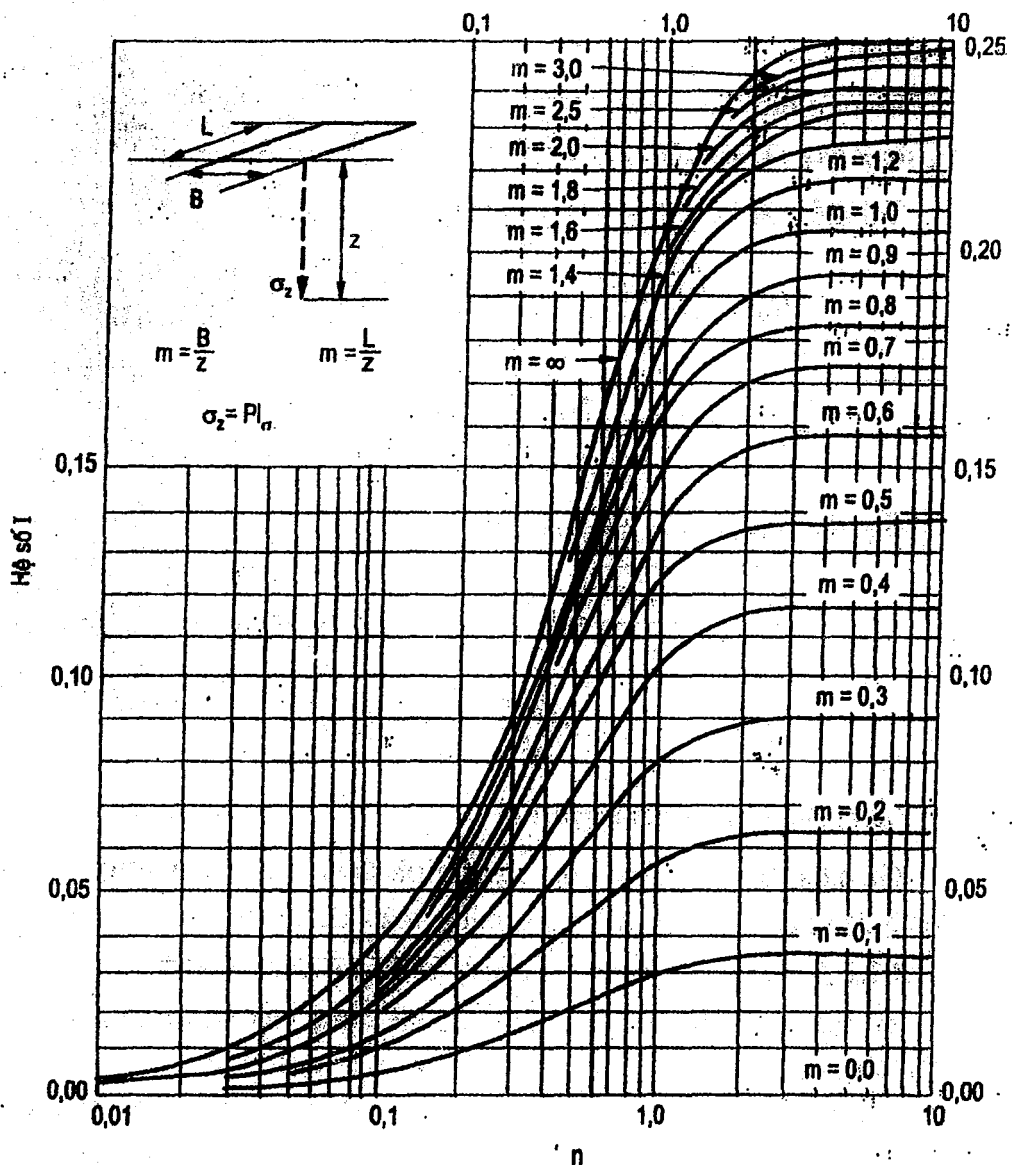
2.3.2.1. Tải trọng phân bố đều trên diện tích chữ nhật

Bài toán xác định ứng suất khi có tác dụng của tải trọng phân bố đều trên diện tích chữ nhật có thể giải trên cơ sở của bài toán Boussinesq.

Lấy 1 diện tích chịu tải vô cùng nhỏ, tải trọng tác dụng lên đó xem như tải trọng tập trung. Áp dụng kết quả bài toán Boussinesq, tích phân theo hai hướng từ $-h \rightarrow +h$; $-b_1 \rightarrow +b_1$.



Hình 2.16. Tải trọng phân bố đều trên diện tích chữ nhật



Đồ thị 2.2. Đồ thị xác định hệ số I để tính ứng suất tại góc diện truyền tải

Với vi phân lực tập trung: $Q = p \cdot d\xi \cdot d\eta \rightarrow d\sigma_z = \frac{3}{2} \cdot \frac{Q}{\pi} \cdot \frac{z^3}{R^5}$

$$\Rightarrow \sigma_z = \int_0^b \int_0^l \frac{3P \cdot d\xi \cdot d\eta}{2\pi} \frac{z^3}{\left[(x-\xi)^2 + (y-\eta)^2 + z^2 \right]^{\frac{5}{2}}}$$

+ Ứng suất tại góc của diện chịu tải: $x = 0$; $y = 0$

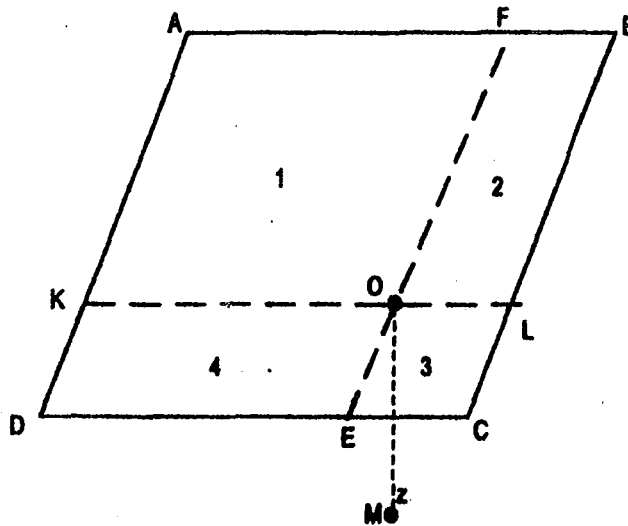
$$\sigma_z = \frac{P}{2\pi} \left[\frac{4b_l l_1 z (4b_l^2 + 4l_1^2 + 2z^2)}{(4b_l^2 + z^2)(4l_1^2 + z^2)\sqrt{4b_l^2 + 4l_1^2 + z^2}} + \arctg \frac{4b_l l_1}{z\sqrt{4b_l^2 + 4l_1^2 + z^2}} \right] = k_g p = I \cdot p$$

+ Ứng suất tại tâm O của diện chịu tải $x = \frac{b}{2}; y = \frac{l}{2}$

$$\sigma_z = \frac{2p}{\pi} \left[\frac{b_1 l_1 z (b_1^2 + l_1^2 + 2z^2)}{(b_1^2 + z^2)(l_1^2 + z^2) \sqrt{b_1^2 + l_1^2 + z^2}} + \arctg \frac{b_1 l_1}{z \sqrt{b_1^2 + l_1^2 + z^2}} \right] = k_o p$$

trong đó: $l_1 = \frac{l}{2}$ $b_1 = \frac{b}{2}$

+ Ứng suất tại điểm M bất kỳ thuộc diện chịu tải:



Hình 2.17. Ứng suất tại điểm M thuộc diện chịu tải

Dùng phương pháp điểm góc để tính:

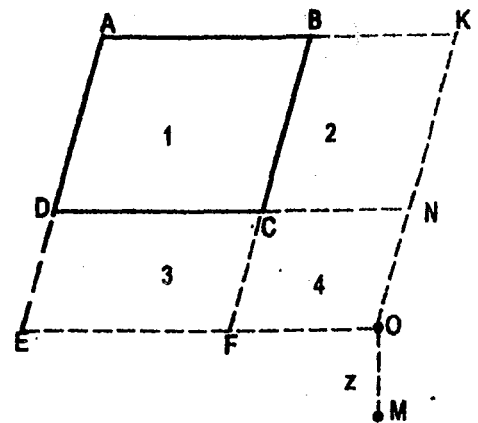
• Vẽ diện truyền tải, từ M vẽ tia $\perp$ với diện truyền tải tại O.

• Từ O kẻ các tia song song với 2 cạnh của diện truyền tải và cắt 2 cạnh tại E, F, L, K.

• Tìm ứng suất tại điểm góc cho các diện chịu tải:

$$\sigma_z = (k_{g1} + k_{g2} + k_{g3} + k_{g4}) p$$

$$\sigma_z = [k_{g(AFOK)} + k_{g(FBLO)} + k_{g(OLCE)} + k_{g(OEDK)}] \cdot p$$



+ Ứng suất tại điểm M bất kỳ không thuộc diện chịu tải:

$$\sigma_z = (k_{g1} - k_{g2} - k_{g3} + k_{g4}) p$$

$$\sigma_z = [k_{g(AKOE)} - k_{g(BKOF)} - k_{g(DNOE)} + k_{g(CNOF)}] \cdot p$$

Bảng 2.4. Giá trị hệ số k_0 theo (l/b , z/b)

z/b	l/b											
	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	3,0	4,0	5,0	10	15	20
0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
0,2	0,960	0,968	0,972	0,974	0,975	0,976	0,977	0,977	0,977	0,977	0,977	0,977
0,4	0,800	0,830	0,848	0,859	0,866	0,870	0,878	0,880	0,881	0,881	0,881	0,881
0,6	0,606	0,651	0,682	0,703	0,717	0,727	0,748	0,753	0,754	0,755	0,755	0,755
0,8	0,449	0,496	0,532	0,558	0,578	0,593	0,627	0,636	0,639	0,642	0,642	0,642
1	0,336	0,379	0,414	0,441	0,463	0,481	0,525	0,540	0,545	0,549	0,550	0,550
1,2	0,257	0,294	0,325	0,352	0,374	0,392	0,443	0,462	0,470	0,477	0,477	0,477
1,4	0,201	0,232	0,260	0,284	0,304	0,322	0,377	0,400	0,410	0,419	0,420	0,420
1,6	0,160	0,187	0,210	0,232	0,251	0,267	0,322	0,348	0,360	0,373	0,374	0,374
1,8	0,131	0,153	0,173	0,192	0,209	0,224	0,278	0,305	0,319	0,335	0,336	0,337
2	0,108	0,127	0,145	0,161	0,176	0,190	0,241	0,269	0,285	0,303	0,305	0,306
2,2	0,091	0,107	0,123	0,137	0,150	0,163	0,211	0,239	0,255	0,277	0,279	0,280
2,4	0,077	0,091	0,105	0,118	0,130	0,141	0,185	0,213	0,230	0,254	0,257	0,258
2,6	0,067	0,079	0,091	0,102	0,113	0,123	0,164	0,191	0,208	0,235	0,238	0,239
2,8	0,058	0,069	0,079	0,089	0,099	0,108	0,146	0,172	0,189	0,217	0,221	0,222
3	0,051	0,060	0,070	0,078	0,087	0,095	0,130	0,155	0,172	0,202	0,207	0,208
3,2	0,045	0,053	0,062	0,070	0,077	0,085	0,117	0,141	0,158	0,189	0,194	0,195
3,4	0,040	0,047	0,055	0,062	0,069	0,076	0,105	0,128	0,145	0,177	0,182	0,184
3,6	0,036	0,043	0,049	0,056	0,062	0,068	0,096	0,117	0,133	0,166	0,172	0,174
3,8	0,032	0,038	0,044	0,050	0,056	0,062	0,087	0,107	0,123	0,156	0,163	0,165
4	0,029	0,035	0,040	0,046	0,051	0,056	0,079	0,098	0,113	0,147	0,154	0,156
4,2	0,026	0,032	0,037	0,042	0,046	0,051	0,073	0,091	0,105	0,139	0,147	0,149
4,4	0,024	0,029	0,033	0,038	0,042	0,047	0,067	0,084	0,098	0,131	0,140	0,142
4,6	0,022	0,026	0,031	0,035	0,039	0,043	0,062	0,078	0,091	0,124	0,133	0,136
4,8	0,020	0,024	0,028	0,032	0,036	0,040	0,057	0,072	0,085	0,118	0,127	0,130
5	0,019	0,022	0,026	0,030	0,033	0,037	0,053	0,067	0,079	0,112	0,121	0,124
5,2	0,017	0,021	0,024	0,027	0,031	0,034	0,049	0,063	0,074	0,106	0,116	0,119

Bảng 2.5. Giá trị hệ số k_z theo (l/b , z/b)

z/b	l/b											
	1	1,2	1,4	1,6	1,8	2	2,5	3	3,5	4	5	10
0	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25	0,25
0,2	0,249	0,249	0,249	0,249	0,249	0,249	0,249	0,249	0,249	0,249	0,249	0,249
0,4	0,24	0,242	0,243	0,243	0,244	0,244	0,244	0,244	0,244	0,244	0,244	0,244
0,6	0,223	0,228	0,23	0,232	0,232	0,233	0,234	0,234	0,234	0,234	0,234	0,234
0,8	0,2	0,207	0,212	0,215	0,216	0,218	0,219	0,22	0,22	0,22	0,22	0,22
1	0,175	0,185	0,191	0,195	0,198	0,2	0,202	0,203	0,204	0,204	0,204	0,205
1,2	0,152	0,163	0,171	0,176	0,179	0,182	0,185	0,187	0,188	0,188	0,189	0,189
1,4	0,131	0,142	0,151	0,157	0,161	0,164	0,169	0,171	0,172	0,173	0,174	0,174
1,6	0,112	0,124	0,133	0,14	0,145	0,148	0,154	0,157	0,158	0,159	0,16	0,16
1,8	0,097	0,108	0,117	0,124	0,129	0,133	0,14	0,143	0,145	0,146	0,147	0,148
2	0,084	0,095	0,103	0,11	0,116	0,12	0,127	0,131	0,134	0,135	0,136	0,137
2,2	0,073	0,083	0,092	0,098	0,104	0,108	0,116	0,121	0,123	0,125	0,126	0,128
2,4	0,064	0,073	0,081	0,088	0,093	0,098	0,106	0,111	0,114	0,116	0,118	0,119
2,6	0,057	0,065	0,072	0,079	0,084	0,089	0,097	0,102	0,105	0,107	0,11	0,112
2,8	0,05	0,058	0,065	0,071	0,076	0,08	0,089	0,094	0,098	0,1	0,102	0,105
3	0,045	0,052	0,058	0,064	0,069	0,073	0,081	0,087	0,091	0,093	0,096	0,099
3,2	0,04	0,047	0,053	0,058	0,063	0,067	0,075	0,081	0,084	0,087	0,09	0,093
3,4	0,036	0,042	0,048	0,053	0,057	0,061	0,069	0,075	0,079	0,081	0,085	0,088
3,6	0,033	0,038	0,043	0,048	0,052	0,056	0,064	0,069	0,073	0,076	0,08	0,084
3,8	0,03	0,035	0,04	0,044	0,048	0,052	0,059	0,065	0,069	0,072	0,075	0,08
4	0,027	0,032	0,036	0,04	0,044	0,048	0,055	0,06	0,064	0,067	0,071	0,076
4,2	0,025	0,029	0,033	0,037	0,041	0,044	0,051	0,056	0,06	0,063	0,067	0,072
4,4	0,023	0,027	0,031	0,034	0,038	0,041	0,047	0,053	0,057	0,06	0,064	0,069
4,6	0,021	0,025	0,028	0,032	0,035	0,038	0,044	0,049	0,053	0,056	0,061	0,066
4,8	0,019	0,023	0,026	0,029	0,032	0,035	0,041	0,046	0,05	0,053	0,058	0,064
5	0,018	0,021	0,024	0,027	0,03	0,033	0,039	0,043	0,047	0,05	0,055	0,061
6	0,013	0,015	0,017	0,02	0,022	0,024	0,028	0,033	0,036	0,039	0,043	0,051
7	0,009	0,011	0,013	0,015	0,016	0,018	0,022	0,025	0,028	0,031	0,035	0,043
8	0,007	0,009	0,01	0,011	0,013	0,014	0,017	0,02	0,022	0,025	0,028	0,037
9	0,006	0,007	0,008	0,009	0,01	0,011	0,014	0,016	0,018	0,02	0,024	0,032
10	0,005	0,006	0,007	0,007	0,008	0,009	0,011	0,013	0,015	0,017	0,02	0,028
11	0,004	0,005	0,005	0,006	0,007	0,008	0,009	0,011	0,013	0,014	0,017	0,025
12	0,003	0,004	0,005	0,005	0,006	0,006	0,008	0,009	0,011	0,012	0,014	0,022

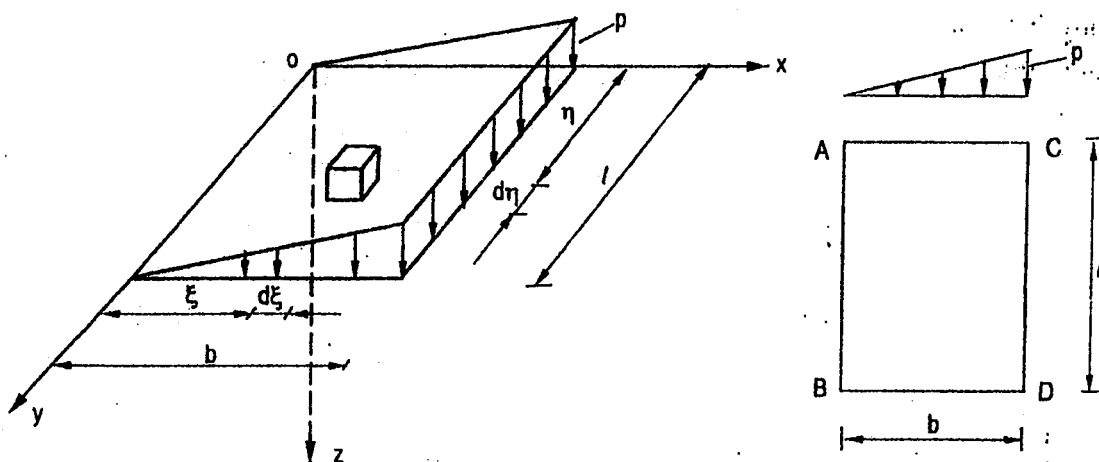
2.3.2.2. Tải trọng phân bố hình tam giác tác dụng lên diện chịu tải chữ nhật (công trình đường, đê, đập có chiều dài hữu hạn)

- Xét một phân tố diện tích chịu tải có tọa độ ξ, η và hai cạnh $d\xi, d\eta$
- Áp dụng lời giải Boussinesq, lấy tích phân trên toàn diện tích.
- Ứng suất tại một điểm M có tọa độ (x, y, z)

$$\sigma_z = \frac{3p}{2\pi} z^3 \int_0^b \int_0^l \frac{\xi d\xi d\eta}{[(x-\xi)^2 + (y-\eta)^2 + z^2]^{5/2}}$$

Trong thực tế, ứng suất σ_z được xác định tại các điểm nằm trên đường thẳng đứng đi qua góc hình chữ nhật có cường độ tải trọng nhỏ nhất và lớn nhất.

- Ứng suất nhỏ nhất tại A, B (nằm trên trục Z_1): $\sigma_z = k_{T1} p$
- Ứng suất lớn nhất tại C, D (nằm trên trục Z_2): $\sigma_z = k_{T2} p$



Hình 2.18. Tải trọng phân bố hình tam giác tác dụng lên diện chịu tải chữ nhật

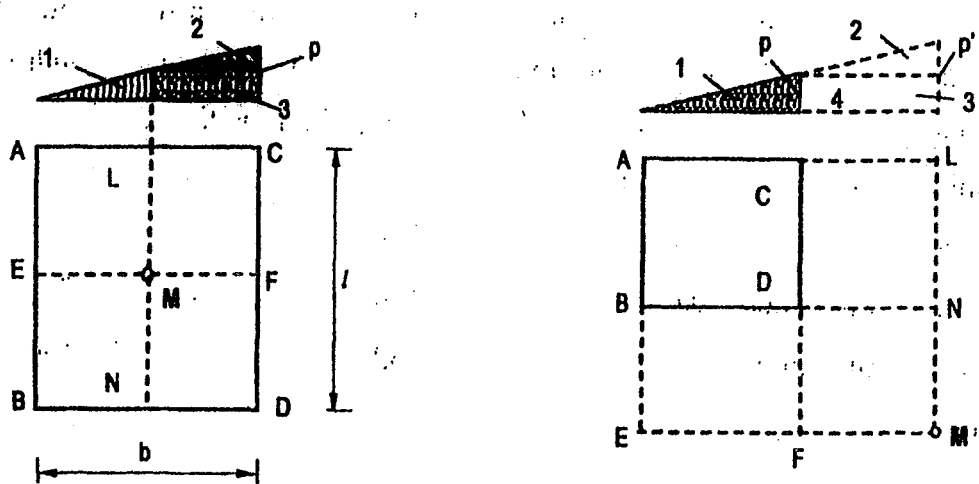
Bảng 2.6. Giá trị hệ số k_{T1} (min) theo $(l/b, z/b)$

l/b	z/b							
	0	0,25	0,50	1,0	1,5	2,0	3,0	5,0
0,15	0	0,020	0,021	0,010	0,010	0,070	0,004	0,001
0,30	0	0,031	0,037	0,020	0,020	0,013	0,007	0,003
0,60	0	0,035	0,053	0,039	0,039	0,029	0,015	0,006
1,00	0	0,036	0,060	0,053	0,053	0,039	0,022	0,009
1,50	0	0,037	0,061	0,063	0,063	0,049	0,029	0,012
2,00	0	0,037	0,062	0,068	0,068	0,055	0,035	0,017
3,00	0	0,037	0,063	0,071	0,071	0,059	0,041	0,022
6,00	0	0,037	0,063	0,071	0,071	0,062	0,046	0,026
10,0	0	0,038	0,064	0,072	0,072	0,063	0,048	0,030

Bảng 2.7. Giá trị hệ số k_{T2} (max) theo $(l/b, z/b)$

l/b	z/b							
	0	0,25	0,50	1,0	1,5	2,0	3,0	5,0
0,15	0,250	0,136	0,101	0,025	0,012	0,008	0,005	0,001
0,30	0,250	0,186	0,116	0,051	0,026	0,017	0,010	0,004
0,60	0,250	0,206	0,160	0,085	0,050	0,031	0,016	0,007
1,00	0,250	0,209	0,170	0,108	0,069	0,045	0,024	0,009
1,50	0,250	0,210	0,173	0,113	0,080	0,056	0,033	0,014
2,00	0,250	0,211	0,175	0,117	0,087	0,064	0,041	0,019
3,00	0,250	0,211	0,175	0,119	0,090	0,071	0,047	0,025
6,00	0,250	0,211	0,176	0,120	0,092	0,075	0,051	0,029
10,0	0,250	0,212	0,177	0,121	0,093	0,076	0,052	0,032

Trường hợp điểm M nằm trong hay ngoài diện chịu tải, ta có thể xác định ứng suất bằng cách chia diện chịu tải ra những phần nhỏ hoặc thêm vào những diện chịu tải ảo như hình vẽ.



Hình 2.19. Xác định ứng suất tại điểm M bất kì trong hoặc ngoài diện chịu tải

2.3.2.3: Tải trọng phân bố đều trên diện tích hình tròn (móng tròn, móng silo, ...)

Xét điểm M trên trục z đi qua tâm diện chịu tải, ứng suất thẳng đứng tại điểm M do phân tố $r d\theta dr$ coi như lực tập trung $dP = r d\theta dr p$. Theo công thức của Boussinesq, lấy tích phân theo phương bán kính (hướng tâm) $0 \rightarrow a$, và vòng tròn (xoay) $0 \rightarrow 2\pi$.

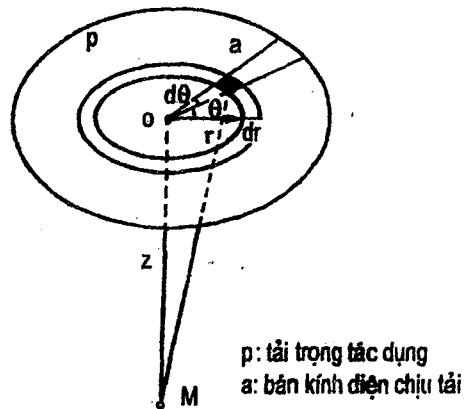
$$\sigma_z = \frac{3p}{2\pi} z^3 \int_0^a \int_0^{2\pi} \frac{r}{R^5} dr d\theta = \frac{3p}{2\pi} z^3 \int_0^a \int_0^{2\pi} \frac{r}{(r^2 + z^2)^{5/2}} dr d\theta$$

$$\sigma_z = 3z^3 p \int_0^a \frac{r}{(r^2 + z^2)^{5/2}} dr$$

$$\sigma_z = \left[1 - \left\{ \frac{1}{1 + \left(\frac{a}{z} \right)^2} \right\}^{3/2} \right] p$$

$$\text{Đặt } k_{tr} = 1 - \left\{ \frac{1}{1 + \left(\frac{a}{z} \right)^2} \right\}^{3/2}$$

$$\Rightarrow \sigma_z = k_{tr} p$$



Hình 2.20. Ứng suất do tải trọng phân bố đều trên diện tích hình tròn

Bảng 2.8. Giá trị hệ số k_{tr} theo (a/z)

a/z	k_{tr}	a/z	k_{tr}	a/z	k_{tr}
0,2	0,0571	2,8	0,9620	5,4	0,9940
0,4	0,1996	3,0	0,9684	5,6	0,9946
0,6	0,3695	3,2	0,9735	5,8	0,9951
0,8	0,5239	3,4	0,9775	6,0	0,9956
1,0	0,6465	3,6	0,9808	6,5	0,9965
1,2	0,7376	3,8	0,9835	7,0	0,9972
1,4	0,8036	4,0	0,9857	7,5	0,9977
1,6	0,8511	4,2	0,9876	8,0	0,9981
1,8	0,8855	4,4	0,9891	9,0	0,9987
2,0	0,9106	4,6	0,9904	10,0	0,9990
2,2	0,9291	4,8	0,9915	15,0	0,9997
2,4	0,9431	5,0	0,9925	20,0	0,9999
2,6	0,9537	5,2	0,9933	30,0	1,000

2.3.2.4. Tải trọng phân bố đều nằm ngang trên diện tích chịu tải hình chữ nhật (ứng suất do nước chảy, nước tác dụng lên dề, đập, ...)

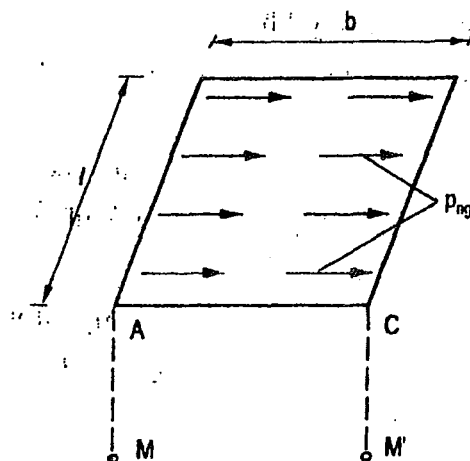
Ứng suất nằm trên đường thẳng qua A, ứng suất kéo:

$$\sigma_z^A = -k_{ng} p$$

Ứng suất nằm trên đường thẳng qua C, ứng suất nén:

$$\sigma_z^C = k_{ng} p$$

$$k_{ng} \in (l/b, z/b)$$



Hình 2.21. Ứng suất do tải trọng phân bố nằm ngang

Bảng 2.9. Giá trị hệ số k_{ng} theo $(l/b, z/b)$

z/b	l/b												
	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	3,0	4,0	10
0,0	0,1592	1592	1592	1592	1592	1592	1592	1592	1592	1592	1592	1592	1592
0,2	1114	1401	1479	1506	1518	1523	1526	1528	1529	1529	1530	1530	1530
0,4	0672	1049	1217	1293	1328	1347	1356	1362	1365	1367	1371	1372	1372
0,6	0432	0746	0933	1035	1091	1124	1139	1150	1156	1160	1168	1169	1170
0,8	0290	0527	0601	0796	0861	0900	0924	0939	0948	0955	0967	0969	0970
1,0	0201	0375	0508	0602	0666	0708	0735	0753	0766	0774	0790	0794	0796
1,2	0142	0270	0375	0455	0512	0553	0582	0601	0615	0624	0645	0650	0652
1,4	0103	0199	0280	0345	0395	0433	0460	0480	0494	0505	0528	0534	0538
1,6	0077	0149	0212	0265	0308	0341	0366	0385	0400	0410	0436	0443	0447
1,8	0058	0113	0168	0206	0242	0270	0293	0311	0325	0336	0362	0370	0375
2,0	0045	0088	0127	0162	0192	0217	0237	0253	0266	0277	0303	0312	0318
2,5	0025	0050	0073	0094	0113	0130	0145	0157	0167	0176	0202	0311	0219
3,0	0015	0031	0045	0059	0071	0083	0093	0102	0110	0117	0140	0150	0159
5,0	0004	0007	0011	0014	0018	0021	0024	0027	0080	0032	0043	0050	0060
7,0	0001	0003	0004	0005	0007	0008	0009	0010	0012	0013	0018	0022	0030
10	00005	0001	0001	0002	0002	0003	0003	0004	0004	0005	0007	0008	0014

Nếu muốn tìm ứng suất tại một điểm nào đó do lực tác dụng lên diện chịu tải bất kỳ, ta chia diện chịu tải thành những diện chịu tải nhỏ và xem lực tác dụng lên nó là những

lực tập trung tại tâm của mảnh. Dùng nguyên lí cộng tác dụng để xác định ứng suất tại điểm đó.

Ví dụ 2.6: Một nền đất chịu tác dụng của 2 tải phân bố đều trên diện truyền tải A, B như hình vẽ. Mực nước ngầm nằm ngay tại mặt đất. Đất nền có dung trọng riêng bão hòa $\gamma_{sat} = 20 \text{ kN/m}^3$. Lấy trọng lượng riêng của nước là $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$.

Tính ứng suất tại điểm M và N do 2 tải phân bố đều gây ra.

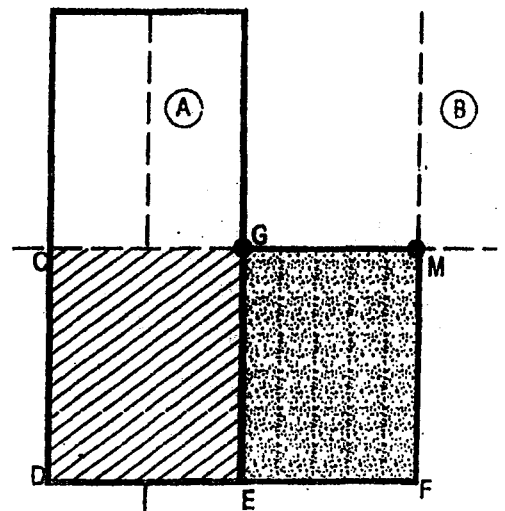
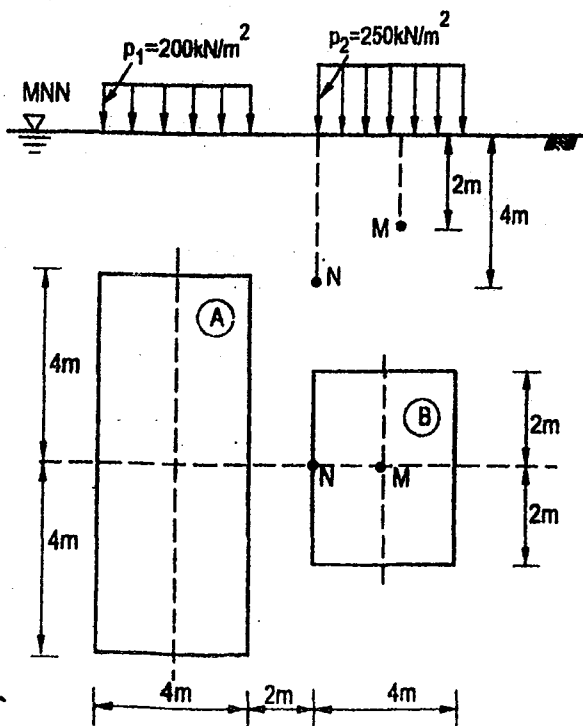
a) Tính ứng suất σ_z^p do tải p_1 gây ra tại điểm M

“Hình CDFM” $\left. \begin{array}{l} \frac{l}{b} = \frac{8}{4} = 2 \\ \frac{z}{b} = \frac{2}{4} = 0,5 \end{array} \right\} K_{g(\text{CDFM})} = 0,2384$

“Hình GEFM” $\left. \begin{array}{l} \frac{l}{b} = \frac{4}{4} = 1 \\ \frac{z}{b} = \frac{2}{4} = 0,5 \end{array} \right\} K_{g(\text{CDFM})} = 0,2315$

→ Ứng suất tại M do tải p_1 gây ra:

$$\sigma_z^{p_1} = K \times p_1 = 2 \left[K_{g(\text{CDFM})} - K_{g(\text{GEFM})} \right] p_1 = 2 \times (0,2384 - 0,2315) \times 200 = 2,76 (\text{kN/m}^2)$$



b) Tính ứng suất σ_z^p do tải p_2 gây ra tại điểm M

$$\left. \begin{array}{l} \frac{l}{b} = \frac{4}{4} = 1 \\ \frac{z}{b} = \frac{2}{4} = 0,5 \end{array} \right\} K_0 = 0,701 \Rightarrow \sigma_z^{p_2} = K_0 \times p_2 = 0,701 \times 250 = 175,25 (\text{kN} / \text{m}^2)$$

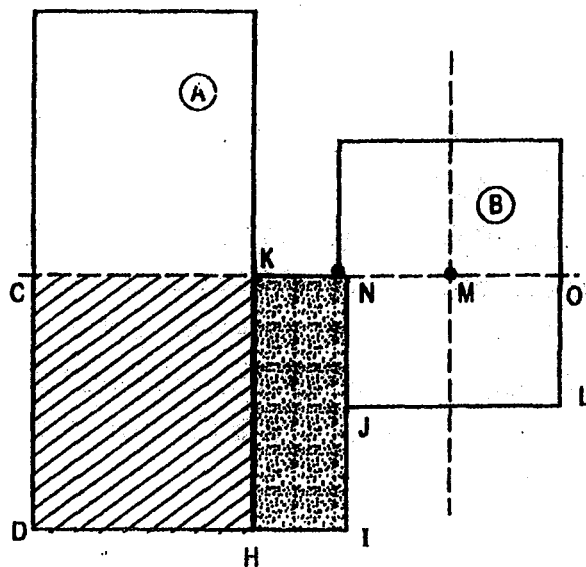
c) Tính ứng suất σ_z^p do tải p_1 và p_2 gây ra tại điểm M

$$\sigma_z^p = \sigma_z^{p_1} + \sigma_z^{p_2} = 2,76 + 175,25 = 178,01 (\text{kN} / \text{m}^2)$$

d) Tính ứng suất σ_z^p do 2 tải trọng ngoài và trọng lượng bản thân đất nền gây ra tại điểm M

$$\sigma_z = \sigma_z^p + \sigma_z^b = 178,01 + (20 - 10) \times 2 = 198,01 (\text{kN} / \text{m}^2)$$

e) Tính ứng suất σ_z^p do tải p_2 gây ra tại điểm N



“Hình CDIN”

$$\left. \begin{array}{l} \frac{l}{b} = \frac{6}{4} = 1,5 \\ \frac{z}{b} = \frac{4}{4} = 1 \end{array} \right\} K_{g(\text{CDIN})} = 0,193$$

“Hình KHIN”

$$\left. \begin{array}{l} \frac{l}{b} = \frac{4}{2} = 2 \\ \frac{z}{b} = \frac{4}{2} = 2 \end{array} \right\} K_{g(\text{KHIN})} = 0,12$$

→ Ứng suất tại N do tải p_1 gây ra:

$$\sigma_z^{p_1} = K_g \times p_1 = 2 \left[K_{g(CDIN)} - K_{g(KHIN)} \right] p_1 = 2 \times (0,193 - 0,12) \times 200 = 29,2 (\text{kN} / \text{m}^2)$$

f) Tính ứng suất σ_z^p do tải p_2 gây ra tại điểm N

$$\text{"Hình JLon"} \quad \left. \begin{array}{l} \frac{l}{b} = \frac{4}{2} = 2 \\ \frac{z}{b} = \frac{4}{2} = 2 \end{array} \right\} K_{g(JLon)} = 0,12$$

→ Ứng suất tại N do tải p_1 gây ra:

$$\sigma_z^{p_1} = 2 \times K_{g(JLon)} \times p_2 = 2 \times 0,12 \times 250 = 60 (\text{kN} / \text{m}^2)$$

g) Tính ứng suất σ_z^p do tải p_1 và p_2 gây ra tại điểm N

$$\sigma_z^p = \sigma_z^{p_1} + \sigma_z^{p_2} = 29,2 + 60 = 89,2 (\text{kN} / \text{m}^2)$$

h) Tính ứng suất σ_z^p do 2 tải trọng ngoài và trọng lượng bản thân đất nền gây ra tại điểm N

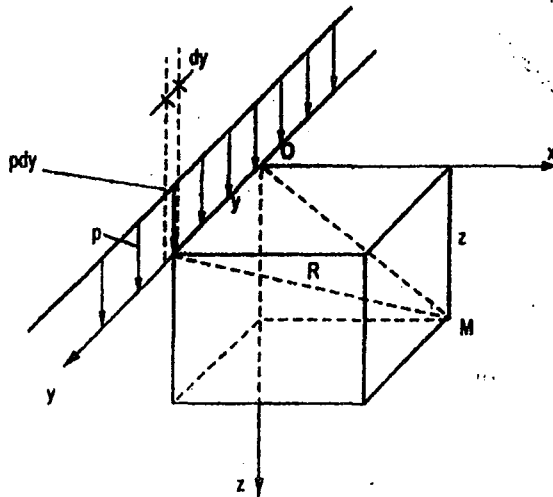
$$\sigma_z = \sigma_z^p + \sigma_z^{bt} = 89,2 + (20 - 10) \times 4 = 129,2 (\text{kN} / \text{m}^2)$$

2.3.3. Bài toán phẳng

Những công trình xây dựng có $l/b > 7$, công trình thủy lợi, cầu đường có $l/b > 20$, thì khi tính toán có thể xem như bài toán phẳng.

2.3.3.1. Tải trọng phân bố đường thẳng theo phương y (bài toán Flamant)

Bài toán Flamant được suy ra từ bài toán Boussinesq khi cho P chạy trên đường thẳng thành tải phân bố p. Đây là bài toán cơ bản cho việc xác định ứng suất trong các bài toán phẳng.



Hình 2.22. Ứng suất do tải trọng phân bố đường thẳng theo phương y

$$\sigma_z = \int_{-\infty}^{+\infty} \frac{3.P}{2.\pi} \frac{z^3}{\left(\sqrt{x^2 + y^2 + z^2}\right)^5} dy;$$

$$\sigma_z = \frac{2.P}{\pi} \frac{z^3}{(x^2 + z^2)^2}$$

$$\sigma_x = \frac{2.P}{\pi} \frac{x^2.z}{(x^2 + z^2)^2};$$

$$\tau_{zx} = \frac{2.P}{\pi} \frac{x.z^2}{(x^2 + z^2)^2}$$

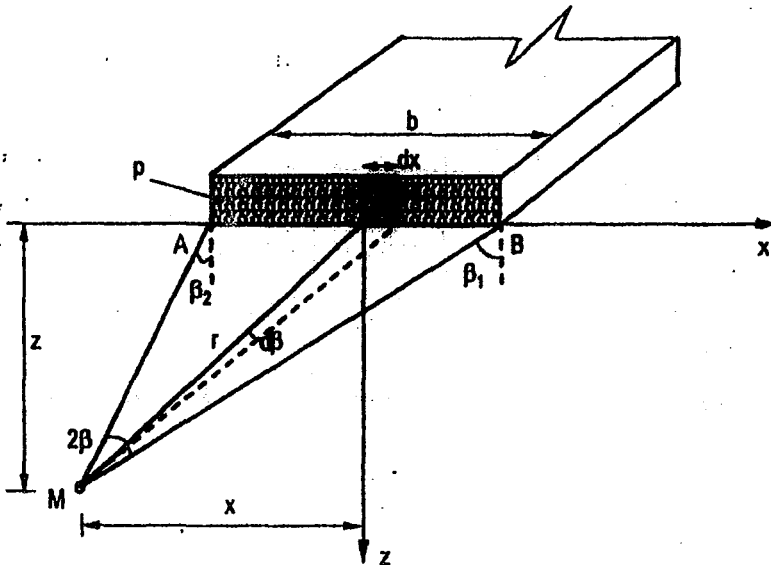
2.3.3.2. Tải trọng phân bố đều hình băng theo phương y (xác định ứng suất dưới nền đường)

Triển khai bài toán đường thẳng trên bề rộng B, ta được tải phân bố đều p trên tiết diện hình băng, tọa độ điểm M xác định từ 2 góc β_1 và β_2 .

Ứng suất $d\sigma_z$ do tải trọng đường thẳng p dx gây ra tại M(x,z):

$$d\sigma_z = \frac{2.p dx z^3}{\pi(x^2 + z^2)^2} = \frac{2.p dx}{\pi r} \cos^3 \beta$$

$$\text{với } r = \frac{z}{\cos \beta}; x = z \tan \beta; dx = \frac{z d\beta}{\cos^2 \beta} \rightarrow d\sigma_z = \frac{2.p}{\pi} \cos^2 \beta d\beta$$



Hình 2.23. Ứng suất do tải trọng phân bố đều hình băng

Tích phân từ β_1 đến β_2 ta được:

$$\sigma_z = \int_{\beta_1}^{\beta_2} \frac{2.p}{\pi} \cos^2 \beta d\beta = \frac{p}{\pi} \int_{\beta_1}^{\beta_2} (1 + \cos 2\beta) d\beta$$

Flamant đã giải được:

$$\sigma_z = \frac{p}{\pi} \left[\beta_1 + \frac{1}{2} \sin 2\beta_1 - (\pm)\beta_2 - \frac{1}{2} \sin(\pm 2\beta_2) \right]$$

$$\sigma_x = \frac{p}{\pi} \left[\beta_1 + \frac{1}{2} \sin 2\beta_1 - (\pm)\beta_2 + \frac{1}{2} \sin(\pm 2\beta_2) \right]$$

$$\tau_{zx} = \tau_{xz} = \frac{p}{2\pi} (\cos 2\beta_2 - \cos 2\beta_1)$$

$\beta_2 = +$: M nằm ngoài diện chịu tải.

$\beta_2 = -$: M nằm trong diện chịu tải.

Để đơn giản cho việc tính toán, công thức trên được rút gọn

$$\sigma_z = k_z p; \quad \sigma_x = k_x p; \quad \tau_{zx} = \tau_{xz} = \tau = k_\tau p$$

$k_z, k_x, k_\tau \in (x/b, z/b)$ được lập thành bảng tra 2.10.

Bảng 2.10. Giá trị hệ số $k_z (\sigma_z/p)$, $k_x (\sigma_x/p)$, $k_\tau (\tau/p)$ cho tải hình băng phân bố đều

z/b	x/b								
	0			0,25			0,5		
	σ_z/p	σ_x/p	τ_{zx}/p	σ_z/p	σ_x/p	τ_{zx}/p	σ_z/p	σ_x/p	τ_{zx}/p
0	1	1	0	1	1	0	0,5	0,5	0,32
0,1	0,99676	0,751907	0	0,988151	0,685227	0,038345	0,49979	0,436759	0,31516
0,25	0,95948	0,450185	0	0,902232	0,392936	0,127324	0,496917	0,347124	0,29959
0,35	0,91028	0,312117	0	0,830981	0,285917	0,153849	0,492083	0,293583	0,28357
0,5	0,81831	0,18169	0	0,734653	0,18618	0,156706	0,47974	0,225092	0,25465
0,75	0,66816	0,08051	0	0,607064	0,097768	0,127324	0,447956	0,142378	0,20372
1	0,54982	0,040519	0	0,510497	0,055127	0,095867	0,409155	0,090845	0,15915
1,25	0,46176	0,022714	0	0,436498	0,03321	0,072016	0,37005	0,059504	0,12422
1,5	0,39582	0,013847	0	0,379094	0,02121	0,055059	0,334079	0,040255	0,09794
1,75	0,34533	0,009007	0	0,333862	0,014235	0,043027	0,302367	0,028131	0,07835
2	0,30575	0,006165	0	0,29761	0,009957	0,034347	0,274908	0,02026	0,06366
3	0,20837	0,001901	0	0,205683	0,003204	0,016529	0,197909	0,006923	0,03183
4	0,15752	0,000814	0	0,15634	0,001394	0,009572	0,152876	0,003083	0,01872
5	0,12648	0,000419	0	0,125867	0,000724	0,006211	0,124046	0,00162	0,01224
6	0,10562	0,000244	0	0,105255	0,000422	0,004345	0,104186	0,000951	0,0086

**Bảng 2.10. Giá trị hệ số $k_z (\sigma_z/p)$, $k_x (\sigma_x/p)$, $k_\tau (\tau/p)$
cho tải hình băng phân bố đều (tiếp theo)**

z/b	x/b								
	1			1,5			2		
	σ_z/p	σ_x/p	τ_{xz}/p	σ_z/p	σ_x/p	τ_{xz}/p	σ_z/p	σ_x/p	τ_{xz}/p
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0,1	0,00159	0,092268	0,0114	0,000196	0,037804	0,002643	5,47E-05	0,021111	0,00106
0,25	0,01985	0,196148	0,0588	0,002873	0,089634	0,015573	0,000829	0,051379	0,00641
0,35	0,04376	0,234747	0,0952	0,007348	0,118435	0,028619	0,002198	0,069798	0,01216
0,5	0,08776	0,256279	0,1404	0,01864	0,150861	0,051419	0,005973	0,093723	0,02323
0,75	0,15637	0,240895	0,1811	0,046879	0,17724	0,088309	0,017177	0,122032	0,04494
1	0,20483	0,204833	0,191	0,079488	0,178274	0,11525	0,033331	0,13617	0,06611
1,25	0,23437	0,167775	0,185	0,108691	0,165389	0,130429	0,05194	0,139013	0,08337
1,5	0,25005	0,135455	0,1719	0,134331	0,147294	0,13611	0,070385	0,134247	0,09549
1,75	0,25627	0,108939	0,1563	0,152774	0,127927	0,135278	0,087602	0,125089	0,10268
2	0,25628	0,087762	0,1404	0,165389	0,109691	0,130429	0,102124	0,113877	0,10578
3	0,22989	0,039304	0,0893	0,179779	0,057673	0,088624	0,134247	0,070385	0,09549
4	0,19615	0,019853	0,0588	0,167993	0,031664	0,070489	0,138771	0,042494	0,07535
5	0,16784	0,011147	0,0408	0,150861	0,01864	0,051419	0,13207	0,026425	0,05798
6	0,1451	0,006802	0,0296	0,134489	0,011706	0,038484	0,122032	0,017177	0,04494

Trường hợp nếu $M \in Oz$ (trục chính), ta có:

$\sigma_z = \sigma_1$, $\sigma_x = \sigma_3$, σ_1 và σ_3 tạo nên các ứng suất chính

$$\sigma_z = \sigma_1 = \frac{P}{\pi} [2\beta + \sin 2\beta]; \quad \sigma_x = \sigma_3 = \frac{P}{\pi} [2\beta - \sin 2\beta]$$

$$\tau = 0; \quad \sigma_1 + \sigma_3 = \frac{2P}{\pi} 2\beta$$

2.3.3.3. Tải trọng phân bố tam giác trên diện tích hình băng (dọc theo phương y) (Nền đường, đê, đập, ...)

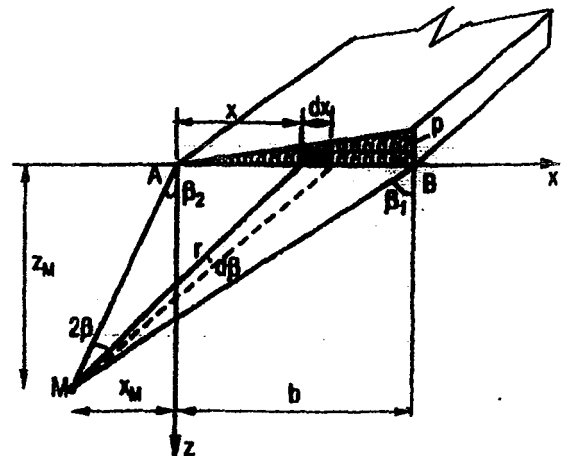
$$\sigma_z = k_z p$$

$$\sigma_x = k_x p$$

$$\tau_{zx} = \tau_{xz} = \tau = k_\tau p$$

$$k_z = \frac{\sigma_z}{p}, \quad k_x = \frac{\sigma_x}{p}, \quad k_\tau = \frac{\tau}{p} \in (x/b, z/b)$$

được lập thành bảng tra 2.11, 2.12 và 2.13.
(chú ý chiều khi xác định các ứng suất).



Hình 2.24. Ứng suất do tải trọng phân bố tam giác trên diện tích hình băng

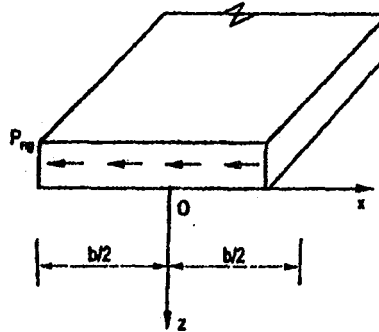
2.3.3.4. Tải trọng hình băng phân bố đều nằm ngang

$$\sigma_z = k_{ng}^z p_{ng} ;$$

$$\sigma_x = k_{ng}^x p_{ng} ;$$

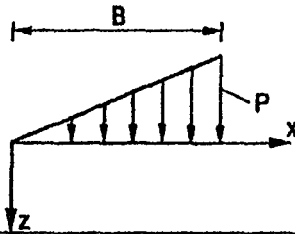
$$\tau = k_{ng}^{\tau} p_{ng} ;$$

$k_{ng}^z = \frac{\sigma_z}{p_{ng}}, k_{ng}^x = \frac{\sigma_x}{p_{ng}}, k_{ng}^{\tau} = \frac{\tau}{p_{ng}} \in (x/b, z/b)$ được lập thành bảng tra 2.14



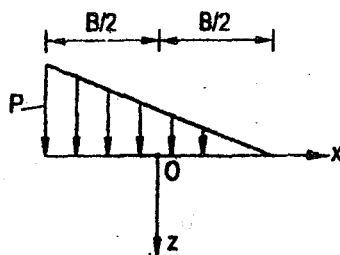
Hình 2.25. Ứng suất do tải trọng hình băng phân bố đều nằm ngang

Bảng 2.11. Giá trị hệ số $k_z = \frac{\sigma_z}{p}$ cho tải trọng hình băng phân bố tam giác



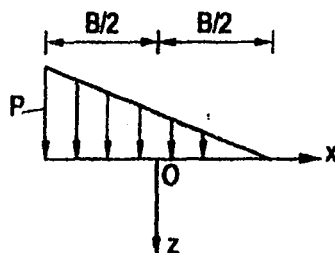
z/b	x/b										
	-1,5	-1,0	-0,5	0	0,25	0,50	0,75	1,0	1,5	2,0	2,5
0	0	0	0	0	0,250	0,500	0,750	0,500	0	0	0
0,25	—	—	0,001	0,075	0,256	0,480	0,643	0,424	0,015	0,003	—
0,50	0,002	0,003	0,023	0,127	0,263	0,410	0,477	0,353	0,056	0,017	0,003
0,75	0,006	0,016	0,042	0,153	0,248	0,335	0,381	0,293	0,108	0,024	0,009
1,00	0,014	0,025	0,061	0,159	0,223	0,275	0,279	0,241	0,129	0,045	0,013
1,5	0,020	0,048	0,096	0,145	0,178	0,200	0,202	0,185	0,124	0,062	0,041
2	0,033	0,061	0,092	0,127	0,146	0,155	0,163	0,153	0,108	0,069	0,050
3	0,050	0,064	0,080	0,096	0,103	0,104	0,108	0,104	0,090	0,071	0,050
4	0,051	0,060	0,067	0,075	0,078	0,085	0,082	0,075	0,073	0,060	0,049
5	0,047	0,052	0,057	0,059	0,062	0,063	0,068	0,065	0,061	0,051	0,047
6	0,041	0,041	0,050	0,051	0,052	0,053	0,053	0,053	0,050	0,050	0,045

Bảng 2.12. Giá trị hệ số $k_x = \frac{\sigma_x}{p}$ cho tải trọng hình băng phân bố tam giác



z/b	x/b							
	-1,0	-0,75	-0,50	-0,25	0,0	+0,25	+0,50	+0,75
0,01	0,006	0,015	0,467	0,718	0,487	0,249	0,026	0,005
0,1	0,054	0,132	0,321	0,452	0,376	0,233	0,116	0,049
0,2	0,097	0,186	0,230	0,259	0,269	0,219	0,146	0,084
0,4	0,128	0,160	0,127	0,099	0,130	0,148	0,142	0,114
0,6	0,116	0,112	0,074	0,046	0,065	0,096	0,114	0,108
0,8	0,093	0,077	0,046	0,025	0,035	0,062	0,085	0,091
1,0	0,072	0,053	0,029	0,013	0,020	0,041	0,061	0,074
1,2	0,048	0,038	0,020	0,009	0,013	0,028	0,047	0,058
1,4	0,042	0,027	0,014	0,007	0,008	0,019	0,033	0,045
2,0	0,019	0,012	0,005	0,002	0,003	0,008	0,015	0,022

Bảng 2.13. Giá trị hệ số $k_\tau = \frac{\tau}{p}$ cho tải trọng hình băng phân bố tam giác



z/b	x/b							
	-1,0	-0,75	-0,50	-0,25	0,0	+0,25	+0,50	+0,75
0,01	-0,000	-0,001	-0,313	+0,009	+0,010	+0,010	+0,005	+0,000
0,1	-0,008	-0,034	-0,272	+0,040	+0,075	+0,078	+0,044	+0,008
0,2	-0,028	-0,091	-0,231	+0,016	+0,108	+0,129	+0,075	+0,025
0,4	-0,071	-0,139	-0,167	-0,020	+0,104	+0,138	+0,108	+0,060
0,6	-0,093	-0,132	-0,122	-0,025	+0,077	+0,123	+0,112	+0,080
0,8	-0,096	-0,112	-0,090	-0,021	+0,056	+0,100	+0,104	+0,085
1,0	-0,089	-0,092	-0,068	-0,017	+0,040	+0,079	+0,091	+0,083
1,2	-0,080	-0,076	-0,053	-0,014	+0,030	+0,065	+0,081	+0,077
1,4	-0,070	-0,062	-0,042	-0,010	+0,023	+0,051	+0,066	+0,069
2,0	-0,046	-0,037	-0,023	-0,006	+0,012	+0,028	+0,041	+0,048

Bảng 2.14. Giá trị hệ số cho tải trọng hình băng phân bố đều nằm ngang

z/b		x/b							
		-1,00	-0,75	-0,50	-0,25	0,00	+0,25	+0,50	+0,75
0,01	k_{ng}^z	0,001	0,001	0,318	0,001	0,000	-0,001	-0,318	-0,001
	k_{ng}^x	0,699	1,024	2,645	0,697	0,000	-0,697	-2,645	-1,024
	k_{ng}^r	-0,008	-0,021	-0,494	-0,935	-0,848	-0,935	-0,494	-0,021
0,1	k_{ng}^z	0,011	0,042	0,315	0,039	0,000	-0,039	-0,315	-0,042
	k_{ng}^x	0,677	0,917	1,154	0,618	0,000	-0,618	-1,154	-0,917
	k_{ng}^r	-0,082	-0,180	-0,437	-0,685	-0,752	-0,685	-0,437	-0,180
0,2	k_{ng}^z	0,038	0,116	0,306	0,103	0,000	-0,103	-0,306	-0,116
	k_{ng}^x	0,619	0,759	0,731	0,459	0,000	-0,459	-0,731	-0,759
	k_{ng}^r	-0,147	-0,270	-0,376	-0,469	-0,538	-0,469	-0,376	-0,270
0,4	k_{ng}^z	0,103	0,199	0,274	0,159	0,000	-0,159	-0,274	-0,199
	k_{ng}^x	0,461	0,456	0,356	0,216	0,000	-0,216	-0,356	-0,456
	k_{ng}^r	-0,208	-0,274	-0,269	-0,215	-0,260	-0,215	-0,269	-0,274
	k_{ng}^x	0,461	0,456	0,356	0,216	0,000	-0,216	-0,356	-0,456
	k_{ng}^r	-0,208	-0,274	-0,269	-0,215	-0,260	-0,215	-0,269	-0,274
0,6	k_{ng}^z	0,144	0,212	0,234	0,147	0,000	-0,147	-0,234	-0,212
	k_{ng}^x	0,319	0,319	0,272	0,189	0,000	-0,189	-0,272	-0,319
	k_{ng}^r	-0,204	-0,221	-0,188	-0,143	-0,129	-0,143	-0,188	-0,221
0,8	k_{ng}^z	0,158	0,197	0,194	0,121	0,000	-0,121	-0,194	-0,197
	k_{ng}^x	0,217	0,167	0,105	0,050	0,000	-0,050	-0,105	-0,167
	k_{ng}^r	-0,177	-0,169	-0,130	-0,087	-0,070	-0,087	-0,130	-0,169
1,0	k_{ng}^z	0,157	0,175	0,159	0,096	0,000	-0,096	-0,159	-0,175
	k_{ng}^x	0,147	0,105	0,061	0,027	0,000	-0,027	-0,061	-0,105
	k_{ng}^r	-0,148	-0,127	-0,091	-0,055	-0,040	-0,055	-0,091	-0,127
1,2	k_{ng}^z	0,147	0,153	0,131	0,078	0,000	-0,078	-0,131	-0,153
	k_{ng}^x	0,102	0,068	0,037	0,013	0,000	-0,013	-0,037	-0,068
	k_{ng}^r	-0,117	-0,096	-0,067	-0,037	-0,026	-0,037	-0,067	-0,096
1,4	k_{ng}^z	0,133	0,132	0,108	0,061	0,000	-0,061	-0,108	-0,132
	k_{ng}^x	0,072	0,045	0,024	0,009	0,000	-0,009	-0,024	-0,045
	k_{ng}^r	-0,094	-0,073	-0,047	-0,026	-0,017	-0,026	-0,047	-0,073
2,0	k_{ng}^z	0,096	0,085	0,064	0,034	0,000	-0,034	-0,064	-0,085
	k_{ng}^x	0,027	0,015	0,007	0,003	0,000	-0,003	-0,007	-0,015
	k_{ng}^r	-0,049	-0,035	-0,020	-0,010	-0,006	-0,010	-0,020	-0,035

Ví dụ 2.7:

Cho 1 tải trọng hình băng có bề rộng $b = 4\text{m}$, như hình vẽ. Lấy trọng lượng riêng của nước là $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$.

Tính ứng suất tổng và ứng suất có hiệu theo phương đứng và phương ngang của trọng lượng bản thân và tải trọng ngoài); ứng suất tiếp τ_{xz} tại các điểm có tọa độ như sau:

A ($x = 0, z = 1$); B ($x = 0, z = 2$)

C ($x = 0, z = 4$); D ($x = 2, z = 1$)

Giải:

Tại A:

- Do tải trọng ngoài:

$$\left. \begin{array}{l} \frac{x}{b} = \frac{0}{4} = 0 \\ \frac{z}{b} = \frac{1}{4} = 0,25 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{array}{l} k_z = 0,9595 \rightarrow \sigma_z = 0,9595 \times 100 = 95,95 (\text{kN/m}^2) \\ k_x = 0,4502 \rightarrow \sigma_x = 0,4502 \times 100 = 45,02 (\text{kN/m}^2) \\ k_\tau = 0 \rightarrow \tau_{xz} = 0 \end{array}$$

- Do trọng lượng bản thân: $\sigma'_z = \gamma' \cdot h = 10 \times 1 = 10 (\text{kN/m}^2)$

$$\sigma'_x = k_0 \cdot \sigma'_z = 0,471 \times 10 = 4,71 (\text{kN/m}^2)$$

$$\rightarrow \text{Ứng suất có hiệu tại A: } \begin{cases} \sigma'_z = 95,95 + 10 = 105,95 (\text{kN/m}^2) \\ \sigma'_x = 45,02 + 4,71 = 49,73 (\text{kN/m}^2) \\ \tau_{xz} = 0 \end{cases}$$

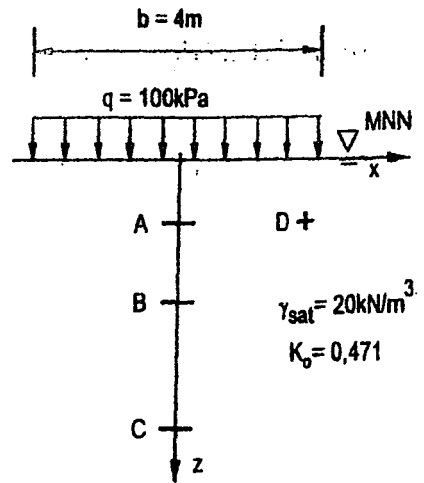
- Áp lực nước lỗ rỗng tại A: $u_A = 10 \times 1 = 10 (\text{kN/m}^2)$

$$\rightarrow \text{Ứng suất tổng tại A: } \begin{cases} \sigma_z = 105,95 + 10 = 115,95 (\text{kN/m}^2) \\ \sigma_x = 49,73 + 10 = 59,73 (\text{kN/m}^2) \end{cases}$$

Tại B:

- Do tải trọng ngoài:

$$\left. \begin{array}{l} \frac{x}{b} = \frac{0}{4} = 0 \\ \frac{z}{b} = \frac{2}{4} = 0,5 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{array}{l} k_z = 0,8183 \rightarrow \sigma_z = 0,8183 \times 100 = 81,83 (\text{kN/m}^2) \\ k_x = 0,1817 \rightarrow \sigma_x = 0,1817 \times 100 = 18,17 (\text{kN/m}^2) \\ k_\tau = 0 \rightarrow \tau_{xz} = 0 \end{array}$$



- Do trọng lượng bản thân: $\sigma'_z = \gamma' \cdot h = 10 \times 2 = 20 \text{ (kN/m}^2\text{)}$
 $\sigma'_x = k_o \cdot \sigma'_z = 0,471 \times 20 = 9,42 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

→ Ứng suất có hiệu tại B:
$$\begin{cases} \sigma'_z = 81,83 + 20 = 101,83 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ \sigma'_x = 18,17 + 9,42 = 27,59 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ \tau_{xz} = 0 \end{cases}$$

- Áp lực nước lỗ rỗng tại B: $u_B = 10 \times 2 = 20 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

→ Ứng suất tổng tại B:
$$\begin{cases} \sigma_z = 101,83 + 20 = 131,83 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ \sigma_x = 27,59 + 20 = 47,59 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases}$$

Tại C:

- Do tải trọng ngoài:

$$\left. \begin{aligned} \frac{x}{b} = \frac{0}{4} = 0 \\ \frac{z}{b} = \frac{4}{4} = 0,5 \end{aligned} \right\} \Rightarrow \begin{aligned} k_z = 0,5498 \rightarrow \sigma_z = 0,5498 \times 100 = 54,98 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ k_x = 0,0405 \rightarrow \sigma_x = 0,0405 \times 100 = 4,05 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ k_\tau = 0 \rightarrow \tau_{xz} = 0 \end{aligned}$$

- Do trọng lượng bản thân: $\sigma'_z = \gamma' \cdot h = 10 \times 4 = 40 \text{ (kN/m}^2\text{)}$
 $\sigma'_x = k_o \cdot \sigma'_z = 0,471 \times 40 = 18,84 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

→ Ứng suất có hiệu tại C:
$$\begin{cases} \sigma'_z = 54,98 + 40 = 94,98 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ \sigma'_x = 4,05 + 18,84 = 22,89 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ \tau_{xz} = 0 \end{cases}$$

- Áp lực nước lỗ rỗng tại C: $u_C = 10 \times 4 = 40 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

→ Ứng suất tổng tại C:
$$\begin{cases} \sigma_z = 94,98 + 40 = 134,98 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ \sigma_x = 22,89 + 40 = 62,89 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases}$$

Tại D:

- Do tải trọng ngoài:

$$\left. \begin{aligned} \frac{x}{b} = \frac{2}{4} = 0,5 \\ \frac{z}{b} = \frac{1}{4} = 0,25 \end{aligned} \right\} \Rightarrow \begin{aligned} k_z = 0,4969 \rightarrow \sigma_z = 0,4969 \times 100 = 49,69 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ k_x = 0,3471 \rightarrow \sigma_x = 0,3471 \times 100 = 34,71 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ k_\tau = 0,2996 \rightarrow \tau_{xz} = 0,2996 \times 100 = 29,96 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

- Do trọng lượng bản thân: $\sigma'_z = \gamma' \cdot h = 10 \times 1 = 10 \text{ (kN/m}^2\text{)}$
 $\sigma'_x = k_0 \cdot \sigma'_z = 0,471 \times 10 = 4,71 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

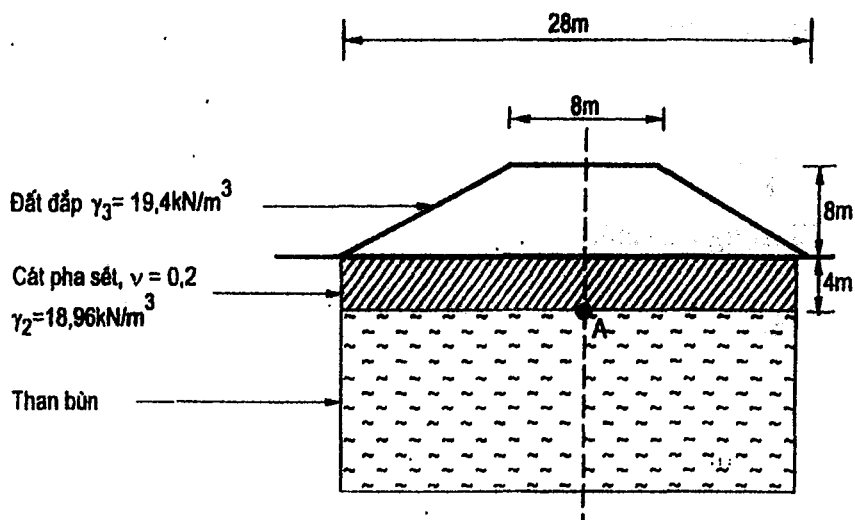
→ Ứng suất có hiệu tại D:
$$\begin{cases} \sigma'_z = 49,62 + 10 = 59,62 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ \sigma'_x = 34,71 + 4,71 = 39,42 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ \tau_{xz} = 29,96 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases}$$

- Áp lực nước lỗ rỗng tại D: $u_D = 10 \times 1 = 10 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

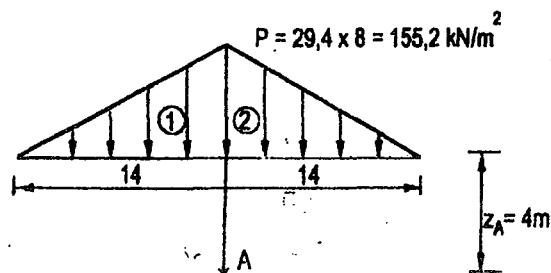
→ Ứng suất tổng tại D:
$$\begin{cases} \sigma_z = 59,62 + 10 = 69,62 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ \sigma_x = 39,42 + 10 = 49,42 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ \tau_{xz} = 29,96 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases}$$

Ví dụ 2.8:

Một nền đường cao 8m, có mặt cắt ngang như hình vẽ. Tính ứng suất pháp theo phương đứng và phương ngang, ứng suất tiếp tại điểm A. Mực nước ngầm nằm rất sâu.



Cách 1: Gần đúng và đơn giản, ta xem nền đường là một tam giác cân, sơ đồ tính toán như sau:



+ Tải trọng ngoài:

- Ta có: $\zeta = \frac{\nu}{1-\nu} = \frac{0,3}{1-0,3} = 0,429$

- σ_z do tải (1) tác dụng lên điểm A ($z = 4\text{m}$):

$$\left. \begin{array}{l} \frac{x_A}{b} = \frac{14}{14} = 1 \\ \frac{z}{b} = \frac{4}{14} = 0,287 \end{array} \right\} \Rightarrow k_z = 0,418 \Rightarrow \sigma_z = 155,2 \times 0,418 = 64,87 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

Vì bài toán đối xứng nên tổng σ_z do tải (1) và (2) tác dụng lên điểm A là:

$$\sigma_z = 2 \times 64,87 = 129,74 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

- σ_x do tải (1) tác dụng lên điểm A ($z = 4\text{m}$):

$$\left. \begin{array}{l} \frac{x_A}{b} = \frac{-7}{14} = -0,5 \\ \frac{z}{b} = \frac{4}{14} = 0,287 \end{array} \right\} \Rightarrow k_x = 0,22 \Rightarrow \sigma_x = 155,2 \times 0,22 = 34,144 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

Vì bài toán đối xứng nên tổng σ_x do tải (1) và (2) tác dụng lên điểm A là:

$$\sigma_x = 2 \times 34,144 = 68,29 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\tau_{xz} = 0 \text{ (vì A nằm trên trục đối xứng)}$$

+ Tải trọng bản thân:

$$\sigma_z = \gamma \cdot h = 18,96 \times 4 = 75,84 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

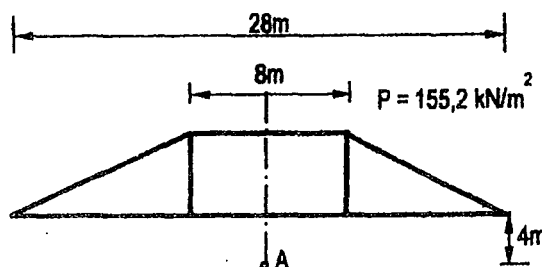
$$\sigma_x = \zeta \cdot \sigma_z = 0,429 \times 75,84 = 32,54 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

Vậy:

$$\begin{cases} \sigma_z = 129,74 + 75,84 = 205,58 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ \sigma_x = 68,29 + 32,54 = 100,83 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{cases}$$

Cách 2:

+ Tải trọng ngoài:



- Ứng suất do tải phân bố đều trên diện tích hình băng tác dụng lên điểm A:

$$\left. \begin{aligned} \frac{x}{b} = \frac{0}{8} = 0 \\ \frac{z}{b} = \frac{4}{8} = 0,5 \end{aligned} \right\} \Rightarrow \begin{aligned} k_z = 0,82 \rightarrow \sigma_z = 0,82 \times 155,2 = 127,26 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ k_x = 0,18 \rightarrow \sigma_x = 0,18 \times 155,2 = 27,94 \text{ (kN/m}^2\text{)} \end{aligned}$$

- Ứng suất do tải phân bố hình tam giác trên diện tích hình băng tác dụng lên điểm A
(Tính với cả hai nửa tam giác – điểm A nằm trên trục đối xứng):

$$\left. \begin{aligned} \frac{x}{b} = \frac{14}{10} = 1,4 \\ \frac{z}{b} = \frac{4}{10} = 0,4 \end{aligned} \right\} \Rightarrow k_z = 0,042 \rightarrow \sigma_z = 2 \times 0,042 \times 155,2 = 13,04 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\left. \begin{aligned} \frac{x}{b} = \frac{-9}{10} = -0,9 \\ \frac{z}{b} = \frac{4}{10} = 0,4 \end{aligned} \right\} \Rightarrow k_x = 0,138 \rightarrow \sigma_z = 2 \times 0,138 \times 155,2 = 42,83 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

+ Tải trọng bản thân:

$$\sigma_z = \gamma \cdot h = 18,96 \times 4 = 75,84 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\sigma_x = \zeta \cdot \sigma_z = 0,429 \times 75,84 = 32,54 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

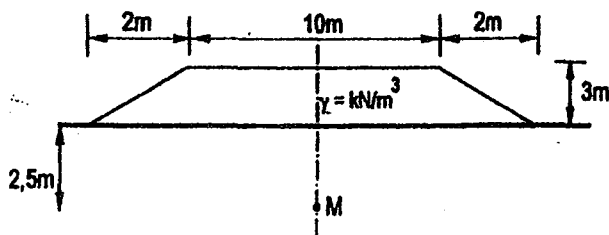
Vậy:

$$\begin{cases} \sigma_z = 127,26 + 13,04 + 75,84 = 216,14 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ \sigma_x = 27,94 + 42,83 + 32,54 = 103,31 \text{ (kN/m}^2\text{)} \\ \tau_{xz} = 0 \end{cases}$$

Nhận xét: Cả hai cách trên đều cho kết quả tương tự nhau, cách 2 chính xác hơn vì gần giống nhất với mô hình thực tế.

Ví dụ 2.9:

Một nền đường cao 3m, đất đắp đường có dung trọng $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$ có mặt cắt ngang như hình vẽ:



Xác định ứng suất σ_z tại điểm M

Giải:

- Ứng suất do tải phân bố đều trên diện tích hình băng tác dụng lên điểm M:

$$\left. \begin{aligned} \frac{x}{b} &= \frac{0}{10} = 0 \\ \frac{z}{b} &= \frac{2,5}{10} = 0,25 \end{aligned} \right\} \Rightarrow k_z = 0,9595 \rightarrow \sigma_z = 0,9595 \times 19 \times 3 = 54,69 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

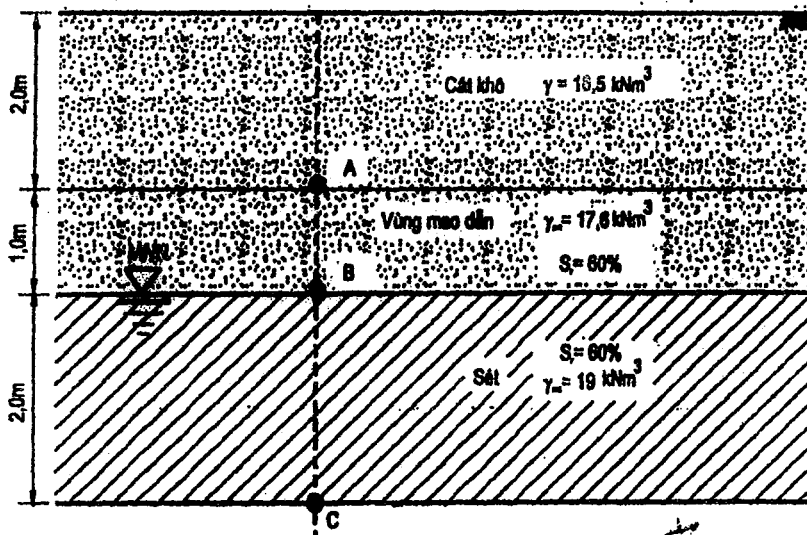
- Ứng suất do tải phân bố hình tam giác trên diện tích hình băng tác dụng lên điểm M:

$$\left. \begin{aligned} \frac{x}{b} &= \frac{7}{2} = 3,5 \\ \frac{z}{b} &= \frac{2,5}{2} = 1,25 \end{aligned} \right\} \Rightarrow k_z \approx 0 \rightarrow \sigma_z \approx 0$$

→ Vậy ứng suất tại điểm M do tải trong hình thang gây ra là 54,69 (kN/m²).

BÀI TẬP CHƯƠNG 2

Bài 2.1: Cho một nền đất với các chỉ tiêu vật lý như hình vẽ. Mực nước ngầm ở độ sâu cách mặt đất 3 m. Do mao dẫn, 1 m đất cát bên trên mực nước ngầm có chứa nước mao dẫn. Độ bão hòa của 1 m lớp đất cát có nước mao dẫn này là $S = 0,6$. Trọng lượng riêng của đất cát có nước mao dẫn này cũng thay đổi và bằng 17,6 kN/m³. Cho biết dung trọng riêng của nước, $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$.



a) Xác định áp lực nước lỗ rỗng tại điểm A.

b) Xác định ứng suất có hiệu theo phương đứng σ'_z do trọng lượng bản thân gây ra tại điểm A (nằm trong lớp đất cát có nước mao dẫn).

c) Xác định ứng suất có hiệu theo phương đứng, σ'_z do trọng lượng bản thân gây ra tại điểm C.

Giải:

a) Xác định áp lực nước lỗ rỗng tại điểm A:

$$u_A = -\frac{S_r \times \gamma_w}{h_{\text{mao dẫn}}} = -\frac{0,6 \times 10}{1} = -6 (\text{kN/m}^3)$$

$$u_B = 0$$

$$u_C = 2 \times 10 = 20 (\text{kN/m}^3)$$

b) Xác định ứng suất có hiệu theo phương đứng σ'_z , do trọng lượng bản thân gây ra tại điểm A (nằm trong lớp đất cát có nước mao dẫn).

$$\text{Ứng suất tổng tại điểm A: } \sigma_{z=A}^{\text{bt}} = 16,5 \times 2 = 33 (\text{kN/m}^2)$$

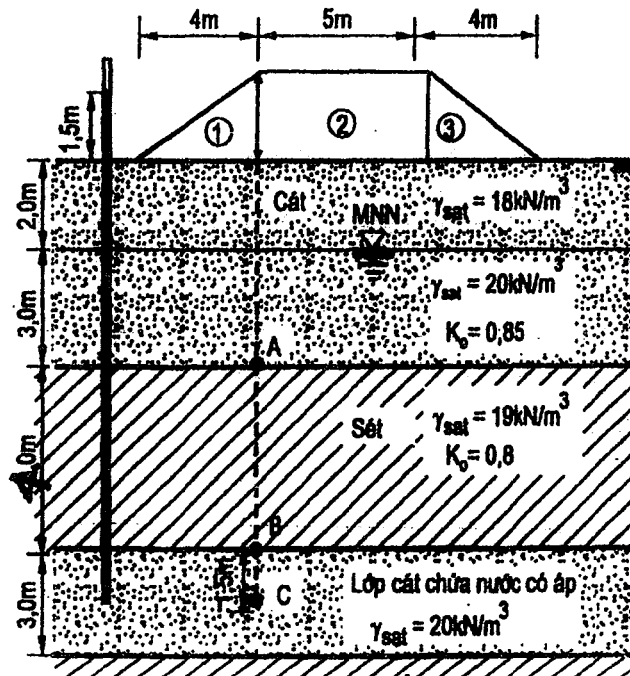
$$\text{Ứng suất hữu hiệu tại điểm A: } \sigma_{z=A}^{\text{'bt}} = \sigma_{z=A}^{\text{bt}} - u = 33 - (-6) = 39 (\text{kN/m}^2)$$

c) Xác định ứng suất có hiệu theo phương đứng, σ'_z do trọng lượng bản thân gây ra tại điểm C

$$\text{Ứng suất tổng tại điểm C: } \sigma_{z=C}^{\text{bt}} = 16,5 \times 2 + 17,6 \times 1 + 19 \times 2 = 88,6 (\text{kN/m}^2)$$

$$\text{Ứng suất hữu hiệu tại điểm A: } \sigma_{z=C}^{\text{'bt}} = \sigma_{z=C}^{\text{bt}} - u = 88,6 - 20 = 68,6 (\text{kN/m}^2)$$

Bài 2.2: Một đập đất được xem như dài vô hạn, đắp trên một nền đất tự nhiên như hình vẽ. Giả thiết các lớp đất nằm dưới mực nước ngầm đều bị đẩy nổi. Các giá trị ngoài bảng tra xem như bằng "0". Lấy trọng lượng riêng của nước là $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$.



Lớp sét có hệ số thấm rất nhỏ

a) Tính ứng suất có hiệu theo phương đứng σ_z^{hi} (kN / m²) do trọng lượng bản thân đất nền gây ra tại điểm C.

b) Tính ứng suất tổng theo phương ngang σ_x^{bt} (kN / m²) do trọng lượng bản thân đất nền gây ra tại điểm B.

c) Tính ứng suất pháp theo phương đứng σ_z^p (kN / m²) do tải đất đắp gây ra tại điểm A.

d) Tính ứng suất có hiệu theo phương đứng do tải đất đắp và trọng lượng bản thân đất nền gây ra tại điểm A.

e) Tính ứng suất pháp theo phương ngang σ_x^p (kN / m²) do tải đất đắp gây ra tại điểm A.

f) Tính ứng suất tổng theo phương ngang do tải đất đắp và trọng lượng bản thân đất nền gây ra tại điểm A.

Giải:

a) Tính ứng suất có hiệu theo phương đứng σ_z^{hi} (kN / m²) do trọng lượng bản thân đất nền gây ra tại điểm C

$$\text{Ứng suất tổng tại điểm C: } \sigma_{z=C}^{bt} = 18 \times 2 + 20 \times 3 + 19 \times 4 + 20 \times 1,5 = 202 \text{ (kN / m}^2\text{)}$$

$$\text{Áp lực nước lỗ rỗng tại điểm C: } u = (1,5 + 2 + 3 + 4 + 3 + 1,5) \times 10 = 120 \text{ (kN / m}^2\text{)}$$

$$\text{Ứng suất hữu hiệu tại điểm C: } \sigma_{z=C}^{bt} = \sigma_{z=C}^{bt} - u = 202 - 120 = 82 \text{ (kN / m}^2\text{)}$$

b) Tính ứng suất tổng theo phương ngang σ_x^{bt} (kN / m²) do trọng lượng bản thân đất nền gây ra tại điểm B

$$\text{Ứng suất tổng tại điểm B: } \sigma_{z=B}^{bt} = 18 \times 2 + 20 \times 3 + 19 \times 4 = 172 \text{ (kN / m}^2\text{)}$$

Ứng suất tổng theo phương ngang tại điểm B:

$$\sigma_{x=B}^{bt} = K_0 \times \sigma_{z=B}^{bt} = 0,8 \times 172 = 137,6 \text{ (kN / m}^2\text{)}$$

c) Tính ứng suất pháp theo phương đứng σ_z^p (kN / m²) do tải đất đắp gây ra tại điểm A

$$\text{Tải trọng ngoài: } p = \gamma \times H = 20 \times 3 = 60 \text{ (kN / m}^2\text{)}$$

Đối với tam giác ①

$$\left. \begin{array}{l} \frac{z}{b} = \frac{5}{4} = 1,25 \\ \frac{x}{b} = \frac{4}{4} = 1 \end{array} \right\} k_z = 0,213 \Rightarrow \sigma_z^p = 0,213 \times 60 = 12,78 \text{ (kN / m}^2\text{)}$$

Đối với hình thang ②

$$\left. \begin{array}{l} \frac{z}{b} = \frac{5}{5} = 1 \\ \frac{x}{b} = \frac{2,5}{5} = 0,5 \end{array} \right\} k_z = 0,41 \Rightarrow \sigma_z^p = 0,41 \times 60 = 24,6 (\text{kN/m}^2)$$

Đối với tam giác ③

$$\left. \begin{array}{l} \frac{z}{b} = \frac{5}{4} = 1,25 \\ \frac{x}{b} = \frac{9}{4} = 2,25 \end{array} \right\} k_z \approx 0 \Rightarrow \sigma_z^p = 0 (\text{kN/m}^2)$$

$$\Rightarrow \sigma_z^p = 12,78 + 24,6 = 37,38 (\text{kN/m}^2)$$

d) Tính ứng suất có hiệu theo phương đứng do tải đất đắp và trọng lượng bản thân đất nền gây ra tại điểm A

$$\sigma_z' = \sigma_z^{bt} + \sigma_z^p = (18 \times 2 + 10 \times 3) + 37,38 = 103,38 (\text{kN/m}^2)$$

e) Tính ứng suất pháp theo phương ngang σ_x^p (kN/m^2) do tải đất đắp gây ra tại điểm A

$$\text{Tải trọng ngoài: } p = \gamma \times H = 20 \times 3 = 60 (\text{kN/m}^2)$$

Đối với tam giác ①

$$\left. \begin{array}{l} \frac{z}{b} = \frac{5}{4} = 1,25 \\ \frac{x}{b} = \frac{-2}{4} = 0,5 \end{array} \right\} k_x = 0,0185 \Rightarrow \sigma_x^p = 0,0185 \times 60 = 1,11 (\text{kN/m}^2)$$

Đối với hình thang ②

$$\left. \begin{array}{l} \frac{z}{b} = \frac{5}{5} = 1 \\ \frac{x}{b} = \frac{2,5}{5} = 0,5 \end{array} \right\} k_x = 0,09 \Rightarrow \sigma_x^p = 0,09 \times 60 = 5,4 (\text{kN/m}^2)$$

Đối với tam giác ③

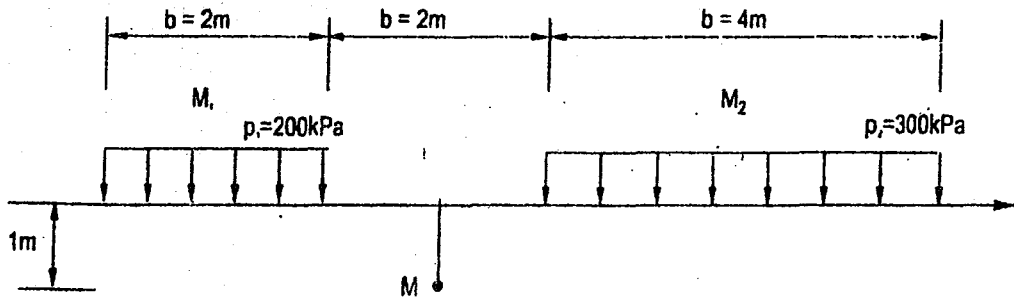
$$\left. \begin{array}{l} \frac{z}{b} = \frac{5}{4} = 1,25 \\ \frac{x}{b} = \frac{9}{4} = 2,25 \end{array} \right\} k_x \approx 0 \Rightarrow \sigma_x^p = 0 (\text{kN/m}^2)$$

$$\Rightarrow \sigma_x^p = 5,4 + 1,11 = 6,51 (\text{kN/m}^2)$$

f) Tính ứng suất tổng theo phương ngang do tải đất đắp và trọng lượng bản thân đất nền gây ra tại điểm A

$$\sigma_x = \sigma_x^{hl} + \sigma_x^p = [0,5(18 \times 2 + 10 \times 3) + 30] + 6,51 = 69,51 (\text{kN} / \text{m}^2)$$

Bài 2.3: Cho 2 tải trọng hình băng tác dụng trên nền như hình vẽ:



→ Tính $\sigma_z; \sigma_x; \tau_{xz}$ tại điểm M ($z = 1\text{m}$)

Giải:

- Ứng suất do móng M_1 tác dụng lên điểm M:

$$\left. \begin{array}{l} \frac{x}{b} = \frac{2}{2} = 1 \\ \frac{z}{b} = \frac{1}{2} = 0,5 \end{array} \right\} \begin{array}{l} k_z = 0,08 \rightarrow \sigma_z = 0,08 \times 200 = 16 (\text{kN} / \text{m}^2) \\ \Rightarrow k_x = 0,21 \rightarrow \sigma_x = 0,21 \times 200 = 42 (\text{kN} / \text{m}^2) \\ k_\tau = 0,13 \rightarrow \tau_{xz} = 0,13 \times 200 = 26 (\text{kN} / \text{m}^2) \end{array}$$

- Ứng suất do móng M_2 tác dụng lên điểm M:

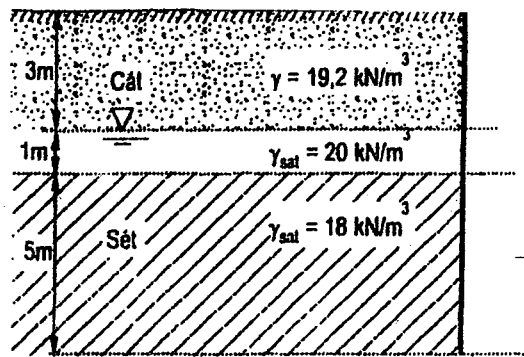
$$\left. \begin{array}{l} \frac{x}{b} = \frac{3}{4} = 0,75 \\ \frac{z}{b} = \frac{1}{4} = 0,25 \end{array} \right\} \begin{array}{l} k_z = 0,260 \rightarrow \sigma_z = 0,260 \times 300 = 78,0 (\text{kN} / \text{m}^2) \\ \Rightarrow k_x = 0,260 \rightarrow \sigma_x = 0,260 \times 300 = 78,0 (\text{kN} / \text{m}^2) \\ k_\tau = 0,175 \rightarrow \tau_{xz} = 0,175 \times 300 = 52,5 (\text{kN} / \text{m}^2) \end{array}$$

$$\sigma_z = 16 + 78 = 94 (\text{kN} / \text{m}^2)$$

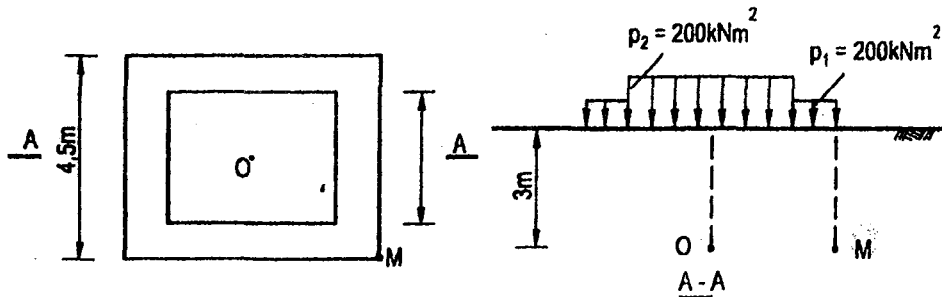
Vậy $\sigma_x = 42 + 78 = 120 (\text{kN} / \text{m}^2)$

$$\tau_{xz} = 26 + 52,5 = 78,5 (\text{kN} / \text{m}^2)$$

Bài 2.4: Cho mặt cắt địa chất như hình vẽ. Vẽ đồ thị các đường ứng suất tổng, ứng suất hữu hiệu do trọng lượng bản thân và áp lực nước lỗ rỗng



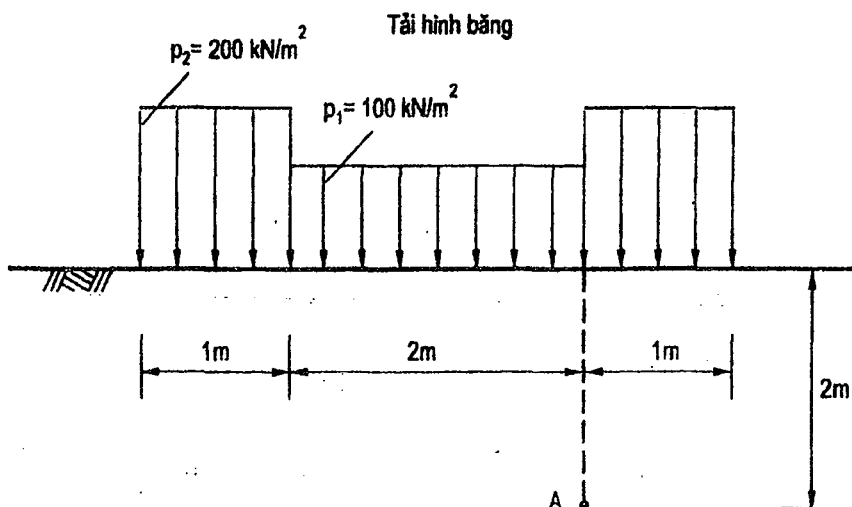
Bài 2.5: Áp lực tác dụng lên nền đất cát dưới đáy móng vuông cứng được xấp xỉ gần đúng như hình vẽ. Phần tâm móng áp lực có giá trị $p_1 = 200 \text{ kN/m}^2$; phần bên ngoài có giá trị áp lực $p_2 = 100 \text{ kN/m}^2$.



Xác định ứng suất thẳng đứng σ_z trên trục qua tâm O và góc móng M do áp lực dưới đáy móng gây ra ở độ sâu 3,0m.

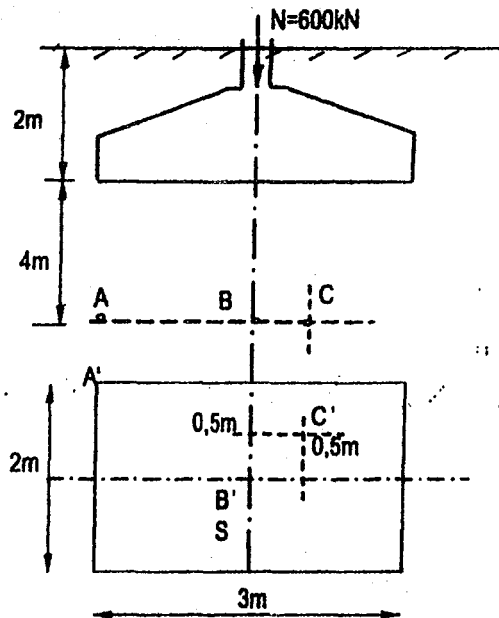
Bài 2.6: Ứng suất bên dưới một móng băng tuyệt đối cứng đặt trên nền đất dính chịu tải đúng tâm được xấp xỉ gần đúng như hình vẽ. Nền đất được giả thuyết là bán không gian đàn hồi đẳng hướng.

- Xác định ứng suất theo phương đứng σ_z do tải trọng ngoài gây ra tại A.
- Xác định ứng suất theo phương ngang σ_x và ứng suất tiếp τ_{xz} (kN/m^2) do tải trọng ngoài gây ra tại A.

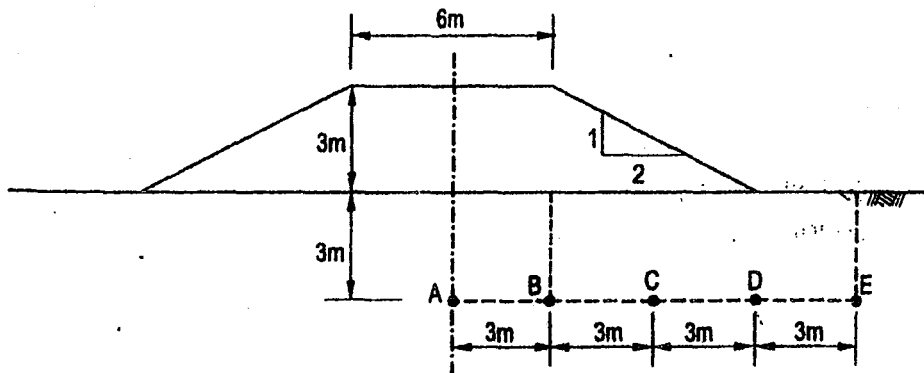


Bài 2.7: Cho một móng đơn có kích thước $3\text{m} \times 2\text{m}$ chịu tác dụng của tải trọng $N = 600\text{kN}$, móng đặt sâu $h = D_f = 2\text{m}$ như hình vẽ. Trọng lượng riêng trung bình của đất và bê tông là 22 kN/m^3 .

- Xác định ứng suất tại A
- Xác định ứng suất tại B
- Xác định ứng suất tại C



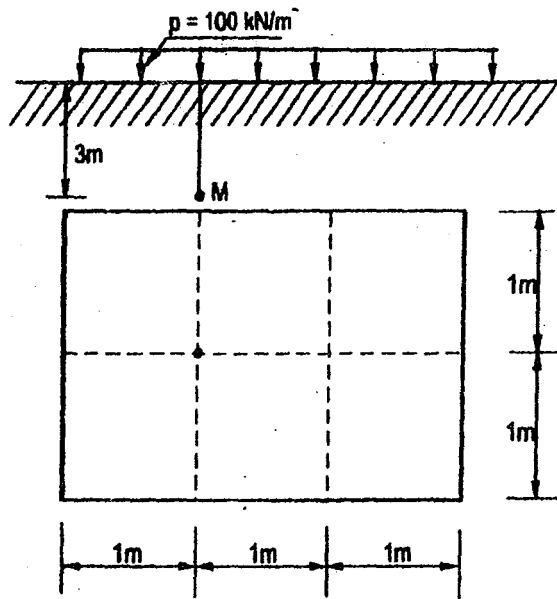
Bài 2.8: Khối đất đắp một con đường có mặt cắt ngang như hình vẽ. Trọng lượng riêng của đất đắp là $\gamma = 18\text{ kN/m}^3$. Xác định giá trị ứng suất theo phương đứng do khối đất đắp gây ra tại A, B, C, D và E.



Bài 2.9. Để thi olympic cơ học toàn quốc năm 2002

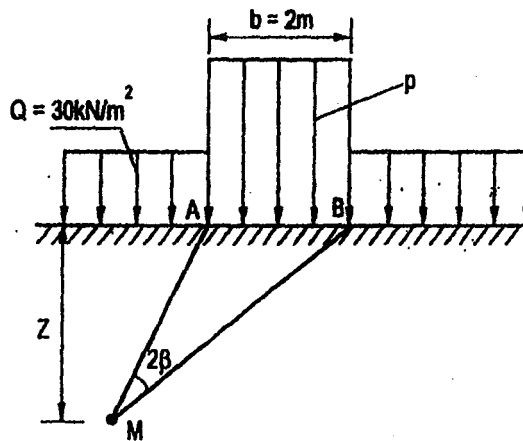
Cho 1 diện tích đáy móng công trình chịu tải trọng phân bố đều $p = 100\text{ kN/m}^2$ như hình vẽ.

Yêu cầu tính ứng suất thẳng đứng σ_z do tải trọng p gây ra tại điểm M ở độ sâu cách đáy móng 3m nằm trên trục đứng qua O.



Bài 2.10: Đề thi olympic cơ học toàn quốc năm 2002

Một móng băng chiều rộng $b = 2\text{m}$ đặt trên nền đất chống chất có các chỉ tiêu: $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$, $\phi = 30^\circ$, $c = 10 \text{ kN/m}^2$. Móng chịu tải trọng thẳng đứng phân bố đều p và tải trọng bên $q = 30 \text{ kN/m}^2$.



1) Lập công thức xác định tải trọng p theo chiều sâu lớn nhất $Z_{\max}$ của vùng dẻo. Cho biết phương trình đường ranh giới phạm vi vùng dẻo như sau:

$$Z = \frac{p - q}{\pi \gamma} \left(\frac{\sin 2\beta}{\sin \phi} - 2\beta \right) - \frac{q}{\gamma} - \frac{c}{\gamma} \cot \phi$$

Trong đó 2β là góc nhìn từ điểm xét đến 2 mép móng A, B.

2) Xác định tải trọng p khi vùng dẻo có điểm sâu nhất $Z_{\max}$ ở trên trục đứng đi qua mép móng A.

3) Xác định độ sâu lớn nhất $Z_{\max}$ cực đại ($\max Z_{\max}$) của vùng dẻo có thể đạt được và giá trị tải trọng p tương ứng.

Bài 2.11: Đề thi olympic cơ học toàn quốc năm 2003

Một móng băng rộng $b = 5\text{m}$, chôn sâu $h = 1\text{m}$, tải trọng đáy móng $p = 280\text{ kN/m}^2$, đặt trên nền đất có $\gamma = 20\text{ kN/m}^3$, $\phi = 20^\circ$, $c = 25,5\text{ kN/m}^2$. Chấp nhận lời giải gần hời của Micheld: $\sigma_{1,3} = \frac{p}{\pi}(2\beta \pm \sin 2\beta)$

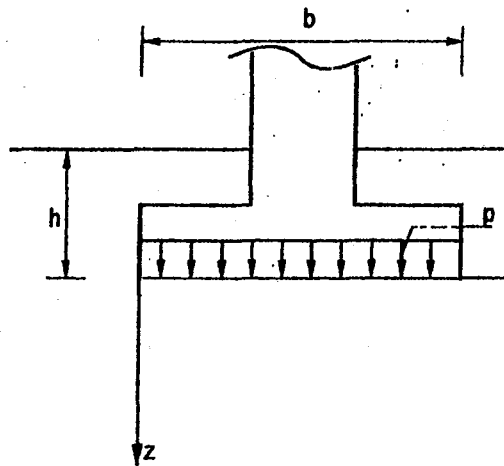
a) Khảo sát sự ổn định của các điểm:

$$M_1 (x = 0, z = 1,25\text{m})$$

$$M_2 (x = 0,28, z = 1,25).$$

b) Phân tích để xác định vị trí của M_1 , M_2 so với vùng biến dạng dẻo phát triển trong nền.

c) Nhận xét, phân tích về tính hợp lý, xác thực của việc xác định vùng biến dạng dẻo theo cách làm trên.



Chương 3

BIẾN DẠNG CỦA ĐẤT NỀN

3.1. KHÁI NIỆM CHUNG VỀ BIẾN DẠNG CỦA ĐẤT

Khi chịu tác động của trọng lượng bản thân hoặc tải trọng ngoài, nền đất sẽ biến dạng. Biến dạng của nền công trình theo phương thẳng đứng gọi là độ lún của nền công trình.

Biến dạng của đất gồm 2 thành phần:

+ Biến dạng không hồi phục (biến dạng dẻo): khi có tải trọng ngoài tác dụng thì thể tích lỗ rỗng trong đất bị giảm đi do nước và không khí trong lỗ rỗng bị thoát ra ngoài, các hạt đất được sắp xếp lại. Sau khi dỡ tải, đất không trở về nguyên dạng.

+ Biến dạng đàn hồi: sau khi dỡ tải, đất phục hồi lại hình dạng ban đầu (khá nhỏ so với biến dạng không hồi phục).

Một đặc điểm làm cho biến dạng của đất khác với biến dạng của các vật liệu khác là mối quan hệ giữa biến dạng và thời gian. Đối với các vật liệu khác, biến dạng đạt tới trị số ổn định ngay sau khi tác dụng lực. Nhưng đối với đất thì ngược lại, khi tác dụng lực thì biến dạng xuất hiện ngay nhưng phải trải qua một khoảng thời gian mới đạt đến độ ổn định.

Biến dạng của nền thường được xét theo phương thẳng đứng, bao gồm tính lún và tính nở của nền. Tính lún đóng vai trò quan trọng, nhưng trong một số trường hợp ta phải chú ý đến tính nở của đất. Tính nén lún cho ta biến dạng tổng quát, còn tính nở cho ta biến dạng đàn hồi. Thường biến dạng đàn hồi rất nhỏ so với biến dạng tổng quát.

Độ lún của nền đất gồm ba phần chính:

- Lún do phần đất nền trên cùng bị phá hoại kết cấu khi đào và xây móng.
- Lún do một bộ phận nền bị biến dạng dẻo và đùn ra ngoài.
- Lún do đất nền bị nén chặt lại

3.2. ĐẶC TRƯNG THỦY HỌC CỦA ĐẤT

3.2.1. Tính thấm của đất

Vì trong đất còn tồn tại các lỗ rỗng chứa nước, nên dưới tác dụng của tải trọng ngoài, nước trong đất sẽ thấm qua các lỗ rỗng của đất.

Tính thấm nhiều hay ít, lưu tốc lớn hay nhỏ sẽ ảnh hưởng đến độ lún của nền.

3.2.2. Các định luật thấm

a) Định luật thấm Darcy, còn gọi là định luật thấm tuyến tính, sử dụng cho trường hợp chảy tầng (đất rời).

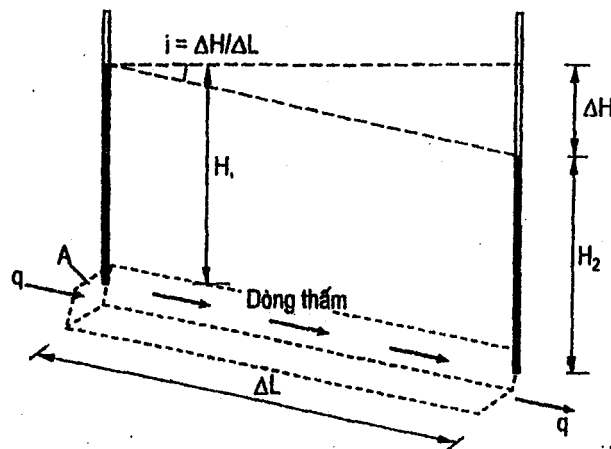
Đối với đất có kích thước hạt cát trở lên thì dòng thấm sẽ tuân theo định luật Darcy:

$$v = k \cdot i \quad (\text{Vận tốc thấm tỉ lệ với gradient thủy lực}).$$

với: v - vận tốc thấm;

k - hằng số thấm hay hệ số thấm, là một đặc trưng quan trọng để đánh giá tính thấm của đất, phụ thuộc vào từng loại đất;

i - Gradient thủy lực $i = \frac{\Delta H}{\Delta L}$; ΔH là độ chênh cột nước áp lực trên chiều dài dòng thấm ΔL .



Hình 3.1. Dòng thấm thẳng trong đất

Lưu lượng thấm:

$$q = A \cdot v = A \cdot k \cdot i$$

với: q - lưu lượng thấm trong một đơn vị thời gian

A - diện tích mặt phẳng vuông góc với dòng thấm.

b) Gradient thủy lực ban đầu i_0 trong đất sét

Vì trong đất sét có lượng nước liên kết lớn nên quy luật thấm sẽ xảy ra phức tạp hơn trong cát. Nguyên nhân là do nước liên kết có tính nhớt cao nên sẽ cản trở tính thấm. Do vậy, khi gradient thủy lực trong đất sét lớn hơn một giá trị nhất định thì hiện tượng thấm mới xảy ra và gradient thủy lực này gọi là gradient thủy lực ban đầu, được tính toán bởi bán kính tính toán của ống mao dẫn.

$$i_0 = \frac{2\tau_0}{\rho \cdot r_{md}}$$

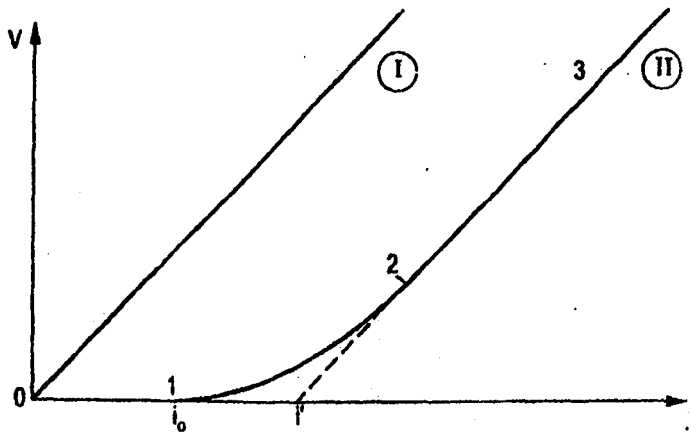
τ_0 - trị số ứng suất trượt ban đầu. Khi thí nghiệm thấm trên các mẫu đất thì giá trị τ_0 nhỏ hơn nhiều so với khi thí nghiệm trong ống mao dẫn bằng thủy tinh vì mức độ không đồng đều của các lỗ hổng trong đất.

Theo hình 3.2, ta có:

Đường I: quan hệ $V - i$ trong đất cát theo định luật Darcy: $v = ki$

Đường II: quan hệ $V - i$ trong đất sét, được chia thành 3 giai đoạn

- Giai đoạn 1 ($0 \rightarrow 1$): biểu thị gradient thủy lực ban đầu i_0 . Khi $i \leq i_0$ thì $v \approx 0$, hiện tượng thấm hầu như không xảy ra.
- Giai đoạn 2 ($1 \rightarrow 2$): Khi $i > i_0$ thì $v \approx 0$, hiện tượng thấm xảy ra, vận tốc thấm được tính: $v = k(i - i_0)$ (định luật Darcy đối với đất sét).



Hình 3.2. Đồ thị thể hiện 2 qui luật thấm tuyến tính và phi tuyến - Gradient thủy lực ban đầu

c) Gradient thủy lực tới hạn i_c

Khi đào các hố móng các công trình, cát hạt mịn, hạt nhỏ, cát chứa bụi và nhiều bụi chứa nước sẽ tự chảy ra, hiện tượng này gọi là hiện tượng **cát chảy**. Hiện tượng chảy của cát có thể xảy ra một cách chậm chạp thành lớp dày, cũng có thể xảy ra rất nhanh và mang tính chất tai biến dưới hình thức đùn lên ngay khi đào và khai thác đến chúng, thậm chí tới khi các khối đất đá còn lại không kìm giữ nổi áp lực của cát lỏng nữa. Nếu như cát chảy ở trạng thái chuyển động, tức là đang mất ổn định thì đất đá chứa chúng hay các sườn dốc, mái dốc, khối trượt và các công trình đào ngầm, khu vực, các công trình có sẵn hoặc đang xây dựng trên đó cũng đều mất ổn định.

Điều kiện chảy của cát xảy ra nếu vận tốc thấm đủ lớn để áp lực thấm triệt tiêu được hoàn toàn ứng suất hữu hiệu.

Khảo sát 1 dòng thấm qua lớp cát, từ B $\rightarrow$ C như hình 3.3. Ứng với 1 khoảng chênh cao nhất định của 2 mực nước, h_s , ta có các quan hệ sau:

Ứng suất do trọng lượng đất gây ra tại C: $\sigma^{bt} = \gamma_{\text{sat}} \cdot L$ (hướng xuống)

Áp lực nước gây ra tại C: $u = \gamma_w \cdot (L + h)$ (hướng xuống)

Áp lực nước của dòng thấm từ bể chứa do sự chênh lệch cột áp gây ra tại C:

$$\sigma = \gamma_w \cdot (L + h + h_s) \quad (\text{hướng lên})$$

Ở điều kiện chảy, tại C-C, dòng thấm sẽ tạo áp lực thấm bằng hoặc lớn hơn ứng suất do nước và trọng lượng đất gây ra.

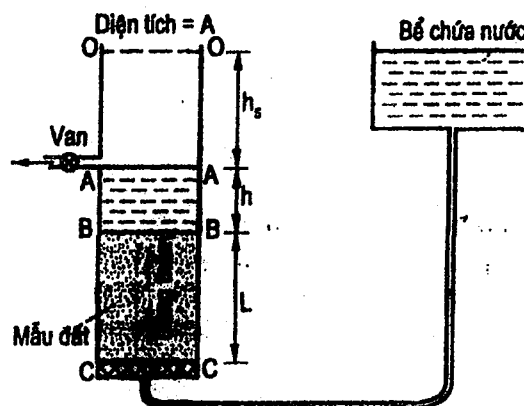
Phương trình cân bằng lực, ta có:

$$\gamma_w \cdot (L + h + h_s) = \gamma_{sat} \cdot L + \gamma_w \cdot (L + h)$$

$$\Leftrightarrow \gamma_w \cdot h_s = (\gamma_{sat} - \gamma_w) \cdot L$$

$$\Leftrightarrow \frac{h_s}{L} = \frac{\gamma'}{\gamma_w}$$

Khi đó, các hạt cát trong mẫu thí nghiệm bắt đầu lơ lửng và di chuyển hướng lên trên.



Hình 3.3. Thí nghiệm xác định gradient thủy lực tới hạn

Gọi giá trị cực hạn h_s/L là i_c , là gradient thủy lực tới hạn, tức là gradient thủy lực tương ứng điều kiện chảy.

$$i_c = \frac{\gamma_{sat} - \gamma_w}{\gamma_w} = \frac{(G_s + e)\gamma_w}{(1 + e)\gamma_w} - \gamma_w$$

$$\text{Gradient thủy lực tới hạn} \Rightarrow i_c = \frac{G_s - 1}{1 + e}$$

d) Định luật thấm Cesi, còn gọi là định luật thấm phi tuyến, sử dụng cho trường hợp môi trường có lỗ rỗng lớn như trong đá nứt nẻ mạnh, trong lỗ rỗng cacstơ:

$$v = K\sqrt{i}$$

Với các đất, đá có tính thấm nước yếu sẽ có những sai khác so với định luật thấm cơ bản. Đó là do tác dụng tương hỗ giữa các phân tử nước và hạt đất đá. Trường hợp này, định luật thấm được biểu diễn theo biểu thức sau:

$$v = K \left[i - \frac{4}{3} i_0 + \frac{i_0}{3} \left(\frac{i_0}{i} \right)^3 \right]$$

ở đây: i_0 - Gradient áp lực ban đầu.

3.2.3. Các phương pháp xác định hệ số thấm

+ Phương pháp dùng bảng tra theo loại đất: độ chính xác không cao, chỉ dùng để tính toán sơ bộ.

Bảng 3.1: Bảng tra giá trị hệ số thấm theo tên đất

Loại đất	Hệ số thấm k (cm/s)
Đất cát	$1.10^{-1} \div 1.10^{-4}$
Đất cát pha sét	$1.10^{-3} \div 1.10^{-6}$
Đất sét pha cát	$1.10^{-5} \div 1.10^{-8}$
Bụi	$1.10^{-6} \div 1.10^{-8}$
Đất sét	$1.10^{-7} \div 1.10^{-10}$

+ Công thức của Hazen để ước lượng hệ số thấm k , dùng cho cát hạt rời và đồng nhất.

$$k = C_1 D_{10}^2 \quad (\text{cm/sec})$$

với: D_{10} - đường kính hữu hiệu 10%, là đường kính cỡ hạt mà những hạt có đường kính nhỏ hơn hoặc bằng nó chiếm 10%, (cm);

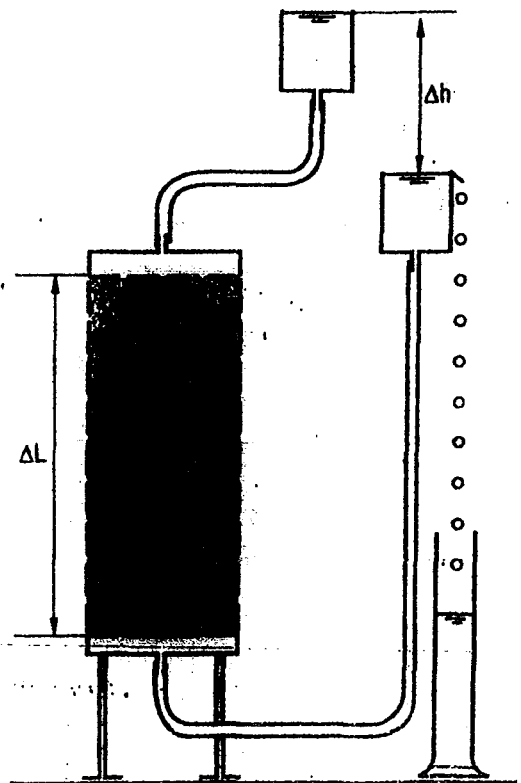
C_1 - hằng số thực nghiệm (sec/cm), từ 100÷150.

+ Phương pháp xác định hệ số thấm trong phòng thí nghiệm.

a) *Dụng cụ thấm với gradient không đổi (dụng cụ TIME): thích hợp với đất rời.*

Dụng cụ TIME có tiết diện ngang A , chứa đầy cát cần thí nghiệm. Chiều cao mẫu cát ΔL cũng là chiều dài đường thấm.

Nguyên lý của phương pháp này tuân theo định luật Darcy.



Hình 3.4. Phương pháp xác định hệ số thấm bằng dụng cụ TIME

$$k = \frac{Q}{A \cdot i} = \frac{Q \cdot \Delta l}{A \cdot \Delta h}$$

Ứng với mỗi độ chênh cao cột nước Δh chọn trước tiến hành đo thời gian t để nước chảy đầy bình chuẩn có thể tích Q xác định hệ số thấm k .

Thay đổi khoảng cách bình Δh , xác định nhiều lần giá trị k làm tăng độ chính xác.

Thí nghiệm này có chiều dài đường thấm và độ chênh cao cột áp không đổi nên gọi là thí nghiệm gradient thủy lực không đổi.

Ví dụ 3.1: Thí nghiệm bằng dụng cụ TIME cho kết quả như sau:

Lượng nước thu được trong 2 phút (ml)	541	503	509	479
Độ chênh Δh (mm)	76	72	68	65

Xác định hệ số thấm k trung bình của mẫu cát, biết đường kính mẫu là 100mm và chiều cao mẫu ΔL là 150mm.

$$\text{Lưu lượng: } Q = \frac{V}{t} = \frac{541}{120} = 4,508 \text{ (cm}^3/\text{s)}$$

Diện tích mặt cắt ngang của dòng thấm = diện tích dụng cụ TIME:

$$A = \frac{\pi d^2}{4} = \frac{3,14 \times 10^2}{4} = 78,5 \text{ (cm}^2\text{)}$$

$$\Rightarrow k = \frac{Q \cdot \Delta l}{A \cdot \Delta h} = \frac{4,508 \times 15}{78,5 \times 7,6} = 0,1134 \text{ (cm/s)}$$

$$1 \text{ cm/s} = 86,4 \text{ m/ngày}$$

Tương tự, ta có bảng kết quả:

Lượng nước thu được trong 2 phút (ml)	541	503	509	479
Độ chênh Δh (mm)	76	72	68	65
Hệ số thấm (cm/s)	0,1134	0,1112	0,1192	0,1173

Tính trung bình 4 lần thí nghiệm, ta có $k = 0,1153 \text{ (cm/s)}$.

b) Thí nghiệm cột nước giảm dần (Hộp nén Nam Kinh), thích hợp với đất dính.

Thí nghiệm hệ số thấm của đất dùng dụng cụ TIME sẽ cho kết quả không chính xác đối với đất dính. Nguyên nhân chính là vì đất loại dính có hệ số thấm khá bé, nên lượng nước thấm qua mẫu đất rất ít. Muốn thu được một thể tích nước đáng kể để thí nghiệm được chính xác thì phải tiến hành thí nghiệm trong một khoảng thời gian rất dài. Vì thế, phương pháp xác định hệ số thấm trong phòng thí nghiệm thích hợp với các loại đất dính là dùng phương pháp cột nước giảm dần.

Cho mẫu đất vào hộp chứa đầy nước, vừa khít, đặt đá thấm bên dưới và bên trên mẫu đất. Một phía của mẫu đất được nối với một ống thủy tinh trong suốt có khắc vạch chia và được đổ nước vào đến một mức nhất định, cao hơn mực nước trong hộp thí nghiệm. Do sự chênh lệch cột áp, nước sẽ thấm qua mẫu đất. Thể tích nước thấm qua sẽ bằng thể tích nước hạ xuống trong ống thủy tinh. Mặc dù lượng nước thấm qua mẫu đất đáng kể khá nhỏ, nhưng với ống thủy tinh đo lượng nước thoát ra có đường kính nhỏ hơn rất nhiều so với mẫu đất, lưu lượng thấm sẽ được tính toán một cách chính xác.

Với thí nghiệm này, chiều cao cột áp không được giữ cố định như thí nghiệm TIME mà sẽ giảm dần theo thời gian.

Nguyên lý của phương pháp này cũng tuân theo định luật Darcy.

Lưu lượng nước thấm qua mẫu đất có tiết diện ngang A , chiều cao mẫu đất L cũng là chiều dài đường thấm.

$$Q = K.A.\frac{h}{L}$$

Với ống thủy tinh có tiết diện ngang a , lưu lượng nước giảm theo thời gian là:

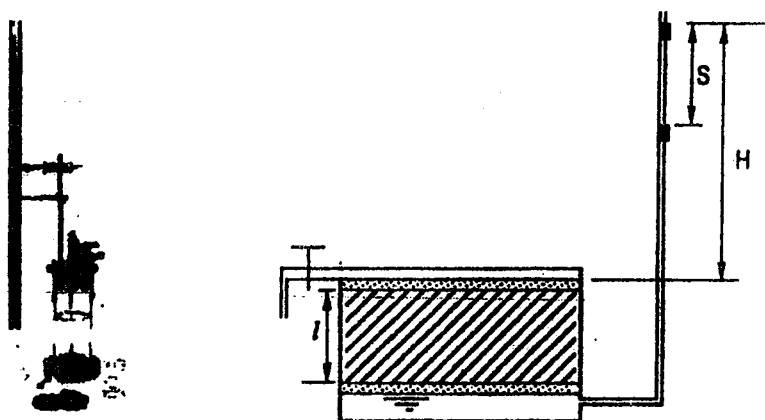
$$Q = -a\frac{dh}{dt}$$

Cân bằng phương trình, ta có:

$$\Leftrightarrow -a\frac{dh}{dt} = K.A.\frac{h}{L}$$

$$\Leftrightarrow \int_{H-S}^H \frac{dh}{h} = -K.\frac{A}{a.L} \int_t^0 dt$$

$$\Leftrightarrow \ln \frac{H}{H-S} = K.\frac{A}{a.L} t$$



Hình 3.5. Dụng cụ và sơ đồ thí nghiệm xác định hệ số thấm bằng phương pháp cột nước giảm dần

Hệ số thấm được tính theo công thức:

$$K = \frac{a}{A} \times \frac{L}{t} \times \ln \frac{H}{H-S}$$

trong đó:

a- tiết diện ống đo áp;

A- tiết diện mẫu đất;

L- chiều cao mẫu đất;

t - thời gian thí nghiệm;

H- chiều cao cột nước ban đầu;

S- độ hạ thấp cột nước sau thời gian t.

Thông thường người ta hay sử dụng hệ số thấm được tính ở 10°C , công thức biến đổi như sau:

$$K_{10^{\circ}\text{C}} = \frac{K_{T^{\circ}\text{C}}}{\tau}; \quad \tau = 0,7 + 0,03T \text{ với } T \text{ là nhiệt độ khi thí nghiệm.}$$

Dụng cụ này có thể dùng để xác định hệ số thấm ngang.

Ví dụ 3.2:

Thí nghiệm bằng dụng cụ hộp thấm Nam Kinh (cột nước giảm dần).

Lần	1	2
Mức trong ống đo áp ban đầu H (mm)	1200	800
Mức trong ống đo áp cuối cùng H-S (mm)	800	400
Thời gian thí nghiệm (s)	82	149

Xác định hệ số thấm k trung bình của mẫu đất sét, biết đường kính mẫu là 100mm và chiều cao mẫu là 150mm, đường kính ống đo áp là 5mm.

$$K = \frac{a}{A} \times \frac{L}{t} \times \ln \frac{H}{H-S} = \frac{5^2}{100^2} \times \frac{15}{82} \times \ln \frac{1200}{800} = 1,85 \cdot 10^{-4} \text{ (cm/s)}$$

$$K = \frac{a}{A} \times \frac{L}{t} \times \ln \frac{H}{H-S} = \frac{5^2}{100^2} \times \frac{15}{149} \times \ln \frac{800}{400} = 1,74 \cdot 10^{-4} \text{ (cm/s)}$$

Tính trung bình 4 lần thí nghiệm, ta có $k = 0,1795 \cdot 10^{-4} \text{ (cm/s)}$.

+ Phương pháp xác định hệ số thấm hiện trường

a) Phương pháp Nectero (đổ nước hố đào)

Để chống lại hiện tượng thấm ngang người ta sử dụng 2 vành khuyên. Vành khuyên bên ngoài có đường kính bằng 2 lần đường kính vành khuyên trong.

Hệ số thấm của đất đá được tính theo ông thức sau:

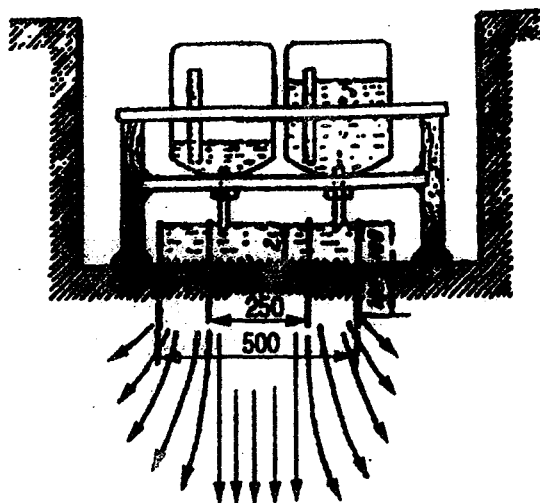
$$K = \frac{Q \cdot Z}{F(H_K + Z + H)}$$

trong đó:

H - chiều dày lớp nước trên đáy hố

Z - chiều sâu nước thấm (xác định bằng phương pháp so sánh mẫu đất ở hố đào sau thí nghiệm, cứ khoảng 20cm lấy một mẫu để so sánh);

H_K - áp lực mao dẫn bằng $\frac{1}{2}$ chiều cao mao dẫn.



Hình 3.6. Sơ đồ dụng cụ thí nghiệm đổ nước hố đào

Bảng 3.2: Bảng tra chiều cao mao dẫn theo tên đất

Tên đất	Chiều cao mao dẫn
Sét pha	0,4 – 0,5m
Cát pha	0,2 – 0,3m
Cát vừa	0,05m
Cát thô	0,02m

Phương pháp này cho kết quả chính xác hơn nhưng thực hiện phức tạp hơn, thông thường thời gian thí nghiệm kéo dài khoảng một vài ngày (không kể thời gian đào hố). Thí nghiệm này dùng để xác định hệ số thấm khi xây dựng những công trình dẫn nước.

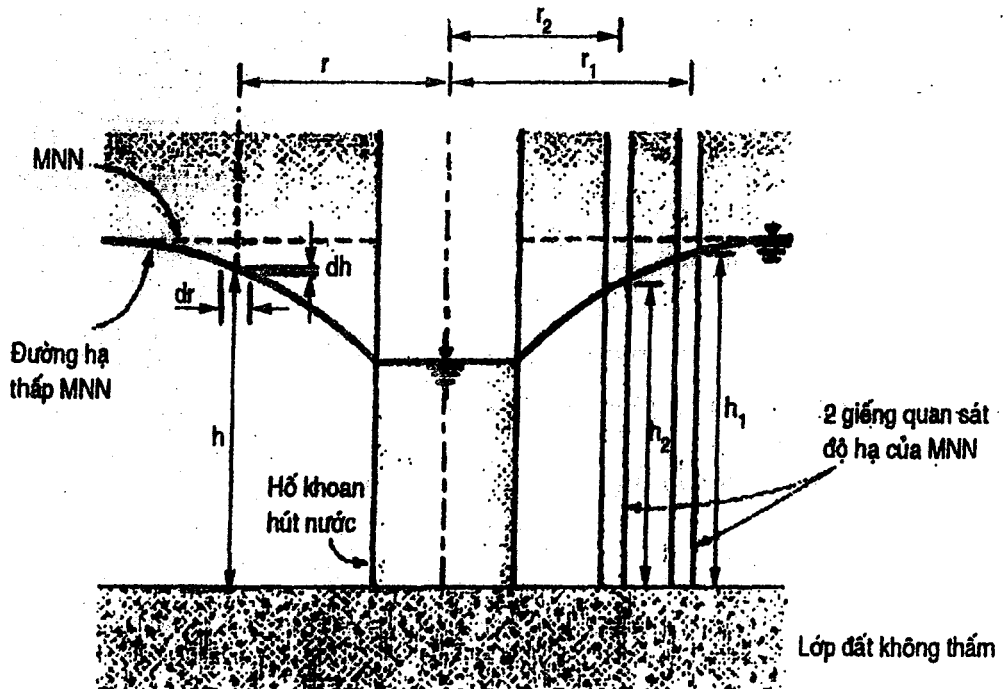
b) Phương pháp hút nước thí nghiệm ở hố khoan:

Phương pháp hút nước thí nghiệm cho kết quả chính xác nhất. Vì thí nghiệm trong phòng chỉ cho hệ thấm ứng với từng mẫu đất mà đặc trưng trầm tích là thường không đẳng hướng theo phương thẳng đứng. Do đó phương pháp bơm hút nước thí nghiệm cho kết quả K đặc trưng cho cả tầng đất chính xác hơn. Kết quả thí nghiệm này cần thiết cho việc tính toán phục vụ các phương pháp cải tạo đất nền bằng cốt kết trước.

Phương pháp này cần bố trí như sau:

- + Hố khoan hút nước gọi là giếng trung tâm.
- + Hố khoan dùng để theo dõi mực nước gọi là giếng quan sát.
- + Khoảng cách từ giếng trung tâm đến giếng quan sát 1 nhỏ hơn 5m, 2 nhỏ hơn 10m.

Nếu đất đá thấm nước tốt thì khoảng cách trên có thể tăng lên, ngược lại nếu đất đá thấm nước yếu thì có thể giảm xuống.



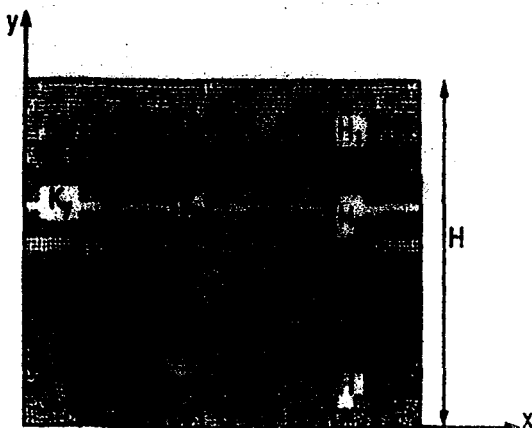
Hình 3.7. Phương pháp xác định hệ số thấm bằng hố khoan hút nước - Trường hợp nước không áp

Các công thức tính toán:

Trường hợp nước có áp lực:
$$K = \frac{Q \cdot \ln \frac{x_2}{x_1}}{2\pi \cdot M \cdot (h_2 - h_1)}$$

Trường hợp nước không áp:
$$K = \frac{Q \cdot \ln \frac{x_2}{x_1}}{\pi (h_2^2 - h_1^2)}$$

Tính hệ số thấm tương đương của đất gồm nhiều lớp:



Hình 3.8 . Hệ số thấm của đất gồm nhiều lớp theo phương đứng và phương ngang

a) Dòng chảy song song với các lớp đất (thấm ngang)

Với mỗi lớp đất, tổn thất cột nước là như nhau: $h_1 = h_2 = \dots = h_n = h$ và có cùng gradient thủy lực (do chiều dài thấm bằng nhau): $i_1 = i_2 = \dots = i_n = i$

Lượng nước thu được bằng tổng lượng nước thoát ra từng lớp đất:

$$q = q_1 + q_2 + \dots + q_n$$

$$\rightarrow H = k_1 i_1 H_1 + k_2 i_2 H_2 + \dots + k_n i_n H_n = k_x i H$$

$$\Rightarrow k_x = \frac{k_1 H_1 + k_2 H_2 + \dots + k_n H_n}{H_1 + H_2 + \dots + H_n}$$

b) Dòng chảy thẳng góc với các lớp đất (thấm đứng)

Lưu lượng thấm của các lớp đất là như nhau, do đó các lớp đất có cùng vận tốc thấm:

$$v = k_1 i_1 = k_2 i_2 = \dots = k_n i_n = k_y \frac{h}{H}$$

$$i_1 = \frac{h_1}{H_1}, i_2 = \frac{h_2}{H_2}, \dots, i_n = \frac{h_n}{H_n}$$

Trong đó h_i là tổn thất cột nước trong ống đo áp, h là tổng tổn thất cột nước, H_i là chiều cao (bề dày) của từng lớp đất, H là tổng chiều cao (bề dày) của các lớp đất.

Tổn thất cột nước (giảm thế) tổng h bằng tổn thất của từng lớp h_i .

$$\frac{v}{k_y} H = i_1 H_1 + i_2 H_2 + \dots + i_n H_n$$

$$\Rightarrow \frac{H}{k_y} = \left(\frac{v}{k_1} H_1 + \frac{v}{k_2} H_2 + \dots + \frac{v}{k_n} H_n \right) \frac{1}{v}$$

$$\Rightarrow k_y = \frac{H_1 + H_2 + \dots + H_n}{\frac{H_1}{k_1} + \frac{H_2}{k_2} + \dots + \frac{H_n}{k_n}}$$

3.3. ĐẶC TRƯNG BIẾN DẠNG CỦA ĐẤT

Biến dạng của nền đất sẽ gồm 2 thành phần chính:

+ **Biến dạng thể tích:** chủ yếu do các ứng suất pháp gây ra. Khi chịu tải trọng, ta xem các hạt đất không bị biến đổi thể tích, chỉ có ứng suất hữu hiệu làm thay đổi hệ số rỗng trong đất. Đối với đất bão hòa nước, quá trình giảm hệ số rỗng của đất là quá trình nước bị “ép” thoát ra, gọi là quá trình cố kết.

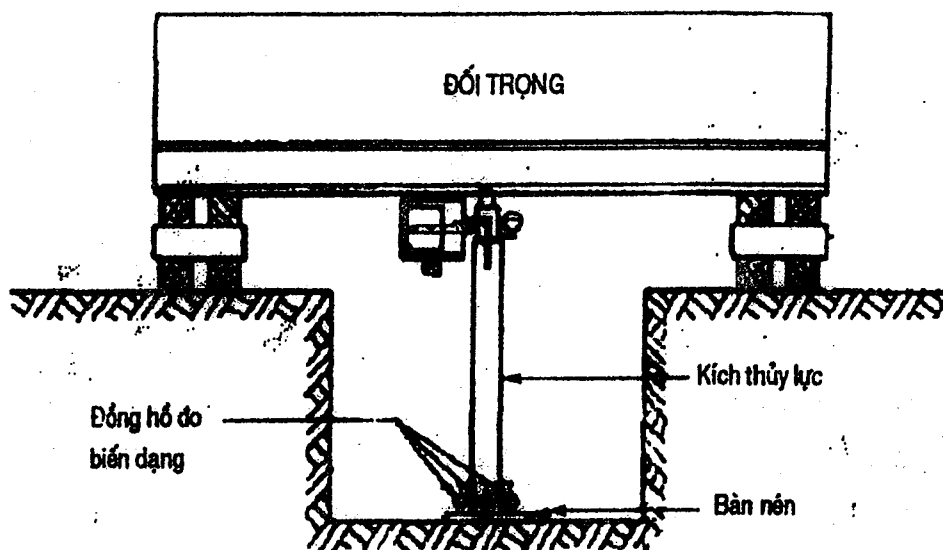
+ Biến hình: là sự thay đổi hình dạng kết cấu đất, không làm thay đổi thể tích đất, do các ứng suất tiếp gây ra.

Để tìm hiểu các đặc trưng biến dạng của đất, ta có thể dùng thí nghiệm bàn nén hiện trường hoặc thí nghiệm nén không nở hông (thí nghiệm nén cố kết), được thực hiện trên các mẫu nguyên dạng trong phòng thí nghiệm.

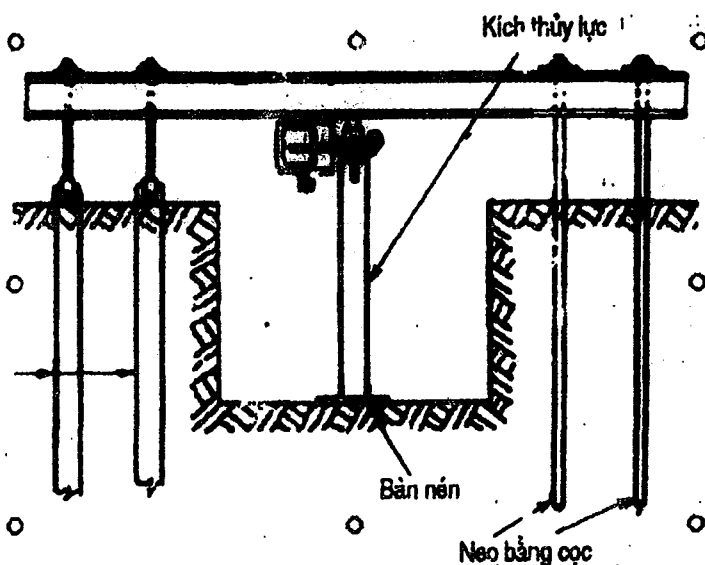
3.3.1. Các thí nghiệm xác định đặc trưng biến dạng của đất

* Thí nghiệm bàn nén hiện trường (Plate loading test)

Ứng dụng: thường dùng để xác định các đặc trưng biến dạng đối với các công trình đường giao thông hoặc móng nông. Kết quả của thí nghiệm khá chính xác vì được thực hiện tại hiện trường, nhưng chi phí khá cao và chiều sâu thí nghiệm hạn chế.



Hình 3.9. Thí nghiệm bàn nén hiện trường với phương pháp gia tải bằng đối trọng



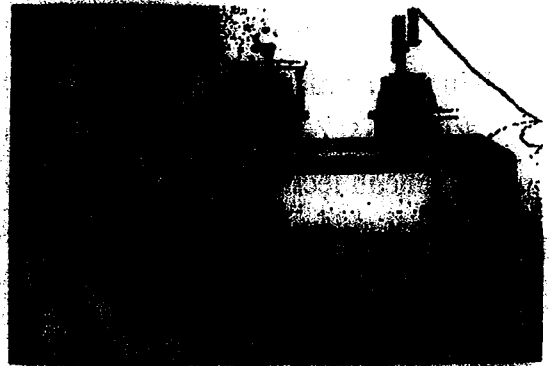
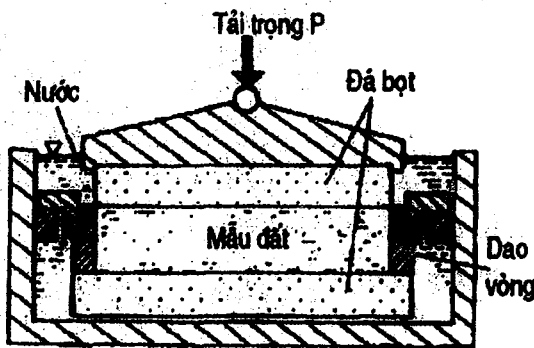
Hình 3.10. Thí nghiệm bàn nén hiện trường với phương pháp neo bằng cọc

Sơ đồ thí nghiệm như hình 3.9 và 3.10. Trên kích thủy lực có đồng hồ đo áp lực dùng để tính tải trọng; trên bàn nén có hệ thống đồng hồ đo biến dạng (chuyển vị) thông qua bộ giá chuyển vị kế.

Dùng bàn nén đặt tại đáy hố móng. Dùng kích thủy lực để nén, có thể dùng phương pháp đối trọng tương đương với áp lực của công trình hoặc cọc neo để nén.

Mỗi cấp áp lực, tùy thuộc vào loại đất mà có tần số đọc chuyển vị khác nhau cho đến lúc đạt được ổn định quy ước về lún thì mới cho phép tăng tải. Đo chuyển vị của bàn nén dựa trên các đồng hồ đo biến dạng $S_1, S_2, S_3, \dots$ tương ứng với mỗi cấp áp lực $p_1, p_2, p_3, \dots$ cho đến lúc đạt tải trọng tới hạn P_{ult} (trong khoảng 1 giờ, độ lún s nhỏ hơn 0.2mm).

* Thí nghiệm nén không nở hông - Thí nghiệm nén cố kết (oedometer test)



Hình 3.11. Mặt cắt ngang của hộp nén cố kết và hình máy nén cố kết ControlLab -

Kết quả thí nghiệm ở hiện trường đúng với thực tế hơn vì nén đất tại hiện trường thì đất được nở hông, còn thí nghiệm trong phòng là nén không nở hông (trình bày ở phần 3.4.2).

Biểu đồ diễn tả tương quan giữa $S-p$ cho thấy đặc tính biến dạng của đất như sau:

Trong phạm vi $p < P_{gh}$, đường nén có dạng đường thẳng. Sau đó, khi p tăng, đường nén có dạng đường cong. Giá trị điểm uốn đó gọi là P_{gh} , đánh dấu đoạn biến dạng và tải trọng quan hệ tuyến tính.

gọi: P_{Igh} - Sức chịu tải cho phép của đất nền.

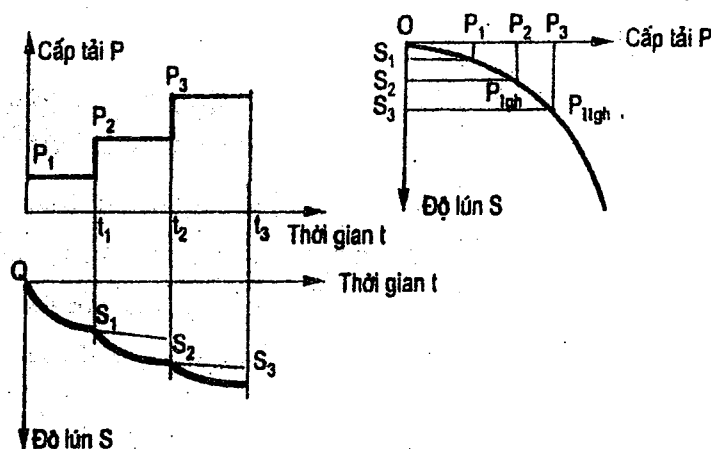
P_{IIgh} - Sức chịu tải cực hạn của đất nền.

Với p là áp lực tại đáy móng, do công trình truyền xuống:

- Khi $p \leq P_{Igh}$: Tải trọng tác dụng lên nền là tải trọng an toàn.
- Khi $P_{Igh} \leq p \leq P_{IIgh}$: Tải trọng tác dụng lên nền là tải trọng cho phép.
- Khi $p > P_{IIgh}$: Tải trọng tác dụng lên nền là tải trọng phá hoại.

3.5.2. Các đặc điểm và cơ chế biến dạng

Các đặc điểm biến dạng:



Hình 3.12. Biểu đồ diễn tả sự tương quan $p-t$, $S-t$ và $S-p$

Khi nén nở nhiều lần (nén trùng phục) mẫu đất, ta có quan hệ như hình 3.13.

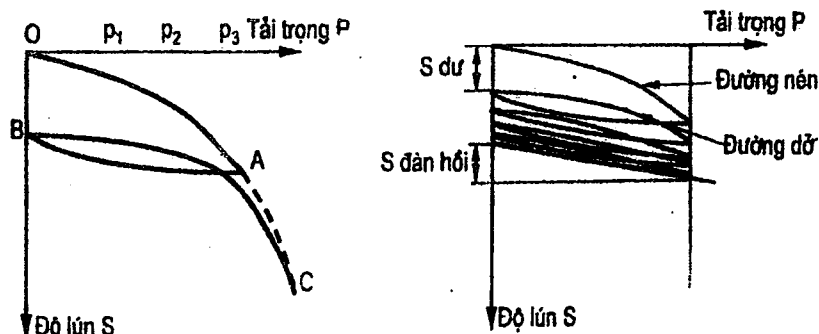
Khi dỡ tải ($p \rightarrow 0$), độ lún không trở lại ban đầu, đường nén không trùng với đường nở. Độ chênh lệch giữa đường nén và đường nở cho ta biến dạng dư. Giá trị biến dạng dư lớn hơn rất nhiều so với phần biến dạng đàn hồi: đất có tính đàn hồi thấp.

Tiếp tục tăng tải trọng, biến dạng sẽ theo đường cong gần trùng với đường cong ban đầu, biến dạng dư và biến dạng đàn hồi ngày càng giảm nhưng biến dạng dư giảm nhanh hơn. Cho nén - nở nhiều lần, biến dạng dư bị mất đi chỉ còn lại biến dạng đàn hồi.

Biến dạng của đất không xảy ra tức thời mà trải qua một thời gian nhất định. Khi tải trọng còn đủ nhỏ, độ lún chưa xảy ra mà chỉ do sắp xếp các lỗ rỗng trong đất.

Những nhân tố ảnh hưởng đến biến dạng lún của đất:

- + Độ chặt ban đầu hay độ cứng khung kết cấu đất càng chặt, thì độ lún càng nhỏ. Ngược lại, đất có trị số lỗ rỗng (hệ số rỗng) càng lớn thì kết cấu yếu, do đó độ lún càng lớn.
- + Khi kết cấu của đất bị xáo trộn thì tính nén lún tăng.
- + Lịch sử chịu nén của nền đất.
- + Tình hình tăng tải trọng: tốc độ tăng tải càng nhanh thì độ lún của nền đất càng lớn.



OA: đường cong nén ; AB: đường cong nở OB: biến dạng dư; BC: đường cong nén lại

Hình 3.13. Quan hệ giữa $S-p$ khi nén trùng phục

3.4. ĐỊNH LUẬT NÉN LÚN, HỆ SỐ NÉN LÚN, MODUN BIẾN DẠNG CỦA ĐẤT

3.4.1. Định nghĩa tính nén lún và quá trình cố kết

Tính nén lún của đất là khả năng giảm thể tích của nó (do giảm độ rỗng) dưới tác dụng của tải trọng ngoài.

Quá trình nén lún của đất dưới tác dụng của tải trọng ngoài thực chất là quá trình nén chặt đất. Dưới tác dụng của tải trọng ngoài, các hạt rắn được sắp xếp lại, thể tích lỗ rỗng trong đất giảm xuống, độ chặt của đất tăng lên. Như vậy, tính chất nén lún của đất hoàn toàn khác nhau tùy thuộc vào từng loại đất và từng trạng thái, và trong từng hoàn cảnh cụ thể đối với một loại đất.

Trong phần này chúng ta nghiên cứu tính chất nén lún của đất trong điều kiện không nở hông (không có biến dạng ngang) và dưới tác dụng của tải trọng tĩnh (không đổi).

Khi công trình được xây dựng trên đất bão hòa, tải trọng công trình được xem như truyền lên nước trong các lỗ rỗng của đất trước tiên. Vì chịu tải nên nước có xu hướng thoát ra từ các lỗ rỗng trong đất (áp lực nước lỗ rỗng phân tán từ nơi có áp lực lớn đến nơi có áp lực bé hơn và áp lực hữu hiệu tăng dần lên), gây ra sự giảm thể tích phần rỗng của đất và lún công trình.

Đối với đất có hệ số thấm lớn (đất hạt thô), quá trình này hoàn tất trong một khoảng thời gian ngắn và kết quả là hầu như sự lún kết thúc hoàn toàn trong khi thi công. Tuy nhiên, đối với đất có hệ số thấm nhỏ (đất hạt mịn, đặc biệt là đất loại sét), quá trình này chiếm một khoảng thời gian rất lớn, mức độ biến dạng và độ lún xảy ra rất chậm.

Định nghĩa quá trình cố kết: Hiện tượng nén chặt do sự thoát ra rất chậm của nước từ các lỗ rỗng trong đất hạt mịn như là kết quả của việc tăng tải (trọng lượng của công trình lên trên đất nền) được hiểu là cố kết (consolidation).

3.4.2. Thí nghiệm nén cố kết

Dụng cụ thí nghiệm

- Máy nén cố kết của Hãng Controlab: Tải trọng tác dụng lên mẫu được truyền thông qua cánh tay đòn; các đồng hồ đo chuyển vị của mẫu
- Hộp nén với kích thước mẫu trong hộp nén: chiều cao 20mm; diện tích tiết diện ngang 20cm^2 .

- Đồng hồ bấm giây...

Trình tự thí nghiệm

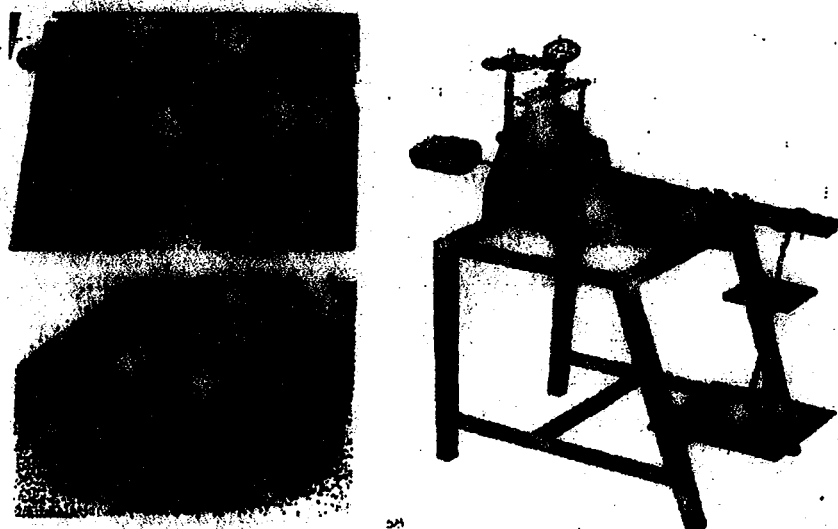
Bước 1: Dùng dao vòng ấn vào mẫu đất, gạt bằng mặt để tạo mẫu chuẩn bị cho vào hộp nén

Cho mẫu đất vào hộp nén, giữa 2 miếng đá bọt, lắp vào máy nén. Để cho đất được bão hòa, trong quá trình thí nghiệm phải đổ đầy nước trong hộp nén.

Bước 2: Điều chỉnh đồng hồ về vị trí 0, cân bằng cánh tay đòn bằng thủy bình.

Đặt tải trọng theo từng cấp áp lực: 25; 50; 100; 200; 400 kN/m². Mỗi cấp áp lực tác dụng lên mẫu được giữ cho đến khi đạt ổn định biến dạng nén: không vượt quá 0,01mm trong thời gian không ít hơn 30 phút đối với đất cát; 3 giờ đối với đất cát pha; 12 giờ đối với đất sét pha và đất sét.

(Chú ý: các giá trị của từng cấp tải trọng tác dụng lên mẫu tùy thuộc vào từng loại đất mà sẽ có các cấp tải trọng tương ứng).



Hình 3.14. Máy và hộp nén cơ khí

Bước 3: Ghi số đọc biến dạng theo từng cấp áp lực, từ sau 15'' đến khi đạt ổn định biến dạng nén. Khoảng thời gian đọc theo nguyên tắc nhân đôi: (15giây...24 giờ).

Bước 4: Sau khi mẫu đất đạt ổn định biến dạng thì tiến hành dỡ tải. Nguyên tắc dỡ tải cũng tương tự như đặt tải. Ghi số đọc biến dạng.

Dùng dụng cụ lấy mẫu để tạo mẫu đất có dạng hình trụ với đường kính 5 - 7 cm, cao 2 cm. Đặt mẫu trong hộp nén, đổ sao cho mẫu đất ngập nước để bão hòa mẫu và nén mẫu dưới các áp lực đứng thông qua các quả cân. Ở mỗi cấp tải trọng, mẫu được nén cho đến khi biến dạng ổn định.

Đọc biến dạng lún trên đồng hồ đo biến dạng của mẫu đất ứng với từng cấp tải trọng tác dụng → Vẽ quan hệ giữa $e-p$ hoặc $e-\log p$.

Nhận xét từ biểu đồ $e-p$: trong phạm vi thay đổi không lớn lắm của cấp áp lực, quan hệ $e-p$ là tuyến tính (đường thẳng). Vì vậy: $a = -\frac{de}{dp}$

$$a_{1-2} = \operatorname{tg} \alpha = \frac{e_1 - e_2}{p_2 - p_1}$$

$$\text{hay } e_1 - e_2 = a_{1-2} (p_2 - p_1)$$

Với a là hệ số nén lún của đất trong phạm vi tăng tải từ $p_1 \rightarrow p_2$ (m^2/kN ; cm^2/kG).

Hệ số nén lún a càng lớn thì đất càng yếu, lún càng nhiều. Ngược lại, nếu a nhỏ thì đất sẽ ít lún khi chịu nén.

Quan hệ $e-p$ không phải là đường thẳng mà là đường cong. Dọc theo đường cong, a có những giá trị khác nhau ứng với các cấp áp lực Δp .

Trong thực tế, từ áp lực gây lún cần tính dưới đáy móng, ta xác định được hệ số a .

Tổng quát, hệ số nén lún a giữa 2 cấp tải n và $n-1$ được tính:

$$a_{n-1,n} = \frac{e_{n-1} - e_n}{p_n - p_{n-1}} \quad (\text{m}^2/\text{kN})$$

hoặc dựa vào công thức:

$$a_v = \frac{0,435 \times C_c}{P_{TB}}$$

với P_{TB} - áp lực trung bình của hai cấp tải trọng.

Quan hệ $e-p$ không phải là đường thẳng mà là đường cong. Dọc theo đường cong, a có những giá trị khác nhau ứng với các cấp áp lực Δp .

+ Hệ số nén lún tương đối a_0 hay hệ số nén thể tích m_v (m^2/kN)

$$m_v = a_0 = \frac{a}{1 + e_1}$$

e_1 - hệ số rỗng ứng với p_1 .

Hệ số nén thể tích biểu thị mức độ thay đổi thể tích của mẫu đất có thể tích bằng 1 đơn vị khi chịu một áp lực tăng thêm 1 đơn vị áp suất.

+ Tính hệ số rỗng ứng với mỗi cấp áp lực.

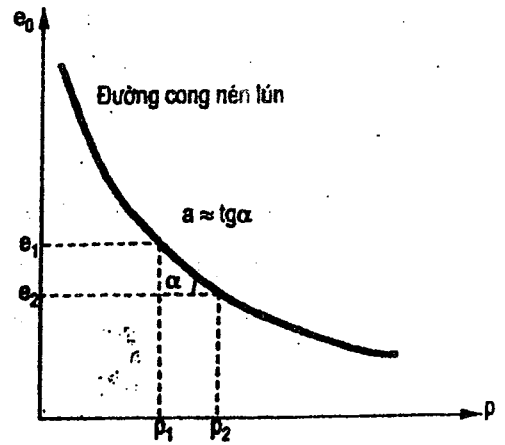
Sự thay đổi hệ số rỗng Δe ứng với mỗi cấp áp lực:

$$\Delta e_{n-1,n} = \frac{\Delta h_{n-1,n}}{h_{n-1}} (1 + e_{n-1})$$

$$\text{hoặc} \quad \Delta e_i = \frac{\Delta h_i}{h_0} (1 + e_0)$$

Với Δh_i là biến dạng của mẫu đất ở cấp tải thứ i (tính bằng mm).

Hệ số rỗng của mẫu đất tương ứng với mỗi cấp áp lực:



Hình 3.15. Biểu đồ quan hệ $e - p$

$$e_i = e_0 - \Delta e_i = e_0 - \frac{\Delta h_i}{h_0} (1 + e_0)$$

+ Môđun biến dạng của đất E.

Module biến dạng E cho biết khả năng của đất chống lại tác dụng nén lún của tải trọng tác dụng. Hệ số nén lún a cho biết đất có khả năng biến dạng nhiều hay ít.

- Khi E càng nhỏ thì đất càng yếu và biến dạng lún lớn;
- Khi E lớn thì đất tốt và biến dạng lún nhỏ;

$$E = 300 \div 5\,000 \text{ kN/m}^2 \text{ (đất bùn yếu) đến } 100\,000 \text{ kN/m}^2 \text{ (đá gốc, đá tảng)}$$

- Môđun đàn hồi là môđun chỉ xét đến biến dạng đàn hồi;
- Môđun biến dạng khi xét đến biến dạng đàn hồi và biến dạng dư.

Các phương pháp xác định E

a) Phương pháp nén mẫu không nở hông trong phòng thí nghiệm (thí nghiệm oedometer)

* Đối với đất sét cứng:

$$E = \frac{\sigma_z}{\lambda_z}$$

với σ_z - áp lực tác dụng lên mẫu theo phương thẳng đứng

$$\lambda_z = \frac{S}{h} \text{ - biến dạng tương đối;}$$

S - độ lún của mẫu đất;

h - chiều cao ban đầu của mẫu.

* Đối với đất sét mềm và đất rời:

$$E = \beta \frac{\sigma_z}{\lambda_z}$$

với $\beta = \left(1 - \frac{2\nu^2}{1 - \nu}\right)$ là hệ số xét đến nở hông của đất, ν là hệ số Poisson phụ thuộc vào từng loại đất.

Trong đó hệ số β để chuyển sang trạng thái ứng suất không nở hông - biến dạng có nở hông.

- Đối với sét : $\beta = 0,43$
- Đối với sét pha cát: $\beta = 0,57$
- Đối với cát pha sét: $\beta = 0,72$
- Đối với cát : $\beta = 0,76$

b) Phương pháp nén cố kết:

$$E_{n-1, n} = \beta \frac{1 + e_{n-1}}{a_{n-1, n}}$$

ν - hệ số nở hông phụ thuộc vào từng loại đất.

c) Phương pháp dùng bàn nén hiện trường

Khi xác định E trong phòng thí nghiệm không phản ánh hoàn toàn đầy đủ tính liên tục của đất (đất nền bị nở hông khi chịu nén), để có E phù hợp với trạng thái của khối đất tự nhiên ta dùng phương pháp thí nghiệm bàn nén ở hiện trường.

Áp dụng trực tiếp từ công thức trong lý thuyết đàn hồi:

$$E = (1 - \nu^2) \frac{P}{d.S} = (1 - \nu^2) d.\omega \frac{\Delta p}{\Delta s}$$

trong đó:

ν - hệ số Poisson được lấy 0,27 cho đất hòn lớn, 0,30 cho đất cát và cát pha; 0,35 cho đất sét pha và 0,42 cho đất sét;

ω - hệ số không thứ nguyên phụ thuộc vào hình dạng và độ cứng tấm nén. Đối với tấm nén cứng, hình tròn $\omega = 0,79$; vuông lấy $\omega = 0,82$;

d - đường kính của tấm nén tròn hoặc cạnh của tấm nén vuông ;

Δp - gia số áp lực lên tấm nén bằng $P_{gh} - P_d$ với P_d là áp lực thiên nhiên hay ứng suất do trọng lượng bản thân;

Δs - gia số độ lún của tấm nén tương ứng Δp .

Môđun biến dạng xác định từ thí nghiệm nén không nở hông nhỏ hơn rất nhiều từ kết quả bàn nén hiện trường.

Theo kinh nghiệm thì thường lấy $E_{BN} = (2 \div 8) E_{TN}$ phụ thuộc vào từng loại đất.

d) Phương pháp dùng bảng tra

Bảng 3.3: Bảng tra môđun biến dạng dựa vào tên đất

Loại đất	Môđun biến dạng E (MPa)	Hệ số Poisson ν
Cát rời	10,35 – 24,15	0,20 – 0,40
Cát chặt trung bình	17,25 – 27,60	0,25 – 0,40
Cát chặt	34,50 – 55,20	0,30 – 0,45
Cát lẫn đất bột	1,035 – 17,25	0,20 – 0,40
Cát sỏi	69,00 – 172,50	0,15 – 0,35
Sét mềm	2,07 – 5,18	0,20 – 0,50
Sét dẻo trung bình	5,18 – 10,35	0,20 – 0,50
Sét cứng	10,35 – 24,15	0,20 – 0,50

Ví dụ 3.1

Khi đặt tải trọng $P = 142\text{kN}$ lên bàn nén hình tròn có đường kính $d = 28\text{cm}$ ở độ sâu 2m , độ lún ổn định bàn nén của cấp tải này là $S_p = 38,7\text{mm}$.

Xác định Môđun biến dạng của đất nền E_0 , cho hệ số Poisson của đất nền $\nu = 0,35$.

Ta có

$$E = (1 - \nu^2) \frac{P}{d \cdot S} = (1 - 0,35^2) \frac{142}{0,28 \times 0,0387} = 11499,12 \quad (\text{kN/m}^2)$$

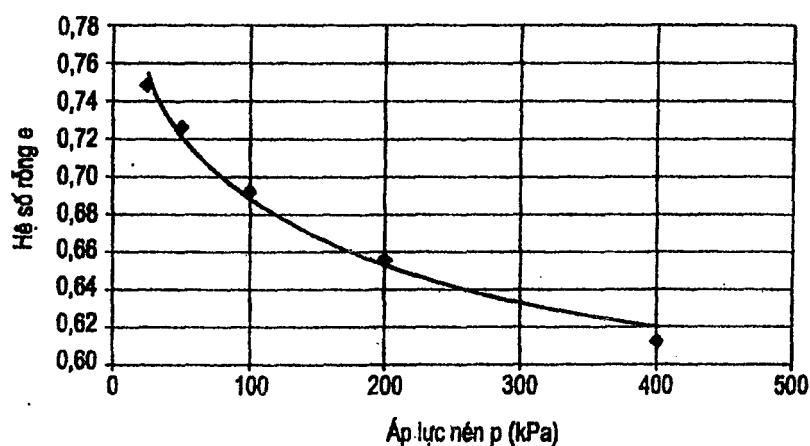
Ví dụ 3.2

Kết quả thí nghiệm nén cố kết của 1 mẫu đất được cho trong bảng bên dưới. Chiều cao mẫu đất thí nghiệm 2cm . Hệ số rỗng ban đầu của mẫu đất làm thí nghiệm là $0,776$ và hệ số nở hông là $0,9$.

Tải trọng (kN/m^2)	Số đọc Δh (mm)
25	0,30
50	0,57
100	0,95
200	1,35
400	1,82

Tính toán theo các công thức bên dưới, ta có bảng kết quả và đồ thị:

$$e_i = e_0 - \Delta e_i = e_0 - \frac{\Delta h_i}{h_0} (1 + e_0); \quad a_{n-1,n} = \frac{e_{n-1} - e_n}{p_n - p_{n-1}}; \quad E_{n-1,n} = \beta \frac{1 + e_{n-1}}{a_{n-1,n}}$$



Tải trọng (kN/m^2)	Số đọc Δh (mm)	e	a (m^2/kN)	E (kN/m^2)
25	0,3	0,7494		
100	0,95	0,6916	0,00095904	1641,667
50	0,57	0,725	0,00067488	2300,921
200	1,35	0,6561	0,0003552	4286,250
400	1,82	0,6144	0,00020868	7142,553

+ Chỉ số nén C_c

Là hệ số góc của đường thẳng tuyến tính của đường cong nén lún e - $\log p$, tức độ dốc đường nén:

$$C_c = -\frac{\Delta e}{\Delta \log p} = -\frac{e_n - e_{n-1}}{\log p_n - \log p_{n-1}} = \frac{e_{n-1} - e_n}{\log p_n - \log p_{n-1}}$$

Tính C_c ta lấy hệ số góc của đường thẳng đi qua 2 điểm cuối trong thí nghiệm nén cố kết.

Giả sử 2 cấp cuối cùng của thí nghiệm là 200 kN/m^2 và 400 kN/m^2

$$\Rightarrow C_c = \frac{e_{200} - e_{400}}{\log 400 - \log 200} = \frac{e_{200} - e_{400}}{\log \frac{400}{200}}$$

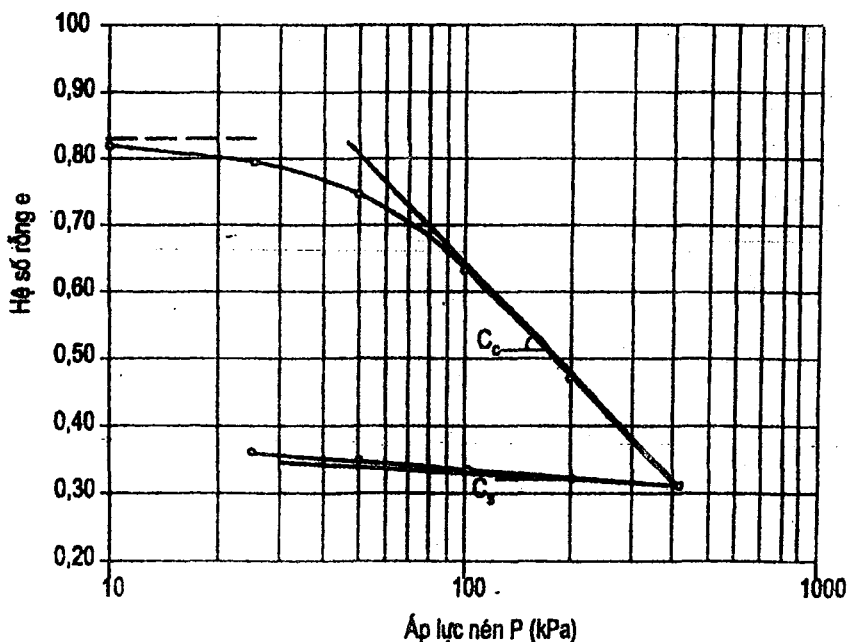
Hoặc đơn giản có thể lấy hệ số góc của đường thẳng đi qua 2 điểm $p_1 = 40 \text{ kN/m}^2$ và $p_2 = 400 \text{ kN/m}^2$:

$$C_c = \frac{e_{40} - e_{400}}{\log 400 - \log 40} = e_{40} - e_{400}$$

+ Chỉ số nở C_s

Là hệ số góc của đường thẳng tuyến tính của đường cong dỡ tải e - $\log p$ - độ dốc đường nén lại.

$$C_s = -\frac{\Delta e_r}{\Delta \log p} = -\frac{e_{r(n)} - e_{r(n-1)}}{\log p_n - \log p_{n-1}} = \frac{e_{r(n-1)} - e_{r(n)}}{\log p_n - \log p_{n-1}}$$



Hình 3.16. Biểu đồ quan hệ e - $\log P$ (nén và dỡ tải)

Tính C_s ta lấy hệ số gốc của đường thẳng đi qua 2 điểm đầu của quá trình dỡ tải. Giả sử 2 cấp đầu tiên của thí nghiệm là 400 kN/m^2 và 200 kN/m^2 .

$$\Rightarrow C_s = \frac{e_{r200} - e_{r400}}{\log 400 - \log 200} = \frac{e_{r200} - e_{r400}}{\log \frac{400}{200}}$$

Tính C_s ta lấy hệ số gốc của đường thẳng đi qua 2 điểm đầu của quá trình dỡ tải. Giả sử 2 cấp đầu tiên của thí nghiệm nở là 200 kN/m^2 và 400 kN/m^2

$$\Rightarrow C_s = \frac{e_{r(200)} - e_{r(400)}}{\log 400 - \log 200} = \frac{e_{r(200)} - e_{r(400)}}{\log \frac{400}{200}}$$

Một số biểu thức thực nghiệm để tính C_c và C_s

Bảng 3.4: Bảng công thức thực nghiệm của các tác giả để tính C_c

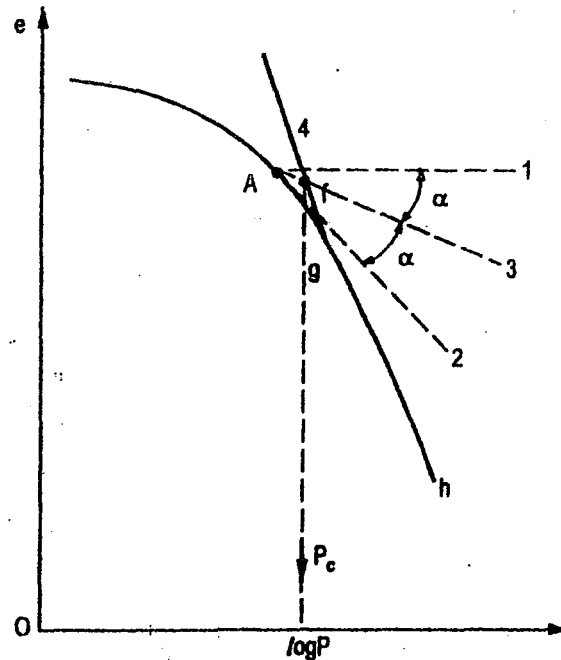
Biểu thức thực nghiệm để tính C_c	Loại đất thích hợp	Tác giả
$C_c = 1,15(e_0 - 0,35)$	Các loại sét	Nishida (1956)
$C_c = 0,009(W_L - 10)$	Các loại sét	Terzaghi và Peck (1967)
$C_c = 0,37(e_0 + 0,003\omega_L + 0,0004W_p - 0,34)$	678 điểm khảo sát	Azzouz (1976)
$C_c = 0,0093 \omega_N$	109 điểm khảo sát	Koppula (1981)
$C_c = 0,329[W_p G_s - 0,027W_p + 0,0133I_p (1,192 + C_p/I_p)]$	Các loại sét không chứa hữu cơ	Carrier (1985)
$C_c = 0,046 + 0,0104I_p$	Phù hợp tốt với $I_p < 50\%$	Nakase (1988)
Biểu thức thực nghiệm để tính C_s		
$C_r = 0,000463W_L G_s$		Nagaraj và Srinivasa Murthy (1985)
$C_r = 0,00194(I_p - 4,6)$	Phù hợp tốt với $I_p < 50\%$	Nakase (1988)

Một số giá trị chỉ số nén C_c của một vài loại đất sét theo Holtz và Kovacs

Bảng 3.5: Bảng giá trị C_c theo Holtz và Kovacs

Loại đất	Chỉ số nén C_c
Sét cố kết thường (NC) nhạy lún trung bình	Từ 0,2 đến 0,5
Sét Mexico (loại MH: đất bột độ nén cao)	Từ 7 đến 10
Sét chứa hữu cơ (ký hiệu OH)	≥ 4
Than bùn	Từ 10 đến 15

+ Xác định áp lực tiền cố kết p_c



Hình 3.17. Phương pháp xác định p_c

Định nghĩa áp lực tiền cố kết: áp lực tiền cố kết của mẫu đất p_c là áp lực mà bản thân nền đất đã từng chịu đựng được trong quá khứ.

Nguyên nhân gây ra hiện tượng cố kết trước:

+ Áp lực đất bên trên bị dời đi do bào mòn hay do công trình cũ.

- Áp lực băng hà đã mất đi.
- Do áp lực thủy động.
- Do lực kiến tạo địa chất, mảng địa chất trôi dạt.
- Do dao động mực nước ngầm.
- Do đất trầm tích theo thời gian.
- Do nước trong đất bị bốc hơi hay bị hút bởi rễ cây.

Cách xác định áp lực tiền cố kết:

Trên biểu đồ e - $\log P$, chọn 1 điểm A có bán kính đường cong nhỏ nhất.

- 1) Từ A vẽ 1 đường song song với trục hoành (đường 1).
- 2) Từ A vẽ 1 đường thẳng tiếp tuyến với đường cong (đường 2).
- 3) Vẽ đường thẳng phân giác của góc hợp bởi 2 tia 1 và 2 (đường 3).
- 4) Vẽ đường thẳng kéo dài của đoạn cuối của đường cong e - $\log P$ (đường 4).

5) Xác định giao điểm g của đường 3 và 4, hạ xuống trục hoành từ đó xác định áp lực tiền cố kết p_c .

Tỉ số tiền cố kết (hệ số cố kết trước) OCR (Over Consolidation Ratio):

$$OCR = \frac{p_c}{\sigma'_v}$$

trong đó

p_c - áp lực tiền cố kết.

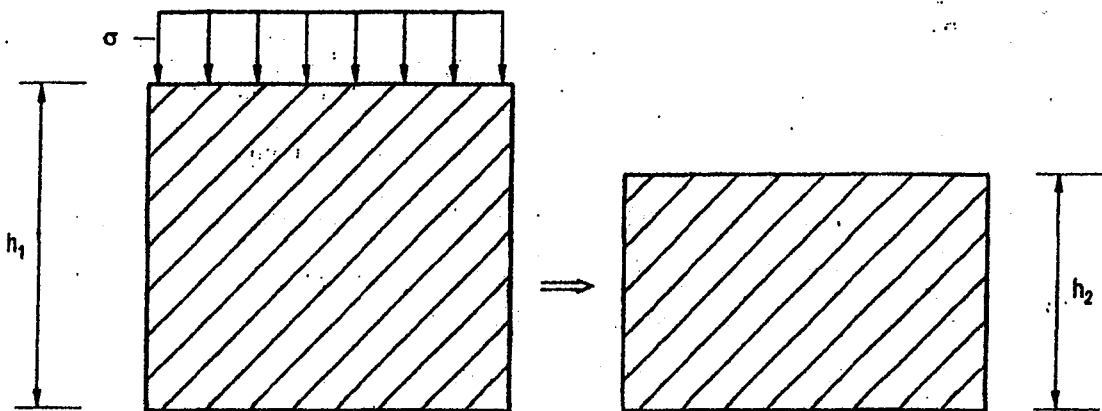
σ'_v - ứng suất hữu hiệu hiện tại theo phương đứng do trọng lượng bản thân:

+ OCR = 1: Đất cố kết thường

+ OCR < 1: Đất chưa cố kết

+ OCR > 1: Đất cố kết trước

3.5. THIẾT LẬP CÔNG THỨC TÍNH LÚN CHO MẪU ĐẤT NÉN KHÔNG NỠ HÔNG TRONG PHÒNG THÍ NGHIỆM



Hình 3.18. Sơ đồ tính lún 1 mẫu đất trong thí nghiệm oedometer

Xét một mẫu đất đem nén không nở hông:

+ Lúc đầu: chiều cao h_1 , diện tích mặt cắt ngang của mẫu A_1 , thể tích V_1 , hệ số rỗng ban đầu e_1 .

+ Sau khi nén: h_2 , A_2 , V_2 , e_2 .

Ta có $A_1 = A_2$ và $S = h_1 - h_2$

Biến dạng tương đối của mẫu đất: $\lambda_z = \frac{S}{h_1}$

Trong phạm vi lực không lớn, có thể xem sự nén lún của đất chỉ do sự giảm thể tích của các lỗ rỗng gây ra, còn thể tích bản thân các hạt không thay đổi $V_s = \text{const.}$

Trước khi nén:

$$\frac{V_s}{V_1} = \frac{V_s}{V_w + V_s} = \frac{1}{1 + e_1} \Rightarrow V_s = \frac{V_1}{1 + e_1}$$

Sau khi nén:

$$V_s = \frac{V_2}{1+e_2}$$

Thể tích hạt V_s không đổi: $\frac{V_1}{1+e_1} = \frac{V_2}{1+e_2}; \quad V = A.h$

$$\rightarrow \frac{h_1}{1+e_1} = \frac{h_2}{1+e_2} \rightarrow h_2 = \frac{1+e_2}{1+e_1} h_1$$

$$S = h_1 - h_2 = h_1 - \frac{1+e_2}{1+e_1} h_1 \rightarrow S = \sum s_i = \sum \frac{e_{1i} - e_{2i}}{1+e_{1i}} h_i$$

Có thể biến đổi công thức trên theo dạng khác:

$$a = \frac{e_1 - e_2}{p_2 - p_1}; \quad e_2 - e_1 = a \Delta p \rightarrow S = \sum s_i = \sum \frac{a}{1+e_1} \Delta p h_i$$

Gọi $a_0 = \frac{a}{1+e_1}$ là hệ số nén tương đối. Xem Δp là p , h là h_i .

$$\rightarrow S = \sum s_i = \sum a_{0i} p_i h_i$$

Ta có: $\lambda = \frac{S}{h} = a_0 p; \quad E = \beta \frac{\sigma}{\lambda}; \quad \sigma = p \rightarrow E = \beta \frac{\sigma}{a_0 p} = \frac{\beta}{a_0} \rightarrow a_0 = \frac{\beta}{E}$

$$\rightarrow S = \sum s_i = \sum \frac{\beta}{E_i} p_i h_i$$

3.6. ĐỊNH LUẬT CỐ KẾT THẤM CỦA TERZAGHI

3.6.1. Mô hình thí nghiệm của Terzaghi

Hình (a): ban đầu, cho nước vào đầy xylanh, khóa van. Đặt tải W lên trên xylanh. Pittông đứng yên. Lúc này, áp lực nước lỗ rỗng trong pittông tăng lên $u=W/A$. Độ gia tăng này gọi là áp lực nước lỗ rỗng thặng dư. Pittông không di chuyển tức là lò xo không chịu tải.

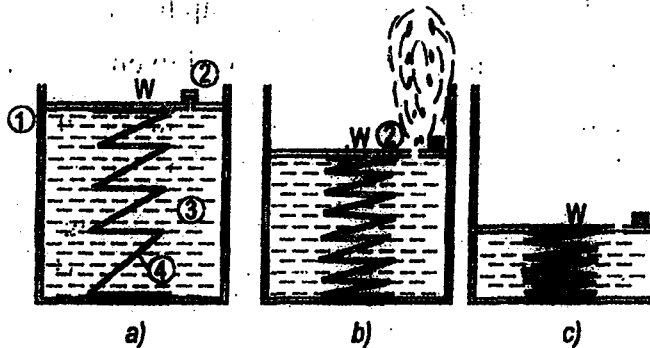
$$\begin{cases} u = p = \frac{W}{A} \\ \sigma' = 0 \end{cases}$$

Hình (b): mở van, nước trong xylanh bắt đầu thoát ra, pittông lún xuống làm lò xo co lại khi đó lò xo gánh đỡ một phần tải trọng W cùng với nước. Áp lực nước lỗ rỗng thặng dư giảm. Vì tải trọng W không thay đổi nên áp lực tác động lên lò xo bằng độ giảm của áp lực nước lỗ rỗng thặng dư.

$$\begin{cases} u \downarrow \\ \sigma' = (\sigma - u) \uparrow \end{cases}$$

Hình (c): sau cùng, nước không thoát ra nữa, lò xo dùng lún. Toàn bộ áp lực do W gây ra truyền lên lò xo, áp lực nước lỗ rỗng thặng dư bị tiêu tán hết.

$$\begin{cases} u = 0 \\ \sigma' = p = \frac{W}{A} \end{cases}$$

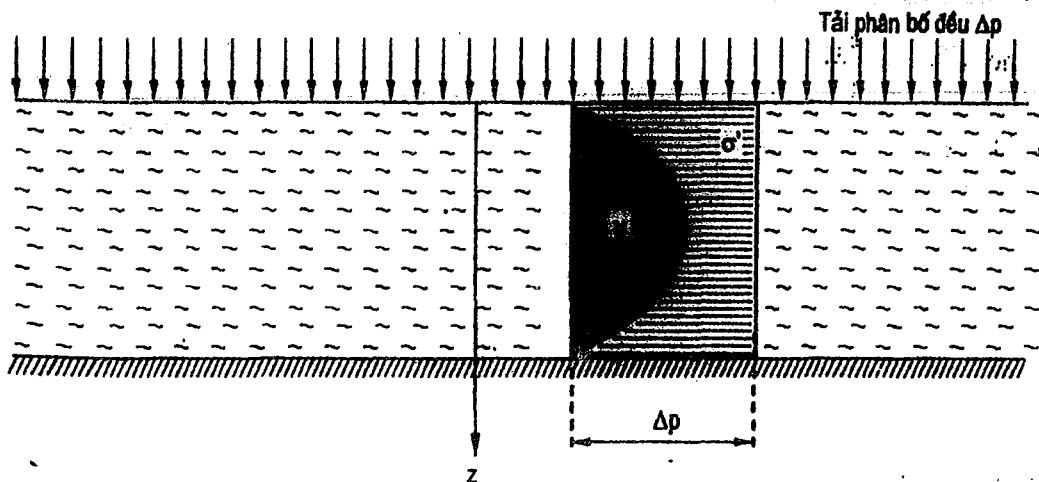


Hình 3.19. Sơ đồ mô hình thí nghiệm của Tezaghi

- ①: Xylanh chứa đầy nước.
- ②: Pittông có van xả, có tiết diện ngang là A.
- ③: Nước trong xylanh: tượng trưng cho nước lỗ rỗng.
- ④: Lò xo: tượng trưng cho hạt đất.

Quá trình trên gọi là quá trình cố kết thấm. Tốc độ của quá trình cố kết thấm phụ thuộc vào kích thước của van.

3.6.2. Bài toán cơ bản để thiết lập phương trình vi phân cố kết thấm 1 chiều của Tezaghi cho lớp đất yếu, bão hòa nước, chịu tác dụng của tải phân bố đều khắp.



Hình 3.20. Sơ đồ phân tán áp lực nước lỗ rỗng thặng dư

Các giả thiết:

- + Nền đất là đồng nhất.
- + Đất bão hòa hoàn toàn.
- + Hạt đất và nước xem như không nén.
- + Thẩm của nước theo một chiều thẳng đứng.
- + Thẩm của đất tuân theo định luật Darcy.

Liên hệ với mô hình thí nghiệm:

Hình (a): Ngay khi đặt tải, toàn bộ tải trọng do nước trong lỗ rỗng gánh đỡ. Biểu đồ ứng suất thẳng đứng do tải phân bố đều gây ra là áp lực nước lỗ rỗng thặng dư u .

Hình (b): Nước trong lỗ rỗng thoát dần, áp lực chuyển sang hạt đất.

Hình (c): Áp lực nước lỗ rỗng thặng dư u bị phân tán hoàn toàn. Biểu đồ ứng suất thẳng đứng do tải phân bố đều gây ra là ứng suất hữu hiệu σ' .

• Khảo sát một phân tố đất $1 \times 1 \times dz$ trong khối đất đang có hiện tượng cố kết có bề dày H . Tại mỗi phân tố của lớp đất cố kết, lượng nước thoát đi đúng bằng lượng giảm thể tích rỗng:

$$\frac{dv}{dz} = \frac{dn}{dt} \quad (1)$$

• Áp lực nước lỗ rỗng thặng dư u tuân theo định luật Darcy:

$$\left. \begin{aligned} v &= kI \\ I &= \frac{1}{\gamma_w} \cdot \frac{\delta u}{\delta z} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \frac{dv}{dz} = \frac{k}{\gamma_w} \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \quad (2)$$

• Gọi e_m là hệ số rỗng trung bình của đất (trước và sau khi cố kết): $n = \frac{e}{1+e_m}$. Ta có,

áp lực hữu hiệu làm cho hạt đất dịch chuyển, làm thay đổi hệ số rỗng e . Khi đó, hệ số

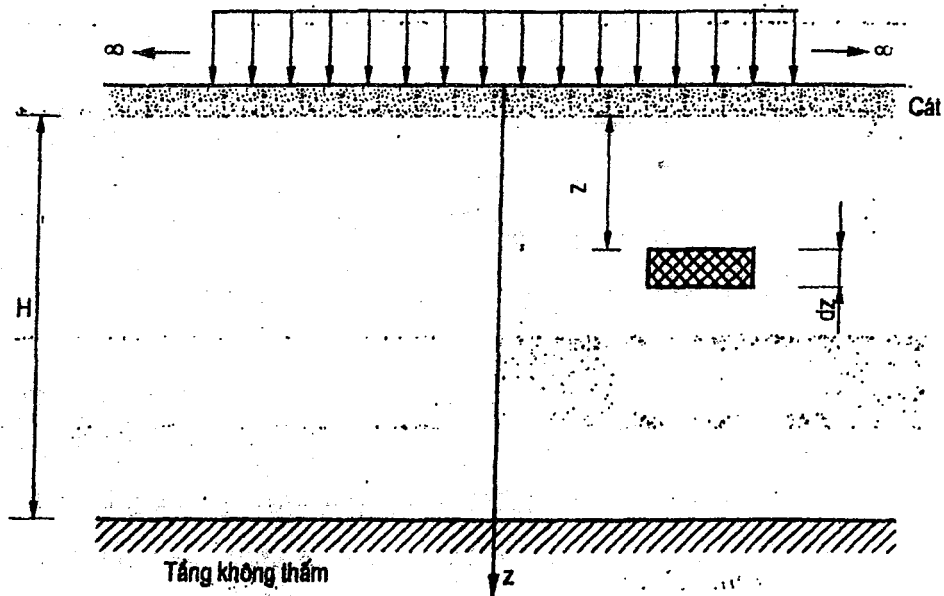
$$\text{nén thể tích } a = \frac{e_1 - e_2}{\sigma_2 - \sigma_1} \rightarrow \partial e = -a \cdot \partial \sigma';$$

• Mà $\sigma' = \sigma - u \rightarrow d\sigma' = du$

$$\Rightarrow \frac{\partial n}{\partial t} = \frac{1}{1+e_m} \cdot \frac{\partial e}{\partial t} = \frac{a}{1+e_m} \cdot \frac{\partial u}{\partial t} \quad (3)$$

$$(2) + (3) \Rightarrow \frac{k}{\gamma_w} \cdot \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{a}{1+e_m} \cdot \frac{\partial u}{\partial t}$$

• Đặt C_v là hệ số cố kết: $C_v = \frac{k(1+e_m)}{a \cdot \gamma_w}$



Hình 3.21. Sơ đồ bài toán cố kết thấm 1 phương của Terzaghi

- Phương trình vi phân cố kết thấm 1 chiều của Terzaghi:

$$C_v \frac{\delta^2 u}{\delta^2 t} = \frac{\delta u}{\delta t} \quad (4)$$

- Các điều kiện biên

$$t = 0 \text{ và } 0 \leq z \leq h \quad \rightarrow u = p$$

$$0 < t < \infty \text{ và } z = 0 \quad \rightarrow u = 0$$

$$0 < t < \infty \text{ và } z = h \quad \rightarrow \frac{\delta u}{\delta t} = 0$$

$$t = \infty \text{ và } z = h \quad \rightarrow u = 0$$

Giải (4) $\rightarrow$ (5)

$$u(z, t) = \frac{4}{\pi} p \sum_{n=0}^{\infty} \frac{1}{(2n+1)} \sin \frac{(2n+1)\pi z}{2h} \cdot \exp \left[- \left(\frac{2n+1}{2} \right)^2 \pi^2 T_v \right] \quad (5)$$

trong đó:

$T_v = \frac{C_v}{h^2} t$ là nhân tố thời gian ;

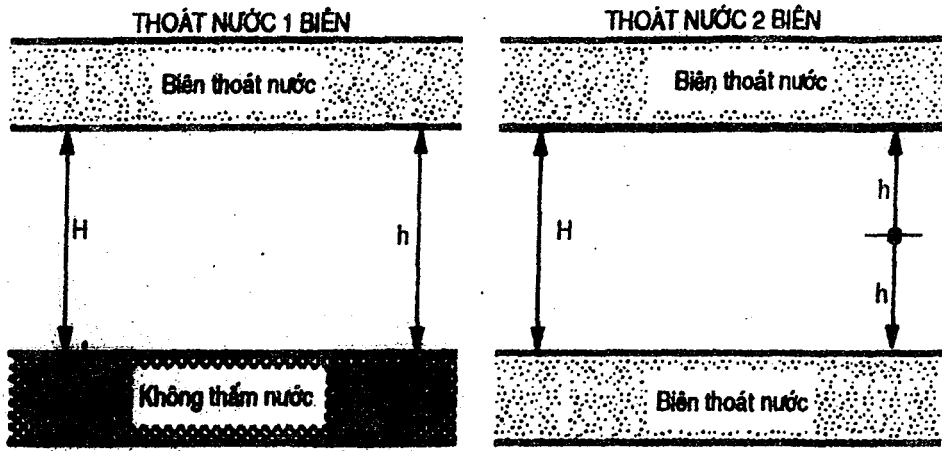
h - chiều dài đường thấm trong đất;

k - hệ số thấm của đất;

e_1 - hệ số rỗng ban đầu của đất (chịu áp lực bản thân của đất nền);

a - hệ số nén lún;

a_0 - hệ số nén lún tương đối.



Sơ đồ cốt kết thoát nước 1 chiều $h = H$

Sơ đồ cốt kết thoát nước 2 chiều $h = \frac{H}{2}$

Hình 3.22. Sơ đồ thoát nước một biên và hai biên

Dưới tác dụng của lực tác dụng p , phân tố đất $1 \times 1 \times dz$ có độ lún là:

$$dS = a_o \cdot \sigma'_{(z,t)} \cdot dz$$

$\sigma'_{(z,t)}$: áp lực có hiệu ở độ sâu z , tại thời điểm t .

$$\text{Độ lún của lớp đất tại thời điểm } t: S_t = \int_0^h a_o \sigma_{(z,t)} dz$$

Độ lún ổn định của lớp đất: (vì $t = \infty \rightarrow \sigma_{(z,t)} = p$)

Vậy độ cố kết tại thời điểm t , ở độ sâu z là tỷ số giữa độ lún tại thời điểm t và độ lún ổn định của lớp đất:

$$U_{z,t} = \frac{S_t}{S_\infty} = \frac{\int_0^h a_o \sigma_{(z,t)} dz}{\int_0^h a_o p dz} = \frac{\int_0^h a_o p dz - \int_0^h a_o u_{(z,t)} dz}{\int_0^h a_o p dz} \rightarrow U_t = 1 - \frac{\int_0^h u_{(z,t)} dz}{\int_0^h p dz}$$

Độ cố kết trung bình cho cả bề dày lớp đất cố-kết, tại thời điểm t :

$$\bar{U}_t = 1 - \frac{\int_0^H u_{(z,t)} dz}{\int_0^H p dz} = 1 - \frac{\int_0^H u_{(z,t)} dz}{H \cdot p} \quad (6)$$

Thay (5) vào (6), ta có biểu thức độ cố kết:

$$\bar{U}_t = 1 - \sum_{n=0}^{\infty} \frac{2}{M^2} e^{-M^2 \cdot T_v} \quad \text{với } M = (2n+1) \cdot \frac{\pi}{2} \quad (7)$$

Khai triển một vài số hạng đầu, ta có:

$$\bar{U}_t = 1 - \frac{8}{\pi^2} \left(e^{-\frac{\pi^2}{4} T_v} + \frac{1}{9} e^{-\frac{9\pi^2}{4} T_v} + \frac{1}{25} e^{-\frac{25\pi^2}{4} T_v} + \dots \right)$$

$$\bar{U}_t \approx 1 - \frac{8}{\pi^2} e^{-\frac{\pi^2}{4} T_v} \quad (8)$$

Biểu thức trên cho ta độ cố kết trung bình tại thời điểm t của nền đất cố kết thấm 1 chiều, ứng với trường hợp đơn giản nhất - lực tác dụng phân bố đều và rộng khắp trên bề mặt - được gọi là sơ đồ 0.

Ta có thể dùng công thức (8), hoặc lời giải gần đúng của Casagrande và Taylor:

$$\begin{cases} \text{Khi } \bar{U}_v < 60\% \Rightarrow T_v = \frac{\pi}{4} \left(\frac{\bar{U}_v}{100} \right)^2 \\ \text{Khi } \bar{U}_v > 60\% \Rightarrow T_v = 1,781 - 0,933 \log(100 - \bar{U}_v) \end{cases}$$

3.7. TÍNH TOÁN ĐỘ LÚN ỔN ĐỊNH CỦA NỀN S

Độ lún ổn định của 1 nền công trình sẽ gồm 3 thành phần:

$$S = S_i + S_c + S_s = m S_c$$

S_i - độ lún tức thời trong quá trình đắp nền do đất yếu bị biến dạng ngang (nở hông) dưới tác dụng của tải trọng đắp;

S_c - độ lún cố kết do quá trình chịu tải trọng đắp (Mục 3.7.1);

S_s - độ lún do cố kết thứ cấp - lún do từ biến (Mục 3.9);

m - hệ số kinh nghiệm; $m = 1,1 \div 1,7$. Nếu có biện pháp hạn chế đất yếu nở hông dưới tác dụng của tải trọng đắp thì có thể chọn $m = 1,1 \div 1,2$. Nếu chiều cao đắp càng lớn và đất càng yếu thì nên chọn trị số m càng lớn.

3.7.1. Tải trọng phân bố đều, rộng khắp - ứng suất tác dụng xuống nền hay áp lực gây lún có giá trị không đổi theo độ sâu → trường hợp tính lún cho nền công trình san lấp.

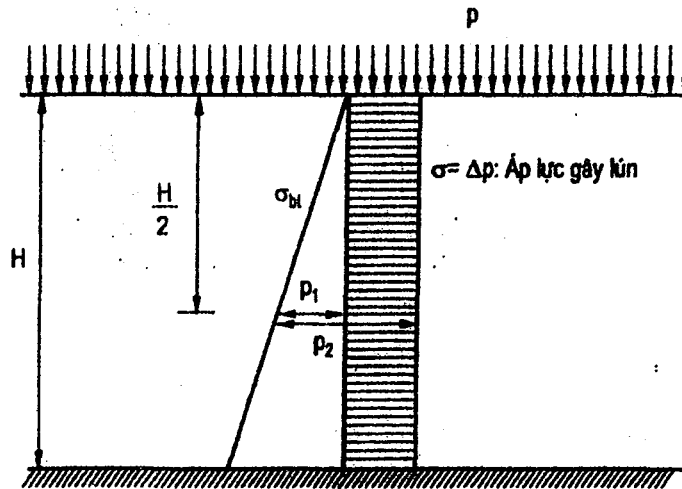
Trường hợp lớp đất chịu một tải trọng phân bố đều khắp trên bề mặt, mặt đất không có chuyển vị ngang mà chỉ có chuyển vị đứng.

Trong thực tế, nếu tải trọng tác dụng trên mặt đất không phân bố đều, nhưng có diện tích phân bố tải rất lớn đồng thời chiều dày lớp đất chịu nén lại bé, ta có thể xem biểu đồ phân bố áp lực gây lún thay đổi không đáng kể, và có thể xem như bài toán một chiều.

Áp dụng kết quả tính toán từ thí nghiệm nén cố kết (nén không nở hông).

$$S = \frac{e_1 - e_2}{1 + e_1} H$$

e_1, e_2 - hệ số rỗng của đất ứng với áp lực p_1 và p_2 , tra theo biểu đồ thí nghiệm nén cố kết $e-p$.



Hình 3.23. Bài toán tính lún cho trường hợp tải trọng phân bố đều, rộng khắp

Ứng suất hữu hiệu do trọng lượng bản thân tại vị trí chính giữa lớp đất cần tính lún

$$p_1 = \gamma' \frac{H}{2}$$

Ứng suất gây lún bằng tổng ứng suất hữu hiệu do trọng lượng bản thân và ứng suất gây lún tại vị trí chính giữa lớp đất cần tính lún:

$$p_2 = p_1 + \Delta p$$

Ngoài ra, có thể tính lún bằng các công thức:

$$S = a_0 \cdot \Delta p \cdot H = \frac{\beta}{E} \cdot \Delta p \cdot H$$

3.7.2. Bài toán nén lún ba chiều - không gian (theo lý thuyết đàn hồi)

Điều kiện có nở hông do áp lực hai bên đất thông qua hệ số Poisson ν .

Biến dạng tương đối theo 3 phương, tuân theo qui luật đàn hồi.

$$\lambda_x = \frac{1}{E} [\sigma_x - \nu (\sigma_y + \sigma_z)]$$

$$\lambda_y = \frac{1}{E} [\sigma_y - \nu (\sigma_x + \sigma_z)]$$

$$\lambda_z = \frac{1}{E} \left[\sigma_z - \nu (\sigma_x + \sigma_y) \right]$$

Biến dạng thể tích:

$$\frac{\Delta V}{V} = \frac{dx(1+\lambda_x) dy(1+\lambda_y) dz(1+\lambda_z) - dx dy dz}{dx dy dz}$$

Bỏ các đại lượng bé bậc cao ta có:

$$\frac{\Delta V}{V} = \lambda_x + \lambda_y + \lambda_z \rightarrow \lambda_x = \frac{1}{E} \left[\sigma_x - \nu (\sigma_y + \sigma_z) \right]$$

gọi $\theta = (\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z)$ là tổng ứng suất:

$$\frac{\Delta V}{V} = \frac{1-2\nu}{E} \theta = \frac{e_1 - e_2}{1 + e_1} \rightarrow E = (1-2\nu) \frac{e_1 - e_2}{1 + e_1} \theta$$

Biến dạng tương đối của đất theo phương z:

$$\lambda_z = \frac{1}{1-2\nu} \left[(1+\nu) \frac{\sigma_z}{\theta} - \nu \right] \frac{e_1 - e_2}{1 + e_1}$$

Độ lún của lớp đất có chiều dày h trong bài toán 3 chiều:

$$S = \lambda_z H = \frac{1}{1-2\nu} \left[(1+\nu) \frac{\sigma_z}{\theta} - \nu \right] \frac{e_1 - e_2}{1 + e_1} H$$

3.7.3. Bài toán nén lún hai chiều (lý thuyết đàn hồi)

Trường hợp bài toán phẳng thì $\lambda_y = 0$, $\sigma_y = \nu (\sigma_x + \sigma_z)$

Tổng ứng suất: $\theta = (\sigma_x + \sigma_z) + \nu (\sigma_x + \sigma_z) = (1+\nu) (\sigma_x + \sigma_z)$

Đặt $\theta' = (\sigma_x + \sigma_z) \rightarrow \theta = (1+\nu) \theta'$

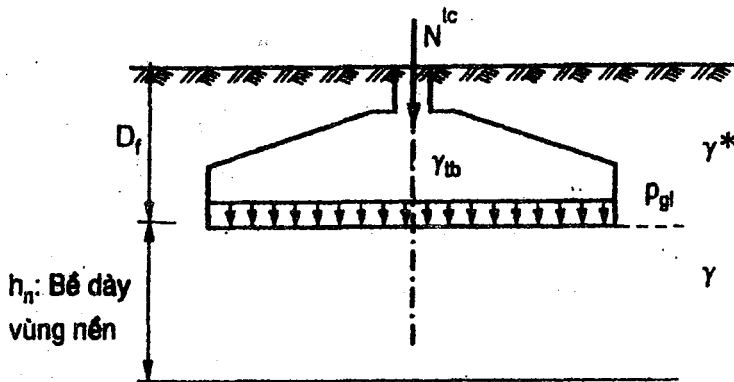
Công thức tính lún cho bài toán phẳng:

$$S = \frac{1}{1-2\nu} \left[\frac{\sigma_z}{\theta'} - \nu \right] \frac{e_1 - e_2}{1 + e_1} H$$

3.7.4. Tính toán độ lún ổn định cho nền móng công trình - phương pháp tính lún tổng phân tố

- Khi tính toán thiết kế nền móng công trình, cần phải tính độ lún của nền đất.
- Áp lực (do tải trọng ngoài) tác dụng lên nền tại đáy móng:

$$p = \frac{\sum N^{tc}}{F} = \frac{N^{tc} + \gamma_{tb} D_f F}{F} = \frac{N^{tc}}{F} + \gamma_{tb} D_f$$



Hình 3.24. Vùng nền dưới đáy móng

- Ứng suất gây lún (do tải trọng ngoài) tại đáy móng:

$$p_{gl} = p - \gamma^* \cdot D_f = \frac{N^{tc}}{F} + (\gamma_{tb} - \gamma^*) D_f$$

trong đó:

N^{tc} - tải trọng tiêu chuẩn truyền xuống móng;

$F = L \times B$ - diện tích đáy móng;

D_f - độ sâu chôn móng;

γ_{tb} - trọng lượng riêng trung bình của bê tông và đất (trọng lượng bản thân của móng và đất trên đáy móng), lấy $20 \div 22 \text{ kN/m}^3$;

γ^* - trọng lượng riêng của đất trên đáy móng.

Trường hợp đất nằm dưới mực nước ngầm thì tính trọng lượng riêng đẩy nổi.

Phương pháp này sử dụng cho nền đất có nhiều lớp khác nhau.

Nội dung của phương pháp này là chia nền đất thành từng lớp mỏng sao cho biểu đồ phân bố ứng suất do tải trọng ngoài gây ra (biểu đồ ứng suất gây lún) trong mỗi lớp nhỏ không thay đổi nhiều và được lấy trung bình tại điểm chính giữa lớp phân tố.

Các bước tính toán:

1. Vẽ các biểu đồ ứng suất hữu hiệu theo phương đứng do trọng lượng bản thân σ'_{bt} và ứng suất gây lún σ_{gl} trên trục qua tâm O của móng (tải trọng phân bố đều trên tiết diện chữ nhật).

$$\sigma'_{bt} = \gamma' z; \quad \sigma_{gl} = k_o p_{gl}$$

2. Xác định chiều dày vùng nền cần tính lún h_n .

Chiều dày lớp đất bị nén chặt được tính từ đáy móng đến độ sâu:

$$\sigma'_{bt} \geq 5 \sigma_{gl}: \text{đất tốt}$$

$$\sigma'_{bt} \geq 10 \sigma_{gl}: \text{đất yếu}$$

3. Chia h_n thành nhiều lớp nhỏ $h_i = 0,4 b$, với b là bề rộng của móng. Ở những độ sâu xa móng có thể lấy $h_i = 0,4 b + 0,6 b$. Chú ý, mỗi phân tố phải nằm trọn vẹn trong 1 lớp đất.

4. Xác định ứng suất gây lún trung bình của từng lớp phân tố.

Ứng suất hữu hiệu do trọng lượng bản thân tại vị trí chính giữa lớp phân tố:

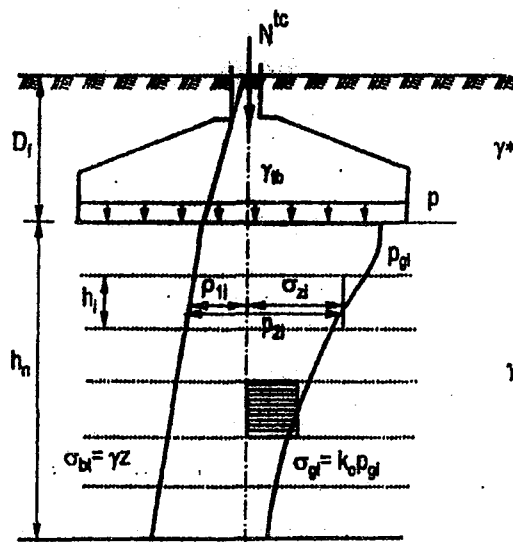
$$P_{1i} = \sigma'_{bi}$$

5. Ứng suất gây lún bằng tổng ứng suất hữu hiệu do trọng lượng bản thân và ứng suất gây lún tại vị trí chính giữa lớp đất cần tính lún:

$$P_{2i} = P_{1i} + \Delta p = P_{1i} + \sigma_{gli}$$

Từ quan hệ $e-p$, xác định:

$$\Rightarrow \begin{cases} P_{1i} \xrightarrow{\text{TN nén cố kết}} e_{1i} \\ P_{2i} \xrightarrow{\text{TN nén cố kết}} e_{2i} \end{cases}$$



Hình 3.25. Bài toán tính lún cho trường hợp tải trọng phân bố đều trên diện truyền tải - tính lún tổng phân tố

6. Xác định độ lún ổn định của 1 phân tố. Từ đó, tính độ lún ổn định cho toàn bộ vùng nền cần tính lún. Áp dụng kết quả từ bài toán nén lún Oedometer cho mỗi lớp đất đã chia, độ lún S được tính bằng công thức:

$$S = \sum_{i=1}^n S_i = \sum_{i=1}^n \frac{e_{1i} - e_{2i}}{1 + e_{1i}} h_i$$

Hoặc
$$S = \sum_{i=1}^n a_{oi} \Delta p_i h_i$$

$$S = \sum_{i=1}^n \frac{\beta_i}{E_i} \Delta p_i h_i \quad (\Delta p_i = \sigma_{zi})$$

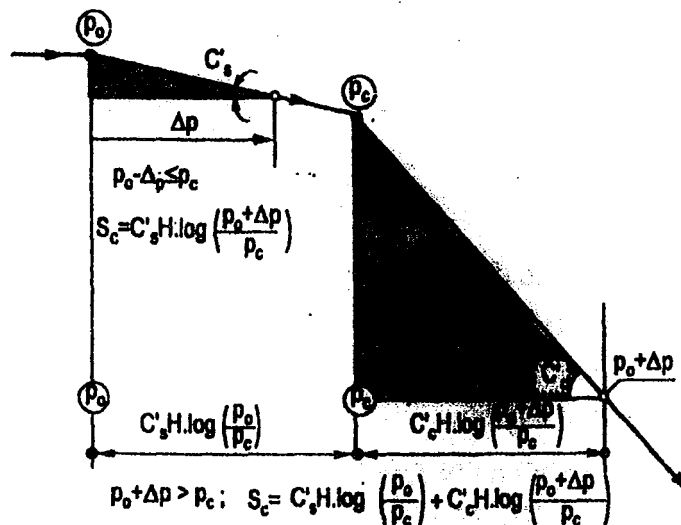
3.7.5. Tính toán độ lún ổn định của nền móng công trình bằng biểu đồ $e - \log p$ phương pháp tính lún cho các công trình cầu đường.

Phương pháp này có xét đến ảnh hưởng của áp lực tiền cố kết đến độ lún công trình, cho kết quả chính xác hơn các phương pháp trên.

Cho đất cổ kết thường ($p_o = p_c$).

$$\Delta e = C_c [\log(p_o + \Delta p) - \log p_o]$$

$$S = \frac{C_c H}{1 + e_o} \log \left(\frac{p_o + \Delta p}{p_o} \right)$$



Hình 3.26. Các phương trình tính lún khi dùng biểu đồ $e - \log p$

Cho đất cổ kết trước nặng ($p_o + \Delta p \leq p_c$).

$$\Delta e = C_s [\log(p_o + \Delta p) - \log p_o]$$

$$S = \frac{C_s H}{1 + e_o} \log \left(\frac{p_o + \Delta p}{p_o} \right)$$

Cho đất cổ kết trước nhẹ ($p_o + \Delta p \geq p_c$).

$$S = \frac{C_s H}{1 + e_o} \log \frac{p_c}{p_o} + \frac{C_c H}{1 + e_o} \log \left(\frac{p_o + \Delta p}{p_c} \right)$$

Với:

C_c - chỉ số nén;

C_s : chỉ số nở;

p_0 - ứng suất hữu hiệu trung bình do trọng lượng bản thân $p_0 = \sigma_{tb} = p_1$;

$\Delta p = \sigma_1$ - Gia tăng ứng suất thẳng đứng (ứng suất gây lún);

p_c - áp lực tiền cố kết;

e_0 - hệ số rỗng ứng với thời điểm trước khi xây dựng công trình, với ứng suất bản thân p_0 ;

H - bề dày lớp đất cần tính lún

3.7.6. Phương pháp lớp tương đương

Nội dung của phương pháp này là xác định chiều dày tương đương h_s trong sơ đồ bài toán nén lún 1 chiều có độ lún bằng độ lún đất nền.

** Đối với đất nền đồng nhất*

- Theo kết quả nền biến dạng tuyến tính, ta có:

$$S = \frac{(1-\nu^2) \omega b}{E} p$$

trong đó:

b - bề rộng móng;

ω - hệ số phụ thuộc vào độ cứng và tính chất móng;

ν - hệ số nở hông hay hệ số Poisson;

E - Môđun biến dạng;

p - áp lực nén, áp lực gây lún.

- Giả thiết tải trọng p không chỉ giới hạn trong chiều rộng b , mà phân bố đều khắp.

Lúc này nền đất lún trong điều kiện không nở hông. Áp dụng kết quả tính lún cho bài toán nén lún 1 chiều cho lớp đất có chiều dày h_s :

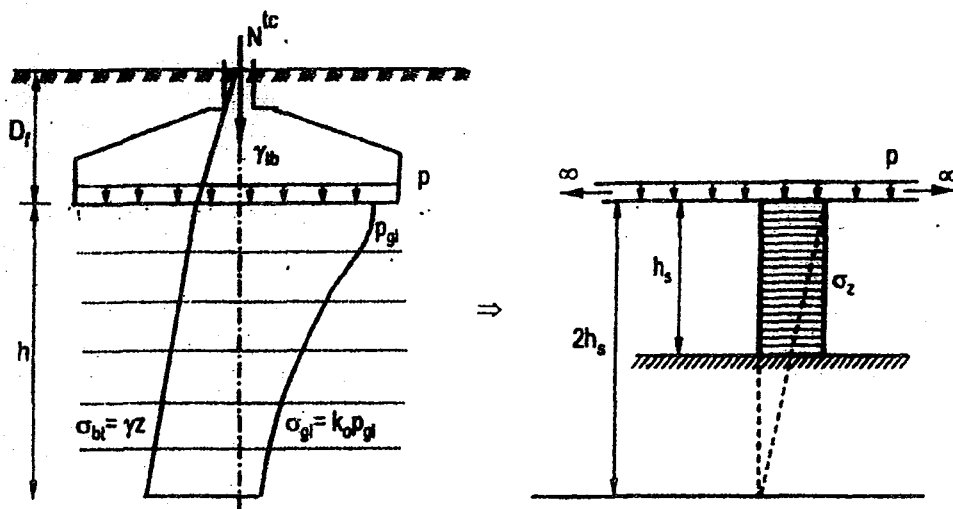
$$S' = \left(1 - \frac{2\nu^2}{1-\nu}\right) \frac{p \cdot h_s}{E}$$

$$S = S' \rightarrow \frac{(1-\nu^2) \omega b}{E} p = \left(1 - \frac{2\nu^2}{1-\nu}\right) \frac{p \cdot h_s}{E}$$

$$\rightarrow h_s = \frac{(1-\mu^2)}{1+2\mu} \omega b$$

$$\text{Đặt } A = \frac{(1-\mu^2)}{1+2\mu}$$

$$\rightarrow h_s = A \omega b$$



Hình 3.27. Phương pháp tính lún lớp tương đương

Công thức tính lún theo phương pháp lớp tương đương:

$$S = a_o p h_s$$

Để đơn giản ta lập $A\omega$ thành bảng tra sẵn phụ thuộc vào $(l/b, \omega)$

Bảng 3.6. Trị số $A\omega_o, A\omega_m, A\omega_c$ theo loại đất và tỉ số 2 cạnh l/b

l/b	Sỏi và cuội			Cát						Sét pha						Sét rất dẻo		
	Sét cứng và sét pha						Cát pha						Sét dẻo					
	$\mu = 0,10$			$\mu = 0,20$			$\mu = 0,25$			$\mu = 0,30$			$\mu = 0,35$			$\mu = 0,40$		
	$A\omega_o$	$A\omega_m$	$A\omega_c$	$A\omega_o$	$A\omega_m$	$A\omega_c$	$A\omega_o$	$A\omega_m$	$A\omega_c$	$A\omega_o$	$A\omega_m$	$A\omega_c$	$A\omega_o$	$A\omega_m$	$A\omega_c$	$A\omega_o$	$A\omega_m$	$A\omega_c$
1,0	1,13	0,96	0,89	1,20	1,01	0,94	1,26	1,07	0,99	1,37	1,17	1,08	1,58	1,34	1,24	2,02	1,71	1,58
1,5	1,37	1,16	1,09	1,45	1,23	1,15	1,53	1,30	1,21	1,66	1,40	1,32	1,91	1,62	1,52	2,44	2,07	1,94
2,0	1,55	1,31	1,23	1,63	1,39	1,30	1,72	1,47	1,37	1,88	1,60	1,49	2,16	1,83	1,72	2,76	2,34	2,20
3,0	1,81	1,55	1,46	1,90	1,63	1,54	2,01	1,73	1,62	2,18	1,89	1,76	2,51	2,15	2,01	3,21	2,75	2,59
4,0	1,99	1,72	1,63	2,09	1,81	1,72	2,21	1,92	1,81	2,41	2,09	1,97	2,77	2,39	2,26	3,53	3,06	2,90
5,0	2,13	1,85	1,74	2,24	1,95	1,84	2,37	2,07	1,94	2,58	2,25	2,11	2,96	2,57	2,42	3,79	3,29	3,10
6,0	2,25	1,98	-	2,37	2,09	-	2,50	2,21	-	2,72	2,41	-	3,14	2,76	-	4,00	3,53	-
7,0	2,35	2,06	-	2,47	2,18	-	2,61	2,31	-	2,84	2,51	-	3,26	2,87	-	4,18	3,67	-
8,0	2,43	2,14	-	2,56	2,26	-	2,70	2,40	-	2,94	2,61	-	3,38	2,98	-	4,32	3,82	-
9,0	2,51	2,21	-	2,64	2,34	-	2,79	2,47	-	3,03	2,69	-	3,49	3,08	-	4,46	3,92	-
>10	2,58	2,27	2,15	2,71	2,40	2,26	2,86	2,54	2,38	3,12	2,77	2,60	3,58	3,17	2,98	4,58	4,05	3,82

(0: góc, m: móng mềm, c: móng cứng; khi chiều cao đài móng lớn hơn khoảng cách từ mép cột đến mép móng thì xem như móng cứng)

Trình tự tính toán:

1. Xác định chiều dày tương đương h_s ($h_s = A\omega b$)
2. Xác định đường phân bố ứng suất được coi là đường thẳng có chiều cao là $2h_s$ là chiều sâu vùng chịu nén (hình vẽ).
3. Xác định ứng suất bản thân tại độ sâu h_s : $p_1 = \gamma h_s$.
4. Xác định áp lực $p_2 = p_1 + \Delta p = \gamma h_s + p/2$.
5. Từ biểu đồ đường cong nén lún xác định $p_1 \Rightarrow e_1$; $p_2 \Rightarrow e_2$.
6. Xác định hệ số nén lún và hệ số nén lún tương đối:

$$a = \frac{e_1 - e_2}{p_2 - p_1} \rightarrow a_0 = \frac{a}{1 + e_1}$$

6. Tính toán độ lún:
$$S = 2h_s \times \frac{a_0 p}{2}$$

Trường hợp đường phân bố ứng suất cong quá ta chọn:

$$p_1 = 0,9 \gamma h_s$$

$$p_2 = 0,9 \gamma h_s + 0,55 p$$

* *Chú ý:* Khi móng đặt ở độ sâu D_f , thì khi tính toán p_1 hay các đại lượng liên quan đến ứng suất bản thân thì phải tính từ mặt đất, tức là phải tính thêm đoạn D_f .

* *Đối với nền đất nhiều lớp*

- Độ lún của nền không đồng nhất sẽ được tính như độ lún của một lớp tương đương hoàn toàn đồng nhất có hệ số nén lún tương đối bằng bình quân của các hệ số nén lún tương đối của tất cả các lớp đất.

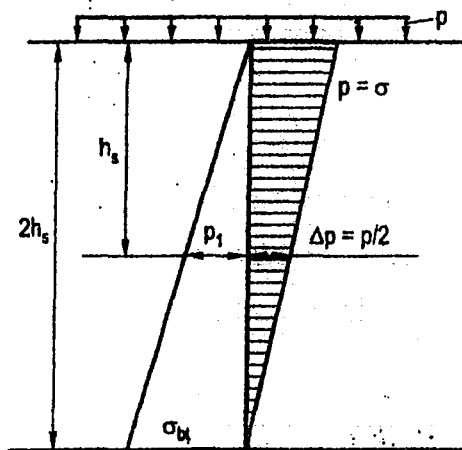
$$S = a_{otb} p h_s$$

trong đó:

a_{otb} - hệ số nén lún tương đối trung bình của các lớp đất.

Trình tự tính toán:

1. Xác định chiều dày lớp tương đương h_s của các lớp đất.
2. Xác định đường phân bố ứng suất được coi là đường thẳng có chiều cao là $2h_s$ là chiều sâu vùng chịu nén (hình 3.28).
3. Tính và vẽ biểu đồ ứng suất bản thân.
4. Tính các khoảng cách z_i là khoảng cách từ đáy vùng chịu nén đến giữa mỗi lớp đất.
5. Xác định giá trị của ứng suất gây lún (dựa vào tam giác đồng dạng) $\sigma_i = \Delta p_i$.



Hình 3.28. Tính toán độ lún bằng phương pháp lớp tương đương (nền đồng nhất)

$$\frac{\sigma_{zi}}{p} = \frac{z_i}{2h_s} \Rightarrow \sigma_{zi} = \frac{z_i}{2h_s} p$$

6. Xác định p_{1i} và p_{2i} tại điểm giữa của mỗi lớp đất.

$$p_{1i} = \gamma (2h_s - z_i)$$

$$p_{2i} = p_{1i} + \sigma_{zi}$$

(γ có thể xác định trung bình cho nhiều lớp đất: $\gamma_{tb} = \frac{\sum \gamma_i h_i}{\sum h_i}$)

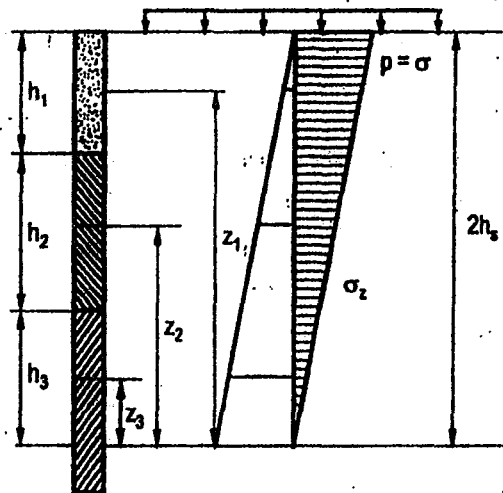
7. Xác định hệ số nén lún tương đối cho từng lớp đất và hệ số nén lún tương đối trung bình của các lớp đất từ đường cong nén lún.

$$p_{1i} \Rightarrow e_{1i}; \quad p_{2i} \Rightarrow e_{2i}$$

$$a_i = \frac{e_{1i} - e_{2i}}{p_{2i} - p_{1i}}; \quad a_{oi} = \frac{a_i}{1 + e_{1i}} \rightarrow a_{otb} = \frac{\sum_{i=1}^n a_{oi} h_i z_i}{2h_s^2}$$

8. Xác định độ lún:

$$S = a_{otb} p h_s$$



Hình 3.29. Tính toán độ lún bằng phương pháp lớp tương đương cho nền nhiều lớp

3.8. TÍNH ĐỘ LÚN NỀN THEO THỜI GIAN

Đối với các loại đất dính, bão hoà nước, độ lún của nền xảy ra theo thời gian. Nội dung bài toán tính lún của nền theo thời gian - bài toán cổ kết thấm 1 chiều của Terzaghi (mục 3.5.2).

Bài toán tính lún theo thời gian chủ yếu giải quyết 2 vấn đề:

$$\text{Cho biết } t \Rightarrow \begin{cases} U_t : \text{mức độ cố kết} \\ S_t : \text{độ lún của nền ứng với thời gian } t. \end{cases}$$

(xác định độ lún - độ cố kết tại một thời điểm bất kỳ).

Cho biết $U_t \rightarrow$ xác định độ lún theo thời gian $S_t = U_t S_\infty$ và thời gian cần thiết để đạt được độ cố kết đó.

Mức độ cố kết được định nghĩa:

$$U_t = \frac{S_t}{S_\infty} \Rightarrow S_t = U_t \cdot S_\infty$$

Trình tự tính toán:

1. Tính độ lún ổn định của lớp đất yếu theo các phương pháp được trình bày trong 3.6.
2. Xác định giá trị hệ số cố kết thấm C_v .

Các phương pháp xác định hệ số cố kết C_v

- Tính theo công thức định nghĩa: $C_v = \frac{k(1+e)}{a \cdot \gamma_w} = \frac{k}{a_0 \cdot \gamma_w}$

trong đó:

k - hệ số thấm của lớp đất, theo phương đứng;

a_0 - hệ số nén lún tương đối;

γ_w - dung trọng nước ;

- Xác định từ thí nghiệm nén cố kết:

PHƯƠNG PHÁP CASAGRANDE – PHƯƠNG PHÁP LOGT

- Vẽ đường cong biểu diễn quan hệ chuyển vị (số đọc trên đồng hồ) và log thời gian t .

- Xác định chiều cao mẫu ứng với U_{100} và t_{100} (thời điểm đạt cố kết $U=100\%$ - kết thúc quá trình lún cố kết) h_∞ bằng cách:

- + Vẽ tiếp tuyến với đoạn giữa và đoạn cuối đường cong.

- + Từ giao điểm hai tiếp tuyến, chiếu lên hai trục tính được U_{100} và t_{100}

- Xác định chiều cao mẫu ứng với U_0 (thời điểm bắt đầu quá trình cố kết $U=0\%$) h_0 bằng cách:

- + Chọn t_1 và $t_2 = 4 t_1$. Tại t_1 vẽ đường song song trục logt về phía trên một đoạn bằng $(U_{12} - U_{11})$, đường này cắt trục tung tại U_0 .

- Từ chiều cao mẫu ứng với độ cố kết 0% và 100% $\rightarrow$ Xác định chiều cao mẫu ứng với độ cố kết là 50%, h_{50} , từ đó suy ra t_{50} :

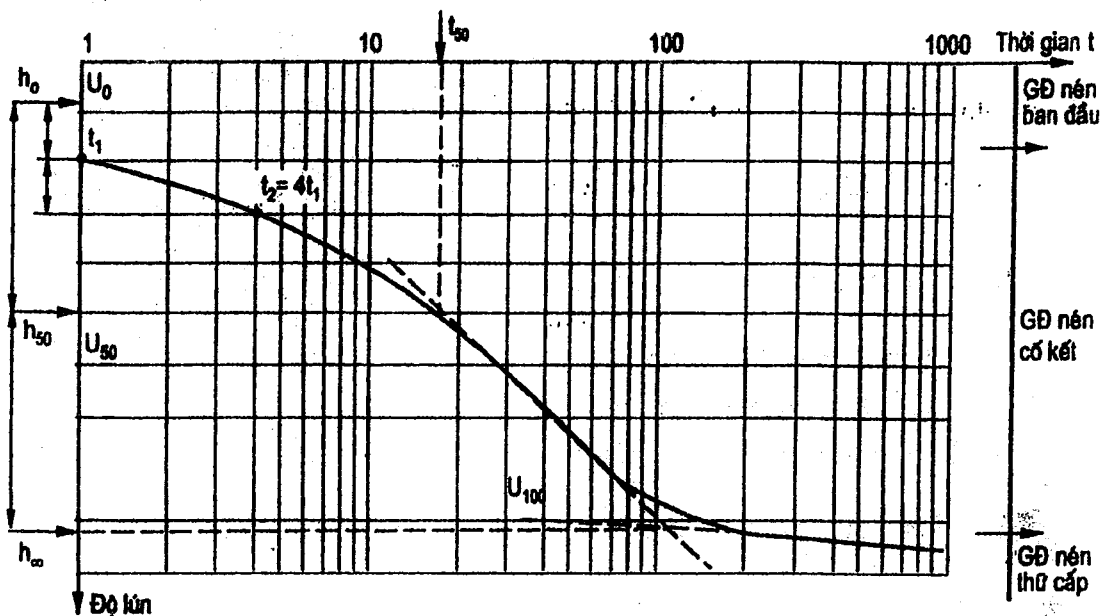
$$h_{50} = \frac{h_0 + h_\infty}{2}$$

- Vì mẫu đất trong thí nghiệm nén cố kết có tải trọng phân bố đều, thoát nước hai biên nên ứng với $U = 50\%$, ta có nhân tố thời gian $T_v = 0,197 \rightarrow$ Hệ số cố kết C_v được xác định:

$$C_v = \frac{0,197 h_{50}^2}{t_{50}}$$

- Tính hệ số thấm k từ thí nghiệm nén cố kết: $k = \frac{c_v \gamma_w a}{1 + e_1}$

Với e_1 - hệ số rỗng của cấp áp lực đầu



Hình 3.30. Biểu đồ xác định hệ số cố kết C_v theo phương pháp logt

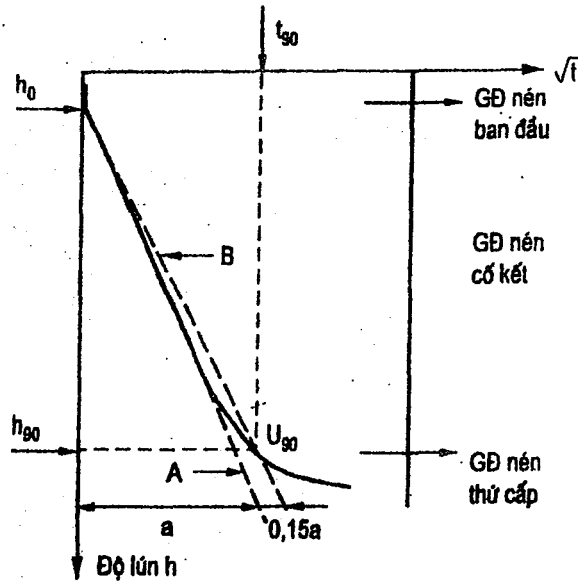
PHƯƠNG PHÁP TAYLOR – PHƯƠNG PHÁP $\sqrt{t}$

- Vẽ đường cong biểu diễn quan hệ chuyển vị (số đọc trên đồng hồ) và căn của thời gian t . Để dễ vẽ ta nên đọc chuyển vị lún ở các thời điểm 1 phút, 4, 9, 16, ..., tức là $(\sqrt{t})^2$ phút.

- Vẽ đường thẳng A đi qua các điểm nằm thẳng hàng (gần như tiếp tuyến với đoạn cong) cắt trục tung tại U_0 (điểm này được xem là $U = 0$)

- Từ điểm U_0 , vẽ đường thẳng B có độ dốc bằng 1,15 độ dốc đường thẳng A, cắt đường cong $\sqrt{t}$ tại điểm U_{90} . Từ U_{90} chiếu lên trục hoành sẽ có được t_{90} , chiều ngang sẽ được chiều cao mẫu ứng với độ cố kết là 90%, h_{90}

- Hệ số cố kết C_v được xác định: $C_v = \frac{0,848 h_{90}^2}{t_{90}}$



Hình 3.31. Biểu đồ xác định hệ số cốt kết C_v theo phương pháp $\sqrt{t}$

3. Xác định nhân tố thời gian: $T_v = \frac{C_v}{h^2} t$

t - thời gian cần tính lún

h - chiều dài đường thấm trong đất

Sơ đồ cốt kết thoát nước 1 chiều: $h = H$

Sơ đồ cốt kết thoát nước 2 chiều: $h = \frac{H}{2}$

4. Xác định mức độ cốt kết trung bình cho toàn bộ lớp đất tại thời điểm t :

Có thể tính toán theo các công thức như sau:

$$\bar{U}_t = 1 - \sum_{n=0}^{\infty} \frac{2}{M^2} e^{-M^2 T_v} \quad \text{với } M = (2n+1) \cdot \frac{\pi}{2}$$

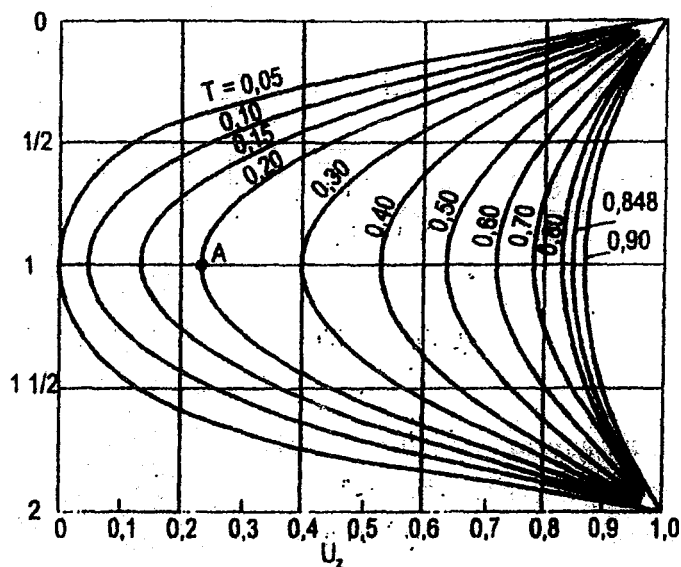
hoặc

$$\bar{U}_t \approx 1 - \frac{8}{\pi^2} e^{-\frac{\pi^2}{4} T_v}$$

Lời giải gần đúng của Casagrande và Taylor:

$$\begin{cases} \text{Khi } \bar{U}_v < 60\% \Rightarrow T_v = \frac{\pi}{4} \left(\frac{\bar{U}_v}{100} \right)^2 \\ \text{Khi } \bar{U}_v > 60\% \Rightarrow T_v = 1.781 - 0.933 \log(100 - \bar{U}_v) \end{cases}$$

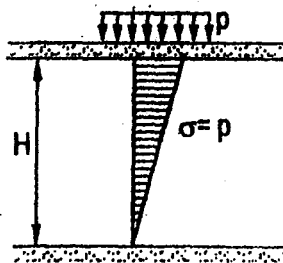
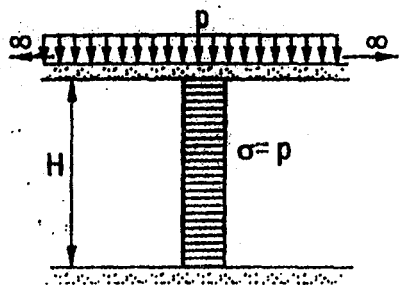
Hai công thức trên được thiết lập với sơ đồ 0 - sơ đồ ứng với tải trọng phân bố đều khắp. Thiết lập bảng tra và đồ thị giữa U và T_v .



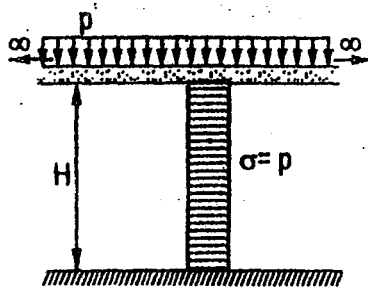
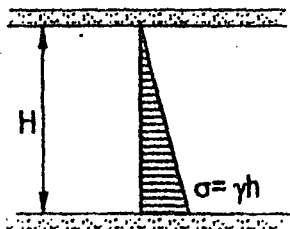
Hình 3.32. Đồ thị xác định U_z theo T_v và độ sâu z

Đối với các sơ đồ khác, chứng minh tương tự, ta xác định được công thức U_z theo T_v , và lập thành bảng tra.

Sơ đồ 0: Là sơ đồ ứng với tải trọng phân bố đều khắp tải đất đắp và các sơ đồ thoát nước hai biên



$$\bar{U}_z = 1 - \sum_{n=0}^{\infty} \frac{2}{\left((2n+1) \frac{\pi}{2} \right)^2} \cdot e^{-M^2 T_v};$$

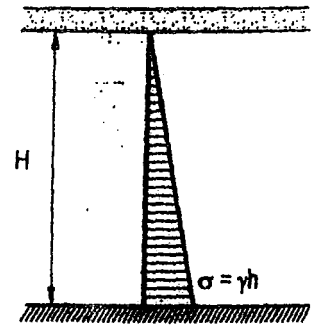


$$\bar{U}_z \approx 1 - \frac{8}{\pi^2} \cdot e^{-\frac{\pi^2}{4} T_v}$$

Sơ đồ 1: Ứng suất gây lún có dạng tam giác, tăng tuyến tính theo chiều sâu - trường hợp ứng suất do trọng lượng bản thân đất nền gây ra.

$$\bar{U}_I = 1 - \frac{32}{\pi^3} \left(e^{-\frac{\pi^2}{4} T_v} + \frac{1}{9} e^{-\frac{9\pi^2}{4} T_v} + \frac{1}{25} e^{-\frac{25\pi^2}{4} T_v} \dots \right)$$

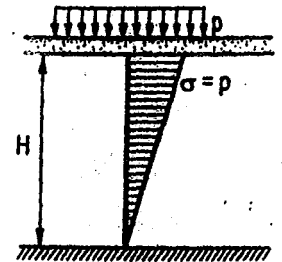
$$\bar{U}_I \approx 1 - \frac{32}{\pi^3} e^{-\frac{\pi^2}{4} T_v}$$



Sơ đồ 2: Ứng suất gây lún có dạng tam giác giảm tuyến tính theo chiều sâu - trường hợp gần đúng của bài toán tải phân bố hữu hạn, ứng suất gây lún do có dạng đường cong được chuyển thành đường thẳng.

$$\bar{U}_I = 1 - \frac{16}{\pi^3} \left((\pi - 2) e^{-\frac{\pi^2}{4} T_v} + \frac{1}{27} (3\pi - 2) e^{-\frac{9\pi^2}{4} T_v} + \frac{1}{125} (5\pi - 2) e^{-\frac{25\pi^2}{4} T_v} \right)$$

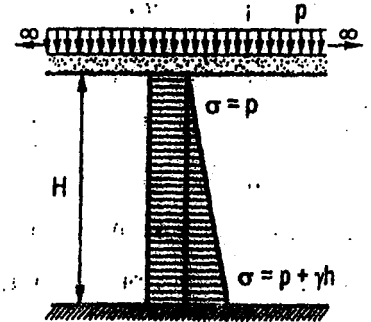
$$\bar{U}_I \approx 1 - \frac{16}{\pi^3} (\pi - 2) e^{-\frac{\pi^2}{4} T_v}$$



- Các sơ đồ ghép: Tra bảng $u_i \in N$ dùng tính lún theo thời gian khi xảy ra 2 sơ đồ cùng lúc.

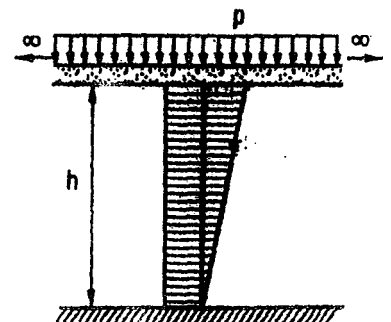
• Sơ đồ 0-1: Do tải trọng đất đắp và trọng lượng bản thân.

$$T_{v(0-1)} = T_{v(0)} + (T_{v(1)} - T_{v(0)}) I_{0-1}$$



• Sơ đồ 0-2: Do tải trọng đất đắp và tải trọng phân bố hữu hạn.

$$T_{v(0-2)} = T_{v(2)} + (T_{v(0)} - T_{v(2)}) I_{0-2}$$



Bảng 3.7: Bảng tra sự tương quan giữa U_v và T_v theo các sơ đồ

U_v	T_v			Sơ đồ 0-1		Sơ đồ 0-2	
	Sơ đồ 0	Sơ đồ 1	Sơ đồ 2	σ'_1  σ'_2		σ'_1  σ'_2	
							
0,1	0,008	0,047	0,003	σ'_1/σ'_2	I_{0-1}	σ'_1/σ'_2	I_{0-2}
0,2	0,031	0,100	0,009	0	1	1,0	1
0,3	0,071	0,158	0,024	0,1	0,84	1,5	0,83
0,4	0,126	0,221	0,048	0,2	0,69	2,0	0,71
0,5	0,197	0,294	0,092	0,3	0,56	2,5	0,62
0,6	0,287	0,383	0,160	0,4	0,46	3,0	0,55
0,7	0,403	0,500	0,271	0,5	0,36	3,5	0,50
0,8	0,567	0,665	0,440	0,6	0,27	4,0	0,45
0,9	0,848	0,940	0,720	0,7	0,19	5,0	0,39
0,993		2		0,8	0,12	6,0	0,30
0,994	2			0,9	0,06	8,0	0,20
0,996			2	1	0	9	0,17
1	∞	∞	∞			12	0,13

3.9. ĐỘ LÚN DO NÉN THỨ CẤP CỦA ĐẤT NỀN

- Độ lún thứ cấp S_s là do biến dạng thứ cấp của đất nền dưới một ứng suất hữu hiệu không đổi, xảy ra sau quá trình phân tán nước lỗ rỗng thẳng dư (cố kết sơ cấp).

- Ở cấp tải từ $p_1 = \sigma_{br}$ (ở giữa lớp đất đang tính lún) đến $p_2 = p_1 + \Delta p = p_1 + \sigma_z$ (σ_z : ứng suất gây lún), độ lún do hiện tượng nén thứ cấp dựa vào đoạn tuyến tính bên dưới của đường cong e-logt, ở cấp tải từ p_1 đến p_2 của thí nghiệm nén mẫu cố kết.

- Công thức tính lún S_s :

$$S_s = \frac{C_\alpha}{1 + e_p} H (\Delta \log t)$$

e_p : hệ số rỗng tương ứng với điểm đầu của đoạn tuyến tính dưới của đường cong e-logt, (e suy ra từ Δh)

C_α : chỉ số nén thứ cấp được xác định dựa trên phần nén thứ cấp của đường cong e-logt

$$C_\alpha = \frac{\Delta e}{\Delta \log t}$$

BÀI TẬP CHƯƠNG 3

Bài 3.1: Cho 1 móng đơn có kích thước $2,5 \times 4 \text{ m}$, chịu tác động của ngoại lực $N'' = 1000 \text{ kN}$, $M'' = 50 \text{ kN.m}$, $H'' = 20 \text{ kN}$. Chiều sâu đặt móng là 2 m . Móng được đặt trên nền đất có dung trọng 18 kN/m^3 , $\gamma_{tb} = 22 (\text{kN/m}^3)$

Kết quả của thí nghiệm nén cố kết được cho trong bảng sau:

Áp lực nén p (kPa)	$0 \rightarrow 25$	$25 \rightarrow 50$	$50 \rightarrow 100$	$100 \rightarrow 200$	$200 \rightarrow 400$	$400 \rightarrow 800$
Hệ số rỗng e	0,828	0,815	0,788	0,754	0,717	0,672

- Xác định áp lực gây lún.
- Tính và vẽ ứng suất do tải trong bản thân và tải trọng ngoài.
- Xác định vùng chịu nén cần tính lún.
- Tính độ lún ổn định bằng phương pháp tổng phân tố.

Giải:

a) *Áp lực gây lún:*

- Áp lực gây lún:

$$p = \sigma_{gl} = \frac{N^{tb}}{F} + \gamma_{tb} \cdot h - \gamma \cdot h = \frac{1000}{1,15 \times 2,5 \times 4} + 22 \times 2 - 18 \times 2 = 94,96 (\text{kN/m}^2)$$

b) *Ứng suất do trọng lượng bản thân:* $\sigma_z = \gamma \cdot h$

Độ sâu h (m)	Ứng suất do tải trọng bản thân σ_z^{bt} (kN/m ²)
2	36
3	54
4	72
5	90
6	108
7	126

c) *Ứng suất do tải trọng ngoài:* $\sigma_z = k_0 \cdot p$; $k_0 \in \begin{cases} \frac{1}{b} = \frac{4}{2,5} = 1,6 \\ \frac{z}{b} \end{cases}$

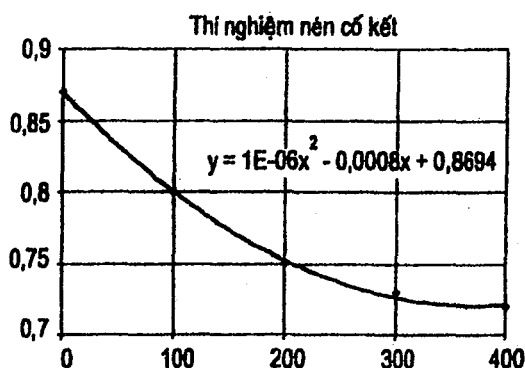
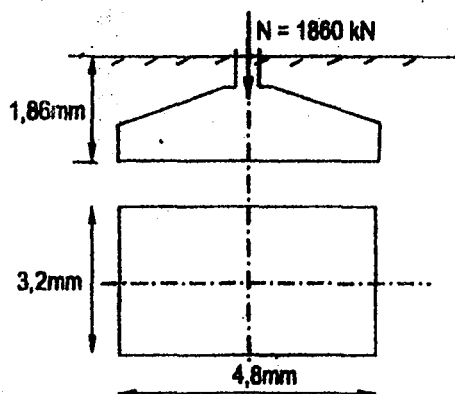
Độ sâu	z/b	k_0	ứng suất do tải trọng ngoài σ_{gl} (kN/m ²)
0	0	1	94,960
1	0,4	0,859	81,571
2	0,8	0,558	52,988
3	1,2	0,352	33,426
4	1,6	0,232	22,031
5	2	0,161	15,289

d) Vùng nền cần tính lún: $\sigma_{z,bi} \geq 5\sigma_{z,p} \rightarrow$ vùng nền cần tính lún là từ mặt đất đến độ sâu 7m.

e) Bảng tính lún:

Để tính lún, ta lập bảng sau:

$$\Rightarrow \begin{cases} P_{1i} & \xrightarrow{\text{TN nền cốt kết}} e_{1i} \\ P_{2i} & \xrightarrow{\text{TN nền cốt kết}} e_{2i} \end{cases}; \quad S = \sum_{i=1}^n S_i = \sum_{i=1}^n \frac{e_{1i} - e_{2i}}{1 + e_{1i}} h_i$$



Lớp phân tố	Chiều dày (m)	z	σ_z^{bt} kN/m ²	P_{1i} kN/m ²	σ_{gl} kN/m ²	P_{i2} kN/m ²	e_{1i}	e_{i2}	S_i (m)
1	1	0	36	45	94,96	133,266	0,8189	0,7795	0,0217
		1	54		81,571				
2	1	1	54	63	81,571	130,28	0,8105	0,7808	0,0164
		2	72		52,988				
3	1	2	72	81	52,988	124,207	0,8023	0,7833	0,0105
		3	90		33,426				
4	1	3	90	99	33,426	126,729	0,7942	0,7823	0,0067
		4	108		22,031				
5	1	4	108	117	22,031	135,66	0,7864	0,7785	0,0044
		5	126		15,289				

Vậy tổng độ lún là: 0,0597 (m) $\approx$ 6cm

Bài 3.2: Một móng đơn có kích thước và chịu tác dụng của tải trọng như hình vẽ.

Nền đất là sét dẻo mềm, có $\gamma_s = 26,7(\text{kN}/\text{m}^3)$; $\gamma = 18,3(\text{kN}/\text{m}^3)$; $W = 28\%$.

Hệ số rỗng ứng với các cấp áp lực:

P (N/cm ²)	0	10	20	30	40
Hệ số rỗng e	0,87	0,80	0,75	0,73	0,72

Tính độ lún tại tâm móng bằng phương pháp tổng phân tố.

- Áp lực gây lún:

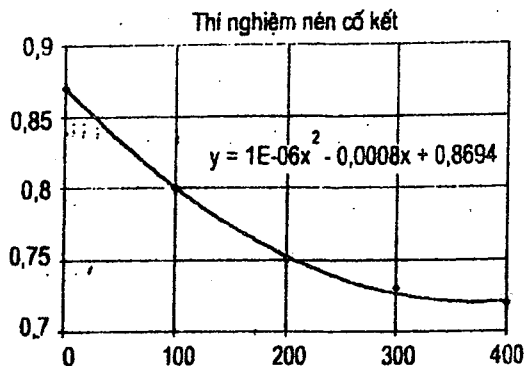
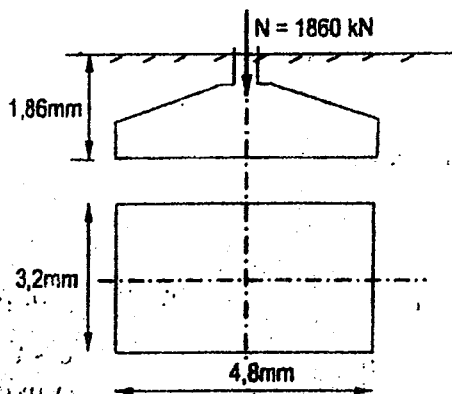
$$p = \sigma_{gl} = \frac{N^{tb}}{F} + \gamma_{tb} \cdot h - \gamma \cdot h = \frac{1860}{1,15 \times 4,8 \times 3,2} + 22 \times 18,6 - 18,3 \times 1,86 = 112,18(\text{kN}/\text{m}^2)$$

Ta có bảng tính lún như sau:

Lớp phân tố	Chiều dày (m)	z	σ_z^{bt} kN/m ²	P_{i1} kN/m ²	σ_{gl} kN/m ²	P_{i2} kN/m ²	e_{i1}	e_{i2}	S_i (m)
1	0,8	0	34,038	41,358	112,18	148,154	0,8380	0,7728	0,0284
		0,8	48,678		101,411				
2	0,8	0,8	48,678	55,998	101,411	146,864	0,8277	0,7735	0,0237
		1,6	63,318		80,321				
3	0,8	1,6	63,318	70,638	80,321	142,882	0,8179	0,7755	0,0186
		2,4	77,958		64,167				
4	0,8	2,4	77,958	85,278	64,167	141,368	0,8084	0,7763	0,0142
		3,2	92,598		48,013				
5	0,8	3,2	92,598	99,918	48,013	143,164	0,7994	0,7754	0,0107
		4	107,238		38,478				
6	0,8	4	107,238	114,56	38,478	148,212	0,7909	0,7728	0,0081
		4,8	121,878		28,83				
7	0,8	4,8	121,878	129,2	28,83	155,224	0,7827	0,7693	0,0060
		5,6	136,518		23,221				

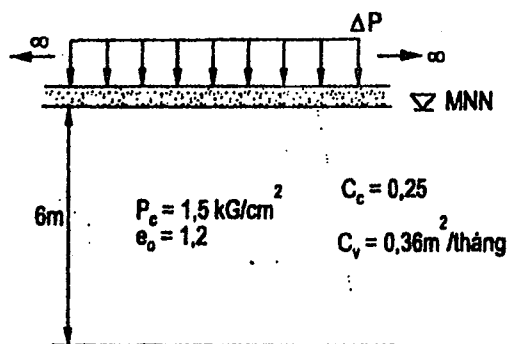
0,0957

Vậy tổng độ lún là: $0,0957 \text{ (m)} = 9,57\text{cm}$



Bài 3.3: Cho một nền đất sét mềm, bão hòa nước, dày 6m, bên trên là một san lấp bằng cát cao 4m, có dung trọng là 20kN/m^3 . Khi thí nghiệm nén cố kết, nền đất có các thông số như hình vẽ.

- Tính độ lún ổn định của nền.
- Tính độ lún của đất nền sau 9 tháng nếu bên dưới nền đất yếu là lớp cát.
- Tính độ lún của đất nền sau 9 tháng nếu bên dưới nền đất yếu là lớp đất sét không thấm.



Giải

a) Tính độ lún ổn định của nền

$$\Delta P = 20 \times 4 = 80 (\text{kN/m}^2) = 0,8 (\text{kG/cm}^2)$$

$$S = \frac{C_c}{1 + e_0} H \log \frac{\Delta P + P_0}{P_0} = \frac{0,25}{1 + 1,2} \times 6 \times \log \frac{0,8 + 1,5}{1,5} = 0,1266 (\text{m}) = 12,66 (\text{cm})$$

b) Tính độ lún của đất nền sau 9 tháng nếu bên dưới nền đất yếu là lớp cát

Bên dưới nền đất yếu là lớp đất, nền đất thoát nước 2 chiều. Vì vậy, chiều dài đường thoát nước $h = 3\text{m}$.

$$T_v = \frac{C_v \cdot t}{h^2} = \frac{0,36 \times 9}{3^2} = 0,36$$

Ta có:

$$T_v = \frac{\pi}{4} U_v^2 \Rightarrow U_v = \sqrt{\frac{4 \times 0,36}{3,14}} = 0,677$$

$$S_t = U_v \cdot S_\infty = 0,677 \times 12,66 = 8,57(\text{cm})$$

c) Tính độ lún của đất nền sau 9 tháng nếu bên dưới nền đất yếu là lớp sét

Bên dưới nền đất yếu là lớp sét, nền đất thoát nước 1 chiều. Vì vậy, chiều dài đường thoát nước $h = 6\text{m}$.

$$T_v = \frac{C_v \cdot t}{h^2} = \frac{0,36 \times 9}{6^2} = 0,09$$

Ta có:

$$T_v = \frac{\pi}{4} U_v^2 \Rightarrow U_v = \sqrt{\frac{4 \times 0,09}{3,14}} = 0,3386$$

$$S_t = U_v \cdot S_\infty = 0,3386 \times 12,66 = 4,287(\text{cm})$$

Bài 3.4: Cho sơ đồ tải trọng san lấp phân bố đều kín khắp bề mặt nền đất sét có bề dày và các chỉ tiêu như hình vẽ (gia tốc trọng trường $g = 10 \text{ m/s}^2$). Cho dung trọng riêng của đất $\gamma = 18,0 \text{ kN/m}^3$

Kết quả thí nghiệm nén cố kết của đất nền như sau:

Áp lực nén $p \text{ (kG/cm}^2\text{)}$	0,25	0,5	1	2	4
Hệ số rỗng e	1,348	1,303	1,245	1,167	1,082

Quan hệ giữa yếu tố thời gian và mức độ cố kết cho trong bảng sau:

U_v	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	0,95	0,99
T_v	0	0,008	0,031	0,071	0,126	0,197	0,283	0,403	0,567	0,848	1,13	1,78

a) Tính độ lún ổn định của lớp đất sét.

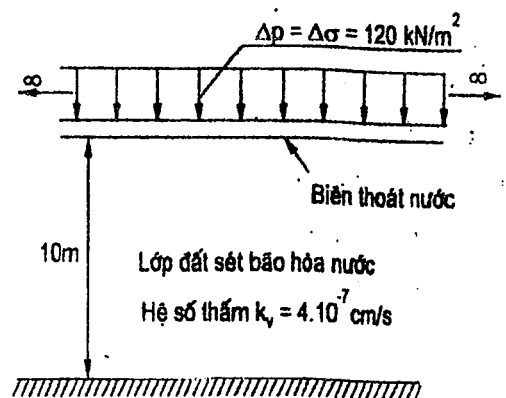
b) Xác định hệ số cố kết C_v của lớp đất sét.

c) Tính độ lún S_t của lớp đất sét sau thời gian 3 tháng (90 ngày) kể từ ngày gia tải Δp .

d) Trường hợp lớp sét trên được thoát nước theo cả hai biên bên trên và bên dưới, xác định thời gian t (ngày) để lớp sét đạt được mức độ cố kết $U_v = 60\%$.

a) Tính độ lún ổn định của nền:

Ứng suất do trọng lượng bản thân (tính ở độ sâu $z = 5\text{m}$, chính giữa lớp đất cần tính lún):



$$\sigma_z^{bt} = P_1 = \gamma' \cdot z = (18 - 10) \times 5 = 40 (\text{kN} / \text{m}^2) \Rightarrow e_1 = 1,32$$

Ứng suất do tải phân bố đều khắp: $\sigma_z^P = \Delta P = 120 (\text{kN} / \text{m}^2)$

$$\Rightarrow P_2 = P_1 + \sigma_z^P = 40 + 120 = 160 (\text{kN} / \text{m}^2) \Rightarrow e_2 = 1,19$$

Độ lún ổn định của lớp đất sét: $S_\infty = \frac{e_1 - e_2}{1 + e_1} H = \frac{1,32 - 1,19}{1 + 1,32} 10 = 0,56 (\text{m})$

b) Tính hệ số C_v của lớp sét:

$$a_o = \frac{e_1 - e_2}{P_1 - P_2} \times \frac{1}{1 + e_1} = \frac{1,32 - 1,19}{120} \times \frac{1}{1 + 1,32} = 4,67 \times 10^{-4} (\text{m}^2 / \text{kN})$$

$$C_v = \frac{k_v}{\gamma_w \cdot a_o} = \frac{4,10^{-7} \times 10^{-2}}{10 \times 4,67 \cdot 10^{-4}} = 8,565 \cdot 10^{-7} (\text{m}^2 / \text{s}) = 0,074 (\text{m}^2 / \text{ngày})$$

$$= 2,22 (\text{m}^2 / \text{tháng})$$

c) Tính độ lún của đất nền sau 3 tháng:

Bên dưới là nền cứng không thấm, nền đất thoát nước 1 chiều, $h = 10 \text{m}$

$$T_v = \frac{C_v \cdot t}{h^2} = \frac{2,22 \times 3}{10^2} = 0,0666$$

Ta có: $T_v = \frac{\pi}{4} U_v^2 \Rightarrow U_v = \sqrt{\frac{4 \times 0,0666}{3,14}} = 0,29$

$$\rightarrow S_t = U_t \cdot S_\infty = 0,29 \times 0,56 = 0,1624 (\text{m})$$

d) Xác định thời gian cần thiết để $U_v = 60\%$ khi nền thoát nước 2 chiều:

Thoát nước 2 chiều, $h = 5 \text{m}$

Ta có: $T_v = \frac{\pi}{4} U_v^2 = \frac{\pi}{4} \times 0,6^2 = 0,283$

$$T_v = \frac{C_v \cdot t}{h^2} \Rightarrow t = \frac{h^2 \cdot T_v}{C_v} = \frac{5^2 \times 0,283}{0,074} = 95,61 (\text{ngày})$$

Bài 3.5: Cho một khối đất san lấp cao 2m có dung trọng 20 kN/m^3 khắp bề mặt nền đất sét bão hòa nước có bề dày 15 m. Bên dưới lớp sét là nền cứng không thấm. Trọng lượng riêng bão hòa của đất $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$. Hệ số thấm $k_v = 5 \cdot 10^{-7} \text{ cm/s}$. Mực nước ngầm nằm ngay tại mặt đất, lấy $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$. Kết quả thí nghiệm nén cố kết của mẫu đất (ở độ sâu 7,5m) như sau:

Áp lực nén σ' (kN/m^2)	0	25	50	100	200	400
Hệ số rỗng e	1,50	1,42	1,37	1,25	1,16	1,05

a) Tính độ lún ổn định của lớp đất sét do tải trọng của lớp san lấp gây nên.

b) Xác định hệ số cố kết C_v của lớp đất sét.

c) Tính độ lún S_t của lớp đất sét sau thời gian 6 tháng (180 ngày) kể từ ngày gia tải Δp .

d) Trường hợp lớp sét trên được thoát nước theo cả hai biên bên trên và bên dưới, xác định thời gian t (ngày) để lớp sét đạt được mức độ cố kết $U_v = 80\%$

e) Xác định chỉ số nén C_c và chỉ số cố kết trước OCR, cho biết áp lực tiền cố kết từ thí nghiệm của mẫu đất tại độ sâu 7,5m là 90 kN/m^2

Giải:

a) Tính độ lún ổn định của lớp đất sét do tải trọng của lớp san lấp gây nên.

Ứng suất do trọng lượng bản thân (tính ở độ sâu $z = 7,5\text{m}$, chính giữa lớp đất cần tính lún):

$$\sigma_z^{bt} = P_1 = \gamma' \cdot z = (18 - 10) \times 7,5 = 60 (\text{kN/m}^2) \Rightarrow e_1 = 1,346$$

Ứng suất do tải phân bố đều khắp: $\sigma_z^P = \Delta P = 2 \times 20 = 40 (\text{kN/m}^2)$

$$\Rightarrow P_2 = P_1 + \sigma_z^P = 40 + 60 = 100 (\text{kN/m}^2) \Rightarrow e_2 = 1,25$$

Độ lún ổn định của lớp đất sét:

$$S_\infty = \frac{e_1 - e_2}{1 + e_1} H = \frac{1,346 - 1,25}{1 + 1,346} 15 = 0,6138 (\text{m}) = 61,38 (\text{cm})$$

b) Xác định hệ số cố kết C_v của lớp đất sét:

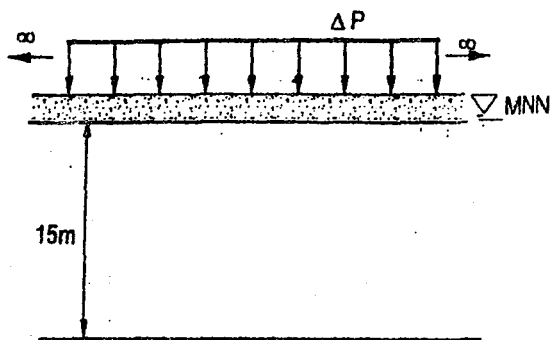
$$a_o = \frac{e_1 - e_2}{P_1 - P_2} \times \frac{1}{1 + e_1} = \frac{1,346 - 1,25}{40} \times \frac{1}{1 + 1,346} = 1,023 \cdot 10^{-3} (\text{m}^2 / \text{kN})$$

$$C_v = \frac{k_v}{\gamma_w \cdot a_o} = \frac{5 \cdot 10^{-7} \times 10^{-2}}{10 \times 1,023 \cdot 10^{-3}} = 4,9 \cdot 10^{-7} (\text{m}^2 / \text{s}) = 0,0422 (\text{m}^2 / \text{ngày})$$

$$= 1,27 (\text{m}^2 / \text{tháng})$$

c) Tính độ lún S_t của lớp đất sét sau thời gian 6 tháng (180 ngày) kể từ ngày gia tải Δp

Bên dưới là nền cứng không thấm $\rightarrow$ thoát nước 1 chiều, $h = 15\text{m}$



$$T_v = \frac{C_v \cdot t}{h^2} = \frac{1,27 \times 6}{15^2} = 0,034$$

Ta có quan hệ giữa nhân tố thời gian và mức độ cố kết là:

$$U_v = 1 - \frac{8}{\pi^2} e^{-\frac{\pi^2}{4} T_v} = 1 - \frac{8}{\pi^2} e^{-\frac{\pi^2}{4} 0,034} = 0,254$$

$$\rightarrow S_t = U_v \cdot S_\infty = 0,254 \times 61,38 = 15,6(\text{cm})$$

d) Trường hợp lớp sét trên được thoát nước theo cả hai biên bên trên và bên dưới, xác định thời gian t (ngày) để lớp sét đạt được mức độ cố kết $U_v = 80\%$

Thoát nước 2 chiều, $h=7,5\text{m}$

Ta có:
$$U_v = 1 - \frac{8}{\pi^2} e^{-\frac{\pi^2}{4} T_v} = 0,8 \Rightarrow T_v = 0,568$$

$$T_v = \frac{C_v \cdot t}{h^2} \Rightarrow t = \frac{h^2 \cdot T_v}{C_v} = \frac{7,5^2 \times 0,568}{1,27} \times 30 = 755 (\text{ngày})$$

e) Xác định chỉ số nén C_c và chỉ số cố kết trước OCR, cho biết áp lực tiền cố kết từ thí nghiệm của mẫu đất tại độ sâu $7,5\text{m}$ là 90kN/m^2

Ứng suất do trọng lượng bản thân (tính ở độ sâu $z = 7,5\text{m}$, chính giữa lớp đất):

$$\sigma'_{z'} = \gamma' \cdot z = (18 - 10) \times 7,5 = 60(\text{kN/m}^2)$$

$$\Rightarrow \text{OCR} = \frac{p_c}{\sigma_v} = \frac{90}{60} = 1,5$$

Chỉ số nén
$$C_c = \frac{e_{200} - e_{400}}{\log 400 - \log 200} = \frac{1,16 - 1,05}{\log 400 - \log 200} = 0,37$$

Bài 3.6: Một móng băng $l = 25\text{m}$, $b = 2$, dưới hàng cột, tổng tải trọng tiêu chuẩn tại các chân cột là 4400 kN . Độ sâu chôn móng $D_f = 2\text{m}$.

Móng được đặt trên nền cát pha sét có các thông số như sau: trọng lượng riêng tự nhiên $\gamma = 18\text{ kN/m}^3$; trọng lượng riêng bão hòa $\gamma_{\text{sat}} = 19\text{ kN/m}^3$; mực nước ngầm nằm ngay tại đáy móng.

Tính độ lún tại tâm móng bằng phương pháp lớp tương đương (xem biểu đồ ứng suất gây lún là tuyến tính).

Cho $A\omega = 2,6$ và kết quả thí nghiệm nén cố kết như sau:

áp lực nén p (kN/m ²)	0	25	50	100	200	400
Hệ số rỗng e	1,02	0,98	0,95	0,93	0,91	0,90

Giải:

Áp lực gây lún tại đáy móng:

$$p_{gl} = \frac{\sum N''}{F} + (\gamma_{tb} - \gamma) \times D_f = \frac{4400}{25 \times 2} + (22 - 18) \times 1,5 = 94 \text{ (kN / m}^2\text{)}$$

Chiều dày lớp tương đương: $h_s = A \omega \times b = 2,6 \times 2 = 5,2$

$$\text{Hệ số nén thể tích: } a_0 = \frac{a}{1 + e_0} = \frac{(0,95 - 0,93)}{(100 - 50) \times (1 + 1,02)} = 9,9 \cdot 10^{-5} \text{ (m}^2 \text{ / kN)}$$

$$\text{Độ lún của nền đất: } S = h_s \times p \times a_0 = 5,2 \times 94 \times 9,9 \cdot 10^{-5} = 0,0484 \text{ (m)} = 4,84 \text{ (cm)}$$

Bài 3.7: Thí nghiệm nén cố kết 1 mẫu đất sét có chiều cao 2cm trong nền đất dày 10m thì sau 4 phút mẫu đạt mức độ cố kết 50%.

a) Tính thời gian lún của nền ứng với độ cố kết 50% khi nền chỉ thoát nước 1 biên.

b) Tính thời gian lún của nền ứng với độ cố kết 80% khi nền thoát nước 2 phía (biên trên và biên dưới).

Giải:

a) Tính thời gian lún (tháng) của nền ứng với độ cố kết 50% khi nền chỉ thoát nước 1 biên (biên trên):

Vì U_v cùng bằng 50% $\rightarrow T_v$ của mẫu đất thí nghiệm và nền đất là như nhau.

$$\left\{ \begin{array}{l} T_v = \frac{C_v \cdot t}{h^2} = \frac{C_v \cdot 4'}{1 \text{ cm}} \\ T_v = \frac{C_v \cdot t}{10 \text{ m}^2} \end{array} \right\} \Rightarrow \frac{t}{10 \text{ m}^2} = \frac{4'}{1 \text{ cm}} \Rightarrow t = \frac{4 \times 60 \times 24 \times 30 \times 10^2}{0,01^2} = 92,6 \text{ (Tháng)}$$

b) Tính thời gian lún (năm) của nền ứng với độ cố kết 80% khi nền thoát nước 2 phía (biên trên và biên dưới):

Tính C_v từ thí nghiệm nén cố kết:

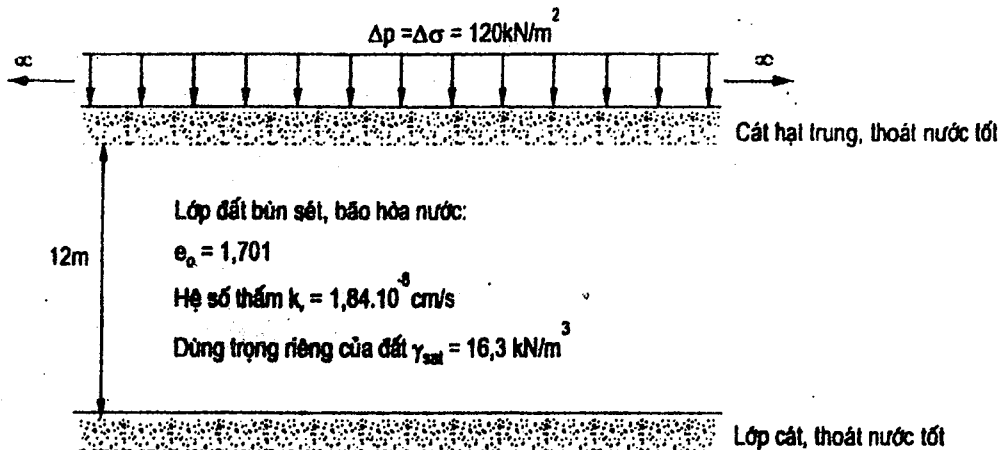
$$\text{Ta có: } U_v = 1 - \frac{8}{\pi^2} e^{-\frac{\pi^2}{4} T_v} = 0,5 \Rightarrow T_v = 0,196$$

$$T_v = \frac{C_v \cdot t}{h^2} \Rightarrow C_v = \frac{h^2 \cdot T_v}{t} = \frac{0,01^2 \times 0,196}{4} \times 60 \times 24 \times 30 = 0,212 \text{ (m}^2 \text{ / tháng)}$$

Ta có:

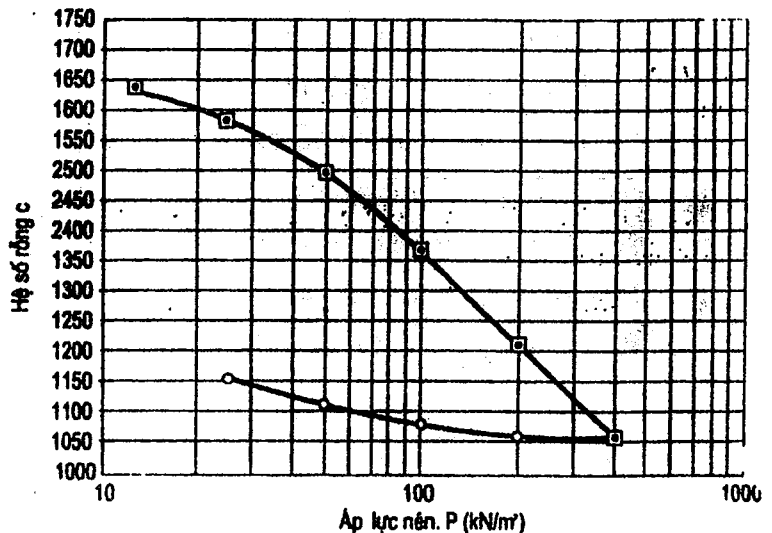
$$U_v = 1 - \frac{8}{\pi^2} e^{-\frac{\pi^2}{4} T_v} = 0,8 \Rightarrow T_v = 0,568 \Rightarrow t = \frac{h^2 \cdot T_v}{C_v} = \frac{5^2 \times 0,568}{0,212} = 66,9 \text{ (tháng)}$$

Bài 3.8: Cho 1 nền chịu tải trọng san lấp phân bố đều kín khắp như hình vẽ.



Kết quả thí nghiệm nén cố kết của đất nền như sau:

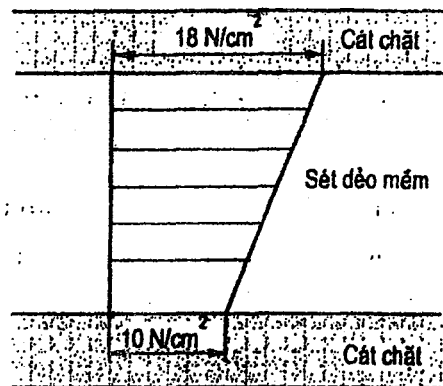
	lực P (kN/m²)	Hệ số rỗng e
Nén	12,5	1,633
	25,0	1,579
	50,0	1,497
	100,0	1,366
	200,0	1,211
	400,0	1,063
Dỡ tải	200,0	1,062
	100,0	1,084
	50,0	1,117
	25,0	1,150



- Dựa bảng số liệu và biểu đồ thí nghiệm nén cố kết, xác định hệ số nén C_c , hệ số nở C_s , áp lực tiền cố kết P_c của lớp đất bùn sét.
- Tính độ lún ổn định của lớp đất bùn sét.
- Tính độ lún S_t của lớp đất bùn sét sau 1 tháng (30 ngày) kể từ ngày gia tải Δp .
- Xác định thời gian để lớp đất bùn sét đạt độ cố kết 80%.
- Trong trường hợp tại giữa lớp đất bùn sét ($z = 6\text{m}$) có 1 lớp cát mỏng, bề dày không đáng kể, tính độ lún S_t của lớp đất bùn sét sau 1 tháng (30 ngày) kể từ ngày gia tải Δp .

Bài 3.9: Đề thi olympic cơ học toàn quốc năm 2003

Một công trình xây dựng trên nền cát hạt trung ở trạng thái chặt, có kẹp một lớp sét dẻo mềm bão hòa nước dày 2m. Lớp sét có các chỉ tiêu $\omega = 30\%$, $G_s = 2,70$, $a = 0,002 \text{ cm}^2/\text{N}$, $k = 2.10^{-9} \text{ cm/s}$. Biểu đồ ứng suất do tải trọng công trình gây ra như hình trên.



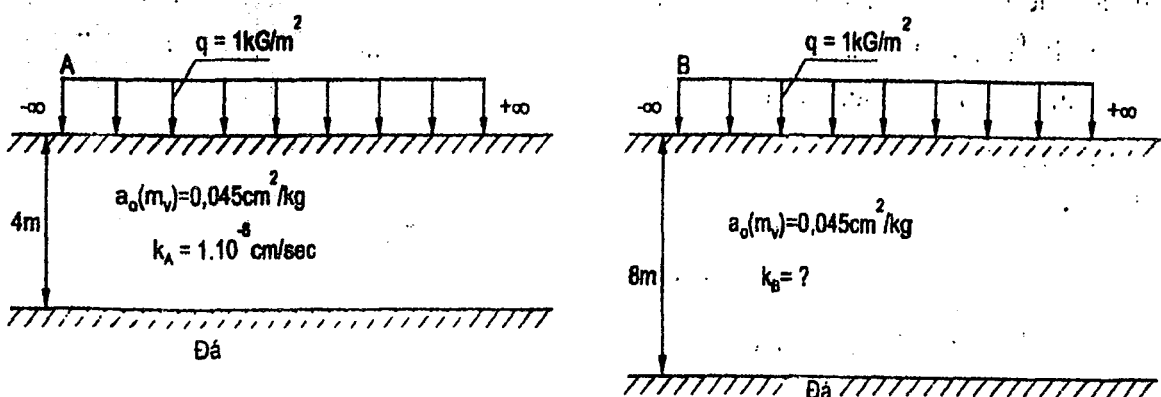
Hình bài 3.9.

- Xác định thời gian cần thiết để lớp sét lún gần xong (tương ứng với $Q_1 = 0,96$).
- Nếu giả sử dưới đáy lớp sét là lớp cứng không thấm thì thời gian để lớp sét lún gần xong là bao nhiêu? Giả thiết biểu đồ ứng suất vẫn không thay đổi.
- Nhận xét các kết quả tính toán.

Khi tính toán cho phép bỏ qua độ lún của cát chặt vì quá nhỏ không đáng kể.

Bài 3.10: Đề thi olympic cơ học toàn quốc năm 2003

Có 2 lớp đất sét mềm bão hòa nước nằm trên lớp đá cứng như trình bày trên hình. Tải trọng đắp trên mặt lớp đất có bề rộng rất lớn so với bề dày lớp đất. Người ta quan trắc lún và thấy luôn luôn có $2S_A = S_B$.



Hình bài 3.10.

- Hệ số thấm của lớp B, k_B , phải bằng bao nhiêu để có kết quả trên.
- Nếu lớp đất B nằm trên một lớp cuội sỏi thì khi ấy k_B bằng bao nhiêu để vẫn có kết quả $S_B = 2S_A$? giá trị C_{vA} , C_{vB} khi ấy bằng bao nhiêu?

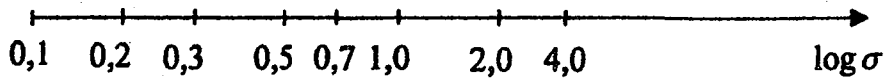
Bài 3.11: Đề thi olympic cơ học toàn quốc năm 2003

Thí nghiệm nén đất bằng hộp nén (ôđômét) trong phòng thí nghiệm. Áp lực ban đầu $0,1 \text{ kg/cm}^2$ xem là áp lực tiếp xúc (chiều cao mẫu ban đầu). Kết quả thí nghiệm là:

Áp lực nén $\sigma \text{ kg/cm}^2$	0,25	0,50	1,00	2,00	4,00
Hệ số rỗng e	0,83	0,815	0,75	0,65	0,6

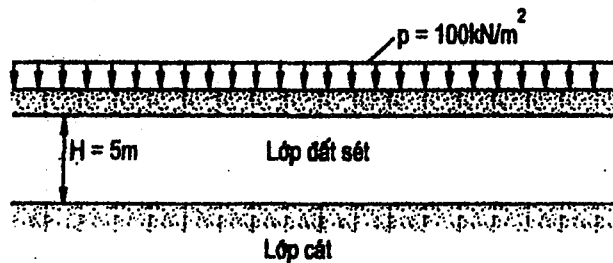
Mẫu đất sau đó được sấy khô, xác định trọng lượng thể tích hạt γ_s và xác định được hệ số rỗng ban đầu $e_0 = 0,85$.

- Trong thí nghiệm này người ta đã đo lường những gì, làm thế nào để xác định các σ_i , e_i .
- Trình bày kết quả thí nghiệm trên đồ thị $e \sim \log \sigma$, trục $\log \sigma$ cho như sau:



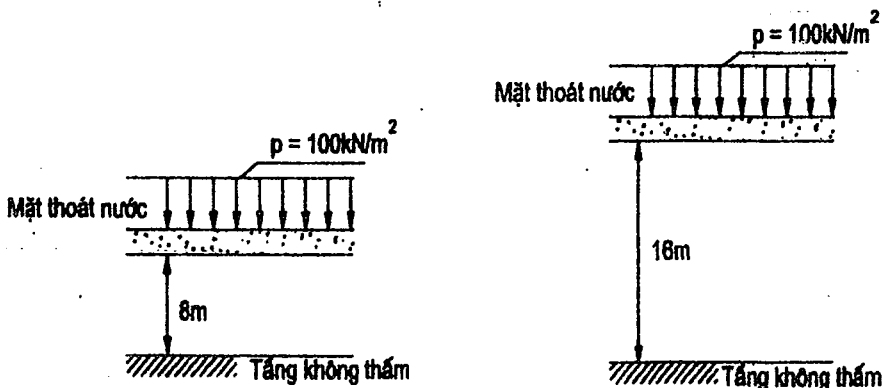
(Các trị số 0,1; 0,3 ... 1: 2, 4 là trị số $\sigma \text{ kg/cm}^2$)

- Xác định các đặc trưng nén của đất trên cơ sở thí nghiệm này.



Bài 3.12: Đề thi olympic cơ học toàn quốc năm 2005

Cho một tầng đất sét dày 8m nằm trên tầng đá không thấm nước. Lớp sét có các chỉ tiêu sau: hệ số rỗng $e_0 = 1,4$, hệ số ép co (hệ số nén) $a = 14,4 \text{ cm}^2/\text{KN}$, hệ số thấm $k = 1,2 \times 10^{-6} \text{ cm/s}$. Bề mặt lớp sét chịu tải đều vô hạn với cường độ $p = 100 \text{ KN/m}^2$, sau khi gia tải 72 ngày lớp sét đạt độ lún 24cm.



- Lớp sét có tính chất trên nhưng dày 16m và có hệ số thấm $k_2 = 2,4 \times 10^{-6} \text{ cm/s}$ sau khi gia tải 72 ngày cũng đạt độ lún 24cm. Điều đó có đúng không và tại sao?

b) Tính thời gian t cần thiết để lớp sét dày 16m có hệ số thấm $k_2 = 2,4 \times 10^{-6}$ cm/s đạt độ lún 48 cm.

Bài 3.13: Đề thi olympic cơ học toàn quốc năm 2010

Trên một mặt bằng rộng đắp đất, tôn nền bằng cát dày 5m, các tôn nền có $\gamma = 18,5$ kN/m³. Nền tự nhiên nằm trên lớp đá gốc là sét bão hòa nước dày 4m có $\gamma_{sat} = 18,2$ kN/m³, $G_s = 2,64$, $W = 38\%$, hệ số nén $a = 0,0032$ m²/kN. Mực nước ngầm ở ngay mặt đất tự nhiên. Tại 6 tháng sau khi đắp đất (thời gian đắp không đáng kể) lấy một mẫu đất ở giữa lớp sét xác định được $\gamma_{sat} = 18,9$ kN/m³.

- a) Tính độ lún ổn định của nền.
- b) Xác định hệ số thấm của đất sét.
- c) Tính độ lún của nền 6 tháng và 1 năm sau khi đắp đất.

Chương 4

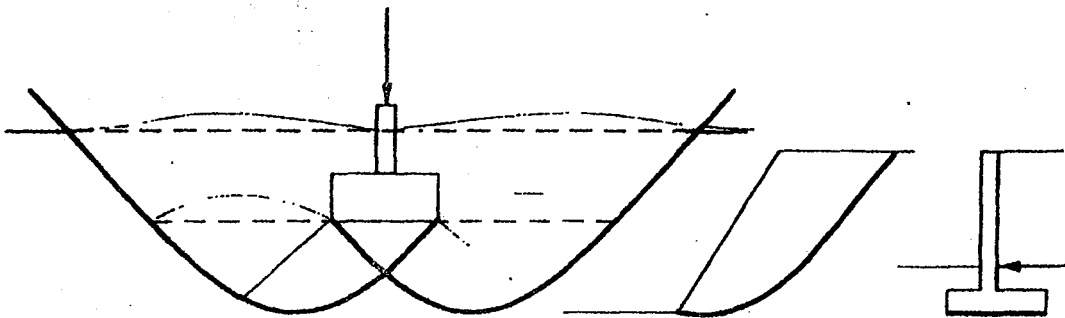
SỨC CHỊU TẢI CỦA ĐẤT NỀN

4.1. TỔNG QUAN VỀ SỨC CHỐNG CẮT CỦA ĐẤT

Khi tăng tải trọng hoặc tăng ứng suất trong nền đất, mái dốc... cho đến khi đạt biến dạng quá lớn, tức bị phá hoại, ta có thể nói rằng đất nền của móng hoặc mái dốc... đạt trạng thái sụp đổ hay trạng thái giới hạn. Điều này thường dùng như là một định nghĩa sức kháng của đất tương ứng với ứng suất lớn nhất mà đất có thể gánh đỡ. Trong lĩnh vực cơ học đất, người ta thường gọi đó là sức kháng cắt của đất.

Các dạng phá hoại do trượt thường gặp:

- + Sự đổ vỡ, nghiêng của công trình gắn liền với sự trượt một khối đất ra ngoài và hình thành một mặt trượt rõ rệt.
- + Đất nền có thể không trượt ra ngoài nhưng lại lún rất nhiều và nhanh, với những độ lún lệch rất lớn làm cho công trình bị sụp, hư hỏng.



Hình 4.1. Các dạng mặt trượt thường gặp

4.1.1. Cường độ chống cắt của đất

Khái niệm: Sức chống cắt τ của đất là phản lực của nó đối với ngoại lực ứng với lúc đất bắt đầu bị phá hoại và trượt lên nhau theo một mặt phẳng nhất định. Sức chống cắt của đất phụ thuộc vào loại đất, trạng thái vật lý của nó (mức độ phá hoại, thành phần cấu tạo, độ chặt, độ ẩm,...) cũng như điều kiện thí nghiệm (phương pháp thí nghiệm, thiết bị thí nghiệm,...).

Sức chống cắt đối với các loại đất khác nhau thì sẽ khác nhau, chủ yếu được chia ra:

- Sức chống cắt đối với đất dính (hạt mịn).
- Sức chống cắt đối với đất không dính, đất dồi (đất thô).

Sức chống cắt của đất không dính do sự ma sát giữa các hạt và do sự cài móc tương hỗ giữa các hạt, sức chống cắt của đất dính còn do lực dính giữa các hạt gây ra.

+ Lực ma sát trên bề mặt các hạt, gọi là ma sát trong, xảy ra giữa các hạt rắn trong khối đất.

Xét 1 ví dụ đơn giản: cho một vật nặng có khối lượng W , trượt trên 1 mặt phẳng nghiêng so với phương nằm ngang 1 góc α như hình 4.2.

Ta có các phương trình cân bằng lực như sau:

- Lực cắt theo phương của mặt phẳng: $T = W \cdot \sin \alpha$
- Lực tác dụng vuông góc mặt phẳng - pháp tuyến: $N = W \cdot \cos \alpha$



Hình 4.2. Mô hình xác định α

Tỷ số giữa lực cắt và lực pháp tuyến: $\frac{T}{N} = \tan \alpha$

- Khi giá trị $\tan \alpha \leq f$ là hệ số ma sát của mặt phẳng, vật nặng W đứng yên.
- Khi giá trị $\tan \alpha > f$, vật nặng W bắt đầu di chuyển.

Ta gọi α là góc trượt tới hạn.

Đối với sự ma sát giữa các hạt đất, ta có mô hình sau:

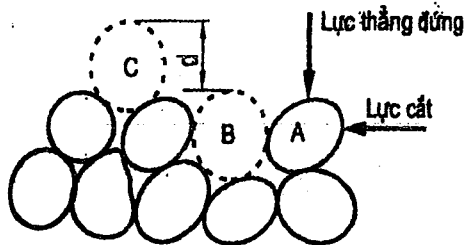
Sự ma sát giữa các hạt giống như 2 khối A và B trượt lên nhau. Lực ma sát được xác định dựa vào góc ma sát trong φ , góc này bằng góc trượt giới hạn α .

Đối với sự trượt của các hạt đất, ngoại trừ lực do ma sát, còn do các lực sau:

- + Lực hóc (gài móc) giữa các hạt với nhau.
- + Lực dính: gồm lực dính keo nhót, lực dính liên kết cứng và lực dính giả (đối với đất dính).

Từ mô hình vừa nêu, Coulomb (năm 1776), đã đưa ra công thức xác định sức chống cắt của đất.

$$s = \sigma \tan \varphi + c$$



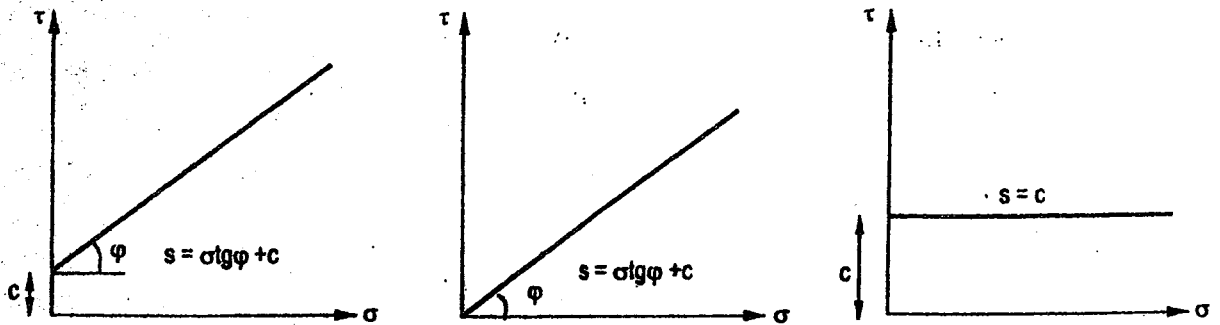
s : sức chống cắt của đất [kN/m^2 , kPa , kG/cm^2];

σ : ứng suất nén hay ứng suất pháp tuyến thẳng góc với mặt trượt [kN/m^2 , kG/cm^2];

φ : góc ma sát trong [độ];

c : lực dính [kN/m^2 , kG/cm^2].

Với c , φ được gọi là các đặc trưng chống cắt của đất, được xác định từ thí nghiệm trong phòng hoặc hiện trường.



Hình 4.3. Đồ thị thể hiện công thức Coulomb ứng với các trường hợp đất khác nhau

+ Khi $c = 0$, sức chống cắt của đất chỉ còn thành phần ma sát, thường là đất cát.

+ Khi $\varphi = 0$, sức chống cắt của đất chỉ còn thành phần dính, thường là sét rỗng bão hòa nước và ở trạng thái không cứng.

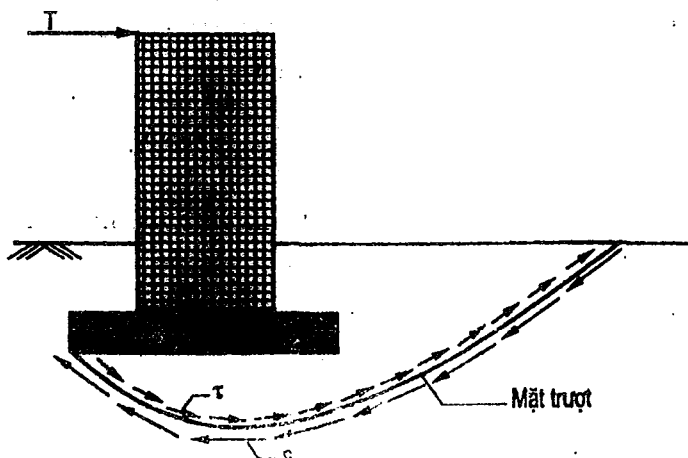
Các nghiên cứu tiếp theo cho thấy, sức chống cắt của đất phụ thuộc vào ứng suất hữu hiệu chứ không phải là ứng suất tổng. Công thức Coulomb được cải tiến lại thành:

$$s = \sigma' \operatorname{tg} \varphi' + c'$$

Đây chính là công thức Mohr - Coulomb.

4.1.2. Định luật Coulomb

Xét một công trình chịu 1 lực ngang T , có diện tích móng là F . Ứng suất cắt bên dưới đáy móng được xác định theo công thức: $\tau = \frac{T}{F}$



Các điều kiện cân bằng ổn định - Định luật Coulomb

+ $\tau < s$: đất ở trạng thái ổn định.

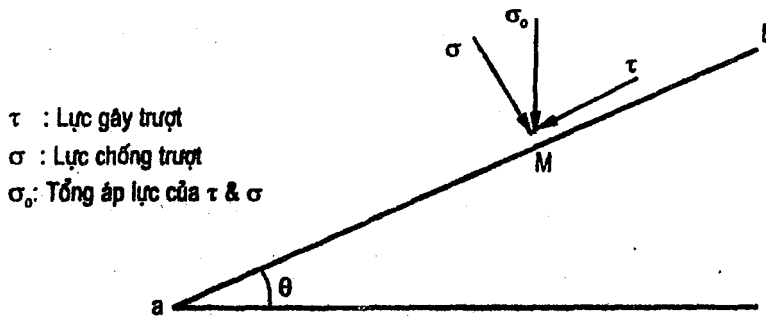
+ $\tau = s$: đất ở trạng thái cân bằng giới hạn.

+ $\tau > s$: đất nền bị phá hoại do trượt.

4.1.3. Định luật Mohr - Rankine

Xét 1 điểm M trong đất nền chịu tác dụng của một lực σ_0 , được tách ra 2 thành phần σ và τ .

Ngang qua điểm M có vô số mặt trượt hợp với mặt phẳng nằm ngang một góc lệch θ , ở đây ta đi tìm mặt trượt nguy hiểm ứng với θ_{max}



Đất trên mặt phẳng đang xét sẽ ở trạng thái cân bằng bền (ổn định) theo Coulomb:

$$\tau < \sigma \tan \varphi + c$$

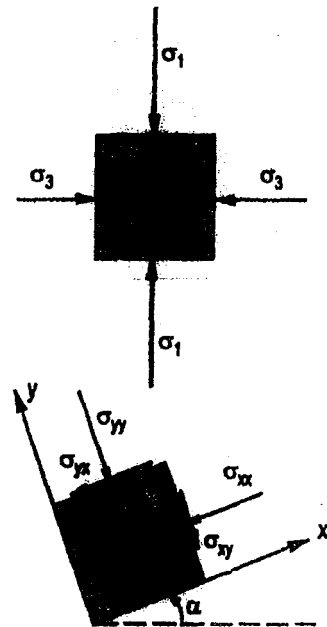
và ở trạng thái cân bằng giới hạn của đất trên mặt trượt:

$$\tau = \sigma \tan \varphi + c$$

VÒNG TRÒN MOHR - ĐÁNH GIÁ ỨNG SUẤT TẠI MỘT ĐIỂM

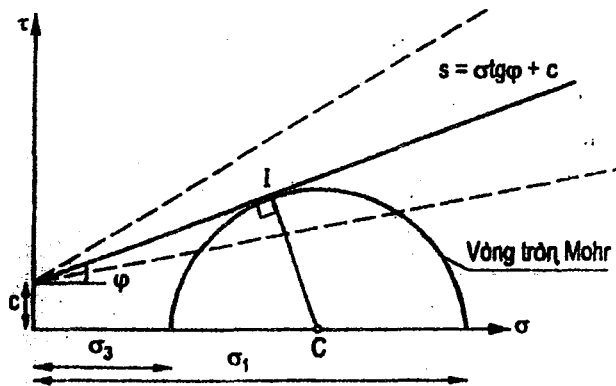
Xét 1 điểm M có ứng suất pháp σ_{xx} , σ_{yy} và ứng suất tiếp σ_{xy} . Quay mặt phẳng chứa điểm đang xét một góc α sao cho ứng suất tiếp $\sigma_{xy} = 0$. Lúc này, các ứng suất pháp sẽ được gọi là ứng suất chính σ_1 , σ_3 . Ứng suất lớn nhất có tên là ứng suất chính đại ký hiệu là σ_1 . Ứng suất bé nhất có tên là ứng suất chính tiểu ký hiệu là σ_3 .

Vòng tròn Mohr ứng suất là tập hợp tất cả các giá trị ứng suất của một điểm, diễn tả tình trạng ứng suất của một điểm ở trạng thái cân bằng, ứng dụng được cho mọi vật liệu chứ không chỉ riêng cho đất.



Hình 4.4. Quan hệ giữa các ứng suất và ứng suất chính

Vòng tròn Mohr có tâm $\left[\frac{(\sigma_1 - \sigma_2)}{2}; 0 \right]$ và bán kính $\frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2}$.



Hình 4.5. Vòng tròn Mohr và phương trình Coulomb

Vẽ phương trình đường thẳng sức chống cắt s.

- Nếu đường thẳng s cắt vòng tròn Mohr: điểm M ổn định.
- Nếu đường thẳng s tiếp xúc vòng tròn Mohr: điểm M ở trạng thái cân bằng giới hạn.
- Nếu đường thẳng s không cắt vòng tròn Mohr: điểm M mất ổn định.

XÁC ĐỊNH GÓC LỆCH CỰC HẠN ϕ_{MAX}

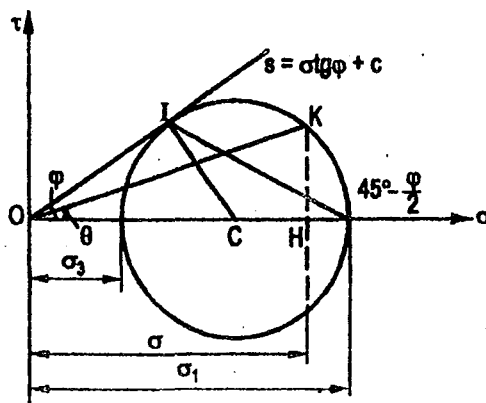
Đối với đất rời - $C = 0$

Nếu điểm M ở trạng thái cân bằng giới hạn: $\phi = \phi_{max}$

$$\text{Theo hình 4.6, ta có: } \sin \theta_{max} = \frac{CI}{CO} = \frac{\frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{2}}{\frac{(\sigma_1 + \sigma_3)}{2}} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3}$$

Phương trình toán học diễn tả sự cân bằng giới hạn của Mohr-Rankine đối với đất rời:

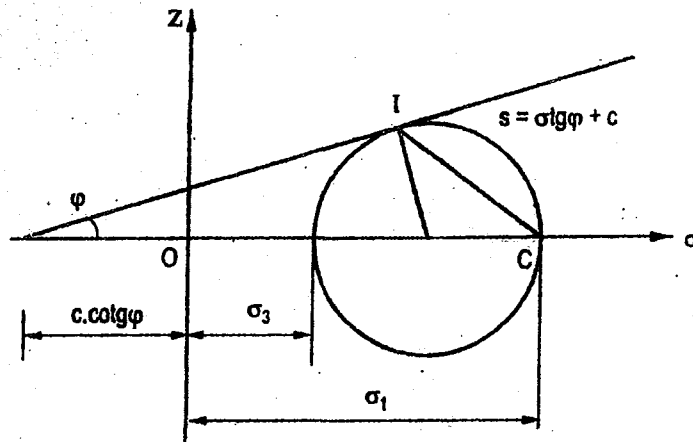
$$\sin \theta_{max} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3}$$



Hình 4.6. Vòng tròn Mohr và phương trình Coulomb đối với đất rời

+ Đối với đất dính

Nếu điểm M ở trạng thái cân bằng giới hạn: $\varphi = \phi_{\max}$



Hình 4.7. Vòng tròn Mohr và phương trình Coulomb đối với đất dính

Theo hình 4.7, ta có: $\sin \theta_{\max} = \frac{CI}{CO'} = \frac{\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2}}{\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + c \cot \varphi}$

Phương trình toán học diễn tả sự cân bằng giới hạn của Mohr-Rankine đối với đất dính:

$$\sin \theta_{\max} = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3 + 2c \cot \varphi}$$

Định luật Mohr - Rankine

+ $\theta_{\max} < \varphi$: Điểm M ổn định

+ $\theta_{\max} = \varphi$: Điểm M ở trạng thái cân bằng giới hạn

+ $\theta_{\max} > \varphi$: Điểm M mất ổn định

Ta có mối quan hệ:

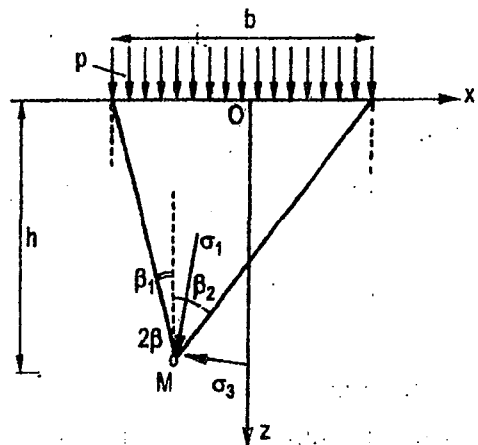
$$\sigma_3 = \sigma_1 \tan^2(45^\circ - \frac{\varphi}{2}) - 2c \tan(45^\circ - \frac{\varphi}{2})$$

Chú ý:

Nếu điểm M nằm trên trục đi qua nền truyền tải, thì σ_1 ; σ_3 là các ứng suất chính xác định như sau:

$$\sigma_1 = \frac{p}{\pi} (2\beta + \sin 2\beta) + \gamma h$$

$$\sigma_3 = \frac{p}{\pi} (2\beta - \sin 2\beta) + \gamma h$$



Nếu điểm M nằm bất kỳ, giá trị góc lệch cực hạn $\phi_{\max}$:

+ Đối với đất rời: $\sin^2 \phi_{\max} = \frac{(\sigma_z - \sigma_x)^2 + 4\tau_{xz}^2}{(\sigma_z + \sigma_x)^2}$

+ Đối với đất dính: $\sin^2 \phi_{\max} = \frac{(\sigma_z - \sigma_x)^2 + 4\tau_{xz}^2}{(\sigma_z + \sigma_x + 2c \cot \phi)^2}$

4.2. CÁC PHƯƠNG PHÁP XÁC ĐỊNH THÔNG SỐ SỨC CHỐNG CẮT

Nhóm các thí nghiệm trong phòng:

- Thí nghiệm nén đơn - TN nén một trục (Unconfined compression test).
- Thí nghiệm cắt trực tiếp (Direct shear test).
- Thí nghiệm nén 3 trục (Triaxial compression test) với 3 sơ đồ U - U (Undrained - Unconsolidated), C - U (Undrained - Consolidated) và C - D (Drained - Consolidated).

Nhóm các thí nghiệm hiện trường:

- Thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn (SPT - Standard Penetration Test)
- Thí nghiệm xuyên tĩnh (CPT - Cone Penetration Test).
- Thí nghiệm cắt cánh (Vane Shear Test).

4.2.1. Thí nghiệm nén đơn

Cường độ chống nén của đất thường được xác định bằng cách nén đến phá hoại một mẫu trong điều kiện nở hông tự do. Lực phá hoại khi nén mẫu chỉ tác dụng theo một hướng vì thế thí nghiệm này gọi là nén một trục - nén đơn.

Cường độ chống nén của đất đá, ứng với lúc mẫu bị phá hoại, được thể hiện khi có sự tăng biến dạng tương đối một cách rõ rệt hoặc thấy rõ mẫu đất bị phá hoại bằng mắt.

Cường độ chống nén của đất đá cho phép ta đánh giá được sức chịu tải của nền, tức là tải trọng cho phép để nền không bị phá hoại hoặc sức chịu tải của nền tức thời.

Ngoài ra, thí nghiệm nén đơn còn được dùng để xác định môđun biến dạng đàn hồi và tổng quát của đất.

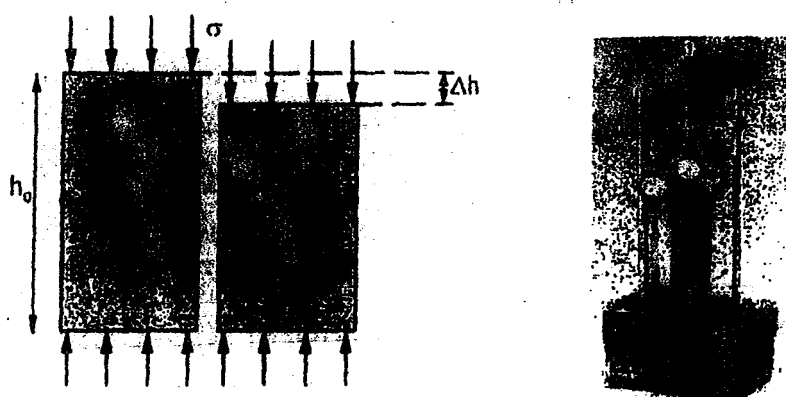
+ Dụng cụ thí nghiệm: Máy nén đơn với đồng hồ đo áp lực nén và đồng hồ đo biến dạng.

+ Trình tự thí nghiệm.

Bước 1: Cắt gọt mẫu đất hình lăng trụ tròn, có chiều cao lớn hơn hai lần đường kính. Tiến hành đo tiết diện ngang A_0 và chiều cao h_0 trước khi nén của mẫu.

Bước 2: Đặt mẫu vào máy, cân chỉnh đồng hồ lực và đồng hồ biến dạng trở về "0". Cho khởi động và chạy máy với tốc độ khoảng 1mm/min.

Bước 3: Ghi số đọc đồng hồ: cứ 25 vạch trên đồng hồ đo biến dạng thì ghi giá trị của đồng hồ đo lực, giá trị này là giá trị của lực tập trung tác dụng theo phương dọc trục của mẫu đất. Tiến hành ghi nhận đến khi mẫu bị phá hoại thì ngưng máy.



Hình 4.8. Sơ đồ và thiết bị thí nghiệm nén đơn

+ Tính toán kết quả thí nghiệm.

Cường độ chống nén q_u hay sức kháng nén đơn cực hạn của mẫu đất được tính theo công thức:

$$q_u = \frac{P_{\max}}{A}$$

trong đó:

$P_{\max}$ - lực nén lớn nhất làm mẫu bị phá hoại, ghi nhận trên đồng hồ đo lực, bằng số đọc của đồng hồ nhân với hệ số vòng lực của thiết bị thí nghiệm.

$$\tau = \text{DialReading}_{\max} \times R$$

ở đây:

R - hệ số vòng lực (chuyển từ giá trị chuyển vị sang giá trị lực), phụ thuộc vào từng loại máy và phải hiệu chỉnh thường xuyên;

A - diện tích tiết diện mẫu khi bị phá hoại. Lúc này, mẫu không còn giữ được tiết diện A_0 như lúc ban đầu mà sẽ bị biến dạng. Giá trị tiết diện trung bình của mẫu lúc này sẽ được tính bằng công thức:

$$A = \frac{A_0}{1 - \varepsilon}$$

Với ε là biến dạng tương đối theo phương đứng của mẫu đất thí nghiệm, là tỷ số không thứ nguyên của biến thiên chiều dài Δh (tại thời điểm mẫu phá hoại) đối với chiều dài ban đầu của mẫu h_0 :

$$\varepsilon = \frac{\Delta h}{h_0}$$

Theo định luật Hooke, ta có mối quan hệ giữa ứng suất và biến dạng của đất:

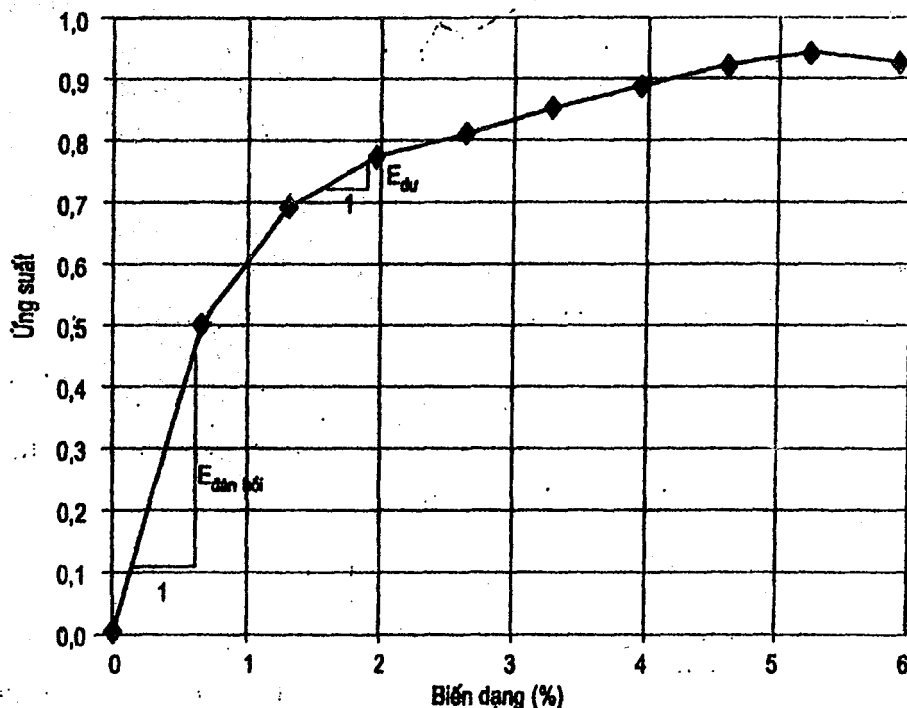
$$\sigma = E \cdot \varepsilon \Rightarrow E = \frac{\sigma}{\varepsilon}$$

trong đó: môđun E là một hằng số tỷ lệ hoặc là độ dốc của đường ứng suất biến dạng, là tỷ số giữa ứng suất tác dụng lên mẫu thí nghiệm và biến dạng tương ứng.

Môđun biến dạng được chia thành hai loại, ứng với 2 giai đoạn của biểu đồ ứng suất - biến dạng:

Môđun biến dạng đàn hồi E_{dh} , còn gọi là Module Young, là tỷ số giữa ứng suất với biến dạng đàn hồi, giai đoạn quan hệ ứng suất - biến dạng là tuyến tính.

• Môđun biến dạng tổng quát E_0 là tỷ số giữa ứng suất với biến dạng tổng quát (gồm biến dạng đàn hồi và biến dạng dư).



Hình 4.9. Đồ thị thể hiện quan hệ ứng suất và biến dạng trong thí nghiệm nén đơn

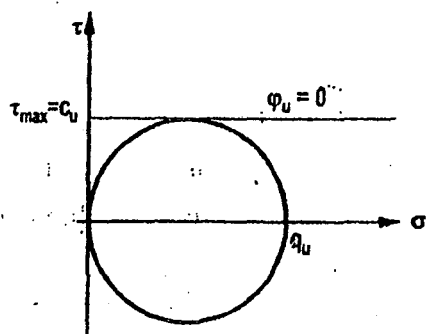
Tương quan giữa cường độ chống nén q_u và giá trị sức chống cắt.

Sức chống cắt không thoát nước hay lực dính không thoát nước $c_u = q_u/2$.

Góc ma sát trong $\varphi_u = 0^\circ$.

Nhận xét: Thí nghiệm phù hợp để xác định thông số sức chống cắt của đất sét bão hòa hoàn toàn ($\varphi_u = 0^\circ$).

Ví dụ 4.1: Kết quả TN nén đơn của 1 mẫu đất hình lăng trụ tròn, có $d = 3,8\text{cm}$, $h = 7,6\text{cm}$, như sau:



Hình 4.10. Vòng Mohr trong thí nghiệm nén đơn

Độ lún Δh (0,01mm)	Tải trọng P (kG)
0	0
50,16	5,75
100,32	7,93
149,72	8,96
199,88	9,42
250,04	10,00
300,2	10,46
350,36	10,92
399,76	11,26
449,92	11,15

a) Xác định cường độ sức kháng nén đơn của mẫu đất.

Diện tích mặt cắt ngang của mẫu đất (Giai đoạn trước khi nén):

$$A_0 = \frac{\pi d^2}{4} = \frac{\pi 3,8^2}{4} = 11,335 (\text{cm}^2)$$

Khi mẫu bị phá hoại, $P_{\max} = 11,26$ (kG).

Biến dạng của mẫu đất khi phá hoại:

$$\epsilon = \frac{\Delta h}{h_0} = \frac{3,9976}{76} = 0,0526$$

Diện tích mặt cắt ngang của mẫu đất (Khi bị phá hoại):

$$A = \frac{A_0}{1 - \epsilon} = \frac{11,3354}{1 - 0,0526} = 11,965 (\text{cm}^2)$$

Cường độ sức kháng nén đơn của mẫu đất:

$$q_u = \frac{P_{\max}}{A} = \frac{11,26}{11,965} = 0,941 (\text{kG/cm}^2)$$

b) Xác định Môđun biến dạng đàn hồi của mẫu đất (biến dạng trong phạm vi nhỏ).

$$E = \frac{\sigma}{\epsilon} = \frac{P}{A \epsilon}$$

Tính tương tự như phần a, ta có bảng tính như sau.

Biến dạng ε (%)	Tiết diện (cm ²)	Tải trọng (kG)	Ứng suất (kG/cm ²)	Module biến dạng (kG/cm ²)
0	11,34	0	0,000	
0,66	11,42	5,75	0,504	76,319
1,32	11,49	7,93	0,690	52,278
1,97	11,57	8,96	0,775	39,318
2,63	11,65	9,42	0,809	30,754
3,29	11,73	10,00	0,853	25,922
3,95	11,81	10,46	0,886	22,429
4,61	11,89	10,92	0,919	19,926
5,26	11,97	11,26	0,941	17,884
5,92	12,05	11,15	0,925	15,626

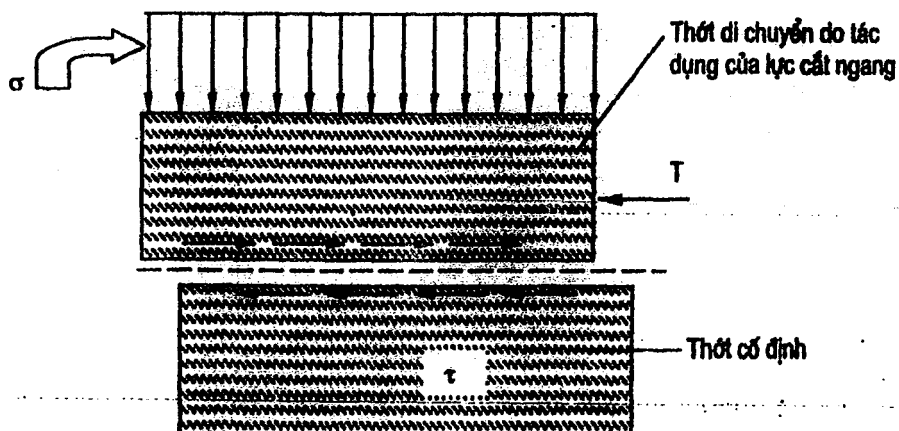
Modun biến dạng đàn hồi của mẫu đất: 76,319 (kG/cm²)

4.2.2. Thí nghiệm cắt trực tiếp

Đây là thí nghiệm đơn giản và nhanh chóng nhất để xác định các đại lượng đặc trưng cho chỉ tiêu sức chống cắt của đất C, ϕ . Thí nghiệm được thực hiện với mẫu đất hình tròn hoặc vuông, được để trong 1 hộp cắt gồm 2 thớt: thớt cố định và thớt di động. Mẫu đất chịu tác dụng của ứng suất thẳng đứng, phân bố đều σ .

Phương trình sức chống cắt của đất có dạng:

$$\tau = \sigma \tan \phi + C$$



Hình 4.11. Nguyên lý thí nghiệm cắt trực tiếp

Một mẫu đất hình lăng trụ tròn hoặc vuông được giữ và cắt ngang theo mặt phẳng nằm ngang trong khi một áp lực tác dụng thẳng góc với mặt phẳng đó. Sức kháng cắt gây ra bởi đất khi cho một phần của mẫu trượt lên phần khác được đo sau từng khoảng

dịch chuyển đều đặn. Sự phá hoại mẫu xảy ra khi sức kháng cắt của đất đạt giá trị cực đại mà đất có thể chịu được.

Nhờ tiến hành trên một tập hợp mẫu thí nghiệm tương tự (thường là 3÷5 mẫu) của cùng một lớp đất dưới những giá trị áp lực nén khác nhau, ta thu nhận được tương quan giữa ứng suất cắt và ứng suất nén tác dụng.

+ Dụng cụ thí nghiệm: máy cắt dạng ứng biến hoặc ứng lực.

Hộp cắt gồm 2 thớt rời nhau, dao vòng, đá thấm, quả cân gia tải...

+ Trình tự thí nghiệm:

Bước 1: Dùng dao vòng ấn vào mẫu đất, gạt bằng mặt để tạo mẫu chuẩn bị cho vào hộp cắt.

Cho mẫu đất vào hộp cắt, đặt hộp cắt có chứa mẫu lên máy và chỉnh tiếp xúc.

Bước 2: Đặt tải trọng thẳng đứng: tải trọng thẳng đứng được tính toán theo trọng lượng vật chất tải, chiều dài cánh tay đòn, tiết diện ngang mẫu đất.

Ví dụ: Với cấp tải cân thí nghiệm là $q = 75 \text{ kN/m}^2$, mẫu đất hình lăng trụ tròn có $A = 31,172 \text{ cm}^2$, cánh tay đòn của máy có tỷ lệ 1/10.

Khối lượng tải trọng thẳng đứng:

$$P = q \times A_{\text{mẫu đất}} \times \text{Tỷ lệ cánh tay đòn}$$

$$= 0,75 \times 10^3 \times 31,172 \times 10^{-4} \times \frac{1}{10} = 0,234(\text{N}) = 2,34(\text{kG})$$



Hình 4.12. Máy cắt trực tiếp dạng ứng biến và ứng lực

Hiệu chỉnh các đồng hồ đo (biến dạng và lực) về vị trí ban đầu.

Cho khởi động và chạy máy với tốc độ khoảng 1mm/min. Ghi số đọc đồng hồ ở vòng ứng biến sau mỗi 25 giây cho đến khi số đọc giảm hoặc không tăng thì ngừng máy.

Số đọc lớn nhất Dial Reading_{max} (vạch) được ghi nhận để tính toán.

Bước 3: Lập lại thí nghiệm với các cấp áp lực thẳng đứng khác. Các cấp áp lực thẳng đứng được lựa chọn phụ thuộc vào loại đất và trạng thái của nó. Thường người ta thực hiện với ba cấp tải trọng khác nhau để xác định ba cặp giá trị ứng suất cắt τ và áp lực đứng σ tác dụng lên mẫu σ , để từ đó tính ra giá trị của góc ma sát trong φ và lực dính C của mẫu đất bằng phương pháp bình phương cực tiểu.

+ Tính toán kết quả thí nghiệm.

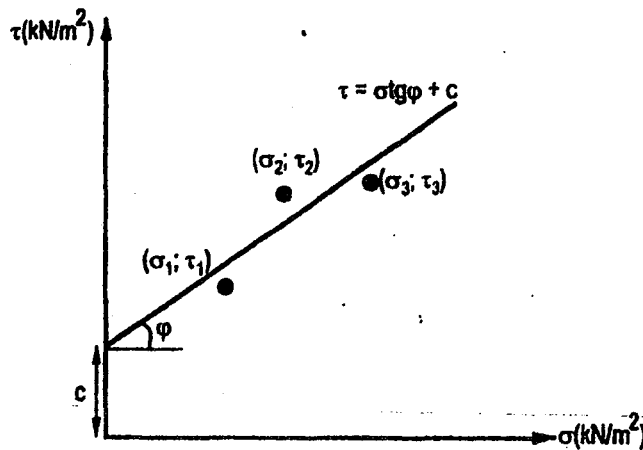
Ứng suất cắt τ được xác định như sau:

$$\tau = \text{DialReading}_{\max} \times R$$

ở đây: R - hệ số vòng (chuyển từ giá chuyển vị sang giá trị lực), phụ thuộc vào từng loại máy và phải hiệu chỉnh thường xuyên.

Tính các giá trị của sức chống cắt theo số liệu thí nghiệm thu được:

Cách 1: Trực tiếp trên biểu đồ quan hệ giữa ứng suất cắt τ và áp lực đứng σ tác dụng lên mẫu ta cũng có thể xác định được giá trị φ và c .



Hình 4.13. Đồ thị thể hiện quan hệ lực cắt và áp lực thẳng đứng

Cách 2: Theo công thức bình phương cực tiểu:

$$\text{tg}\varphi = \frac{n \sum_{i=1}^n \tau_i \cdot \sigma_i - \sum_{i=1}^n \tau_i \cdot \sum_{i=1}^n \sigma_i}{n \sum_{i=1}^n \sigma_i^2 - \left(\sum_{i=1}^n \sigma_i \right)^2}; \quad c = \frac{1}{n} \times \left(\sum_{i=1}^n \tau_i - \text{tg}\varphi \sum_{i=1}^n \sigma_i \right)$$

Hoặc

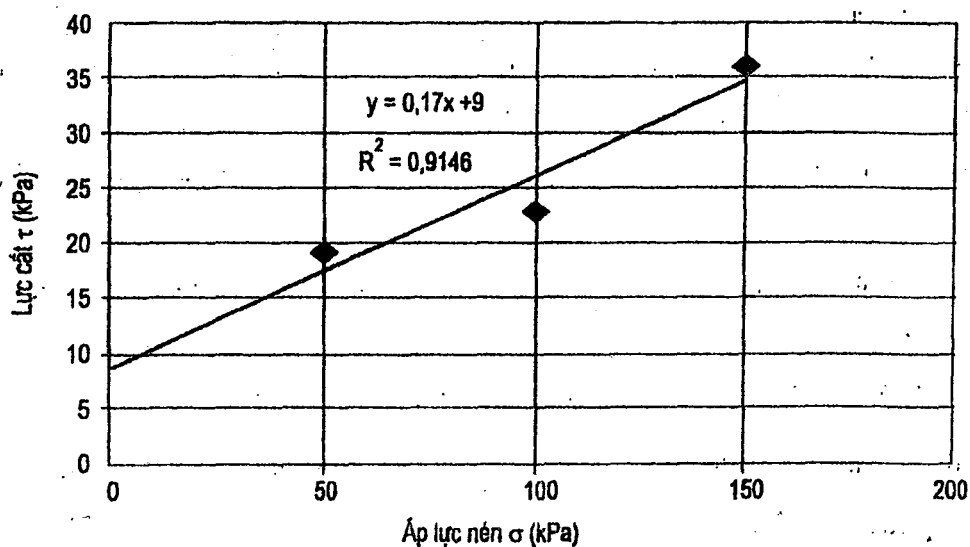
$$c = \frac{\sum_{i=1}^n \tau_i \sum_{i=1}^n \sigma_i^2 - \sum_{i=1}^n \sigma_i \sum_{i=1}^n (\tau_i \sigma_i)}{n \sum_{i=1}^n \sigma_i^2 - \left(\sum_{i=1}^n \sigma_i \right)^2}$$

Khi giá trị lực dính $c < 0$ thì xem $c = 0$ và lúc đó,

$$\operatorname{tg} \varphi = \frac{n \sum_{i=1}^n \tau_i \sigma_i}{\sum_{i=1}^n \sigma_i^2}$$

Ví dụ 4.2: Kết quả thí nghiệm cắt trực tiếp như sau:

Áp lực σ (kN/m ²)	Lực cắt τ (kN/m ²)
50	19
100	23
150	36



$$c = 9 \text{ kPa}; \varphi = 9,65^\circ$$

+ Ưu và khuyết điểm của phương pháp cắt trực tiếp:

Ưu điểm:

- Cơ sở lý thuyết đơn giản, dễ chấp nhận.
- Là thí nghiệm đơn giản nhất để xác định sức chống cắt: cách chuẩn bị mẫu, thực hiện thí nghiệm đơn giản, không đòi hỏi máy móc phức tạp thí nghiệm này được sử dụng rất rộng rãi.
- Thời gian thực hiện nhanh.

Khuyết điểm:

• Máy cắt trực tiếp chỉ cắt đất theo một mặt phẳng ấn định trước, đôi khi mặt phẳng này chưa phải là mặt phẳng yếu nhất trong nền (đối với đất trầm tích không đồng nhất, mặt phẳng trượt thường là mặt xiên). Do vậy kết quả c , ϕ tìm được theo thí nghiệm này không phản ánh trung thực sự ứng xử của nền.

• Sự phân bố ứng suất trên bề mặt cắt là không đều.

• Để có kết quả chính xác hơn về hình ảnh của một mẫu đất khi làm việc trong phòng thí nghiệm giống như nền đất khi làm việc ở ngoài hiện trường, ta thường dựa vào thí nghiệm nén 3 trục (Triaxial compression test), thì sẽ tìm được c , ϕ chính xác hơn. Hơn nữa, c , ϕ cũng được xác định theo 3 sơ đồ khác nhau phù hợp điều kiện thoát nước và tốc độ xây dựng công trình trong thực tế nhằm mục đích ứng dụng các thiết bị hiện đại trong nghiên cứu thí nghiệm xác định các thông số phục vụ cho tính toán ổn định lâu dài các công trình.

4.2.3. Thí nghiệm nén ba trục

Thí nghiệm nén 3 trục nhằm xác định các thông số sức chống cắt c và ϕ của đất, nhưng chính xác hơn phương pháp dùng thí nghiệm cắt trực tiếp vì mô phỏng tốt hơn quá trình ứng xử của đất khi phá hoại.

Thí nghiệm nén 3 trục thường được thực hiện theo 3 sơ đồ:

- Cắt (nén) nhanh không thoát nước - không cố kết (Undrained-Unconsolidated, gọi tắt là U - U) $\rightarrow$ xác định được giá trị c_{uu} và ϕ_{uu} .
- Cắt (nén) nhanh không thoát nước - cố kết (Undrained - Consolidated, gọi tắt là C - U) $\rightarrow$ xác định được giá trị c_{cu} và ϕ_{cu} ; c' và ϕ' và áp lực nước lỗ rỗng u .
- Cắt (nén) chậm thoát nước - cố kết (Drained - Consolidated, gọi tắt là C - D) $\rightarrow$ xác định được giá trị c' và ϕ' .

A- CƠ SỞ LÝ THUYẾT CỦA PHƯƠNG PHÁP NÉN 3 TRỤC

Áp lực từ mọi hướng tác dụng lên mẫu trong quá trình thí nghiệm σ_3 được giữ không đổi.

Sau đó, áp lực dọc trục được tăng lên dần, hình thành ứng suất lệch $P/A = \sigma_1 - \sigma_3$. Sự nén đất đồng thời với sự phát triển biến dạng dọc trục và biến dạng ngang của mẫu đất. Kết quả cơ bản của thí nghiệm là quan hệ giữa biến dạng tương đối dọc trục ϵ và tenxơ ứng suất lệch q (tức là áp lực từ bên trên bổ sung lên mẫu).

Một số khái niệm và thông số cơ bản trong thí nghiệm:

Nén nhanh không thoát nước: Nén dọc trục lên mẫu đất với áp lực hông không đổi và độ ẩm không đổi.

Ứng suất chính lớn nhất (σ_1): Ứng suất lớn nhất trong ba ứng suất chính. Trong thí nghiệm nén ba trục là ứng suất dọc trục.

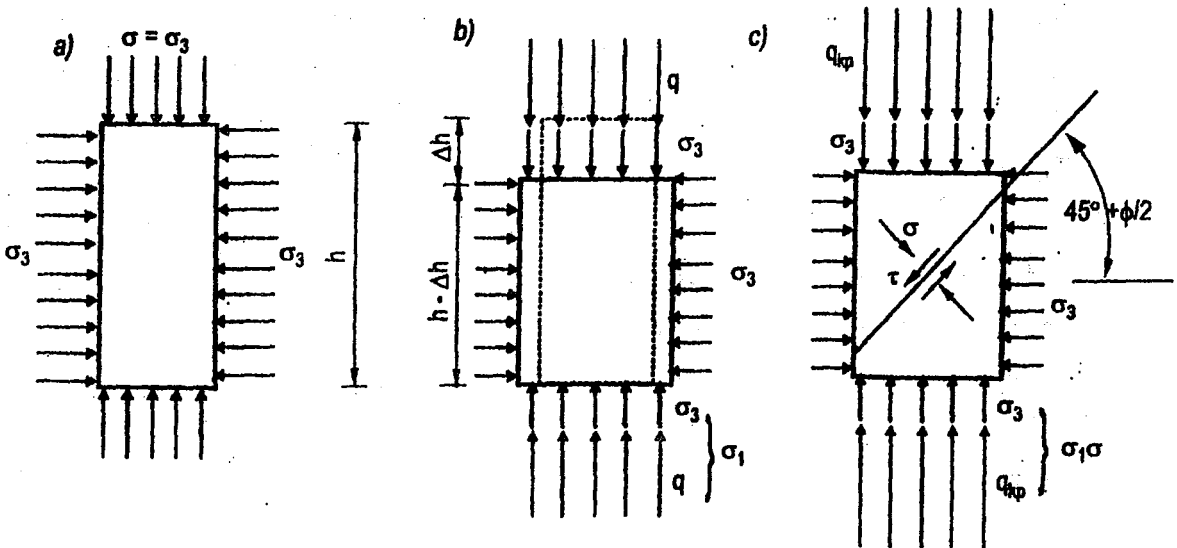
Ứng suất chính nhỏ nhất (σ_3): Trong thí nghiệm nén ba trục là áp lực hông.

Ứng suất lệch ($\sigma_1 - \sigma_3$): Ứng suất bổ sung do sự tăng lực nén dọc trục.

Vòng tròn Mohr của ứng suất khi phá hoại: là biểu đồ thể hiện trạng thái ứng suất khi phá hoại ở mặt nào đó trong phạm vi ứng suất thẳng góc và ứng suất cắt. Đường kính được xác định bởi các điểm đại diện cho ứng suất chính nhỏ nhất và lớn nhất khi phá hoại.

Góc ma sát trong (ϕ_u độ): Thể hiện độ dốc của đường bao Mohr - Coulomb.

Lực dính (c_u KPa): Là lực cắt khi chịu áp lực bằng 0, là giao điểm của đường bao Mohr - Coulomb và trục tung.



Hình 4.14. Trạng thái ứng suất của mẫu

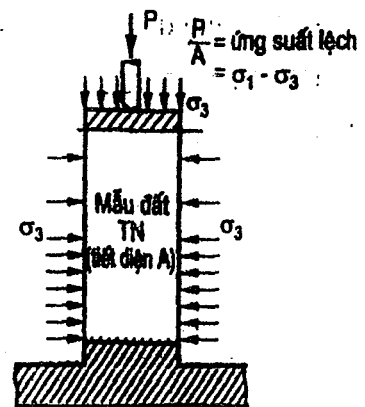
a) trạng thái ban đầu trước thí nghiệm; b) khoảng biến dạng quan hệ tuyến tính;

c) trạng thái giới hạn (phá hoại mẫu)

Áp lực nước lỗ rỗng (u): Áp lực thủy tĩnh của nước chứa trong phần rỗng; thường quy áp lực lỗ rỗng xấp xỉ bằng áp lực nước lỗ rỗng.

Áp lực lỗ rỗng thặng dư ($u - u_0$): Độ tăng trong áp lực lỗ rỗng quá giá trị ổn định u_0 do tăng tổng ứng suất; thường xem như áp lực thủy tĩnh dư.

Sự tiêu tán áp lực lỗ rỗng (u): Tỷ số giữa áp lực lỗ rỗng thặng dư sau một thời gian nhất định do thoát nước và áp lực lỗ rỗng thặng dư ban đầu ở thời điểm cố kết nào đó; thường được tính theo tỷ lệ phần trăm và được xem như là mức độ cố kết.



Hình 4.15. Ứng suất tác dụng lên mẫu đất trong thí nghiệm ba trục

$$U(\%) = \frac{u_1 - u}{u_1 - u_0} \times 100\%$$

Ở đây: u - áp lực lỗ rỗng ở thời điểm đang xét;

u_0 - áp lực lỗ rỗng ban đầu;

u_1 - áp lực nơi thoát nước ra.

+ Ứng suất chính lớn nhất hữu hiệu $\sigma_1' = \sigma_1 - u$.

+ Ứng suất chính nhỏ nhất hữu hiệu $\sigma_3' = \sigma_3 - u$.

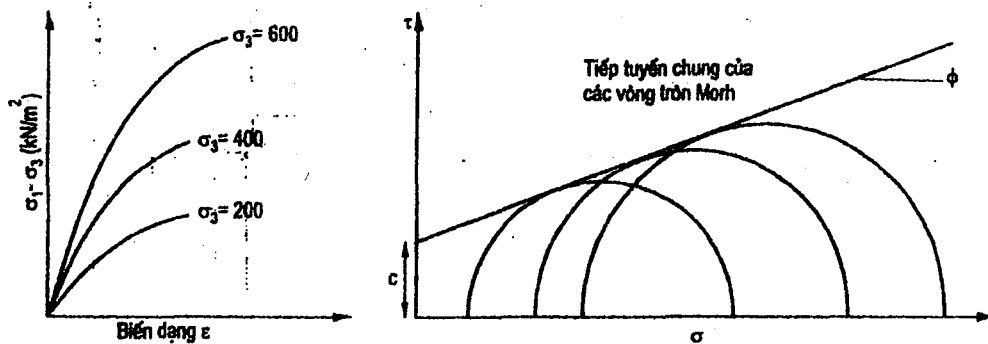
+ Ứng suất lệch trục hữu hiệu $(\sigma_1' - \sigma_3') = (\sigma_1 - \sigma_3)$.

Hệ số áp lực lỗ rỗng:

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_3}, \text{ đối với đất bão hòa hoàn toàn } B = 1, \text{ và } A = \frac{\Delta u}{\Delta(\sigma_1 - \sigma_3)} \text{ khi } B = 1.$$

Phương trình tổng quát của áp lực lỗ rỗng:

$$\Delta u = B[\Delta \sigma_3 + A(\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)]$$



Hình 4.16. Đồ thị quan hệ ứng suất lệch - biến dạng và các vòng tròn Mohr ứng với các cấp áp lực buồng khác nhau

Cố kết đẳng hướng: Cố kết dưới tác dụng của áp lực thủy tĩnh xung quanh, khi ứng suất hữu hiệu thẳng đứng và nằm ngang bằng nhau.

Ở trạng thái tới hạn (thời điểm phá hoại) của đất theo lý thuyết độ bền Mohr - Rankine, ta có:

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3 + 2c \cot \phi} = \sin \theta = \sin \phi$$

trong đó:

σ_3 - ứng suất chính nhỏ nhất, bằng áp lực từ mọi hướng trong buồng nén;

σ_1 - ứng suất chính lớn nhất;

ϕ - góc ma sát trong;

c - lực dính.

Để xác định các thông số φ và c cần thiết tiến hành thí nghiệm vùi mẫu đất với những cấp áp lực hông σ_3 khác nhau, rồi vẽ đồ thị các dãy các vòng tròn Mohr và đường tiếp tuyến chung của chúng, từ đó, xác định giá trị c và φ .

Tuy nhiên, để tính toán chính xác hơn, ta tính toán dựa trên cơ sở các phương pháp toán số. Trên cơ sở thí nghiệm ta có dãy các giá trị σ_1 và σ_3 liên hệ với nhau bằng quan hệ sau:

$$\sigma_1 = \sigma_3 \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) + 2c \cdot \operatorname{tg} \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right)$$

Để tính được các giá trị φ và c có thể có theo phương pháp bình phương cực tiểu ta chuyển công thức về dạng:

$$\sigma_1 = \sigma_3 a + b$$

$$\text{ở đây: } a = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right); \quad b = 2c \cdot \operatorname{tg} \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right)$$

Bằng phương pháp bình phương cực tiểu các giá trị có thể có phải thỏa điều kiện:

$$\sum [\sigma_1 - (\sigma_3 a + b)]^2 = \min$$

Cho giá trị bằng 0, đạo hàm từng phần từ biểu thức ta có:

$$\frac{\partial}{\partial a} \sum [\sigma_1 - \sigma_3 a - b]^2 = \sum [-2\sigma_3 (\sigma_1 - \sigma_3 a - b)] = 0;$$

$$\frac{\partial}{\partial b} \sum [\sigma_1 - \sigma_3 a - b]^2 = \sum [-2(\sigma_1 - \sigma_3 a - b)] = 0;$$

Từ đây ta nhận được hệ phương trình với hai ẩn số:

$$\sum_1^n \sigma_1 \sigma_3 - a \sum_1^n \sigma_3^2 - b \sum_1^n \sigma_3 = 0;$$

$$\sum_1^n \sigma_1 - a \sum_1^n \sigma_3 - nb = 0$$

ở đây: n - số thí nghiệm bao gồm của một loại đất

Từ đó các giá trị có thể tìm được là:

$$a = \frac{n \sum_1^n \sigma_1 \cdot \sigma_3 - \sum_1^n \sigma_1 \cdot \sum_1^n \sigma_3}{n \sum_1^n \sigma_3^2 - \left(\sum_1^n \sigma_3 \right)^2}; \quad b = \frac{\sum_1^n \sigma_3^2 \cdot \sum_1^n \sigma_1 - \sum_1^n \sigma_3 \cdot \sum_1^n \sigma_1 \cdot \sigma_3}{n \sum_1^n \sigma_3^2 - \left(\sum_1^n \sigma_3 \right)^2}$$

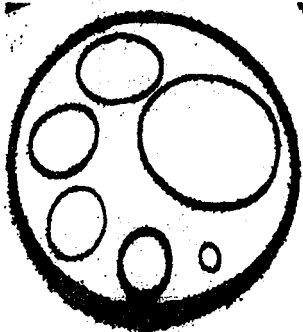
$$\text{Khi đó: } \varphi = 2 \operatorname{arctg} \sqrt{a} - 90^\circ; \quad c = \frac{b}{2\sqrt{a}}$$

B - TRÌNH TỰ THÍ NGHIỆM

- Thỏi mẫu được chế bị từ đất nguyên dạng đựng trong hộp mẫu thường có đường kính 100mm. Thông thường cần 3 đến 4 mẫu, có chiều cao bằng 2 lần đường kính sử dụng cho 1 lần thí nghiệm. Với phương thức nén nhiều giai đoạn chỉ cần 1 thỏi chế bị.



Dụng cụ để tạo mẫu



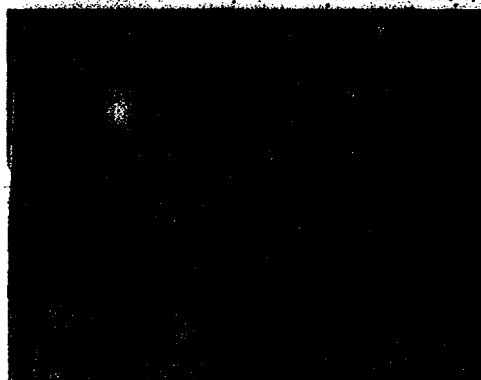
Dây cao su buộc (O-rings)



Màng cao su bọc mẫu đất thí nghiệm (rub - mem)

Hình 4.17. Dụng cụ tạo mẫu trong thí nghiệm nén 3 trục

- Khi thỏi mẫu được chế bị xong cần bọc ngay bằng màng cao su, đặt các tấm kính vào hai đầu và để vào một chậu thuỷ tinh đầy kín nắp.
- Với đất hạt mịn (loại sét) đường kính thỏi mẫu thường từ 35 đến 40mm.
- Với đất hạt trung, đất đắp chế bị trước có thể dùng 1 thỏi mẫu đường kính 100mm (hoặc dùng cả mẫu nguyên dạng) để thí nghiệm.



Hình 4.18. Máy nén 3 trục với hệ thống buồng áp và máy đo áp lực nước lỗ rỗng



Hình 4.19. Máy nén 3 trục với mẫu đất khi vận hành

Phương pháp thí nghiệm không cố kết - không thoát nước (U – U):

Thí nghiệm được tiến hành trên máy nén 3 trục với mẫu hình trụ có chiều cao xấp xỉ bằng hai lần đường kính. Đường kính mẫu 38mm, chiều cao 76mm (vì đất thí nghiệm là loại đất dính tương đối đồng nhất).

Xác định các thông số của mẫu thí nghiệm: diện tích, thể tích (đường kính, chiều cao), độ ẩm, dung trọng, tỷ trọng hạt.

Trong thí nghiệm, mẫu được bọc trong một màng cao su không thấm giữa hai nắp không thấm nước trong buồng nén 3 trục.

Đặt mẫu vào buồng nén, đóng kín các khóa ốc và các van.

Cho nước vào buồng, điều chỉnh các đồng hồ đo chuyển vị và áp lực về zero. Lực nén dọc trục tăng lên với tốc độ biến dạng không đổi cho đến khi mẫu phá hoại, thường trong khoảng thời gian từ 5 đến 15 phút. Tốc độ nén: 1÷2mm/phút.

Lấy mẫu thí nghiệm ra khỏi buồng, vẽ lại hình dạng mẫu bị phá, xác định lại độ ẩm của mẫu sau khi thí nghiệm.

Lập lại thí nghiệm cho hai mẫu nữa với các áp lực ngang σ_3 khác nhau.

Đối với một tập hợp thí nghiệm có 3 mẫu tương tự của đất nguyên dạng cố kết bình thường, áp lực hông vào khoảng $0,5\sigma_v$; $1\sigma_v$; $2\sigma_v$ là phù hợp. Với σ_v là tổng ứng suất thẳng đứng tại hiện trường.

Phương pháp thí nghiệm cố kết - không thoát nước (C – U):

Thí nghiệm này cho kết quả lực chống cắt của mẫu đất không thoát nước khi đã biết trước lực dính hữu hiệu và áp lực lỗ rỗng thay đổi trong quá trình cắt, từ đó có thể rút ra được hệ số áp lực lỗ rỗng A.

Thí nghiệm được tiến hành theo các bước: Làm bão hòa → Cố kết → Nén.

Chuẩn bị mẫu tương tự như thí nghiệm U – U.

Mẫu được đặt vào buồng, nối các đường ống với các ống thu nước có vạch chia và mở các van thoát.

Cho nước vào buồng và tác dụng áp lực hông σ_3

Để mẫu cố kết dưới áp lực ngang σ_3 . Khi mực nước trong ống thu ổn định, xác định sự thay đổi toàn bộ của thể tích (ΔV_c) trong giai đoạn cố kết. Ghi số đo áp lực lỗ rỗng u_c .

Sau khi mẫu cố kết, khóa các van thoát với ống thu nước lại. Nối các đường ống thoát nước với các thiết bị đo áp lực nước lỗ rỗng.

Cho piston tiếp xúc với nắp đáy mẫu, điều chỉnh các đồng hồ đo chuyển vị và áp lực về zero.

Tác dụng lên mẫu áp lực $\Delta \sigma_1$ với tốc độ đủ nhanh (1%/phút hay 1+2mm/phút) để nước không thoát ra được. Áp lực nước lỗ rỗng thặng dư sẽ phát sinh trong quá trình này do đó phải được xác định để tính ứng suất có hiệu.

Ghi lại các kết quả đo từ các đồng hồ lực, đồng hồ chuyển vị, áp lực nước lỗ rỗng tại các biến dạng 0,1; 0,2; 0,3; 0,4; 0,5; 1; 1,5; 2; 2,5; 3; 4; 5% ... cho đến khi mẫu bị phá hoại.

Sau khi mẫu bị phá hoại, lấy mẫu ra, ghi lại hình dạng mẫu bị phá hoại, lấy mẫu để làm thí nghiệm độ ẩm. Làm lại thí nghiệm tương tự cho 2 mẫu khác với áp lực ngang σ_3 khác nhau.

Tính toán thời gian thí nghiệm cố kết t_f (phút):

$$t_f = F \cdot t_{100}$$

trong đó:

F - hệ số phụ thuộc vào điều kiện thoát nước và loại thí nghiệm:

+ Thí nghiệm thoát nước $F = 8,5$.

+ Thí nghiệm không thoát nước $F = 2,1$.

Giá trị t_{100} được xác định bằng kết quả thí nghiệm nén cố kết mẫu đất theo phương pháp log(t).

Phương pháp thí nghiệm cố kết - thoát nước (C – D):

Tương tự như phương pháp thí nghiệm cố kết - không thoát nước (C – U), nghĩa là thí nghiệm được tiến hành theo các bước: Làm bão hòa → Cố kết → Nén.

Điểm khác biệt là không khóa van, cho nước thoát ra tự do và tốc độ biến dạng phải đủ chậm để không làm phát sinh áp lực nước lỗ rỗng.

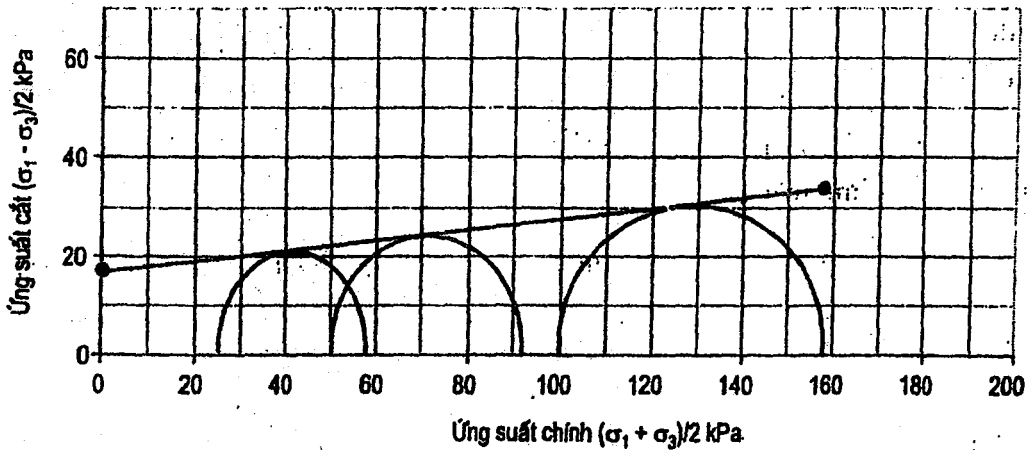
$$\text{Tốc độ nén: } V = \frac{\epsilon_f \times L_0}{t_f} \quad (\epsilon_f = 15\%)$$

C - TÍNH TOÁN KẾT QUẢ THÍ NGHIỆM

Phương pháp thí nghiệm không cố kết - không thoát nước (U – U):

Vẽ các vòng Mohr cho 3 mẫu thí nghiệm [trục tung là ứng suất cắt $(\sigma_1 - \sigma_3)/2$, trục hoành là ứng suất chính trung bình $(\sigma_1 + \sigma_3)/2$].

Vẽ tiếp tuyến với đường tròn ứng suất, xác định được c_{uu} và ϕ_{uu} .



Hình 4.20a. Biểu đồ xác định các giá trị sức chống cắt trong TN U – U

Phương pháp thí nghiệm cố kết - không thoát nước (C – U):

Các thông số cần xác định trước khi nén mẫu: đường kính, chiều cao, diện tích mặt cắt, thể tích mẫu, độ ẩm, dung trọng, tỷ trọng hạt.

Giai đoạn cố kết

Biến dạng thể tích của mỗi mẫu thí nghiệm sau khi cố kết:

$$\epsilon_v = \frac{\Delta V}{V_i}$$

trong đó:

ΔV - ghi được sau quá trình cố kết (lượng nước thoát ra);

V_i - thể tích ban đầu của mẫu.

Chiều cao mẫu sau khi cố kết (hay là trước khi tiến hành nén: L_o)

$$L_o = L_i \left(1 - \frac{1}{3} \epsilon_v \right)$$

Diện tích cắt ngang của mẫu sau khi cố kết:

$$A_o = A_i \left(1 - \frac{2}{3} \epsilon_v \right)$$

L_i, A_i, L_o, A_o : chiều cao và diện tích của mẫu ban đầu và sau khi cố kết (trước khi nén) theo thứ tự.

Giai đoạn nén mẫu

Tiết diện mẫu hiệu chỉnh sau mỗi cấp tải nén được xác định (do thể tích mẫu không thay đổi suốt quá trình nén tính từ khi sau quá trình cố kết):

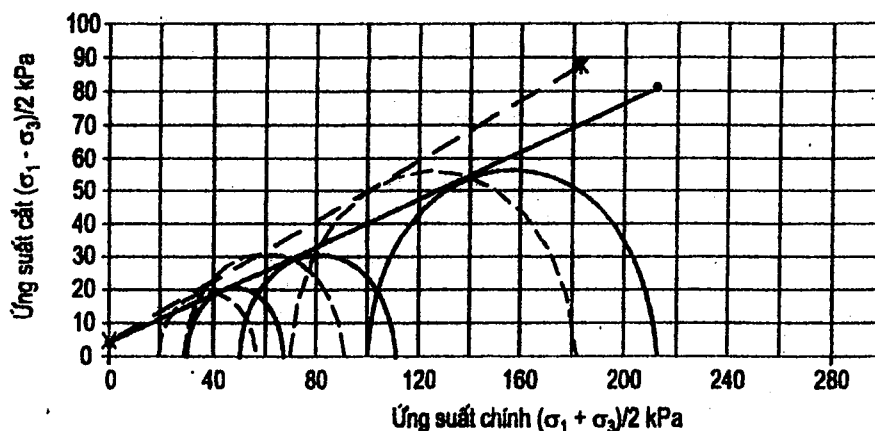
$$A_1 L_1 = A_1 (L_0 - \Delta L) = A_0 L_0$$

$$A_1 = \frac{A_0 L_0}{L_0 - \Delta L} = \frac{A_0}{1 - \varepsilon}, \quad \text{với} \quad \varepsilon = \frac{\Delta L}{L_0}$$

trong đó:

L_1, A_1 là chiều cao và tiết diện của mẫu sau mỗi cấp tải nén.

Vẽ các vòng Mohr cho 3 mẫu thử với các ứng suất toàn phần và hữu hiệu và vẽ các tiếp tuyến với đường tròn ứng suất, xác định được c và φ ; c' và φ' .



Hình 4.20b. Biểu đồ xác định các giá trị sức chống cắt trong TN C-U

Phương pháp thí nghiệm cố kết - thoát nước (C - D):

Giai đoạn cố kết: tương tự như phương pháp thí nghiệm cố kết - không thoát nước (C - U)

Giai đoạn nén mẫu.

Tiết diện mẫu hiệu chỉnh sau mỗi cấp tải nén được xác định:

$$A_1 L_1 = A_1 (L_0 - \Delta L) = A_0 L_0 - \Delta V$$

$$A_1 (L_0 - \Delta L) = A_0 L_0 \left(1 - \frac{\Delta V}{V_0} \right) = A_0 L_0 (1 - \varepsilon_v) \rightarrow A_1 = \frac{A_0 (1 - \varepsilon_v)}{1 - \varepsilon}$$

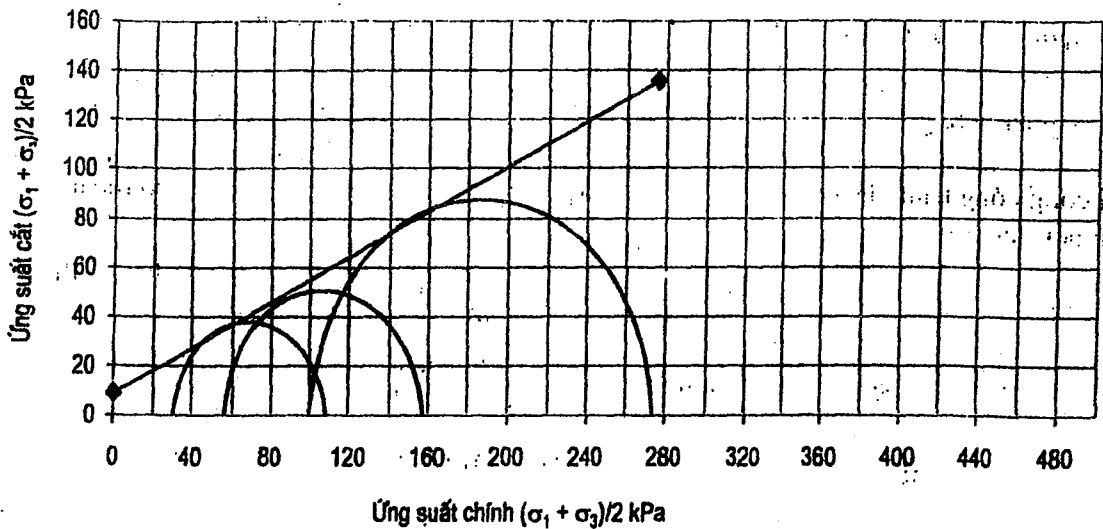
trong đó

$$\varepsilon_v = \frac{\Delta V}{V_0}; \quad \varepsilon = \frac{\Delta L}{L_0}$$

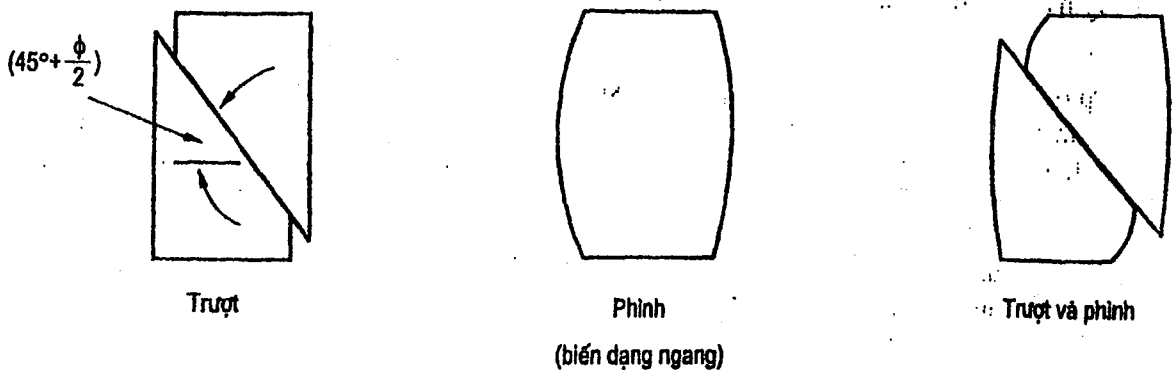
trong đó

L_0, A_0, L_1, A_1 - chiều cao và tiết diện của mẫu sau khi cố kết (trước khi nén) và sau mỗi cấp tải nén

- Vẽ các vòng Mohr cho 3 mẫu thử, vẽ các tiếp tuyến với đường tròn ứng suất, xác định được c' và ϕ' .



Hình 4.20c. Biểu đồ xác định các giá trị sức chống cắt trong TN C-U



Hình 4.21. Các dạng phá hoại của mẫu thí nghiệm 3 trục

Nhận xét:

- Đối với từng mẫu đất nhất định, c và ϕ sẽ thay đổi ứng với từng thí nghiệm.
- Tùy theo mức độ cố kết và thoát nước mà người thiết kế đề nghị phòng thí nghiệm chọn các sơ đồ phù hợp để thí nghiệm nhằm tìm ra được c và ϕ thích hợp.
- Mẫu đất thí nghiệm với sơ đồ cố kết tương ứng với việc đặt công trình lên đất trong thời gian dài.
- Mẫu đất thí nghiệm với sơ đồ thoát nước tương ứng với việc nước trong đất có thể thoát đi.

Theo Whitlow: “Trong thời hạn ngắn, sự tăng tải không thoát nước sẽ bất lợi hơn so với sự tăng tải cố thoát nước ở dưới đáy móng; ngược lại, cường độ lâu dài có thoát nước là bất lợi hơn đối với những vấn đề liên quan đến ổn định các hố đào và sự bạt các mái dốc.”

**Bảng 4.1. Một số ứng dụng của các phương pháp thí nghiệm 3 trục
(theo Ladd, 1981)**

a) Phương pháp CD:

Công trình & giai đoạn làm việc tương ứng	Ứng suất chống cắt CD
Thi công công trình đất đắp từng lớp thật chậm trên nền sét mềm	Ứng suất chống cắt tại chỗ có thoát nước sau khi đã cố kết
Đập đất với sự thấm qua thường trực	Ứng suất chống cắt của lõi đập có thoát nước, sau khi đã cố kết
Mái dốc tự nhiên hoặc mái đào của hố móng	Ứng suất chống cắt tại chỗ có thoát nước, sau khi đã cố kết.
Móng nông trên nền sét sau khi lún ổn định	Ứng suất chống cắt tại chỗ có thoát nước, sau khi đã cố kết

b) Phương pháp CU:

Công trình & giai đoạn làm việc tương ứng	Ứng suất chống cắt CU
Đắp lớp đất tiếp theo sau khi đã cho nền cố kết hoàn toàn với lớp đắp trước của công trình đất đắp, hoặc gia tải từng cấp trong gia tải trước	Ứng suất chống cắt tại chỗ không thoát nước, ngay sau khi đắp lớp sau và nền đã cố kết hoàn toàn bởi tải của lớp đắp trước
Xả nước hồ chứa nhanh. Lõi không thấm của đập chưa kịp thoát nước trong quá trình tháo đập	Ứng suất chống cắt lõi đập không thoát nước, trong lúc xả nhanh hồ chứa, sau khi lõi đã cố kết hoàn toàn trong sự thấm thường trực
Thi công nhanh công trình đất đắp trên sườn dốc	Ứng suất chống cắt ngay sau khi gia tải không thoát nước, nền đã cố kết hoàn toàn bởi trọng lượng bản thân trước đó

c) Phương pháp UU:

Công trình & giai đoạn làm việc tương ứng	Ứng suất chống cắt UU
Thi công nhanh công trình đất đắp trên lớp sét mềm	Ứng suất chống cắt ngay sau khi gia tải không thoát nước, nền sét mềm chưa cố kết hoàn toàn bởi trọng lượng bản thân (NC)
Đập đất kích thước lớn thi công nhanh, độ ẩm của lõi không kịp thay đổi.	Ứng suất chống cắt không thoát nước của lõi sét đầm chặt của đập
Móng nông thi công nhanh trên nền sét	Sức chịu tải phụ thuộc ứng suất chống cắt không thoát nước

Ví dụ 4.3: Đề thi olympic cơ học toàn quốc năm 2010

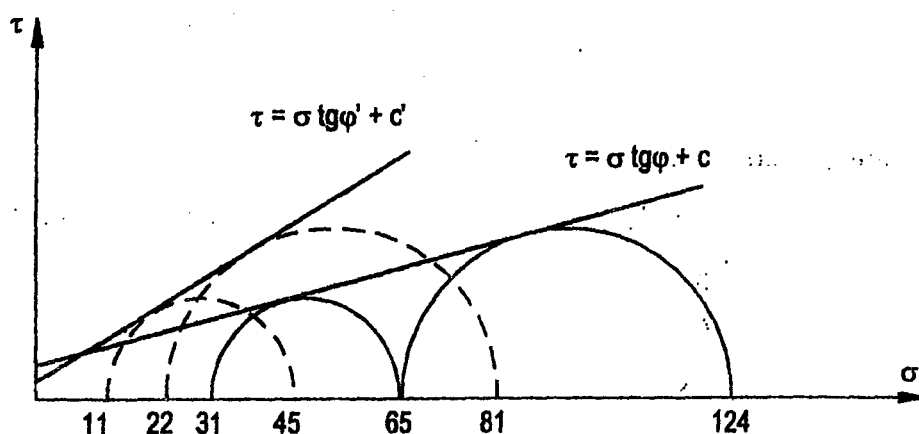
Thí nghiệm nén 3 trục cố kết - không thoát nước (CU) trên 2 mẫu đất cố kết thường. Các giá trị áp lực buồng, độ lệch ứng suất lớn nhất và áp lực nước lỗ rỗng tại thời điểm độ lệch ứng suất lớn nhất được cho trong bảng sau. Xác định các đặc trưng chống cắt không thoát nước và thoát nước.

	Mẫu I	Mẫu II
Áp lực buồng σ_3 (kPa)	31	65
Độ lệch ứng suất $\sigma_1 - \sigma_3$ (kPa)	34	59
Áp lực nước lỗ rỗng u (kPa)	20	43

Ta có bảng kết quả tính toán như sau:

	Mẫu I	Mẫu II
σ_3 (kPa)	31	65
$\sigma'_3 = \sigma_3 - u$ (kPa)	11	22
σ_1 (kPa)	65	124
σ'_1 (kPa)	45	81

-Theo phương pháp vẽ đường bao sức chống cắt:



- Dựa vào đồ thị, xác định được :

$$\begin{cases} c' = 2,5 \text{ kPa} \\ \phi' = 32^\circ \end{cases}; \begin{cases} c_{CU} = 4,3 \text{ kPa} \\ \phi_{CU} = 15^\circ \end{cases}$$

- Theo phương pháp giải tích:

$$\text{Từ phương trình: } \sigma_1 = \sigma_3 \text{tg}^2\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) + 2\text{ctg}\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right)$$

Ta có các hệ phương trình:

$$\begin{cases} 45 = 11 \operatorname{tg}^2(45^\circ + \frac{\varphi'}{2}) + 2c' \operatorname{tg}(45^\circ + \frac{\varphi'}{2}) \\ 81 = 22 \operatorname{tg}^2(45^\circ + \frac{\varphi'}{2}) + 2c' \operatorname{tg}(45^\circ + \frac{\varphi'}{2}) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} c' = 2,487 \text{ kPa} \\ \phi' = 32^\circ \end{cases}$$

Và:

$$\begin{cases} 65 = 31 \operatorname{tg}^2(45^\circ + \frac{\varphi_{cu}}{2}) + 2c' \operatorname{tg}(45^\circ + \frac{\varphi_{cu}}{2}) \\ 124 = 65 \operatorname{tg}^2(45^\circ + \frac{\varphi_{cu}}{2}) + 2c' \operatorname{tg}(45^\circ + \frac{\varphi_{cu}}{2}) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} c_{cu} = 4,25 \text{ kPa} \\ \phi_{cu} = 15^\circ \end{cases}$$

4.2.4. Thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn SPT

Từ chỉ số SPT, N, tra bảng 4.2, ta được các giá trị sức chống cắt.

+ Đối với đất rời:

Bảng 4.2: Bảng tra giá trị góc ma sát trong của đất rời dựa vào chỉ số N

N (SPT)	Trạng thái	Góc ma sát trong
< 4	Rất rời	< 30°
4 ÷ 10	Rời	30° + 35°
11 ÷ 30	Chật vừa	35° + 40°
31 ÷ 50	Chật	40° + 45°
> 50	Rất chặt	> 45°

Hay tính bằng các công thức thực nghiệm:

$$\phi = 0,3N + 27 \quad (\text{Terzaghi and Peck})$$

$$\phi = \begin{cases} \frac{5}{6}N + 26,7 & ; \quad 4 \leq N \leq 10 \\ \frac{1}{4}N + 32,5 & ; \quad 10 \leq N \leq 50 \end{cases} \quad (\text{Dunham})$$

Đối với đất dính:

Hay tính bằng các công thức thực nghiệm:

$$C_u = \alpha.N$$

$$\begin{cases} N < 5 \rightarrow \alpha = \frac{1}{8} \div 0,31 \\ N \geq 15 \rightarrow \alpha = 0,063 \div \frac{1}{8} \end{cases} \quad (\text{Terzaghi and Peck})$$

$$C_u = (0,4 \div 0,73) N$$

(Stroud)

$$C_u = 3,26 N^{0,72}$$

(Hara)

Bảng 4.3: Bảng tra giá trị góc ma sát trong của đất dính dựa vào chỉ số N

N (SPT)	Trạng thái	Sức chịu nén đơn q_u (bar-kG/cm ²)
< 2	Rất mềm (nhão)	< 0,2
2 ÷ 4	Mềm (dẻo nhão)	0,2 ÷ 0,5
5 ÷ 8	Rắn vừa (dẻo mềm)	0,5 ÷ 1
9 ÷ 15	Rắn (dẻo cứng)	1 ÷ 2
16 ÷ 30	Rất rắn (nửa cứng)	2 ÷ 4
> 30	Cứng	> 4

4.2.5. Thí nghiệm xuyên tĩnh CPT

Từ chỉ số sức kháng mũi xuyên q_c , tra bảng 4.4, ta được các giá trị sức chống cắt.

Bảng 4.4: Bảng tra giá trị góc ma sát trong dựa vào giá trị q_c .

q_c (10 ⁵ Pa)	ϕ (độ) ở độ sâu	
	2 m	5 m và sâu hơn
10	28	26
20	30	28
40	32	30
70	34	32
120	36	34
200	38	36

Dựa vào sức kháng xuyên q_c , thông qua các phương pháp thực nghiệm, ta xác định lực dính không thoát nước.

+ Đối với đất dính:

$$c_u = \frac{q_c - \sigma'_v}{N_k}$$

σ'_v - ứng suất hữu hiệu do trọng lượng bản thân của đất nền tại điểm đang xét;

N_k - hệ số, ứng với từng loại đất, lấy $N_k = 15 \div 20$.

+ Đối với đất rời:

$$\varphi = \operatorname{tg}^{-1} \left(0,1 + 0,38 \log \frac{q_c}{\sigma'_v} \right)$$

4.2.6. Thí nghiệm cắt cánh

Đối với đất sét yếu, giá trị sức chống cắt không thoát nước S_u thu được từ thí nghiệm cắt cánh sẽ bằng giá trị lực dính không thoát nước c_u .

$$c_u = S_u = \frac{M_{\max}}{K}$$

Với

$M_{\max}$ - mômen xoắn lớn nhất, ghi nhận từ thiết bị cắt cánh;

K - hằng số cánh quay phụ thuộc vào kích thước cánh, trong đó d là đường kính cánh và h là chiều cao của cánh:

$$K = \frac{\pi d^2 h}{2} \left(1 + \frac{d}{3h} \right)$$

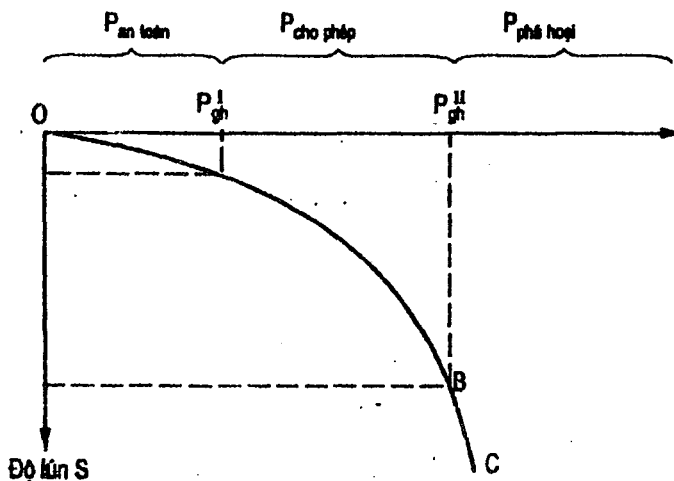
4.3. SỨC CHỊU TẢI CỦA ĐẤT NỀN

4.3.1. Khái niệm về sức chịu tải của nền

Sức chịu tải của nền nằm dưới đáy móng khi chịu tác dụng của tải trọng thay đổi sẽ làm việc chia làm 3 đoạn:

- Đoạn OA: Quan hệ giữa P-S là quan hệ tuyến tính: P, S.
- Đoạn AB: Quan hệ giữa P-S là quan hệ phi tuyến: P, S.
- Đoạn BC: Quan hệ giữa P-S là quan hệ tuyến tính: P, S.

Từ hình 4.22, ta có:



Hình 4.22. Quan hệ giữa tải trọng và biến dạng

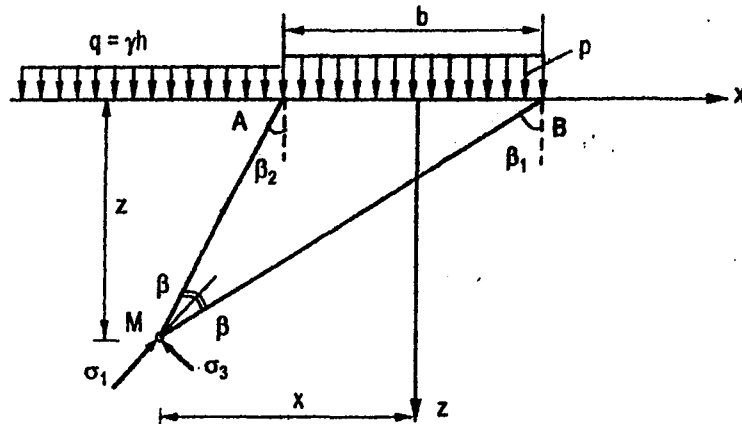
- + Khi $P \leq P_{gh}$: Tải trọng tác dụng lên nền là tải trọng an toàn, lún do nén chặt đất nền.
- + Khi $P_{gh}^I < P \leq P_{gh}^{II}$: Tải trọng tác dụng lên nền là tải trọng cho phép, xuất hiện vùng biến dạng dẻo, nhưng nền vẫn còn làm việc.
- + Khi $P > P_{gh}$: Tải trọng tác dụng lên nền là tải trọng phá hoại, nền bị phá hoại trượt.

Mục đích của việc xác định sức chịu tải của nền là đi tìm giá trị P_{gh}^{II} , từ đó xác định giá trị lực thiết kế cho công trình:

$$P^{tk} = \frac{P_{gh}^{II}}{FS}; \quad FS \text{ là hệ số an toàn.}$$

4.3.2. Các phương pháp xác định P_{gh}^{II}

4.3.2.1. Phương pháp tính dựa trên mức độ phát triển vùng biến dạng dẻo (bán không gian biến dạng tuyến tính).



Hình 4.23. Mô hình xác định sức chịu tải của nền dưới đáy móng băng

Xét một điểm $M(x, z)$ chịu tác dụng của tải trọng hình băng có độ lớn là P , tác dụng xuống đất nền tại độ sâu h so với mặt đất tự nhiên. Chọn gốc tọa độ tại đáy móng băng, ta có:

Ứng suất theo phương thẳng đứng do trọng lượng bản thân tại điểm M :

$$\sigma_z^{bt} = \gamma(h + z)$$

Ứng suất theo phương ngang do trọng lượng bản thân tại điểm M :

$$\sigma_x^{bt} = \xi \cdot \gamma \cdot (h + z)$$

Ở trạng thái cân bằng giới hạn, ta có: $\nu \approx 0,5 \Rightarrow \xi = \frac{\nu}{1 - \nu} = 1 \rightarrow \sigma = \gamma(H + z)$

Ứng suất chính do tải trọng ngoài tác dụng lên điểm M:

$$\sigma_{1,3} = \frac{p - \gamma h}{\pi} (2\beta \pm \sin 2\beta)$$

Vậy ứng suất chính tại M được xác định là:

$$\sigma_1 = \frac{p - \gamma h}{\pi} (2\beta + \sin 2\beta) + \gamma(h + z)$$

$$\sigma_3 = \frac{p - \gamma h}{\pi} (2\beta - \sin 2\beta) + \gamma(h + z)$$

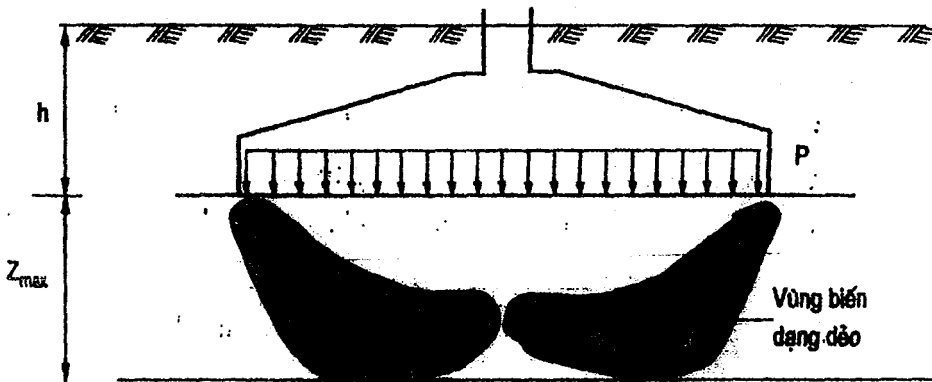
Và muốn tìm phương trình biểu diễn ranh giới khu vực biến dạng dẻo phải áp dụng điều kiện cân bằng giới hạn:

$$\sin \varphi = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3 + 2c \cot \varphi}$$

Thay σ_1, σ_3 từ phương trình vào phương trình cân bằng giới hạn, ta có:

$$\sin \varphi = \frac{\left[\frac{p - \gamma h}{\pi} (2\beta + \sin 2\beta) + \gamma(h + z) \right] - \left[\frac{p - \gamma h}{\pi} (2\beta - \sin 2\beta) + \gamma(h + z) \right]}{\left[\frac{p - \gamma h}{\pi} (2\beta + \sin 2\beta) + \gamma(h + z) \right] + \left[\frac{p - \gamma h}{\pi} (2\beta - \sin 2\beta) + \gamma(h + z) \right] + 2c \cot \varphi}$$

$$\Rightarrow z = \frac{p - \gamma h}{\pi \gamma} \left(\frac{\sin 2\beta}{\sin \varphi} - 2\beta \right) - h - \frac{c}{\gamma} \cot \varphi$$



Hình 4.24. Vùng biến dạng dẻo dưới đáy móng băng

Điều kiện để $z \rightarrow z_{\max}$ thì $\frac{dz}{d\beta} = 0$, với $z_{\max}$ là chiều dài vùng biến dạng dẻo.

$$\text{Ta có: } \frac{dz}{d\beta} = \frac{p - \gamma h}{\gamma \pi} \left(\frac{2 \cos 2\beta}{\sin \varphi} - 2 \right) = 0$$

$$\Rightarrow \cos 2\beta = \sin \varphi = \cos \left(\frac{\pi}{2} - \varphi \right)$$

$$\Rightarrow \cos 2\beta = \cos \left(\frac{\pi}{2} - \varphi \right) \Rightarrow \beta = 45^\circ \text{ và } 2\beta = 90^\circ - \varphi$$

$$\Rightarrow \sin \beta = \sin (90^\circ - \varphi) = \cos \varphi$$

Thế vào ta có:

$$z_{\max} = \frac{P - \gamma h}{\pi} \left(\cot g \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2} \right) - \frac{c}{\gamma} \cot g \varphi$$

$$\Rightarrow P_{z_{\max}} = \frac{\pi \gamma}{\cot g \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} \left(z_{\max} + h + \frac{c}{\gamma} \cot g \varphi \right) + \gamma h$$

+ Theo Puzurievski: $z_{\max} = 0 \rightarrow$ vùng nền không xuất hiện vùng biến dạng dẻo;
 $P_0 < P_{gh}^I$

$$P_{\max} = P_0 = \gamma h \frac{\cot g \varphi + \varphi + \frac{\pi}{2}}{\cot g \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} + \frac{\pi c \cot g \varphi}{\cot g \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}}$$

+ Theo Maslov: $z_{\max} = b \cdot \tan \varphi$

$$P_{gh} = \frac{\pi \gamma}{\left(\cot g \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2} \right)} \left(b \tan \varphi + h + \frac{c}{\gamma} \cot g \varphi \right) + \gamma h$$

+ Theo Iaropolski: khu vực cân bằng giới hạn phát triển tới độ sâu lớn nhất

$$z_{\max} = \frac{b}{2 \tan \beta} = \frac{b}{2} \cot g \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right)$$

$$P_{gh} = \frac{\pi \gamma \left[\frac{b}{2} \cot g \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) + h + \frac{c}{\gamma} \cot g \varphi \right]}{\left(\cot g \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2} \right)} + \gamma h$$

+ Theo TCXD 45-70, 45-78: khu vực biến dạng dẻo $z_{\max} = \frac{b}{4}$

$$P_{gh} = \frac{\pi \gamma}{\cot g \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} \left(0,25b + h + \frac{c}{\gamma} \cot g \varphi \right) + \gamma h$$

$$\Rightarrow P_{gh} = \underbrace{\frac{0,25\pi}{\cot g\phi + \phi - \frac{\pi}{2}}}_{A} b\gamma + \underbrace{\left(\frac{\pi}{\cot g\phi + \phi - \frac{\pi}{2}} + 1 \right)}_B h\gamma + \underbrace{\frac{\pi \cot g\phi}{\cot g\phi + \phi - \frac{\pi}{2}}}_C c$$

Viết lại dưới dạng $P_{gh} = R$ ($R^{tc} \approx R_{II}$), thay các nhóm biểu thức bằng A, B, D

$$R^{tc} = m(Ab\gamma + Bh\gamma' + D.c^{tc}) \quad (TCXD 45-70)$$

trong đó:

m gọi là hệ số điều kiện làm việc.

$m = 0,6$ khi nền là các bột dưới mực nước ngầm.

$m = 0,8$ khi nền là các mịn dưới mực nước ngầm.

$m = 1$ cho các trường hợp khác.

Hay
$$R^{tc} = \frac{m_1 \cdot m_2}{K^{tc}} (Ab\gamma_{II} + Bh\gamma'_{II} + Dc_{II}) \quad (TCXD 45-78)$$

Trong đó:

m_1 : hệ số điều kiện làm việc của nền đất.

m_2 : hệ số điều kiện làm việc công trình tác động qua lại với nền đất đồng nhất của đất nền (tra bảng 4.5).

Bảng 4.5: Bảng tra giá trị các hệ số điều kiện làm việc

Loại đất	m_1	m_2	
		$L/H \geq 4$	$1,5 \geq L/H$
Đất hồn lẫn cát và đất cát	1,4	1,2	1,4
Cát mịn: - ít ẩm và ẩm - bão hòa nước	1,3	1,1	1,3
	1,2	1,1	1,3
Cát bụi: - ít ẩm và ẩm - bão hòa nước	1,2	1,0	1,2
	1,1	1,0	1,2
Đất hồn lớn lẫn sét và sét có độ sệt $0,5 \geq I_L$	1,2	1,0	1,1
Đất hồn lớn lẫn sét và sét có độ sệt $I_L > 0,5$	1,1	1,0	1,0

k_{tc} - hệ số tin cậy;

$k_{tc} = 1$ khi đặc trưng tính toán lấy từ thí nghiệm.

$k_{tc} = 1,1$ khi đặc trưng tính toán lấy từ số liệu thống kê

γ - trọng lượng riêng của đất nền dưới đáy móng;

γ' - trọng lượng riêng của đất trên đáy móng;

$h = D_f$ - độ sâu chôn móng.

c - lực dính dưới đáy móng

Nếu có mực nước ngầm thì phải tính đẩy nổi.

Các hệ số A, B, D phụ thuộc góc ma sát trong ϕ dưới đáy móng, được tính bằng công thức:

$$A = \frac{0,25\pi}{\cot \phi + \phi - \frac{\pi}{2}}; \quad B = \frac{\pi}{\cot \phi + \phi - \frac{\pi}{2}} + 1; \quad D = \frac{\pi \cot \phi}{\cot \phi + \phi - \frac{\pi}{2}}$$

Để thuận tiện cho việc tính toán, người ta lập thành bảng tra.

**Bảng 4.6: Bảng tra các hệ số A, B, D trong công thức
tính sức chịu tải của đất nền theo TCVN**

ϕ (độ)	A	B	D
0	0	1	3,1416
2	0,029	1,1159	3,3196
4	0,0614	1,2454	3,51
6	0,0976	1,3903	3,7139
8	0,1382	1,5527	3,9326
10	0,1837	1,7349	4,1677
12	0,2349	1,9397	4,4208
14	0,2926	2,1703	4,694
16	0,3577	2,4307	4,9894
18	0,4313	2,7252	5,3095
20	0,5148	3,0591	5,6572
22	0,6097	3,4386	6,0358
24	0,7178	3,8713	6,4491
26	0,8415	4,3661	6,9016
28	0,9834	4,9338	7,3983
30	1,1468	5,5872	7,9453
32	1,3356	6,3424	8,5497
34	1,5547	7,2188	9,2198
36	1,8101	8,2403	9,9654
38	2,1092	9,4367	10,799
40	2,4614	10,846	11,733
42	2,8785	12,514	12,787

ẢNH HƯỞNG CỦA MỨC NƯỚC NGUỒN LÊN SỨC CHỊU TẢI

Ta cũng biết rằng mọi vật đặt trong nước đều chịu lực đẩy nổi Archimede bằng với thể tích mà vật đó chiếm chỗ, do vậy khi tính các thành phần sức chịu tải liên quan đến trọng lượng của đất và các lực ma sát. Trọng lượng bản thân của mọi loại đất, ngay cả trọng lượng của các khối bê tông, nằm dưới mực nước ngầm đều được tính với trọng lượng thể tích đơn vị đẩy nổi

$$\gamma' = \gamma_{\text{sat}} - \gamma_w$$

Trên mực nước ngầm, không có lực đẩy Archimède, nên ứng suất do trọng lượng bản thân của các lớp đất và các khối bê tông nằm trên mực nước ngầm, được tính với trọng lượng thể tích đơn vị không xét đẩy nổi.

Vì thế, mực nước ngầm càng cao thì sức chịu tải của đất nền càng giảm.

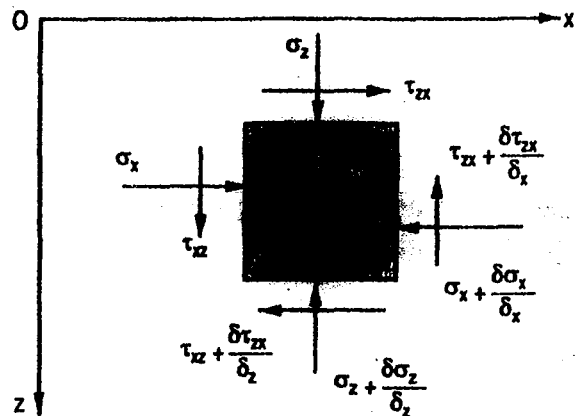
Do vậy, khi tính sức chịu tải của đất nền phải hết sức chú ý đến vị trí mực nước ngầm. Đặc biệt là sự dao động của mực nước ngầm theo mùa hoặc thủy triều kéo theo sự thay đổi sức chịu tải của đất nền.

4.3.2.2. Phương pháp tính dựa trên giả thuyết cân bằng giới hạn điểm

Trong bài toán phẳng, xét một phần tử đất (dx, dz) chịu tác dụng của các ứng suất σ_x , σ_z , τ_{xz} .

Áp dụng các điều kiện cân bằng tĩnh học, ta có hệ phương trình:

$$\begin{cases} \frac{\delta \sigma_z}{\delta z} + \frac{\delta \tau_{xz}}{\delta x} = \gamma \\ \frac{\delta \tau_{xz}}{\delta z} + \frac{\delta \sigma_x}{\delta x} = 0 \end{cases}$$



Hình 4.25. Trạng thái ứng suất của phần tử đất dưới đáy móng.

Và điều kiện cân bằng theo điều kiện Mohr – Rankine:

$$\sin^2 \theta_{\max} = \frac{(\sigma_z - \sigma_x)^2 + 4\tau_{xz}^2}{(\sigma_z + \sigma_x + 2c \cot \phi)^2}$$

Đối với từng điều kiện biên cụ thể, giải hệ ba phương trình, ba ẩn số để xác định được trạng thái của ứng suất và đường trượt.

+Theo Prandtl, giả thiết $\gamma = 0$

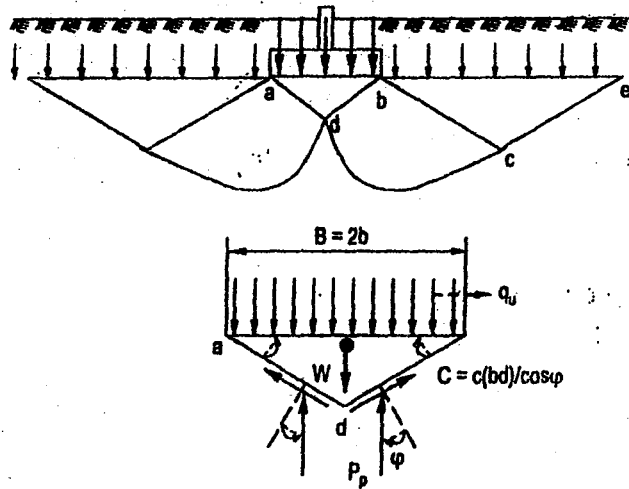
$$q_{\text{ult}} = (\gamma D_f + c' \cdot \cot \phi') \frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} e^{\pi \cdot \tan \phi'} - c' \cdot \cot \phi'$$

Hay viết cách khác:

$$q_{ult} = \gamma D_f N_q + c' N_c$$

$$\begin{cases} N_q = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi'}{2} \right) e^{(\pi \times \text{tg} \varphi')} \\ N_c = (N_q - 1) \cot g \varphi' \end{cases}$$

+ Theo Terzaghi, mặt trượt là 1 nêm nén chặt, góc φ



Hình 4.26. Mặt trượt theo giả thuyết của Terzaghi

Khảo sát nêm nén chặt (abd), điều kiện cân bằng giới hạn theo phương thẳng đứng của một mét dài là:

$$(q_u)(2b)(1) = -W + 2C \sin \varphi + 2P_p$$

với

$b = B/2$ - nửa bề rộng của móng

W - trọng lượng nêm nén chặt (abd)

$C = cb/\cos \varphi$ - tổng lực dính lên mỗi mặt nghiêng (ad) và (bd).

Suy tiếp, ta có:

$$2bq_u = 2P_p + 2bc \text{tg} \varphi - \gamma b^2 \text{tg} \varphi$$

Trong đó áp lực bị động P_p là tổng của các lực phân bố, của trọng lượng nêm nén chặt, lực dính và phụ tải hông, trên hai mặt ad và bd của nêm nén chặt.

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma (b \text{tg} \varphi)^2 K_\gamma + c (b \text{tg} \varphi) K_c + q (b \text{tg} \varphi) K_q$$

Trong đó K_γ , K_c và K_q là các hệ số áp lực đất phụ thuộc góc ma sát trong φ của đất.

$$\rightarrow q_u = cN_c + qN_q + \frac{1}{2} \gamma BN_\gamma$$

Với $N_c = \operatorname{tg} \varphi (K_c + 1); \quad N_q = K_q \operatorname{tg} \varphi; \quad N_\gamma = \frac{1}{2} \operatorname{tg} \varphi (K_\gamma \operatorname{tg} \varphi - 1)$

Terzaghi đã giải q_u bằng phương pháp gần đúng với các bước sau:

+ Giả sử lực dính $c = 0$ và phụ tải hông $q = 0$:

$$q_u = q_\gamma = \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$$

+ Giả sử đất không có trọng lượng $\gamma = 0$ và phụ tải hông $q = 0$:

$$q_u = q_c = c N_c$$

+ Giả sử đất không có trọng lượng $\gamma = 0$ và lực dính $c = 0$:

$$q_u = q_q = q N_q$$

Bằng phương pháp chồng chập, khi có đầy đủ ảnh hưởng của trọng lượng riêng của đất, lực dính và phụ tải hông, phương trình sức chịu tải của đất nền dưới móng băng của Terzaghi có dạng:

$$q_u = q_c + q_q + q_\gamma = c N_c + q N_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma$$

Với móng vuông, theo Terzaghi sức chịu tải của nền đất có dạng:

$$q_u = q_c + q_q + q_\gamma = 1,3 c N_c + q N_q + 0,4 \gamma B N_\gamma$$

Với móng tròn, Terzaghi đề nghị sức chịu tải của nền đất được tính:

$$q_u = q_c + q_q + q_\gamma = 1,3 c N_c + q N_q + 0,3 \gamma B N_\gamma$$

với B là đường kính của móng.

Các hệ số sức chịu tải N_c N_q N_γ của Terzaghi giải được có dạng:

$$N_c = \cot \varphi \left[\frac{e^{2(3\pi/4 - \varphi/2) \operatorname{tg} \varphi}}{2 \cos^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)} - 1 \right]$$

$$N_q = \frac{e^{2(3\pi/4 - \varphi/2) \operatorname{tg} \varphi}}{2 \cos^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right)}$$

$$N_\gamma = \frac{1}{2} \left(\frac{K_p}{\cos^2 \varphi} - 1 \right) \operatorname{tg} \varphi$$

K_p hệ số áp lực bị động của đất.

Trong phần chứng minh trên, sức chịu tải của đất nền gồm ba thành phần:

Thành phần ma sát dưới đáy móng $\gamma' \cdot B \cdot N_\gamma / 2$, trong đó γ' là trọng lượng riêng của đất từ đáy móng trở xuống hết phần nền.

Thành phần phụ tải hông $q' N_q$ với $q' = \gamma' D_f$ là áp lực tác động bên hông móng ở cao trình đáy móng và γ' của thành phần này là trọng lượng riêng của đất từ đáy móng trở lên mặt đất.

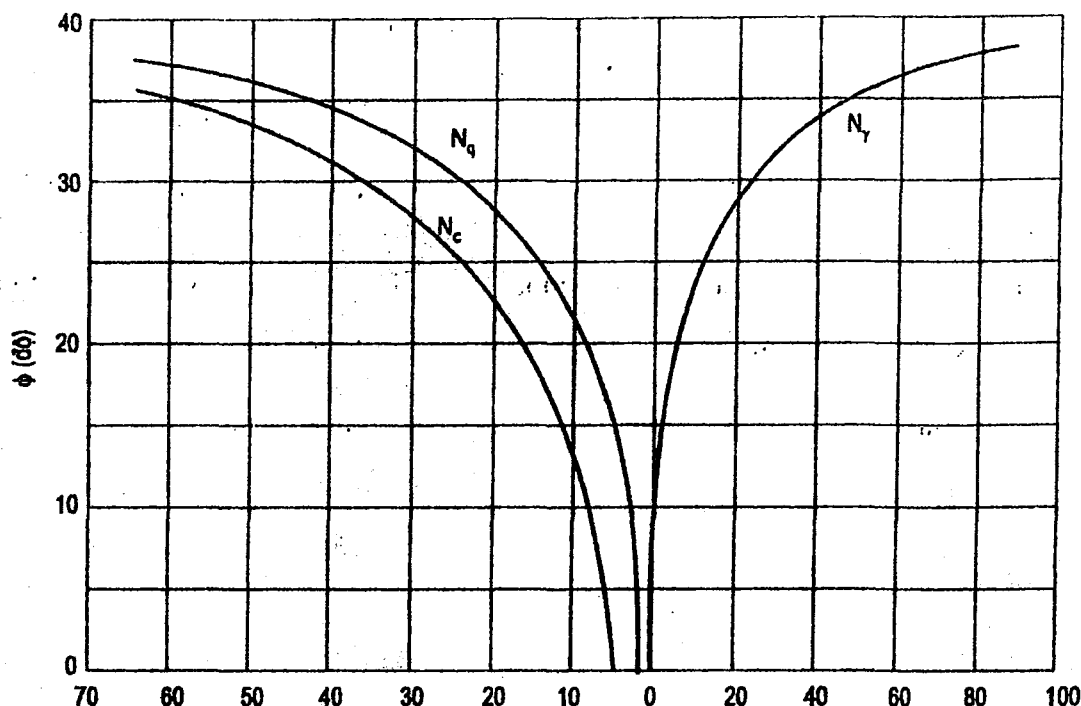
Thành phần lực dính $c' N_c$ với lực dính c' được chọn là của lớp đất ngay dưới đáy móng.

Các hệ số N_c , N_q , N_γ thường được tính dựa vào biểu đồ hình 4.27 hoặc bảng tra 4.7.

Bảng 4.7. Bảng các hệ số sức chịu tải của Terzaghi N_c , N_q , N_γ

φ (độ)	N_q	N_c	N_γ	φ (độ)	N_q	N_c	N_γ
0	1	5,7	0	25	12,720	25,135	9,7
1	1,105	5,997		26	14,210	27,085	
2	1,220	6,300		27	15,896	29,236	
3	1,347	6,624		28	17,808	31,612	
4	1,487	6,968		29	19,981	34,242	
5	1,642	7,337	0,5	30	22,456	37,162	19,7
6	1,812	7,730		31	25,282	40,411	
7	2,001	8,151		32	28,517	44,036	
8	2,209	8,602		33	32,230	48,090	
9	2,439	9,086		34	36,504	52,637	
10	2,694	9,605	1,2	35	41,440	57,754	42,4
11	2,975	10,163		36	47,156	63,528	
12	3,288	10,763		37	53,799	70,067	
13	3,634	11,410		38	61,546	77,495	
14	4,019	12,108		39	70,614	85,966	
15	4,446	12,861	2,5	40	81,271	95,663	100,4
16	4,922	13,676		41	93,846	106,807	
17	5,451	14,559		42	108,750	119,669	
18	6,042	15,517		43	126,498	134,580	
19	6,701	16,558		44	147,736	151,950	
20	7,439	17,690	5	45	173,285	172,285	297,5
21	8,264	18,925		46	204,191	196,219	
22	9,190	20,272		47	241,800	224,549	
23	10,231	21,746		48	287,855	258,285	780,1
24	11,401	23,361		49	344,636	298,718	
				50	415,146	347,509	1153,2

Các giá trị



Hình 4.27. Biểu đồ xác định các hệ số sức chịu tải N_c N_q N_y của Terzaghi

+ Theo Meyerhoff, mặt trượt là 1 nêm nén chặt.

Công thức tính sức chịu tải của nền đất theo Meyerhoff:

$$Q_u = cN_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + qN_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + 0,5 \gamma B N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i}$$

trong đó:

c- lực dính;

q- phụ tải hông bằng áp lực hữu hiệu tác động tại cao trình đáy móng,;

B- bề rộng đáy móng hoặc đường kính móng tròn;

F_{cs} , F_{qs} , $F_{\gamma s}$: các hệ số hình dạng móng.

$$F_{cs} = 1 + \frac{b}{l} \cdot \frac{N_q}{N_c}; \quad F_{qs} = 1 + \frac{b}{l} \cdot \tan \phi; \quad F_{\gamma s} = 1 - 0,4 \frac{b}{l}$$

F_{cd} , F_{qd} , $F_{\gamma d}$: các hệ số phụ thuộc chiều sâu chôn móng, arctan tính bằng radian.

$$\text{Khi } \frac{D_f}{b} < 1 \left\{ \begin{array}{l} F_{cd} = 1 + 0,4 \frac{D_f}{b} \\ F_{qd} = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \cdot \frac{D_f}{b} \\ F_{\gamma d} = 1 \end{array} \right.$$

$$\text{Khi } \frac{D_f}{b} > 1 \left\{ \begin{array}{l} F_{cd} = 1 + 0,4 \arctg \frac{D_f}{b} \\ F_{qd} = 1 + 2 \arctg(1 - \sin \varphi)^2 \cdot \arctg \frac{D_f}{b} \\ F_{yd} = 1 \end{array} \right.$$

F_{ci} , F_{qi} , F_{yi} : các hệ số phụ thuộc độ nghiêng của tải, với β là góc nghiêng của tải trọng so với phương thẳng đứng.

$$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\beta^0}{90^0}\right)^2; \quad F_{yi} = \left(1 - \frac{\beta^0}{\varphi^0}\right)^2$$

Bảng 4.8. Bảng các hệ số sức chịu tải của Versic N_c , N_q , N_γ

φ (độ)	N_q	N_c	N_γ	φ (độ)	N_q	N_c	N_γ
0	1	5,14	0	25	10,662	20,721	10,876
1	1,094	5,379	0,073	26	11,854	22,254	12,539
2	1,197	5,632	0,153	27	13,199	23,942	14,470
3	1,309	5,900	0,242	28	14,720	25,803	16,717
4	1,433	6,185	0,340	29	16,443	27,860	19,338
5	1,568	6,489	0,449	30	18,401	30,140	22,402
6	1,716	6,813	0,571	31	20,631	32,671	25,994
7	1,879	7,158	0,707	32	23,177	35,490	30,215
8	2,058	7,527	0,860	33	26,092	38,638	35,188
9	2,255	7,922	1,031	34	29,440	42,164	41,064
10	2,471	8,345	1,224	35	33,296	46,124	48,029
11	2,710	8,798	1,442	36	37,752	50,585	56,311
12	2,974	9,285	1,689	37	42,920	55,630	66,192
13	3,264	9,807	1,969	38	48,933	61,352	78,024
14	3,586	10,370	2,287	39	55,957	67,867	92,246
15	3,941	10,977	2,648	40	64,195	75,313	109,411
16	4,335	11,631	3,060	41	73,897	83,858	130,214
17	4,772	12,338	3,529	42	85,374	93,706	155,542
18	5,258	13,104	4,066	43	99,014	105,107	186,530
19	5,798	13,934	4,681	44	115,308	118,369	224,634
20	6,399	14,835	5,386	45	134,874	133,874	271,748
21	7,071	15,815	6,196	46	158,502	152,098	330,338
22	7,821	16,883	7,128	47	187,206	173,640	403,652
23	8,661	18,049	8,202	48	222,300	199,259	495,999
24	9,603	19,324	9,442	49	265,497	229,924	613,140
25	10,662	20,721	10,876	50	319,057	266,882	762,859

N_c, N_q, N_γ : các hệ số sức chịu tải do Versic hiệu chỉnh, góc đáy của nêm nén chặt là $(\pi/4 + \phi/2)$ thay vì bằng ϕ như Terzaghi đã đề nghị và có xét đến ma sát đất trong phần mặt trượt ngoài từ cao trình đáy móng đến mặt đất.

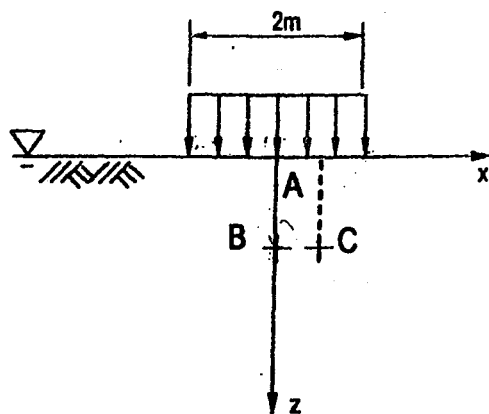
Các hệ số sức chịu tải N_c, N_q, N_γ có các tương quan như sau:

$$N_q = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi}{2} \right) e^{\pi \text{tg} \phi}; \quad N_c = (N_q - 1) \cot \phi; \quad N_\gamma = 2(N_q + 1) \text{tg} \phi$$

BÀI TẬP CHƯƠNG 4

Bài 4.1: Một móng băng $l = 25\text{m}$, $b = 2$, dưới hàng cột, tổng tải trọng tiêu chuẩn tại các chân cột là 4400 kN . Độ sâu chôn móng $D_f = 2\text{m}$.

Móng được đặt trên nền cát pha sét có các thông số như sau: trọng lượng riêng tự nhiên $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$; trọng lượng riêng bão hòa $\gamma_{\text{sat}} = 19 \text{ kN/m}^3$; lực dính $c = 15 \text{ kN/m}^2$, $\phi = 20^\circ$ ($A = 0,515$; $B = 3,059$; $D = 5,657$; $N_c = 17,69$, $N_q = 7,439$, $N_\gamma = 0$. Cho biết hệ số nở hông (hệ số Poisson) $\mu = 0,3$.



Mực nước ngầm nằm ngay tại đáy móng.

- Tính góc lệch ứng suất tại điểm A có toạ độ ($x = 0, z = 0,0\text{m}$ tính từ đáy móng).
- Tính góc lệch ứng suất tại điểm B có toạ độ ($x = 0, z = 2,0\text{m}$ tính từ đáy móng).
- Tính góc lệch ứng suất tại điểm C có toạ độ ($x = 0, z = 2,0\text{m}$ tính từ đáy móng).
- Xác định sức chịu tải tại đáy móng theo TCVN ($m_1 = m_2 = k_{tc} = 1$).
- Xác định sức chịu tải giới hạn theo phương pháp Terzaghi.
- Giả sử mực nước ngầm nằm ở độ sâu $- 0,5\text{m}$, kiểm tra ổn định của đất nền dưới đáy móng theo TCVN.

Giải:

a) Tính góc lệch ứng suất tại điểm A có toạ độ ($x = 0, z = 0,0\text{m}$ tính từ đáy móng)

Áp lực tiêu chuẩn tại đáy móng:

$$P_{tc} = \frac{\sum N^u}{F} + \gamma_{tb} \times D_f = \frac{4400}{25 \times 2} + 22 \times 1,5 = 121 (\text{kN} / \text{m}^2) \rightarrow \text{ta có mô hình như sau:}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{x}{b} = \frac{0}{2} = 0 \\ \frac{z}{b} = \frac{0}{2} = 0 \end{array} \right\} \Rightarrow \left. \begin{array}{l} k_z = 1 \rightarrow \sigma_z = 121 (\text{kN} / \text{m}^2) \\ k_x = 1 \rightarrow \sigma_x = 121 (\text{kN} / \text{m}^2) \\ k_\tau = 0 \rightarrow \tau_{xz} = 0 \end{array} \right\}$$

- Do tải trọng ngoài:

Hệ số áp lực ngang: $k_0 = \frac{\nu}{1-\nu} = \frac{0,3}{1-0,3} = 0,429$

- Do trọng lượng bản thân: $\sigma'_z = \gamma' \cdot h = 18 \times 1,5 = 27 (\text{kN} / \text{m}^2)$
 $\sigma'_x = k_0 \cdot \sigma'_z = 0,429 \times 27 = 11,58 (\text{kN} / \text{m}^2)$

Vậy tổng ứng suất tại A:
$$\begin{cases} \sigma'_z = 121 + 27 = 148 (\text{kN} / \text{m}^2) \\ \sigma'_x = 121 + 11,58 = 132,58 (\text{kN} / \text{m}^2) \\ \tau_{xz} = 0 \end{cases}$$

Kiểm tra ổn định:
$$\sin^2 \phi_{\max} = \frac{(\sigma'_z - \sigma'_x)^2 + 4\tau_{xz}^2}{(\sigma'_z + \sigma'_x + 2c \cot \phi)^2}$$

$$\sin^2 \phi_{\max} = \frac{(148 - 132,58)^2 - 0}{(148 + 132,58 + 2 \times 15 \times \cot 20^\circ)^2} = 0,0018$$

$\Rightarrow \sin \phi_{\max} = 0,0425 \Rightarrow \phi_{\max} \approx 2^\circ 26' < 20^\circ \Rightarrow \text{Điểm A ổn định}$

b) Tính góc lệch ứng suất tại điểm B có tọa độ ($x = 0, z = 2,0\text{m}$ tính từ đáy móng):

- Do tải trọng ngoài:
$$\left. \begin{aligned} \frac{x}{b} = \frac{0}{2} = 0 \\ \frac{z}{b} = \frac{2}{2} = 1 \end{aligned} \right\} \Rightarrow \begin{aligned} k_z = 0,55 \rightarrow \sigma_z = 0,55 \times 121 = 66,55 (\text{kN} / \text{m}^2) \\ k_x = 0,04 \rightarrow \sigma_x = 0,04 \times 121 = 4,81 (\text{kN} / \text{m}^2) \\ k_\tau = 0 \rightarrow \tau_{xz} = 0 \end{aligned}$$

- Do trọng lượng bản thân: $\sigma'_z = \gamma' \cdot h = 18 \times 1,5 + (19 - 10) \times 2 = 45 (\text{kN} / \text{m}^2)$
 $\sigma'_x = k_0 \cdot \sigma'_z = 0,429 \times 45 = 19,305 (\text{kN} / \text{m}^2)$

Vậy tổng ứng suất tại B:
$$\begin{cases} \sigma'_z = 66,55 + 45 = 111,55 (\text{kN} / \text{m}^2) \\ \sigma'_x = 4,81 + 19,305 = 24,115 (\text{kN} / \text{m}^2) \\ \tau_{xz} = 0 \end{cases}$$

Kiểm tra ổn định:
$$\sin^2 \phi_{\max} = \frac{(\sigma'_z - \sigma'_x)^2 + 4\tau_{xz}^2}{(\sigma'_z + \sigma'_x + 2c \cot \phi)^2}$$

$$\sin^2 \phi_{\max} = \frac{(111,55 - 24,115)^2 - 0}{(111,55 + 24,115 + 2 \times 15 \times \cot 20^\circ)^2} = 0,16$$

$\Rightarrow \sin \phi_{\max} = 0,4 \Rightarrow \phi_{\max} \approx 23^\circ 34' > 20^\circ \Rightarrow \text{Điểm B không ổn định}$

c) Tính góc lệch ứng suất tại điểm C có tọa độ ($x = 0, z = 2,0\text{m}$ tính từ đáy móng):

$$\left. \begin{array}{l} \frac{x}{b} = \frac{1}{2} = 0,5 \\ \frac{z}{b} = \frac{2}{2} = 1 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{array}{l} k_z = 0,41 \rightarrow \sigma_z = 0,41 \times 121 = 49,61 (\text{kN} / \text{m}^2) \\ k_x = 0,09 \rightarrow \sigma_x = 0,09 \times 121 = 10,89 (\text{kN} / \text{m}^2) \\ k_\tau = 0,16 \rightarrow \tau_{xz} = 0,16 \times 121 = 19,36 (\text{kN} / \text{m}^2) \end{array}$$

- Do trọng lượng bản thân: $\sigma'_z = \gamma' \cdot h = 18 \times 1,5 + (19 - 10) \times 2 = 45 (\text{kN} / \text{m}^2)$
 $\sigma'_x = k_0 \cdot \sigma'_z = 0,429 \times 45 = 19,305 (\text{kN} / \text{m}^2)$

Vậy tổng ứng suất tại C:
$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma'_z = 49,61 + 45 = 94,61 (\text{kN} / \text{m}^2) \\ \sigma'_x = 10,89 + 19,305 = 30,195 (\text{kN} / \text{m}^2) \\ \tau_{xz} = 19,36 (\text{kN} / \text{m}^2) \end{array} \right.$$

Kiểm tra ổn định:
$$\sin^2 \phi_{\max} = \frac{(\sigma'_z - \sigma'_x)^2 + 4\tau_{xz}^2}{(\sigma'_z + \sigma'_x + 2c \cot g\phi)^2}$$

$$\sin^2 \phi_{\max} = \frac{(94,61 - 30,195)^2 + 4 \times 19,36^2}{(94,61 + 30,195 + 2 \times 15 \times \cot g20^\circ)^2} = 0,131$$

$$\Rightarrow \sin \phi_{\max} = 0,362 \Rightarrow \phi_{\max} \approx 21^\circ 13' > 20^\circ \Rightarrow \text{Điểm C không ổn định}$$

d) Xác định sức chịu tải tại đáy móng theo TCVN ($m_1 = m_2 = k_{ic} = 1$)

$$\begin{aligned} R_{II} &= \frac{m_1 m_2}{k_{ic}} (A b \gamma_{II} + B D_f \gamma_{II}^* + D c_{II}) \\ &= (0,515 \times 2 \times (19 - 10) + 3,059 \times 1,5 \times 18 + 5,657 \times 15) = 176,718 (\text{kN} / \text{m}^2) \end{aligned}$$

e) Xác định sức chịu tải giới hạn theo phương pháp Terzaghi

$$\begin{aligned} P_{gh} &= 0,5 N_\gamma \gamma b + N_q \gamma h + N_c c \\ &= 0,5 \times 5 (19 - 10) 2 + 7,439 \times 18 \times 1,5 + 17,69 \times 15 = 511,203 (\text{kN} / \text{m}^2) \end{aligned}$$

f) Giả sử mực nước ngầm nằm ở độ sâu $-0,5\text{m}$, kiểm tra ổn định của đất nền dưới đáy móng theo TCVN.

Áp lực tiêu chuẩn tại đáy móng:

$$P_{ic} = \frac{\sum N''}{F} + \gamma_{tb} \times D_f = \frac{4400}{25 \times 2} + 22 \times 1,5 = 121 (\text{kN} / \text{m}^2)$$

$$R_{II} = \frac{m_1 m_2}{k_{tc}} (A b \gamma_{II} + B D_f \gamma_{II}^* + D c_{II})$$

$$= [0,515 \times 2 \times (19 - 10) + 3,059 \times (0,5 \times 18 + 1 \times 9) + 5,657 \times 15]$$

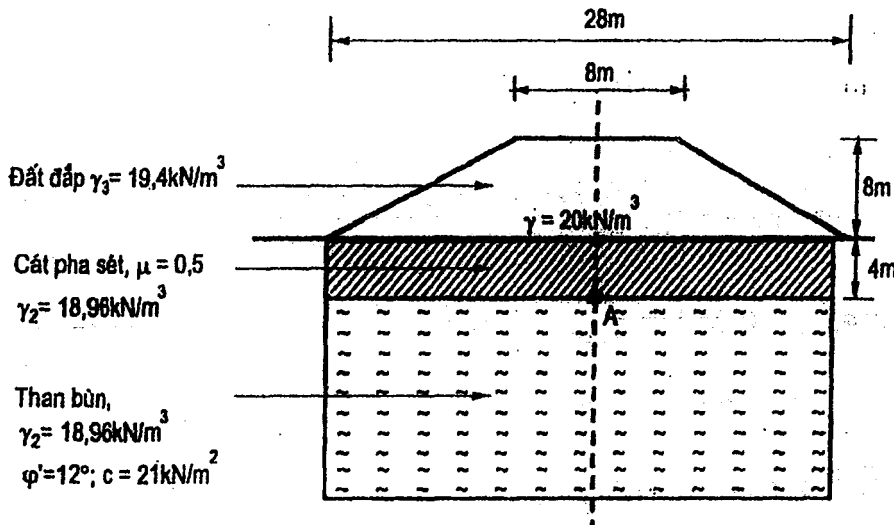
$$= 149,187 (\text{kN} / \text{m}^2)$$

Ta có: $p_{tc} < R_{II} \rightarrow$ ổn định

Bài 4.2: Kiểm tra ổn định của điểm A nằm ở lớp than bùn dưới nền đường như hình vẽ.

Tính toán tương tự như ví dụ 2.6, ta có:

$$\begin{cases} \sigma'_z = 127,26 + 13,04 + 75,84 = 216,14 \text{ (kN} / \text{m}^2) \\ \sigma'_x = 27,94 + 42,83 + 75,84 = 146,61 \text{ (kN} / \text{m}^2) \\ \tau_{xz} = 0 \end{cases}$$



+ Kiểm tra ổn định: $\sin^2 \phi_{\max} = \frac{(\sigma'_z - \sigma'_x)^2 + 4\tau_{xz}^2}{(\sigma'_z + \sigma'_x + 2c \cot g\phi)^2}$

$$\sin^2 \phi_{\max} = \frac{(216,14 - 146,61)^2 - 0}{(216,14 + 146,61 + 2 \times 21 \times \cot g 12)^2} = 0,0154$$

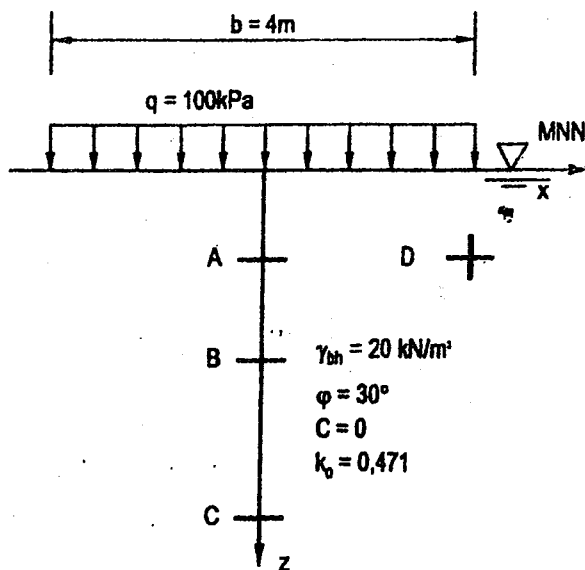
$$\Rightarrow \sin \phi_{\max} = 0,124 \Rightarrow \phi_{\max} \approx 7^\circ < 12^\circ$$

$\rightarrow$ Điểm A ổn định.

Bài 4.3:

Cho 1 tải trọng hình băng có bề rộng $b = 4\text{m}$, như hình vẽ. Lấy trọng lượng riêng của nước là $\gamma_w = 10 \text{ kN} / \text{m}^3$.

$$A (x = 0, z = 1); \quad D (x = 2, z = 1)$$



Kiểm tra ổn định tại 2 điểm A và D.

Giải:

Tính toán tương tự như ví dụ 2.5, ta có:

$$\text{Tổng ứng suất tại A: } \begin{cases} \sigma'_z = 96 + 10 = 106 (\text{kN/m}^2) \\ \sigma'_x = 45,02 + 4,7 = 49,7 (\text{kN/m}^2) \\ \tau_{xz} = 0 \end{cases}$$

$$\text{Tổng ứng suất tại D: } \begin{cases} \sigma'_z = 49,62 + 10 = 59,62 (\text{kN/m}^2) \\ \sigma'_x = 34,71 + 4,71 = 39,42 (\text{kN/m}^2) \\ \tau_{xz} = 29,96 (\text{kN/m}^2) \end{cases}$$

Tại A:

$$\sin^2 \phi_{\max} = \frac{(106 - 49,7)^2 + 0}{(106 + 49,7)^2} = 0,130749$$

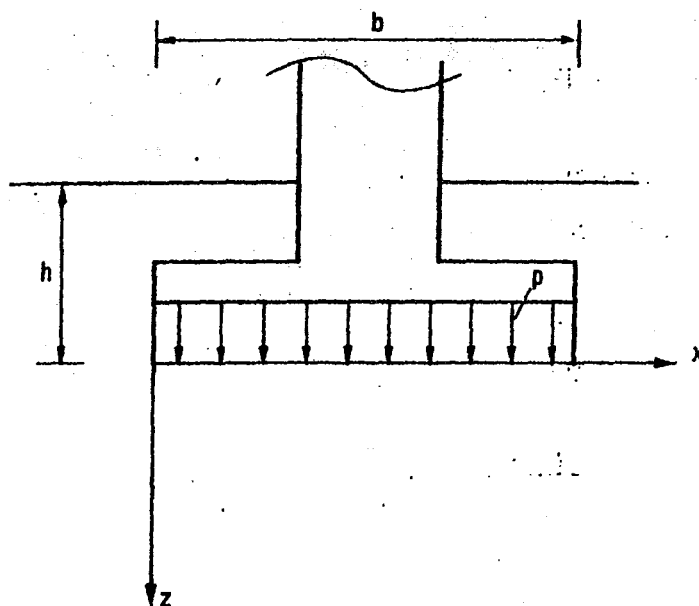
$$\Rightarrow \sin \phi_{\max} = 0,36 \Rightarrow \phi_{\max} = 21,1^\circ < 30^\circ \Rightarrow \text{Điểm A ổn định.}$$

Tại D:

$$\sin^2 \phi_{\max} = \frac{(5962 - 3942)^2 + 4 \times 2996^2}{(5962 + 3942)^2} = 0,4076$$

$$\Rightarrow \sin \phi_{\max} = 0,638 \Rightarrow \phi_{\max} = 39,68^\circ > 30^\circ \Rightarrow \text{Điểm D mất ổn định.}$$

Bài 4.4: Đề thi olympic cơ học toàn quốc năm 2003



Có một móng băng rộng $b = 5\text{m}$, chôn sâu $h = 1\text{m}$, tải trọng đáy móng $p = 280\text{ kN/m}^2$, đặt trên nền đất có $\gamma = 20\text{ kN/m}^3$, $\phi = 20^\circ$, $c = 25,5\text{ kN/m}^2$. Chấp nhận lời giải đàn hồi của Micheld:

$$\sigma_{1,3} = \frac{p}{\pi}(2\beta \pm \sin 2\beta)$$

a) Khảo sát sự ổn định của các điểm:

$$M_1 (x = 0, z = 1,25\text{m})$$

$$M_2 (x = 0,28, z = 1,25).$$

b) Phân tích để xác định vị trí của M_1 , M_2 so với vùng biến dạng dẻo phát triển trong nền.

c) Nhận xét, phân tích về tính hợp lý, xác thực của việc xác định vùng biến dạng dẻo theo cách làm trên.

Bài 4.5: Đề thi olympic cơ học toàn quốc năm 2003

Một móng băng chiều rộng $b = 2\text{m}$ đặt trên nền đất chống chất có các chỉ tiêu: $\gamma = 20\text{ kN/m}^3$, $\phi = 30^\circ$, $c = 10\text{ kN/m}^2$. Móng chịu tải trọng thẳng đứng phân bố đều p và tải trọng bên $q = 30\text{ kN/m}^2$

Yêu cầu:

a) Lập công thức xác định tải trọng p theo chiều sâu lớn nhất $Z_{\max}$ của vùng dẻo.

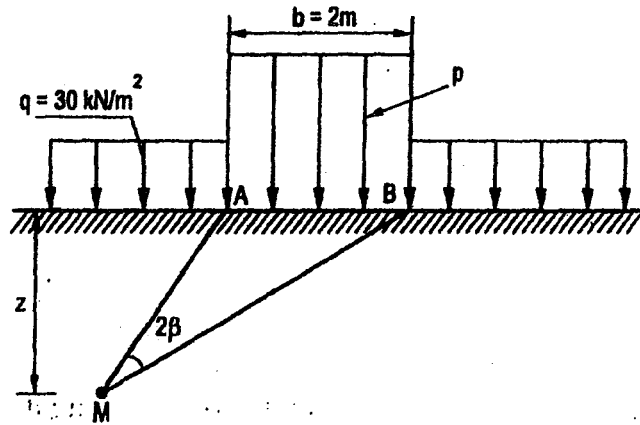
Cho biết phương trình đường ranh giới phạm vi vùng dẻo như sau:

$$Z = \frac{p - q}{\pi\gamma} \left(\frac{\sin 2\beta}{\sin \varphi} - 2\beta \right) - \frac{q}{\gamma} - \frac{c}{\gamma} \cot \varphi$$

trong đó: 2β là góc nhìn từ điểm xét đến 2 mép móng A, B.

b) Xác định tải trọng p khi vùng dẻo có điểm sâu nhất $Z_{\max}$ ở trên trục đứng đi qua mép móng A.

c) Xác định độ sâu lớn nhất $Z_{\max}$ cực đại ($\max Z_{\max}$) của vùng dẻo có thể đạt được và giá trị tải trọng p tương ứng.



Chương 5

ÁP LỰC ĐẤT LÊN TƯỜNG CHẤN

5.1. KHÁI NIỆM VỀ TƯỜNG CHẤN

Tường chắn được xây dựng để tăng cường ổn định của công trình chịu các áp lực ngang của đất: tường các tầng hầm, mố cầu, tường chắn đất, đường hầm, bờ kè, bản tường ...

Mục đích sử dụng của tường chắn:

- Để giữ cho khối đất sau lưng tường, do có sự chênh lệch độ cao được cân bằng, khối bị trượt, tụt xuống.
- Chống sạt lở công trình mới xây dựng bên cạnh công trình cũ.
- Chống thành hố móng, hố đào sâu.
- Chống sạt lở bờ sông ...
- Chống thấm nước từ thượng lưu xuống hạ lưu của công trình thủy công.

Tường chắn gồm các loại như sau:

- Tường chắn trọng lực: Kết cấu chịu nén, dùng vật liệu chịu nén tốt như gạch, đá học, bê tông đá học, bê tông cốt thép...
 - Tường chắn bán trọng lực (thành mỏng, bán góc): Kết cấu chịu nén và uốn, dùng vật liệu chịu nén và uốn đồng thời: Bê tông cốt thép.
 - Tường cọc bản (sheet pile wall), tường vây (diaphragm wall), tường cừ larssen: Kết cấu chịu uốn, dùng vật liệu chịu uốn tốt như Gỗ, thép, bê tông, bê tông cốt thép.
- Tường cọc đất trộn xi măng, tường cọc khoan nhồi.

5.2. CÁC LOẠI ÁP LỰC NGANG CỦA ĐẤT

Một phần tử đất cân bằng tĩnh trong đất tự nhiên bán không gian phải thỏa mãn hệ phương trình cân bằng sau:

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yx}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial z} + F_x = 0;$$

$$\frac{\partial \tau_{yx}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{zy}}{\partial z} + F_y = 0;$$

$$\frac{\partial \tau_{zx}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_{yz}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_z}{\partial z} + F_{yz} = \gamma$$

$$\tau_{zy} - \tau_{yz} = 0; \quad \tau_{zx} - \tau_{xz} = 0; \quad \tau_{xy} - \tau_{yx} = 0$$

Để có lời giải chính xác hệ phương trình trên đòi hỏi nhiều điều kiện ban đầu như tính liên tục, đất đồng nhất, đất có nhiều lớp, các đặc trưng ma sát, dính nội tại, tính đẳng hướng, ... Một giả thiết được sử dụng rộng rãi cho lời giải riêng của hệ phương trình và kết quả được chấp nhận là các ứng suất pháp tăng tuyến tính theo chiều sâu, để tính ứng suất do trọng lượng bản thân. Loại áp lực ngang này của đất được gọi là áp lực ngang ở trạng thái tĩnh (earth pressure at rest), ký hiệu là E_0 .

Áp lực ngang của đất có khuynh hướng đẩy trượt vật chắn và khi vật chắn trượt ra khỏi hay lún vào khối đất, khối đất đạt trạng thái cân bằng dẻo giới hạn và áp lực ngang tương ứng của đất đạt cực trị được gọi là áp lực ngang của đất ở trạng thái cân bằng phá hoại dẻo. Có hai loại áp lực ngang cực trị:

- Khi đạt cực tiểu có tên là áp lực ngang của đất ở trạng thái cân bằng phá hoại dẻo chủ động (active earth pressure), ký hiệu là E_a .

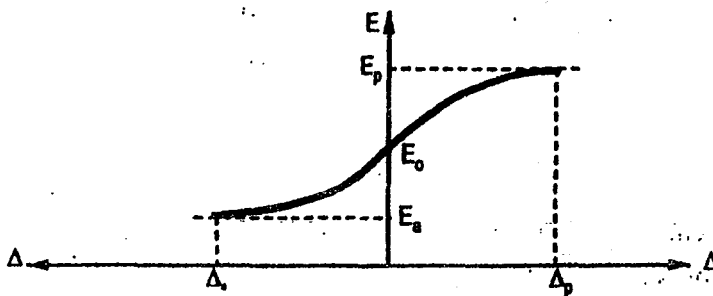
- Khi đạt cực đại có tên là áp lực ngang ở trạng thái cân bằng phá hoại dẻo bị động (passive earth pressure), ký hiệu là E_p .

Xét 1 tường chắn ở trạng thái ổn định, ta có:

- Áp lực tĩnh E_0 : Khi tường hoàn toàn không có chuyển vị, khối đất sau lưng tường ở trạng thái cân bằng tĩnh.

- Áp lực chủ động E_a : tường chuyển vị về phía trước hoặc quay quanh một góc rất nhỏ quanh mép trước của chân tường (tường chuyển vị cùng chiều với chiều của áp lực đất).

- Áp lực bị động E_p : Tường chuyển vị ngang hoặc ngả về phía sau (chuyển vị tường ngược chiều với áp lực đất), khối đất sau lưng tường bị ép lại và bị trượt theo một mặt phẳng trong đất và dọc theo lưng tường.



Hình 5.1. Quan hệ của chuyển vị và áp lực đất

5.2.1. Áp lực tĩnh E_0

Khi tường hoàn toàn không có chuyển vị, khối đất sau lưng tường ở trạng thái cân bằng tĩnh.

Ứng suất thẳng đứng do trọng lượng bản thân gây ra tại điểm M có độ sâu z:

$$\sigma_z = \gamma z$$

Ứng suất theo phương ngang do trọng lượng bản thân:

$$\sigma_x = K_o \gamma z$$

với $K_o = \xi = \frac{\nu}{1-\nu}$ là hệ số áp lực hông.

Khi đất ở trạng thái tĩnh, do tính chất đối xứng, các ứng suất đứng và ngang tương ứng với 2 ứng suất chính:

$$\sigma_1 = \sigma_z = \gamma z$$

$$\sigma_3 = \sigma_x = K_o \gamma z$$

Áp lực tĩnh E_o :

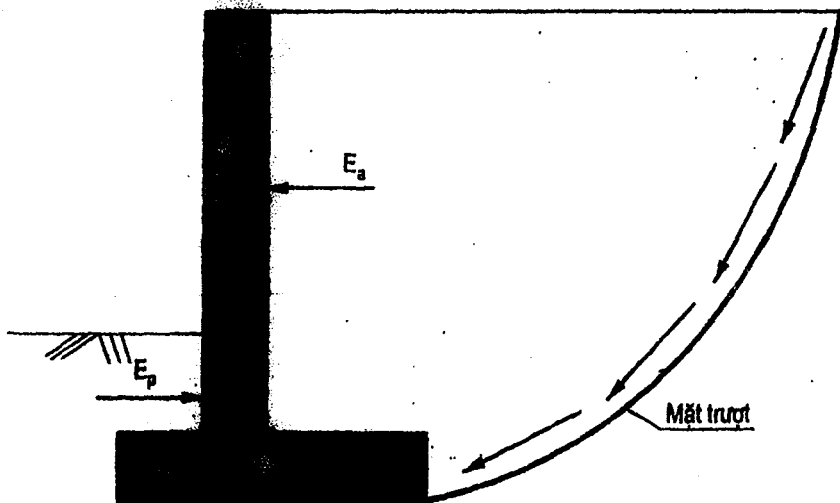
$$E_o = E_x = \frac{1}{2} K_o \gamma H^2$$

K_o có thể được xác định theo một số công thức thực nghiệm của các tác giả:

- Theo Jaky (1944): $K_o = 1 - \sin \varphi$
- Theo Brooker (1965): $K_o = 0,95 - \sin \varphi$
- Theo Alpan: $K_o = 0,19 + 0,233 \log I_p$

5.2.2. Áp lực chủ động E_a

Định nghĩa: Là loại áp lực đất làm cho tường dịch chuyển về phía trước hay làm cho tường xoay, tức là làm cho khối đất phía sau lưng tường giãn ra.



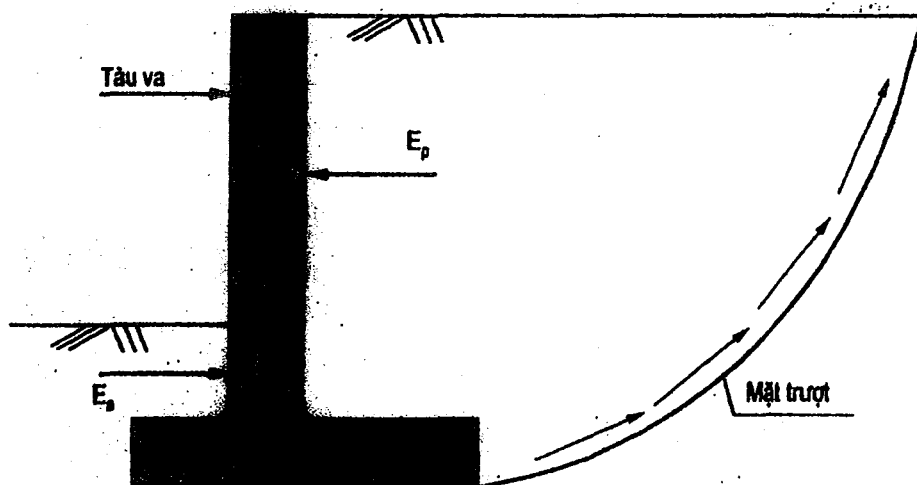
Hình 5.2. Tương quan giữa áp lực đất chủ động, bị động và tường chắn khi tường có xu hướng dịch chuyển về phía trước

Áp lực ngang của đất tăng tuyến tính theo chiều sâu và có thể tính theo công thức tích phân, nhưng để thuận tiện và tránh nhầm lẫn, nó thường được tính theo diện tích biểu đồ như áp lực ngang ở trạng thái tĩnh.

5.3.3. Áp lực bị động E_p

Định nghĩa: Là loại áp lực đất làm khối đất sau lưng tường bị nén lại hoặc ngược hướng với chuyển động của tường.

Áp lực ngang của đất cũng tăng tuyến tính theo chiều sâu, được tính theo diện tích biểu đồ áp lực tĩnh.



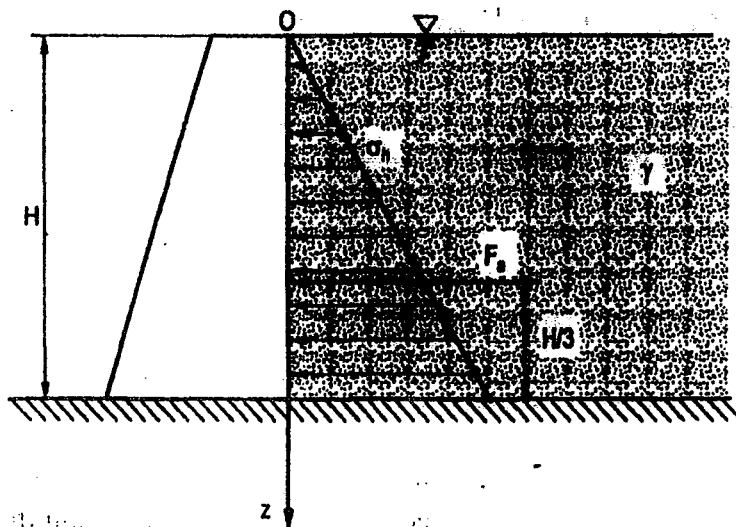
Hình 5.3. Tương quan giữa áp lực đất chủ động, bị động và tường chắn khi tường chịu 1 ngoại lực tác dụng

Ta luôn có: $E_p > E_0 > E_a$.

5.3. TÍNH TOÁN ÁP LỰC ĐẤT THEO PHƯƠNG PHÁP DÙNG MẶT TRƯỢT GIẢ ĐỊNH CỦA COULOMB

5.3.1. Tính toán áp lực đất tĩnh E_0

Xét một điểm nằm ở độ sâu z , sau lưng một tường chắn có chiều cao H :



Hình 5.4. Biểu đồ cường độ áp lực đất tĩnh E_0

Ứng suất thẳng đứng do trọng lượng bản thân gây ra tại điểm M:

$$\sigma_z = \gamma z$$

Ứng suất theo phương ngang do trọng lượng bản thân:

$$\sigma_x = K_0 \cdot \gamma \cdot z$$

Cường độ áp lực đất tĩnh p_0 :

$$p_0 = K_0 \cdot \gamma \cdot z$$

Vẽ biểu đồ áp lực đất tĩnh : $p_0 \begin{cases} z = 0 \Rightarrow p_0 = 0 \\ z = H \Rightarrow p_0 = K_0 \cdot \gamma \cdot H \end{cases}$

- Áp lực tĩnh E_0 có độ lớn bằng diện tích biểu đồ cường độ áp lực đất tĩnh:

$$E_0 = \frac{1}{2} K_0 \cdot \gamma \cdot H^2$$

- Điểm đặt: tại trọng tâm của biểu đồ cường độ áp lực đất tĩnh.

- Phương: Hợp với tia pháp tuyến của lưng tường một góc δ bằng góc ma sát giữa đất và tường, còn gọi là góc ma sát ngoài, có thể lấy theo bảng tra 5.1.

Bảng 5.1. Bảng tra giá trị góc ma sát ngoài

$\eta \backslash \beta$	$-\varphi \div 0$	0	$0 \div \varphi$
$< 90^\circ - \varphi$	0	0	0
$90^\circ - \varphi \div 90^\circ - \varphi/2$	0	$\varphi/4$	$\varphi/2$
$90^\circ - \varphi/2 \div 90^\circ + \varphi/2$	$\varphi/4$	$\varphi/2$	$\varphi/3$
$90^\circ + \varphi/2 \div 90^\circ + \varphi$	$\varphi/3$	$2\varphi/3$	$3\varphi/4$
$> 90^\circ + \varphi$	$\varphi/2$	$3\varphi/4$	φ

$\eta = 90^\circ + \alpha$; α : góc nghiêng của lưng tường.

Gần đúng, ta có thể lấy $\delta = \frac{2}{3} \varphi$

Nếu $\delta = 0$ (lưng tường trơn láng) $\rightarrow E_0$ nằm ngang

Ta có mối quan hệ: $P_0 \xrightleftharpoons[\text{đạo hàm}]{\text{tích phân}} E_0$

5.3.2. Tính toán áp lực đất chủ động và bị động theo lý thuyết của Coulomb

Từ năm 1773, Coulomb đã đề ra phương pháp xác định áp lực chủ động và bị động lên lưng tường ở trạng thái cân bằng giới hạn dẻo.

Các giả thiết:

- Lãng thể trượt ABC ở trạng thái cân bằng giới hạn dẻo còn nguyên một khối.
- Mặt trượt của các khối đất ở trạng thái cân bằng giới hạn là một mặt phẳng.
- Mặt trượt thứ hai chính là lưng tường.
- Khi có lực dính thì lực dính sẽ phân bố đều trên mặt trượt.

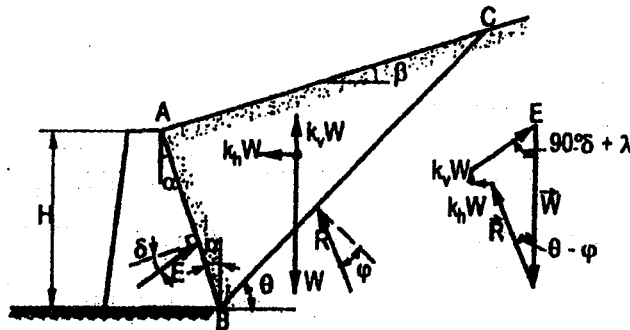
Bài toán về tường chắn được xem như bài toán phẳng, khi tính toán được tách ra từng đoạn dài 1m để tính toán.

5.3.2.1. Áp lực đất chủ động

a) Đối với đất rời.

Xem tường tuyệt đối cứng, đất sau lưng tường là đất rời, đồng nhất.

Tường bị trượt theo mặt phẳng BC và AB, lãng thể ABC ở trạng thái cân bằng giới hạn.



Hình 5.5. Tính toán áp lực chủ động theo Coulomb

- Trọng lượng khối đất ABC: W
- E là phản lực của tường với lãng thể trượt có phương hợp với tia pháp tuyến một góc bằng δ .

- R là phản lực của đất với lãng thể trượt có phương hợp với tia pháp tuyến một góc bằng φ

Khi khối ABC ở trạng thái cân bằng giới hạn (dựa vào hệ thức lượng trong tam giác: $a/\sin\alpha = b/\sin\beta = c/\sin\gamma$), ta có:

$$\frac{E}{\sin(\theta - \varphi)} = \frac{W}{\sin[180^\circ - (\psi + \theta - \varphi)]}$$

$$\Rightarrow E = \frac{W \sin(\theta - \varphi)}{\sin(\psi + \theta - \varphi)}$$

với φ - góc ma sát trong của đất;

$\psi = 90^\circ - \alpha - \delta$;

δ - góc ma sát ngoài của đất;

α - góc nghiêng của lưng tường;

β - góc nghiêng mái đất;

θ - góc tạo bởi phương mặt trượt BC và phương ngang;

- Khi: $\varepsilon \rightarrow \varepsilon \Rightarrow W = 0 \Rightarrow E = 0$
- Khi: $\varepsilon \rightarrow \varphi \Rightarrow \sin(\varepsilon - \varphi) \Rightarrow E = 0$

Vậy trong khoảng biến thiên ε từ $\varphi - \varepsilon$ sẽ có một góc của α ε mà $E \rightarrow E_{\max}$ và $E_{\max}$ là áp lực chủ động của đất (E_a).

- Độ lớn của áp lực đất chủ động:

$$E_a = \frac{1}{2} K_a \cdot \gamma \cdot H^2$$

Với K_a là hệ số áp lực chủ động:

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi - \alpha)}{\cos^2 \alpha (\alpha + \delta) \left[1 + \frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\delta + \alpha) \cos(\beta - \alpha)} \right]}$$

- Điểm đặt: cách chân tường 1 khoảng: $y_1 = \frac{1}{3} H$
- Phương: hợp với tia pháp tuyến một góc bằng góc ma sát giữa đất và tường δ .
- Cường độ áp lực đất chủ động tại chân tường, với chiều cao tam giác là

$$H^* = H \frac{\cos \delta}{\cos \alpha}$$

$$p_a = K_a \frac{\cos \alpha}{\delta} \gamma H$$

β - góc nghiêng của mặt đất đắp sau lưng tường; lấy dấu (+) khi mặt đất đắp nằm cao hơn mặt nằm ngang đi qua đỉnh tường và lấy dấu (-) khi ngược lại.

Các trường hợp đặc biệt

- Nếu $\delta = \beta = 0$, $\alpha \neq 0$ (tường trơn láng, đất đắp sau lưng tường nằm ngang, tường nghiêng)

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi - \alpha)}{\cos \alpha (\cos \alpha + \sin \varphi)^2}$$

- Nếu $\delta = \beta = \alpha = 0$ (tường trơn láng, đất đắp sau tường nằm ngang, tường thẳng đứng)

$$K_a = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$$

b) Đối với đất dính:

Khi khối đất ở trạng thái cân bằng giới hạn thì E , W , R đồng quy.

Xét sự cân bằng của lăng thể W, R, E ta suy ra:

$$E = A \cdot \frac{\sin(\theta + \alpha) \cdot \cos(\theta + \varphi)}{\cos(\theta + \beta) \cdot \sin(\theta + \theta_2)} - \frac{B}{\cos(\theta + \beta) \cdot \sin(\theta + \theta_2)}$$

với:

$$A = \frac{\gamma H^2}{2} \cdot \frac{\cos(\alpha - \beta)}{\cos^2 \alpha}; \quad B = \frac{CH \cdot \cos \varphi \cdot \cos(\alpha - \beta)}{\cos \alpha}$$

$$\theta_2 = \alpha + \varphi + \delta$$

Khi θ thay đổi, sẽ có một giá trị θ làm cho $E_o \rightarrow E_{\max}$ ta được áp lực chủ động E_a .

Trường hợp $\beta = \delta = 0; \alpha \neq 0$

$$\Rightarrow E = A \cdot \frac{\sin(\theta + \alpha) \cdot \cos(\theta + \alpha)}{\cos \theta \cdot \sin(\theta + \alpha + \varphi)} - \frac{B}{\cos \theta \cdot \sin(\theta + \alpha + \beta)}$$

với

$$A = \frac{\gamma H^2}{2 \cos \alpha}; \quad B = CH \cdot \cos \varphi$$

Khi θ thay đổi, sẽ có một giá trị θ làm cho $E_o \rightarrow E_{\max}$ và đó là E_a được xác định như sau:

$$E_a = \frac{1}{2} K_a \cdot \gamma \cdot H^2 - C \cdot c \cdot H + D \cdot \frac{C^2}{\gamma}$$

với

$$C = \frac{\cos \varphi}{\cos^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi + \alpha}{2} \right)}, \quad D = \frac{C^2}{2K_a}$$

Còn cường độ áp lực chủ động (dùng để vẽ biểu đồ cường độ áp lực để tìm trọng tâm của phân biểu đồ cường độ áp lực đất bị nén):

$$P_a = K_a \cdot \gamma \cdot H - C \cdot c \begin{cases} z = 0 \\ z = H \end{cases} \quad \text{khi } P_a = 0 \Rightarrow H_c = \frac{c}{K_a \cdot \gamma}$$

Trường hợp $\beta = \sigma = \alpha = 0$

Độ lớn của áp lực đất chủ động:

$$E_a = \frac{\gamma H^2}{2} \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) + \frac{2C^2}{\gamma} - 2cH \cdot \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) + \frac{2c^2}{\gamma}$$

Với giá trị hệ số áp lực đất chủ động: $K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$

Cường độ áp lực chủ động: $P_a = \gamma \cdot H \cdot \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 \cdot c \cdot \tan \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$

ÁP LỰC ĐẤT TÁC DỤNG VÀO TƯỜNG TRONG CÁC TRƯỜNG HỢP ĐẶC BIỆT KHÁC

- Trường hợp đất đắp sau tường có tải trọng phân bố đều liên tục.

a) Đối với đất rời

- Tải trọng tác dụng sau tường là tải trọng phân bố đều liên tục.

- Áp lực tác dụng vào tường gồm áp lực đất và áp lực do tải trọng ngoài q .

Lý luận tương tự, ta có áp lực chủ động tác dụng vào lưng tường chắn là:

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a \left[1 + \frac{2q}{\gamma H (1 + \tan \alpha \cdot \tan \beta)} \right]$$

Cường độ áp lực chủ động là:

$$P_a = \gamma \cdot z \cdot K_a + \frac{q}{1 + \tan \alpha \cdot \tan \beta} K_a$$

- Cho $z = 0 \Rightarrow P'_a = \frac{q \cdot K_a}{1 + \tan \alpha \cdot \tan \beta}$

- Cho $z = H \Rightarrow P''_a = K_a \left(\gamma H + \frac{1}{1 + \tan \alpha \cdot \tan \beta} \right)$

Điểm đặt của E_a cách chân tường một đoạn là: $y = \frac{1}{3} H \cdot \frac{P''_a + 2P'_a}{P''_a + P'_a}$

Trường hợp $\beta = \delta = 0, \alpha \neq 0 \Rightarrow E_a$ tương tự các trường hợp trên.

Trường hợp $\beta = \delta = \alpha = 0$

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) + q H \cdot \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$P_a = \gamma \cdot H \cdot \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) + q \cdot \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$$

b) Đối với đất dính:

Trường hợp $\alpha = \beta = \delta = 0$

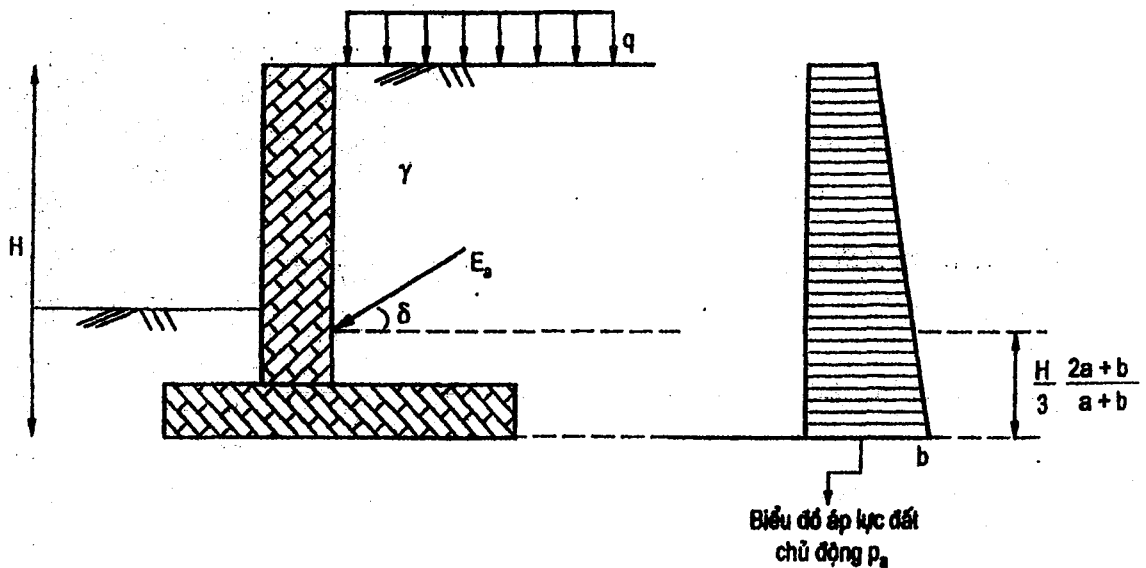
$$E_a = \frac{\gamma H^2}{2} \cdot \text{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) + qH \cdot \text{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) - 2Hc \text{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$P_a = \gamma H \cdot \text{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) + q \cdot \text{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) - 2c \text{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$$

Cho $z = 0 \Rightarrow P'_a = \underbrace{q \cdot \text{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)}_{(1)} - \underbrace{2c \text{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)}_{(2)}$

(dạng biểu đồ phụ thuộc vào độ lớn của (1) và (2))

Cho $z = H \Rightarrow P''_a = \gamma H \cdot \text{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) + q \cdot \text{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) - 2c \text{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$



Hình 5.6. Biểu đồ cường độ áp lực đất chủ động và vị trí đặt lực E_a trong trường hợp tường chắn chịu tải trọng phân bố đều sau lưng tường

Trường hợp $B = \delta = 0, \alpha \neq 0$

$$P_a = \gamma H K_a + q \cdot K_a - Cc$$

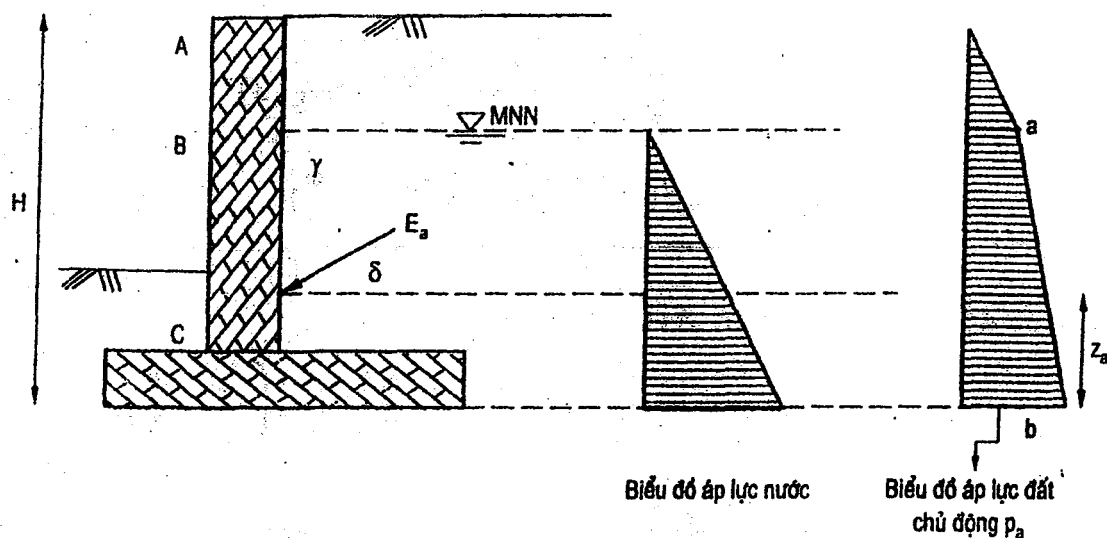
Với $C = \frac{\cos \varphi}{\cos^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi + \alpha}{2} \right)}$

Trường hợp đất sau lưng tường có mực nước ngầm.

Nguyên tắc chung:

- Tính và vẽ cường độ áp lực đất P_a có xét đến ứng suất hữu hiệu.
- Tính và vẽ cường độ áp lực tĩnh của nước P_w .
- Tính E_a bằng tổng của áp lực đất và áp lực của nước E_w .

• Tính điểm đặt lực



Hình 5.7. Biểu đồ cường độ áp lực đất chủ động và vị trí đặt lực E_a trong trường hợp xuất hiện mực nước ngầm

- Chia tường làm 2 đoạn : AB và BC có chiều dài lần lượt là h_1 và h_2 .

Đoạn AB trên MNN

- Độ lớn của áp lực đất chủ động: $E_{a1} = \frac{1}{2} K_a \cdot \gamma_1 \cdot h_1^2$
- Điểm đặt: cách chân tường 1 khoảng: $y_1 = h_2 + \frac{1}{3} h_1$ (trọng tâm hình tam giác)
- Cường độ áp lực đất chủ động tại điểm B: $P_{a1} = K_a \cdot \gamma_1 \cdot h_1$

Đoạn BC nằm dưới MNN:

Đất có dung trọng đẩy nổi $\gamma_2 = \gamma_{sat} - \gamma_w = \gamma_2 - \gamma_w$

Thay cột đất từ B $\rightarrow$ A thành tải trọng phân bố đều $q = \gamma_1 h_1$

- Cường độ áp lực đất chủ động:

$$P_{a2} = \text{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_2}{2} \right) \gamma_2 \cdot z + \text{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_1}{2} \right) \cdot q$$

Cho:

$$z = 0 \Rightarrow P'_{a2} = \text{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi_1}{2} \right) q = P_{a1} = a$$

$$z = H \Rightarrow P'_{a2} = \text{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_2}{2} \right) \gamma' h_2 + \text{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_1}{2} \right) q = b$$

Độ lớn của áp lực đất chủ động: $E_{a2} = \frac{P'_{a2} + P''_{a2}}{2} \times h_2$ (diện tích biểu đồ cường độ áp lực đất chủ động).

• Điểm đặt cách chân tường y_2 :
$$y_2 = \frac{1}{3} h_2 \frac{2P'_{a2} + P''_{a2}}{P'_{a2} + P''_{a2}}$$

Ngoài ra đoạn BC nằm trong MNN nên còn chịu áp lực thủy tĩnh của nước.

Cường độ áp lực nước tại chân tường là: $P_w = \gamma_w \cdot h_2$

Áp lực ngang của nước tác dụng vào tường là: $E_n = \frac{1}{2} \gamma_w h_2^2$

Điểm đặt của E_w cách chân tường một đoạn $y_3 = \frac{1}{3} h_2$

TỔNG HỢP

• Độ lớn của áp lực đất chủ động: $E_a = E_{a1} + E_{a2} + E_w$

• Điểm đặt cách chân tường 1 khoảng: $y = \frac{y_1 \cdot E_{a1} + y_2 \cdot E_{a2} + y_3 \cdot E_{a3}}{E_a}$

Trường hợp đất sau lưng tường gồm nhiều lớp đất.

Tính hệ số áp lực K_a cho từng lớp đất riêng biệt.

Tính và vẽ biểu đồ cường độ áp lực đất P_a cho từng lớp đất riêng biệt. Thay cột đất phía trên thành tải trọng phân bố đều tác dụng lên lớp đất phía dưới.

Tính E_a bằng tổng các giá trị E_{ai} của từng lớp đất.

• Độ lớn của áp lực đất chủ động: $E_a = \sum_1^n E_{ai}$

• Điểm đặt cách chân tường 1 khoảng: $y = \frac{\sum_1^n y_i \cdot E_{ai}}{\sum_1^n E_{ai}}$

5.3.2.1. Áp lực đất bị động

Nếu dưới tác dụng của lực ngoài, tường chuyển vị về phía đất và gây ra trạng thái cân bằng giới hạn bị động, khi đó đất sau tường có khả năng bị trượt lên mặt BC và BA. Ở trạng thái cân bằng, lăng thể ABC chịu tác dụng của các lực:

Trọng lượng bản thân W của lăng thể ABC;

Phản lực R của phần đất còn lại đối với lăng thể ABC;

$$K_p = \frac{\cos^2(\varphi + \alpha)}{\cos(\alpha)(\cos \alpha - \sin \varphi)^2}$$

- Trường hợp $\delta = \beta = \alpha = 0$

$$K_p = \tan^2\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right)$$

Góc giữa mặt trượt và phương tác dụng của trọng lượng W của khối đất trượt

$$\theta = (45^\circ + \varphi/2)$$

b) Đối với đất dính:

- Trường hợp $\delta = \beta = 0, \alpha \neq 0$

$$E_p = \frac{1}{2} K_p \gamma H^2 + CcH + D \frac{c^2}{2}$$

$$C = \frac{\cos \varphi}{\cos^2\left(45^\circ - \frac{\alpha - \varphi}{2}\right)}; \quad D = \frac{c^2}{2 K_p}; \quad K_p = \frac{\cos^2(\varphi + \alpha)}{\cos(\alpha)(\cos \alpha - \sin \varphi)^2}$$

- Trường hợp $\delta = \beta = \alpha = 0$

$$p_p = \operatorname{tg}^2\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right) \gamma z + 2c \operatorname{tg}\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right)$$

Hay

$$p_p = K_p \gamma z + 2c \sqrt{K_p}$$

$$E_p = \frac{1}{2} \operatorname{tg}^2\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right) \gamma H^2 + 2cH \operatorname{tg}\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right) + \frac{2c^2}{\gamma}$$

$$E_p = \frac{1}{2} K_p \gamma H^2 + 2cH \sqrt{K_p} + \frac{2c^2}{\gamma}$$

$$K_p = \operatorname{tg}^2\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right)$$

Để tính áp lực bị động E_p ta dùng các công thức của áp lực chủ động nhưng phải đổi dấu của δ vào.

$$\text{Ví dụ: } E_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) \Rightarrow E_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 \operatorname{tg}^2\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right)$$

Lưu ý: Giá trị áp lực đất bị động F_p thường lớn hơn rất nhiều so với áp lực đất chủ động E_a bởi vì giả thiết về mặt trượt không phù hợp với thực tế và áp lực đất bị động rất khó đạt đến trạng thái đỉnh. Do đó, áp lực bị động E_p hay hệ số áp lực đất bị động K_a phải chia cho hệ số an toàn $k = 2 \div 3$.

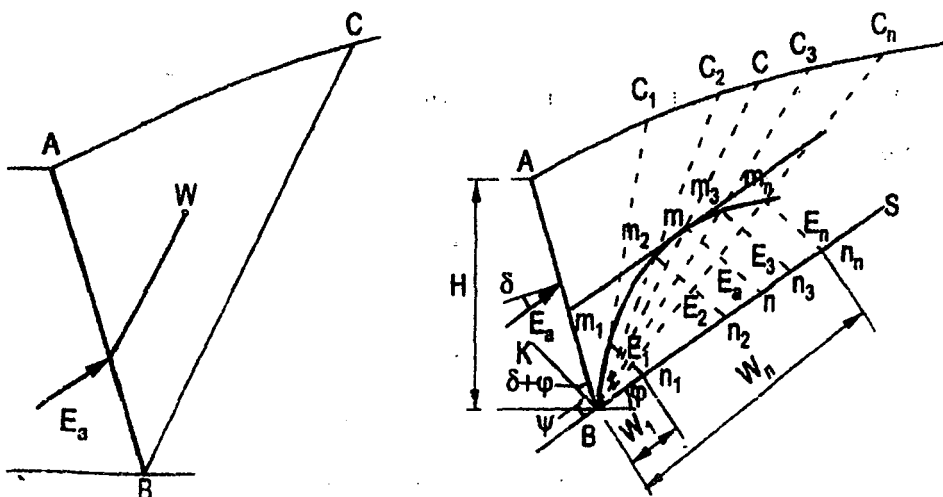
5.4. TÍNH TOÁN ÁP LỰC ĐẤT CHỦ ĐỘNG THEO PHƯƠNG PHÁP ĐỒ GIẢI CỦA CULMANN

Culmann đã kiến nghị phương pháp cụ thể, trong đó các tam giác lực được vẽ ngay trên hình vẽ của tường và khối đất. Áp lực của đất lên tường xác định theo các bước:

- Từ B ở mép sau chân tường, kẻ đường thẳng BS làm với đường nằm ngang một góc φ . Qua B kẻ đường BK hợp với BS một góc ψ ($\psi = 90^\circ - (\alpha - \delta)$).
- Kẻ một mặt trượt BC_1 bất kỳ, tính trọng lượng W_1 của lăng thể trượt ABC_1 , rồi theo một tỷ lệ nhất định, lấy ra trên đoạn BS một đoạn Bn_1 , biểu diễn trọng lượng W_1 .
- Qua điểm n_1 , kẻ đường thẳng song song với BK và cắt BC_1 tại m_1 .
- Tam giác m_1n_1B chính là tam giác lực của các lực tác dụng lên lăng thể ABC_1 , trong đó m_1n_1 biểu thị trị số áp lực đất chủ động E_1 tác dụng lên tường ứng với mặt trượt BC_1 .
- Tiếp theo kẻ một số mặt trượt $BC_2, BC_3, \dots$ khác và lặp lại các bước trên ta tìm được các đoạn $m_2n_2, m_3n_3, \dots$.
- Nối các điểm $m_1, m_2, m_3, \dots$ ta được một đường cong ta gọi là đường Culmann.
- Kẻ đường song song với BS và tiếp xúc với đường cong tại m.
- Qua m kẻ đường song song với BK cắt đường BS tại n, ta có đoạn mn biểu thị trị số của áp lực lớn nhất, tức áp lực chủ động E_a , còn đoạn BmC biểu thị phương của mặt trượt thực tế.

Phương pháp này chỉ cho phép tìm được trị số của tổng áp lực đất và vị trí mặt trượt nguy hiểm nhất, chưa xác định được biểu đồ phân bố áp lực đất cũng như điểm đặt của tổng áp lực đất tác dụng lên tường.

Sau khi tìm được vị trí mặt trượt như trên, kẻ một đường song song với mặt trượt đó và đi qua trọng tâm của lăng thể trượt. Đường này gặp lưng tường tại điểm O_1 và đó là điểm đặt của áp lực đất tác dụng lên tường.



Hình 5.9. Phương pháp đồ giải của Culmann

5.5. TÍNH TOÁN ÁP LỰC ĐẤT THEO LÝ THUYẾT CÂN BẰNG GIỚI HẠN

5.5.1. Phương pháp của Rankine

Giả thiết:

- Giữa đất và tường không có ma sát ($\delta = 0$).
- Sự hiện diện của tường không ảnh hưởng đến sức chống cắt của đất.
- Ở tại độ sâu z bất kì, áp lực phân bố song song với mặt đất.

a) Đối với đất rời.

- Áp lực chủ động:

$$p_a = \gamma z \cos \beta \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}$$

β : góc nghiêng của đất sau lưng tường.

- Áp lực bị động:

$$p_p = \gamma z \cos \beta \frac{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}$$

• Trường hợp đất sau lưng tường nằm ngang ($\beta = 0$)

- Áp lực chủ động:

$$p_a = \gamma z \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$: hệ số áp lực chủ động

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$$

Vị trí áp lực chủ động E_a tại $H/3$ kể từ đáy tường.

- Áp lực bị động:

$$p_p = \gamma z \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$K_p = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$E_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right)$$

Vị trí áp lực bị động E_p tại $H/3$ kể từ đáy tường

b) Đối với đất dính

• Trường hợp $\delta = \beta = \alpha = 0$

- Áp lực chủ động:

$$p_a = \gamma z \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) - 2c \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$H_c = \frac{2c}{\gamma \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)}$$

- Áp lực bị động:

$$p_p = \gamma z \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) + 2c \operatorname{tg} \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right)$$

5.5.1. Phương pháp số của Sokolovski

Bảng 5.2. Bảng hệ số K^* theo Sokolovski

φ°	$\delta^\circ \backslash \alpha^\circ$	-30	-20	-10	0	10	20	30	40
10	0	0,49	0,58	0,65	0,70	0,72	0,73	0,72	0,67
	5	0,45	0,54	0,61	0,66	0,69	0,70	0,69	0,64
	10	0,43	0,51	0,58	0,64	0,67	0,69	0,68	0,63
20	0	0,27	0,35	0,42	0,49	0,54	0,57	0,60	0,59
	10	0,23	0,31	0,38	0,44	0,50	0,53	0,56	0,55
	20	0,22	0,28	0,35	0,41	0,47	0,51	0,53	0,54
30	0	0,13	0,20	0,27	0,33	0,40	0,46	0,50	0,52
	15	0,11	0,17	0,23	0,29	0,36	0,42	0,46	0,48
	30	0,10	0,15	0,21	0,27	0,33	0,39	0,43	0,46
40	0	0,06	0,11	0,16	0,22	0,29	0,35	0,42	0,46
	20	0,05	0,09	0,13	0,19	0,25	0,32	0,38	0,42
	40	0,04	0,07	0,12	0,17	0,23	0,29	0,36	0,41

a) Đối với đất rời

$$E_a = \frac{1}{2} K_a^* \gamma H^2 ; \quad E_p = \frac{1}{2} K_p^* \gamma H^2$$

K_a^*, K_p^* : hệ số áp lực chủ động và bị động theo lí thuyết cân bằng giới hạn, tra bảng.

b) Đối với đất dính

Tải trọng tác dụng phân bố đều khắp q , $\delta = \beta = \alpha = 0$

$$P_a = (\gamma z + q) \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) - 2c \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$P_p = (\gamma z + q) \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) + 2c \operatorname{tg} \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right)$$

Bảng 5.3. Bảng hệ số K_p^* theo Sokolovski

φ°	$\delta^\circ \backslash \alpha^\circ$	-30	-20	-10	0	10	20	30	40	50	60
10	0	1,53	1,53	1,49	1,42	1,34	1,18	1,04	0,89	0,71	0,53
	5	1,71	1,69	1,64	1,55	1,43	1,26	1,10	0,93	0,74	0,55
	10	1,88	1,79	1,74	1,63	1,50	1,33	1,15	0,96	0,76	0,55
20	0	2,76	2,53	2,30	2,04	1,77	1,51	1,26	1,01	0,77	0,56
	10	3,26	3,11	2,89	2,51	2,16	1,80	1,46	1,16	0,87	0,61
	20	4,24	3,79	3,32	2,86	2,42	2,00	1,63	1,25	0,92	0,63
30	0	5,28	4,42	3,65	3,00	2,39	1,90	1,49	1,15	0,85	0,60
	15	8,76	7,13	5,63	4,46	3,50	2,70	2,01	1,45	1,03	0,69
	30	11,72	9,31	7,30	5,67	4,35	3,29	2,42	1,73	1,23	0,75
40	0	11,27	8,34	6,16	4,60	3,37	2,50	1,86	1,35	0,95	0,64
	20	26,70	18,32	13,02	9,11	6,36	4,41	2,98	1,99	1,33	0,81
	40	43,23	29,40	20,35	13,96	9,43	6,30	4,16	2,67	1,65	0,96

5.6. TÍNH TOÁN ỔN ĐỊNH CHO TƯỜNG CHẮN

Đối với những tường chắn đất có nền không phải là đá thì cần tính toán ổn định tường chắn theo các sơ đồ sau:

- Ổn định cục bộ (ép trời) của đất dưới bản móng tường chắn.
- Trượt phẳng.
- Trượt hỗn hợp.
- Trượt sâu.

Đối với những tường chắn đất có nền là đá thì cần tính toán ổn định tường chắn theo sơ đồ trượt phẳng.

5.6.1. Kiểm tra ổn định trượt phẳng của tường chắn

$$k_{tp} = \frac{\sum E_{p-s}}{\sum E_a} \geq 1,0 \div 1,4$$

$\sum E_{p-s}$ - tổng lực ngang tác động theo phương bị động (không cho tường trượt), bao gồm lực ma sát giữa đáy tường với đất và áp lực đất bị động.

Lực ma sát giữa đáy tường với đất :

$$E_s = [\sigma \cdot \tan \varphi + c] b$$

Với σ là tổng lực đứng tác dụng xuống bản đáy của tường, trừ đi phần áp lực nước đẩy nổi (nếu có).

$$E_s = [(\sum p'' - U) \tan \varphi + c] b$$

$$p'' = N'' / F$$

U - áp lực đẩy nổi của nước tác dụng lên móng tường chắn ứng với chiều rộng mặt trượt tính toán (b);

b - chiều rộng móng tường chắn (chiều rộng mặt trượt tính toán);

$\sum E_a$ - tổng lực ngang tác động theo phương chủ động (làm cho tường trượt), chính áp lực đất chủ động.

5.6.2. Kiểm tra ổn định trượt sâu (lật)

$$k_{ts} = \frac{\sum M_{\text{gay lat}}}{\sum M_{\text{chong lat}}} \geq 1,0 \div 1,4$$

Lấy môment tại vị trí chân trước (O) của móng tường chắn.

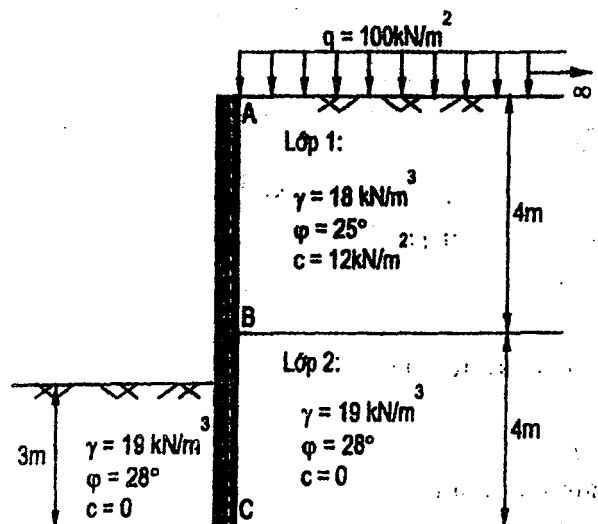
Chú ý đến áp lực đẩy nổi của nước dưới bản móng tường chắn (trường hợp có mực nước ngầm)

BÀI TẬP CHƯƠNG 5

Bài 5.1:

Một tường chắn đất bằng BTCT cao 8m, đất sau lưng tường gồm 2 lớp đất có các đặc trưng như hình vẽ. Tải trọng sau lưng tường phân bố kín đều khắp có độ lớn $q = 100 \text{ kN/m}^2$.

Tường thẳng đứng, trơn láng, đất sau lưng tường nằm ngang. Mực nước ngầm nằm rất sâu.



Tường thẳng đứng, trơn láng, đất sau lưng tường nằm ngang $\Rightarrow \alpha = \beta = \delta = 0$

a) Xác định độ lớn (kN/m) và điểm đặt (m) (cách chân tường C) của tổng áp lực đất chủ động (trên 1m tường) tác dụng đoạn tường AB.

Lớp 1:

$$\text{Hệ số áp lực đất chủ động: } K_a = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) = \tan^2\left(45^\circ - \frac{25}{2}\right) = 0,406$$

$$\text{Cường độ áp lực đất chủ động: } p_a = \gamma z K_a + q K_a - 2c\sqrt{K_a}$$

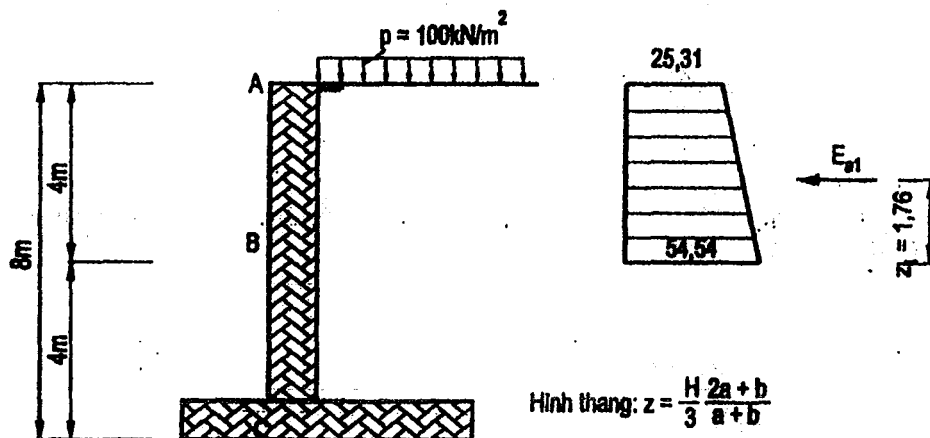
$$z = 0 \rightarrow p_a = q K_a - 2c\sqrt{K_a} = 100 \times 0,406 - 2 \times 12\sqrt{0,406} = 25,31 (\text{kN/m}^2)$$

$$z = 4 \rightarrow p_a = K_a \gamma z + q K_a - 2c\sqrt{K_a} = 0,406 \times 18 \times 4 + 25,31 = 54,54 (\text{kN/m}^2)$$

$$E_a \begin{cases} \text{Độ lớn: Diện tích biểu đồ } P_a \\ \text{Điểm đặt: Trọng tâm biểu đồ } P_a \end{cases}$$

$$E_a = \frac{25,31 + 54,54}{2} \times 4 = 159,7 (\text{kN/m})$$

$$z_1 = \frac{4}{3} \times \frac{2 \times 25,31 + 54,54}{25,31 + 54,54} + 4 = 5,76 (\text{m})$$



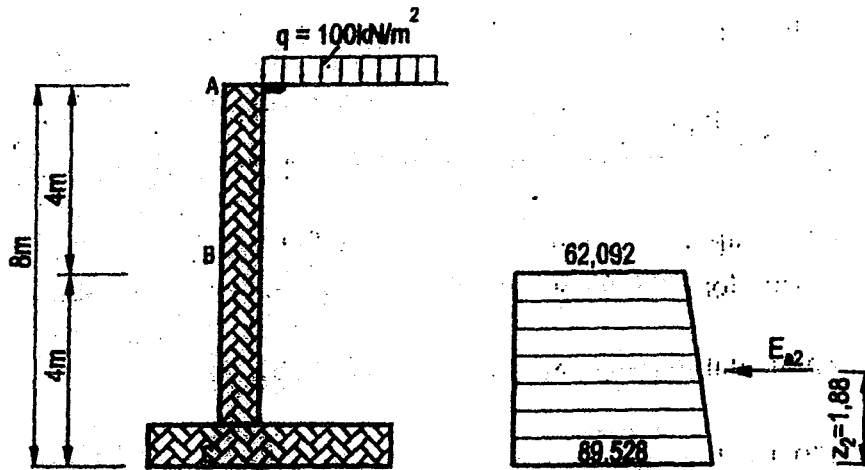
b) Xác định độ lớn (kN/m) và điểm đặt (m) (cách chân tường C) của tổng áp lực đất chủ động (trên 1m tường) tác dụng đoạn tường BC.

Lớp 2:

$$\text{Hệ số áp lực đất chủ động: } K_a = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) = \tan^2\left(45^\circ - \frac{28}{2}\right) = 0,361$$

Qui lớp đất 1 thành tải trọng phân bố tác dụng lên lớp đất 2, có giá trị bằng trọng lượng bản thân lớp đất 1:

$$q_1 = \gamma h = 18 \times 4 = 72 (\text{kN/m}^3)$$



Tổng tải trọng phân bố tác dụng lên lớp đất số 2:

$$q = 100 + 72 = 172 (\text{kN} / \text{m}^2)$$

Cường độ áp lực đất chủ động: $p_a = \gamma z K_a + q K_a - 2c \sqrt{K_a}$

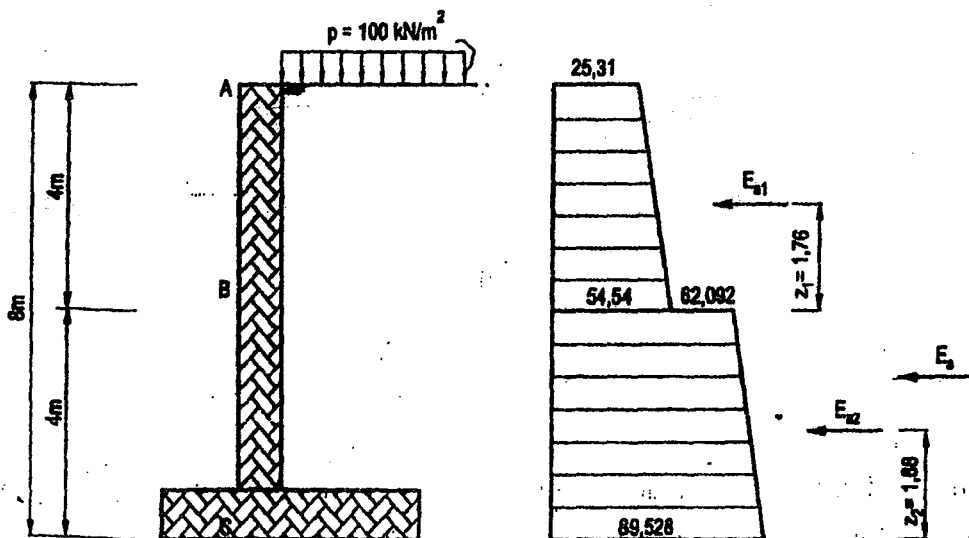
$$z = 4 (z'=0) \rightarrow p_a = q K_a = 172 \times 0,361 = 62,092 (\text{kN} / \text{m}^2)$$

$$z = 8 (z'=4) \rightarrow p_a = K_a \gamma z + q K_a = 0,361 \times 19 \times 4 + 62,092 = 89,528 (\text{kN} / \text{m}^2)$$

$$E_a = \frac{62,092 + 89,528}{2} \times 4 = 303,24 (\text{kN} / \text{m}) \sqrt{b^2 - 4ac}$$

$$z_2 = \frac{4}{3} \times \frac{2 \times 62,092 + 89,528}{62,092 + 89,528} = 1,88 (\text{m})$$

c) Xác định độ lớn (kN/m) và điểm đặt (m) (cách chân tường C) của tổng áp lực đất chủ động (trên 1m tường) tác dụng lên toàn thân tường.



$$E_a = E_{a1} + E_{a2} = 159,7 + 303,24 = 462,94 (\text{kN/m})$$

$$z = \frac{E_{a1} \times z_1 + E_{a2} \times z_2}{E_{a1} + E_{a2}} = \frac{159,7 \times 5,76 + 303,24 \times 1,88}{462,94} = 3,22 (\text{m})$$

d) Tính tổng áp lực ngang (kN/m) tác dụng lên toàn thân tường (trên 1m tường), (bao gồm áp lực chủ động và bị động)

$$\text{Hệ số áp lực đất bị động: } K_p = \tan^2(45^\circ + \frac{\varphi}{2}) = \tan^2(45^\circ + \frac{28}{2}) = 2,77$$

$$\text{Cường độ áp lực đất bị động: } p_p = \gamma z K_p + q K_p - 2c\sqrt{K_p}$$

$$z = 0 \rightarrow p_p = 0 (\text{kN/m}^2)$$

$$z = 3 \rightarrow p_p = K_p \gamma z = 2,77 \times 19 \times 3 = 157,89 (\text{kN/m}^2)$$

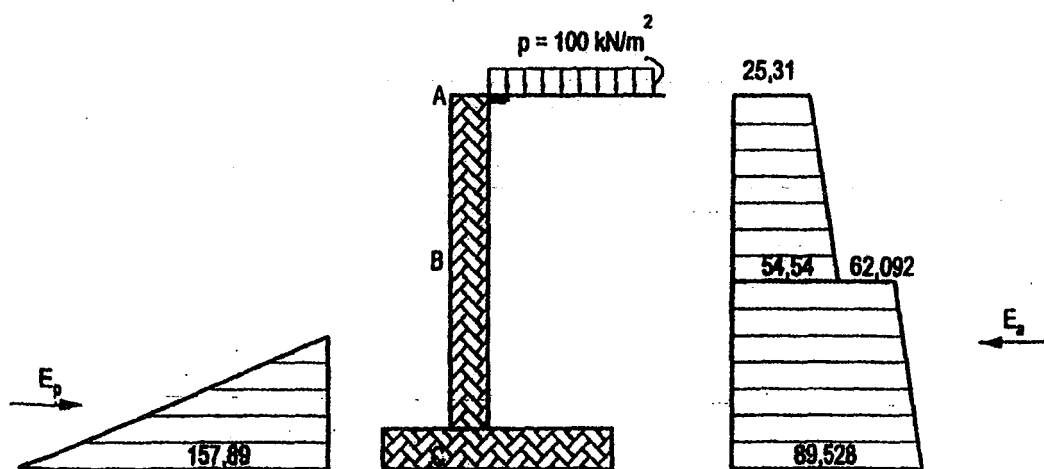
$$E_p \begin{cases} \text{Độ lớn: Diện tích biểu đồ } P_p \\ \text{Điểm đặt: Trọng tâm biểu đồ } P_p \end{cases} \quad \text{Tam giác: } z = \frac{H}{3}$$

$$E_p = \frac{157,89}{2} \times 3 = 236,835 (\text{kN/m}^2)$$

$$z = \frac{3}{3} = 1 (\text{m})$$

Tổng áp lực ngang tác dụng lên thân tường:

$$E = E_a - E_p = 462,94 - 236,835 = 226,105 (\text{kN/m})$$

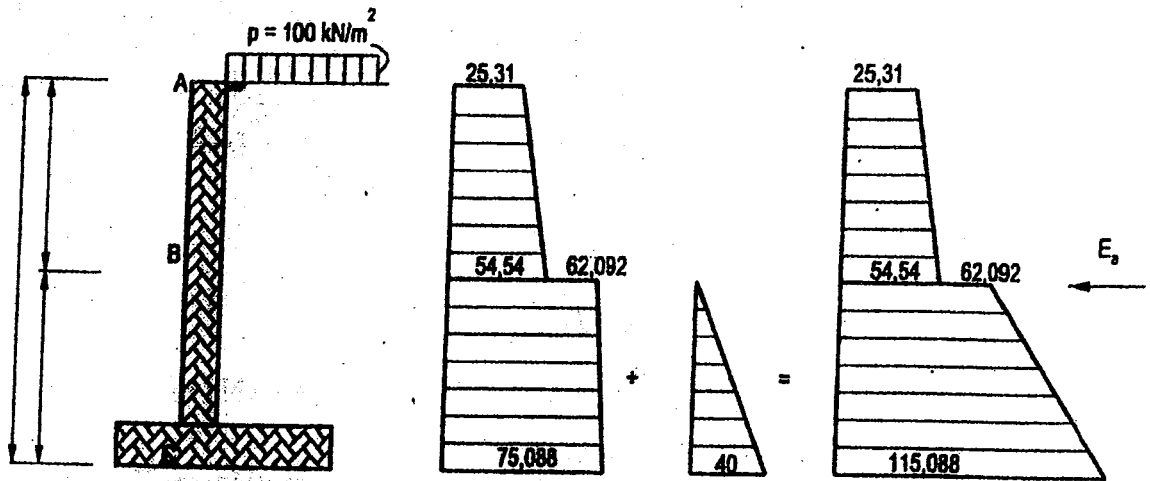


e) Trường hợp mực nước ngầm nằm ngay tại lớp 2 (cách mặt đất 4m), xác định độ lớn (kN/m) và điểm đặt (m) (cách chân tường C) của tổng áp lực đất chủ động (trên 1m tường) tác dụng lên toàn thân tường.

Mực nước ngầm tại lớp 2 → áp lực đất chủ động tác dụng lên tường đoạn AB là không đổi.

Dưới mực nước ngầm → tính với $\gamma_{\text{đầu nổi}}$

Lớp 2:



Tổng tải trọng phân bố tác dụng lên lớp đất số 2:

$$q = 100 + 72 = 172 (\text{kN} / \text{m}^2)$$

Cường độ áp lực đất chủ động: $p_a = \gamma z K_a + q K_a - 2c \sqrt{K_a}$

$$z = 4_{(z'=0)} \rightarrow p_a = q K_a = 172 \times 0,361 = 62,092 (\text{kN} / \text{m}^2)$$

$$z = 8_{(z'=4)} \rightarrow p_a = K_a \gamma z + q K_a = 0,361 \times (19 - 10) \times 4 + 62,092 = 75,088 (\text{kN} / \text{m}^2)$$

$$E_{a2} = \frac{62,092 + 115,088}{2} \times 4 = 354,36 (\text{kN} / \text{m})$$

$$z_2 = \frac{4}{3} \times \frac{2 \times 62,092 + 115,088}{62,092 + 115,088} = 1,80 (\text{m})$$

$$E_a = E_{a1} + E_{a2} = 159,7 + 354,36 = 514,06 (\text{kN} / \text{m})$$

$$z = \frac{E_{a1} \times z_1 + E_{a2} \times z_2}{E_{a1} + E_{a2}} = \frac{159,7 \times 5,76 + 354,36 \times 1,8}{514,06} = 3,03 (\text{m})$$

f) Giả sử $q = 0$, xác định độ sâu khi đào đất không phải chấn

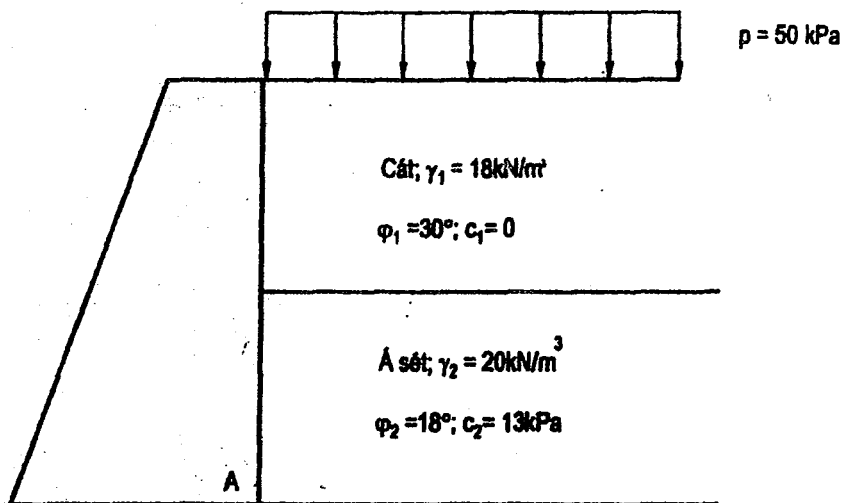
Đào không phải chấn nên khoảng cách từ mặt đất đến độ sâu bằng $2H_c$:

$$p_a = \gamma z K_a - 2c \sqrt{K_a} = 0 \Leftrightarrow z = \frac{2c}{\gamma \sqrt{K_a}} = H_c = \frac{2 \times 12}{18 \times \sqrt{0,406}} = 2,09 (\text{m})$$

$$\rightarrow 2H_c = 4,18 (\text{m}).$$

Bài 5.2. Một lưng tường chắn tròn lồi, thẳng đứng, cao 6m, mặt đất đắp nằm ngang, chịu tải phân bố đều $p = 50 \text{ kPa}$ kín khắp trên mặt đất sau lưng tường.

Đất đắp gồm hai lớp: lớp trên là cát dày 3m; lớp dưới là á sét dày 3m, các đặc trưng ghi trong hình.



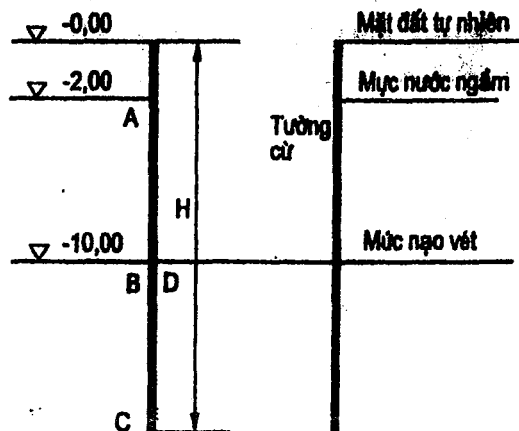
a) Tính áp lực chủ động tác động lên lưng tường tại đỉnh tường; đáy lớp cát; mặt trên lớp á sét và đáy lớp á sét.

b) Tính tổng áp lực đất chủ động tác động lên tường và moment tác động do áp lực chủ động đối với điểm A ở chân tường.

Bài 5.3: Đề thi olympic cơ học toàn quốc năm 2003

Cho mặt cắt ngang một hố móng sâu, dài, được đào trong nền đất cát có trọng lượng đơn vị thể tích đất trên mực nước ngầm là $\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$, khi bão hòa $\gamma_{\text{sat}} = 19 \text{ kN/m}^3$.

Hố móng được bảo bằng tường cừ cách nước hoàn toàn. Nước trong hố móng luôn ổn định ở mức đáy hố do liên tục bơm hút.



a) Xác định chiều sâu H (so với mặt đất) của tường cừ để đảm bảo cho đáy hố đào được ổn định (không bị đẩy bùng) với hệ số an toàn $FS = 1,5$.

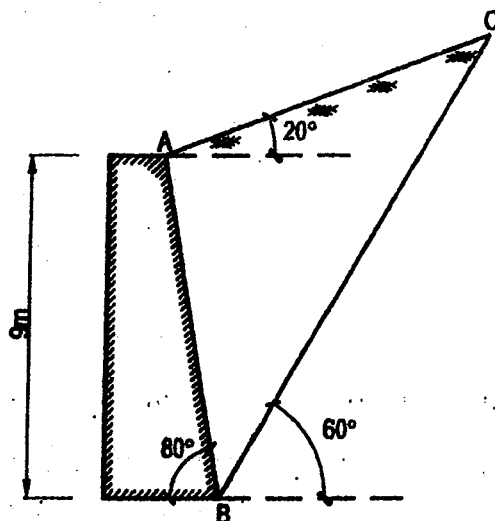
b) Với chiều sâu tường như vậy (đã xác định theo câu a), xác định ứng suất hữu hiệu theo phương đứng trong đất tại các điểm B và D.

Bài 5.4: Đề thi olympic cơ học toàn quốc năm 2004

Một tường chắn đất cao 9m, lưng tường nghiêng với phương nằm ngang 80° . Đất đắp sau tường nghiêng $\beta = 20^\circ$, là đất cát có góc ma sát trong $\varphi = 24^\circ$ và trọng lượng riêng $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$. Góc ma sát giữa đất đắp và lưng tường $\delta = 20^\circ$.

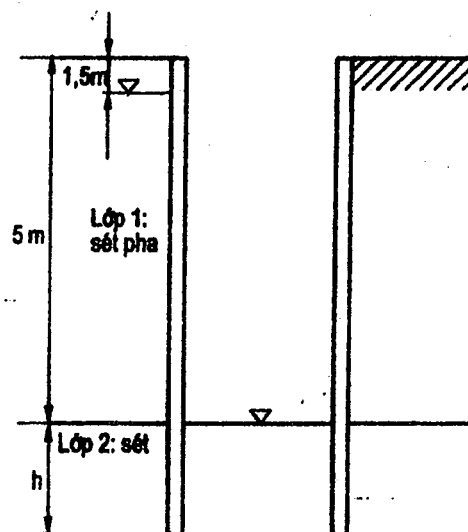
a) Xác định giá trị tổng áp lực đất lên tường chắn ứng với mặt trượt giả định BC hợp với phương nằm ngang 1 góc 60°

b) Theo lý thuyết của Coulomb thì nó là áp lực đất loại gì? Có phải là áp lực đất chủ động không?



Bài 5.5: Đề thi olympic cơ học toàn quốc năm 2005

Khi thi công hố móng, để hạ mực nước ngầm xuống ngang mức đáy móng người ta dùng biện pháp cọc cừ và bơm hút nước. Hỏi chiều sâu cừ chôn vào lớp đất 2 tối thiểu là bao nhiêu để không xảy ra hiện tượng chảy đất (xói ngầm) ở đáy hố móng với hệ số an toàn $FS = 2$.



Nền gồm hai lớp :

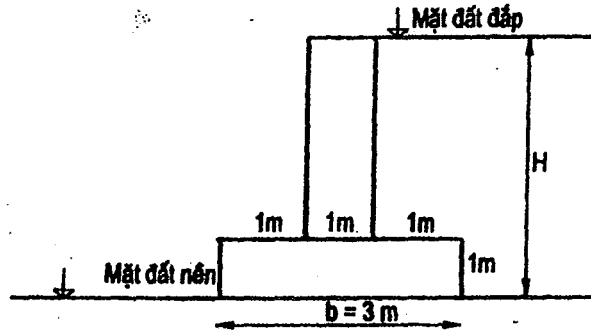
+ Lớp 1 : Sét pha dày $h_1 = 5\text{m}$, hệ số thấm $k_1 = 1,5 \times 10^{-6} \text{cm/s}$.

+ Lớp 2 : Sét dày vô cùng , hệ số thấm $k_2 = 4 \times 10^{-6} \text{cm/s}$, trọng lượng riêng $\gamma = 19,8 \text{KN/m}^3$.

Giả thiết khi bơm hút, mực nước ngầm ngoài hố móng không đổi ở mức $-1,5\text{m}$.

Bài 5.6: Đề thi olympic cơ học toàn quốc năm 2006

Tường chắn đất trọng lực bằng bê tông cốt thép có $\gamma_{bt} = 25 \text{ kN/m}^3$. Đáy móng đặt trên nền đất sét pha có $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$, $\varphi = 22^\circ$ và $c = 5 \text{ kN/m}^2$. Đất đắp là cát có $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ và $\varphi = 30^\circ$. Bỏ qua ma sát lưng tường và đất $\delta = \varphi = 22^\circ$.

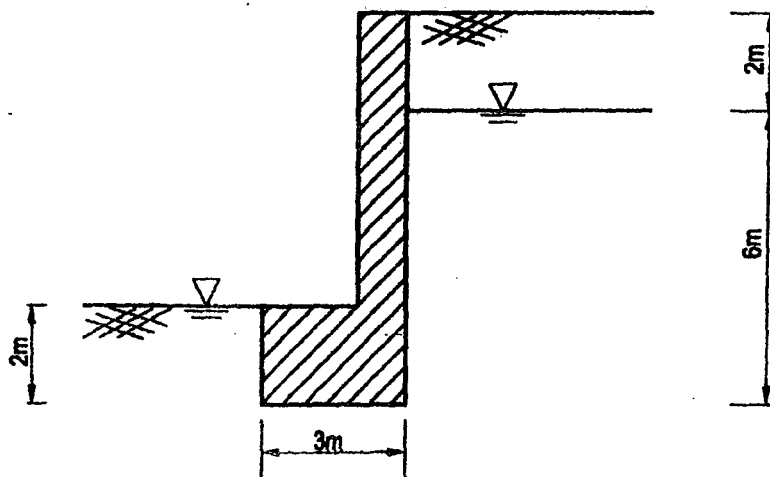


- Xác định chiều cao H lớn nhất để tường không bị trượt phẳng theo mặt đáy tiếp giáp với mặt nền.
- Để làm tăng hệ số an toàn ổn định trượt phẳng FS người ta mở rộng đáy móng tường về phía đất đắp. Hãy xác định chiều rộng đáy tường tối thiểu để có $FS = 1.5$ với chiều cao tường H được xác định theo câu a.

Bài 5.7: Đề thi olympic cơ học toàn quốc năm 2010

Một tường chắn có cấu tạo như hình vẽ. Đất trước và sau tường là đất sét có $\gamma = 18,2 \text{ kN/m}^3$, $\gamma_{sat} = 20 \text{ kN/m}^3$, $\varphi = 26^\circ$. Mực nước sau tường nằm thấp hơn mặt đất 2m, mực nước trước tường ở ngang mặt đất. Vẽ biểu đồ áp lực đất bị động và chủ động và áp lực nước tác dụng lên tường:

- Không xét đến dòng thấm.
- Có xét đến dòng thấm.



TÀI LIỆU THAM KHẢO

1. Lê Quý An, Nguyễn Công Mẫn, Nguyễn Văn Quỳ, *Cơ học đất*, NXB ĐH và THCN, 1970.
2. Châu Ngọc ản, *Cơ học đất*, Nhà xuất bản Đại học Quốc Gia Tp. Hồ Chí Minh, 2002.
3. Arnold Verruijt, *Soil Mechanics*, Delft University of Technology, 2006.
4. Atkinson, *An introduction to the Mechanics of Soils and Foundations*, John Willey, 1993
5. Bowles, *Foundation Analysis and Design*, McGraw-Hill, 1996.
6. Das, *Principles of Foundation Engineering*, PWS-Kent-Boston, 1984.
7. Jain, *Soil Mechanics and Foundation engineering*, fifth edition, Nai Sarak, 2000.
8. Vũ Công Ngử - Nguyễn Văn Dũng, *Cơ học đất*, Nhà Xuất Bản Khoa Học Kỹ Thuật – Hà Nội, 2000.
9. Raj, *Geotechnical Engineering*, McGraw-Hill, 1995
10. Sanglerat, *The penetrometer and soil exploitation*, Elsevier, 1972.
11. Spangler, *Soil Engineering*, ITC-Pennsylvania, 1971.
12. Spigolon, *Civil Engineering PE Exam Depth Guide*, McGraw – Hill, New York, 2001.
13. TCXD 45-70, *Tiêu chuẩn thiết kế nền thiên nhiên cho nhà và công trình*, Bộ Xây dựng, Bộ Xây dựng, 1978.
14. Taylor, *Fundamentals of soil Mechanics*, John Willey, 1948.
15. Terzaghi, *Theoretical Soil Mechanics*, Wiley, New York, 1940.
16. Terzaghi, *Theorical Soil Mechanics*, John Willey, 1943.
17. Terzaghi- Peck, *Soil Mechanics in Engineering Practice*, Wiley, New York, 1948.
18. Viện thiết kế nền và móng công trình ngầm (Liên Xô cũ), *Sổ tay thiết kế nền và móng*, NXB KH và KT, Hà Nội, 1974.
19. Wood, *Soil Behaviour and Critical State Soil Mechanics*, Cambridge U. Press, 1994.
20. Xutovich, *Cơ học đất*, NXB Nông nghiệp, 1987.

MỤC LỤC

Chương 1: BÀN CHẤT VẬT LÝ CỦA ĐẤT	5
1.1. Quá trình tạo thành đất	5
1.2. Các loại trầm tích và đặc điểm của nó	5
1.3. Các pha tạo thành đất và tác dụng lẫn nhau giữa chúng	5
1.4. Phương pháp thí nghiệm xác định thành phần hạt trong phòng thí nghiệm	7
1.5. Pha lỏng	16
1.6. Pha khí	17
1.7. Các chỉ tiêu tính chất và trạng thái của đất	17
1.8. Tính đầm chặt của đất	31
1.9. Phân loại đất	36
Bài tập chương 1	39
Chương 2: PHÂN BỐ ỨNG SUẤT TRONG ĐẤT	50
2.1. Khái niệm về ứng suất	50
2.2. Phân bố ứng suất do trọng lượng bản thân	51
2.3. Phân bố ứng suất do tải trọng ngoài	60
Bài tập chương 2	89
Chương 3: BIẾN DẠNG CỦA ĐẤT NỀN	98
3.1. Khái niệm chung về biến dạng của đất	98
3.2. Đặc trưng thủy học của đất	98
3.3. Đặc trưng biến dạng của đất	108
3.4. Định luật nén lún, hệ số nén lún, Môđun biến dạng của đất	112
3.5. Thiết lập công thức tính lún cho mẫu đất nén không nở hông trong phòng thí nghiệm	121
3.6. Định luật cố kết thấm của Terzaghi	122
3.7. Tính toán độ lún ổn định của nền S	127
3.8. Tính độ lún nền theo thời gian	136
3.9. Độ lún do nén thứ cấp của đất nền	142
Bài tập chương 3	143
Chương 4: SỨC CHỊU TẢI CỦA ĐẤT NỀN	156
4.1. Tổng quan về sức chống cắt của đất	156
4.2. Các phương pháp xác định thông số sức chống cắt	162

Sức chịu tải của đất nền	184
Bài tập chương 4	196
Chương 5: ÁP LỰC NGANG CỦA ĐẤT	203
5.1. Khái niệm về tường chắn	203
5.2. Các loại áp lực ngang của đất	203
5.3. Tính toán áp lực đất theo phương pháp dùng mặt trượt giả định của Coulomb	206
5.4. Tính toán áp lực đất chủ động theo phương pháp đồ giải của Culmann	217
5.5. Tính toán áp lực đất theo lý thuyết cân bằng giới hạn	218
5.6. Tính toán ổn định cho tường chắn	220
Bài tập chương 5	221
<i>Tài liệu tham khảo</i>	229
<i>Mục lục</i>	230

4.3
B
C

CƠ HỌC ĐẤT

(Tái bản)

Chịu trách nhiệm xuất bản:

TRINH XUÂN SƠN

Biên tập:

NGUYỄN THỊ BÌNH

Chế bản:

TRẦN THU HOÀI

Sửa bản in:

NGUYỄN THỊ BÌNH

Trình bày bìa:

VŨ BÌNH MINH

In 500 cuốn khổ 19×27cm, tại xưởng in Nhà xuất bản Xây dựng. Giấy chấp nhận đăng kí kế hoạch xuất bản số 46-2011/CXB/799-01/XD ngày 05 - 01 -2011. Quyết định xuất bản số 43/QĐ-XBXD ngày 18 - 2 - 2011. In xong nộp lưu chiểu tháng 3 - 2011.