

LỜI NÓI ĐẦU.

Đã hơn 20 năm trôi qua kể từ ngày Nhà xuất bản Đại học và Trung học chuyên nghiệp (tức Nhà xuất bản Giáo dục hiện nay) phát hành lần đầu tiên quyển sách *Bài tập Cơ học đất*. Từ đó đến nay, nhất là trong hơn 10 năm đổi mới và mở cửa gần đây, việc giảng dạy Cơ học đất ở các trường đại học đã có nhiều thay đổi. Nếu trước đây chúng ta chủ yếu dựa vào tài liệu của Liên Xô cũ, thì hiện nay để dễ hòa nhập và để các kỹ sư của chúng ta dễ hiểu, để làm việc với các đối tác khác, chúng ta phải giảng cho sinh viên cả những cách giải thích, cách làm theo những tài liệu của Tây Âu, Bắc Mỹ.

Cuốn *Bài tập Cơ học đất* này được soạn lại, vẫn sử dụng phần lớn những bài tập đã có, đồng thời bổ sung thêm những bài tập đáp ứng với những thay đổi trong nội dung giảng dạy Cơ học đất những năm gần đây. Cũng như cũ, mỗi chương đều có phần tóm tắt lý thuyết để sinh viên có thể dùng sách một cách độc lập và đồng thời cũng thuận tiện trong ôn tập. Tuy vậy, vì giới hạn khối lượng, phần tóm tắt không thể thu gom hết mọi nội dung nên khi cần sinh viên vẫn phải dùng đến sách lý thuyết (có thể dùng sách Cơ học đất của R. Whitlow, bản tiếng Việt, Nhà xuất bản Giáo dục).

Cả lần trước cũng như lần này, sách *Bài tập Cơ học đất* cũng mới chỉ cung cấp cho sinh viên những dạng cơ bản mà không thể nêu hết được những trường hợp phức tạp, đòi hỏi những phân tích sâu và tinh tế.

Chúng tôi hy vọng cuốn Bài tập Cơ học đất này sẽ có ích cho sinh viên tất cả các ngành công trình xây dựng có Cơ học đất là môn học kỹ thuật cơ sở, và mong nhận được ý kiến nhận xét của các bạn đồng nghiệp và những người sử dụng sách.

GS. TS. Vũ công Ngự

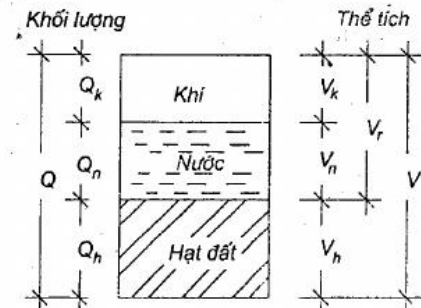
Chương I

TÍNH CHẤT VẬT LÝ CỦA ĐẤT VÀ PHÂN LOẠI ĐẤT

TÓM TẮT LÝ THUYẾT

Trong điều kiện tự nhiên, đất là một hợp thể phức tạp gồm ba thể : thể rắn (các hạt rắn), thể lỏng và thể khí ; khi các lỗ rỗng trong đất chứa đầy nước thì nó gồm 2 thể : thể rắn và thể lỏng.

Nếu chúng ta dùng sơ đồ 3 thể, tượng trưng cho một thể tích đất, thì dễ dàng có khái niệm về phân lượng mỗi thể trong đất (Hình I-1). Trên hình vẽ ta dùng các ký hiệu sau đây :



Hình I-1

V - thể tích toàn bộ đất ;

V_h - thể tích những hạt rắn của đất ;

V_n - thể tích nước ;

V_k - thể tích khí ;

$V_n + V_k = V_r$ - thể tích lỗ rỗng của đất ;

Q - trọng lượng toàn bộ đất ;

Q_h - trọng lượng các hạt rắn của đất ;
 Q_n - trọng lượng nước trong lỗ rỗng ;
 Q_k - trọng lượng khí trong lỗ rỗng ; vì khí rất nhẹ nên xem như $Q_k = 0$.

Tính chất của mỗi thể hợp thành ảnh hưởng tới tính chất của đất, hơn nữa, phân lượng của mỗi thể trong đất mà thay đổi thì tính chất của đất cũng thay đổi. Vì thành phần của đất phức tạp như vậy, cho nên muốn xem xét tính chất và trạng thái vật lý của đất, người ta phải dùng nhiều chỉ tiêu. Dưới đây nhắc đến những chỉ tiêu chủ yếu.

I-1. Trọng lượng riêng (dung trọng) của đất

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

Trọng lượng riêng ướt (hay trọng lượng riêng tự nhiên), ký hiệu γ_w , là trọng lượng một đơn vị thể tích đất ướt (đất ở trạng thái tự nhiên) :

$$\gamma_w = \frac{Q}{V} \quad (I-1)$$

Đại lượng γ_w thường dùng với đơn vị là N/cm^3 hoặc kN/m^3 và được xác định trực tiếp bằng thí nghiệm. Thông thường nó thay đổi trong phạm vi 15 - 20 kN/m^3 . Khi đất no nước (hai thể) thì trọng lượng riêng ướt bằng trọng lượng riêng no nước.

Trọng lượng riêng khô, ký hiệu γ_k , là trọng lượng một đơn vị thể tích đất ở trạng thái hoàn toàn khô, có nghĩa nó là trọng lượng hạt rắn trong một đơn vị thể tích đất :

$$\gamma_k = \frac{Q_h}{V} \quad (I-2)$$

Đại lượng γ_k cũng dùng đơn vị như với γ_w (N/cm^3 , kN/m^3). Trị số γ_k thay đổi tùy theo độ chặt của đất ; nó có thể xác

định bằng phương pháp thí nghiệm trực tiếp, nhưng thường hay được xác định gián tiếp qua các công thức tính đổi (Bảng I-11)*.

Trọng lượng riêng hạt của đất, ký hiệu γ_h (hoặc γ_Δ), là trọng lượng một đơn vị thể tích hạt rắn của đất :

$$\gamma_h = \frac{Q_h}{V_h} \quad (I-3)$$

Đại lượng γ_h có đơn vị giống như γ_w , γ_k (N/cm^3 , kN/m^3). Điều đáng chú ý là γ_h thay đổi trong một phạm vi hẹp (từ 26 đến 28 kN/m^3). Chỉ tiêu γ_h thường được xác định bằng phương pháp trực tiếp thí nghiệm.

Người ta có thể dùng chỉ tiêu *tỷ trọng hạt của đất*, ký hiệu là Δ . Theo định nghĩa như trong vật lý :

$$\Delta = \frac{\gamma_h}{\gamma_n} \quad (I-4)$$

Trong đó : γ_n - trọng lượng riêng của nước ở nhiệt độ $4^\circ C$.

Trọng lượng riêng đất no nước (hay đất bão hòa), ký hiệu γ_{nn} , là trọng lượng của một đơn vị thể tích đất ở trạng thái no nước (các lỗ rỗng của đất chứa đầy nước) :

$$\gamma_{nn} = \frac{Q_h + Q_n}{V} \quad (I-5)$$

Trọng lượng riêng đẩy nổi của đất (hay trọng lượng riêng của đất nằm dưới mực nước ngầm), ký hiệu là γ_{dn} , là trọng lượng riêng của đất có kể đến lực đẩy nổi của nước :

$$\gamma_{dn} = \frac{Q_h - V_h \cdot \gamma_n}{V} = \gamma_{nn} - \gamma_n \quad (I-6)$$

* Bảng tính đổi này, cũng như các bảng phân loại đất từ I - 3 đến I - 11, cho ở cuối phần Tóm tắt lý thuyết.

Các đại lượng γ_{nm} , γ_{dn} thường được xác định gián tiếp bằng cách dùng những công thức tính đối (Bảng I - 10).

1-2. Độ ẩm và độ no nước (bão hòa) của đất

Lượng nước chứa trong lỗ rỗng của đất có ảnh hưởng rất lớn tới tính chất của đất. Về mặt này người ta thường dùng hai chỉ tiêu.

Độ ẩm của đất, ký hiệu W , và tỷ số giữa trọng lượng nước chứa trong lỗ rỗng của đất với trọng lượng hạt rắn của đất :

$$W = \frac{Q_n}{Q_h} \quad (I-7)$$

Đại lượng W thường được biểu thị bằng phần trăm (nhưng cũng có thể viết dưới dạng số thập phân), nó được xác định bằng cách trực tiếp thí nghiệm.

Độ no nước (bão hòa) của đất, ký hiệu G , là phân lượng nước chứa trong lỗ rỗng của đất, hay nói cách khác là tỷ số giữa thể tích nước với thể tích lỗ rỗng :

$$G = \frac{V_n}{V_r} \quad (I-8)$$

Cũng như W , đại lượng G có thể biểu diễn bằng con số phần trăm hoặc bằng số thập phân. Với đất cát : $G < 0,5$: cát ít ẩm ; $0,5 \leq G \leq 0,8$: cát ẩm ; $G > 0,8$: cát no nước.

1-3. Độ rỗng và hệ số rỗng của đất. Độ chặt tương đối của đất cát

Lượng lỗ rỗng của đất phản ánh độ chặt của đất. Để biểu thị mức độ rỗng của đất, trong tính toán thường dùng 2 chỉ tiêu.

Độ rỗng của đất, ký hiệu là n , là thể tích lỗ rỗng trong một đơn vị thể tích đất :

$$n = \frac{V_r}{V} \quad (I-9)$$

Độ rỗng của đất có thể biểu thị bằng số phần trăm hoặc số thập phân.

Hệ số rỗng của đất, ký hiệu e , là tỷ số giữa thể tích rỗng với thể tích hạt rắn của đất :

$$e = \frac{V_r}{V_h} \quad (I-10)$$

e thường được biểu thị bằng số thập phân. Các chỉ tiêu n , e thường được xác định một cách gián tiếp, nghĩa là suy ra từ các công thức tính đối (Bảng I - 11).

Ở các đất cát, trạng thái độ chặt có ý nghĩa quyết định đối với tính năng xây dựng của nó. Người ta phân biệt ra 3 trạng thái độ chặt của đất cát : chặt, chặt vừa và xốp hoặc rời. Để đánh giá độ chặt của đất cát người ta có thể dựa vào hệ số rỗng của nó (như trong quy phạm của Liên Xô trước đây СНиП II-Г. 1-62, Bảng I-3). Người ta cũng đưa ra một chỉ tiêu khác gọi là độ chặt tương đối của đất cát, ký hiệu D , theo định nghĩa :

$$D = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} \quad (I-11)$$

Trong đó :

$e_{\max}$ - hệ số rỗng của đất cát ấy ở trạng thái xốp nhất ;

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

e - hệ số rỗng của đất cát ấy ở trạng thái tự nhiên.

Căn cứ vào D người ta đánh giá độ chặt của đất cát (Bảng I-4).

Cần lưu ý rằng để tính được độ chặt tương đối D của cát cần xác định hệ số rỗng tự nhiên e . Việc lấy được mẫu cát nguyên dạng để thí nghiệm hệ số rỗng tự nhiên e là rất khó khăn, nhất là trường hợp lấy mẫu đất ở sâu. Vì vậy đánh giá độ chặt của cát theo độ chặt tương đối D chỉ nên dùng cho mẫu cát chế bị trong phòng thí nghiệm.

Trong thực hành nên dùng các thí nghiệm hiện trường như thí nghiệm xuyên tĩnh, thí nghiệm SPT để đánh giá độ chặt của cát.

Với thí nghiệm xuyên tĩnh độ chặt của cát được phân loại theo sức kháng xuyên q_c (Bảng I-5).

Còn với thí nghiệm SPT độ chặt của cát được phân loại theo số đập N (N là số nhát đập bằng quả tạ tiêu chuẩn nặng 63,5 kg (140 lb), rơi ở chiều cao tiêu chuẩn $h = 76$ cm (30") để ống mẫu tiêu chuẩn ngập vào đất 30 cm (xem Bảng I-6).

I-4. Giới hạn sệt, giới hạn dẻo, độ đặc của đất dính

Nói chung, tính chất của đất phụ thuộc độ ẩm của nó. Đặc biệt đối với loại đất sét (đất dính) độ ẩm đóng vai trò quyết định. Khi độ ẩm của đất dính thay đổi từ nhỏ đến lớn, trạng thái của nó cũng thay đổi từ cứng, qua dẻo sang nhão. Những chỉ tiêu sau đây phản ánh đặc điểm ấy của đất dính.

Giới hạn dẻo, ký hiệu W_d hoặc PL (plastic limit), hay còn gọi là giới hạn lún W_l vì nó được xác định bằng phương pháp lún tay. Đây là độ ẩm giới hạn khi đất chuyển từ trạng thái cứng sang trạng thái dẻo.

Giới hạn sệt (hay giới hạn chảy), ký hiệu W_s hoặc LL (liquid limit), hay còn gọi là giới hạn nhão W_{nh} , là độ ẩm giới hạn khi đất chuyển từ trạng thái dẻo sang trạng thái nhão. W_s , W_{nh} thường được gọi là các giới hạn Atterberg và là độ ẩm của đất ở trạng thái khi thả quả chùy Vaxiliev nặng 76 g, góc ở mũi 30° sẽ ngập vào bát đất 10 mm sau 5 s; hoặc quả chùy nặng 80 g, góc ở mũi 30° sẽ ngập vào bát đất 20 mm sau 5 s. Lưu ý là phương pháp xác định LL theo tiêu chuẩn Việt Nam (dùng chùy Vaxiliev), thường cho giá trị LL thấp hơn (khoảng 30%) so với giá trị LL xác định theo tiêu chuẩn Mỹ (phương pháp Casagrande).

Hiệu số của các độ ẩm giới hạn sệt và giới hạn dẻo gọi là **chỉ số dẻo của đất dính**, ký hiệu A, cũng ký hiệu là IP (index plastic):

Độ đặc của đất dính, ký hiệu B hoặc CR (consistence relatively) được tính theo công thức:

$$B = \frac{W - W_d}{W_s - W_d} = \frac{W - W_d}{A} \text{ hoặc } CR = \frac{m - PL}{IP} \quad (I-13)$$

Với W (hoặc m) là độ ẩm tự nhiên của đất.

Chỉ số dẻo A dùng để phân loại đất dính (Bảng I-7), còn chỉ tiêu độ đặc B thì dùng để đánh giá trạng thái của đất dính (Bảng I-8).

I-5. Thành phần hạt của đất

Các hạt rắn của đất có những tính chất rất khác nhau, chủ yếu phụ thuộc kích thước của chúng. Vì vậy các hạt rắn được phân loại theo cỡ hạt. Một loại đất thường chứa nhiều cỡ hạt. Phân lượng một cỡ hạt tính bằng % trọng lượng đất khô gọi là hàm lượng của cỡ hạt ấy. Tập hợp hàm lượng các cỡ hạt của một loại đất gọi là cấp phối hạt của loại đất ấy. Cấp phối hạt của một loại đất thường được trình bày bằng nhiều dạng, trong đó thông dụng là dạng đường cong cấp phối trên hệ trục tọa độ thông thường với trục tung là hàm lượng % các nhóm hạt và trục hoành là đường kính hạt d (mm), hoặc hệ trục tọa độ nửa logarit với trục tung là hàm lượng % các nhóm hạt và trục hoành là logarit đường kính hạt (lgd).

Để thuận tiện cho việc lập hệ trục tọa độ nửa logarit ta nên đổi đường kính hạt từ (mm) ra μm (1 mm = 1000 μm) rồi lấy lgd theo bảng quy đổi I-1.

Bảng I-1

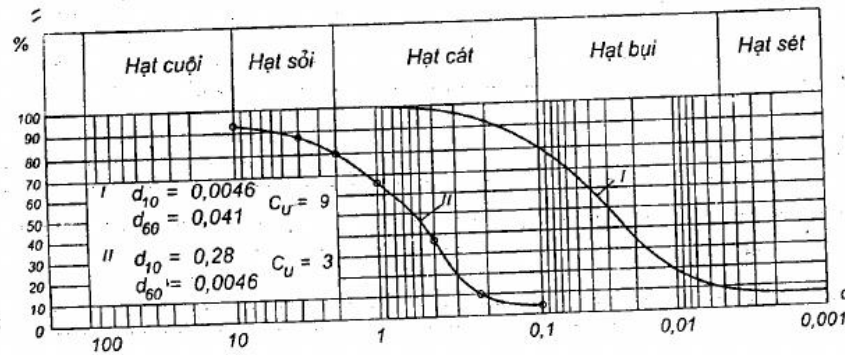
d (mm)	d (μm)	lgd	d (mm)	d (μm)	lgd
0,001	1	0	1	1000	3,0
0,005	5	0,7	1,5	1500	3,18
0,01	10	1,0	2	2000	3,3
0,05	50	1,7	3	3000	3,48
0,10	100	2,0	5	5000	3,7
0,250	250	2,4	7	7000	3,85
0,50	500	2,7	10	10000	4,0

$$A = W_s - W_d \text{ hay } IP = LL - PL \quad (I-12)$$

10

Các giá trị khác của đường kính hạt quy đổi tương tự bảng trên.

Đường cong cấp phối hệ trục tọa độ nửa logarit thể hiện trên hình I-2.



Hình I-2

Để đánh giá độ không đều của đất người ta dùng hệ số không đều ký hiệu C_u , được tính theo công thức :

$$C_u = \frac{d_{60}}{d_{10}} \quad (I-14)$$

Trong đó :

d_{60} - đường kính hạt có hàm lượng tích lũy 60% (những cỡ hạt có đường kính bằng và nhỏ hơn nó chiếm 60% trọng lượng đất khô) ;

d_{10} - đường kính hạt có hàm lượng tích lũy 10%.

Với các đất dính, căn cứ vào chỉ số dẻo A để phân loại ; với các đất cát, dựa vào hàm lượng cỡ hạt của nó để phân loại (Bảng I-9).

Ở nhiều nước, người ta vẫn giữ thói quen dùng đơn vị đo

11

Bảng I-2

Số rây No	Kích thước hạt (mm)	Số rây No	Kích thước hạt (mm)	Số rây No	Kích thước hạt (mm)
4	4,76	20	0,84	100	0,149
8	2,38	40	0,42	140	0,105
12	1,68	70	0,21	200	0,074

Bảng phân loại đất thống nhất của Mỹ USCS (Unified Soil Classification System - D2487) cũng được dùng rất rộng rãi. Đất được phân thành các loại GW, GP... SW, SP..., ML, CL, MH, CH..., trong đó :

G (gravel) - cuội sỏi ;	W (well graded) - cấp phối tốt ;
S (sand) - cát ;	P (poor graded) - cấp phối kém ;
M (silt) - bụi ;	H (high plasticity) - tính dẻo cao ;
C (clay) - sét ;	L (low plasticity) - tính dẻo thấp ;
O (organic) - đất có chứa nhiều hữu cơ ;	P (peat) - than bùn.

Với các đất rời, tùy theo hàm lượng hạt mà phân loại ; với các đất dính, dùng đồ thị Casagrande tùy theo LL và IP mà phân loại.

Bảng I-10 là phân loại theo USCS.

I-6. Liên hệ giữa các chỉ tiêu tính chất vật lý của đất

Không phải tất cả các chỉ tiêu tính chất vật lý của đất đều phải dùng cách thí nghiệm để xác định.

Các chỉ tiêu phải dùng thí nghiệm trực tiếp để xác định là : trọng lượng riêng tự nhiên γ_w , tỷ trọng Δ , trọng lượng riêng hạt γ_h , độ ẩm tự nhiên W - gọi là các chỉ tiêu cơ bản. Còn các chỉ tiêu khác (như hệ số rỗng e, độ rỗng n, độ no nước

là inơ (inch, ký hiệu ") ; 1" = 2,54 cm. Số hạt được đánh số N_{60} (của rây) là số lỗ rây trên 1 inơ vuông. Quy đổi từ số của rây N_{60} ra cỡ hạt mm theo bảng I-2.

12

có thể xác định được từ các chỉ tiêu cơ bản mà không phải làm thí nghiệm ; dựa vào định nghĩa các chỉ tiêu để thiết lập những liên hệ giữa các chỉ tiêu - nghĩa là những công thức tính đối. Trong bảng I-11 có nêu một số những công thức tính đối thường dùng.

Mặt khác, cũng nên chú ý đến những tương quan định tính giữa các chỉ tiêu, chẳng hạn khi hàm lượng hạt sét lớn thì chỉ số dẻo cũng lớn, khi độ ẩm, độ rỗng của đất thay đổi thì những chỉ tiêu về tính chất cơ học của đất cũng thay đổi theo. Tuy không có những liên hệ định lượng nhưng nếu những chỉ tiêu này thay đổi trong khoảng nào đó thì những chỉ tiêu kia cũng biến đổi trong phạm vi nhất định. Cần phải tìm hiểu những tương quan đó thì mới có thể đánh giá một cách chắc chắn về tính năng xây dựng của đất.

CÂU HỎI KIỂM TRA

1. Định nghĩa các chỉ tiêu vật lý cơ bản của đất ? Chỉ tiêu cơ bản nào có thể xác định qua thí nghiệm ? Chỉ tiêu nào xác định qua công thức liên hệ ?
2. Cách phân loại đất theo tiêu chuẩn Việt Nam và USCS.
3. Các trạng thái của đất cát ? Chỉ tiêu đánh giá trạng thái đất cát ?
4. Trạng thái đất dính ? Các chỉ tiêu đánh giá trạng thái đất dính ?
5. Dựa vào định nghĩa các chỉ tiêu vật lý, tự thiết lập chứng minh các công thức liên hệ giữa các chỉ tiêu đã nêu trong bảng I-11.

G, trọng lượng riêng đầy nổi γ_{on} , trọng lượng riêng no nước γ_{nn} ...

13

Bảng I-3

Phân loại độ chặt của đất cát theo hệ số rỗng

Loại đất	Độ chặt		
	Chặt	Chặt vừa	Xốp (rời)
Cát sỏi, cát thô	$e < 0,55$	$0,55 \leq e \leq 0,70$	$e > 0,70$
Cát vừa	$e < 0,60$	$0,60 \leq e \leq 0,75$	$e > 0,75$
Cát nhỏ	$e < 0,60$	$0,60 \leq e \leq 0,80$	$e > 0,80$
Cát bột (cát bụi)	$e < 0,60$	$0,60 \leq e \leq 0,80$	$e > 0,80$

Bảng I-4

Phân loại độ chặt của đất cát theo độ chặt tương đối

Loại đất	Độ chặt tương đối D
Đất cát chặt	$1,00 \geq D > 0,67$
Đất cát chặt vừa	$0,67 \geq D > 0,33$
Đất cát xốp (rời)	$0,33 \geq D > 0$

Bảng I-5

Phân loại độ chặt của cát theo thí nghiệm xuyên tĩnh

Loại cát	Trị số q_c (kg/cm ²) ứng với trạng thái		
	Chặt	Chặt vừa	Rời
Cát thô, cát trung (không phụ thuộc độ ẩm)	150	150 - 50	50
Cát nhỏ (không phụ thuộc độ ẩm)	120	120 - 40	40
Cát bụi : a) Ít ẩm và ẩm	100	100 - 30	30
b) No nước	70	70 - 20	20

Bảng I-6

Phân loại độ chặt của cát theo thí nghiệm SPT

Trị số N theo SPT	Độ chặt tương đối	Trạng thái của cát	Góc φ°	q_c (kg/cm ²)
0 - 4	0,2	Rất rời	30	20

Phân loại đất dính theo chỉ số dẻo A

Tên đất dính	Chỉ số dẻo A
Dất cát pha (á cát)	$1 \leq A \leq 7$
Dất sét pha (á sét)	$7 < A \leq 17$
Dất sét	$A > 17$

Phân loại trạng thái đất dính theo độ đặc B

Tên và trạng thái của đất	Độ đặc B
Cát pha :	
Rắn	$B < 0$
Dẻo	$0 \leq B \leq 1$
Sét	$B > 1$
Sét pha và sét :	
Rắn (hay cứng)	$B < 0$
Nửa rắn	$0 \leq B \leq 0,25$
Dẻo	$0,25 < B \leq 0,50$
Dẻo mềm	$0,50 < B \leq 0,75$
Dẻo sét	$0,75 < B \leq 1,00$
Sét (hay nhão)	$B > 1,00$

Phân loại đất cát theo hàm lượng hạt

Tên đất	Phân phối hạt theo độ lớn, tính bằng % khối lượng đất khô
Dất hỗn lộn :	
Dất đầm, đất cuội	Khối lượng hạt lớn hơn 10 mm trên 50%
Dất sỏi (sỏi tròn, sỏi góc)	Khối lượng hạt lớn hơn 2 mm trên 50%

Bảng I-7

Bảng I-8

Bảng I-9

Hệ thống phân loại đất thống nhất
(Unified Soil Classification System USCS-ASTM D.2487)

Bảng I-10

chia rộng	Ký hiệu	Tên gọi điển hình	Tiêu chuẩn phân loại theo phòng thí nghiệm		
			$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 4$	$C_c = \frac{(D_{30})^2}{[(D_{60}) \times (D_{10})]} = 1 \div 3$	Không đạt những chỉ số yêu cầu cho GW
Sỏi cuội, sạch không hoặc ít có hạt nhỏ	GW	Sỏi cuội cấp phối tốt, sỏi cuội lẫn cát, không hoặc ít hạt nhỏ			
Sỏi cuội lẫn cát (trong xây dựng đường phân biệt GMD và GMU ; LL ≤ 28 ; PI ≤ 6 là d, LL > 25 là u)	GP	Sỏi cuội cấp phối kém, sỏi cuội lẫn cát, ít hoặc không có hạt nhỏ			
Sỏi cuội lẫn cát (hạt nhỏ đáng kể)	GM _U	Sỏi cuội lẫn bụi cát (trong xây dựng đường phân biệt GMD và GMU ; LL ≤ 28 ; PI ≤ 6 là d, LL > 25 là u)			
Sỏi cuội lẫn cát (hạt nhỏ đáng kể)	GC	Sỏi cuội lẫn sét cát			

4 - 10	0.2 - 0.4	Rời	30 - 35	20 - 40
10 - 30	0.4 - 0.6	Chặt vừa	35 - 40	40 - 120
30 - 50	0.6 - 0.8	Chặt	40 - 45	120 - 200
50	0.8	Rất chặt	45	200

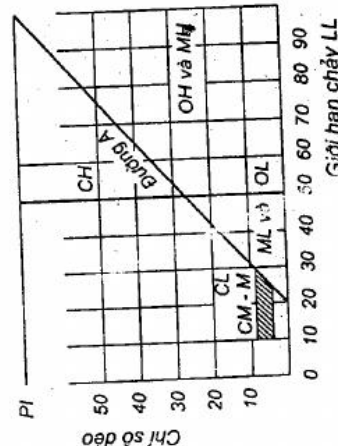
Bảng 1-10 (tiếp)

Ký hiệu	Tên gọi điển hình	Tiêu chuẩn phân loại theo phòng thí nghiệm		
		• Ít hơn 5%: GW, GP, SW, SP	$C_u = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 6$	$C_c = \frac{(D_{30})^2}{[(D_{60}) \times (D_{10})]} = 1 \div 3$
ít sạch, ít đặc không hạt nhỏ	SW	Cát cấp phối tốt, cát lẫn sỏi, ít hoặc không có hạt nhỏ	Không đạt những chỉ số yêu cầu cho SW	
	SP	Cát cấp phối kém, cát lẫn sỏi, ít hoặc không có hạt nhỏ	** Lớn hơn 12%: GM, GC, SM, SC	
	SM _{cl}	Cát lẫn bụi, (chỉ số d _u như trong loại GM)	*** Từ 5% đến 12%: cán dùng một tên gọi kép	Các giới hạn Atterberg nằm trên đường A hoặc PI < 4.
Cát có lẫn hạt nhỏ	SC	Cát pha sỏi, hỗn hợp cát sét	Các giới hạn Atterberg nằm trên đường A với PI > 7	Vùng có gạch chéo, PI trong khoảng 4 - 7 cán có tên kép

Dất cát:
Cát sỏi
Cát thô
Cát vừa
Cát nhỏ
Cát bột

Khối lượng hạt lớn hơn 2 mm trên 25%
Khối lượng hạt lớn hơn 0,5 mm trên 50%
Khối lượng hạt lớn hơn 0,25 mm trên 50%
Khối lượng hạt lớn hơn 0,10 mm trên 75%
Khối lượng hạt lớn hơn 0,10 mm dưới 75%

Bảng 1-10 (tiếp)

rộng	Kí hiệu	Tên gọi điển hình	Tiêu chuẩn phân loại theo phòng thí nghiệm	
			Chỉ số dẻo	PI
Bụi và sét giới hạn chảy nhỏ hơn 50	ML	Bụi vô cơ và cát rất mịn, cát nhỏ lẫn bụi hoặc sét, độ dẻo nhỏ		Phân
	CL	Sét vô cơ, độ dẻo từ thấp đến trung bình, sét lẫn sỏi cuội, sét lẫn cát, sét lẫn bụi		
	OL	Bụi hữu cơ, sét lẫn bụi hữu cơ độ dẻo thấp		
Bụi và sét giới hạn chảy lớn hơn 50	MH	Bụi vô cơ, cát nhỏ nhiều mica hoặc diatomit, đất bụi, bụi dãn hồi	Giới hạn chảy LL	Dất sỏi cuội [hơn mức nửa lượng hạt có đường kính lớn hơn mắt rây Nº200 (0,074 mm)]
	CH	Sét vô cơ độ dẻo cao, sét béo		
	OH	Sét hữu cơ độ dẻo từ trung bình đến cao, bụi hữu cơ		
Dất có lượng hữu cơ cao	PI	Than bùn hoặc các chất có hữu cơ cao		

Phân chia rộng	Cả hai cỡ
	Cát, dưới một nửa lượng hạt có đường kính lớn hơn mắt rây N° 4 (4,76 mm)
Dất sỏi cuội [hơn một nửa lượng hạt có đường kính lớn hơn mắt rây N° 200 (0,074 mm)]	

Các công thức tính đổi các chỉ tiêu thường dùng

Bảng I-11

Chỉ tiêu cần xác định	Công thức	Số công thức
Hệ số rỗng e	$e = \frac{\Delta \cdot \gamma_n (1 + 0,01W)}{\gamma_w} - 1$	(I - 15)
	$e = \frac{\gamma_h}{\gamma_k} - 1$	(I - 16)
	$e = \frac{n}{100 - n}$	(I - 17)
Độ rỗng n	$n(\%) = \frac{e}{1 + e} \cdot 100$	(I - 18)
Độ no nước G	$G = \frac{\Delta \cdot \gamma_w \cdot 0,01W}{\Delta \cdot \gamma_n (1 + 0,01W) - \gamma_w}$	(I - 19)
	$G = \frac{0,01W \cdot \Delta}{e}$	(I - 20)
Trọng lượng riêng hạt γ_h	$\gamma_h = \frac{\gamma_k}{1 - 0,01n}$	(I - 21)
	$\gamma_h = \Delta \cdot \gamma_n$	(I - 22)
Trọng lượng riêng khô γ_k	$\gamma_k = \gamma_h (1 - 0,01n)$	(I - 23)
	$\gamma_k = \frac{\gamma_w}{1 + 0,01W}$	(I - 24)
Trọng lượng riêng đầy nổi γ_{dn}	$\gamma_{dn} = \frac{(\Delta - 1) \cdot \gamma_n}{1 + e}$	(I - 25)

Phân chia	Cả hai cỡ
	Dất hạt nhỏ [hơn một nửa lượng hạt có đường kính nhỏ hơn mắt rây N° 200 (0,074 mm)]

BÀI TẬP

✓ Bài tập I-1. Khi xác định trọng lượng riêng của đất sét ướt bằng phương pháp dao vòng được số liệu như sau :

Thể tích dao vòng : $V = 59 \text{ cm}^3$.

Trọng lượng đất ướt trong dao vòng $Q = 116,45 \text{ g}$.

Trọng lượng đất sau khi sấy khô $Q_h = 102,11 \text{ g}$

Tỷ trọng hạt của đất : $\Delta = 2,8$.

Hãy tính : Độ ẩm W, trọng lượng riêng ướt γ_w , trọng lượng riêng khô γ_k , độ rỗng n, hệ số rỗng e, độ no nước G của đất đó.

Bài giải

- Độ ẩm của đất được tính bằng công thức sau :

$$W = \frac{Q - Q_h}{Q_h} \cdot 100(\%)$$

Thay vào công thức trên : $Q = 116,45 \text{ g}$

$$Q_h = 102,11 \text{ g}$$

Ta được :

$$W = \frac{116,45 - 102,11}{102,11} \cdot 100(\%) = 14,1\% = 0,141$$

Trọng lượng riêng ướt của đất được tính bằng công thức sau :

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

Thay vào công thức trên : $Q = 116,45 \text{ g}$

$$V = 59 \text{ cm}^3$$

$$\gamma_{dn} = \gamma_{nn} - \gamma_n$$

(1-26)

Ghi chú : Hệ số 0,01 đặt trước đại lượng W và n là để chuyển từ số phần trăm sang số thập phân

20

Thay vào công thức trên : $Q_h = 102,11 \text{ g}$
 $V = 59 \text{ cm}^3$

Ta được :

$$\gamma_k = \frac{102,11}{59} = 1,73 \text{ g/cm}^3 = 17,3 \text{ kN/m}^3$$

hoặc có thể tính γ_k theo công thức sau :

$$\gamma_k = \frac{\gamma_w}{1 + 0,01W} = \frac{19,7}{1 + 0,141} = 17,3 \text{ kN/m}^3$$

- Độ rỗng của đất được tính bằng công thức sau :

$$n(\%) = \frac{\gamma_h - \gamma_k}{\gamma_h} \cdot 100\%$$

Trong đó : γ_h là trọng lượng riêng của hạt đất. Nếu lấy trọng lượng riêng của nước là $\gamma_n = 10 \text{ kN/m}^3$, thì :

$$\gamma_h = \Delta \cdot \gamma_n = 2,8 \cdot 10 = 28 \text{ kN/m}^3$$

Vậy độ rỗng của đất là :

$$n(\%) = \frac{\gamma_h - \gamma_k}{\gamma_h} \cdot 100\% = \frac{28 - 17,3}{28} \cdot 100 = 38,3\%$$

- Hệ số rỗng của đất được tính bằng công thức sau :

$$e = \frac{n}{1 - n}$$

Ở đây : $n = 38,3\% = 0,383$

Thay vào công thức

Ta được :

$$\gamma_w = \frac{116,45}{59} = 1,97 \text{ g/cm}^3 = 19,7 \text{ kN/m}^3$$

- Trọng lượng riêng khô của đất được tính bằng công thức sau :

$$\gamma_k = \frac{Q_h}{V}$$

21

Ta được :

$$G = \frac{0,01 \times 14,1 \times 2,8}{0,619} = 0,64$$

✓ Bài tập I-2. Trọng lượng riêng của cát trên mực nước ngầm là $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$ và độ ẩm tương ứng là 15%. Tỷ trọng hạt của cát là 2,65.

Hãy tính :

- Trọng lượng riêng của cát đó khi ngập nước (Trọng lượng riêng đầy nổi γ_{dn}).
- Trọng lượng riêng no nước của cát γ_{nn} .
- Độ ẩm của cát đó khi nằm dưới mực nước ngầm.

Bài giải

Trước tiên ta tính hệ số rỗng của cát :

$$e = \frac{\Delta \gamma_n (1 + 0,01W)}{\gamma} - 1$$

Thay vào công thức trên :

Tỷ trọng hạt : $\Delta = 2,65$.

Trọng lượng riêng của nước : $\gamma_n = 10 \text{ kN/m}^3$.

Độ ẩm của cát : $W = 15\%$.

Trọng lượng riêng ướt của cát : $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$.

Ta được :

$$e = \frac{2,65 \times 10(1 + 0,15)}{19} - 1 = 0,60$$

- Trọng lượng riêng đầy nổi

$$e = \frac{0,383}{1 - 0,383} = 0,619$$

- Độ no nước G tính theo công thức sau :

$$G = \frac{0,01 \cdot W \cdot \Delta}{e}$$

Ở đây : $W = 14,1\%$; $\Delta = 2,8$; $e = 0,619$.

22

- Độ ẩm của cát khi cát nằm dưới mực nước ngầm :
 Khi cát nằm dưới mực nước ngầm thì độ bão hòa $G = 1,0$.

Từ công thức :

$$G = \frac{0,01W \cdot \Delta}{e}$$

Ta được :

$$W(\%) = \frac{e \cdot G}{0,01 \cdot \Delta}$$

Ở đây : Hệ số rỗng : $e = 0,60$.

Độ no nước : $G = 1,0$.

Tỷ trọng : $\Delta = 2,65$.

Thay vào công thức trên ta được :

$$W(\%) = \frac{0,6 \times 1,0}{0,01 \times 2,65} = 22,6\%$$

✓ **Bài tập I-3.** Để xác định trọng lượng hạt và tỷ trọng hạt của cát người ta dùng 1 ống thủy tinh hình trụ chứa nước cát có chia vạch đo thể tích.

Khi đổ 402 g cát khô vào ống và các hạt cát chìm hết, nước trong ống dâng lên 150 cm³. Hãy tính trọng lượng riêng hạt và tỷ trọng hạt của cát đó ?

thức sau :

$$\gamma_{dn} = \frac{(\Delta - 1)\gamma_n}{1 + e} = \frac{(2,65 - 1)10}{1 + 0,60} = 10,3 \text{ kN/m}^3$$

- Trọng lượng riêng no nước của cát được tính bằng công thức sau :

$$\begin{aligned} \gamma_{nn} &= \gamma_{dn} + \gamma_n \\ &= 10,3 + 10 = 20,3 \text{ kN/m}^3. \end{aligned}$$

23

Từ đó :

$$\gamma_h = \frac{Q_h}{V_h} = \frac{402}{150} = 2,68 \text{ g/cm}^3 = 26,8 \text{ kN/m}^3$$

Tỷ trọng hạt của cát là :

$$\Delta = \frac{\gamma_h}{\gamma_n}$$

Với trọng lượng riêng của nước lấy là : $\gamma_n = 10 \text{ kN/m}^3$.

Ta được :

$$\Delta = \frac{\gamma_h}{\gamma_n} = \frac{26,8}{10} = 2,68$$

Bài tập I-4. Thí nghiệm xác định tỷ trọng hạt (của đất sét) được tiến hành với bình tỷ trọng có vạch đo (dung tích lớn hơn 100 cm³) ta thu được kết quả sau đây :

Khối lượng đất khô có trong bình tỷ trọng : $Q_2 = 45,35 \text{ g}$.

Tổng khối lượng bình tỷ trọng có hỗn hợp nước, cát và đất (nước - đất) đến vạch của bình (lưu ý hỗn hợp này đã được đun cho phân rã hết) là : $Q_3 = 354,05 \text{ g}$.

Tổng khối lượng bình và nước cất, trường hợp đổ nước cất đến vạch của bình, là : $Q_1 = 325,50 \text{ g}$.

Hãy xác định tỷ trọng hạt của đất ?

Bài giải

Bài giải

Thể tích nước dâng lên trong ống bằng tổng thể tích các hạt cát :

$$V_h = 150 \text{ cm}^3$$

Vì vậy, trọng lượng riêng hạt của cát đó là :

$$\gamma_h = \frac{Q_h}{V_h}$$

Ở đây : Tổng trọng lượng của các hạt cát : $Q_h = 402 \text{ g}$
Tổng thể tích các hạt cát : $V_h = 150 \text{ cm}^3$

24

parafin và nhúng vào một bình nước cất có vạch đo thể tích.
Kết quả như sau :

Trọng lượng mẫu đất : $Q_1 = 980 \text{ g}$

Trọng lượng mẫu đất sau khi bọc parafin : $Q_2 = 1007 \text{ g}$

Thể tích nước dâng lên khi nhúng mẫu đất bọc parafin vào bình nước cất : $V_n = 520 \text{ cm}^3$.

Trọng lượng riêng của sáp parafin là : $0,9 \text{ g/cm}^3$.

Hãy xác định trọng lượng riêng ướt của đất ?

Bài giải

Trọng lượng parafin dùng để bọc mẫu là :

$$Q_p = Q_2 - Q_1 = 1007 - 980 = 27 \text{ g}$$

Thể tích sáp parafin bọc mẫu :

$$V_p = \frac{27}{0,9} = 30 \text{ cm}^3$$

Thể tích mẫu đất :

$$V = V_n - V_p = 520 - 30 = 490 \text{ cm}^3$$

Trọng lượng riêng ướt của đất là :

$$Q: \quad \alpha \alpha \alpha$$

Bài giải

Tỷ trọng của đất được xác định theo công thức :

$$\Delta = \frac{\text{Khối lượng đất khô}}{\text{Khối lượng nước bị đất chiếm chỗ}} = \frac{Q_2}{Q_2 + Q_1 - Q_3}$$
$$= \frac{45,35}{45,35 + 325,50 - 354,05} = 2,699$$

Bài tập I-5. Để xác định trọng lượng riêng của một mẫu đất sét có hình dạng bất kỳ, người ta bọc mẫu đất ấy bằng

25

Bài giải

- Hệ số rỗng e của đất tính theo công thức :

$$e = \frac{\Delta \cdot \gamma_n (1 + 0,01 W)}{\gamma_w} - 1$$
$$= \frac{2,7 \cdot 10 (1 + 0,25)}{20} - 1 = 0,687$$

- Độ rỗng n của đất tính theo công thức :

$$n(\%) = \frac{e}{1 + e} \cdot 100 = \frac{0,687}{1 + 0,687} \cdot 100 = 40,7\%$$

- Độ no nước của mẫu đất tính theo công thức :

$$G = \frac{0,01 W \cdot \Delta}{e} = \frac{0,01 \times 25 \times 2,7}{0,687} = 0,98$$

- Trọng lượng riêng khô của đất tính theo công thức :

$$\gamma_k = \frac{\gamma_w}{1 + 0,01 W} = \frac{20}{1 + 0,01 \times 25} = 16 \text{ kN/m}^3$$

✓ **Bài tập I-7.** Có một mẫu đất khi độ ẩm tự nhiên là $W_1 = 6\%$ thì trọng lượng riêng ướt $\gamma_{w1} = 17 \text{ kN/m}^3$. Hãy xác định trọng lượng riêng ướt γ_{w2} của mẫu đất khi độ ẩm của đất là $W_2 = 25\%$.

$$\gamma_k = \text{const}$$

Bài giải

$$\gamma = \frac{\gamma_1}{V} = \frac{300}{490} = 2,0 \text{ g/cm}^3 = 20 \text{ kN/m}^3$$

✓ **Bài tập I-6.** Thí nghiệm phân tích một mẫu đất được các chỉ tiêu cơ bản như sau :

Trọng lượng riêng tự nhiên : $\gamma_w = 20 \text{ kN/m}^3$

Tỷ trọng hạt : $\Delta = 2,7$

Độ ẩm tự nhiên : $W = 25\%$

Hãy xác định hệ số rỗng e , độ rỗng n , độ no nước G , trọng lượng riêng khô γ_k của mẫu đất đó ?

26

Bài tập I-8. Khi xác định giới hạn sệt của đất sét bằng chùy xuyên Vaxiliev (nặng 76 g, góc ở đỉnh 30°) thả vào bát đất, ta được kết quả sau đây :

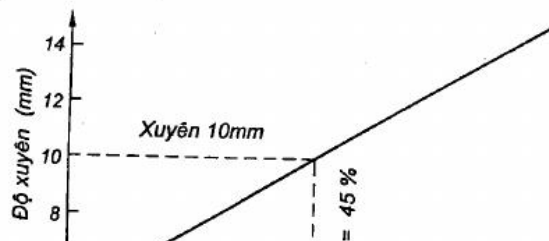
Độ xuyên của chùy (mm)	6,4	7,25	8,82	10,42	11,8
Độ ẩm %	12	20,5	35,5	51	64

Khi thí nghiệm giới hạn dẻo ta được giới hạn dẻo của đất là $W_2 = 27\%$.

Hãy xác định giới hạn sệt W_s , chỉ số dẻo và tên của đất đó ?

Bài giải

Từ kết quả thí nghiệm trên ta được đồ thị quan hệ giữa độ xuyên của chùy (mm) với độ ẩm (%) của mẫu đất (Hình I-3).



Bài giải

Tìm trọng lượng riêng khô γ_k của đất đó theo công thức :

$$\gamma_k = \frac{\gamma_w}{1 + 0,01W_1} = \frac{17}{1 + 0,06} = 16 \text{ kN/m}^3$$

Khi độ ẩm của đất là $W_2 = 25\%$, do trọng lượng riêng khô γ_k của đất không thay đổi nên trọng lượng riêng ướt γ_{w2} được tính như sau :

$$\begin{aligned} \gamma_{w2} &= \gamma_k(1 + 0,01W_2) \\ &= 16.(1 + 0,25) = 20 \text{ kN/m}^3 \end{aligned}$$

27

- Chỉ số dẻo là :

$$A = W_s - W_d = 45 - 27 = 18$$

- Đây là đất sét vì chỉ số dẻo $A > 17$ (theo phân loại Việt Nam)

✓ **Bài tập I-9.** Xác định trọng lượng riêng ướt của một lớp đất cát nằm dưới mực nước ngầm, biết tỷ trọng hạt của cát là $\Delta = 2,65$; độ rỗng $n = 35\%$.

Bài giải

Hệ số rỗng của cát tính theo công thức :

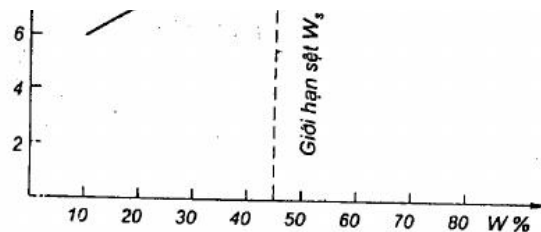
$$e = \frac{n}{100 - n} = \frac{35}{100 - 35} = 0,538$$

Khi cát nằm dưới mực nước ngầm có độ no nước $G = 1$, độ ẩm của cát tính theo công thức :

$$W = \frac{G \cdot e}{\Delta} \cdot 100 = \frac{1 \times 0,538}{2,65} \cdot 100 = 20,3\%$$

Trọng lượng riêng ướt của cát tính theo công thức sau :

$$\gamma_w = \frac{\Delta \cdot \gamma_n \cdot (1 + 0,01W)}{1 + e}$$



Hình 1-3

- Giới hạn sệt là độ ẩm của đất ứng với độ xuyên của chày là 10 mm sau thời gian 5 s.

$$W_s = 45\%$$

28

Bài giải

- Hệ số rỗng của đất được tính theo công thức sau :

$$e = \frac{\Delta \cdot \gamma_n (1 + 0,01W)}{\gamma_w} - 1 = \frac{2,74 \times 10(1 + 0,01 \times 8)}{18,6} - 1 = 0,59$$

- Độ rỗng của đất được tính theo công thức :

$$n = \frac{e}{1 + e} \cdot 100 = \frac{0,59}{1 + 0,59} \cdot 100 = 37,1\%$$

- Chỉ số dẻo của đất là :

$$A = W_s - W_d = 18 - 10 = 8\%$$

Độ sệt của đất là :

$$B = \frac{W - W_d}{A} = \frac{8 - 10}{8} = -0,25$$

Độ no nước của mẫu đất :

$$G = \frac{0,01W \cdot \Delta}{e} = \frac{0,01 \times 8 \times 2,74}{0,59} = 0,37$$

$$= \frac{2,65 \times 10(1 + 0,01 \times 20,3)}{1 + 0,538} = 20,72 \text{ kN/m}^3$$

(Trọng lượng riêng của nước : $\gamma_n = 10 \text{ kN/m}^3$).

✓ **Bài tập I-10.** Một mẫu đất có các chỉ tiêu tính chất vật lý sau : tỷ trọng hạt $\Delta = 2,74$; trọng lượng riêng ướt $\gamma_w = 18,6 \text{ kN/m}^3$; độ ẩm tự nhiên $W = 8\%$; giới hạn dẻo $W_d = 10\%$; giới hạn sệt $W_s = 18\%$.

Hãy xác định hệ số rỗng, độ rỗng, tên và trạng thái của đất đó ?

29

Hệ số rỗng của đất ở trạng thái tự nhiên :

$$e = \frac{\gamma_h}{\gamma_k} - 1 = \frac{\Delta \gamma_n}{\gamma_k} - 1 = \frac{2,64 \cdot 10}{14,5} - 1 = 0,82$$

(Trọng lượng riêng của nước $\gamma_n = 10 \text{ kN/m}^3$)

Trọng lượng riêng khô của đất ở trạng thái xốp nhất :

$$\gamma_k^* = \frac{90}{75} = 1,2 \text{ g/cm}^3 = 12 \text{ kN/m}^3$$

Hệ số rỗng của cát ở trạng thái xốp nhất :

$$e_{\max} = \frac{\Delta \cdot \gamma_n}{\gamma_k^*} - 1 = \frac{2,64 \times 10}{12} - 1 = 1,2$$

Trọng lượng riêng khô của đất ở trạng thái chặt nhất :

$$\gamma_k^{**} = \frac{90}{50} = 1,8 \text{ g/cm}^3 = 18 \text{ kN/m}^3$$

Hệ số rỗng của cát ở trạng thái chặt nhất :

$$e_{\min} = \frac{\Delta \cdot \gamma_n}{\gamma_k^{**}} - 1 = \frac{2,64 \times 10}{18} - 1 = 0,47$$

Đã chất tương đối của cát :

Vậy mẫu đất trên là sét pha vì $7 < A < 17$.

Trạng thái là rắn, vì $B < 0$.

Bài tập I-11. Xác định trạng thái của một mẫu đất cát thông qua độ chặt tương đối D , biết rằng thể tích mẫu cát $V = 62 \text{ cm}^3$. Trọng lượng mẫu sau khi sấy khô $Q_k = 90 \text{ g}$; tỷ trọng hạt của cát $\Delta = 2,64$, thể tích mẫu cát đó ở trạng thái xốp nhất là 75 cm^3 và ở trạng thái chặt nhất là 50 cm^3 .

Bài giải

Trọng lượng riêng khô của đất ở trạng thái tự nhiên được tính bằng công thức sau :

$$\gamma_k = \frac{Q_k}{V} = \frac{90}{62} = 1,45 \text{ g/cm}^3 = 14,5 \text{ kN/m}^3$$

30

Bài giải

- Hệ số rỗng e của đất ở trên mực nước ngầm và dưới mực nước ngầm như nhau và được tính theo công thức sau :

$$e = \frac{\Delta \cdot \gamma_n \cdot (1 + 0,01W)}{\gamma_w} - 1$$
$$= \frac{2,72 \times 10(1 + 0,01 \times 30)}{18} - 1 = 0,96$$

- Đất dưới mực nước ngầm có độ bão hòa $G = 1$. Vì độ ẩm của đất dưới mực nước ngầm được tính theo công thức sau :

$$w = \frac{G \cdot e}{0,01 \cdot \Delta} = \frac{1 \times 0,96}{0,01 \times 2,72} = 35,3\%$$

- Trọng lượng riêng đẩy nổi của đất được tính bằng công thức sau :

$$\gamma_{dn} = \frac{(\Delta - 1) \cdot \gamma_n}{1 + e} = \frac{(2,72 - 1)10}{1 + 0,96} = 8,8 \text{ kN/m}^3$$

- Trọng lượng riêng no nước của đất là :

Độ chặt tương đối

$$D = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} = \frac{1,2 - 0,82}{1,2 - 0,47} = 0,52$$

Cát ở trạng thái chặt vừa vì : $0,33 < D = 0,52 < 0,67$.

Bài tập I-12. Một lớp đất sét pha có một nửa ở trên mực nước ngầm và một nửa ở dưới mực nước ngầm.

Các chỉ tiêu tính chất vật lý cơ bản của đất ở trên mực nước ngầm như sau : trọng lượng riêng ướt $\gamma_w = 18 \text{ kN/m}^3$; tỷ trọng hạt $\Delta = 2,72$; độ ẩm tự nhiên $W = 30\%$.

Hãy xác định hệ số rỗng e , độ ẩm W , trọng lượng riêng đẩy nổi, trọng lượng riêng no nước của phần đất dưới mực nước ngầm ?

31

Trọng lượng riêng no nước của cát được tính theo công thức sau :

$$\gamma_{nn} = \gamma_{dn} + \gamma_n = 10,3 + 10 = 20,3 \text{ kN/m}^3$$

Bài tập I-14. Hãy tính lượng nước cần thiết để tưới cho 1 m^2 đất có chiều dày $0,4 \text{ m}$ khi đầm chặt đất đó ở độ ẩm tốt nhất W_{TN} . Biết rằng độ ẩm ban đầu của đất ấy là $W_1 = 15\%$, trọng lượng riêng ban đầu là $\gamma_{w1} = 17,7 \text{ kN/m}^3$, độ ẩm tốt nhất là $W_{TN} = 25\%$.

Bài giải

Trọng lượng riêng khô ban đầu của đất được tính bằng công thức :

$$\gamma_k = \frac{\gamma_{w1}}{1 + 0,01W_1} = \frac{17,7}{1 + 0,01 \times 15}$$
$$= 15,39 \text{ kN/m}^3$$

Trọng lượng riêng ướt của đất với độ ẩm tốt nhất :

$$\gamma_{w2} = \gamma_k(1 + 0,01W_{TN})$$

$$\gamma_{nn} = \gamma_{dn} + \gamma_n = 0,0 + 10 = 10 \text{ kN/m}^3$$

✓ **Bài tập I-13.** Một lớp đất cát nằm dưới mực nước ngầm có hệ số rỗng $e = 0,6$; tỷ trọng $\Delta = 2,65$.

Hãy xác định trọng lượng riêng no nước của cát đó ?

Bài giải

Trước tiên tính trọng lượng riêng đầy nổi của cát :

$$\gamma_{dn} = \frac{(\Delta - 1) \cdot \gamma_n}{1 + e}$$

Với $e = 0,6$; $\Delta = 2,65$; trọng lượng riêng của nước $\gamma_n = 10 \text{ kN/m}^3$ ta được :

$$\gamma_{dn} = \frac{(2,65 - 1) \cdot 10}{1 + 0,6} = 10,3 \text{ kN/m}^3$$

32

Bài giải

Trọng lượng của nước thêm vào để cát bão hòa :

$$Q_n = V_2 \cdot \gamma_n = 0,68 \cdot 10 \text{ kN/m}^3 = 6,8 \text{ kN}$$

Trọng lượng của cát trong thùng khi bão hòa hoàn toàn là :

$$Q_{w0} = Q_{w1} + Q_n = 75,6 + 6,8 = 82,4 \text{ kN}$$

Trọng lượng cát khô trong thùng được tính bằng công thức sau :

$$Q_k = \frac{Q_{w1}}{1 + 0,01W_1} = \frac{75,6}{1 + 0,01 \times 10} = 68,7 \text{ kN}$$

Độ ẩm của cát trong thùng khi bão hòa nước :

$$W_o = \frac{Q_{w0} - Q_k}{Q_k} \cdot 100 = \frac{82,4 - 68,7}{68,7} \cdot 100 = 19,9\%$$

Trọng lượng riêng khô của cát là :

$$= 15,39 \cdot (1 + 0,01 \times 25) = 19,23 \text{ kN/m}^3$$

Như vậy để đạt độ ẩm tốt nhất cứ 1 m^3 đất cần thêm vào lượng nước là : $Q_n = 19,23 - 17,7 = 1,53 \text{ kN}$ hay $0,153 \text{ m}^3$

Vậy 1 m^2 đất có chiều dày $0,4 \text{ m}$ sẽ cần lượng nước là :

$$(1 \times 0,4) \times 0,153 \text{ m}^3 = 0,0612 \text{ m}^3$$

Bài tập I-15. Người ta cho vừa vào một thùng kim loại có thể tích $V = 4 \text{ m}^3$ một lượng cát là $Q_{w1} = 7,56 \text{ tấn}$ có độ ẩm là $W_1 = 10\%$. Khi đặt thùng vào nước, thông qua lỗ đục ở đáy thùng cát trong thùng được bão hòa hoàn toàn ($G = 1$). Để cát được bão hòa hoàn toàn cần 1 lượng nước là $V_2 = 0,68 \text{ m}^3$.

Hãy tính độ rỗng của cát trong thùng ?

33

Độ sét B của đất đó tính theo công thức sau :

$$B = \frac{W - W_d}{W_s - W_d} = \frac{W - W_d}{A} = \frac{35 - 25}{30} = 0,33$$

Theo quy phạm Việt Nam đất đó là đất sét vì :

$$A = 30 > 17.$$

Đất đó ở trạng thái dẻo vì : $0,25 < B < 0,5$

Phân loại theo USCS thì đất đó là sét vô cơ độ dẻo cao CH.

✓ **Bài tập I-17.** Một mẫu đất sét ở dưới mực nước ngầm có tỷ trọng hạt $\Delta = 2,74$, hệ số rỗng $e = 0,8$.

Hãy tính trọng lượng riêng ướt, trọng lượng riêng đầy nổi của mẫu đất đó ?

Bài giải

Mẫu sét ở dưới mực nước ngầm sẽ ở trạng thái no nước ($G = 1$). Vậy độ ẩm của đất ấy được tính bằng công thức sau :

$$\gamma_k = \frac{Q_k}{V} = \frac{68,7}{4} = 17,2 \text{ kN/m}^3$$

Độ rỗng của cát được tính theo công thức sau :

$$n = \frac{\gamma_k \cdot W_o}{\gamma_n} = \frac{17,2 \times 19,9}{10} = 34\%$$

✓ **Bài tập I-16.** Cho một mẫu đất có độ ẩm tự nhiên $W = 35\%$, giới hạn sệt $W_s = 55\%$, giới hạn dẻo $W_d = 25\%$.

Hãy xác định tên của đất đó theo quy phạm Việt Nam và USCS, và trạng thái đất đó ?

Bài giải

Chỉ số dẻo của đất A (hoặc IP) được tính theo công thức sau :

$$A = W_s - W_d = 55 - 25 = 30$$

34

✓ **Bài tập I-18.** Một mẫu đất có độ rỗng 45% ; tỷ trọng hạt $\Delta = 2,68$; độ bão hòa $G = 0,85$.

Hãy xác định hệ số rỗng e , độ ẩm W , trọng lượng riêng ướt γ_w , trọng lượng riêng khô γ_k , trọng lượng riêng no nước γ_{nn} .

Bài giải

- Xác định hệ số rỗng của đất theo công thức :

$$e = \frac{n}{100 - n} = 0,82$$

- Độ ẩm tự nhiên của đất xác định theo công thức sau :

$$W = \frac{G \cdot e}{0,01 \cdot \Delta} = \frac{0,85 \times 0,82}{0,01 \times 2,68} = 26\%$$

- Trọng lượng riêng ướt :

$$\gamma_w = \frac{\Delta \cdot \gamma_n (1 + 0,01W)}{e + 1}$$

$$2,68 \times 10(1 + 0,01 \times 26)$$

$$W = \frac{G \cdot e}{0,01 \cdot \Delta} = \frac{1 \times 0,8}{0,01 \times 2,74} = 29,2\%$$

Trọng lượng riêng ướt γ_w của đất được tính bằng công thức sau :

$$\gamma_w = \frac{\Delta \cdot \gamma_n \cdot (1 + 0,01W)}{e + 1} = \frac{2,74 \times 10(1 + 0,01 \times 29,2)}{0,8 + 1}$$

$$= 19,66 \text{ kN/m}^3$$

Trọng lượng riêng đẩy nổi γ_{dn} của đất được tính bằng công thức sau :

$$\gamma_{dn} = \frac{(\Delta - 1)\gamma_n}{1 + e}$$

$$= \frac{(2,74 - 1) \times 10}{1 + 0,8} = 9,66 \text{ kN/m}^3$$

35

Bài giải

Trọng lượng riêng ướt γ_{wl} của đất tính theo công thức sau :

$$\gamma_{wl} = \frac{\Delta \cdot \gamma_n \cdot (1 + 0,01W)}{e + 1}$$

$$= \frac{2,7 \times 10(1 + 0,01 \times 25)}{0,87 + 1} = 18 \text{ kN/m}^3$$

Độ bão hòa tính theo công thức sau :

$$G = \frac{0,01 \cdot W \cdot \Delta}{e} = \frac{0,01 \times 25 \times 2,7}{0,87} = 0,77$$

⊗ Khi nén không thoát nước mẫu đất trên cho đến lúc bão hòa có nghĩa là độ ẩm của đất không thay đổi ($\frac{Q_n}{Q_h} = \text{const}$), độ bão hòa $G = 1$.
 Khi đó hệ số rỗng của đất tính theo công thức sau :

Handwritten notes:
 nên → thay 1 và từ 0,77
 không cần lo hệ số rỗng
 (nước vẫn ở trong đất)

$$= \frac{18,6}{0,82 + 1} = 18,6 \text{ kN/m}^3$$

- Trọng lượng riêng khô :

$$\gamma_k = \frac{\gamma_w}{1 + 0,01W} = \frac{18,6}{1 + 0,01 \times 26} = 14,76 \text{ kN/m}^3$$

- Trọng lượng riêng đầy nổi :

$$\gamma_{dn} = \frac{(\Delta - 1)\gamma_n}{1 + e} = \frac{(2,68 - 1) \times 10}{1 + 0,82} = 9,23 \text{ kN/m}^3$$

- Trọng lượng riêng no nước :

$$\gamma_{nn} = \gamma_{dn} + \gamma_n = 9,23 + 10 = 19,23 \text{ kN/m}^3$$

✓ **Bài tập I-19.** Một mẫu đất có tỷ trọng hạt $\Delta = 2,7$; độ ẩm 25% ; hệ số rỗng 0,87.

Hãy xác định : Trọng lượng riêng ướt và độ bão hòa của đất ? Trọng lượng riêng ướt và hệ số rỗng mới, nếu mẫu đất bị nén không thoát nước cho đến khi nở vừa bão hòa.

36

Vẽ đường cấp phối hạt, xác định tên đất và hệ số không đều của cát ấy.

Bài giải

Tổng trọng lượng của mẫu phân tích :

$$Q = 10 + 15 + 20 + 30 + 50 + 60 + 10 + 5 = 200 \text{ g}$$

Phân lượng của mỗi nhóm hạt :

$$\text{- Nhóm hạt có } d > 10 \text{ mm chiếm } \frac{q}{Q} \cdot 100 = \frac{10}{200} \cdot 100 = 5\%$$

$$\text{- Nhóm hạt có } d = 4 \div 10 \text{ mm chiếm } \frac{15}{200} \cdot 100 = 7,5\%$$

Tiếp tục như vậy xác định được phân lượng của tất cả các nhóm hạt (ghi ở dòng 3 bảng I-12).

Để vẽ đường cong cấp phối hạt phải tính hàm lượng tích lũy.

Các hạt có đường kính $d \leq 10 \text{ mm}$ chiếm $100 - 5 = 95\%$;

$$e = \frac{0,01 \cdot W \cdot \Delta}{G} = \frac{0,01 \times 25 \times 2,7}{1} = 0,675$$

Trọng lượng riêng ướt của đất γ_{w2} được tính theo công thức :

$$\gamma_{w2} = \frac{\Delta \cdot \gamma_n \cdot (1 + 0,01W)}{e + 1} = \frac{2,7 \times 10(1 + 0,01 \times 25)}{0,675 + 1} = 20,15 \text{ kN/m}^3$$

Bài tập I-20. Phân tích hạt một loại cát bằng phương pháp rây cho kết quả ghi trong dòng thứ hai của bảng I-12.

Bảng I-12

Kích thước hạt (mm)	>10	10-4	4-2	2-1	1-0,5	0,5-0,25	0,25-0,1	<0,1
Trọng lượng (g)	10	15	20	30	50	60	10	5
Phân lượng (%)	5	7,5	10	15	25	30	5	2,5

37

So sánh với bảng I-9 ta thấy điều kiện đầu tiên mà cấp phối hạt này đạt được là hạt có đường kính $d > 0,5 \text{ mm}$ chiếm trên 50%, vậy đất này thuộc loại cát thô.

Trên đường cong cấp phối hạt của loại đất này (Hình I-2, đường II) ta xác định được :

Đường kính hạt ứng với hàm lượng tích lũy 60% là $d_{60} = 0,9 \text{ mm}$;

Đường kính hạt ứng với hàm lượng tích lũy 10% là $d_{10} = 0,28 \text{ mm}$;

Vậy hệ số không đều của loại đất này là :

$$C_u = \frac{d_{60}}{d_{10}} = \frac{0,9}{0,28} \approx 3$$

Phân loại theo tiêu chuẩn ASTM - 2487 ta làm như sau :

Những hạt có đường kính lớn hơn mắt rây N°4 (xem 4,76

các hạt đường kính $d \leq 4$ mm chiếm $100 - 5 - 7,5 = 87,5\%$; các hạt đường kính $d \leq 2$ mm chiếm $100 - 5 - 7,5 - 10 = 77,5\%$; tiếp tục như vậy xác định được hàm lượng tích lũy của tất cả các nhóm như trong bảng dưới đây:

Hạt có đường kính d (mm)	≤ 10	≤ 4	≤ 2	≤ 1	$\leq 0,5$	$\leq 0,2$	≤ 0
Hàm lượng tích lũy (%)	95	87,5	77,5	62,5	37,5	7,5	2,5

Từ hàm lượng tích lũy các cỡ hạt, ta vẽ đường cong cấp phối hạt của đất (đường II, hình I-2). Nếu tích lũy các hàm lượng hạt đi dần từ trái sang phải ta có:

Các hạt có $d > 10$ mm chiếm 5%;

Các hạt $d > 4$ mm chiếm 12,5%;

Các hạt $d > 2$ mm chiếm 22,5%;

Các hạt $d > 1$ mm chiếm 37,5%;

Các hạt $d > 0,5$ mm chiếm 62,5 %;

38

Cũng theo định nghĩa $\gamma_w = \frac{g}{V}$ mà $Q = Q_h + Q_n$,

Ta viết $\gamma_w = \frac{Q_h + Q_n}{V}$ (b)

Từ đó có $V = \frac{Q_h + Q_n}{\gamma_w}$

Mặt khác, theo định nghĩa $W = \frac{Q_n}{Q_h}$ nên $Q_n = W \cdot Q_h$

nhên ta có $V = \frac{Q_h + W \cdot Q_h}{\gamma_w}$ (c)

Thay (c) vào (a) sẽ có:

mm $\approx 4,00$ mm) là: $100 - 87,5 = 12,5\%$, ít hơn một nửa (50%).

Thêm nữa, những hạt nhỏ hơn mắt rây N°200 (0,074 mm $\approx 0,1$ mm) ít hơn 5%. Vậy đất này là cát, ký hiệu S.

Vì hệ số $C_u = 3 < 4$, nên cát này là cấp phối kém P. Như vậy đất này là SP.

Bài tập I-21. Chứng minh (thiết lập) các công thức (I-15), (I-16), (I-17) để từ các chỉ tiêu γ_w , W , Δ (hoặc γ_h) phải xác định bằng thí nghiệm, tính ra hệ số rỗng e mà không cần phải làm thí nghiệm.

Bài giải

Theo định nghĩa $e = \frac{V_r}{V_h}$ mà $V_r = V - V_h$,

Ta viết được $e = \frac{V - V_h}{V_h} = \frac{V}{V_h} - 1$ (a)

39

(là biểu thức (I-24) của bảng I-11).

Trở lại biểu thức (I-15), thay $\frac{(1 + 0,01W)}{\gamma_w}$ bằng $\frac{1}{\gamma_k}$, thay $\Delta \gamma_n$ bằng γ_h ta có biểu thức (I-16):

$$e = \frac{\gamma_h}{\gamma_k} - 1$$

⊗ Để chứng minh biểu thức (I-17), cũng dựa vào định nghĩa:

$n = \frac{V_r}{V}$ và $e = \frac{V_r}{V_h}$ rút ra $V_r = nV = e \cdot V_h$ (g)

Từ (g) suy ra $e = n \frac{V}{V_h}$; chú ý $V = V_r + V_h$ thì có:

$$V + V \quad V \quad V$$

$$e = \frac{1}{\gamma_w} \cdot \frac{Q_h + W \cdot Q_h}{V_h} - 1 \quad (d)$$

Lại dùng định nghĩa $\frac{Q_h}{V_h} = \gamma_h$ và $\Delta = \frac{\gamma_h}{\gamma_n}$ nghĩa là $\gamma_h = \Delta \gamma_n$ thêm hệ số 0,01 để đổi W (thường biểu thị bằng %) sang số thập phân thì từ (d) ta có biểu thức (I-15) :

$$e = \frac{\gamma_h(1+0,01W)}{\gamma_w} - 1 = \frac{\Delta \gamma_n(1+0,01W)}{\gamma_w} - 1$$

Dùng liên hệ (b) trong đó thay $Q_n = W \cdot Q_h$ sẽ có :

$$\gamma_w = \frac{Q_h}{V} + W \cdot \frac{Q_h}{V} \quad (e)$$

Chú ý rằng, theo định nghĩa $\frac{Q_h}{V} = \gamma_k$ biểu thức (e) biến đổi thành $\gamma_w = \gamma_k + W \cdot \gamma_k$; từ đây, thêm hệ số 0,01 cho W ta sẽ có :

$$\gamma_k = \frac{\gamma_w}{1+0,01W}$$

40

$$e = n \frac{V_r + V_h}{V_h} = n \left(\frac{V_r}{V_h} + \frac{V_h}{V_h} \right) = n(e+1) \quad (h)$$

Từ (h) viết lại $e = ne + n$

Cuối cùng có $e = \frac{n}{1-n}$. Ở đây, n biểu thị bằng số thập phân, nếu tính bằng số phần trăm ta có biểu thức (I-17) :

$$e = \frac{n}{100 - n}$$

Bài tập I-22 đến I-26. Có các mẫu đất sét, biết độ ẩm tự nhiên W, độ ẩm giới hạn sét W_s và độ ẩm giới hạn dẻo W_d như trong bảng I-13.

Bảng I-13

Số thứ tự bài tập	Độ ẩm tự nhiên W%	Độ ẩm giới hạn sét W_s %	Độ ẩm giới hạn dẻo W_d %
I-22	24,15	27,78	22,08
I-23	36,33	33,87	24,22
I-24	34,27	45,42	30,62
I-25	40,51	55,26	36,51
I-26	48,72	60,17	35,92

41

Xác định tên và trạng thái của các mẫu đất đó.

Trả lời (Bảng I-14)

Bảng I-14

Số thứ tự bài tập	Chỉ số dẻo A	Độ đặc B	Tên đất và trạng thái theo tiêu chuẩn Việt Nam	Tên đất theo ASTM
I-22	5,70	< 0	Á cát - cứng	MI gần CL
I-23	9,65	1,25	Á sét - chảy nhão	ML
I-24	14,80	0,246	Á sét - nửa cứng	ML
I-25	18,75	0,214	Sét - nửa cứng	MH
I-26	24,25	0,527	Sét - dẻo mềm	CH

Bài tập I-32 đến I-36. Biết trọng lượng 1 m³ cát khô Q_h , tỷ trọng hạt Δ và độ ẩm W của nó như ghi trong bảng I-17.

Bảng I-17

Số thứ tự bài tập	Q_h (kN/m ³)	D	W(%)
I-32	15,00	2,60	28
I-33	14,80	2,64	25
I-34	14,35	2,63	25
I-35	15,2	2,66	20
I-36	16,30	2,68	15

Xác định trọng lượng riêng ướt γ_w và trọng lượng riêng khô γ_d của cát đó.

Bài tập I-27 đến I-31. Có các mẫu đất, biết hệ số rỗng e , tỷ trọng hạt Δ và độ no nước G như trong bảng I-15.

Bảng I-15

Số thứ tự bài tập	Hệ số rỗng e	Tỷ trọng hạt Δ	Độ no nước G
I-27	0,93	2,65	0,73
I-28	0,82	2,70	0,82
I-29	0,95	2,73	0,88
I-30	1,10	2,75	0,92
I-31	1,16	2,76	0,98

Xác định độ ẩm và trọng lượng riêng của các mẫu đất ấy.

Trả lời (Bảng I-16)

Bảng I-16

Số thứ tự bài tập	I-27	I-28	I-29	I-30	I-31
Độ ẩm W (%)	25,6	24,9	30,6	36,8	41,2
Trọng lượng riêng γ_w (kN/m ³)	17,25	18,6	18,3	18,00	18,05

Tính trọng lượng riêng ướt γ_w , trọng lượng riêng khô γ_k , độ rỗng n , hệ số rỗng e và độ no nước G của đất ấy.

Trả lời (Bảng I-20)

Bảng I-20

Số thứ tự bài tập	γ_w (kN/m ³)	γ_k (kN/m ³)	n (%)	e	G
I-37	20,93	17,44	35,30	0,55	1,00
I-38	19,81	15,55	42,5	0,76	0,98
I-39	19,37	15,35	43,70	0,78	0,91
I-40	18,26	16,66	39,40	0,65	0,41
I-41	19,42	15,57	43,50	0,77	0,88

nước γ_{nn} của cát ấy.

Trả lời (Bảng I-18)

Bảng I-18

Số thứ tự bài tập	I-32	I-33	I-34	I-35	I-36
γ_w (kN/m ³)	19,20	18,50	18,00	18,25	18,75
γ_{nn} (kN/m ³)	19,23	19,18	18,90	19,48	20,20

Bài tập I-37 đến I-41. Có một mẫu đất biết thể tích V , trọng lượng đất ẩm Q , trọng lượng đất khô Q_h và tỷ trọng hạt Δ như ghi trong bảng I-19.

Bảng I-19

Số thứ tự bài tập	Thể tích V (cm ³)	Trọng lượng ẩm Q (g)	Trọng lượng khô Q_h (g)	Tỷ trọng hạt Δ
I-37	60	125,58	104,42	2,70
I-38	60	118,85	93,30	2,71
I-39	38	73,56	58,42	2,73
I-40	20	36,52	33,32	2,75
I-41	20	58,84	31,14	2,76

Bài tập I-47 đến I-51. Một lớp cát nằm dưới mực nước ngầm có trọng lượng no nước γ_{nn} và tỷ trọng hạt Δ , trong phòng thí nghiệm xác định được hệ số rỗng ở trạng thái xốp nhất và trạng thái chặt nhất của đất ấy là e_{max} và e_{min} (các trị số ghi trong bảng I-23). Xác định độ chặt tương đối D và trạng thái của đất ấy.

Bảng I-23

Số thứ tự bài tập	γ_{nn} (kN/m ³)	Δ	e_{max}	e_{min}
I-47	19,57	2,62	0,75	0,65

Bài tập I-42 đến I-46. Kết quả thí nghiệm phân tích một mẫu đất cho biết trọng lượng riêng tự nhiên γ_w , tỷ trọng hạt Δ , độ ẩm W như ghi trong bảng I-21.

Bảng I-21

Số thứ tự bài tập	γ_w (kN/m ³)	Δ	W(%)
I-42	17,00	2,66	12,00
I-43	20,00	2,67	23,00
I-44	18,00	2,77	42,00
I-45	19,80	2,72	19,00
I-46	18,5	2,71	26,00

Xác định hệ số rỗng e, độ rỗng n, độ no nước G và trọng lượng riêng khô γ_k của đất.

Trả lời (Bảng I-22)

Bảng I-22

Số thứ tự bài tập	e	n(%)	G	γ_k (kN/m ³)
I-42	0,75	42,80	0,42	15,20
I-43	0,64	39,00	0,96	16,25
I-44	1,18	54,20	0,99	12,70
I-45	0,63	38,80	0,82	16,65
I-46	0,85	46,00	0,83	13,70

Chương II

TÍNH CHẤT CƠ HỌC CỦA ĐẤT

I-48	19,12	2,65	0,82	0,70
I-49	18,93	2,61	0,84	0,71
I-50	19,73	2,67	0,79	0,64
I-51	20,43	2,69	0,73	0,62

Trả lời (Bảng I-24)

Bảng I-24

Số thứ tự bài tập	I-47	I-48	I-49	I-50	I-51
Độ chặt D	0,85	0,08	0,32	0,47	1,00
Trạng thái	Chặt	Xốp	Xốp	Chặt vừa	Chặt

dưới tác dụng của gradien thủy lực. Dòng chảy đó gọi là dòng thấm và tính chất đó của đất (nước có thể chảy qua lỗ rỗng) gọi là tính thấm của đất.

Thí nghiệm chứng tỏ rằng : dòng thấm là một dòng chảy tầng, nghĩa là nó tuân theo định luật Darcy, cho nên ta có biểu thức :

$$v = k_t \cdot I \quad (II-1)$$

Trong đó :

v - vận tốc thấm ;
I - gradien thủy lực

TÓM TẮT LÝ THUYẾT

Muốn giải quyết những bài toán cơ bản của Cơ học đất như : tính toán biến dạng của nền đất, xác định sức chịu tải của nền đất, xác định áp lực đất tác dụng lên các vật chôn, v.v... thì trước tiên phải hiểu rõ các tính chất của đất dưới tác dụng của các lực ngoài. Nói cách khác là phải hiểu rõ các tính chất cơ học của đất.

Trong cơ học đất, người ta sử dụng rộng rãi những kết quả của các môn cơ học ứng dụng khác (như cơ học lý thuyết, cơ học các vật thể rời, lý thuyết đàn hồi, lý thuyết dẻo v.v...). Nhưng đất là một vật thể rất khác biệt so với các vật thể khác (nó là một vật thể phân tán và có lỗ rỗng) ta không thể lấy kết quả của các môn cơ học khác mà áp dụng trực tiếp, nguyên vẹn cho đất ; cho nên, chỉ có nắm vững các tính chất cơ học rút ra từ bản chất vật lý của đất, mới có thể dùng những kết quả của các môn cơ học khác mà giải quyết đúng đắn các bài toán của cơ học đất. Người ta thường nêu lên mấy tính chất cơ học chính của đất như dưới đây.

II-1. Tính thấm của đất

Ở trong đất nước di chuyển do nhiều nguyên nhân nhưng quan trọng hơn cả là dòng nước chảy trong lỗ rỗng của đất

46

$$H = h_1 + h_2 + \dots + h_n$$

Nếu ta xem các lớp đất có hệ số thấm khác nhau như một lớp đất đồng nhất có hệ số thấm là k_α thì chiều dày tương đương của lớp đất đó tính theo công thức :

$$h_{td} = \frac{1}{k_\alpha} \sum_{i=1}^n k_i \cdot h_i \quad (II-1b)$$

Thí dụ : $k_\alpha = k_1$ thì :

i - gradient thủy lực ;

$$i = \frac{\Delta H}{\Delta L}$$

với ΔH - độ chênh cột nước áp ; ΔL - chiều dài đường thấm giữa hai điểm ta xét.

k_i - hệ số thấm của đất, xác định bằng thí nghiệm trực tiếp. Hệ số thấm của đất phụ thuộc kích thước, hình dạng hạt, kết cấu và độ chặt của đất. Trị giá hệ số thấm biến đổi trong một phạm vi rất rộng.

Cần chú ý rằng định luật Darcy chỉ đúng trong một khoảng nhất định ; đối với các đất cát, dòng thấm chỉ là dòng chảy tầng khi i nhỏ hơn $i_{giới hạn}$ (ứng với $v_{giới hạn}$ chảy rối). Ở các đất sét, gradient i phải lớn hơn một trị số gọi là gradient ban đầu i_0 thì mới có dòng thấm. Đối với các đất sét người ta viết lại biểu thức (II-1) là :

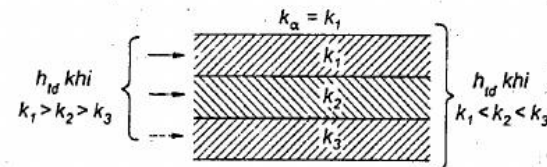
$$v = k_i(i - i_0) \quad (II-1')$$

Nếu khối đất có nhiều lớp chiều dày $h_1, h_2, h_3, \dots, h_n$ với hệ số thấm của từng lớp là $k_1, k_2, k_3, \dots, k_n$ thì khi xét dòng thấm qua khối đất có thể dùng hệ số thấm tương đương k_{td} .

Trường hợp dòng thấm song song với mặt phân lớp (thấm ngang, hình II-1) :

$$k_{td} = \frac{1}{H} (k_1 h_1 + k_2 h_2 + \dots + k_n h_n) \quad (II-1a)$$

47



Hình II-1. Trường hợp thấm ngang

$$h_{td} = h_1 + \frac{k_2}{k_1} h_2 + \frac{k_3}{k_1} h_3 + \dots + \frac{k_n}{k_1} h_n \quad (II-1c)$$

k_α lấy giá trị lớn nhất trong các k_i thì $h_{td} < H$

k_α lấy giá trị nhỏ nhất trong các k_i thì $h_{td} > H$

Trường hợp dòng thấm vuông góc với một phân lớp (thấm đứng, hình II-2) :

$$k_{td} = \frac{H}{\frac{h_1}{k_1} + \frac{h_2}{k_2} + \dots + \frac{h_n}{k_n}} \quad (II-1d)$$

$$H = h_1 + h_2 + \dots + h_n$$

Chiều dày tương đương tính đối của các lớp đất khi coi chúng như một lớp đất có hệ số thấm k_β là :

$$h_{td} = k_\beta \sum_{i=1}^n \frac{h_i}{k_i} \quad (II-1e)$$

$k_\beta = k_1$ thì

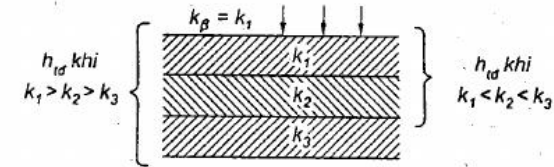
$$h_{td} = h_1 + \frac{k_1}{k_2} h_2 + \frac{k_1}{k_3} h_3 + \dots + \frac{k_1}{k_n} h_n \quad (II-1f)$$

k_β lấy giá trị lớn nhất trong các k_i thì $h_{td} > H$

k_β lấy giá trị nhỏ nhất trong các k_i thì $h_{td} < H$

vật thể biến dạng tuyến tính (nghĩa là đối với đất ứng suất và biến dạng có liên hệ bậc nhất với nhau). Giả thiết này xem như chấp nhận được nếu tải trọng tác dụng lên nền tương đối nhỏ (trong tiêu chuẩn Việt Nam - dựa theo tiêu chuẩn Liên Xô trước đây - có nêu ra giá trị tải trọng giới hạn để áp dụng giả thiết này, mà nhiều người thường gọi không chính xác là cường độ tiêu chuẩn của đất, với ký hiệu $R^{(c)}$).

Trên cơ sở giả thiết này, ta có thể lập công thức tính như sau :



Hình II-2. Trường hợp thấm đứng

Khi dòng thấm chảy qua khối đất, nó tác dụng lên đất lực thủy động. Trị số của áp lực thủy động là $I \cdot \gamma_n$; trong đó I là gradien thủy lực trong khoảng phân tố đang xét, γ_n là trọng lượng riêng của nước. Lưu ý lực này bản chất là lực thể tích, với phân tố dày đơn vị, lực thủy động $I \cdot \gamma_n \cdot 1$ sẽ là lực bề mặt.

Đường thấm thường gọi là đường dòng, còn đường nối tất cả các điểm có cùng độ chênh cột nước áp gọi là đường thế. Khi nghiên cứu ổn định của khối đất có xét đến tác động của các dòng thấm, người ta phải vẽ ra toàn bộ hệ thống các đường dòng và đường thế.

II-2. Tính biến dạng của đất

1. Giả thiết nền biến dạng tuyến tính. Môđun biến dạng và hệ số nở hông (hệ số Poisson) của đất

Để xác định trạng thái ứng suất - biến dạng của nền đất, hiện nay người ta áp dụng rộng rãi giả thiết xem đất là một

$$E = \frac{(1 - \mu^2) \cdot \omega \cdot d \cdot \Delta p}{\Delta s} \quad (II-2a)$$

Với bản nén vuông :

$$E = \frac{(1 - \mu^2) \cdot \omega \cdot b \cdot \Delta p}{\Delta s} \quad (II-2b)$$

Trong các công thức trên :

Δp là độ chênh áp suất giữa hai đầu của mẫu đất, Δs là độ biến dạng của mẫu đất.

trên cơ sở giả thiết như vậy, người ta áp dụng những kết quả của lý thuyết đàn hồi (sử dụng lời giải các bài toán về ứng suất - biến dạng của một nửa không gian đàn hồi hoặc một nửa mặt phẳng đàn hồi) cho nền đất.

Đối với đất, hệ số tỷ lệ giữa ứng suất và biến dạng gọi là môđun biến dạng E (mà không gọi là môđun đàn hồi như các vật liệu đàn hồi). Điều này chú ý là không những các loại đất khác nhau có môđun biến dạng E khác nhau, mà ngay cả với một loại đất, môđun biến dạng E cũng biến đổi tùy thuộc nhiều yếu tố như trạng thái của đất, khoảng áp lực nén, lịch sử gia tải v.v...

Môđun biến dạng E của đất thường được xác định bằng thí nghiệm nén đất ở hiện trường. Từ kết quả thí nghiệm trị số E tính theo công thức :

$$E = (1 - \mu^2) \frac{N}{S \cdot d} \quad (II-2)$$

Trong đó :

N - tổng tải trọng tác dụng lên tấm nén ;

S - tổng độ lún của tấm nén, ứng với tải trọng N ;

d - đường kính tấm nén tròn (nếu tấm nén vuông có thể

dùng đường kính tương đương $d_{td} = 2\sqrt{\frac{F}{\pi}}$;

μ - hệ số nở hông (hệ số Poisson) của đất.

Khi muốn tìm môđun biến dạng E của đất trong khoảng tải trọng Δp , xuất phát từ công thức (II-2), sau một vài biến đổi ta có các công thức sau :

nén (có vách cứng) mẫu đất chỉ biến dạng theo phương thẳng đứng mà thôi ($\lambda_z \neq 0, \lambda_x = \lambda_y = 0$). Mẫu đất chịu ứng suất nén theo cả ba chiều ($\sigma_z = p$ - áp lực nén, $\sigma_x = \sigma_y = \xi \sigma_z$; ξ - gọi là hệ số áp lực hông của đất).

Vì biến dạng lún của mẫu đất chỉ là do thay đổi thể tích lỗ rỗng (thể tích hạt rắn và nước xem như không thay đổi) cho nên khi đo được độ lún của mẫu đất người ta suy ra độ rỗng

μ - hệ số Poisson của đất ; có thể lấy gần đúng như sau : cát và cát pha $\mu = 0,3$, sét pha và sét $\mu = 0,4$;

ω - hệ số ; với bàn nén tròn $\omega = 0,79$; với bàn nén vuông $\omega = 0,88$;

d - đường kính bàn nén tròn và cạnh bàn nén vuông ;

Δp - khoảng tải trọng cần tìm E (với p là cường độ tải trọng ở đáy bàn nén) ;

Δs - số gia lún ứng với Δp .

Cũng như đối với các vật thể đàn hồi (có môđun và hệ số Poisson của nó), môđun biến dạng E và hệ số Poisson μ là 2 chỉ tiêu đặc trưng cho tính biến dạng của đất.

Hệ số μ của đất cũng là một đặc trưng biến dạng phải xác định bằng thí nghiệm, nhưng thông thường hệ số μ biến đổi trong khoảng khá hẹp, vì vậy có thể chọn ước lượng hệ số μ như bảng II-1.

Bảng II-1

Loại đất	μ	Ghi chú
Cát	0,20 ~ 0,28	Số thứ nhất tương ứng với cát chặt hoặc sét ở trạng thái cứng, số thứ hai là giá trị trung bình.
Cát pha	0,25 ~ 0,31	
Sét pha	0,20 ~ 0,37	
Sét	0,10 ~ 0,41	

2. Thí nghiệm nén đất trên máy nén một trục không nở hông (oedometer) và đường con nén của đất

Để nghiên cứu tính nén lún của đất, trong phòng thí nghiệm người ta thường nén đất bằng máy nén một trục : trong hộp

Lấy $\sigma_1 = 1 \text{ daN/cm}^2$

$\sigma_2 = 2,72 \text{ daN/cm}^2$ ($e = 2,72$)

dễ dàng tính được : $C = e_1 - e_2$

nen khi đó được độ lún của mẫu đất người ta suy ra độ rỗng, hệ số rỗng của nó. Đường biểu diễn quan hệ giữa áp lực nén p và hệ số rỗng e gọi là đường nén của đất.

Có hai cách biểu diễn quan hệ giữa p (áp lực nén) và hệ số rỗng e .

Cách thứ nhất là dùng đồ thị $e = f(\log p)$ hay $e = f(\log \sigma)$.

Trên đồ thị này thực nghiệm cho thấy có hai nhánh thẳng: Trong khoảng đầu, khi áp lực nén còn nhỏ hơn một giá trị p_c (hoặc σ_c), nhánh thẳng này có độ dốc nhỏ, độ dốc này gọi là C_r ; trong khoảng áp lực lớn hơn σ_c đường nén có độ dốc lớn hơn nhiều, độ dốc này gọi là chỉ số nén C_c . Công thức chung để tính C_r hoặc C_c như sau:

$$C = \frac{e_1 - e_2}{\log \sigma_1 - \log \sigma_2} \quad (\text{II-2c})$$

σ_1, σ_2 - khoảng áp lực nén.

e_1, e_2 - hệ số rỗng ứng với σ_1, σ_2 .

Áp lực ranh giới giữa 2 nhánh thẳng p_c (hoặc σ_c) gọi là áp lực cố kết trước (Hình II-3).

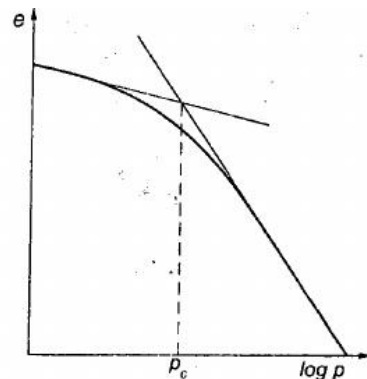
Cần lưu ý là có thể vẽ đường cong nén theo logarit thập phân ($\lg \sigma$) hoặc logarit tự nhiên ($\ln \sigma$). Nếu vẽ đường cong nén theo $\ln \sigma$ thì chỉ số nén tính theo công thức sau:

$$C = \frac{e_1 - e_2}{\ln \sigma_1 - \ln \sigma_2} \quad (\text{II-2d})$$

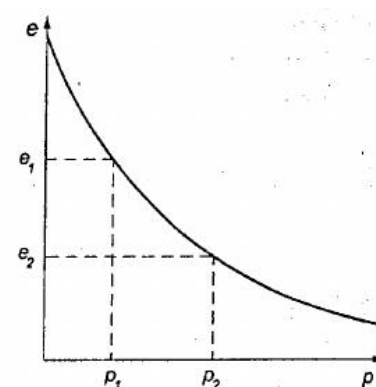
Khi áp dụng cho những tính toán công trình người ta thường dùng giả thiết sau:

Trong khoảng ứng suất nén biến đổi nhỏ, biến thiên hệ số rỗng tỷ lệ bậc nhất với biến thiên áp lực nén, ta có:

$$\Delta e = -a \Delta p \quad (\text{II-3})$$



Hình II-3. Đường nén $e = f(\log p)$



Hình II-4. Đường nén $e = f(p)$

Cách thứ hai là biểu diễn quan hệ $p - e$ bằng đồ thị $e = f(p)$ hay $e = f(\sigma)$. (Hình II-4).

Theo N.N. Ivanov phương trình đơn giản hóa của đường cong nén lúc này có dạng:

$$e = e_1 - \frac{\ln \sigma}{B} \quad (\text{II-2e})$$

Trong đó:

e - hệ số rỗng khi áp lực nén $\sigma > 1 \text{ daN/cm}^2$;

e_1 - hệ số rỗng khi áp lực nén $\sigma = 1 \text{ daN/cm}^2$;

B - hệ số được xác định có kể đến dạng logarit của đường nén.

hệ số rỗng ta dùng đến đặc trưng hệ số nén a , chỉ số nén C_c (hoặc C_r), hệ số nén thể tích m_v .

E, a, C_c, m_v, μ, ξ là những đặc trưng biến dạng của đất mà ta thường gặp. Những đặc trưng này có vai trò, ý nghĩa khác nhau. Nhưng giữa chúng có những liên hệ định lượng.

Hệ số tỷ lệ a gọi là hệ số nén của đất. Hệ số nén có thứ nguyên ngược với ứng suất, đơn vị thường dùng là cm^2/N . Thay $\Delta e = e_1 - e_2$, $\Delta p = p_2 - p_1$, biểu thức (II - 3) viết lại thành :

$$e_1 - e_2 = a(p_2 - p_1) \quad (\text{II-4})$$

Từ (II - 4) rút ra công thức xác định hệ số nén của đất :

$$a = \frac{e_1 - e_2}{p_2 - p_1} \quad (\text{II-5})$$

Trong tính toán người ta cũng hay dùng hệ số nén tính đối a_o (còn gọi là hệ số nén tương đối, hệ số nén thể tích m_v) :

$$m_v = a_o = \frac{a}{1 + e_1} \quad (\text{II-6})$$

Trong các công thức (II - 4) + (II-6) ký hiệu :

p_1, p_2 - ứng suất nén lúc đầu (trước khi thêm tải) và lúc cuối (sau khi thêm tải) ;

$\Delta p = p_2 - p_1$ - ứng suất gây lún ;

e_1, e_2 - hệ số rỗng của mẫu đất ứng với các ứng suất p_1, p_2 .

3. Liên hệ giữa các đặc trưng biến dạng của đất

Nén đất khi được xem như một vật thể biến dạng tuyến tính thì có hai hằng số đặc trưng cơ bản là mô đun biến dạng E và hệ số nở hông μ ; ngoài ra, có thể kể thêm một chỉ tiêu phụ nữa là hệ số áp lực hông ξ . Đồng thời, riêng đối với đất (là vật thể có lỗ rỗng) khi xét liên hệ giữa ứng suất nén và

Thực tế thì hệ số m (thể hiện sự sai khác giữa hai kiểu thí nghiệm) biến đổi rất phức tạp ; có đề nghị tham khảo là với độ sệt $B = 0 \sim 1,0$, hệ số rỗng $e = 0,4 \sim 1,1$ thì :

khác nhau. Nhưng giữa chúng có những liên hệ định lượng.

Từ μ có thể tính ra trị số ξ (hệ số nén hông) theo hệ thức :

$$\xi = \frac{\mu}{1 - \mu} \quad (\text{II-7})$$

hoặc ngược lại :

$$\mu = \frac{\xi}{1 + \xi} \quad (\text{II-8})$$

Giữa mô đun biến dạng E và hệ số nén a có hệ thức :

$$E = \frac{\beta(1 + e_1)}{a} = \frac{\beta}{m_v} \quad (\text{II-9})$$

hoặc ngược lại :

$$m_v = \frac{a}{(1 + e_1)} = a_o = \frac{\beta}{E} \quad (\text{II-9'})$$

Hệ số β xác định bằng biểu thức :

$$\beta = 1 - 2\mu \cdot \xi = 1 - \frac{2\mu^2}{1 - \mu} = 1 - \frac{2\xi^2}{1 + \xi} \quad (\text{II-10})$$

Cần lưu ý rằng thí nghiệm nén đất trên máy nén một trục không nở hông trong phòng cho ta kết quả mô đun biến dạng E nhỏ hơn nhiều so với mô đun biến dạng E xác định bằng thí nghiệm nén ngoài hiện trường. Vì vậy, với kết quả thí nghiệm nén trong phòng người ta thường đưa vào hệ số điều chỉnh m :

$$E = m \cdot \frac{1 + e_1}{a} \cdot \beta \quad (\text{II-10a})$$

Kết quả nén có kết được trình bày theo hai dạng

- Trên đồ thị : $\Delta h = f(\log t)$, theo phương pháp Casagrande (Hình II-5) .

$$m = \frac{2,72}{e} \quad (\text{II-10b})$$

4. Cố kết thấm của đất dính no nước

Tính biến dạng của đất có một đặc điểm quan trọng là kéo dài theo thời gian. Sở dĩ như vậy vì hai nguyên nhân : một là, dưới tác dụng của áp lực nén nước trong lỗ rỗng của đất phải dần dần, lâu mới thoát đi được, và hai là, do tính từ biến của cốt liệu đất.

Quá trình độ chặt của đất tăng dần, biến dạng (độ lún) tăng dần, cho tới khi ổn định dưới tác dụng của một áp lực nén không đổi gọi là quá trình cố kết của đất. Cố kết do yếu tố thấm của nước lỗ rỗng quyết định gọi là cố kết thấm, cố kết do từ biến của cốt liệu đất gọi là cố kết thứ cấp.

Mức độ cố kết của đất, và do đó độ lún của đất, ở một thời điểm t sau khi đã gia tải thường được đánh giá bằng độ cố kết U . Trong trường hợp nước chỉ thoát theo một chiều, biểu thức gần đúng để xác định độ cố kết U là :

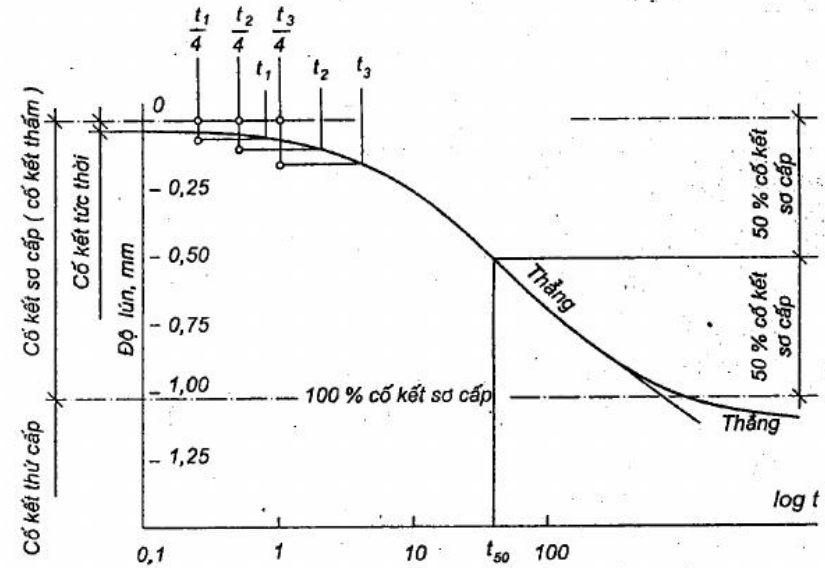
$$U = 1 - \frac{8}{\pi^2} e^{-\frac{\pi^2 C_v}{4h^2} t} \quad (\text{II-10c})$$

Trong đó C_v là hằng số cố kết của đất, theo lý thuyết :

$$C_v = \frac{k_1 \cdot (1 + e_m)}{a \cdot \gamma_n} \quad (\text{II-10d})$$

Để dự báo thời gian cố kết được gần đúng với thực tế thì quan trọng nhất là phải xác định đúng được hằng số cố kết thấm C_v của đất. Tốt nhất là phải xác định C_v bằng thí nghiệm nén cố kết : nén rất chậm, mỗi cấp tải trọng nén duy trì cho đến khi sau 24 giờ độ nén nhỏ hơn 0,01mm mới xem là ổn định.

$$C_v = 0,197 \cdot \frac{h^2}{t_{50}} \quad (\text{II-10e})$$



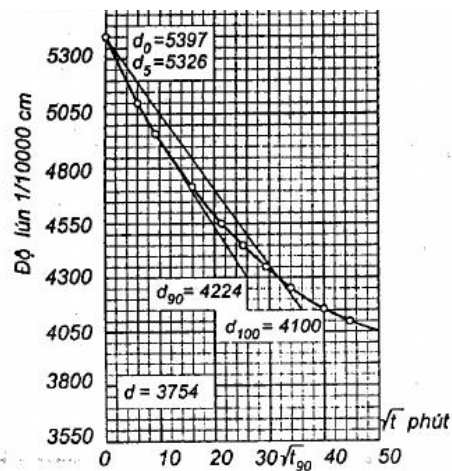
Hình II-5. Đồ thị $\Delta h = f(\log t)$

- Trên đồ thị : $\Delta h = f(\sqrt{t})$, theo phương pháp Taylor (Hình II-6) :

$$C_v = 0,848 \cdot \frac{h^2}{t_{90}} \quad (\text{II-10f})$$

Khi thí nghiệm cố kết, cho nước thấm theo cả hai hướng lên trên và xuống dưới h là 1/2 chiều cao mẫu đất.

φ_u, c_u : sức chống cắt cố kết, thoát nước với các thông số φ' , c' và trường hợp trung gian là sức chống cắt cố kết, không thoát nước. Đối với đất bão hòa ứng suất tổng σ ứng suất hữu hiệu $\sigma' = \sigma - u$.



Hình II-6. Đồ thị $\Delta h = f(\sqrt{t})$

II-3. Tính chống cắt của đất

1. Biểu thức Coulomb về sức chống cắt của đất

Theo Coulomb, sức chống cắt của đất là một hàm số bậc nhất của lực dính và lực ma sát trong, ta có biểu thức :

$$\tau' = \sigma \cdot \operatorname{tg} \varphi + c \quad (\text{II-11})$$

Trong đó :

- τ' - sức chống cắt của đất ;
- σ - thành phần ứng suất pháp ;
- φ - góc ma sát trong của đất ;
- c - lực dính của đất ;
- τ', c, σ đều có thứ nguyên ứng suất.

Cần đặc biệt lưu ý sự phân biệt ứng suất tổng σ , ứng suất hữu hiệu σ' và áp lực nước lỗ rỗng u . Từ đó phân biệt sức chống cắt không cố kết, không thoát nước với các thông số

thoát nước. Đối với đất bão hòa ứng suất tổng σ , ứng suất hữu hiệu σ' và áp lực nước lỗ rỗng u có quan hệ như sau :

$$\sigma = \sigma' + u \quad (\text{II-11'})$$

2. Điều kiện bền và điều kiện cân bằng giới hạn

Xét một phần tử đất, phần tử này bền (ổn định) nếu tại mọi mặt bất kỳ vẫn đảm bảo được điều kiện :

$$\tau < \tau' \quad (\text{II-12})$$

Trong đó :

τ - ứng suất cắt do tải trọng ngoài gây ra.

τ' - sức chống cắt của đất (phụ thuộc loại đất và trạng thái của nó).

Một phần tử sẽ bị phá hỏng (mất ổn định), bị trượt (cắt) theo một mặt nào đó nếu trên mặt ấy (mà ta thường gọi là mặt trượt) đạt tới điều kiện :

$$\tau > \tau' \quad (\text{II-12'})$$

Thực ra khi ứng suất cắt τ tăng lên đến mức bằng sức chống cắt của đất rồi thì chỉ cần một số gia rất bé của τ là phần tử ấy bị phá hỏng, trượt theo mặt trượt, mà τ không tăng lên nữa, cho nên điều kiện (II-12') phải viết là :

$$\tau = \tau' \quad (\text{II-13})$$

Điều kiện này cũng gọi là điều kiện cân bằng giới hạn của đất, để tiện dùng ta biến đổi (II-13) thành điều kiện :

$$\theta = \varphi \quad (\text{II-14})$$

Trong đó :

θ - góc lệch ứng suất tổng và ứng suất pháp tuyến của mặt phẳng đang xét ;

φ - góc ma sát trong của đất.

(thỏa mãn điều kiện (II-14)) thì các thành phần ứng suất của nó thỏa mãn các biểu thức sau.

Đối với đất rời :

$$\sin\theta = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3} = \sin\varphi \quad (\text{II-15})$$

Biểu thức (II-15) viết với các thành phần ứng suất chính σ_1, σ_3 ; nếu ta viết với các thành phần ứng suất σ_z, σ_y và τ_{yz} thì có :

$$\sin^2\theta = \frac{(\sigma_z - \sigma_y)^2 + 4\tau_{yz}^2}{(\sigma_z + \sigma_y)^2} = \sin^2\varphi \quad (\text{II-15}')$$

Đối với đất dính ta có :

$$\sin\theta = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3 + \frac{2c}{\tan\varphi}} = \sin\varphi \quad (\text{II-16})$$

hoặc

$$\frac{(\sigma_z - \sigma_y)^2 + 4\tau_{yz}^2}{\left(\sigma_z + \sigma_y + \frac{2c}{\tan\varphi}\right)^2} = \sin^2\theta = \sin^2\varphi \quad (\text{II-16}')$$

Trong các công thức (II-15) ÷ (II-16) :

$\sigma_z, \sigma_y, \tau_{yz}$ - thành phần ứng suất của phân tố mà ta xét (hoặc tại điểm ta xét).

σ_1, σ_3 - thành phần ứng suất chính của phân tố ấy. (bài toán phẳng).

φ, c - các tham số sức chống cắt của đất, từng trường hợp là φ_u, c_u (sức kháng cắt không thoát nước) hoặc φ', c' (sức kháng cắt cố kết, thoát nước - ứng với áp lực hữu hiệu σ').

Các biểu thức (II-15) ÷ (II-16') thường được gọi là các điều kiện cân bằng giới hạn của Mohr-Rankine.

Nhân này bài tập rất đơn giản (áp dụng chương 1) nên không tóm tắt ở đây.

CÂU HỎI KIỂM TRA

1. Phát biểu định luật dòng thấm đất. Giới hạn áp dụng của định luật này ?
2. Định nghĩa hệ số thấm tương đương trường hợp dòng thấm ngang và dòng thấm đứng ?
3. Áp lực thấm là gì ? Giải thích công thức tính áp lực thấm ?
4. Định nghĩa các chỉ tiêu biến dạng E, a, μ, C_v, m_v, ξ của đất. Nêu các phương pháp xác định các chỉ tiêu E, a, C_v, m_v ở trong phòng và ngoài hiện trường ?
5. Nêu các cách thể hiện kết quả thí nghiệm nén đất trên máy nén một trục trong phòng thí nghiệm. Cách xác định áp lực tiền cố kết ?
6. Thí nghiệm nén cố kết ? áp dụng kết quả thí nghiệm nén cố kết để xác định hằng số cố kết C_v và hệ số thấm k ?
7. Phát biểu giả thiết nền biến dạng tuyến tính ? Giả thiết này được áp dụng như thế nào ? Điều kiện để áp dụng giả thiết này cho nền đất ?
8. Phát biểu định luật về tính chống cắt của đất ?
9. Nêu khái niệm về ứng suất tổng, ứng suất hiệu quả, áp lực nước lỗ rỗng ?

BÀI TẬP

Bài tập II-1. Một mẫu đất có tiết diện ngang $F = 25 \text{ cm}^2$ được thí nghiệm xác định hệ số thấm k với cột nước áp không đổi. Khoảng cách giữa các điểm đặt áp kế : $L = 100 \text{ mm}$ (Hình II-7).

Hãy xác định hệ số thấm trung bình của đất đỏ với kết quả thí nghiệm như bảng II-2.

Bảng II-2

Lần thí nghiệm	Độ chênh của cột mức áp h (mm)	Thời gian thấm t (s)	Lượng nước thấm (cm ³)
1	60	82	10
2	80	61	10
3	100	49	10

Bài giải

Theo công thức tính hệ số thấm của đất bằng dụng cụ thí nghiệm với cột nước áp không đổi ta có :

$$k = \frac{Q \cdot L}{h \cdot F \cdot t}$$

Trong đó :

k - là hệ số thấm, cm/s ;

Q - lượng nước thấm, cm³ ;

h - độ chênh cột mức áp ;

L - khoảng cách giữa các điểm đặt

áp kế, cm ;

F - diện tích tiết diện ngang mẫu đất, cm² ;

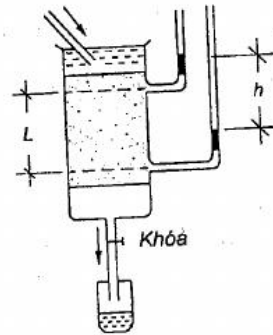
t - thời gian thấm.

Ở lần thí nghiệm thứ nhất ta được :

$$k_1 = \frac{10 \times 10}{6 \times 25 \times 82} = 0,00813 \text{ cm/s}$$

$$= 0,00813 \times 864 = 7,02 \text{ m/ngày.}$$

(864 là hệ số quy đổi đơn vị đo từ cm/s sang m/ngày).



Hình II-7

Tương tự như vậy :

$$k_2 = 0,00819 \text{ cm/s} = 7,08 \text{ m/ngày.}$$

Ở lần thí nghiệm thứ ba :

$$k_3 = 0,00816 \text{ cm/s} = 7,05 \text{ m/ngày.}$$

(Cũng có thể đổi đơn vị của k một cách gần đúng là $3.10^{-7} \text{ cm/s} = 1 \text{ cm/năm}$)

Hệ số thấm trung bình :

$$k = \frac{k_1 + k_2 + k_3}{3} = 0,00816 \text{ cm/s}$$

$$= 7,05 \text{ m/ngày.}$$

Bài tập II-2: Một mẫu đất có tiết diện ngang $A_2 = 75 \text{ cm}^2$ chiều dài $L = 10 \text{ cm}$ được thí nghiệm xác định hệ số thấm k với cột nước áp thay đổi. Diện tích tiết diện ngang ống đo áp là $A_1 = 78,5 \text{ mm}^2$ (Hình II-8). Hãy xác định hệ số thấm trung bình của mẫu đất ấy với số liệu thí nghiệm cho trong bảng II-3.

Bảng II-3

Số TT	Mức nước trong ống đo áp, mm		Khoảng thời gian ($t_2 - t_1$)
	Ban đầu h_1	Cuối cùng h_2	
1	1300	1000	170
2	1000	800	162

Bài giải

Khi thí nghiệm với dụng cụ có cột nước áp thay đổi, hệ số thấm k của đất được tính bằng công thức sau :

$$k = \frac{2,3 \cdot A_1 \cdot L}{A_2(t_2 - t_1)} \lg \frac{h_1}{h_2}$$

Trong đó :

k - hệ số thấm của đất, cm/s ;

A_1 - tiết diện ngang ống đo áp, cm² ;

A_2 - tiết diện ngang của mẫu đất, cm^2 ;

L - chiều dài mẫu đất, cm.

Các số liệu khác cho trong bảng.

Thay vào công thức trên ta được :

Lần đo thứ 1 :

$$k_1 = \frac{2,3 \times 0,785 \times 10}{75 \times 170} \lg \frac{130}{100} =$$

$$= \frac{2,3 \times 0,785 \times 10 \times 0,1139}{75 \times 170}$$

$$= 0,000161 \text{ cm/s}$$

Lần đo thứ 2 :

$$k_2 = \frac{2,3 \times 0,785 \times 10}{75 \times 162} \lg \frac{100}{80} =$$

$$= 0,000144 \text{ cm/s}$$

Hệ số thấm trung bình của mẫu đất là :

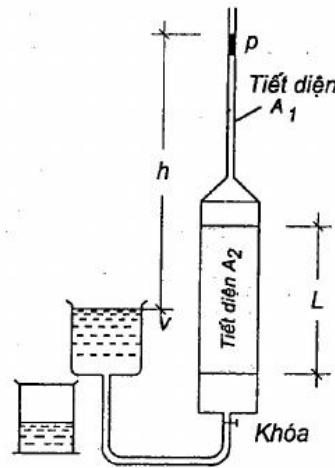
$$k = \frac{k_1 + k_2}{2} = \frac{0,000161 + 0,000144}{2}$$

$$= 0,000152 \text{ cm/s} = 0,152 \cdot 10^{-3} \text{ cm/s.}$$

Bài tập II-3. Kết quả thí nghiệm về tính thấm của một loại đất dính ghi trong bảng dưới đây :

Độ dốc thủy lực I	1	3	5	7	9	12	15	18
Vận tốc thấm v (cm/ngày đêm)	0	0	0	0,5	2	6,5	9,5	14

Xác định hệ số thấm k_1 của đất này. Xác định gradien thủy lực ban đầu I_0 và viết lại biểu thức định luật Darcy cho đất ấy.

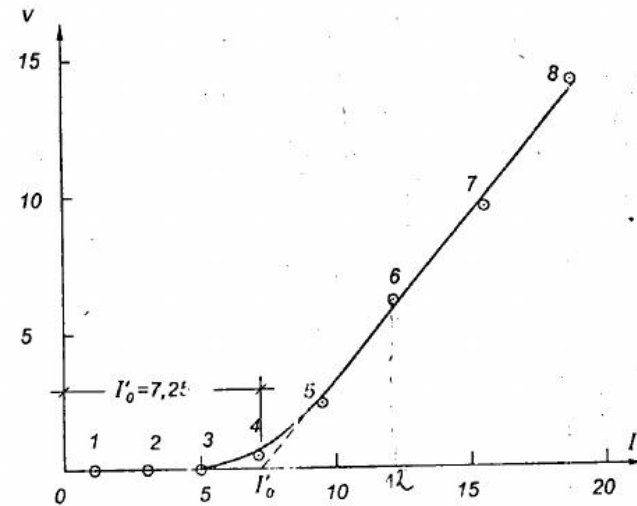


Hình II-8

Bài giải

Vẽ đồ thị quan hệ $v \sim I$: trục tung biểu diễn trị số v , trục hoành biểu diễn trị số I . Với những kết quả thí nghiệm trên ta xác định được 8 điểm : 1(0 ; 1) ; 2(0 ; 3) ; 3(0 ; 5) ; 4(0,5 ; 7) ; 5(2 ; 9) ; 6(6,5 ; 12) ; 7(9,5 ; 15) ; 8(14 ; 18). Nối các điểm ấy lại với nhau, ta thấy các điểm 5, 6, 7, 8 có thể nối bằng một đoạn thẳng, các điểm 3, 4, 5 phải nối bằng một đoạn cong (Hình II-9). Đoạn thẳng (của đường quan hệ $v \sim I$) có hệ số dốc là 0,77, phương trình của đoạn thẳng đó là :

$$v = 0,77 \cdot I \quad (a)$$



Hình II-9

Vậy hệ số thấm của đất là $k_1 = 0,77 \text{ cm/ngày đêm}$.

Như ta thấy, chỉ khi $I > 5$ mới bắt đầu có dòng thấm ; vậy gradien thủy lực ban đầu là $I_0 = 5$. Nhưng thông thường để tiện dùng, người ta kéo dài đoạn thẳng của đường quan hệ $v \sim I$ cho tới trục I , quy ước bỏ đoạn cong đi và chỉ dùng đoạn

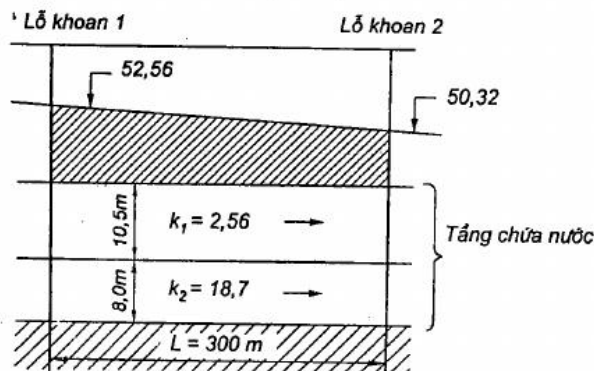
thẳng thôi. Trong trường hợp này, nếu kéo dài đoạn thẳng của đường quan hệ $v \sim I$ thì nó sẽ cắt trục I tại điểm $I_0' = 7,25$. Xem như $I_0' = 7,25$ là gradien thủy lực ban đầu, ta có phương trình biểu diễn quy luật thấm trong đất này (thay cho liên hệ (a)) là :

$$v = 0,77(I - 7,25) \quad (b)$$

Bài tập II-4. Cho 2 hố khoan bố trí theo hướng chảy của tầng chứa nước áp lực. Hãy tính lưu lượng đơn vị (lưu lượng chảy qua diện tích $H \times 1$ m vuông góc với dòng chảy trong một đơn vị thời gian) của tầng chứa nước đó với số liệu cho sau đây :

Chiều dày lớp trên của tầng chứa nước $h_1 = 10,5$ m ; hệ số thấm $k_1 = 2,65$ m/ngày.

Chiều dày lớp dưới tầng chứa nước $h_2 = 8,0$ m ; hệ số thấm $k_2 = 18,7$ m/ngày. Cao trình mực nước ngầm và khoảng cách hố khoan như hình II-10.



Hình II-10

Bài giải

Cách 1 : Hệ số thấm tương đương của tầng chứa nước được tính theo công thức :

$$k_{td} = \frac{k_1 h_1 + k_2 h_2}{h_1 + h_2} = \frac{2,65 \times 10,5 + 18,7 \times 8,0}{18,5} = 9,59 \text{ m/ngày} = \frac{9,59}{864} = 0,11 \text{ cm/s}$$

Lưu lượng nước đơn vị được tính theo công thức :

$$Q = k_{td} \cdot H \cdot I$$

Trong đó :

- k_{td} - hệ số thấm tương đương của tầng chứa nước ;
- H - chiều dày tổng cộng tầng chứa nước ;
- I - gradien thủy lực của dòng thấm.

Thay số vào công thức ta được :

$$Q = 9,59 \times 18,5 \times \frac{52,65 - 50,32}{300} = 1,37 \text{ m}^3/\text{ngày}$$

Cách 2 : Cũng có thể tích lưu lượng đơn vị Q của tầng chứa nước nếu xem nó là một lớp đất đồng nhất có hệ số thấm là $k_1 = 2,65$ m/ngày và có chiều dày tính đối là h_{td} :

$$h_{td} = h_1 + \frac{k_2}{k_1} h_2 = 10,5 + \frac{18,7}{2,65} \times 8 = 66,95 \text{ m}$$

Lưu lượng đơn vị Q tính theo công thức sau :

$$Q = k_1 \cdot h_{td} \cdot I = 2,65 \times 66,95 \times \frac{52,65 - 50,32}{300} = 1,37 \text{ m}^3/\text{ngày}$$

Bài tập II-5. Khi tính độ lún của nền đất theo thời gian có sử dụng kết quả của bài toán cố kết thấm 1 chiều cần phải xác định hệ số thấm tương đương k_{td} của các lớp đất khi dòng thấm vuông góc với các lớp.

Hãy tính hệ số thấm tương đương khi dòng thấm vuông góc với các lớp trong trường hợp sau :

Lớp 1 có hệ số thấm $k_1 = 20,30$ m/ngày, chiều dày $h_1 = 9,25$ m.

Lớp 2 có hệ số thấm $k_2 = 15,50$ m/ngày, chiều dày $h_2 = 10$ m.

Lớp 3 có hệ số thấm $k_3 = 3,25$ m/ngày, chiều dày $h_3 = 8$ m.

Bài giải

Hệ số thấm tương đương của các lớp đất trong trường hợp dòng thấm vuông góc với các lớp được tính theo công thức sau :

$$k_{ld} = \frac{H}{\frac{h_1}{k_1} + \frac{h_2}{k_2} + \dots + \frac{h_n}{k_n}}$$

Trong đó, H là tổng chiều dày các lớp đất.

Thay số vào ta được :

$$\begin{aligned} k_{ld} &= \frac{9,25 + 10 + 8}{\frac{9,25}{20,3} + \frac{10}{15,5} + \frac{8}{3,25}} = 7,66 \text{ m/ngày} \\ &= \frac{7,66}{864} = 0,0088 \text{ cm/s} \end{aligned}$$

Bài tập II-6. Một hố móng được đào trong cát hạt trung, chiều sâu đáy hố móng $h = -3,0$ m, cao trình mực nước mặt là $+0,2$ m. Tường vây hố móng là cọc cừ được đóng sâu xuống dưới mặt cát là $7,0$ m (Hình II-11).

Để thi công móng người ta bơm để nước trong hố luôn giữ ở cao độ mặt đáy móng. Hãy kiểm tra độ ổn định (xói ngầm) do thấm ở đáy hố móng, biết rằng tỷ trọng của cát là $\Delta = 2,68$, hệ số rỗng $e = 0,6$. Hệ số an toàn cho phép là $F_s = 2$.

Bài giải

Hệ số an toàn xói ngầm được tính bằng công thức sau :

$$F = \frac{\gamma_{dn}}{U_{th}} = \frac{\gamma_{dn}}{I_y \gamma_n}$$

Trong đó : γ_{dn} - trọng lượng riêng đầy nổi của đất tại vị trí B

nguy hiểm nhất ;

I - gradient thủy lực của dòng thấm ;

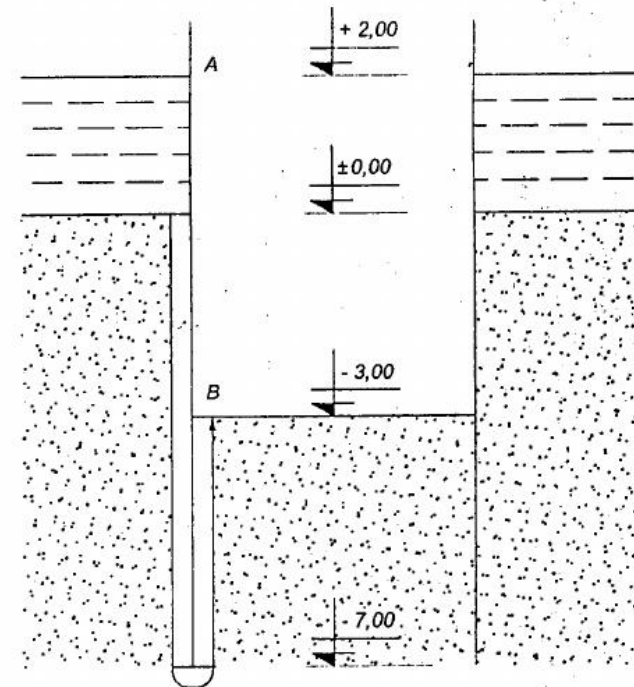
γ_n - trọng lượng riêng của nước

(lấy gần đúng $\gamma_n = 10 \text{ kN/m}^3$) ;

U_{th} - áp lực thấm (áp lực thủy động) với phân tố đất tại B.

Trọng lượng riêng đầy nổi của đất tính bằng công thức sau :

$$\gamma_{dn} = \frac{(\Delta - 1)\gamma_n}{1 + e} = \frac{(2,68 - 1)10}{1 + 0,6} = 10,5 \text{ kN/m}^3$$



Hình II-11

Gradien thủy lực của dòng thấm được tính với chiều dài đường thấm ngắn nhất (xem hình II-11) :

$$I = \frac{5}{3+4+4} = \frac{5}{11} = 0,45$$

Áp lực thấm ngược lên (áp lực thể tích) với phân tố đất tại B là :

$$U_{th} = I \cdot \gamma_n = 0,45 \times 10 = 4,5 \text{ kN/m}^3$$

Hệ số an toàn xói ngầm là :

$$F = \frac{\gamma_{dn}}{U_{th}} = \frac{\gamma_{dn}}{I \gamma_n} = \frac{10,5}{4,5} = 2,33 > F_s = 2,0$$

Kết luận : Đất ở đáy hố móng không bị xói ngầm nếu lấy hệ số an toàn xói ngầm $F_2 = 2,0$.

Bài tập II-7. Một hố móng được đào trên nền có 2 lớp (Hình II-12). Lớp trên là sét pha chiều dày $h_1 = 3,0 \text{ m}$, hệ số thấm $k_1 = 4,5 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$. Lớp dưới là cát hạt trung có $\Delta = 2,68$, hệ số rỗng $e = 0,6$, hệ số thấm $k_2 = 2,0 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$.

Chiều sâu hố móng $h = 4 \text{ m}$, mực nước mặt là $+2,0 \text{ m}$, tường vây hố móng là cọc cừ, đóng sâu dưới mặt đất -8 m .

Để thi công hố móng người ta hút nước sao cho mực nước luôn giữ ở cao trình đáy móng. Hãy kiểm tra ổn định (xói ngầm) do thấm ở đáy hố móng biết rằng hệ số an toàn cho phép $F_s = 2,0$.

Bài giải

Cách 1 : Đường thấm ngắn nhất như hình II-12. Tổng độ chênh cột nước áp là :

$$\Delta H = \Delta H_1 + \Delta H_2 = 6,0 \text{ m} \quad (a)$$

Trong đó :

ΔH_1 - độ chênh cột nước áp từ mặt nước đến đáy lớp 1

ΔH_2 - độ chênh cột nước áp của lớp 2.

Trong khi thấm, lưu tốc thấm của lớp 1 và lớp 2 như nhau, tức là :

$$v_1 = v_2 \quad \text{hay} \quad k_1 I_1 = k_2 I_2 \quad (b)$$

Trong đó,

I_1, I_2 - gradien thủy lực tại lớp 1 và 2.

Biến đổi đẳng thức (b) ta có

$$k_1 \frac{\Delta H_1}{l_1} = k_2 \frac{\Delta H_2}{l_2}$$

Vậy :

$$\Delta H_1 = \frac{k_2 l_1}{k_1 l_2} \Delta H_2 \quad (c)$$

Trong đó :

l_1 - chiều dài đường thấm lớp 1 là $l_1 = 3,0 \text{ m}$;

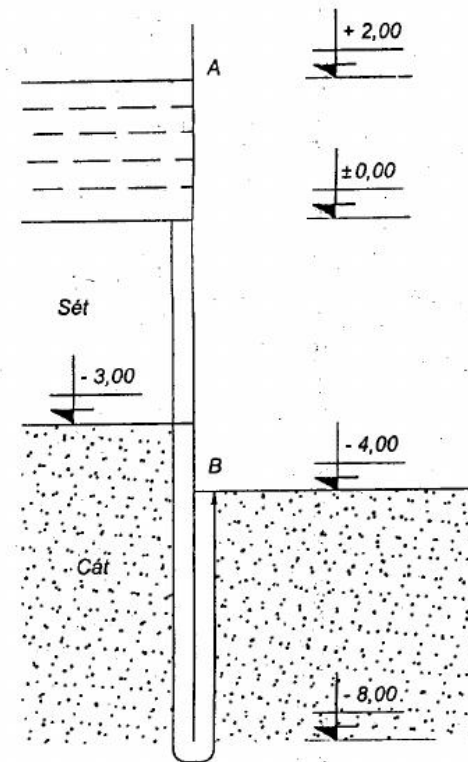
l_2 - chiều dài đường thấm lớp 2 là $l_2 = 9,0 \text{ m}$.

Thay (c) vào (a) ta được :

$$\Delta H = \Delta H_1 + \Delta H_2 = \frac{k_2 l_1}{k_1 l_2} \Delta H_2 + \Delta H_2$$

Thay số vào ta được :

$$6 = \frac{2,0 \cdot 10^{-3} \times 3,0}{4,5 \cdot 10^{-5} \times 9,0} \cdot \Delta H_2 + \Delta H_2$$



Hình II-12

Suy ra :

$$\Delta H_2 = 0,38 \text{ m}$$

Vậy :

$$I_2 = \frac{\Delta H_2}{l_2} = \frac{0,38}{9,0} = 0,042$$

Áp lực thấm ngược ở phân tố đất tại điểm B là :

$U_{th} = I_2 \cdot \gamma_n = 0,042 \times 10 = 0,42 \text{ kN/m}^3$ (lưu ý đây là áp lực tác dụng vào 1 đơn vị thể tích đất).

Hệ số an toàn xói ngầm là :

$$F = \frac{\gamma_{dn2}}{U_{th}} = \frac{10,5}{0,42} = 25 > F_s = 2,0$$

Kết luận : Đất ở đáy hố móng không bị xói ngầm nếu lấy hệ số an toàn cho phép $F_s = 2,0$.

Cách 2 : Áp dụng công thức tính chiều dày tương đương (chính là chiều dài thấm) của hai lớp đất khi xem chúng như một lớp đất có hệ số thấm $k_B = k_2$ trong trường hợp thấm đứng, bài toán sẽ trở thành giống bài tập II-6 (nên chỉ có một lớp cát hạt trung là lớp 2).

Giải như bài tập II-6 ta được kết quả giống như phần giải ở trên.

✓ **Bài tập II-8.** Một mẫu đất có trọng lượng riêng ướt $\gamma_w = 18 \text{ kN/m}^3$, tỷ trọng hạt $\Delta = 2,7$, độ ẩm tự nhiên $W = 12\%$, hệ số Poisson $\mu = 0,3$. Khi thí nghiệm nén không nở hông trong phòng được kết quả sau :

Áp lực nén $p, \text{N/cm}^2$	10	20	30	40
Hệ số rỗng e	0,650	0,625	0,613	0,608

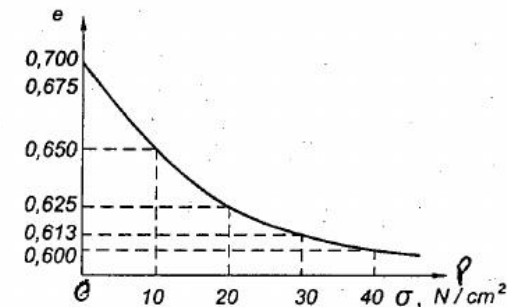
Hãy vẽ đường cong nén $e = f(p)$ và xác định hệ số nén a , hệ số nén thể tích m_v , môđun biến dạng của đất đó.

Bài giải

- Tính hệ số rỗng ban đầu của đất :

$$e_{po} = \frac{\Delta \cdot \gamma_n (1 + 0,01W)}{\gamma_w} - 1 = \frac{2,7 \times 10 (1 + 0,01 \times 12)}{18} - 1 = 0,68$$

Đường cong nén $e = f(p)$ có dạng như hình II-13.



Hình II-13

- Hệ số nén ứng với mỗi cấp tải trọng được tính như sau :

Cấp tải trọng từ 0 đến 10 N/cm^2 :

$$a_{0-10} = \frac{e_{p_0} - e_{p_1}}{p_1 - p_0} = \frac{0,680 - 0,650}{10 - 0} = 0,0030 \text{ cm}^2/\text{N}$$

Cấp tải trọng từ 10 đến 20 N/cm^2 :

$$a_{10-20} = \frac{e_{p_1} - e_{p_2}}{p_2 - p_1} = \frac{0,650 - 0,625}{20 - 10} = 0,0025 \text{ cm}^2/\text{N}$$

Cấp tải trọng từ 20 đến 30 N/cm^2 :

$$a_{20-30} = \frac{e_{p_2} - e_{p_3}}{p_3 - p_2} = \frac{0,625 - 0,613}{30 - 20} = 0,0012 \text{ cm}^2/\text{N}$$

Cấp tải trọng từ 30 đến 40 N/cm² :

$$a_{30-40} = \frac{e_{p_3} - e_{p_4}}{p_4 - p_3} = \frac{0,613 - 0,608}{40 - 30} = 0,0005 \text{ cm}^2/\text{N}$$

- Tính hệ số nén thể tích m_v :

Từ công thức định nghĩa

$$m_v = \frac{a}{1 + e_{bd}}$$

Ở đây : a - hệ số nén trong khoảng tải trọng đang xét ;

e_{bd} - hệ số rỗng của đất ứng với cấp tải trọng bắt đầu của khoảng tải trọng đang xét (ví dụ khoảng tải trọng đang xét là 10 đến 20 N/cm² thì a là a_{10-20} và e_{bd} là hệ số rỗng của đất ứng với tải trọng nén $p = 10 \text{ N/cm}^2$).

Như vậy, với cấp tải trọng từ 0 đến 10 N/cm² ta có :

$$m_{v(0-10)} = \frac{a_{0-10}}{1 + e_{p_0}} = \frac{0,0030}{1 + 0,680} = 0,0018 \text{ cm}^2/\text{N}$$

Tương tự :

$$m_{v(10-20)} = \frac{a_{10-20}}{1 + e_{p_1}} = \frac{0,0025}{1 + 0,650} = 0,0015 \text{ cm}^2/\text{N}$$

$$m_{v(20-30)} = \frac{a_{20-30}}{1 + e_{p_2}} = \frac{0,0012}{1 + 0,625} = 0,00074 \text{ cm}^2/\text{N}$$

$$\frac{m_{v(30-40)}}{1 + e_{p_3}} = \frac{0,0005}{1 + 0,613} = 0,0003 \text{ cm}^2/\text{N}$$

- Tính môđun biến dạng :

$$E = \frac{1}{m_v} \left(1 - \frac{2\mu^2}{1-\mu} \right)$$

Với cấp tải trọng từ 0 đến 10 N/cm² ta có :

$$E_{0-10} = \frac{1}{m_{v(0-10)}} \left(1 - \frac{2\mu^2}{1-\mu} \right) = \frac{1}{0,0018} \left(1 - \frac{2 \times 0,3^2}{1-0,3} \right) \\ = \frac{1}{0,0018} \times 0,74 = 410 \text{ N/cm}^2$$

Tương tự :

$$E_{10-20} = \frac{1}{m_{v(10-20)}} \left(1 - \frac{2\mu^2}{1-\mu} \right) = \frac{0,74}{0,0015} = 493 \text{ N/cm}^2$$

$$E_{20-30} = \frac{1}{m_{v(20-30)}} \left(1 - \frac{2\mu^2}{1-\mu} \right) = \frac{0,74}{0,00074} = 1000 \text{ N/cm}^2$$

$$E_{30-40} = \frac{1}{m_{v(30-40)}} \left(1 - \frac{2\mu^2}{1-\mu} \right) = \frac{0,74}{0,0003} = 2460 \text{ N/cm}^2$$

Bài tập II-9. Mẫu đất đem thí nghiệm nén bằng máy nén một trục, diện tích của mẫu đất (diện tích của dao vòng hộp nén) bằng 50 cm², chiều cao 2,54 cm.

Số đọc trên đồng hồ đo độ lún của mẫu đất (sau khi đã để cho mẫu đất lúc ổn định theo giới hạn quy ước) là :

Áp lực nén (N/cm ²)	Số đọc trên đồng hồ (0,01mm)
0	0
10	124
20	171
30	210
40	235

Nén xong, đem mẫu đất đi sấy cho đến khi khô hoàn toàn cân lại được 1,855 N và xác định được trọng lượng riêng hạt của đất là $\gamma_h = 26,5 \text{ kN/m}^3$. Vẽ đường cong nén của đất.

Bài giải

Ta phải dựa vào kết quả đo độ lún của mẫu đất mà tính ra hệ số rỗng của nó ứng với từng cấp áp lực nén. Có thể tính toán theo 2 cách :

Cách 1 : Như ta đã biết, theo định nghĩa :

$$e = \frac{V_r}{V_h}$$

Mẫu đất trong thí nghiệm này chỉ lún theo một chiều (không có nở hông) ta có thể viết :

$$e = \frac{h_r}{h_s} \quad (a) \quad \text{và} \quad h_r = h - h_s \quad (b)$$

Trong đó :

h_s - chiều cao hạt ;

h_r - chiều cao rỗng ;

h - chiều cao toàn bộ (Hình II-14).

Khi bị nén, mẫu đất lún xuống, chiều cao mẫu đất thay đổi :

$$h_i = h_o - \Delta_{si} \quad (c)$$

Trong đó :

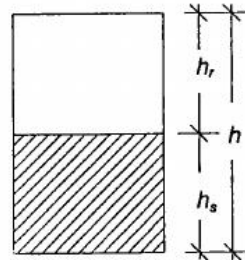
h_o - chiều cao ban đầu của mẫu đất ;

h_i - chiều cao mẫu đất ở cấp áp lực i ;

Δ_{si} - độ lún tổng cộng của mẫu đất ở cấp áp lực i .

Thay (c) vào (b) rồi lại thay vào (a), ta có công thức xác định hệ số rỗng ở mỗi cấp áp lực là :

$$e = \frac{(h_o - \Delta_{si}) - h_s}{h_s}$$



Hình II-14

Biết trọng lượng mẫu đất đã sấy khô (trọng lượng hạt đất), suy ra chiều cao hạt :

$$h_s = \frac{Q_h}{\gamma_h \cdot F} = \frac{0,001855}{26,5 \times 0,005} = 0,014 \text{ m} = 1,4 \text{ cm}$$

Vậy hệ số rỗng của mẫu đất ở mỗi cấp áp lực nén là :

$$e_o = \frac{2,54 - 1,4}{1,4} = 0,814$$

$$e_1 = \frac{(2,54 - 0,124) - 1,4}{1,4} = 0,726$$

$$e_2 = \frac{(2,54 - 0,171) - 1,4}{1,4} = 0,692$$

$$e_3 = \frac{(2,54 - 0,210) - 1,4}{1,4} = 0,664$$

$$e_4 = \frac{(2,54 - 0,235) - 1,4}{1,4} = 0,646$$

Cách 2 : Ta tính được chiều cao hạt là :

$$h_s = \frac{Q_h}{\gamma_h \cdot F} = \frac{0,001855}{26,5 \times 0,005} = 0,014 \text{ m} = 1,4 \text{ cm}$$

Vậy chiều cao rỗng ban đầu là :

$$h_r = h_o - h_s = 2,54 - 1,4 = 1,14 \text{ cm}$$

và hệ số rỗng ban đầu là :

$$e_o = \frac{h_r}{h_s} = \frac{1,14}{1,4} = 0,814$$

Hệ số rỗng ở mỗi áp lực tính theo công thức :

$$e_i = e_o - (1 + e_o) \frac{\Delta_{si}}{h_o}$$

Trong đó, Δ_{si} - độ lún tổng cộng của mẫu đất ở cấp áp

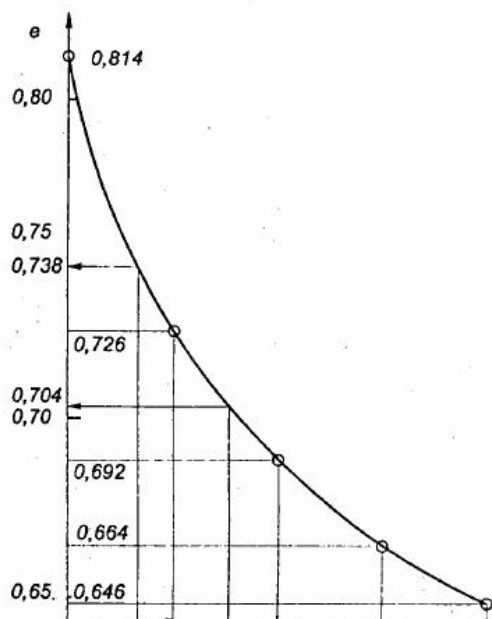
Ta có :

$$e_1 = 0,814 - (1 + 0,814) \cdot \frac{0,124}{2,54} = 0,726$$

$$e_2 = 0,814 - (1 + 0,814) \cdot \frac{0,171}{2,54} = 0,692$$

$$e_3 = 0,814 - (1 + 0,814) \cdot \frac{0,210}{2,54} = 0,664$$

$$e_4 = 0,814 - (1 + 0,814) \cdot \frac{0,235}{2,54} = 0,646$$



Ứng với 5 cấp nén ($p = 0, 10, 20, 30, 40 \text{ N/cm}^2$) ta có 5 trị số e ; căn cứ vào đó vẽ ra đường cong nén của mẫu đất như trình bày trên hình II-15.

Bài tập II-10. Cũng với mẫu đất trong bài II-9, thí nghiệm theo các cấp tải và đo độ lún như bảng II-4.

Bảng II-4

Áp lực nén (daN/cm^2)	Số đọc trên đồng hồ (0,01 mm)
0,25	54
0,5	72
1,0	124
2,0	171
4,0	235

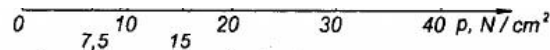
Vẽ đường con nén trên đồ thị $e = \log p$.

Bài giải

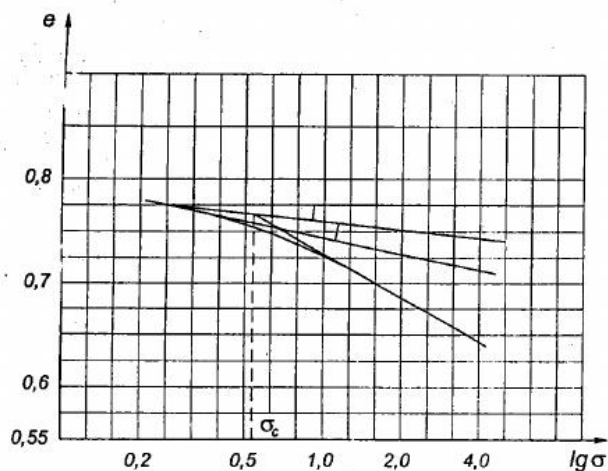
Tính hệ số rỗng e theo cách 1 như lời giải bài II-9 với các trị số đã biết $h_0 = 2,54 \text{ cm}$, $h_s = 1,4 \text{ cm}$ ta có bảng II-5.

Bảng II-5

Áp lực nén (daN/cm^2)	Hệ số rỗng e
0,25	0,776
0,5	0,763
1,0	0,726
2,0	0,692
4,0	0,646



Hình II-15



Hình II-16

Ta được kết quả : $\sigma_c = 0,525 \text{ daN/cm}^2$.

Bài tập II-11. Cũng với lớp đất đã lấy mẫu thí nghiệm trong bài tập II-9, bây giờ thí nghiệm nén đất bằng bàn nén ở ngay hiện trường. Diện tích bàn nén $F = 70,7 \times 70,7 = 5000 \text{ cm}^2$. Kết quả theo dõi độ lún của bàn nén như bảng II-6.

Bảng II-6

Lực nén (t)	Độ lún (mm)	Lực nén (t)	Độ lún (mm)
4	6	14	50
8	12	16	80

Với kết quả này trên đồ thị $e = \log \sigma$ (Hình II-16) ta vẽ được 2 đoạn thẳng rồi xác định áp lực cố kết trước (theo phương pháp Casagrande).

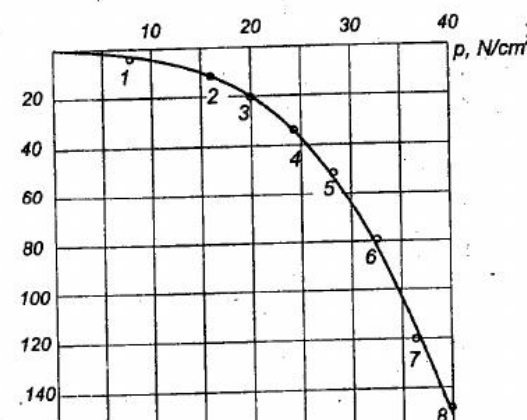
Bài giải

Biết lực nén P , diện tích nén F , tính ngay được ứng suất nén $p = \frac{P}{F}$. Kết quả thí nghiệm nén trình bày lại trong bảng II-7.

Bảng II-7

Ứng suất nén $p \text{ (N/cm}^2\text{)}$	8	16	20	24	28	32	36	40
Độ lún (mm)	6	12	20	32	50	80	120	150
Điểm	1	2	3	4	5	6	7	8

Lập hệ trục tọa độ. Trục thẳng đứng biểu diễn độ lún S với tỷ lệ : độ dài 0,5 cm biểu diễn độ lún 10 mm ; trục nằm ngang biểu diễn ứng suất nén với tỷ lệ độ dài 2 cm biểu diễn ứng suất 10 N/cm^2 . Ta xác định được các điểm 1, 2, 3, 4, 5,



10	20	18	120
12	32	20	150

Vẽ đường cong nén hiện trường của lớp đất ấy.

80

6, 7, 8. Cuối cùng nối tất cả các điểm ấy lại ta có đường cong nén ở hiện trường của lớp đất như trình bày trên hình II-17.

Bài tập II-12. Xác định hệ số nén a , môđun biến dạng E của lớp đất (trong khoảng áp lực nén $7,5 - 15 \text{ N/cm}^2$) theo kết quả thí nghiệm nén trong phòng (bài tập II-9) và theo kết quả nén hiện trường (Bài tập II-11).

Bài giải

Dựa theo kết quả thí nghiệm nén trong phòng, đường cong nén trên hình II-15, ta có :

- Ứng với áp lực nén $p_1 = 7,5 \text{ N/cm}^2$ hệ số rỗng $e = 0,738$.

- Ứng với áp lực nén $p_2 = 15 \text{ N/cm}^2$ hệ số rỗng $e = 0,704$.

Theo công thức xác định hệ số nén a :

$$a = \frac{e_1 - e_2}{p_2 - p_1}$$

ở đây ta có

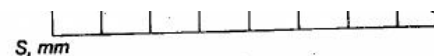
$$a = \frac{0,738 - 0,704}{15 - 7,5} = 4,53 \times 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{N}.$$

Cũng dựa kết quả thí nghiệm nén trong phòng (Bài tập II-9) ta tính môđun biến dạng E :

$$E = \frac{1 + e_1}{a} : \beta$$

$$\text{Trong đó, } \beta = 1 - \frac{2\mu^2}{1 - \mu}$$

Vì hệ số nở hông μ của đất biến đổi trong một phạm vi khá nhỏ nên hệ số β đối với các loại đất khác nhau cũng chỉ



Hình II-17

81

Bây giờ tính môđun biến dạng của đất theo (II-2) :

$$E = (1 - \mu^2) \cdot \frac{N}{S \cdot d}$$

Vì μ của các loại đất thay đổi không nhiều, thông thường người ta lấy gần đúng $\mu = 0,3$ và công thức (II-9) có thể viết là :

$$E = 0,9 \cdot \frac{N}{S \cdot d}$$

Lần lượt xác định các đại lượng trong biểu thức của E :

N - tổng tải trọng tác dụng lên tấm nén

$$N = p \cdot F$$

$$\text{Ở đây } N = (15 - 7,5)5000 = 3,75 \cdot 10^4 \text{ N}$$

S - độ lún ứng với tải trọng N ; trong thí nghiệm nén hiện trường này :

- Ứng với $p_1 = 7,5 \text{ N/cm}^2$ độ lún của tấm nén là $S_1 = 4 \text{ mm}$.

- Ứng với $p_2 = 15 \text{ N/cm}^2$ độ lún của tấm nén là $S_2 = 11 \text{ mm}$.

Vậy trong khoảng tải trọng $(p_2 - p_1)$ độ lún của tấm nén là :

$$S = (1,1 - 0,4) = 0,7 \text{ cm}$$

d - đường kính của tấm nén tròn ; ở đây tấm nén hình vuông, ta sẽ dùng đường kính tương đương :

$$d = 2 \sqrt{\frac{F}{\pi}} = 2 \sqrt{\frac{5000}{3,14}} = 79,8 \text{ cm}$$

Thay tất cả vào công thức tính E ta có :

thay đổi rất ít ; theo quy phạm (QP 45-72) người ta cho phép trong các tính toán thực hành lấy $\beta = 0,8$ cho mọi loại đất. Như thế ở đây sẽ có :

$$E = \frac{1 + 0,738}{4,53 \times 10^{-3}} \times 0,8 = 3,06 \times 10^2 \text{ N/cm}^2$$

82

- Với bàn nén tròn

$$E_o = \frac{(1 - \mu_o^2) \cdot \omega \cdot d \cdot \Delta p}{\Delta s}$$

- Với bàn nén vuông

$$E_o = \frac{(1 - \mu_o^2) \cdot \omega \cdot b \cdot \Delta p}{\Delta s}$$

Thay số vào ta có :

- Với bàn nén tròn (nền là đất sét lấy $\mu = 0,4$)

$$E = \frac{(1 - 0,4^2) \times 0,79 \times 79,8 \times (15 - 7,5)}{0,7} = 567,4 \text{ N/cm}^2$$

- Với bàn nén vuông

$$E = \frac{(1 - 0,4^2) \times 0,88 \times 70,7 \times (15 - 7,5)}{0,7} = 559,9 \text{ N/cm}^2$$

Thí nghiệm nén tĩnh với bàn nén tròn hoặc vuông phải cho ta giá trị môđun biến dạng E như nhau. Sở dĩ kết quả trên có sai khác chút ít là do khi lấy các giá trị ω , b , d ta đã làm tròn.

Bài tập II-13. Một mẫu đất có tỷ trọng là hạt $\Delta = 2,7$; trọng lượng riêng tự nhiên $\gamma_w = 20 \text{ kN/m}^3$; độ ẩm tự nhiên $W = 25\%$; chiều cao ban đầu của mẫu đất $h_{bd} = 30 \text{ mm}$, thí nghiệm nén cho kết quả như bảng II-8.

Bảng II-8

Tải trọng $\sigma \text{ (N/cm}^2\text{)}$	Số đo đồng hồ đo lún (mm)	Độ lún của mẫu đất (mm)
0	8,50	0

$$E = 0,9 \cdot \frac{3,75 \times 10^4}{0,7 \times 79,8} = 5,9 \times 10^2 \text{ N/cm}^2.$$

Cũng có thể tính môđun biến dạng E theo công thức (II-2a) và công thức (II-2b) :

83

Hãy vẽ đường cong nén dạng :

1) $\lambda_z = f(\sigma)$ (Quan hệ giữa biến dạng tương đối λ_z và tải trọng σ).

2) $e_o = f(\sigma)$ (Quan hệ giữa hệ số rỗng e_o và tải trọng σ).

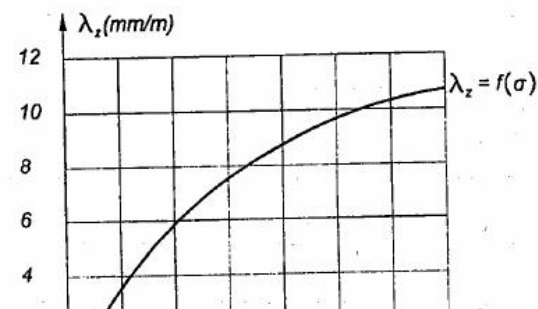
Bài giải

1. Vẽ đường quan hệ $\lambda_z = f(\sigma)$

$$\lambda_z = \frac{\Delta h}{h_{bd}} \cdot 1000 \text{ (mm/m)}$$

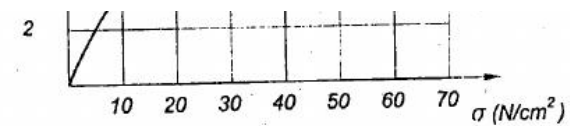
Thay giá trị thí nghiệm vào công thức trên thì với $\sigma_1 = 10 \text{ N/cm}^2$ ta có :

$$\lambda_z = \frac{0,12}{3} \cdot 1000 = 4 \text{ (mm/m)}$$



10	8,38	0,12
20	8,31	0,19
30	8,27	0,23
40	8,24	0,26
50	8,21	0,29
60	8,19	0,31
70	8,18	0,32

84



Hình II-18

85

Với mỗi cấp tải trọng tính tương tự như trên ta được kết quả như sau :

Cấp tải trọng σ (N/cm ²)	10	20	30	40	50	60	70
λ_z (mm/m)	4	6,3	7,7	8,7	9,7	10,3	10,7

Với kết quả trên đường cong nén dạng $\lambda_z = f(\sigma)$ vẽ được như hình II-18.

2. Vẽ đường cong nén dạng $e_\sigma = f(\sigma)$

Từ số liệu tỷ trọng hạt $\Delta = 2,7$; trọng lượng riêng $\gamma = 20,1$ kN/m³ ; độ ẩm tự nhiên $W = 25\%$, tính được hệ số rỗng ban đầu của đất :

$$e_{bd} = \frac{\Delta \gamma_n (1 + 0,01W)}{\gamma} - 1$$

$$= \frac{2,7 \times 10(1 + 0,01 \times 25)}{20,1} - 1 = 0,679$$

Với mỗi cấp tải trọng hệ số rỗng tương ứng của đất được tính theo công thức sau :

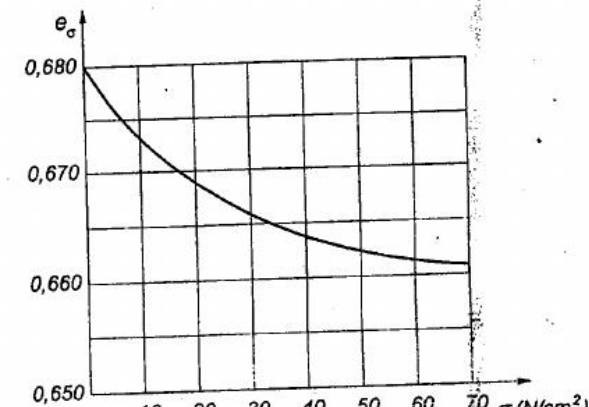
$$e_\sigma = e_{bd} - \lambda_z(1 + e_{bd})$$

Cụ thể là : Khi $\sigma_1 = 10$ N/cm² thì :

Bảng II-9

Cấp tải trọng σ (N/cm ²)	Độ lún của mẫu Δ_h (mm)	Biến dạng tương đối λ_z	Hệ số rỗng e_σ
0	0	0	0,679
10	0,12	0,004	0,672
20	0,19	0,0063	0,668
30	0,23	0,0077	0,666
40	0,26	0,0087	0,664
50	0,29	0,0097	0,663
60	0,31	0,0103	0,662
70	0,32	0,0107	0,661

Từ giá trị của hệ số rỗng e_σ ta vẽ được đường cong nén dạng $e_\sigma = f(\sigma)$ như hình II-19.



$$e_{o1} = 0,679 - 0,004(1 + 0,679) = 0,672$$

Khi $\sigma_2 = 20 \text{ N/cm}^2$ thì :

$$e_{o2} = 0,679 - 0,0063(1 + 0,679) = 0,668$$

Tính toán tương tự đối với mỗi cấp tải trọng. Kết quả tính toán được cho ở bảng II-9.

86

biểu thị e) ; song với đường cong nén dạng $e = f(\sigma)$ ta có thể dễ dàng tính được chỉ số nén logarit C_c của mẫu đất trên.

$$C_c = \frac{e_1 - e_2}{\ln \sigma_2 - \ln \sigma_1}$$

Lấy e_1 là hệ số rỗng ứng với $\sigma_1 = 1 \text{ daN/cm}^2$; vậy $\ln \sigma_1 = 0$.
 e_2 là hệ số rỗng ứng với $\sigma_2 = 2,718 \text{ daN/cm}^2$ (trị của cơ số nepe e), vậy $\ln 2,718 = 1$.

$$C_c = e_1 - e_2$$

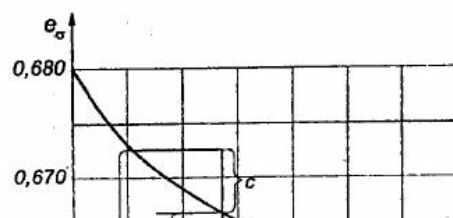
Tìm trên đường cong nén :

$$e_1 = 0,672$$

$$e_2 = 0,6665$$

Vậy : $C_c = 0,672 - 0,6665 = 0,0055$ (xem hình II-20).

Ghi chú : Giả thiết $\sigma_c < 1 \text{ daN/cm}^2$.



10 20 30 40 50 60 70 80 90 100 (N/cm²)

Hình II-19

Bài tập I-14. Với tài liệu đã cho ở thí dụ II-13. Hãy xác định chỉ số nén logarit ($\ln$) C_c của mẫu đất trên.

Bài giải

Chỉ số nén C_c có thể tính được dựa vào đường cong nén ở hệ trục tọa độ nửa logarit (trục hoành biểu thị $\ln p$, trục tung

87

Bài tập II-15. Thí nghiệm nén với đất sét ta thu được các số liệu sau :

Khi áp lực nén $p_1 = 1 \text{ daN/cm}^2$ thì $e_{p1} = 0,675$;

Khi áp lực nén $p_2 = 2 \text{ daN/cm}^2$ thì $e_{p2} = 0,662$.

Hãy vẽ đường cong nén gần đúng trong khoảng tải trọng từ $1,0 \text{ daN/cm}^2$ đến 10 daN/cm^2 .

Bài giải

Có thể dùng phương trình đơn giản của đường cong nén Ivanôv :

$$e = e_{p1} - \frac{\ln p_2}{B}$$

e - hệ số rỗng khi tải trọng $p > 1 \text{ daN/cm}^2$;

e_{p1} - hệ số rỗng khi tải trọng $p = 1,0 \text{ daN/cm}^2$.

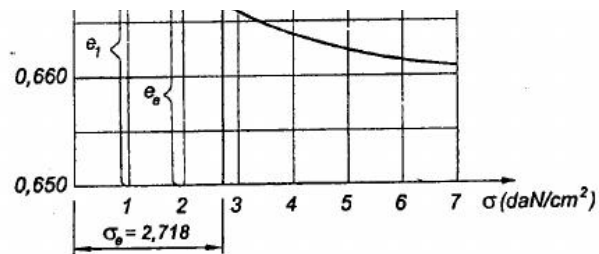
B - hệ số kể đến dạng logarit của đường cong nén. (Về nguyên tắc cần phải làm nhiều thí nghiệm, có nhiều trị số e ứng với những p khác nhau rồi xác định B bằng thống kê theo phương pháp bình phương tối thiểu. Ở đây xác định B gần đúng với một cặp giá trị $e-p$).

Khi $p = 2 \text{ daN/cm}^2$ và $e_{p1} = 0,675$, theo tài liệu thí nghiệm ta xác định B :

$$0,662 = 0,675 - \frac{\ln 2}{B}$$

Từ đó $B = 53,3$.

Khi $B = 53,3$, với các cấp tải trọng, ví dụ $p_3 = 3 \text{ daN/cm}^2$



Hình II-20

Bài tập II-16. Trong thí nghiệm cố kết cho một mẫu đất sét, mỗi cấp áp lực được duy trì trong 24 giờ, sau cấp áp lực cuối cùng tiến hành dỡ tải cho áp lực về 0. Độ ẩm mẫu đất lúc đó là $W = 28,6\%$, tỷ trọng hạt của đất là $\Delta = 2,7$. Kết quả thí nghiệm ghi trong bảng sau :

Ứng suất σ , kN/m ²	0	50	100	200	400	800	0
Chiều dày sau 24 giờ, mm	19,8	19,39	19,24	18,97	18,68	18,45	19,02

a) Tính hệ số rỗng ở cuối mỗi cấp tải trọng và vẽ đường cong $e = f(\sigma)$.

b) Vẽ đường cong $e = f(\lg \sigma)$ từ đó tính chỉ số nén C_c và xác định áp lực cố kết trước.

c) Tính giá trị m_v với các khoảng tải trọng.

Bài giải

a) Trong quá trình nén mẫu đất luôn luôn bão hòa ($G = 1$), vì vậy hệ số rỗng của đất sau khi dỡ tải là :

$$e_0 = 0,01W \cdot \Delta = 0,01 \times 28,6 \times 2,7$$

$$= 0,772$$

$$(\text{Xuất phát từ công thức } G = \frac{0,01 \cdot W \cdot \Delta}{e}) \quad \underline{\quad \quad}$$

ta có :

$$e_{p3} = 0,675 - \frac{\ln 3}{53,3} = 0,654$$

Nếu dùng phương trình trên, ta suy ra được e ở các cấp tải trọng khác như trong bảng dưới đây

p , daN/cm ²	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
e_p	0,675	0,662	0,654	0,649	0,645	0,641	0,639	0,636	0,634	0,632

Cũng từ công thức trên, tính hệ số rỗng cuối cấp áp lực $\sigma = 400 \text{ kN/m}^2$ như sau :

$$e_{800} = e_{400} - \frac{\Delta h}{h} (1 + e_{400})$$

Thay số vào ta có :

$$0,719 = e_{400} - \frac{0,23}{18,68} (1 + e_{400})$$

$$e_{400} = 0,74$$

Tương tự như trên ta có thể tính được hệ số rỗng của đất ở các cấp tải trọng khác và hệ số rỗng ban đầu của đất. Kết quả tính toán được thống kê trong bảng II-10.

Bảng II-10

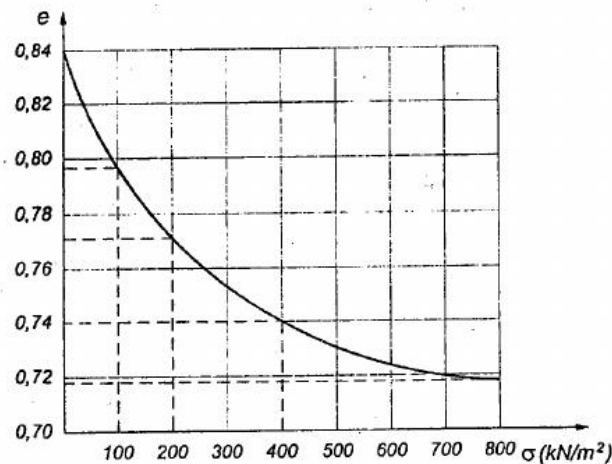
σ , kN/m ²	$\Delta \sigma$, kN/m ²	h , mm	Δh , mm	e	$\lg \sigma$	$m_v(a_0)$, m ² /MN
0		19,8		0,843		
50	50	19,39	0,41	0,805	1,7	0,421
100	50	19,24	0,15	0,792	2	0,144
200	100	18,97	0,27	0,767	2,3	0,139
400	200	18,68	0,29	0,740	2,6	0,0764
800	400	18,45	0,23	0,719	2,9	0,030
		19,02	0,57	0,772		

Hệ số rỗng của đất ứng với cuối cấp áp lực $\sigma = 800 \text{ kN/m}^2$ được tính bằng công thức sau :

(Hai điểm đầu và cuối đường nở trùng với hai điểm đầu và điểm cuối của đường nén lại).

$$\begin{aligned} e_{800} &= e_o - \frac{\Delta h}{h} (1 + e_o) \\ &= 0,772 - \frac{0,57}{19,02} (1 + 0,772) \\ &= 0,719 \end{aligned}$$

90



Hình II-21. Đường cong $e = f(\sigma)$ cho bài tập II-6



Từ kết quả ở bảng trên ta vẽ được đường cong $e = f(\sigma)$ ở hình II-21.

b) Chỉ số nén C_c là độ dốc của phần thẳng và được tính theo công thức sau :

$$C_c = \frac{e_{200} - e_{800}}{\lg_{800} - \lg_{200}} = \frac{0,767 - 0,719}{2,9 - 2,3} = 0,08$$

91

Từ đường cong $e = f(\lg \sigma)$ xác định được áp lực cố kết trước $\sigma_c = 78 \text{ kN/m}^2$ (Hình II-22).

c) Tính giá trị của hệ số nén thể tích m_v (còn gọi là hệ số nén tương đối a_o) :

$$m_v = \frac{a}{1 + e_1}$$

Trong đó, a là hệ số nén.

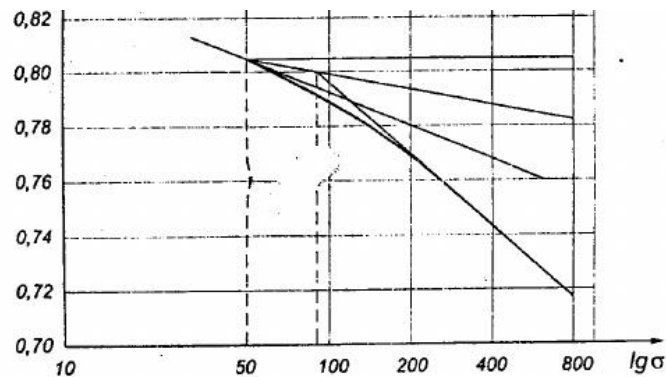
$$a = \frac{e_1 - e_2}{\sigma_2 - \sigma_1}$$

e_1 - hệ số rỗng của đất ứng với cấp áp lực σ_1 .

e_2 - hệ số rỗng của đất ứng với cấp áp lực σ_2 .

Ví dụ trong khoảng áp lực $\sigma_1 = 100 \text{ kN/m}^2$; $\sigma_2 = 200 \text{ kN/m}^2$ thì :

$$m_v = \frac{\frac{0,792 - 0,767}{200 - 100}}{1 + 0,792} = 0,139 \text{ m}^2/\text{MN}$$



Hình II-22. Đường cong $e = f(\lg\sigma)$ cho bài tập II-16

92

Các giá trị khác của m_v được tính tương tự (Bảng II-10).

Bài tập II-17. Cho một mẫu đất sét pha có tỷ trọng hạt $\Delta = 2,7$, độ ẩm tự nhiên $W = 25\%$, dung trọng $\gamma = 2 \text{ T/m}^3$; hệ số rỗng ban đầu $e_0 = 0,69$, độ no nước $G = 0,95$. Giới hạn dẻo $W_d = 20\%$, giới hạn sệt $W_s = 34\%$; chiều cao ban đầu của nền đất $h = 20 \text{ mm}$, chiều sâu lấy mẫu $h = 1,5 \text{ m}$.

Thí nghiệm cố kết (sau 24 h độ lún nhỏ hơn 0,01 mm) thoát nước cả phía trên và phía dưới mẫu ta được kết quả bảng II-11.

93

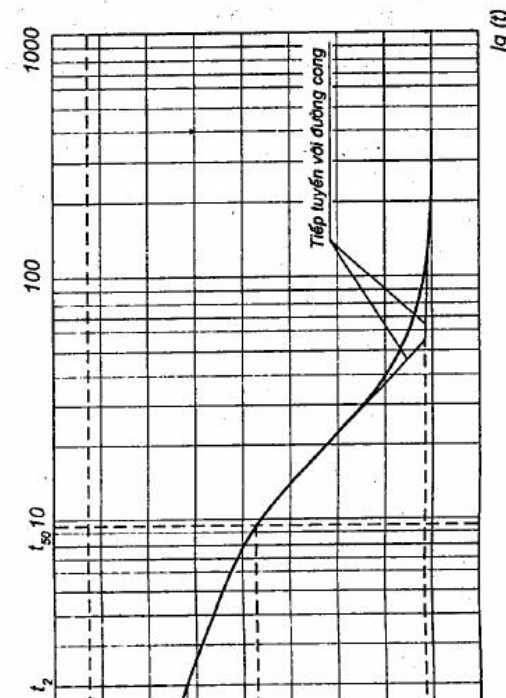
Bảng II-11

Tải trọng P (kG/cm ²)	Thời gian nén	Số đọc đồng hồ đo lún	Tổng độ lún y (mm)	Biến dạng của dụng cụ y_c
0,3	8h00'	2,00	-	0,126
2	8h00'06"	2,405	0,405	0,126
	8h00'15"	2,453	0,453	
	8h00'30"	2,479	0,479	
	8h01'	2,544	0,544	
	8h02'	2,639	0,649	
	8h04'	2,750	0,750	
	8h08'	2,963	0,963	
	8h15'	3,165	1,165	
	8h30'	3,503	1,503	
	9h00'	3,651	1,651	
	10h00'	3,703	1,703	
	11h00'	3,707	1,707	
	14h00'	3,718	1,718	
	20h00'	3,733	1,733	

Dùng phương pháp lg thời gian (phương pháp Casagrande) hãy :

- Tính hằng số cố kết C_v của mẫu đất.
- Tính hệ số thấm k của mẫu đất.

Bài giải



1 phút; t_{50} (thời gian cố kết thấm 50 %) = 510s.
 y_1, y_2 (điểm bắt đầu cố kết thấm và kết thúc cố kết thấm).
 vẽ được $y_1 = 0,15\text{mm}$; $y_2 = 1,57\text{mm}$.

Hình II-23

Vẽ đường cong cố kết trên hệ trục tọa độ nửa logarit (trục đứng là độ lún của mẫu, trục ngang là logt). Độ lún thực của mẫu đất y_1 bằng độ lún đọc được từ đồng hồ đo lún y trừ độ lún do biến dạng của dụng cụ y_c . Cụ thể tại thời điểm 8h00'06" :

$$y_1 = y - y_c = 0,405 - 0,126 = 0,279 \text{ mm}$$

Tại thời điểm 8h00'15"

$$y_1 = y - y_c = 0,453 - 0,126 = 0,327 \text{ mm}$$

Ở các thời điểm khác tính tương tự.

Với hệ trục tọa độ : trục hoành là logarit của thời gian t (phút), trục tung là độ lún của mẫu, đường cong cố kết được vẽ như hình II-23.

94

Xác định điểm đầu y_1 (điểm 0) và điểm cuối y_2 (điểm kết thúc của quá trình cố kết thấm được tiến hành theo phương pháp vẽ (xem hình II-23).

Độ cố kết U_1 của đất được tính theo công thức sau :

$$U_1 = \frac{y_1}{y_\infty} \cdot 100\%$$

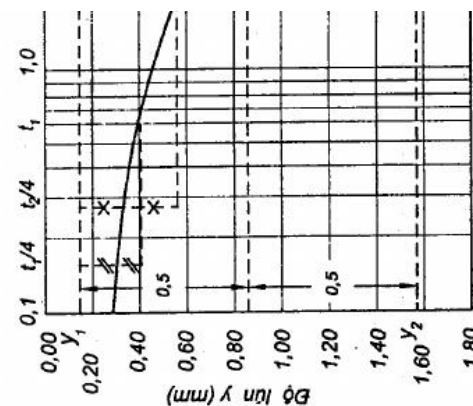
y_1 - độ lún của mẫu ở thời điểm t ;

y_∞ - độ lún cuối cùng của mẫu.

Hằng số cố kết C_v được tính theo công thức sau :

$$C_v = T_v \cdot \frac{h^2}{t_{50}} = 0,197 \cdot \frac{(0,5h_{bd})^2}{t_{50}}, \text{ cm}^2/\text{s}$$

h - chiều dày cố kết thấm một chiều, vì nước thấm cả lên trên và xuống dưới nên $h = \frac{h_{bd}}{2} = 0,5h_{bd}$.



Ghi chú : $t_1 = 0,6$ phút; $t_2 = 1$,
Xác định các điểm
Theo phương pháp

95

Tính hệ số thấm k :

$$k = \frac{C_v \cdot \gamma_n \cdot a}{1 + e_{tb}}$$

Ở đây :

C_v - hằng số cố kết, cm^2/s ;

γ_n - dung trọng của nước $0,001 \text{ kg}/\text{cm}^3$;

a - hệ số nén trong khoảng áp lực thí nghiệm ;

e_{tb} - hệ số rỗng trung bình trong khoảng áp lực đang xét.

Theo đường cong cố kết, độ lún tương ứng với điểm đầu và điểm cuối của quá trình nén thấm là :

$$y_1 = 0,15 \text{ mm}$$

$$y_2 = 1,57 \text{ mm}$$

Với độ lún như vậy, hệ số rỗng tương ứng của mẫu đất là :

$$e_1 = e_0 - \lambda_z(1 + e_0)$$

n_{bd} - chiều cao ban đầu của mẫu đất, cm;

t_{50} - thời gian ứng với độ cố kết $U = 50\%$.

0,197 - giá trị của thừa số thời gian T_v ứng với $U = 50\%$ (tra theo biểu đồ quan hệ giữa U và T_v).

Từ điểm đầu và điểm cuối của quá trình cố kết thấm ta xác định được điểm tương ứng với độ cố kết $U = 50\%$. (đó là giao điểm giữa đường nằm ngang chia đôi khoảng cách theo trục tung giữa điểm đầu và điểm cuối của quá trình cố kết thấm với đường cong cố kết). Tương ứng với U_{50} là thời gian t_{50} . Trên hình vẽ ta tìm được $t_{50} = 510$ s.

Thay số vào công thức trên được :

$$C_v = 0,197 \cdot \frac{(0,5 \times 2)^2}{510} = 0,000368 \text{ cm}^2/\text{s}$$

96

$$= 0,69 - \frac{0,15}{20} (1 + 0,69) = 0,677$$

Tương tự :

$$e_2 = 0,69 - \frac{1,57}{20} (1 + 0,69) = 0,557$$

Hệ số rỗng trung bình là :

$$e_{tb} = \frac{0,677 + 0,557}{2} = 0,617$$

Hệ số nén đất trong khoảng 0,3 ~ 2,0 daN/cm² là :

$$a = \frac{e_1 - e_2}{p_2 - p_1} = \frac{0,677 - 0,557}{2,0 - 0,3} = 0,071 \text{ cm}^2/\text{daN}$$

97

Khi đó hệ số thấm sẽ là :

$$k = \frac{0,000368 \times 0,001 \times 0,071}{1 + 0,617} = 1,7 \times 10^{-8} \text{ cm/s}$$

Hoặc :

$$k = 1,7 \cdot 10^{-8} \times 864 = 1,5 \cdot 10^{-5} \text{ m/ngày.}$$

Bài tập II-18. Với số liệu cho bài tập II-17. Bằng phương pháp cân bậc hai thời gian ($\sqrt{t}$) - phương pháp Taylor hãy xác định :

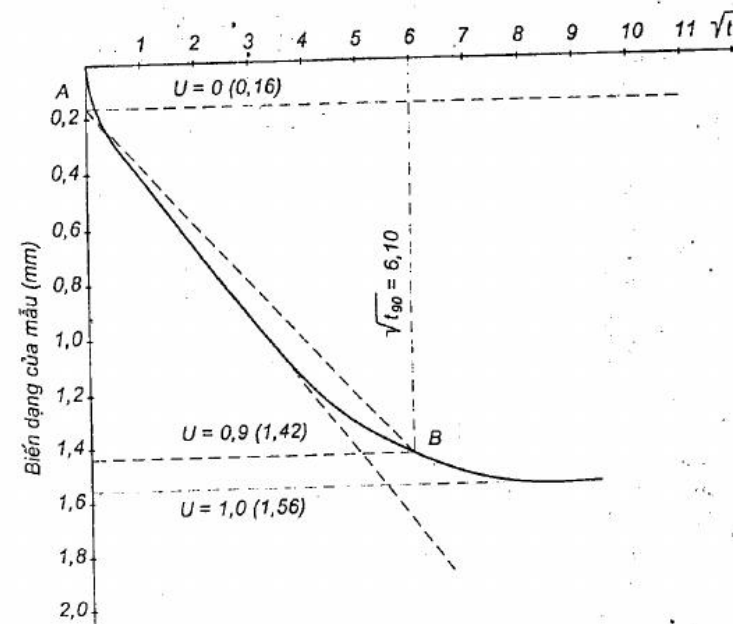
- Hằng số cố kết C_v .
- Hệ số thấm k của mẫu đất trên.

Bài giải

Từ số liệu đầu bài đã cho ta lập được bảng II-12.

Bảng II-12

Thời gian nén t	$\sqrt{t}$	Độ lún của mẫu Δh
-----------------	------------	---------------------------



6s (0,1')	0,31	0,279
15s (0,25')	0,5	0,327
30s (0,5')	0,7	0,353
1'	1	0,418
2'	1,41	0,513
4'	2	0,624
8'	2,8	0,837
15'	3,87	1,039
30'	5,47	1,377
60'	7,74	1,525
120'	10,95	1,577
180'	13,41	1,581
360'	18,97	1,592
720'	26,83	1,607

Dựa vào bảng trên vẽ đường cong $\Delta h = f(\sqrt{t})$ (Hình II-24).

98

$$C_v = 0,848 \times \frac{\left(\frac{h}{2}\right)^2}{t_{90}} = 0,848 \times \frac{\left(\frac{2}{2}\right)^2}{2232,6} = 0,00038 \text{ cm}^2/\text{s}$$

Sau khi xác định được C_v , hệ số thấm k xác định như bài tập II-17.

Độ lún tổng cộng của mẫu đất sẽ là :

$$\Delta h = \frac{1,42 - 0,16}{0,9} + 0,16 = 1,56 \text{ mm}$$

Bài tập II-19. Cho một nền đất có 2 lớp. Lớp trên là đất cát hạt trung, chiều dày 5,0m. Các chỉ tiêu tính chất như sau :

Trọng lượng riêng ướt trên mực nước ngầm : $\gamma_1 = 18 \text{ kN/m}^3$.

Trọng lượng riêng no nước : $\gamma_{nn} = 20 \text{ kN/m}^3$.

Lớp dưới là đất sét cứng không thấm nước. Trọng lượng riêng ướt là : $\gamma_2 = 19 \text{ kN/m}^3$.

Δh

Hình II-24

Vẽ các điểm trong đoạn cố kết thấm (đoạn đầu của đồ thị) nối các điểm đó thành đoạn thẳng cắt trục độ lún của mẫu tại điểm A ($U = 0$), tương ứng với sự thay đổi bề dày mẫu là $\Delta h = 0,16 \text{ mm}$.

Tiếp đó vẽ đường thẳng có hoành độ bằng 1,15 lần hoành độ đường thẳng thứ nhất, cắt đường cong tại điểm B tương ứng với độ cố kết $U = 0,9$.

Từ đồ thị, $\sqrt{t_{90}} = 6,1$. Vậy $t = 37,21' = 2232,6 \text{ s}$.

Vì nước thấm cả lên trên và xuống dưới mẫu thí nghiệm, vậy ta có chiều dài đường thấm là $\frac{h}{2}$. Từ đó :

99

Bảng II-13

Độ sâu (m)	Ứng suất (kN/m ²)			
	Ứng suất tổng		Áp lực nước lỗ rỗng u_z	Ứng suất hiệu quả $\sigma'_z = \sigma_z - u_z$
	$\Delta \sigma_z$	σ_z		
0	0	0	0	
2	$10 \times 2 = 20$	20	$10 \times 2 = 20$	0
7	$20 \times 5 = 100$	120	$10 \times 7 = 70$	50
7	Dưới mặt lớp sét	120	0	120
10	$19 \times 3 = 57$	177	0	177

Biết ứng suất do trọng lượng ban đầu gây ra tại điểm có độ sâu z là $\sigma_z = \gamma \cdot z$

Hãy tính và vẽ biểu đồ ứng suất tổng (σ_z) và ứng suất hiệu quả (σ_z') đến chiều sâu 8,0 m trong các trường hợp sau đây :

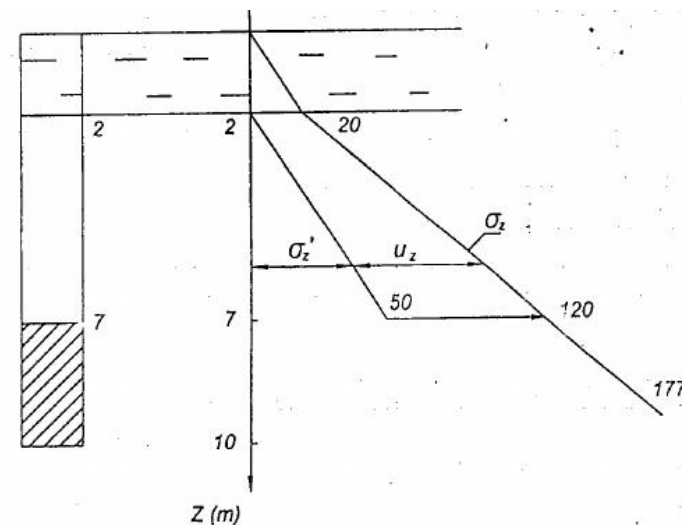
- Nước ngập trên mặt lớp cát chiều cao 2,0 m.
- Mặt nước ngầm bằng mặt lớp cát.
- Mặt nước ngầm ở độ sâu - 2,0 m so với mặt lớp cát.

Bài giải

Gọi áp lực nước lỗ rỗng là u_z , ta có công thức chung là :

$$\sigma_z = \sigma_z' + u_z$$

1) Trường hợp a : Lấy $z = 0$ tại mặt nước, trục z hướng xuống dưới, $\gamma_n \approx 10 \text{ kN/m}^3$. Ta tính được σ_z và σ_z' như bảng II-13 và lập được biểu đồ của chúng như hình II-25.



Hình II-25

100

101

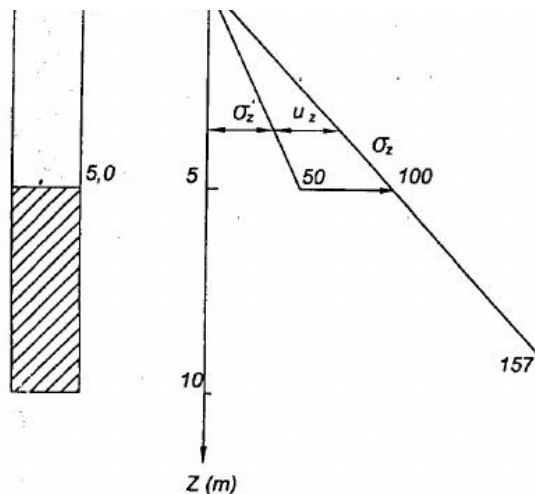
2) Trường hợp b : Lấy $z = 0$ tại mặt lớp cát. Ta có kết quả ở bảng II-14 và hình II-26.

Bảng II-14

Độ sâu (m)	Ứng suất (kN/m ²)			
	Ứng suất tổng		Áp lực nước lỗ rỗng u_z	Ứng suất hiệu quả $\sigma_z = \sigma_z - u_z$
	$\Delta \sigma_z$	σ_z		
0	0	0	0	0
5	$20 \times 5 = 100$	100	50	50
5	Ngay dưới mặt lớp sét	100	0	100
8	$19 \times 3 = 57$	157	0	157

Bảng II-15

Độ sâu (m)	Ứng suất (kN/m ²)			
	Ứng suất tổng		Áp lực nước lỗ rỗng u_z	Ứng suất hiệu quả $\sigma_z = \sigma_z - u_z$
	$\Delta \sigma_z$	σ_z		
0	0	0	0	0
2	$18 \times 2 = 36$	36	0	36
5	$20 \times 3 = 60$	96	30	66
5	Ngay dưới mặt lớp sét	96	0	96
8	$19 \times 3 = 57$	153	0	153



Hình II-26

3) Trường hợp c : Lấy $z = 0$ tại mặt lớp cát. Ta có bảng kết quả II-15 và hình II-27.

102

Khi áp lực thẳng đứng $\sigma_1 = 1 \text{ kG/cm}^2$, sức chống cát $\tau_1 = 0,81 \text{ kG/cm}^2$. Khi áp lực thẳng đứng $\sigma_2 = 2 \text{ kG/cm}^2$, sức chống cát $\tau_2 = 1,17 \text{ kG/cm}^2$. Khi áp lực thẳng đứng $\sigma_3 = 3 \text{ kG/cm}^2$, sức chống cát $\tau_3 = 1,48 \text{ kG/cm}^2$. Độ ẩm tự nhiên $W = 21\%$. Hãy xác định góc ma sát trong φ và lực dính c ứng với độ ẩm trên của đất sét.

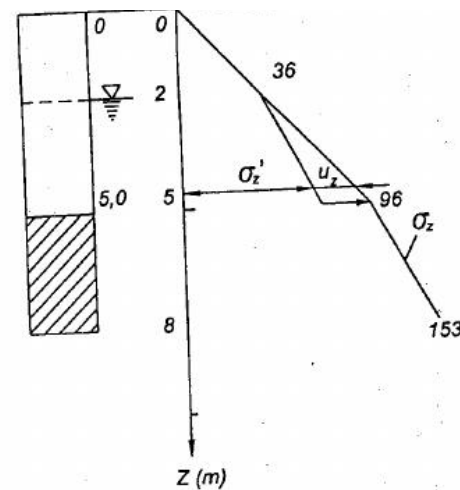
Bài giải

Sức chống cát của đất sét được tính theo công thức sau :

$$\tau = \sigma \tan \varphi + c \quad (a)$$

Vẽ đường biểu thị sức chống cát của đất theo số liệu trên (Hình II-28).

$\tau, \text{ kG/cm}^2$



Hình II-27

Bài tập II-20. Thí nghiệm cát trực tiếp một mẫu đất sét được kết quả sau đây.

103

Từ công thức $\tau = \sigma \tan \varphi + c$, thay $\tan \varphi = 0,335$, áp lực thẳng đứng $\sigma_1 = 1 \text{ kG/cm}^2$ và sức chống cát tương ứng $\tau_1 = 0,81 \text{ kG/cm}^2$ ta tính được c :

$$c = 0,81 - 0,335 \times 1 = 0,475 \text{ kG/cm}^2$$

Vậy khi độ ẩm tự nhiên $W = 21\%$, góc ma sát trong và lực dính c của đất sét trên là :

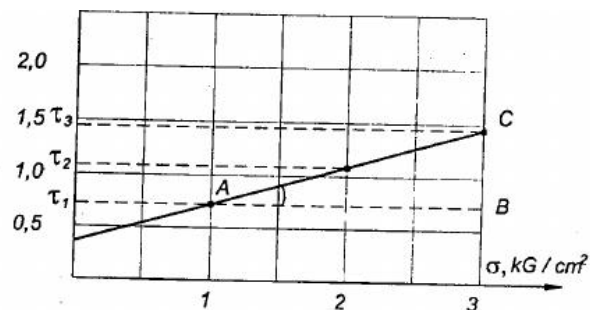
$$\varphi = 18^\circ ; c = 0,475 \text{ kG/cm}^2$$

Bài tập II-21. Kết quả thí nghiệm cát đất trực tiếp trên máy cát ứng biến (cát không thoát nước) như bảng II-16.

Bảng II-16

Áp lực thẳng đứng $p(\text{N/cm}^2)$

Số đọc trên đồng hồ đo biến dạng của vòng ứng biến (0,01 mm)



Hình II-28

Tính góc ma sát trong φ và lực dính c :

Đường biểu thị chống cắt của đất là đường thẳng, nghiêng góc φ so với trục hoành và cắt trục tung tại điểm có giá trị bằng c (phương trình bậc nhất). Xét ΔABC ta có :

$$\operatorname{tg} \varphi = \frac{\tau_3 - \tau_1}{\sigma_3 - \sigma_1} = \frac{1,5 - 0,81}{3 - 1} = 0,335$$

Từ đó tính được $\varphi = 18^\circ$.

104

Bài giải

Từ kết quả thí nghiệm ta tính ra các trị số ở bảng II-17.

Bảng II-17

Mẫu đất (điểm)	Áp lực thẳng đứng $p(\text{N/cm}^2)$	Biến dạng của vòng ứng biến (cm)	Hệ số cứng của vòng ứng biến $C (\text{N/cm})$	Lực cắt tác dụng lên mẫu $P = C.R$	Ứng suất cắt $\tau = \frac{P}{F} (\text{N/cm}^2)$
1	10	5.10^{-3}	$50,54.10^3$	50,54.5	7,9
2	20	8.10^{-3}	-	50,54.8	12,6
3	30	11.10^{-3}	-	50,54.11	17,3

10	5
20	8
30	11

Biết diện tích mẫu đất là $F = 32 \text{ cm}^2$, hệ số cứng của vòng ứng biến là $C = 50,54.10^3 \text{ N/cm}^{(1)}$. Vẽ đường biểu diễn sức chống cắt của đất (đường Coulomb) và xác định các tham số sức chống cắt của đất ấy.

(1) Hệ số cứng của vòng ứng biến C là hệ số tỷ lệ giữa lực tác dụng P và biến dạng R của vòng : $P = C.R$ (về trị số, C bằng lực làm cho vòng có biến dạng đơn vị). Ta tính được ứng suất cắt theo công thức :

$$\tau = \frac{P}{F} = \frac{C}{F} R$$

Thông thường với mỗi thiết bị (để thí nghiệm cắt) hệ số C của vòng ứng biến không đổi, mà diện tích mẫu đất thí nghiệm F cũng không đổi. Vì vậy trong phòng thí nghiệm, để tiện tính toán, thay cho hệ số C người ta hay dùng hệ số $C' = \frac{C}{F}$. Như vậy ta có ngay $\tau = C'.R$ (R - chính là số đọc trên đồng hồ đo biến dạng của vòng ứng biến). Hệ số cho ở đây chính là C' .

105

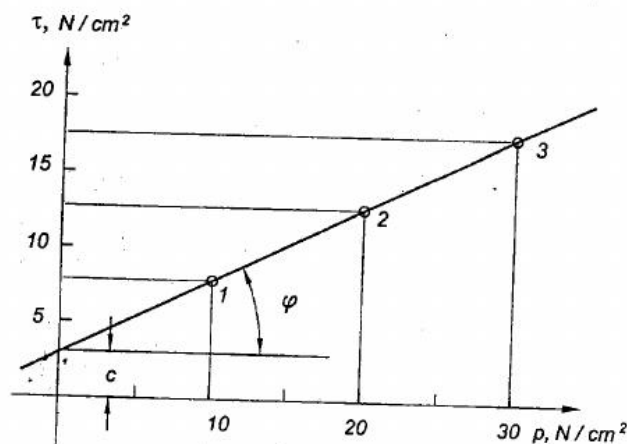
trên. Nối các điểm 1, 2, 3 ta có đường biểu diễn sức chống cắt của đất (Hình II-29).

Các tham số sức chống cắt của đất xác định bằng cách đo ngay trên đồ thị $\tau \sim p$:

- Tung độ của điểm mà đường biểu diễn sức chống cắt của đất gặp trục τ cho ta lực dính c , ở đây $c = 3,5 \text{ N/cm}^2$.
- Góc nghiêng của đường biểu diễn sức chống cắt của đất cho ta góc ma sát trong φ , ở đây $\varphi = 25^\circ 10'$.

Bài tập II-22. Thí nghiệm (cắt đất gián tiếp) trên máy nén 3 trục với 3 mẫu đất cùng loại. Kết quả có các thành phần ứng suất chính khi mẫu phá hoại như bảng II-18.

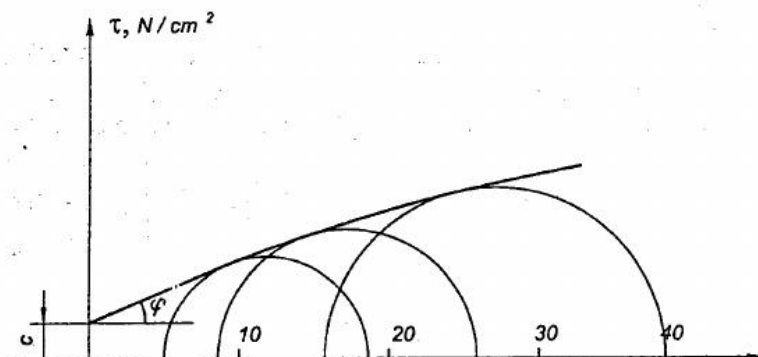
Bảng II-18



Hình II-29

Lập hệ trục tọa độ : trục hoành biểu diễn áp lực (nén) thẳng đứng p , trục tung biểu diễn ứng suất cắt τ , xác định các điểm 1, 2, 3 với những tọa độ ứng với p và τ đã tính được ở

106



Mẫu đất	$p_{\max}$ (N/cm ²)	$p_{\min}$ (N/cm ²)
1	20,0	5,0
2	26,0	8,0
3	40,4	15,6

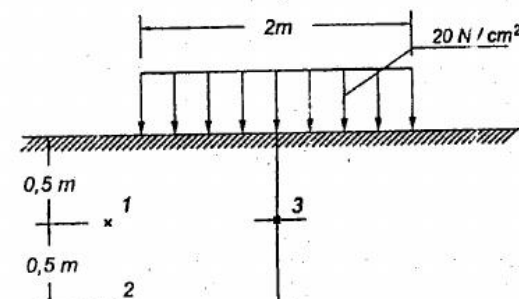
Xác định góc ma sát trong và lực dính của đất ấy. Xác định góc nghiêng của mặt trượt (cát) khi mẫu bị phá hoại.

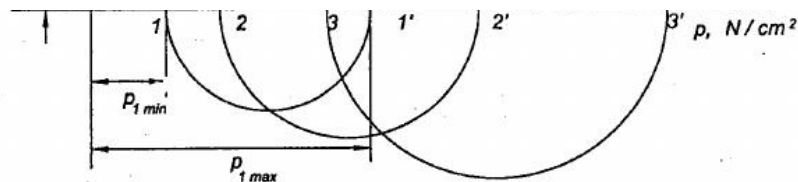
Bài giải

Lập hệ tọa độ $\tau \sim p$. Trên trục p (trục nằm ngang) lấy các điểm 1 và 1' ứng với các ứng suất phá hỏng của mẫu 1. Lấy 1-1' làm đường kính ta vẽ được vòng Mohr ứng suất giới hạn của mẫu 1 (Hình II-30). Cũng làm như thế ta vẽ được các vòng Mohr ứng suất giới hạn của mẫu 2, mẫu 3. Sau đó ta vẽ tiếp tuyến chung (đường bao) của các vòng Mohr ứng suất giới hạn. Đó chính là đường biểu diễn sức chống cắt của đất. Theo thực nghiệm thì đoạn đầu của đường bao này (ở khoảng p bé) hơi cong, nhưng nói chung ta xem là thẳng.

107

2(-1 ; 1), 3(0 ; 0,5) trong nền đất có bị biến dạng dẻo không (bỏ qua trọng lượng bản thân của đất).





Hình II-30

Các thông số của đường thẳng này là các thông số sức chống cắt của đất : góc nghiêng của nó là góc φ , ở đây $\varphi = 21^\circ 45'$; tung độ góc của nó là lực dính c , ở đây $c = 3,2 \text{ N/cm}^2$.

Mặt trượt (mặt phá hỏng) nghiêng một góc α so với phương của ứng suất chính lớn nhất. Ở đây, nếu phương $p_{\max}$ là phương thẳng đứng thì mặt cắt sẽ nghiêng so với phương thẳng đứng góc

$$\alpha = 45^\circ - \frac{\varphi}{2} = 45^\circ - \frac{21^\circ 45'}{2} = 34^\circ 8'$$

Bài tập II-23. Trên nền đất á sét, với các tham số sức chống cắt là $\varphi = 20^\circ$, $c = 2,0 \text{ N/cm}^2$, có tác dụng tải trọng hình băng phân bố đều bề rộng $b = 2 \text{ m}$, cường độ $p = 20 \text{ N/cm}^2$ (Hình II-31). Kiểm tra xem những điểm 1(-1 ; 0,5),

108



Hình II-31

Bài giải

Trước hết tính các ứng suất chính tại điểm 1, 2, 3 do tải trọng ngoài gây ra, dùng công thức (III-17) (xem chương III).

Các điểm ta xét góc nhìn 2β là :

- Điểm 1, $\text{tg} 2\beta = \frac{2}{0,4} = 4$, do đó $2\beta = 1,33 \text{ radian}$

$$\sin 2\beta = 0,97.$$

- Điểm 2, $\text{tg} 2\beta = \frac{2}{1} = 2$, do đó $2\beta = 1,11 \text{ radian}$

$$\sin 2\beta = 0,89.$$

- Điểm 3, $\text{tg} \beta = \frac{1}{0,5} = 2$, do đó $2\beta = 2,22 \text{ radian}$.

$$\sin 2\beta = 0,80.$$

Vậy ta có

Ở điểm 1 :

$$\sigma_{1,3} = \frac{20}{3,14} (1,33 \pm 0,97) ;$$

109

$$\sigma_1 = 14,65 \text{ N/cm}^2 ; \sigma_3 = 2,29 \text{ N/cm}^2.$$

Ở điểm 2 :

$$\sigma_{1,3} = \frac{20}{3,14} (1,11 \pm 0,89) ;$$

$$\sigma_1 = 12,73 \text{ N/cm}^2 ; \sigma_3 = 1,40 \text{ N/cm}^2.$$

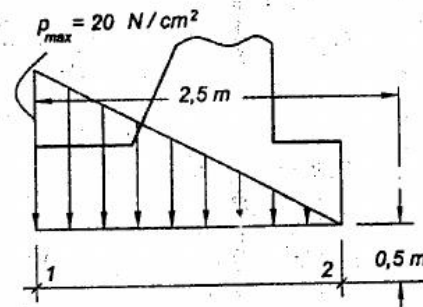
Ở điểm 3 :

$$\sigma_{1,3} = \frac{20}{3,14} (2,22 \pm 0,8) ;$$

độ lớn nhất $p_{\max} = 20 \text{ N/cm}^2$ (Hình II-32). Kiểm tra xem các điểm 1, 2 nằm trên trục qua mép móng ở độ sâu $z = 0,5 \text{ m}$ có bị biến dạng dẻo (mất ổn định) không ?

Bài giải

Tính các thành phần ứng suất ở mỗi điểm. Theo bảng III-11a (trục z đặt tại



Hình II-32

$$\sigma_1 = 19,23 \text{ N/cm}^2 ; \sigma_3 = 9,04 \text{ N/cm}^2.$$

Bây giờ, dựa vào điều kiện (II-16) ta xác định góc lệch của trạng thái ứng suất ở mỗi điểm :

$$\sin\theta_1 = \frac{14,65 - 2,29}{14,65 + 2,29 + \frac{2 \times 20}{\tan 20^\circ}} = 0,4358 ; \theta_1 = 25^\circ 50'$$

$$\sin\theta_2 = \frac{12,73 - 1,40}{12,73 + 1,40 + 11,42} = 0,4434 ; \theta_2 = 26^\circ 20'$$

$$\sin\theta_3 = \frac{19,23 - 9,04}{19,23 + 9,04 + 11,42} = 0,2567 ; \theta_3 = 14^\circ 55'$$

Cuối cùng so sánh theo điều kiện (II-14) ta thấy ngay rằng $\theta_1 > \varphi$ ($25^\circ 15' > 20^\circ$), $\theta_2 > \varphi$ ($26^\circ 20' > 20^\circ$) nên các điểm 1, 2 đã rơi vào trạng thái cân bằng cực hạn, bị biến dạng dẻo. Điểm 3, ngược lại, $\theta_3 = 14^\circ 55' < \varphi = 20^\circ$, nên vẫn ở trạng thái bền vững ổn định.

Bài tập II-24. Một tường chắn đất có bề rộng đáy $b = 2,5 \text{ m}$ đặt trên nền đất mềm có các tham số sức chống cắt là $\varphi = 14^\circ$, $c = 1,5 \text{ N/cm}^2$. Ứng suất dưới đáy tường có dạng tam giác, cường

110

$$\text{Điểm 2 : } \sin^2\theta_2 = \frac{(1,2 - 2,92)^2 + 4 \times 1,5^2}{(1,2 + 2,92 + 1,2)^2} = 0,046$$

$$\text{suy ra } \sin\theta_2 = 0,214 ; \theta_2 = 12^\circ 06'.$$

Cuối cùng so sánh θ với φ , ta thấy $\theta_1 = \varphi$ vậy điểm 1 bị biến dạng dẻo, còn $\theta_2 < \varphi$ nên điểm 2 không bị biến dạng dẻo.

Bài tập II-25. Một loại đất sét pha được đắp làm nền có độ ẩm tự nhiên $W_1 = 30\%$. Sau khi dùng các biện pháp làm

điểm $p = 0$) thì ta có :

$$\text{Điểm 1 : } \frac{x}{b} = 1 ; \frac{z}{b} = 0,2 ; k_z = 0,439 ; \sigma_z = 8,78 \text{ N/cm}^2 ;$$

$$\text{Điểm 2 : } \frac{x}{b} = 0 ; \frac{z}{b} = 0,2 ; k_z = 0,06 ; \sigma_z = 1,20 \text{ N/cm}^2.$$

Theo bảng III-11b (trục z đặt tại điểm giữa) thì ta có :

$$\text{Điểm 1 : } \frac{x}{b} = -0,5 ; \frac{z}{b} = 0,2 ; k_x = 0,230 ;$$

$$\sigma_x = 4,60 \text{ N/cm}^2$$

$$k_\tau = -0,231 ; \tau_{xz} = -4,60 \text{ N/cm}^2$$

$$\text{Điểm 2 : } \frac{x}{b} = +0,5 ; \frac{z}{b} = 0,2 ; k_x = 0,146 ;$$

$$\sigma_x = 2,92 \text{ N/cm}^2$$

$$k_\tau = 0,075 ; \tau_{xz} = 1,5 \text{ N/cm}^2$$

Theo công thức (II-16') xác định góc lệch của trạng thái ứng suất ở mỗi điểm :

$$\text{Điểm 1 : } \sin^2\theta_1 = \frac{(8,78 - 4,6)^2 + 4 \times 4,6^2}{(8,78 + 4,6 + 2 \times 1,5 \cot 14^\circ)^2} = 0,06$$

$$\text{suy ra } \sin\theta_1 = 0,245 ; \theta_1 = 14^\circ.$$

Theo biểu đồ đã cho :

- Khi $W_1 = 30\%$ tra trên biểu đồ ta có :

$$\varphi_1 = 10^\circ ; c_1 = 0,28 \text{ daN/cm}^2$$

- Khi $W_2 = 20\%$: $\varphi_2 = 14^\circ ; c_2 = 0,46 \text{ daN/cm}^2$

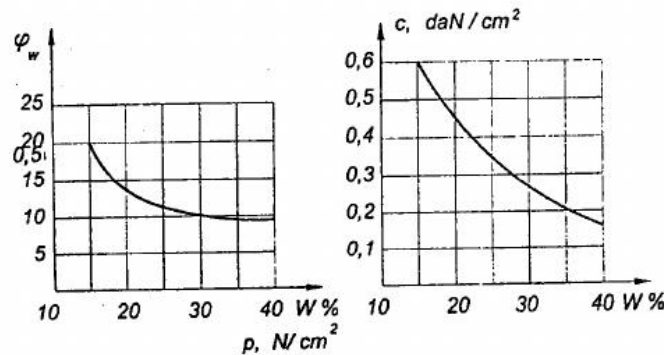
Thay các số liệu trên vào công thức tính τ ta được :

- Khi độ ẩm $W_1 = 30\%$, sức chống cắt của đất là :

giảm độ ẩm của đất, độ ẩm của đất chỉ còn $W_2 = 20\%$.

Hãy tính sức chống cắt của đất tăng lên bao nhiêu khi độ ẩm của đất từ $W_1 = 30\%$ giảm xuống còn $W_2 = 20\%$; cho biết áp lực nén tại trung tâm phần đất đắp $\sigma = 2,1 \text{ daN/cm}^2$.

Dựa vào kết quả thí nghiệm ta đã có biểu đồ quan hệ giữa góc ma sát trong φ và độ ẩm W của đất ($\varphi_w = f_1(W)$) và biểu đồ quan hệ giữa lực dính c và độ ẩm W của đất $c_w = f_2(W)$ như hình II-33.

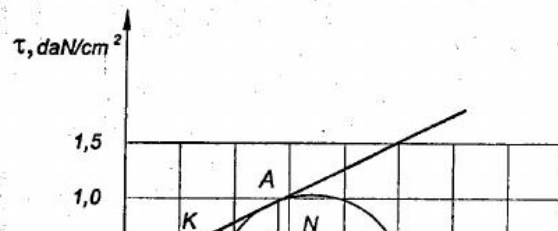


Hình II-33

Bài giải

Công thức tính sức chống cắt của đất như sau :

$$\tau = \sigma \tan \varphi + c$$



$$\tau = 2,1 \times \tan 10^\circ + 0,28 = 0,66 \text{ daN/cm}^2$$

- Khi độ ẩm $W_2 = 20\%$; sức chống cắt của đất là :

$$\tau = 2,1 \times \tan 14^\circ + 0,46 = 0,98 \text{ daN/cm}^2$$

Như vậy, nếu giảm độ ẩm của đất từ 30% xuống còn 20% với tác dụng của lực nén $\sigma = 2,1 \text{ daN/cm}^2$ thì sức chống cắt của đất sẽ tăng thêm là :

$$\tau_2 - \tau_1 = 0,98 \text{ daN/cm}^2 - 0,66 \text{ daN/cm}^2 = 0,32 \text{ daN/cm}^2$$

Bài tập II-26. Để xác định sức chịu tải của đất sét dưới nền công trình yêu cầu phải xác định góc ma sát trong φ và lực dính c của đất đó. Được biết độ ẩm tự nhiên của đất là $W = 19\%$. Muốn thí nghiệm xác định φ và c của đất mà vẫn đảm bảo độ ẩm tự nhiên của đất ta dùng thí nghiệm nén 3 trục.

Kết quả thí nghiệm như sau :

Tương ứng với các lực ngang $\sigma_3' = 0,22 \text{ daN/cm}^2$ và $\sigma_3'' = 0,80 \text{ daN/cm}^2$ đất bắt đầu bị phá hủy với các áp lực thẳng đứng $\sigma_1' = 1,47 \text{ daN/cm}^2$ và $\sigma_1'' = 2,58 \text{ daN/cm}^2$.

Bài giải

Dựa vào tài liệu thí nghiệm ta vẽ được 2 vòng tròn Mohr (Hình II-34).

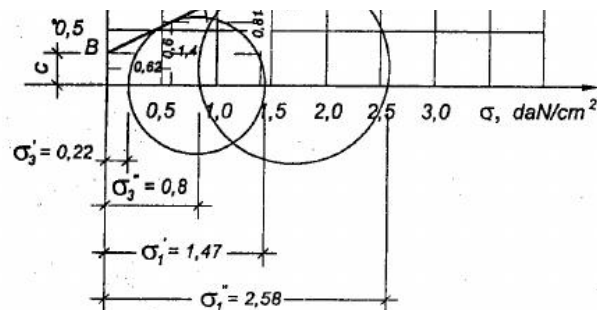
Từ công thức (a) với $\tan \varphi = 0,25$; $\sigma_1' = 0,62 \text{ daN/cm}^2$; $\tau' = 0,6 \text{ daN/cm}^2$ ta tính được lực dính c :

$$c = 0,6 - 0,62 \times 0,25 = 0,44 \text{ daN/cm}^2$$

Vậy với thí nghiệm nén 3 trục, độ ẩm tự nhiên của đất $W = 19\%$, ta có kết quả :

Góc ma sát trong của đất : $\varphi = 14^\circ$.

Lực dính của đất : $c = 0,44 \text{ daN/cm}^2$.



Hình II-34

Kẻ tiếp tuyến với 2 vòng tròn trên cắt trục tung tại điểm B. Góc nghiêng của đường tiếp tuyến trên (đường AB - đường sức chống cắt giới hạn của đất) với trục hoành chính là góc ma sát trong φ , và tung độ của B chính là lực dính c của đất.

Để xác định φ và c ta áp dụng công thức sau :

$$\tau = \sigma \tan \varphi + c \quad (a)$$

Từ hình II-34 ta thấy : Với áp lực thẳng đứng $\sigma_1' = 0,62 \text{ daN/cm}^2$ (ứng với K) và $\sigma_1'' = 1,4 \text{ daN/cm}^2$ (ứng với A) ta có sức chống cắt τ tương ứng là $\tau' = 0,6 \text{ kG/cm}^2$ và $\tau'' = 0,81 \text{ kG/cm}^2$.

Xét tam giác AKN :

$$\tan \varphi = \frac{\tau'' - \tau'}{\sigma_1'' - \sigma_1'} = \frac{0,81 - 0,60}{1,4 - 0,62} = 0,25$$

Vậy $\varphi = 14^\circ$.

114

Dựa vào kết quả trên, ta vẽ được đường cong quan hệ giữa dung trọng khô γ_k của đất và độ ẩm $W\%$ của đất như hình II-35.

$\gamma, \text{ g/cm}^3$
2,00

Bài tập II-27. Khi thí nghiệm đầm chặt đất bằng cối đầm chặt theo tiêu chuẩn Anh ta thu được kết quả sau :

Độ ẩm $W (\%)$	4	6	8	10	12	14	16
Dung trọng $\gamma (\text{g/cm}^3)$	1,79	1,89	2,01	2,12	2,06	2,00	1,96

Tỷ trọng hạt của đất : $\Delta = 2,69$.

Hãy vẽ đường cong quan hệ giữa trọng lượng riêng khô (γ_k) và độ ẩm $W\%$ của đất. Xác định dung trọng khô lớn nhất và độ ẩm tốt nhất.

Bài giải

Dung trọng khô của đất được tính theo công thức sau :

$$\gamma_k = \frac{\gamma}{1 + 0,01W}$$

γ_k - dung trọng khô của đất (g/cm^3) ;

γ - dung trọng của đất (g/cm^3) ;

W - độ ẩm của đất (%).

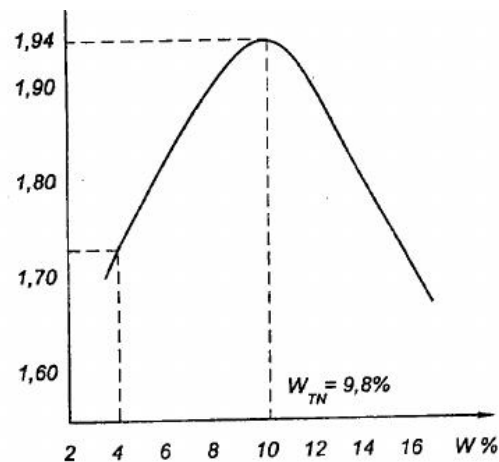
Thay kết quả thí nghiệm với từng trường hợp tương ứng ta được kết quả sau :

Độ ẩm $W (\%)$	4	6	8	10	12	14	16
Dung trọng khô, $\gamma_k (\text{g/cm}^3)$	1,72	1,78	1,86	1,93	1,83	1,75	1,68

115

Bảng II-19

Số thứ tự bài tập	Tiết diện mẫu, $F (\text{cm}^2)$	Chiều cao mẫu, $h (\text{cm})$	Chiều cao cột nước, $\Delta H (\text{cm})$	Thời gian thấm, t (phút)	Lượng nước thấm, $Q (\text{cm}^3)$
II-28	103	15	60	6	37,0



Hình II-35

Từ đồ thị trên ta thấy :

- Dung trọng khô lớn nhất của đất là : $1,94 \text{ g/cm}^3$
- Độ ẩm tốt nhất của đất là : $W = 9,8\%$.

Với số nhất định quy chuẩn, với độ ẩm tốt nhất $W = 9,8\%$, ta được đất chặt nhất $\gamma_k = 1,94 \text{ g/cm}^3$.

Bài tập II-28 đến II-32. Mẫu đất có tiết diện F , chiều cao h . Thí nghiệm cho nước thấm qua mẫu đất dưới tác dụng của cột nước áp không đổi ΔH . Sau thời gian t , lượng nước thấm qua (hứng được) là $Q(\text{cm}^3)$. Các số liệu ghi trong bảng II-19. Xác định hệ số thấm k của đất và nhận xét đất ấy thuộc loại đất gì ?

II-29	103	20	55	6	14,5
II-30	103	24	50	5	283,0
II-31	103	26	45	4	1070,0
II-32	103	28	40	3	478,0

Trả lời (Bảng II-20).

Bảng II-20

Số thứ tự bài tập	II-28	II-29	II-30	II-31	II-32
Hệ số thấm k (cm/sec)	$2,5 \cdot 10^{-4}$	$1,4 \cdot 10^{-4}$	$4,4 \cdot 10^{-3}$	$2,5 \cdot 10^{-2}$	$1,8 \cdot 10^{-2}$
Loại đất	Cát nhỏ	Cát nhỏ	Cát vừa	Cát to	Cát to

Bài tập II-33 đến II-37. Thí nghiệm nén bằng máy nén một trục trong phòng thí nghiệm, mẫu đất có diện tích $F = 50 \text{ cm}^2$, chiều cao h . Số đọc ghi trên đồng hồ đo lún ghi trong bảng II-21. Sau khi nén đem mẫu sấy khô, cân lại được Q_h . Đã xác định được tỷ trọng hạt của đất là Δ . Tính các trị số e ứng với mỗi cấp áp lực nén và vẽ đường cong nén của đất. Xác định hệ số nén a và môđun biến dạng E theo đường cong nén ấy (ứng với khoảng áp lực nén từ 20 đến 30 N/cm^2).

Bảng II-21

Số thứ tự bài tập	Số đọc trên đồng hồ đo chuyển vị (0,01 mm) ứng với áp lực nén, p (N/cm^2)	Chiều cao	Tỷ trọng mẫu	Trọng lượng mẫu

Bảng II-23

Số thứ tự bài tập	Độ lún S của tấm nền (mm) dưới tác dụng của tải trọng, P (T)						Môđun biến dạng, E (N/cm^2)
	0	5	10	15	20	25	

Số thứ tự bài tập	0	5	10	20	30	40	mẫu, h (mm)	hạt, Δ	đất khô, Q (N)
II-33	0	17	31	53	70	83	20,5	2,70	1550
II-34	0	34	62	106	138	160	21,5	2,69	1520
II-35	0	39	72	120	154,5	182	20,0	2,75	1415
II-36	0	110	148	194	228	255	21,0	2,76	1380
II-37	0	160	230	274	312	342	22,0	2,71	1355

Trả lời (Bảng II-22)

Bảng II-22

Số thứ tự bài tập	Hệ số rỗng e ứng với áp lực nén p (N/cm ²)						Hệ số nén a (cm ² /N)	Môđun biến dạng E (N/cm ²)
II-33	0,783	0,768	0,756	0,737	0,722	0,711	$1,5 \cdot 10^{-3}$	92,6
II-34	0,903	0,873	0,848	0,809	0,781	0,762	$2,8 \cdot 10^{-3}$	51,6
II-35	0,942	0,904	0,872	0,826	0,792	0,765	$3,4 \cdot 10^{-3}$	43,0
II-36	1,10	0,990	0,952	0,906	0,872	0,845	$3,4 \cdot 10^{-3}$	44,8
II-37	1,20	1,040	0,970	0,926	0,888	0,858	$3,8 \cdot 10^{-3}$	40,5

Bài tập II-38 đến II-42. Thí nghiệm nén đất bằng tấm nén ở trạng thái trường (tấm nén vuông $F = 70,7 \times 70,7 = 5000 \text{ cm}^2$). Theo kết quả đo lún ghi trong bảng II-23 hãy vẽ đường cong nén và xác định môđun biến dạng E của lớp đất.

Bảng II-25

Ứng suất chính (giới hạn) lớn nhất và nhỏ nhất (N/cm ²)
--

							(N/cm ²)
II-38	0	11	23	39	64	110	358
II-39	0	13	27	45	80	132	310
II-40	0	10	26	49	80	127	242
II-41	0	14	34	64	104	159	185
II-42	0	19	45	79	132	220	163

Bài tập II-43 đến II-47. Kết quả thí nghiệm cát đất trực tiếp bằng máy cắt ứng biến ghi trong bảng II-24. Vẽ đường biểu diễn sức chống cắt của đất (đường Coulomb) và xác định các tham số sức chống cắt φ và c của đất.

Bảng II-24

Số thứ tự bài tập	Tiết diện mẫu (cm ²)	Hệ số cứng của vòng ứng biến (N/cm)	Biến dạng của vòng ứng biến (0,01 mm) ứng với áp lực nén, p (N/cm ²)		
			10	20	30
II-43	32	$37,6 \cdot 10^3$	13	18	20
II-44	-	$35,8 \cdot 10^3$	14	17	18
II-45	-	$42,7 \cdot 10^3$	10	18	23
II-46	-	$56,9 \cdot 10^3$	7	9	12
II-47	-	$51,4 \cdot 10^3$	9	13	19

Bài tập II-48 đến II-52. Thí nghiệm cát đất bằng máy nén 3 trục với 3 mẫu đất. Khi mẫu đất bị phá hỏng, đo được các ứng suất giới hạn của nó (ghi trong bảng II-25). Xác định các thông số sức chống cắt của φ và c ; tìm góc nghiêng α của mặt trượt so với phương ứng suất chính lớn nhất.

Bảng II-27

Số thứ tự bài tập	II-53	II-54	II-55	II-56	II-57
-------------------	-------	-------	-------	-------	-------

Số thứ tự bài tập	Mẫu số 1		Mẫu số 2		Mẫu số 3	
	P_{max}	P_{min}	P_{max}	P_{min}	P_{max}	P_{min}
II-48	30	10	55	20	80	30
II-49	28	10	50	20	72	30
II-50	29	10	49	20	69	30
II-51	29	10	47	20	65	30
II-52	30	10	46	20	62	30

Trả lời (Bảng II-26)

Bảng II-26

Số thứ tự bài tập	II-48	II-49	II-50	II-51	II-52
Trị số φ°	25°45'	21°45'	20°45'	16°45'	15°45'
Trị số c (N/cm ²)	1,0	2,0	3,0	4,0	5,0
Trị số α°	32°08'	34°	34°38'	16°38'	37°

Bài tập II-53 đến II-57. Nền đất có các tham số sức chống cắt φ và c . Trên mặt nền tác dụng tải trọng hình băng phân số đều, bề rộng tải trọng b , cường độ p (các số liệu ghi trong bảng II-27). Kiểm tra các điểm có tọa độ (x, z) sau :

$A(0, \frac{b}{8})$; $B(0, \frac{b}{4})$; $C(\frac{b}{2}, \frac{b}{8})$; $D(\frac{b}{2}, \frac{b}{4})$ xem các điểm đó ở trạng thái ổn định (cân bằng bên) hay cân bằng giới hạn.

Bảng II-29

φ°	14	18	22	26	30
c (N/cm ²)	4,0	3,0	2,0	10	0,0
b (m)	4,0	4,0	4,0	4,0	4,0
p (N/cm ²)	15,0	15,0	15,0	15,0	15,0

Trả lời (Bảng II-28)

Bảng II-28

Số thứ tự bài tập	II-53	II-54	II-55	II-56	II-57
Điểm A	Ổn định	Ổn định	Ổn định	Ổn định	Ổn định
Điểm B	Ổn định	Ổn định	Ổn định	Ổn định	Ổn định
Điểm C	Ổn định	Ổn định	Cân bằng giới hạn	Cân bằng giới hạn	Cân bằng giới hạn
Điểm D	Ổn định	Ổn định	Cân bằng giới hạn	Cân bằng giới hạn	Cân bằng giới hạn

Bài tập II-58 đến II-62. Tường chắn đất có đáy rộng b , đặt trên nền đất có các tham số sức chống cắt là φ và c . Ứng suất p dưới đáy tường phân bố không đều, có p_{max} và p_{min} (Bảng II-29). Kiểm tra xem các điểm A và B có tọa độ x, z (trục z đặt tại điểm giữa b) như sau : $A(\frac{b}{2}, \frac{b}{4})$; $B(-\frac{b}{2}, \frac{b}{4})$ là ổn định hay cân bằng giới hạn.

Số thứ tự bài tập		II-58	II-59	II-60	II-61	II-62
φ^o		14	14	18	18	22
c (N/cm ²)		3.5	3,5	3.0	3,0	2.0
b (m)		4	4	4	4	4
Ứng suất (N/cm ²)	P _{max} (A)	20	20	20	20	20
	P _{min} (B)	0	10	0	10	0

Trả lời (Bảng II-30)

Bảng II-30

Số thứ tự bài tập	II-58	II-59	II-60	II-61	II-62
Điểm A	Ổn định	Cân bằng giới hạn	Cân bằng giới hạn	Cân bằng giới hạn	Cân bằng giới hạn
Điểm B	Ổn định	Ổn định	Ổn định	Ổn định	Ổn định

Trong mỗi trường hợp riêng, theo lời giải của lý thuyết đàn hồi ta có biểu thức của mọi thành phần ứng suất - biến dạng tại một điểm bất kỳ. Nhưng thông thường trong những bài toán

Chương III PHÂN BỐ ỨNG SUẤT TRONG ĐẤT

TÓM TẮT LÝ THUYẾT

Muốn tính toán nền các công trình xây dựng, ta phải biết trạng thái ứng suất của nền đất.

Tại một điểm bất kỳ của nền thường có 2 loại ứng suất : ứng suất do trọng lượng bản thân của đất gây ra và ứng suất do tải trọng ngoài gây ra.

Tính toán ứng suất trong nền đất do tải trọng ngoài gây ra, ta xác định trị số ứng suất cuối cùng khi nền đất đã biến dạng xong dưới tác dụng của tải trọng đó. Giả thiết đất là một vật thể biến dạng tuyến tính, người ta áp dụng những kết quả của lý thuyết đàn hồi để tính ứng suất trong nền đất. Khi tính toán, phân biệt 2 trường hợp cơ bản : bài toán không gian và bài toán phẳng. Nếu tải trọng là một số hữu hạn các lực tập trung hoặc là lực phân bố trên một diện hữu hạn thì các thành phần ứng suất của một điểm bất kỳ trong nền phụ thuộc cả 3 tọa độ (x, y, z) , đây là trường hợp bài toán không gian. Nếu tải trọng phân bố vô hạn theo một phương (và theo phương đó quy luật phân bố của tải trọng là không đổi) thì các thành phần ứng suất tại một điểm bất kỳ trong nền sẽ không phụ thuộc tọa độ phương có tải trọng phân bố vô hạn, ứng suất chỉ phụ thuộc 2 tọa độ $(x, z$ hoặc $y, z)$, đó là trường hợp bài toán phẳng.

Đối với các lớp đất thấm nước nằm dưới mực nước ngầm thì phải tính toán với trọng lượng riêng đầy nổi.

công trình thực tế, ta chỉ chú ý đến một hoặc một số các thành phần ứng suất - biến dạng hay dùng mà thôi. Mặt khác, biểu thức ứng suất - biến dạng thường rất dài, khó áp dụng trong các tính toán thực hành. Vì vậy trong mọi trường hợp người ta lập sẵn thành bảng các hệ số tính toán ứng suất để tiện sử dụng.

III-1. Ứng suất do trọng lượng bản thân của đất gây ra

Đối với nền đất đồng nhất, ứng suất thẳng đứng do trọng lượng bản thân của đất gây ra, ký hiệu σ_{bt} (còn hay gọi là ứng suất thường xuyên σ_{tx}), tại một điểm bất kỳ có độ sâu z kể từ mặt đất, tính theo công thức

$$\sigma_{bt} = \gamma \cdot z \quad (III-1)$$

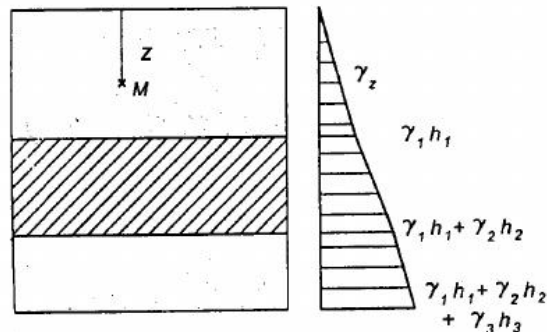
γ - trọng lượng riêng tự nhiên của đất.

Trường hợp tổng quát, nền đất gồm nhiều lớp đất khác nhau, thì ta có :

$$\sigma_{bt} = \sum \gamma_i \cdot h_i \quad (III-2)$$

Trong đó :

γ_i , h_i - trọng lượng riêng và chiều dày lớp đất thứ i .



Hình III-1

$$R^2 = (x^2 + y^2 + z^2) ;$$

Biểu đồ phân bố σ_{bt} trên trục thẳng đứng trong nền đất có dạng một đường gãy như trình bày trên hình III-1.

III-2. Ứng suất do tải trọng ngoài gây ra. Trường hợp bài toán không gian

1. Tải trọng là lực tập trung thẳng đứng trên bề mặt

Sơ đồ bài toán trình bày trên hình III-2. Bài toán này đã được Bussinesq giải từ năm 1885, rút ra biểu thức của tất cả các thành phần ứng suất - biến dạng của một điểm bất kỳ. Trong thực tế tính toán, thường hay dùng thành phần ứng suất thẳng đứng :

$$\sigma_z = \frac{3}{2} \cdot \frac{P}{\pi} \frac{z^3}{R^5} \quad (III-3)$$

và chuyển vị thẳng đứng :

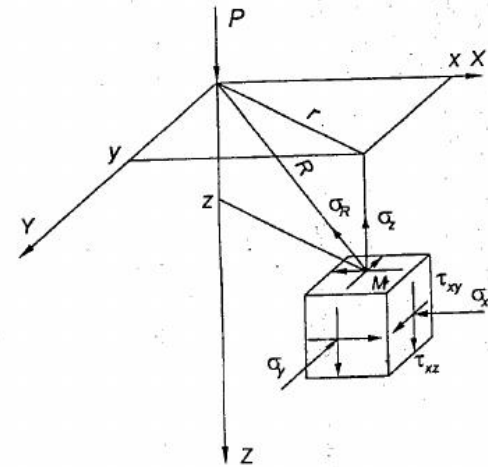
$$W = \frac{P(1+\mu)}{2\pi E} \cdot \left[\frac{z^2}{R^3} + 2(1-\mu) \frac{1}{R} \right] \quad (III-4)$$

Trong đó :

P - tải trọng thẳng đứng tác dụng trên bề mặt nền đất ;

E , μ - mô đun biến dạng và hệ số nở hông của nền đất ;

R - khoảng cách từ điểm ta xét tới điểm đặt của lực (chọn làm gốc),



Hình III-2

x, y, z - tọa độ của điểm M mà ta xét.

Để tiện tính toán, viết lại biểu thức (III-3) dưới dạng :

$$\sigma_z = k \cdot \frac{P}{z^2} \quad (\text{III-5})$$

Trong đó :

$$k = \frac{3}{2\pi} \cdot \frac{1}{\left[1 + \left(\frac{r}{z}\right)^2\right]^{5/2}}$$

là một hệ số đã được lập thành bảng sẵn (Bảng III-1).

r - khoảng cách từ điểm ta xét tới trục z

$$r^2 = (x^2 + y^2)$$

Khi trên mặt đất có n lực tác dụng, trị số σ_z xác định bằng cách cộng tác dụng :

$$\sigma_z = \frac{1}{z^2} \cdot \sum_{i=1}^n k_i \cdot P_i \quad (\text{III-6})$$

Ở đây, k_i - hệ số ứng suất, phụ thuộc $\frac{r_i}{z}$ (tra bảng III-1) ứng với lực P_i .

Áp dụng kết quả của bài toán Bussinesq, ta đi đến lời giải bài toán xác định ứng suất khi tải trọng là lực phân bố.

2. Tải trọng là lực phân bố đều trên diện chữ nhật

Người ta đã lập bảng các hệ số để tính ứng suất σ_z của những điểm nằm trên trục qua tâm và những điểm nằm trên trục qua góc diện chịu tải (Hình III-3).

Công thức tính toán là :

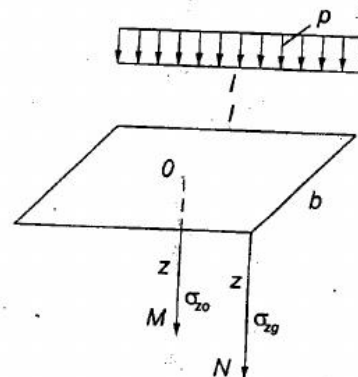
$$\sigma_{z0} = k_0 \cdot p \quad (\text{III-7})$$

$$\sigma_{zg} = k_g \cdot p \quad (\text{III-8})$$

Trong đó :

- p cường độ tải trọng phân bố đều ;

k_0, k_g - hệ số phụ thuộc tỷ số $\frac{l}{b}$ (l - bề dài ; b - bề rộng diện đặt tải) và tỷ số $\frac{z}{b}$ (z - độ sâu điểm tính ứng suất, kể từ mặt đặt tải).



Hình III-3

Các hệ số k_0 và k_g cho trong các bảng III-2, III-3. Muốn tính ứng suất của những điểm bất kỳ, không nằm trên trục qua tâm, không nằm trên trục qua góc, ta dùng phương pháp điểm - góc. Nội dung của phương pháp này là : phân tích (hoặc kéo dài) diện đặt tải, sao cho điểm ta xét trở thành điểm nằm dưới góc những diện đã phân ra (hoặc kéo dài ra), dùng hệ số k_g để tính ứng suất ở điểm ta xét do tải trọng trên các diện giả định gây ra và cuối cùng cộng đại số các kết quả lại. Ví dụ, công thức tính ứng suất của điểm A trên hình III-4a là :

$$\sigma_z = [k_{g(ohae)} + k_{g(oebf)} + k_{g(ofcg)} + k_{g(ogdh)}]p \quad (\text{III-9})$$

Công thức tính ứng suất của điểm B trên hình III-4b là :

$$\sigma_z = [k_{g(ohae)} - k_{g(oghe)} - k_{g(ohdf)} + k_{g(ogcf)}]p \quad (\text{III-10})$$

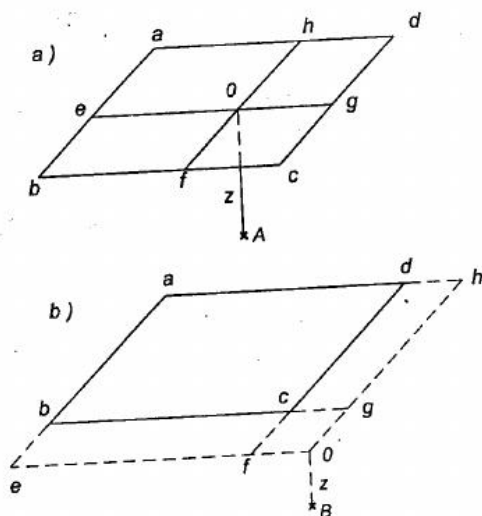
⊗ Khi tính toán độ lún của nền đất có xét đến ảnh hưởng biến dạng hông, ta phải dùng đến tổng ứng suất θ . Người ta cũng lập bảng hệ số tính tổng ứng suất. Công thức tính toán là :

$$\theta = \lambda \cdot p(1 + \mu) \quad (\text{III-11})$$

Trong đó :

μ - hệ số nở hông của đất ;

λ - hệ số để tính tổng ứng suất cho trong bảng III-4.



Hình III-4

3. Tải trọng phân bố tam giác trên diện chữ nhật

Sơ đồ tải trọng trình bày trên hình III-5. Khi tính σ_z của những điểm nằm trên trục qua góc có tải trọng lớn nhất bằng p , ta dùng hệ số k_T :

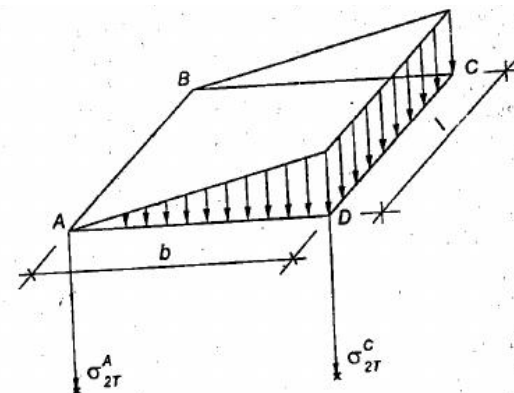
$$\sigma_z = k_T \cdot p \quad (\text{III-12})$$

Khi tính ứng suất σ_z của những điểm nằm trên trục qua góc có tải trọng bằng 0, ta dùng hệ số k_T' :

$$\sigma_z = k_T' \cdot p \quad (\text{III-13})$$

Các hệ số k_T , k_T' phụ thuộc các tỷ số $\frac{l}{b}$, $\frac{z}{b}$ đã được lập thành bảng sẵn (Bảng III-5, Bảng III-6).

Cần chú ý là khi tải trọng phân bố đều người ta thường quy ước l là cạnh dài, b là cạnh ngắn của diện đặt tải; còn như khi tải trọng phân bố tam giác (không đều) thì phải



Hình III-5

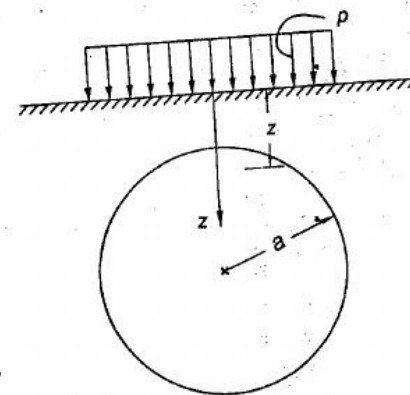
xem kỹ trên sơ đồ của bảng hệ số xem cạnh theo phương mà tải trọng biến đổi được ký hiệu là gì. Sơ đồ tính toán ứng với bảng III-5, III-6 quy ước b là cạnh theo phương tải trọng thay đổi.

Muốn tính ứng suất của một điểm bất kỳ người ta cũng dùng phương pháp điểm góc với những hệ số k_T , k_T' và k_g .

4. Tải trọng phân bố đều trên diện tròn

Ứng suất σ_z của những điểm nằm trên trục qua tâm diện tròn chịu tải trọng phân bố đều (Hình III-6), xác định theo công thức:

$$\sigma_z = k_{tr} \cdot p \quad (\text{III-14})$$



Hình III-6

Hệ số k_{tr} cho trong bảng III-7.

5. Tải trọng ngang phân bố đều trên diện chữ nhật

Ứng suất σ_z của các điểm nằm trên trục A, D ngược dấu với ứng suất σ_z ở các điểm nằm trên trục B, C (Hình III-7). Trị số ứng suất σ_z của các điểm nằm trên trục qua góc tính theo công thức

$$\sigma_z = -+ k_n \cdot P_n \quad (III-15)$$

Hình III-7

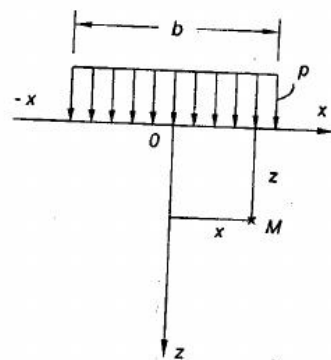
Trong đó :

P_n - cường độ tải trọng ngang phân bố đều ;

k_n - hệ số tính ứng suất, cũng phụ thuộc các tỷ số $\frac{l}{b}$, $\frac{z}{b}$, cho trong bảng III-8.

III-3. Ứng suất do tải trọng ngoài gây ra. Trường hợp bài toán phẳng

Nếu tải trọng là một băng dài vô hạn (ví dụ theo phương y) thì ta có bài toán phẳng (trạng thái ứng suất - biến dạng của nền chỉ phụ thuộc 2 tọa độ x, z). Nhưng thực tế, chỉ cần diện đặt tải có chiều dài lớn hơn nhiều so với bề rộng ($l \geq (3 + 4)b$ đối với các công trình thủy lợi ; $l \geq (7 + 10)b$ đối với các công trình khác)



Hình III-8

là người ta xem như bài toán phẳng mà tính toán cho đơn giản và thiên về an toàn.

1. Tải trọng băng phân bố đều (Hình III-8)

Trong trường hợp này, công thức để tính ứng suất tại một điểm bất kỳ của nền là :

$$\left. \begin{aligned} \sigma_z &= k_z \cdot p \\ \sigma_x &= k_x \cdot p \\ \tau_{xz} &= k_t \cdot p \end{aligned} \right\} \quad (III-16)$$

Trong đó :

p - cường độ tải trọng phân bố đều ;

k_z , k_x , k_t - các hệ số để tính ứng suất, phụ thuộc các tỷ số $\frac{x}{b}$, $\frac{z}{b}$;

x , z - tọa độ của điểm đang xét ;

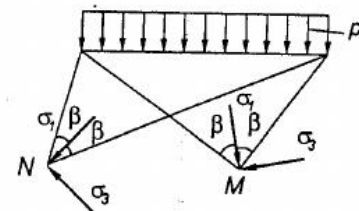
b - bề rộng tải trọng.

Các hệ số k_z , k_x , k_t đã được lập thành bảng sẵn (Bảng III-9).

Trong bảng III-10 cho hệ số $\frac{\Theta}{p}$ để tính tổng ứng suất $\Theta = \sigma_z + \sigma_x$. Người ta còn rút ra một kết quả nữa là : tại mỗi điểm, phương của ứng suất chính trùng với phương phân giác góc nhìn của điểm đó, trị số các ứng suất chính xác định theo công thức :

$$\left. \begin{aligned} \sigma_1 &= \frac{p}{\pi} (2\beta + \sin 2\beta) \\ \sigma_3 &= \frac{p}{\pi} (2\beta - \sin 2\beta) \end{aligned} \right\} \quad (III-17)$$

Góc nhìn 2β là góc tạo nên bằng cách nối điểm ta xét với 2 mép tải trọng (Hình III-9).

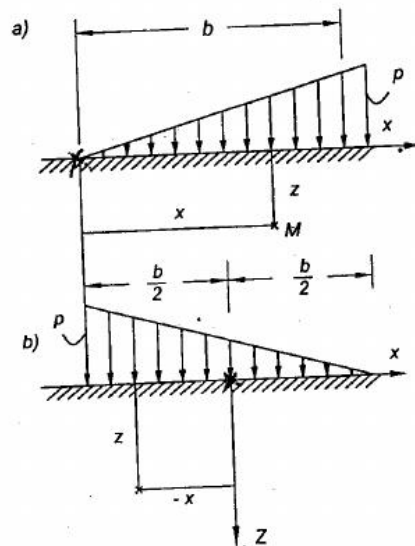


Hình III-9

2. Tải trọng hình băng phân bố theo luật tam giác

Trong các bảng III-11a và III-11b đã cho sẵn các trị số $\frac{\sigma_z}{p}$, $\frac{\sigma_x}{p}$ và $\frac{\tau_{xz}}{p}$ để tính các thành phần ứng suất tại một điểm M bất kỳ có tọa độ là (x, z).

Cần chú ý là khi tải trọng phân bố đều (phân bố chữ nhật), bài toán đối xứng, gốc tọa độ thường được đặt ở giữa và khi tính toán không cần phân biệt dấu của tọa độ x. Nhưng khi tải trọng phân bố không đều (phân bố tam giác) thì cần chú ý đến dấu của x vì bài toán không đối xứng. Hơn nữa, khi tính toán lập bảng người ta có thể đặt trục z ở đầu mút p = 0, cũng có thể đặt trục z ở giữa. Bảng III-11a ứng với sơ đồ tính toán đặt trục z ở đầu mút p = 0 (Hình III-10a), còn bảng III-11b ứng với sơ đồ tính toán đặt trục z ở giữa (Hình III-10b).



Hình III-10

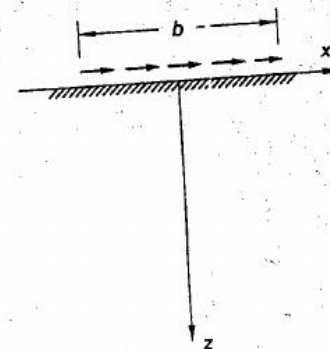
2. Tải trọng ngang hình băng phân bố đều

Dưới tác dụng của tải trọng nằm ngang hình băng phân bố đều (Hình III-11) các thành phần ứng suất của một điểm bất kỳ trong nền đất tính theo công thức

$$\left. \begin{aligned} \sigma_z &= k_n' \cdot p_n \\ \sigma_x &= k_n'' \cdot p_n \\ \tau_{xz} &= k_n''' \cdot p_n \end{aligned} \right\} \quad (III-18)$$

Các hệ số k_n' , k_n'' , k_n''' đã được lập thành bảng sẵn (Bảng III-12) để tiện tính toán.

⊛ Khi tính lún của nền đất có xét đến nở hông cần phải biết trị số tổng ứng suất $\Theta = \sigma_z + \sigma_x$. Trong bảng III-10 cho trị số $\frac{\Theta}{p}$ đối với cả 3 loại tải trọng: tải trọng đứng hình băng phân bố đều, tải trọng ngang hình băng phân bố đều và tải trọng đứng hình băng phân bố tam giác.



Hình III-11

CÂU HỎI KIỂM TRA

1. Khi tính toán ứng suất trong nền đất ta chấp nhận những giả thiết cơ bản gì?
2. Phân tích sự khác nhau của quy luật phân bố ứng suất bản thân và ứng suất do tải trọng ngoài gây ra trong nền đất (trên trục thẳng đứng và trên trục nằm ngang).
3. Thế nào là trường hợp bài toán không gian? Thế nào là trường hợp bài toán phẳng? Nêu mấy ví dụ thực tế áp dụng 2 sơ đồ tính toán khác nhau.
4. Trình bày cách thức dùng phương pháp điểm góc để xác định ứng suất tại một điểm bất kỳ trong nền đất dưới tác dụng của tải trọng phân bố hình thang trên diện chữ nhật.

Bảng III-1
Bảng trị giá hệ số k (để tính ứng suất do lực tập trung)

$\frac{r}{z}$	k	$\frac{r}{z}$	k	$\frac{r}{z}$	k	$\frac{r}{z}$	k
1	2	3	4	5	6	7	8
0,00	0,4775	0,58	0,2313	1,16	0,0567	1,74	0,0147
0,02	0,4770	0,60	0,2214	1,18	0,0539	1,76	0,0141
0,04	0,4756	0,62	0,2117	1,20	0,0513	1,78	0,0135
0,06	0,4732	0,64	0,2024	1,22	0,0489	1,80	0,0129
0,08	0,4699	0,66	0,1934	1,24	0,0466	1,82	0,0124
0,10	0,4657	0,68	0,1846	1,26	0,0443	1,84	0,0119
0,12	0,4607	0,70	0,1762	1,28	0,0422	1,86	0,011
0,14	0,4548	0,72	0,1681	1,30	0,0402	1,88	0,0100
0,16	0,4482	0,74	0,1603	1,32	0,0384	1,90	0,0105
0,18	0,4409	0,76	0,1527	1,34	0,0365	1,92	0,0101
0,20	0,4329	0,78	0,1455	1,36	0,0348	1,94	0,0097
0,22	0,4242	0,80	0,1386	1,38	0,0332	1,96	0,0093
0,24	0,4151	0,82	0,1320	1,40	0,0317	1,98	0,0089
0,26	0,4054	0,84	0,1257	1,42	0,0302	2,00	0,0085
0,28	0,3954	0,86	0,1196	1,44	0,0283	2,10	0,0076
0,30	0,3849	0,88	0,1138	1,46	0,0275	2,20	0,0058
0,32	0,3742	0,90	0,1083	1,48	0,0263	2,30	0,0048
0,34	0,3632	0,92	0,1031	1,50	0,0251	2,40	0,0040
0,36	0,3621	0,94	0,0981	1,52	0,0240	2,50	0,0034
0,38	0,3408	0,96	0,0933	1,54	0,0229	2,60	0,0029

(Tiếp bảng III-1)

1	2	3	4	5	6	7	8
0,40	0,3294	0,98	0,0887	1,56	0,0219	2,70	0,0024
0,42	0,3181	1,00	0,0844	1,58	0,0209	2,80	0,0021
0,44	0,3068	1,02	0,0803	1,60	0,0200	2,90	0,0017
0,46	0,2955	1,04	0,0764	1,62	0,0191	3,00	0,0015
0,48	0,2843	1,06	0,0727	1,64	0,0183	3,50	0,0007
0,50	0,2733	1,08	0,0691	1,66	0,0175	4,00	0,0004
0,52	0,2625	1,10	0,0658	1,68	0,0167	4,50	0,0002
0,54	0,2518	1,12	0,0626	1,70	0,0160	5,00	0,0001
0,56	0,2414	1,14	0,0595	1,72	0,0153	>5,00	0,0000

Bảng giá trị hệ số k_0

Bảng III-2

$\frac{z}{b}$	$\frac{l}{b}$							Bài toán phẳng
	1	1,5	2	3	6	10	20	
0,25	0,898	0,904	0,908	0,912	0,934	0,940	0,960	0,96
0,5	0,696	0,716	0,734	0,762	0,789	0,792	0,820	0,82
1	0,386	0,428	0,470	0,500	0,518	0,522	0,549	0,55
1,5	0,194	0,257	0,288	0,348	0,360	0,373	0,397	0,40
2	0,114	0,157	0,118	0,240	0,268	0,279	0,308	0,31
3	0,058	0,076	0,108	0,147	0,180	0,188	0,209	0,21
5	0,008	0,025	0,040	0,076	0,096	0,106	0,129	0,13

Bảng III-3

Bảng giá trị hệ số k_g

l/b z/b	1	1,2	1,4	1,6	1,8	(2,0)	2,4	2,8	3,2	3,6	(4,0)	5	6	10
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
0	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500	0,2500
0,2	0,2486	0,2489	0,2190	0,2194	0,21**	0,2491	0,2492	0,2492	0,2492	0,2492	0,2492	0,2492	0,2492	0,2492
0,4	0,2401	0,2420	0,2429	0,2434	0,2437	0,2139	0,2441	0,2442	0,2443	0,2443	0,2443	0,2443	0,2443	0,2443
0,6	0,2229	0,2275	0,2300	0,2315	0,2324	0,2329	0,2335	0,2338	0,2340	0,2341	0,2341	0,2341	0,2342	0,2342
0,8	0,1999	0,2075	0,2120	0,2147	0,2165	0,2176	0,2188	0,2194	0,2198	0,2199	0,2200	0,2202	0,2202	0,2202
1,0	0,1752	0,1851	0,1911	0,1955	0,1981	0,1999	0,2020	0,2031	0,2037	0,2040	0,2042	0,2044	0,2045	0,2046
1,2	0,1516	0,1626	0,1705	0,1758	0,1793	0,1818	0,1849	0,1865	0,1873	0,1878	0,1882	0,1885	0,1887	0,1888
1,4	0,1308	0,1423	0,1508	0,1569	0,1613	0,1614	0,1685	0,1705	0,1718	0,1725	0,1730	0,1735	0,1738	0,1740
1,6	0,1123	0,1241	0,1329	0,1396	0,1445	0,1482	0,1530	0,1557	0,1574	0,1584	0,1590	0,1598	0,1601	0,1604
1,8	0,0969	0,1083	0,1172	0,1241	0,1294	0,1334	0,1389	0,1423	0,1443	0,1455	0,1463	0,1474	0,1478	0,1482
2,0	0,0840	0,0947	0,1034	0,1103	0,1158	0,1202	0,1263	0,1300	0,1324	0,1339	0,1350	0,1363	0,1368	0,1374
2,2	0,0732	0,0832	0,0917	0,0984	0,1039	0,1084	0,1149	0,1191	0,1218	0,1235	0,1248	0,1264	0,1271	0,1277
2,4	0,0642	0,0734	0,0813	0,0879	0,0934	0,0979	0,1047	0,1092	0,1122	0,1142	0,1156	0,1175	0,1184	0,1192
2,6	0,0566	0,0651	0,0725	0,0788	0,0842	0,0887	0,0955	0,1003	0,1035	0,1058	0,1073	0,1095	0,1106	0,1116
2,8	0,0502	0,0580	0,0649	0,0709	0,0761	0,0805	0,0875	0,0923	0,0957	0,0982	0,0999	0,1024	0,1036	0,1048

(Tiếp bảng III-3)

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
3,0	0,0447	0,0519	0,0583	0,0640	0,0690	0,0732	0,0801	0,0851	0,0887	0,0913	0,0931	0,0959	0,0973	0,0987
3,2	0,0101	0,0467	0,0526	0,0580	0,0627	0,0668	0,0735	0,0786	0,0723	0,0850	0,0870	0,0900	0,0916	0,0933
3,4	0,0361	0,0421	0,0477	0,0527	0,0571	0,0611	0,0677	0,0727	0,0765	0,0793	0,0814	0,0847	0,0864	0,0882
3,6	0,0326	0,0382	0,0433	0,0480	0,0523	0,0561	0,0424	0,0674	0,0712	0,0741	0,0763	0,0799	0,0816	0,0837
3,8	0,0296	0,0348	0,0395	0,0439	0,0479	0,0516	0,0577	0,0626	0,0664	0,0694	0,0717	0,0753	0,0773	0,0796
4,0	0,0270	0,0318	0,0362	0,0403	0,0441	0,0474	0,0535	0,0588	0,0620	0,0650	0,0674	0,0712	0,0733	0,0758
4,2	0,0247	0,0291	0,0333	0,0371	0,0407	0,0439	0,0496	0,0543	0,0581	0,0610	0,0634	0,0674	0,0696	0,0724
4,4	0,0227	0,0268	0,0306	0,0343	0,0376	0,0407	0,0462	0,0507	0,0544	0,0574	0,0597	0,0649	0,0662	0,0692
4,6	0,0209	0,0247	0,0283	0,0317	0,0348	0,0378	0,0430	0,0474	0,0510	0,0540	0,0564	0,0606	0,0630	0,0663
4,8	0,0193	0,0229	0,0262	0,0294	0,0324	0,0352	0,0402	0,0444	0,0480	0,0509	0,0533	0,0576	0,0601	0,0635
5,0	0,0179	0,0212	0,0248	0,0274	0,0302	0,0328	0,0376	0,0477	0,0451	0,0480	0,0504	0,0547	0,0573	0,0610
6,0	0,0127	0,0151	0,0174	0,0196	0,0218	0,0238	0,0276	0,0310	0,0340	0,0366	0,0388	0,0431	0,0460	0,0506
7,0	0,0094	0,0112	0,0136	0,0157	0,0164	0,0180	0,0210	0,0238	0,0263	0,0286	0,0306	0,0346	0,0376	0,0428
8,0	0,0073	0,0087	0,0101	0,0114	0,0127	0,0140	0,0165	0,0187	0,0209	0,0228	0,0246	0,0283	0,0311	0,0367
9,0	0,0058	0,0069	0,0080	0,0091	0,0102	0,0112	0,0132	0,0152	0,0161	0,0186	0,0202	0,0235	0,0262	0,0319
10,0	0,0047	0,0056	0,0065	0,0074	0,0083	0,0092	0,0109	0,0125	0,0140	0,0154	0,0167	0,0198	0,0222	0,0280

Bảng III-4

Bảng giá trị hệ số λ

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
0	0,2439	0,3405	0,3084	0,4003	0,4114	0,4183	0,4230	0,4259	0,4281	0,4297	0,4337
0,2	0,1363	0,2280	0,2810	0,3119	0,3308	0,3430	0,3515	0,3570	0,3612	0,3643	0,3721
0,4	0,0874	0,1578	0,2074	0,2406	0,2630	0,2782	0,2890	0,2967	0,3024	0,3068	0,3179
0,6	0,0607	0,1136	0,1552	0,1812	0,2087	0,2251	0,2371	0,2458	0,2529	0,2582	0,2721
0,8	0,0443	0,0846	0,1185	0,1456	0,1667	0,1828	0,1952	0,2047	0,2121	0,2180	0,2341
1,0	0,0336	0,0649	0,0924	0,1156	0,1344	0,1495	0,1616	0,1711	0,1788	0,1850	0,2026
1,2	0,0262	0,0510	0,0735	0,0931	0,1097	0,1235	0,1348	0,1441	0,1518	0,1580	0,1766
1,4	0,0209	0,0410	0,0596	0,0762	0,0906	0,1030	0,1135	0,1223	0,1296	0,1358	0,1549
1,6	0,0171	0,0336	0,0491	0,0632	0,0758	0,0868	0,0964	0,1046	0,1116	0,1177	0,1368
1,8	0,0142	0,0280	0,0410	0,0531	0,0641	0,0739	0,0826	0,0900	0,0967	0,1024	0,1214
2,0	0,0094	0,0187	0,0276	0,0361	0,0440	0,0514	0,0581	0,0642	0,0696	0,0745	0,0921
2,5	0,0067	0,0133	0,0198	0,0260	0,0319	0,0375	0,0427	0,0475	0,0520	0,0561	0,0718
3,0	0,0025	0,0050	0,0077	0,0099	0,0122	0,0146	0,0168	0,0190	0,0212	0,0232	0,0322
5,0	0,0013	0,0026	0,0038	0,0051	0,0064	0,0076	0,0088	0,0100	0,0111	0,0124	0,0177
7,0	0,0006	0,0013	0,0019	0,0025	0,0032	0,0038	0,0044	0,0047	0,0056	0,0067	0,0091
10,0											0,0118

Bảng III-5

Bảng giá trị hệ số k_T

z/b	l/b							
	0,00	0,25	0,50	1,0	1,50	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	0,0266	0,017	0,010	0,004
0,60	0,250	0,206	0,160	0,085	0,050	0,031	0,010	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	0,175	0,120	0,092	0,075	0,051	0,029
10,00	0,250	0,212	0,176	0,121	0,093	0,076	0,052	0,032
20,00	0,250	0,212	0,177	0,121	0,093	0,076	0,052	0,033

Bảng III-6

Bảng giá trị hệ số k_T'

z/b	l/b							
	0,00	0,25	0,5	1,00	1,50	2,00	3,00	5,00
0,15	0,000	0,020	0,021	0,015	0,010	0,007	0,004	0,001
0,30	0,000	0,031	0,037	0,028	0,020	0,013	0,007	0,003
0,60	0,000	0,035	0,053	0,051	0,039	0,029	0,015	0,006
1,00	0,000	0,036	0,060	0,068	0,064	0,039	0,022	0,009
1,50	0,000	0,037	0,061	0,075	0,063	0,049	0,029	0,012
2,00	0,000	0,037	0,062	0,078	0,068	0,055	0,035	0,017
3,00	0,000	0,037	0,063	0,078	0,071	0,059	0,041	0,022
6,00	0,000	0,037	0,063	0,079	0,071	0,062	0,046	0,026
10,00	0,000	0,038	0,064	0,080	0,072	0,063	0,047	0,028
20,00	0,000	0,038	0,064	0,080	0,072	0,063	0,048	0,030

Ghi chú: Trong bảng III-5 và bảng III-6, b là cạnh dọc theo phương tải trọng thay đổi.

$\left\{ \begin{array}{l} a: \text{bề dày} \\ z: \text{sâu} \end{array} \right.$

Bảng giá trị hệ số k_{tr}

Điền Chu Tải Hình Tròn

Bảng III-7

$\frac{a}{z}$	k_{tr}	$\frac{a}{z}$	k_{tr}	$\frac{a}{z}$	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	0,0808	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,	0,9999
2,6	0,9537	5,2	0,9933	30,0	1,000

Bảng III-8

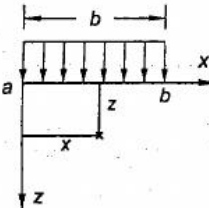
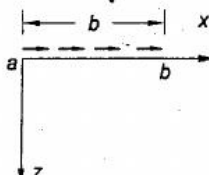
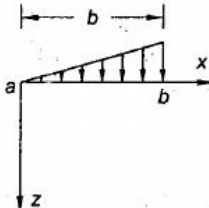
Bảng giá trị hệ số k_n

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	1,0
0,0	0,1592	0,1592	0,1592	0,1592	0,1592	0,1592	0,1592	0,1592	0,1592	0,1592	0,1592	0,1592	0,1592
0,2	0,1114	0,1401	0,1479	0,1506	0,1518	0,1523	0,1526	0,1528	0,1529	0,1530	0,1530	0,1530	0,1530
0,4	0,0672	0,1049	0,1217	0,1293	0,1328	0,1347	0,1356	0,1362	0,1365	0,1367	0,1371	0,1372	0,1372
0,6	0,0432	0,0746	0,0933	0,1035	0,1091	0,1121	0,1139	0,1150	0,1156	0,1160	0,1168	0,1169	0,1170
0,8	0,0290	0,0527	0,0691	0,0796	0,0861	0,0900	0,0924	0,0939	0,0948	0,0955	0,0967	0,0969	0,0970
1,0	0,0201	0,0375	0,0508	0,0602	0,0666	0,0708	0,0735	0,0753	0,0766	0,0774	0,0790	0,0794	0,0796
1,2	0,0142	0,0270	0,0375	0,0455	0,0512	0,0553	0,0582	0,0601	0,0615	0,0624	0,0645	0,0650	0,0652
1,4	0,0103	0,0199	0,0280	0,0345	0,0395	0,0433	0,0460	0,0480	0,0494	0,0505	0,0528	0,0534	0,0538
1,6	0,0077	0,0149	0,0212	0,0265	0,0308	0,0341	0,0366	0,0385	0,0400	0,0410	0,0436	0,0443	0,0447
1,8	0,0058	0,0113	0,0168	0,0206	0,0242	0,0270	0,0293	0,0311	0,0325	0,0336	0,0362	0,0370	0,0375
2,0	0,0045	0,0088	0,0127	0,0162	0,0192	0,0217	0,0237	0,0253	0,0266	0,0277	0,0303	0,0312	0,0318
2,5	0,0025	0,0050	0,0073	0,0094	0,0113	0,0130	0,0145	0,0157	0,0167	0,0176	0,0202	0,0211	0,0219
3,0	0,0015	0,0031	0,0045	0,0059	0,0071	0,0083	0,0093	0,0102	0,0110	0,0117	0,0140	0,0150	0,0159
5,0	0,0004	0,0007	0,0011	0,0014	0,0018	0,0021	0,0024	0,0027	0,0030	0,0032	0,0043	0,0050	0,0069
7,0	0,0001	0,0003	0,0004	0,0005	0,0007	0,0008	0,0009	0,0010	0,0012	0,0013	0,0018	0,0022	0,0030
10,0	0,00005	0,0001	0,0001	0,0002	0,0002	0,0003	0,0003	0,0004	0,0004	0,0005	0,0007	0,0008	0,0014

Bảng III-9
 Các trị số $\frac{\sigma_z}{p}$, $\frac{\sigma_x}{p}$ và $\frac{\tau_{xz}}{p}$ ($\equiv k_z, k_x, k_\tau$)
 dùng cho trường hợp tải trọng hình băng phân bố đều

$\frac{z}{b}$	$\frac{x}{b}$								
	0			0,25			0,5		
	$\frac{\sigma_z}{p}$	$\frac{\sigma_x}{p}$	$\frac{\tau}{p}$	$\frac{\sigma_z}{p}$	$\frac{\sigma_x}{p}$	$\frac{\tau}{p}$	$\frac{\sigma_z}{p}$	$\frac{\sigma_x}{p}$	$\frac{\tau}{p}$
0,00	1,00	1,00	0	1,00	1,00	0,00	0,50	0,50	0,32
0,10	1,00	0,75	0	0,99	0,69	0,04	0,50	0,44	0,31
0,25	0,96	0,45	0	0,90	0,39	0,13	0,50	0,35	0,30
0,35	0,91	0,31	0	0,83	0,29	0,15	0,49	0,29	0,28
0,50	0,82	0,18	0	0,74	0,19	0,16	0,48	0,23	0,26
0,75	0,67	0,08	0	0,61	0,10	0,13	0,45	0,14	0,20
1,00	0,55	0,04	0	0,51	0,05	0,10	0,41	0,09	0,16
1,25	0,46	0,02	0	0,44	0,03	0,07	0,37	0,06	0,12
1,50	0,40	0,01	0	0,38	0,02	0,06	0,33	0,04	0,10
1,75	0,35	-	0	0,34	0,01	0,04	0,30	0,03	0,08
2,00	0,31	-	0	0,31	-	0,03	0,28	0,02	0,06
3,00	0,21	-	0	0,21	-	0,02	0,20	0,01	0,03
4,00	0,16	-	0	0,16	-	0,01	0,15	-	0,02
5,00	0,13	-	0	0,13	-	-	0,12	-	-
6,00	0,11	-	0	0,10	-	-	0,10	-	-
0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
0,10	0,01	0,08	0,02	0,00	0,03	0,00	0,00	0,02	0,00
0,25	0,02	0,17	0,05	0,00	0,07	0,01	0,00	0,04	0,00
0,35	0,04	0,20	0,08	0,01	0,10	0,02	0,00	0,05	0,01
0,50	0,08	0,21	0,13	0,02	0,12	0,04	0,00	0,07	0,02
0,75	0,15	0,22	0,16	0,04	0,14	0,07	0,02	0,10	0,04
1,00	0,19	0,15	0,16	0,07	0,14	0,10	0,03	0,13	0,05
1,25	0,20	0,11	0,14	0,10	0,12	0,10	0,04	0,11	0,07
1,50	0,21	0,08	0,13	0,11	0,10	0,10	0,06	0,10	0,07
1,75	0,21	0,06	0,11	0,13	0,09	0,10	0,07	0,09	0,08
2,00	0,20	0,05	0,10	0,14	0,07	0,10	0,08	0,08	0,08
3,00	0,17	0,02	0,06	0,13	0,03	0,07	0,10	0,04	0,07
4,00	0,14	0,01	0,03	0,12	0,02	0,05	0,10	0,03	0,05

Bảng III-10
 Bảng trị số $\frac{\theta}{p}$ dùng cho trường hợp tải trọng hình tam
 hình băng

$\frac{z}{b}$	$\frac{\theta}{p}$	$\frac{\theta}{p}$	$\frac{\theta}{p}$	Số đồ tải trọng
	Tải trọng phân bố đều hình băng (xét các điểm nằm dưới a, b)	Tải trọng nằm ngang phân bố đều hình băng (xét các điểm nằm dưới a)	Tải trọng hình băng phân bố theo hình tam giác (xét các điểm nằm dưới a)	
0,0	0,000	0,000	0,000	
0,1	0,9365	1,4690	0,1469	
0,2	0,8743	1,0371	0,2074	
0,3	0,8145	0,0939	0,2382	
0,4	0,7578	0,6306	0,2522	
0,5	0,7048	0,5123	0,2561	
0,6	0,6560	0,4231	0,2538	
0,7	0,6110	0,3540	0,2478	
0,8	0,5704	0,2995	0,2396	
0,9	0,5335	0,2559	0,2303	
1,0	0,5000	0,2206	0,2206	
1,2	0,4423	0,1679	0,2014	
1,4	0,3949	0,1312	0,1837	
1,6	0,3556	0,1050	0,1679	
1,8	0,3228	0,0856	0,1541	
2,0	0,2952	0,0710	0,1421	
2,2	0,2716	0,0598	0,1315	
2,4	0,2513	0,0510	0,1223	
2,6	0,2338	0,0439	0,1142	
2,8	0,2184	0,0382	0,1070	
3,0	0,2048	0,0335	0,1006	
3,2	0,1928	0,0297	0,0949	
3,4	0,1821	0,0264	0,0898	
3,6	0,1725	0,0239	0,0852	
3,8	0,1638	0,0213	0,0810	
4,0	0,1560	0,0193	0,0772	
4,2	0,1488	0,0176	0,0737	
4,4	0,1423	0,0160	0,0705	
4,6	0,1363	0,0147	0,0676	
4,8	0,1308	0,0135	0,0649	
5,0	0,1257	0,0125	0,0624	
6,0	0,1051	0,0087	0,0523	

5,00	0,12	-	-	0,11	-	-	0,09	-	-
6,00	0,10	-	-	0,10	-	-	-	-	-

142

Bảng III-11a

Bảng giá trị $\frac{\sigma_z}{p}$ dùng cho trường hợp tải trọng
hình băng phân bố theo hình tam giác

x/b	-1,5	-1,0	-0,5	0	0,25	0,50	0,75	1,0	1,5	2,0	2,5
z/b											
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	0,361	0,293	0,108	0,024	0,009
1,00	0,014	0,025	0,061	0,159	0,224	0,275	0,279	0,241	0,129	0,045	0,013
1,50	0,020	0,048	0,096	0,145	0,178	0,200	0,202	0,185	0,124	0,062	0,041
2,00	0,033	0,061	0,092	0,127	0,146	0,155	0,163	0,153	0,108	0,069	0,050
3,00	0,050	0,064	0,080	0,096	0,103	0,104	0,106	0,104	0,090	0,071	0,050
4,00	0,051	0,060	0,067	0,075	0,078	0,085	0,082	0,075	0,073	0,060	0,049

7,0	0,0903	0,0064	0,0430
8,0	0,0792	0,0049	0,0395
9,0	0,0704	0,0039	0,0351
10,0	0,0635	0,0032	0,0317

143

Bảng III-11b

Bảng giá trị $\frac{\sigma_x}{p}$ và $\frac{\tau_{xz}}{p}$ dùng cho trường hợp tải trọng
hình băng phân bố theo hình tam giác

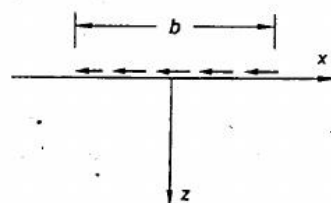
z/b	x/b	-1,00	-0,75	-0,50	-0,25	+0,00	+0,25	+0,50	+0,75
0,01	σ_x/p	0,006	0,015	0,467	0,718	0,487	0,249	0,026	0,005
	τ_{xz}/p	0,000	-0,001	-0,313	0,009	0,010	0,010	0,005	0,000
0,1	σ_x/p	0,054	0,132	0,321	0,452	0,376	0,233	0,116	0,049
	τ_{xz}/p	-0,008	-0,034	-0,272	0,040	0,075	0,078	0,044	0,008
0,2	σ_x/p	0,097	0,186	0,230	0,259	0,0269	0,219	0,146	0,084
	τ_{xz}/p	-0,028	-0,091	-0,231	0,016	0,0108	0,129	0,075	0,025
0,4	σ_x/p	0,128	0,160	0,127	0,099	0,130	0,148	0,142	0,114
	τ_{xz}/p	-0,071	-0,139	-0,167	-0,020	0,104	0,138	0,108	0,060
0,6	σ_x/p	0,116	0,112	0,074	0,046	0,065	0,095	0,114	0,108
	τ_{xz}/p	-0,093	-0,132	-0,122	-0,025	0,077	0,123	0,112	0,080
0,8	σ_x/p	0,093	0,077	0,046	0,025	0,035	0,062	0,085	0,091
	τ_{xz}/p	-0,096	-0,112	-0,090	-0,021	0,056	0,100	0,104	0,085
1,0	σ_x/p	0,072	0,053	0,029	0,013	0,020	0,041	0,061	0,074
	τ_{xz}/p	-0,089	-0,092	-0,068	-0,017	0,040	0,079	0,091	0,083
1,2	σ_x/p	0,048	0,038	0,020	0,009	0,013	0,028	0,047	0,058
	τ_{xz}/p	-0,080	-0,076	-0,053	-0,014	0,030	0,065	0,081	0,077
1,4	σ_x/p	0,042	0,027	0,014	0,007	0,008	0,019	0,033	0,045
	τ_{xz}/p	-0,070	-0,062	-0,042	-0,010	0,023	0,051	0,066	0,069

5,00	0,047	0,052	0,057	0,059	0,062	0,065	0,067	0,069	0,070	0,071	0,072
6,00	0,041	0,041	0,050	0,051	0,052	0,053	0,053	0,053	0,050	0,050	0,045

144

2.0	σ_x/p τ_{xz}/p	0.019 -0.046	0.012 -0.037	0.005 -0.023	0.002 -0.006	0.003 0.012	0.008 0.028	0.015 0.041	0.022 0.048
-----	-------------------------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	----------------	----------------	----------------	----------------

145



Bảng III-12

Trị số các hệ số k_n , k_n'' , k_n''' dùng cho trường hợp tải trọng băng nằm ngang, phân bố đều

$z/b \backslash x/b$		-1.00	-0.75	-0.50	-0.25	0.00
1	2	3	4	5	6	7
0.01	k_n	0.001	0.001	0.001	-0.001	0.000
	k_n''	0.699	1.024	1.024	0.697	0.000
	k_n'''	-0.008	-0.021	-0.494	-0.935	-0.848
0.1	k_n	0.011	0.042	0.315	0.039	0.000
	k_n''	0.677	0.917	1.154	0.618	0.000
	k_n'''	-0.082	-0.180	-0.437	-0.685	-0.752
0.2	k_n	0.038	0.116	0.306	0.103	0.000
	k_n''	0.619	0.759	0.731	0.459	0.000
	k_n'''	-0.147	-0.270	-0.376	-0.169	-0.538

(Tiếp bảng III-12)

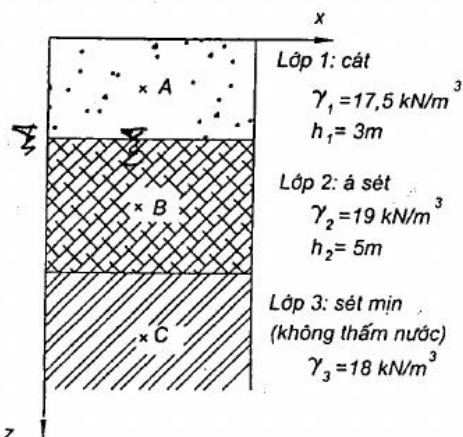
1	2	3	4	5	6	7
0.6	k_n	0.144	0.212	0.234	0.147	0.000
	k_n''	0.319	0.272	0.189	0.101	0.000
	k_n'''	-0.201	-0.221	-0.188	-0.143	-0.129
0.8	k_n	0.158	0.197	0.191	0.121	0.000
	k_n''	0.217	0.167	0.105	0.050	0.000
	k_n'''	-0.177	-0.169	-0.130	-0.087	-0.070
1.00	k_n	0.157	0.175	0.159	0.096	0.000
	k_n''	0.117	0.105	0.061	0.027	0.000
	k_n'''	-0.116	-0.127	-0.091	-0.055	-0.040
1.2	k_n	0.147	0.153	0.131	0.078	0.000
	k_n''	0.102	0.068	0.037	0.013	0.000
	k_n'''	-0.117	-0.096	-0.067	-0.037	-0.026
1.4	k_n	0.133	0.132	0.108	0.061	0.000
	k_n''	0.072	0.045	0.021	0.009	0.000
	k_n'''	-0.094	-0.073	-0.047	-0.026	-0.017

0.4	k_n'	0.103	0.199	0.274	0.159	0.000
	k_n''	0.461	0.456	0.356	0.216	0.000
	k_n'''	- 0.208	- 0.274	- 0.269	- 0.215	- 0.260

146

BÀI TẬP

Bài tập III-1. Tính ứng suất do trọng lượng bản thân của đất gây ra ở các điểm A (độ sâu $z_A = 2$ m), B ($z_B = 6$ m) và C ($z_C = 11$ m) trên mặt cát địa chất hình III-12. Mực nước ngầm ở độ sâu 3 m.



Hình III-12

Bài giải

Ứng suất bản thân tại điểm A là :

$$\sigma_{bt}^A = \gamma_1 \cdot z_A = 17,5 \cdot 2 = 35 \text{ kN/m}^2$$

Điểm B nằm trong lớp đất thứ hai và dưới mực nước ngầm,

2.0	k_n'	0.096	0.085	0.064	0.034	0.000
	k_n''	0.027	0.015	0.007	0.003	0.000
	k_n'''	- 0.049	- 0.035	- 0.020	- 0.010	- 0.006

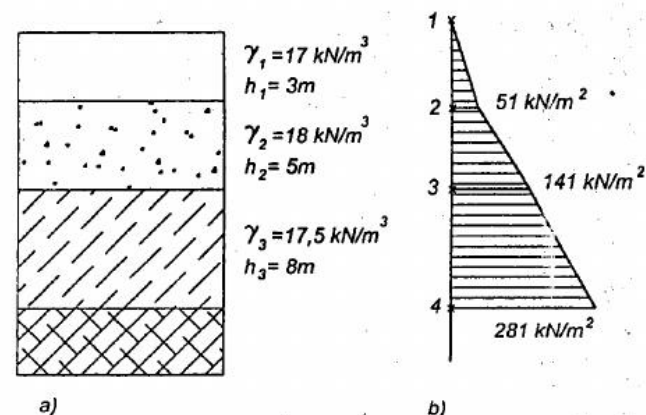
147

(h_2' - khoảng cách từ mặt lớp thứ hai, ứng với mực nước ngầm, tới điểm B ; $h_2' = z_B - h_1 = 6 - 3 = 3$). Điểm C nằm trong lớp sét không thấm nước (các hạt đất ở đây không chịu lực đẩy nổi Acsimét), nên khi tính toán với lớp này ta không dùng γ_{dn} ; mặt khác, vì lớp đất thứ ba không thấm nước nên ứng suất do lớp thứ hai truyền xuống phải tính với γ no nước. Ứng suất bản thân tại C :

$$\sigma_{bt}^C = \gamma_1 h_1 + \gamma_{2nn} h_2' + \gamma_3 h_3' = 17,5 \cdot 3 + 19,5 \cdot 3 + 18,3 \cdot 5 = 201,50 \text{ kN/m}^2$$

(h_3' - độ sâu điểm C kể từ mặt lớp thứ ba).

Bài tập III-2. Vẽ biểu đồ phân bố ứng suất do trọng lượng bản thân của đất gây ra trên trục thẳng đứng trong nền đất có mặt cát địa chất trình bày trên hình III-13.



khi tính ứng suất do trọng lượng bản thân tại điểm B phải dùng trọng lượng riêng đầy nổi của lớp 2.

$$\gamma_{2dn} = \gamma_{2nn} - \gamma_n = 19,00 - 10,00 = 9,00 \text{ kN/m}^3.$$

(γ_n - trọng lượng riêng của nước lấy bằng 10 kN/m^3). Ứng suất bản thân tại B :

$$\sigma_{bt}^B = \gamma_1 h_1 + \gamma_{2dn} \cdot h_2' = 17,50 \cdot 3 + 9,00 \cdot 3 = 79,5 \text{ kN/m}^2.$$

148

Tại mặt lớp thứ nhất : $\sigma_{bt}^1 = 0$ (vì $z = 0$). Ở đáy lớp thứ nhất : $\sigma_{bt}^2 = \gamma_1 h_1 = 17,3 = 51 \text{ kN/m}^2$.

Tại đáy lớp thứ hai :

$$\sigma_{bt}^3 = \gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 = 17,3 + 18,5 = 141 \text{ kN/m}^2.$$

Tại đáy lớp thứ ba :

$$\sigma_{bt}^4 = \gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 + \gamma_3 h_3 = 17,3 + 18,5 + 17,5 \cdot 8 = 281 \text{ kN/m}^2.$$

Trên trục thẳng đứng, tại những điểm 1, 2, 3, 4 lấy những đoạn (theo phương ngang) biểu thị các trị số ứng suất bản thân tại đó (theo một tỷ lệ nhất định). Nối đầu mút của các đoạn ấy lại với nhau ta có biểu đồ phân bố ứng suất bản thân trong nền đất (Hình III-13).

Bài tập III-3. Trên mặt đất có lực tập trung $P = 800 \text{ kN}$ tác dụng thẳng góc với mặt đất. Tính ứng suất σ_z do P gây ra tại các điểm A, B, C, D trên đường tác dụng của lực ở độ sâu $z_A = 2 \text{ m}$, $z_B = 4 \text{ m}$, $z_C = 6 \text{ m}$, $z_D = 8 \text{ m}$ và tại các điểm E, G, H, I trên đường nằm ngang vuông góc với đường tác dụng của lực tại B và có các tọa độ $x_E = -4 \text{ m}$, $x_G = -2 \text{ m}$, $x_H = 2 \text{ m}$, $x_I = 4 \text{ m}$. Vẽ biểu đồ phân bố ứng suất σ_z (do P gây ra) trên trục z và trên trục x' (Hình III-14a).

Bài giải

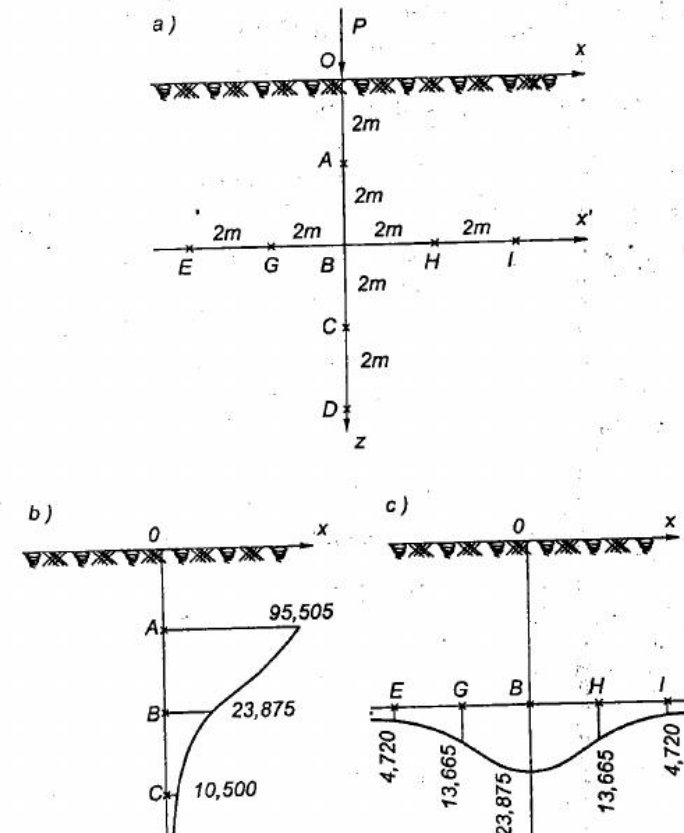
Ứng suất do lực tập trung gây ra trong nền đất - trường hợp bài toán không gian tính theo công thức (III-5).

Hình III-13

Bài giải

Để vẽ biểu đồ phân bố ứng suất do trọng lượng bản thân, ta tính ứng suất bản thân tại những điểm ở trên mặt và ở đáy mỗi lớp đất.

149



Điểm A nằm trên đường tác dụng của lực nên $r = 0$. Theo bảng III-1, với $\frac{r}{z} = 0$ ta có $k_A = 0,4775$. Vậy ứng suất σ_z tại điểm A là :

$$\sigma_{zA} = k_A \cdot \frac{P}{z_A^2} = 0,4775 \cdot \frac{800}{2^2} = 95,505 \text{ kN/m}^2.$$

150

$$\sigma_{zB} = 0,4775 \cdot \frac{800}{4^2} = 23,875 \text{ kN/m}^2 ;$$

$$\sigma_{zC} = 0,4775 \cdot \frac{800}{6^2} = 10,500 \text{ kN/m}^2 ;$$

$$\sigma_{zD} = 0,4775 \cdot \frac{800}{8^2} = 5,968 \text{ kN/m}^2.$$

Trên hình III-14b ta thấy biểu đồ phân bố ứng suất σ_z tắt nhanh theo chiều sâu.

Điểm E và điểm I có trị số σ_z bằng nhau, $r_E = r_I = 4 \text{ m}$, $z_E = z_I = 4 \text{ m}$. Với $\frac{r}{z} = 1$, theo bảng III-1 ta có $k = 0,0944$. Vậy :

$$\sigma_{zE} = \sigma_{zI} = 0,0944 \cdot \frac{800}{4^2} = 4,720 \text{ kN/m}^2.$$

Điểm G, H có cùng trị số $r_G = 2 \text{ m}$, $z_G = 4 \text{ m}$; theo bảng III-1 với $\frac{r}{z} = 0,5$; $k = 0,2733$, ta có :

$$\sigma_{zG} = \sigma_{zH} = 0,2733 \cdot \frac{800}{4^2} = 13,665 \text{ kN/m}^2.$$

Trên hình III-14c là biểu đồ phân bố ứng suất σ_z trên trục x nằm ngang.

Bài tập III-4 Nền đất có cấu tạo bao gồm một lớp cát



Hình III-14

Tương tự như vậy, các điểm B, C, D đều có $r = 0$ và $k = 0,4775$, chỉ có độ sâu z của chúng khác nhau :

151

Xác định ứng suất hữu hiệu tại A (độ sâu 8 m) và B (độ sâu 12 m) trước và sau khi hạ mực nước ngầm.

Bài giải

a) Trước khi thay đổi mực nước ngầm.

Tại điểm A :

ứng suất tổng là $\sigma = 3 \times 16 + 5 \times 19 = 143 \text{ kN/m}^2$

áp lực nước lỗ rỗng $u = 5 \times 10 = 50 \text{ kN/m}^2$;

ứng suất hữu hiệu là $\sigma' = 143 - 50 = 93 \text{ kN/m}^2$.

Tại điểm B :

ứng suất tổng là $\sigma = 3 \times 16 + 6 \times 19 + 3,20 = 222 \text{ kN/m}^2$;

áp lực nước lỗ rỗng là $u = 9 \times 10 = 90 \text{ kN/m}^2$;

ứng suất hữu hiệu là $\sigma' = 222 - 90 = 132 \text{ kN/m}^2$.

b) Sau khi thay đổi hạ thấp mực nước ngầm. Cần phân biệt hai thời điểm :

- Ngay sau khi mực nước hạ thấp

Tại điểm A, vì cát thoát nước rất nhanh

ứng suất tổng là $\sigma = 6 \times 16 + 2 \times 19 = 134 \text{ kN/m}^2$;

áp lực nước lỗ rỗng là $u = 2 \times 10 = 20 \text{ kN/m}^2$;

ứng suất hữu hiệu là $\sigma' = 134 - 20 = 114 \text{ kN/m}^2$.

Tại điểm B, vì sét thoát nước rất chậm nên nước chưa kịp thoát và ứng suất hữu hiệu tại B vẫn là $\sigma' = 132 \text{ kN/m}^2$.

đầy 9 m nằm trên 1 lớp sét dày 6 m (Hình III-15). Mực nước ngầm sâu 3 m kể từ mặt đất. Trọng lượng đơn vị thể tích đất :

cát trên mực nước ngầm là 16 kN/m^3 ;

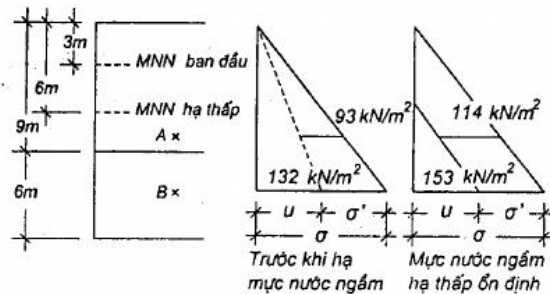
cát dưới mực nước ngầm là 19 kN/m^3 ;

sét bão hòa là 20 kN/m^3 .

Do khai thác nước ngầm mực nước hạ xuống mức 6 m kể từ mặt đất và ổn định ở đó.

152

Nhận xét là : ứng suất hữu hiệu đã tăng lên khi hạ mực nước ngầm. Vì vậy khi mực nước ngầm hạ thấp nền đất sẽ bị lún (dù không có tải trọng công trình).



Hình III-15

✓ **Bài tập III-5.** Cho 3 lực tập trung $P_1 = 500 \text{ kN}$, $P_2 = 600 \text{ kN}$, $P_3 = 800 \text{ kN}$ tác dụng thẳng góc với mặt đất tại 3 điểm A, B, C tạo thành 1 tam giác đều có cạnh bằng 4 m. Tính ứng suất σ_z do các lực trên gây ra tại điểm nằm trên trục A và điểm nằm trên trục O (trọng tâm tam giác) ở độ sâu $z = 2 \text{ m}$ (Hình III-16).



- Sau thời gian đủ ổn định

Tại điểm A :

ứng suất hữu hiệu vẫn là $\sigma' = 114 \text{ kN/m}^2$.

Tại điểm B :

ứng suất tổng $\sigma = 6 \times 16 + 3 \times 19 + 3 \times 20 = 213 \text{ kN/m}^2$;

áp lực nước lỗ rỗng $u = 6 \times 10 = 60 \text{ kN/m}^2$;

ứng suất hữu hiệu $\sigma' = 213 - 60 = 153 \text{ kN/m}^2$.

153

Với P_2 , $r = 4 \text{ m}$, $\frac{r}{z} = 2$, $k = 0,0085$;

Với P_3 tương tự như với P_2 , $k = 0,0085$.

Ta có ứng suất σ_z ở điểm A là :

$$\sigma_{zA} = \frac{1}{2^2} (0,4775 \cdot 500 + 0,0085 \cdot 600 + 0,0085 \cdot 800) = 62,662 \text{ kN/m}^2.$$

Xét điểm O, đối với cả 3 lực nó đều có tọa độ $r = 2,3 \text{ m}$, $z = 2 \text{ m}$. Theo bảng III-1, với $\frac{r}{z} = \frac{2,3}{2} = 1,15$ ta có $k = 0,0581$. Vậy ứng suất σ_z tại O là :

$$\sigma_z = \frac{0,0581}{2^2} (500 + 600 + 800) = 27,597 \text{ kN/m}^2.$$

✓ **Bài tập III-6.** Một móng hình chữ nhật kích thước $l \times b = 10 \times 5 \text{ m}$. Ứng suất ở đáy móng phân bố đều cường độ $p = 200 \text{ kN/m}^2$. Tính ứng suất σ_z do tải trọng đế móng gây ra ở các điểm A, B, C trên trục qua tâm móng, ở các điểm D, E, G trên trục qua góc móng và có độ sâu $z_{A,D} = 2,5 \text{ m}$;

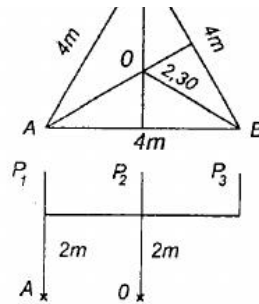
Bài giải

Ứng suất σ_z do 3 lực gây ra tính bằng cách cộng tác dụng theo công thức (III-6) :

$$\sigma_z = \sum_1^3 k_i \frac{P_i}{z^2}$$

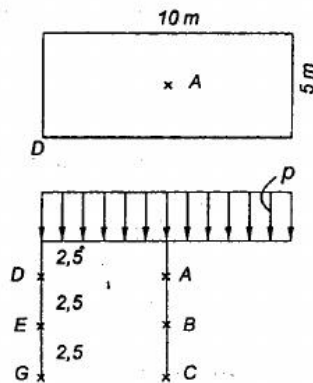
Xét điểm A ở độ sâu $z = 2 \text{ m}$:

Với $P_1, r = 0, \frac{r}{z} = 0, k = 0,4775$;



Hình III-16

154

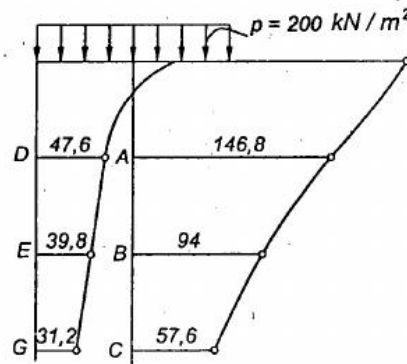


Hình III-17

Ở điểm B, với $\frac{1}{b} = 2, \frac{z_B}{b} = \frac{5}{5} = 1$, theo bảng III-2 ta có $k_o = 0,470$, vậy : $\sigma_{zB} = 0,470 \cdot 200 = 94 \text{ kN/m}^2$. Cũng theo bảng III-2, điểm C có $k = 0,288$ nên :

$$\sigma_{zC} = 0,288 \cdot 200 = 57,6 \text{ kN/m}^2$$

Trên trục qua tâm, tại những điểm A, B, C, lấy những đoạn thẳng biểu thị ứng suất σ_z tại mỗi điểm (theo một tỷ lệ đã chọn) nối đầu mút của các đoạn ấy lại ta có biểu đồ phân



Hình III-18

$$z_{B,E} = 5 \text{ m} ; z_{C,G} = 1,5 \text{ m (Hình III-17)}$$

Bài giải

Các điểm A, B, C nằm trên trục qua tâm diện chịu tải hình chữ nhật, ta tính ứng suất σ_z theo công thức (III-7). Ở

điểm A với $\frac{1}{b} = \frac{10}{5} = 2, \frac{z_A}{b} = \frac{2,5}{5} = 0,5$, theo bảng III-2 ta có $k_o = 0,734$, vậy :

$$\sigma_{zA} = k_o \cdot p = 0,734 \cdot 200 = 146,8 \text{ kN/m}^2$$

155

$$\sigma_{zE} = 0,1999 \cdot 200 = 39,98 \text{ kN/m}^2$$

Ở điểm G : $\frac{1}{b} = 2, \frac{z_G}{b} = \frac{7,5}{5} = 1,5$, theo bảng III-3 $k_g = 0,1563$, do đó :

$$\sigma_{zG} = 0,1563 \cdot 200 = 31,26 \text{ kN/m}^2$$

Cũng trên hình III-18 có trình bày đường cong phân bố ứng suất σ_z trên trục thẳng đứng qua góc diện chịu tải.

✓ **Bài tập III-7.** Cũng với tải trọng đã cho ở bài tập III-6 (Hình III-17). Tính tổng ứng suất Θ tại các điểm D, E, G ; biết hệ số nở hông của nền đất $\mu = 0,30$.

Bài giải

Tính tổng ứng suất theo công thức III-11 :

$$\Theta = \lambda p (1 + \mu)$$

Ở điểm D : $\frac{1}{b} = 2, \frac{z_D}{b} = 0,5$; theo bảng III-4 có (sau khi nội suy) $\lambda = 0,3355$. Vậy tổng ứng suất :

$$\Theta_D = 0,3355 \cdot 200 (1 + 0,3) = 87,23 \text{ kN/m}^2$$

(khi tính tổng của nền đất có xét đến ảnh hưởng của biến dạng)

bố ứng suất σ_z trên trục qua tâm móng.

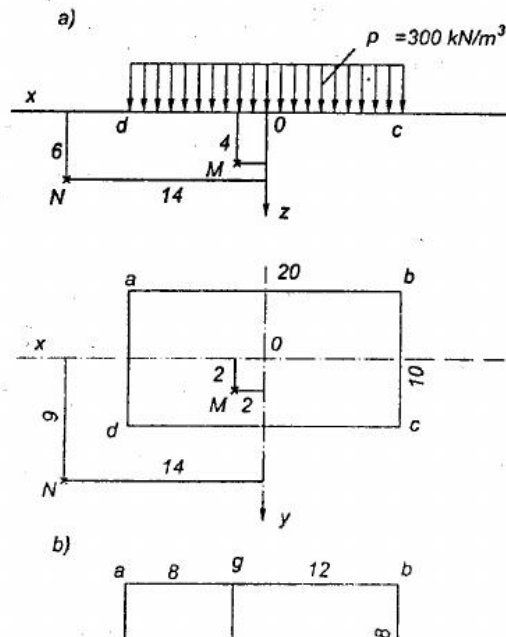
⊗ Các điểm D, E, G nằm trên trục qua góc diện chịu tải hình chữ nhật, ta tính ứng suất σ_z theo công thức (III-8).

Với điểm D : $\frac{l}{b} = \frac{10}{5} = 2, \frac{z_D}{b} = \frac{2,5}{5} = 0,5$, theo bảng III-3 ta có $k_g = 0,2384$; vậy ứng suất ở D là :

$$\sigma_{zD} = k_g \cdot p = 0,2384 \cdot 200 = 47,6 \text{ kN/m}^2$$

Ở điểm E : $\frac{l}{b} = 2, \frac{z_E}{b} = \frac{5}{5} = 1$, theo bảng III-3 $k_g = 0,1999$, và ứng suất tại điểm E là :

156



Ở điểm E : $\frac{l}{b} = 2, \frac{z_E}{b} = \frac{5}{5} = 1$; theo bảng III-4 $\lambda = 0,2180$; $\Theta_E = 0,2180 \cdot 200(1 + 0,3) = 56,68 \text{ kN/m}^2$;

Ở điểm G : $\frac{l}{b} = 2, \frac{z_G}{b} = \frac{7,5}{5} = 1,5$; theo bảng III-4 $\lambda = 0,1419$; $\Theta_G = 0,1419 \cdot 200(1 + 0,3) = 36,89 \text{ kN/m}^2$.

⊗ Bài tập III-8. Tính ứng suất σ_z ở các điểm M(2, 3, 4 m) N(14, 9, 6 m) trong nền đất dưới tác dụng của tải trọng phân bố đều cường độ $p = 300 \text{ kN/m}^2$ trên diện tích hình chữ nhật kích thước $l \times b = 20 \times 10 \text{ m}$ (Hình III-19a).

157

Bài giải

Vì các điểm M, N không nằm trên trục qua tâm, cũng không nằm trên trục qua góc diện chịu tải nên ta sẽ dựa vào hệ số k_g (Bảng III-3) với phương pháp điểm góc để tính ứng suất.

• Tính toán cho điểm M. Chia diện tích abcd ra thành 4 diện nhỏ có góc tại M (Hình III-19b).

Với diện eagM :

$$\frac{l}{b} = \frac{8}{8} = 1, \frac{z}{b} = \frac{4}{8} = 0,5, \text{ theo bảng III-3 } k_g = 0,2315 ;$$

Với diện gbhM :

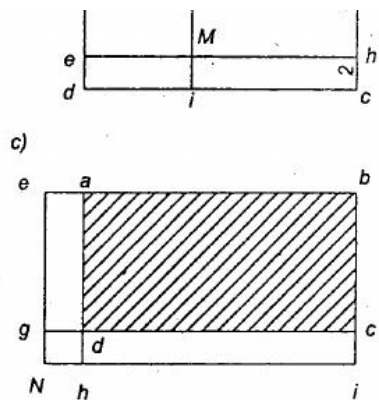
$$\frac{l}{b} = \frac{12}{8} = 1,5, \frac{z}{b} = \frac{4}{8} = 0,5 ; k_g = 0,2369 ;$$

Với diện ichM :

$$\frac{l}{b} = \frac{12}{2} = 6, \frac{z}{b} = \frac{4}{2} = 2 ; k_g = 0,1368 ;$$

Với diện ediM :

$$\frac{l}{b} = \frac{8}{2} = 4, \frac{z}{b} = \frac{4}{2} = 2 ; k_g = 0,1350 ;$$



Hình III-19

158

Với diện eahN :

$$\frac{l}{b} = \frac{14}{4} = 3,5, \frac{z}{b} = \frac{6}{4} = 1,3 ; k_g = 0,1625 ;$$

Với diện gciN :

$$\frac{l}{b} = \frac{24}{4} = 6, \frac{z}{b} = \frac{6}{4} = 1,5 ; k_g = 0,1669 ;$$

Với diện gdhN :

$$\frac{l}{b} = \frac{4}{4} = 1, \frac{z}{b} = \frac{6}{4} = 1,5 ; k_g = 0,1215.$$

Ứng suất tại N :

$$\begin{aligned} \sigma_{zN} &= [k_g^{ebiN} - k_g^{eahN} - k_g^{gciN} + k_g^{gdhN}] \cdot p \\ &= (0,2435 - 0,1652 - 0,1669 + 0,1215)300 = \\ &= 10 \text{ kN/m}^2. \end{aligned}$$

✓ Bài tập III-9. Có 2 công trình A và B đứng cạnh nhau. Móng công trình A có kích thước $l \times b = 30 \times 10 \text{ m}$ và ứng

b 2 b 2 g

Ứng suất σ_z tại điểm M :

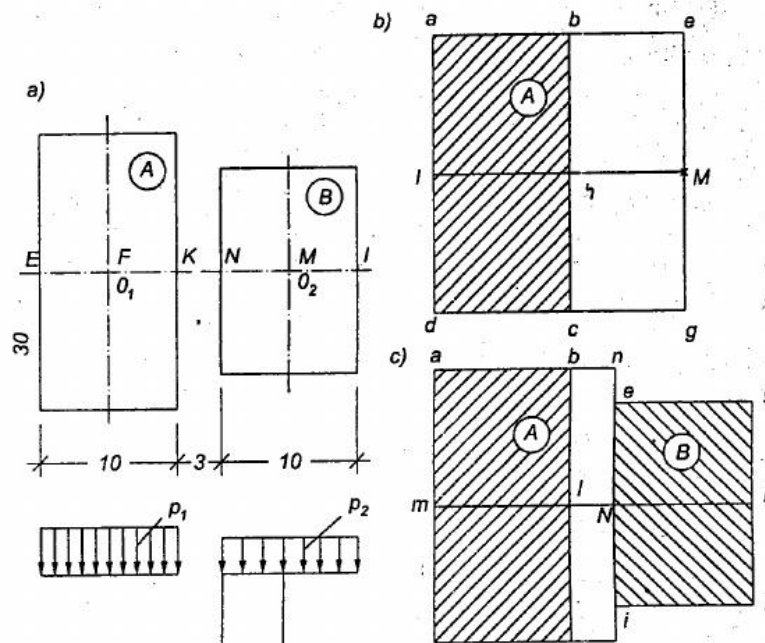
$$\begin{aligned} \sigma_{zM} &= [k_g^{eagM} + k_g^{gbhM} + k_g^{ichM} + k_g^{ediM}]p \\ &= (0,2315 + 0,2369 + 0,1368 + 0,1350)300 \\ &= 222,06 \text{ kN/m}^2. \end{aligned}$$

• Tính toán cho điểm N. Ta kéo dài diện chịu tải ra để biến điểm N thành góc của các diện đó.

Với diện cbiN :

$$\frac{l}{b} = \frac{24}{14} = 1,7, \frac{z}{b} = \frac{6}{14} = 0,42 ; \text{theo bảng III-3, } k_g = 0,2435 ;$$

159



suất dưới đế móng phân bố đều cường độ $p_1 = 200 \text{ kN/m}^2$.
Móng công trình B có kích thước $l \times b = 20 \times 10 \text{ m}$, ứng
suất dưới đế móng phân bố đều cường độ $p_2 = 250 \text{ kN/m}^2$.
Khoảng cách giữa hai tâm móng $O_1O_2 = 13 \text{ m}$ (xem hình III-20a).
Tính ứng suất σ_z tại M nằm dưới tâm móng B ở độ sâu 5 m
và ứng suất ở điểm N nằm dưới trung điểm bề dài móng B,
cũng có cùng độ sâu 5 m.

Bài giải

Tính ứng suất ở điểm M. Trước hết tính ứng suất do tải
trọng móng B gây ra. Đối với móng B, điểm M nằm trên trục
qua tâm, ta dùng hệ số k_0 (Bảng III-2) để tính ứng suất. Theo
bảng III-2 :

$$\text{Với } \frac{l}{b} = \frac{20}{10} = 2, \frac{z}{b} = \frac{5}{10} = 0,5 ; k_0 = 0,734$$

160

$$\text{Với diện } beMh : \frac{l}{b} = \frac{15}{8} = 1,87, \frac{z}{b} = \frac{5}{8} = 0,82 ;$$

$$k_g = 0,2326. \text{ Ứng suất do tải trọng móng A gây ra ở M :}$$

$$\sigma_{zA} = 2(k_g^{aeMi} - k_g^{beMh}) p_1$$

$$= 2(0,2454 - 0,2326)200 = 5,12 \text{ kN/m}^2$$

Ứng suất ở M do tải trọng ở cả móng A và móng B gây ra :

$$\sigma_z = 5,12 + 183,50 = 188,62 \text{ kN/m}^2$$

⊗ Điểm N nằm dưới trung điểm cạnh dài móng B, đối với cả
2 móng nó đều không nằm trên trục qua tâm hay trục qua
góc, vì vậy muốn tính ứng suất phải dùng phương pháp điểm
- góc.

Ứng suất ở N do tải trọng móng B gây ra tính với 2 diện
egkN và Nkhi bằng nhau (Hình III-20c).

$$\text{Với diện egkN : } \frac{l}{b} = \frac{10}{10} = 1 ; \frac{z}{b} = \frac{5}{10} = 0,5 ; \text{ theo bảng}$$

$$\text{III-3 có } k_g = 0,2315.$$

$\sigma_N \quad \sigma_M \quad d \quad c$

Hình III-20

Ứng suất do B gây ra tại M :

$$\sigma_{zB} = 0,734 \cdot 250 = 183,50 \text{ kN/m}^2.$$

Khi tính ứng suất ở M do tải trọng móng A gây ra phải
dùng phương pháp điểm góc (vì M không nằm trên trục qua
tâm cũng không nằm trên trục qua góc của móng A). Kéo dài
diện đáy móng A và chia đôi ra để biến M thành điểm nằm
trên trục qua góc như hình III-20b.

$$\text{Với diện } aeMi : \frac{l}{b} = \frac{18}{15} = 1,2, \frac{z}{b} = \frac{5}{15} = 0,3 \text{ theo bảng}$$

$$\text{III-3 có } k_g = 0,2454.$$

161

$$\text{Vậy } \sigma_{zA} = 2(0,2424 - 0,1536)200 = 35,52 \text{ kN/m}^2$$

Ứng suất ở N do cả tải trọng móng A và móng B gây ra

$$\sigma_z = 115,75 + 35,52 = 151,27 \text{ kN/m}^2$$

✓ Bài tập III-10. Trên diện tích hình chữ nhật kích thước
 $l \times b = 12 \times 8 \text{ m}$ có tải trọng phân bố theo quy luật tam
giác, cường độ lớn nhất $p = 300 \text{ kN/m}^2$. Tính ứng suất ở các
điểm M (dưới góc B) và N (dưới góc A) có độ sâu $z = 4 \text{ m}$
(Hình III-21) trong nền đất.

Bài giải

Ứng suất do tải trọng phân bố tam giác gây ra tính theo
công thức (III-12) và (III-13).

$$\text{Ở điểm M, theo bảng III-5 với } \frac{l}{b} = \frac{12}{8} = 1,5 \text{ và}$$

$$\frac{z}{b} = \frac{4}{8} = 0,5 \text{ ta có } k_T = 0,173.$$

$$\text{Vậy } \sigma_{zM} = 0,173 \cdot 300 = 51,9 \text{ kN/m}^2.$$

vậy ứng suất σ_z do tải trọng móng B gây ra ở N là

$$\sigma_{zB} = 2 \cdot 0,2315 \cdot 250 = 115,75 \text{ kN/m}^2$$

Ứng suất ở N do tải trọng móng A gây ra, như chỉ rõ trên hình III-20c, tính theo công thức :

$$\sigma_{zA} = 2 \left(k_g^{anNm} - k_g^{bnNl} \right) p_1$$

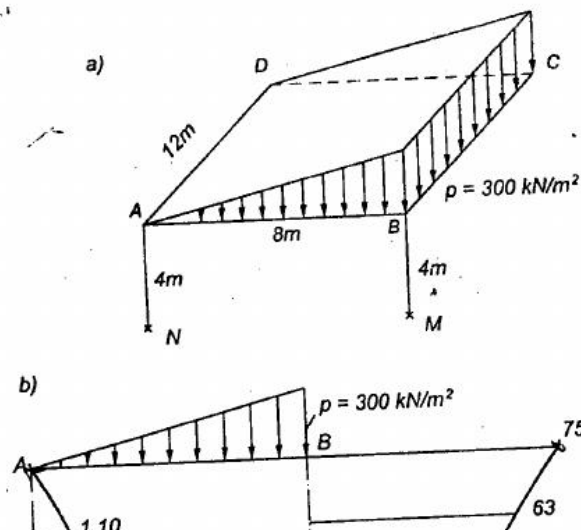
Với diện anNM : $\frac{l}{b} = \frac{15}{13} = 1,15$;

$$\frac{z}{b} = \frac{5}{15} = 0,38 ; k_g = 0,2424.$$

Với diện bnNl : $\frac{l}{b} = \frac{15}{3} = 5$;

$$\frac{z}{b} = \frac{5}{3} = 1,7 ; k_g = 0,1536.$$

162



Khi tính ứng suất ở điểm N, dùng bảng III-6 cũng với những trị số $\frac{l}{b}$, $\frac{z}{b}$ như trên ta có $k_T' = 0,061$. Vậy :

$$\sigma_{zN} = 0,061 \cdot 300 = 18,3 \text{ kN/m}^2.$$

Bài tập III-11. Tải trọng như đã chỉ rõ ở bài tập III-10. Vẽ biểu đồ phân bố ứng suất σ_z trên trục qua góc A và trên trục qua góc B (tới độ sâu $z = l = 12 \text{ m}$).

Bài giải

Tính σ_z của những điểm nằm trên trục qua góc ở những độ sâu khác nhau.

Tỷ số kích thước diện đặt tải : $\frac{l}{b} = \frac{12}{8} = 1,5$.

163

Vậy :

$$\sigma_{zA} = 0,0000 \times 300 = 0,00$$

$$\sigma_{zB} = 0,2500 \times 300 = 75,00 \text{ kN/m}^2.$$

Tại điểm $z = 2 \text{ m}$: $\frac{z}{b} = \frac{2}{8} = 0,25$ có $k_T = 0,2100$;
 $k_T' = 0,0370$

$$\sigma_{zA} = 0,0370 \cdot 300 = 11,10 \text{ kN/m}^2 ;$$

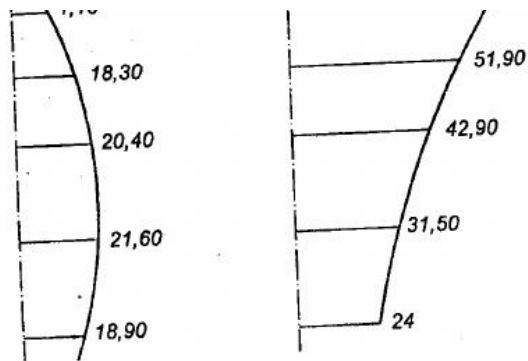
$$\sigma_{zB} = 0,2100 \cdot 300 = 63,00 \text{ kN/m}^2.$$

Tại điểm $z = 4 \text{ m}$; $\frac{z}{b} = \frac{4}{8} = 0,50$ có $k_T = 0,1730$;
 $k_T' = 0,0610$

$$\sigma_{zA} = 0,0610 \cdot 300 = 18,30 \text{ kN/m}^2 ;$$

$$\sigma_{zB} = 0,1730 \cdot 300 = 51,90 \text{ kN/m}^2.$$

Tại điểm $z = 6 \text{ m}$: $\frac{z}{b} = \frac{6}{8} = 0,75$ có $k_T = 0,1430$;



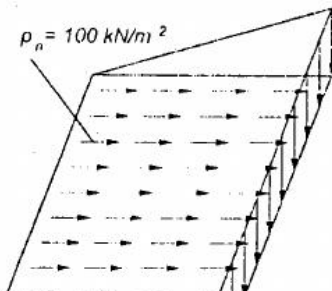
Hình III-21

Tại $z = 0 : \frac{z}{b} = 0$, tra bảng III-5 có $k_T = 0,2500$
tra bảng III-6 có $k_T' = 0,0000$

164

Trên trục thẳng đứng qua A và B, ứng với những điểm có độ sâu $z = 0, 2, 4, 6, 9, 12$ ta đặt những đoạn thẳng biểu thị giá trị ứng suất σ_z tại điểm đó như những kết quả đã tính toán được ở trên. Nối đầu mút các đoạn (biểu diễn trị giá ứng suất) ấy lại ta có biểu đồ phân bố ứng suất σ_z trên trục A và trục B như trình bày trên hình III-21b.

Bài tập III-12. Trên mặt đất trong phạm vi diện chữ nhật $l \times b = 12 \times 8$ m, ngoài tải trọng thẳng đứng phân bố tam giác cường độ lớn nhất $p = 300 \text{ kN/m}^2$ như nói trong bài tập III-10 còn có tải trọng ngang phân bố đều cường độ $p_n = 100 \text{ kN/m}^2$ (Hình III-22). Tính ứng suất σ ở M và N nằm trên trục



$$k_T' = 0,0680$$

$$\sigma_{zA} = 0,0680 \cdot 300 = 20,40 \text{ kN/m}^2 ;$$

$$\sigma_{zB} = 0,1430 \cdot 300 = 42,90 \text{ kN/m}^2 .$$

Tại điểm $z = 9 \text{ m} : \frac{z}{b} = \frac{9}{8} = 1,125 ; k_T = 0,1050 ;$
 $k_T' = 0,0720$

$$\sigma_{zA} = 0,0720 \cdot 300 = 21,60 \text{ kN/m}^2 ;$$

$$\sigma_{zB} = 0,1050 \cdot 300 = 31,50 \text{ kN/m}^2 .$$

Tại điểm $z = 12 \text{ m} : \frac{z}{b} = \frac{12}{8} = 1,5 ; k_T = 0,0800 ;$
 $k_T' = 0,0630$

$$\sigma_{zA} = 0,630 \cdot 300 = 18,9 \text{ kN/m}^2 ;$$

$$\sigma_{zB} = 0,0800 \cdot 300 = 24 \text{ kN/m}^2 .$$

165

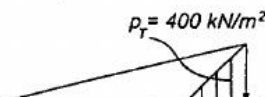
Vậy $\sigma_{zN}' = -0,1251 \cdot 100 = -12,51 \text{ kN/m}^2 ;$
 $\sigma_{zM}' = +0,1251 \cdot 100 = +12,51 \text{ kN/m}^2 .$

Ứng suất σ_z toàn phần do cả tải trọng đứng và tải trọng ngang gây ra là :

Tại điểm N : $\sigma_z = 18,3 - 12,51 = 5,79 \text{ kN/m}^2 ;$

Tại điểm M : $\sigma_z = 51,9 + 12,51 = 64,41 \text{ kN/m}^2 .$

Bài tập III-13. Một móng hình chữ nhật kích thước $l \times b = 10 \times 5$ m, ứng suất dưới đế móng phân bố tam giác, $p_T = 400 \text{ kN/m}^2$. Tính ứng suất σ_z tại điểm M nằm trên trục qua điểm giữa



qua góc, có độ sâu $z = 4 \text{ m}$.

Bài giải

Ứng suất σ_z tại N và M do tải trọng thẳng đứng phân bố tam giác gây ra như trong bài tập III-10, đã tính được :

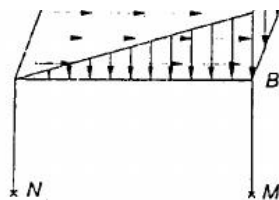
$$\sigma_{zN} = 18,3 \text{ kN/m}^2 ;$$

$$\sigma_{zM} = 51,9 \text{ kN/m}^2.$$

Tính Ứng suất σ_y do tải trọng ngang phân bố đều p_n gây ra theo (III-15) : tại điểm N trị số σ_y lấy dấu -, tại M lấy dấu +.

Theo bảng III-8, với $\frac{l}{b} = \frac{12}{8} = 1,5$ và $\frac{z}{b} = \frac{4}{8} = 0,5$ ta có $k_n = +0,1251$.

166

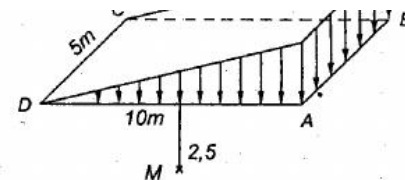


Hình III-22

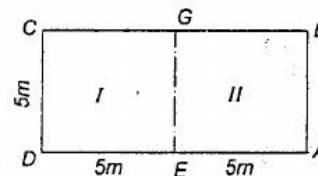
cạnh dài của đế móng và ở độ sâu $z = 2,5 \text{ m}$ (Hình III-23).

Bài giải

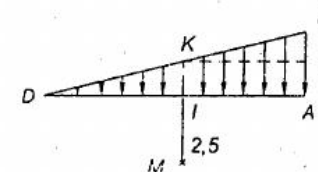
Tính ứng suất σ_z tại M ta dùng phương pháp điểm - góc. Chia đôi diện đáy móng ABCD bằng đường GE để làm cho điểm M trở thành điểm nằm trên trục qua góc (của các diện ABGE và EGCD). Ứng suất σ_z tại M sẽ bằng tổng



a)



b)



Hình III-23

167

các ứng suất σ_z do tải trọng tam giác DIK (trên diện CDGE), do tải trọng chữ nhật IKNA và tải trọng tam giác KLN (trên diện ABGE) gây ra.

- Ứng suất ở M do tải trọng tam giác DIK trên diện EGCD gây ra :

Tải trọng lớn nhất $\overline{IK} = p_T = \frac{400}{2} = 200 \text{ kN/m}^2$; theo bảng III-5 : $\frac{l}{b} = \frac{5}{5} = 1$ và $\frac{z}{b} = \frac{2,5}{5} = 0,5$, ta có $k_T = 0,1700$.

$$\text{Nên } \sigma_{z1} = 0,17.200 = 34 \text{ kN/m}^2.$$

- Ứng suất tại M do tải trọng tam giác KNL (trên diện ABGE) gây ra :

Tải trọng lớn nhất $\overline{LN} = 200 \text{ kN/m}^2$; theo bảng III-6

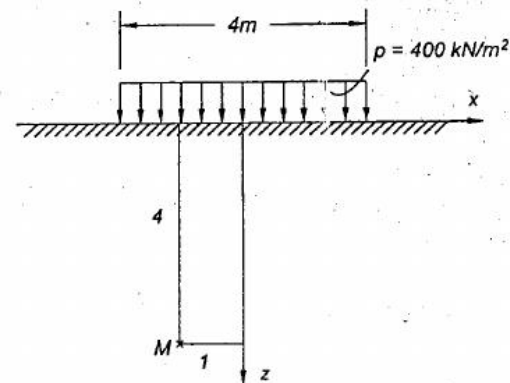
Bài giải

Tính các ứng suất ở M theo công thức (III-16) ; theo bảng III-9 :

$$\text{với } \frac{x_M}{b} = \frac{1}{4} = 0,25$$

$$\text{và } \frac{z_M}{b} = \frac{4}{4} = 1,00$$

ta có $k_z = 0,51$;
 $k_x = 0,05$;
 $k_T = 0,10$ Vậy các thành phần ứng suất ở M là :



Hình III-24

$$\frac{l}{b} = 1 \text{ và } \frac{z}{b} = 0,5, \text{ ta có } k_r' = 0,06$$

$$\sigma_{z2} = 0,06 \times 200 = 12 \text{ kN/m}^2.$$

- Ứng suất ở M do tải trọng chữ nhật ANKI (trên diện ABGE) gây ra :

Tải trọng lớn nhất $\overline{AN} = 200 \text{ kN/m}^2$; theo bảng III-3 :

$$\frac{l}{b} = 1 \text{ và } \frac{z}{b} = 0,5, \text{ ta có } k_g = 0,2315.$$

$$\sigma_{z3} = k_g \cdot p = 0,2315 \cdot 200 = 46,30 \text{ kN/m}^2.$$

- Ứng suất σ_z tại M do toàn bộ tải trọng phân bố tam giác $p_T = 400 \text{ kN/m}^2$ trên diện ABCD gây ra là :

$$\begin{aligned} \sigma_z &= \sigma_{z1} + \sigma_{z2} + \sigma_{z3} = \\ &= 34,00 + 12,00 + 46,30 = 92,30 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

✓ **Bài tập III-14.** Có một tải trọng hình băng $b = 4 \text{ m}$ với cường độ tải trọng $p = 400 \text{ kN/m}^2$. Tính ứng suất σ_z , σ_x , τ_{xz} tại điểm M (1, 4) (Hình III-24).

168

$$\sigma_z = 0,51.400 = 204 \text{ kN/m}^2 ;$$

$$\sigma_x = 0,05.400 = 20 \text{ kN/m}^2 ;$$

$$\tau_{xz} = 0,10.400 = 40 \text{ kN/m}^2.$$

✓ **Bài tập III-15.** Tính các ứng suất chính σ_1 và σ_3 do tải trọng hình băng phân bố đều cường độ $p = 300 \text{ kN/m}^2$ gây ra tại các điểm A(-1, 2), B(-3, 2) (Hình III-25).

Bài giải

Ứng suất chính ở mỗi điểm do tải trọng hình băng phân bố đều gây ra phụ thuộc góc nhìn của điểm ấy, tính theo công thức (III-17).

Ở điểm A (Hình III-25b), $2\beta = \alpha_1 + \alpha_2$

$$\operatorname{tg} \alpha_1 = \frac{3}{2} = 1,5, \alpha_1 = 0,983 \text{ radian}$$

$$\operatorname{tg} \alpha_2 = \frac{1}{2} = 0,5, \alpha_2 = 0,468 \text{ radian}$$

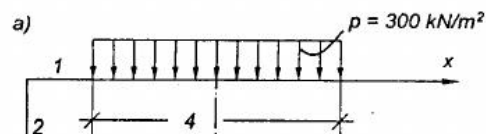
169

$$2\beta = 0,983 + 0,468 = 1,451 \text{ radian}$$

$$\sin 2\beta = 0,9928$$

$$\sigma_1 = \frac{p}{\pi} [2\beta + \sin 2\beta] = \frac{300}{3,14} (1,451 + 0,993) = 233,50 \text{ kN/m}^2 ;$$

$$\sigma_3 = \frac{p}{\pi} (2\beta - \sin 2\beta) = \frac{300}{3,14} (1,451 - 0,993) = 43,75 \text{ kN/m}^2.$$



Ở điểm B, như hình III-25c, $2\beta = \alpha_3 - \alpha_4$

$$\operatorname{tg} \alpha_3 = \frac{5}{2} = 2,5 ; \alpha_3 = 1,190 \text{ radian}$$

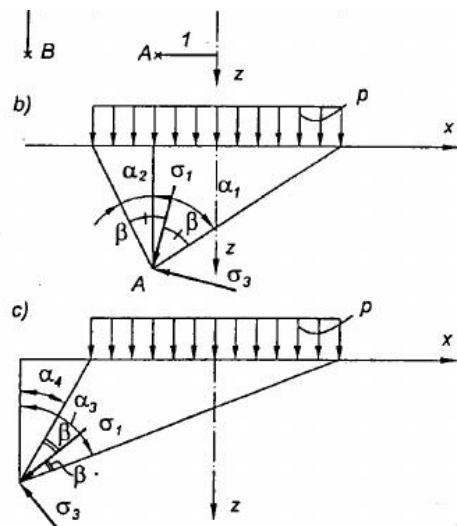
$$\operatorname{tg} \alpha_4 = \frac{1}{2} = 0,5 ; \alpha_4 = 0,468 \text{ radian}$$

$$2\beta = \alpha_3 - \alpha_4 = 1,190 - 0,468 = 0,722 \text{ radian}$$

$$\sin 2\beta = 0,660$$

$$\sigma_1 = \frac{300}{3,14} (0,722 + 0,660) = 132,04 \text{ kN/m}^2 ;$$

$$\sigma_3 = \frac{300}{3,14} (0,722 - 0,660) = 5,92 \text{ kN/m}^2.$$



Hình III-25

Phương của σ_1 trùng với phương phân giác góc 2β , phương của σ_3 thẳng góc với phương σ_1 (Hình III-25b).

170

$k_z = 0,125 ; k_x = 0,216 ; k_r = 0,033$ (các này thiếu bảng tra)

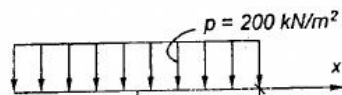
Vậy các thành phần ứng suất ở M do cả 2 tải trọng gây ra là :

$$\sigma_z = (0,485 \cdot 200) + (0,125 \cdot 250) = 128,25 \text{ kN/m}^2$$

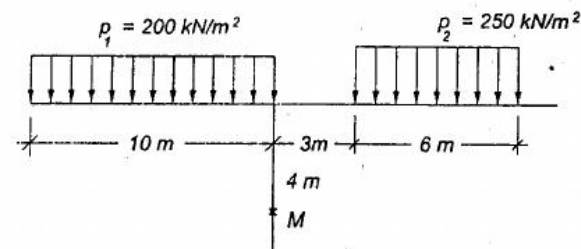
$$\sigma_x = (0,260 \cdot 200) + (0,216 \cdot 250) = 106 \text{ kN/m}^2$$

$$\tau_{xz} = (0,270 \cdot 200) + (0,033 \cdot 250) = 62 \text{ kN/m}^2$$

Bài tập III-17. Tính tổng ứng suất Θ ở các điểm A(0, 4), B(5, 4) dưới tác dụng của tải trọng hình thang phân



Bài tập III-16. Tính ứng suất ở điểm M do 2 tải trọng hình băng $p_1 = 200 \text{ kN/m}^2$ và $p_2 = 250 \text{ kN/m}^2$ gây ra (Hình III-26).



Hình III-26

Bài giải

Đối với tải trọng p_1 :

$$\frac{x}{b} = \frac{5}{10} = 0,5 ; \frac{z}{b} = \frac{4}{10} = 0,4 ; \text{ theo bảng III-9 : } k_z = 0,485 ; k_x = 0,260 ; k_r = 0,270$$

Đối với tải trọng p_2 :

$$\frac{x}{b} = \frac{6}{6} = 1 ; \frac{z}{b} = \frac{4}{6} = 0,660 ; \text{ theo bảng III-9 : }$$

171

Với $\frac{z}{b} = \frac{4}{5} = 0,8$, theo bảng III-10 có $\frac{\Theta}{p} = 0,5704$. Tổng ứng suất ở A là :

$$\Theta = 2 \cdot 0,5704 \cdot 200 = 228,16 \text{ kN/m}^2$$

Bài tập III-18. Tải trọng của nền đường phân bố hình thang như chỉ dẫn trên hình III-28. Tìm ứng suất σ_z ở các điểm A, B.

Bài giải

Để tính ứng suất tại A và B, ta phân tích tải trọng hình thang ra 3 thành phần (1), (2) và (3) (xem hình III-28).

của tải trọng hình thang phân bố đều, cường độ $p = 200 \text{ kN/m}^2$ trên bề rộng $b = 10 \text{ m}$ (Hình III-27).

Bài giải

Dùng bảng III-10 để tính tổng ứng suất ở điểm B.

$$\frac{x}{b} = \frac{5}{10} = 0,5$$

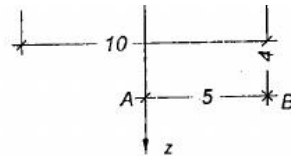
và $\frac{z}{b} = \frac{4}{10} = 0,4.$

Theo bảng III-10 : $\frac{\Theta}{p} = 0,7578$

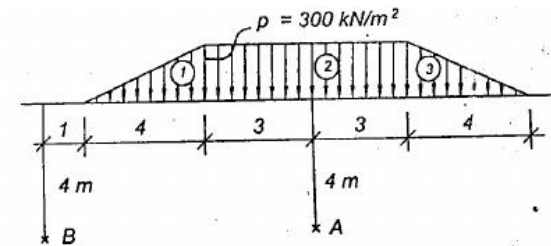
Vậy tổng ứng suất ở B là :

$$\Theta = 0,7578 \cdot 200 = 151,56 \text{ kN/m}^2$$

Vì trong bảng III-10 chỉ cho hệ số $\frac{\Theta}{p}$ đối với những điểm nằm trên trục qua mép tải trọng. Để tính tổng ứng suất cho điểm A ta chia đôi tải trọng, mỗi nửa có bề rộng $b = \frac{10}{2} = 5 \text{ m}$, đối với mỗi nửa thì điểm A nằm trên trục qua mép tải trọng.



Hình III-27



Hình III-28

Tính ứng suất ở A :

- Với tải trọng (1)

$$\frac{x}{b} = \frac{7}{4} = 1,75 ;$$

$$\frac{z}{b} = \frac{4}{4} = 1,00 ;$$

Theo bảng III-11a : $k_z = 0,0870$

- Với tải trọng (2)

$$\frac{x}{b} = \frac{0}{6} = 0 ;$$

$$\frac{z}{b} = \frac{4}{6} = 0,66 ;$$

Theo bảng III-9 : $k_z = 0,7300.$

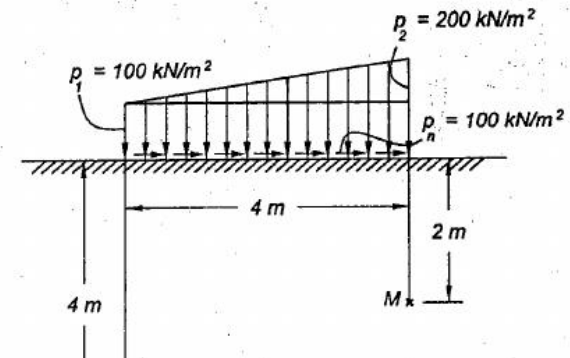
Vì đối xứng, ứng suất do tải trọng (3) gây ra ở A cũng bằng ứng suất ở A do tải trọng (1) gây ra. Như vậy ứng suất ở A do tải trọng toàn bộ gây ra là :

$$\sigma_z = (2 \cdot 0,0870 + 0,7300) \cdot 300 = 271,20 \text{ kN/m}^2$$

* Tính ứng suất ở B :

- Với tải trọng (1) :

$$\frac{x}{b} = \frac{-1}{4} = -0,25 ; \quad \frac{z}{b} = \frac{4}{4} = 1.$$



theo bảng III-11a : $k_z = 0,1100$

- Với tải trọng (2) :

$$\frac{x}{b} = \frac{8}{6} = 1,33 ; \quad \frac{z}{b} = \frac{4}{6} = 0,66$$

Theo bảng III-9 : $k_z = 0,0600$;

- Với tải trọng (3) :

$$\frac{x}{b} = \frac{15}{4} = 3,75 ; \quad \frac{z}{b} = \frac{4}{4} = 1$$

Theo bảng III-11a trị số k_z quá nhỏ, ứng suất do (3) gây ra ở B rất nhỏ, có thể bỏ qua.

Vậy ứng suất ở B do tải trọng toàn phần gây ra là :

$$\sigma_z = (0,11 + 0,06) \cdot 300 = 51 \text{ kN/m}^2$$

Bài tập III-19. Tính ứng suất σ_z ở M và N do tải trọng thẳng đứng phân bố hình thang và tải trọng ngang phân bố đều gây ra (xem hình III-29).

Bài giải

Tính ứng suất σ_z tại M và N do tải trọng thẳng đứng gây ra. Ta phân tích tải trọng hình thang thành tải trọng phân bố đều và tải trọng phân bố tam giác như hình III-29.

174

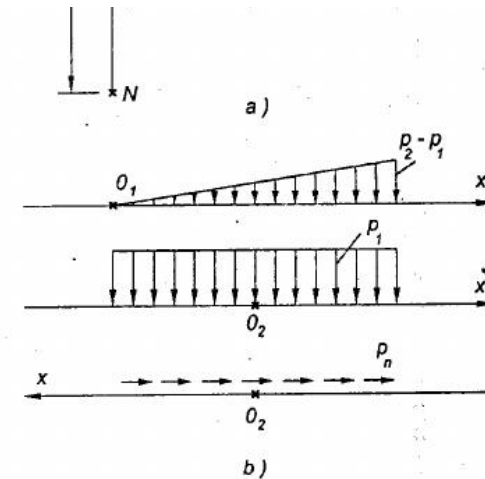
$$\text{Do đó } \sigma_{zM} = 0,353 \cdot 100 = 35,30 \text{ kN/m}^2.$$

Đối với điểm N :

$$\frac{x}{b} = \frac{0}{4} = 0 \text{ và } \frac{z}{b} = \frac{4}{4} = 1.$$

Theo bảng III-11a có : $\frac{\sigma_z}{p} = 0,1590$

$$\text{Do đó } \sigma_{zN} = 0,1590 \cdot 100 = 15,90 \text{ kN/m}^2$$



Hình III-29

1. Tải trọng tam giác có cường độ lớn nhất $p_T = p_2 - p_1$

$$p_T = 200 - 100 = 100 \text{ kN/m}^2$$

Góc tọa độ của tải trọng tam giác đặt ở O_1 ; đối với M :

$$\frac{x}{b} = \frac{4}{4} = 1 \text{ và } \frac{z}{b} = \frac{2}{4} = 0,5.$$

Theo bảng III-11a, ta có $\frac{\sigma_z}{p} = 0,353$;

175

Cuối cùng ta cộng các ứng suất do từng tải trọng thành phần gây ra sẽ có ứng suất do tải trọng toàn phần gây ra tại M và N.

$$\text{Tại M, ứng suất } \sigma_z = 35,30 + 48,0 + 25,40 = 108,70 \text{ kN/m}^2.$$

$$\text{Tại N, } \sigma_z = 15,90 + 41 - 15,90 = 41 \text{ kN/m}^2$$

Bài tập III-20. Vẽ biểu đồ phân bố ứng suất bản thân trên trục thẳng đứng trong nền đất có lát cát địa chất như trình bày trên hình III-30.

2. Với tải trọng phân bố đều, gốc tọa độ đặt ở O_2

Điểm M : $\frac{x}{b} = \frac{2}{4} = 0,5$ và $\frac{z}{b} = \frac{2}{4} = 0,5$, theo bảng III-9 :
 $k_z = 0,480$, do đó :

$$\sigma_{zM} = 0,48 \cdot 100 = 48 \text{ kN/m}^2$$

Điểm N : $\frac{x}{b} = \frac{2}{4} = 0,5$ và $\frac{z}{b} = \frac{4}{4} = 1,0$, theo bảng III-9 :
 $k_z = 0,4100$, nên :

$$\sigma_{zN} = 0,41 \cdot 100 = 41 \text{ kN/m}^2$$

3. Với tải trọng ngang phân bố đều, gốc tọa độ cũng đặt ở O_2 (nhưng chiều x ngược với chiều p_n).

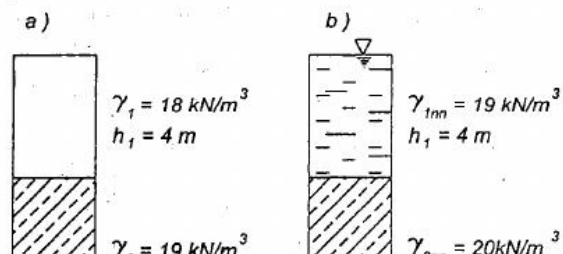
Điểm M : $\frac{x}{b} = \frac{-2}{4} = -0,5$ và $\frac{z}{b} = \frac{2}{4} = 0,5$, theo bảng III-12 : $k_n = +0,254$, do đó ta có :

$$\sigma_{zM} = 0,254 \cdot 100 = 25,40 \text{ kN/m}^2$$

Điểm N : $\frac{x}{b} = \frac{2}{4} = +0,5$ và $\frac{z}{b} = \frac{4}{4} = 1,0$, theo bảng III-12 :
 $k_n = -0,159$, do đó :

$$\sigma_{zN} = -0,159 \cdot 100 = -15,90 \text{ kN/m}^2$$

176



Bài tập III-20. Hình III-30a

Bài tập III-21. Hình III-30b

Bài tập III-22. Hình III-30c

Bài tập III-23 đến III-26. Cho lực P tập trung, tác dụng thẳng đứng trên bề mặt đất. Tính ứng suất σ_z tại các điểm A, B, C, D nằm trên đường tác dụng của lực ($r = 0$) và ứng suất σ_z tại các điểm E, G, H, I nằm trên trục nằm ngang ($z = \text{const}$); trị số P và tọa độ các điểm ghi ở bảng III-13.

Bảng III-13

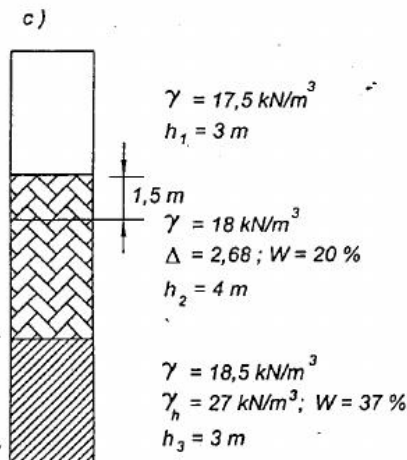
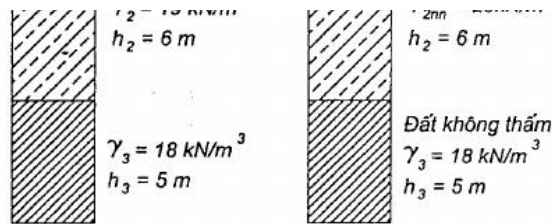
Số thứ tự bài tập	Trị số P (kN)	r = 0, độ sâu z (m) của các điểm				Khoảng cách nằm ngang r (m) của các điểm và độ sâu				
		A	B	C	D	A	B	C	D	z(m)
III-23	400	1,5	3,0	4,5	6,0	-3,0	-1,5	+1,5	+3,0	1,5
III-24	600	2,0	4,0	6,0	8,0	-4,0	-2,0	+2,0	+4,0	4,0
III-25	800	1,0	4,0	7,0	10,0	-5,0	-2,5	+2,5	+5,0	1,0
III-26	1000	2,0	5,0	8,0	11,0	-6,0	-3,0	+3,0	+6,0	5,0

177

Trả lời (Bảng III-14)

Bảng III-14

Số thứ tự bài tập	Ứng suất σ_z (kN/m ²) do P gây ra ở các điểm							
	A	B	C	D	E	G	H	I
III-23	85,0	21,2	9,4	5,3	1,51	15,0	15,0	1,51
III-24	71,5	17,9	7,9	4,5	3,16	10,25	10,25	3,16



Hình III-30

Bài tập III-30 đến III-33. Một móng hình chữ nhật kích thước đáy $l \times b$. Ứng suất dưới đáy móng phân bố đều, cường độ p , như số liệu ghi ở bảng III-17. Tính ứng suất σ_z tại các điểm A, B, C trên trục qua tâm móng và tại các điểm D, E, G trên trục qua góc móng.

Bảng III-17

III-25	282,0	23,9	7,8	3,8	0,08	2,72	2,72	0,08
III-26	119,5	19,1	7,7	3,95	10,50	44,3	44,3	10,5

Bài tập III-27 đến III-29. Cho 3 lực tập trung P_1, P_2, P_3 tác dụng thẳng đứng trên bề mặt nền đất tại A, B, C; tam giác ABC đều, cạnh là b (m), các số liệu ghi ở bảng III-15.

Bảng III-15

Số thứ tự bài tập	P_1 (kN)	P_2 (kN)	P_3 (kN)	b (m)	z (m)
III-27	400	500	600	4	2
III-28	300	500	700	5	3
III-29	500	800	1000	6	4

Tính ứng suất σ_z tại điểm nằm trên trục A và điểm nằm trên trục O (qua trọng tâm tam giác) ở độ sâu z .

Trả lời (Bảng III-16)

Bảng III-16

Số thứ tự bài tập	III-27	III-28	III-29
Ứng suất tại A (kN/m^2)	50,08	28,40	19,33
Ứng suất tại O (kN/m^2)	21,80	15,30	16,88

Trả lời (Bảng III-19)

Bảng III-19

Số thứ tự bài tập	Trị số θ (kN/m^2) tại điểm		

Số thứ tự bài tập	Kích thước móng (m)		Tải trọng	Độ sâu của điểm ta xét		
	l	b	$p(kN/m^2)$	A và D	B và E	C và G
III-30 (III-34)	10	4	100	1.0	2	3.0
III-31 (III-35)	18	6	200	1.5	3	4.5
III-32 (III-36)	8	4	150	2.0	4	6.0
III-33 (III-37)	20	8	250	2.0	5	8.0

(cột đầu trong dấu ngoặc ghi số thứ tự bài tập tính tổng ứng suất)

Trả lời (Bảng III-18)

Bảng III-18

Số thứ tự bài tập	$\sigma_z (kN/m^2)$ của các điểm					
	A	B	C	D	E	G
III-30	91,00	74,80	61,70	24,80	23,90	22,58
III-31	182,40	152,40	126,00	49,60	48,30	44,60
III-32	110,00	72,70	47,00	35,80	30,00	24,10
III-33	187,00	121,20	79,50	62,00	57,80	50,50

Bài tập III-34 đến III-37. Bài tập III-34 lấy những số liệu như ở bài tập III-30, tính tổng ứng suất Θ ở các điểm D, E, G. Tương tự như vậy, bài tập III-35 ÷ III-37 lấy số liệu trong bài tập III-31 ÷ III-33.

Bài tập III-42 và III-43. Hai móng hình chữ nhật A và B đứng cạnh nhau. Móng A có kích thước $l_1 \times b_1$, ứng suất dưới đáy móng phân bố đều cường độ p_1 ; móng B có kích thước $l_2 \times b_2$, ứng suất dưới đế móng phân bố đều cường độ p_2 . Trục đối xứng theo phương cạnh ngắn của 2 móng

III-34	42,35	34,07	27,29
III-35	83,66	69,00	56,70
III-36	50,30	32,80	22,10
III-37	105,80	76,50	56,50

Bài tập III-38 đến III-41. Tính ứng suất tại $M(x, y, z)$ và $N(x, y, z)$ (xem hình III-19a) do tải trọng phân bố đều $p (kN/m^2)$ trên diện chữ nhật $l \times b$ gây ra; các số liệu ghi ở bảng III-20.

Bảng III-20

Số thứ tự bài tập	Kích thước diện đặt tải (m)		Tải trọng $p (kN/m^2)$	Tọa độ M (m)			Tọa độ N (m)		
	l	b		x	y	z	x'	y'	z'
III-38	21,6	10,5	200	0	0,75	2,4	6	0	2,4
III-39	20	10	250	3	5,0	4	14	7	6
III-40	15	6	300	3	3,0	3	3	5	3
III-41	20	8	350	6	0,0	5,6	0	8	6

Trả lời (Bảng III-21)

Bảng III-21

Số thứ tự bài tập	III-38	III-39	III-40	III-41
$\sigma_z (kN/m^2)$ ở M	193,0	117,6	140,5	106,0
$\sigma_z (kN/m^2)$ ở N	189,7	11,3	0,9	26,3

Trả lời (Bảng III-24)

Bảng III-24

Số thứ tự bài tập	Ứng suất $\sigma_z (kN/m^2)$ tại	
	M	N

móng trùng nhau và khoảng cách giữa 2 tâm móng

$O_1O_2 = \left(\frac{b_1 + b_2}{2} + 2 \right) m$. Tính ứng suất σ_z của điểm trong nền đất nằm trên trục thẳng đứng qua điểm giữa cạnh dài mỗi móng (F, K ứng với móng A; N, M ứng với móng B; trong đó K, M nằm ngoài khoảng O_1O_2) và có độ sâu là z . Trị số l , b , p , z cho trong bảng III-22.

Bảng III-22

Số thứ tự bài tập	Móng A			Móng B			Độ sâu z của điểm xét (m)
	l_1 (m)	b_1 (m)	p_1 (kN/m ²)	l_2 (m)	b_2 (m)	p_2 (kN/m ²)	
III-42	6	3	150	2	2	150	3,0
III-43	6	4	200	3	3	250	1,5

Bài tập III-44 đến III-46. Tải trọng phân bố tam giác, cường độ lớn nhất p_T , đặt trên một diện chữ nhật kích thước $l \times b$. Tính ứng suất ở các điểm M (dưới góc A mà cường độ tải trọng = 0) và N (dưới góc B, cường độ tải trọng lớn nhất) có độ sâu z . Các số liệu ghi ở bảng III-23.

Bảng III-23

Số thứ tự bài tập	l (m)	b (m)	p_T (kN/m ²)	Độ sâu z của M, N (m)
III-44	20	10	200	2,5
III-45	30	10	300	5,0
III-46	36	12	250	12,0

Trả lời

Điểm N : $\sigma_1 = 200 \text{ kN/m}^2$

$\sigma_3 = 24 \text{ kN/m}^2$

III-44	7,40	42,20
III-45	18,90	52,50
III-46	19,50	29,75

Bài tập III-47. Với các số liệu cho trong bài tập III-44 ÷ III-46. Vẽ biểu đồ phân bố ứng suất σ_z trên trục qua A và trên trục qua B.

Bài tập III-48 và III-49. Tải trọng phân bố tam giác (cường độ lớn nhất p_T biến đổi dọc theo phương l) trên diện chữ nhật kích thước $l \times b$. Tính ứng suất tại điểm M trên trục qua điểm giữa cạnh dài ở độ sâu z ; các số liệu ghi ở bảng III-25.

Bảng III-25

Số thứ tự bài tập	Kích thước móng		p_T (kN/m ²)	Độ sâu z (m)
	l (m)	b (m)		
III-48	30	7,5	300	3,75
III-49	20	6,0	400	5,00

Trả lời

$\sigma_{zM} = 68,40 \text{ kN/m}^2$ (Bài tập III-48); $\sigma_{zM} = 85,0 \text{ kN/m}^2$ (Bài tập III-49).

Bài tập III-50. Tính các ứng suất chính σ_1, σ_3 do tải trọng hình băng bề rộng $b = 4 \text{ m}$, phân bố đều cường độ $p = 300 \text{ kN/m}^2$ gây ra ở các điểm N(0,3 m); M(4,3 m); E(1,4 m); F(4,4 m).

Điểm M : $\sigma_1 = 97,10 \text{ kN/m}^2$

$\sigma_3 = 2,20 \text{ kN/m}^2$

Điểm E : $\sigma_1 = 190 \text{ kN/m}^2$

$\sigma_3 = 19,20 \text{ kN/m}^2$

Điểm F : $\sigma_1 = 97 \text{ kN/m}^2$

$\sigma_3 = 2,29 \text{ kN/m}^2$

Bài tập III-51. Với số liệu của bài tập III-18 (theo sơ đồ hình III-28) vẽ biểu đồ phân bố ứng suất σ_z và tổng ứng suất Θ trong nền đất trên trục qua mép và trên trục qua tâm tải trọng.

nhỏ (trong tiêu chuẩn Việt Nam - xuất xứ từ tiêu chuẩn Liên Xô trước đây - có nêu ra giá trị định lượng cho giới hạn này (xem mục V-1(4)). Thông thường tải trọng tác dụng lên nền

Chương IV LÚN CỦA NỀN ĐẤT

TÓM TẮT LÝ THUYẾT

Ứng suất gây lún ở đáy móng

Tải trọng từ công trình truyền xuống móng cộng với trọng lượng bản thân móng sẽ gây ra ở đáy móng ứng suất tiếp xúc p_0 .

Nếu gọi chiều sâu chôn móng là h , trọng lượng riêng của đất đào đi là γ thì tại cao trình đáy móng, khi chưa có móng, luôn tồn tại giá trị ứng suất do trọng lượng bản thân đất là γh .

Vì vậy ứng suất gây lún tại đáy móng chỉ do tải trọng ngoài gây ra sẽ là :

$$p = p_0 - \gamma h \quad (\text{IV-1})$$

Dưới tác dụng của p nền đất sẽ bị lún theo phương thẳng đứng (phương của trục z). Độ lún của nền diễn ra từ từ. Tại thời điểm $t = \infty$ nền đạt độ lún ổn định (hay độ lún cuối cùng S), còn độ lún của nền tại thời gian t gọi là độ lún theo thời gian S_t .

Các phương pháp tính độ lún đều bắt đầu bằng việc tính toán ứng suất trong nền dựa trên lý thuyết nền biến dạng tuyến tính (giữa tải trọng và độ lún có quan hệ tuyến tính). Để đảm bảo điều kiện đó, tải trọng tác dụng lên nền phải tương đối

E, μ - môđun biến dạng và hệ số Poisson của đất ;
 ω - hệ số phụ thuộc hình dạng, kích thước đáy móng, loại móng (móng cứng hay móng mềm).

theo mục 1.1.1. Trong trường hợp tính các ứng lực trên nền suy từ tải trọng cục hạn của nền với hệ số an toàn $F_s > 2$ là có thể chấp nhận được.

Cũng vậy, trường hợp trong vùng chịu nén dưới móng có tồn tại lớp đất yếu thì trên mặt lớp đất yếu phải đảm bảo là :

$$\sigma_z \text{ tự nhiên} + \sigma_z \text{ phụ thêm} \text{ là đủ nhỏ}$$

Trong đó :

σ_z tự nhiên - ứng suất σ_z do trọng lượng bản thân đất tại bề mặt lớp đất yếu ;

σ_z phụ thêm - ứng suất σ_z do tải trọng ngoài gây ra tại mặt lớp đất yếu.

IV-1. Tính độ lún ổn định

Độ lún ổn định của nền có thể tính theo các phương pháp sau đây :

1. Tính lún của nền đất theo kết quả của lý thuyết đàn hồi

Xem nền đất là một bán không gian đàn hồi (đồng chất và đẳng hướng) có thể áp dụng công thức tính chuyển vị của một điểm trong nền đất của Bussinesq để tính độ lún của nền ; phương pháp này thích hợp với nền đất đồng nhất. Để kể đến cả biến dạng đàn hồi và biến dạng dư của nền đất, môđun đàn hồi $E_{\text{đàn hồi}}$ trong công thức của Bussinesq với nền đàn hồi được thay bằng môđun biến dạng E .

Trường hợp đế móng hình (vuông hoặc tròn) tải trọng phân bố đều, thì độ lún của móng được tính bằng công thức sau :

$$S = \frac{pb\omega(1-\mu^2)}{E} \quad (IV-2)$$

Trong đó :

p - ứng suất gây lún ;

b - chiều rộng móng (hoặc đường kính móng tròn) ;

e_1 - hệ số rỗng của đất tại điểm giữa lớp đang xét, ứng với tải trọng bản thân đất :

Hệ số ω đã được lập thành bảng (bảng IV-1).

Trong đó :

ω_0 - hệ số để tính độ lún tại tâm móng mềm ;

ω_c - hệ số để tính độ lún tại góc móng mềm ;

ω_m - hệ số để tính độ lún trung bình của móng mềm ;

ω_{const} - hệ số để tính độ lún của móng cứng.

2. Tính lún của nền bằng phương pháp cộng lún các lớp phân lớp

Nội dung của phương pháp này là chia nền đất dưới móng công trình trong phạm vi vùng chịu nén thành nhiều lớp, tính độ lún của mỗi lớp rồi cộng kết quả lại :

$$S = \sum s_i \quad (IV-3)$$

Khi tính độ lún s_i của mỗi lớp có thể áp dụng kết quả của bài toán nén đất một chiều (không có biến dạng hông - kết quả của thí nghiệm nén oedometer) hoặc tính lún có kể đến biến dạng hông của đất.

Trường hợp không kể đến biến dạng hông của đất

Khi không kể đến biến dạng hông của đất, có thể áp dụng kết quả của bài toán nén đất một chiều để tính độ lún của mỗi lớp chia ; cụ thể như sau :

• Trường hợp sử dụng đường cong nén $e = f(p)$

Độ lún của mỗi lớp chia có thể tính bằng công thức sau :

$$S = \frac{e_1 - e_2}{1 + e_1} h = a_0 \sigma_z h = m_v \sigma_z h = \frac{\beta}{E} \sigma_z h \quad (IV-4)$$

Trong đó :

S - độ lún của lớp đất đang xét ;

C - chỉ số nén, lấy là C_r nếu $p_0, p_1 < p_c$ (áp lực tiến có kết), lấy là C_c nếu $p_0, p_1 > p_c$;

với ứng suất σ_z do trọng lượng bản thân đất ;

e_z - hệ số rỗng của đất cũng tại điểm trên, ứng với tổng ứng suất σ_z do trọng lượng bản thân đất và do tải trọng ngoài ;

a_0 - hệ số nén lún tương đối của đất tại điểm giữa lớp đang xét ;

m_v - hệ số nén thể tích tại điểm trên

$$a_0 = m_v = \frac{a}{1 + e_1} \quad (IV-5)$$

σ_z - ứng suất σ_z do tải trọng ngoài gây ra tại điểm giữa lớp đang xét ;

β - hệ số tính từ hệ số Poisson của đất

$$\beta = 1 - \frac{2\mu^2}{1 - \mu} \quad (IV-6)$$

Giá trị của β có thể lấy gần đúng như sau :

Cát $\beta = 0,76$

Cát pha $\beta = 0,72$

Sét pha $\beta = 0,57$

Sét $\beta = 0,43$

Cũng có khi người ta lấy $\beta = 0,8$ chung cho các loại đất.

E - môđun biến dạng của đất ;

h - chiều dày lớp đất đang xét.

• Trường hợp dùng đường cong nén $e = f(\lg p)$

Độ lún của mỗi lớp chia được tính theo công thức :

$$S = \frac{C}{1 + e_0} \lg \left(\frac{p_1}{p_0} \right) h_0 \quad (IV-7)$$

Trong đó :

S - độ lún của lớp đất đang xét ;

e_0 - hệ số rỗng ban đầu (ứng với p_0 tại điểm giữa lớp đất đang xét) ;

p_0 - ứng suất ban đầu tại điểm giữa lớp đang xét ;

p_1 - ứng suất cấp tiếp theo tại điểm giữa lớp đang xét ;

h_0 - chiều dày ban đầu của lớp đất.

• Trường hợp sử dụng đường cong nén $\lambda_z = f(p)$ (với λ_z là độ lún tương đối)

Độ lún của lớp đất được tính bằng công thức sau :

$$S = \lambda_z h \quad (IV-8)$$

h - chiều dày lớp đất

Cụ thể tính độ lún của nền đất theo phương pháp cộng lún các lớp đất phân tố tiến hành theo trình tự sau :

+ Kiểm tra xem nền có nằm trong giai đoạn biến dạng tuyến tính hay không ? Có thể kiểm tra theo tiêu chuẩn Liên Xô trước đây (xem mục V-1(4)), hoặc theo điều kiện sau :

$$p = \frac{p_u}{F_s} \quad (\text{với } F_s > 2) \quad (IV-9)$$

Trong đó :

p - tải trọng tác dụng lên nền ;

p_u - tải trọng cực hạn của nền ;

F_s - hệ số an toàn.

+ Xác định chiều dày vùng ảnh hưởng lún. Tức là phải xác định chiều sâu đường giới hạn nén lún. Muốn vậy ta phải tính và vẽ biểu đồ ứng suất σ_z tự nhiên và ứng suất σ_z phụ thêm.

Khi vẽ biểu đồ σ_z tự nhiên nếu cao độ quy hoạch cao hơn mặt đất tự nhiên (đắp thêm đất) lấy gốc tọa độ là mặt đất tự

nhiên, khi cao độ quy hoạch thấp hơn mặt đất tự nhiên (đào đất đi) lấy gốc tọa độ là mặt quy hoạch. Đường giới hạn nén lún nằm ở độ sâu :

$$\sigma_z \text{ tự nhiên} = 5\sigma_z \text{ phụ thêm (trường hợp đất bình thường);}$$

$$\sigma_z \text{ tự nhiên} = 10\sigma_z \text{ phụ thêm (trường hợp đất yếu).}$$

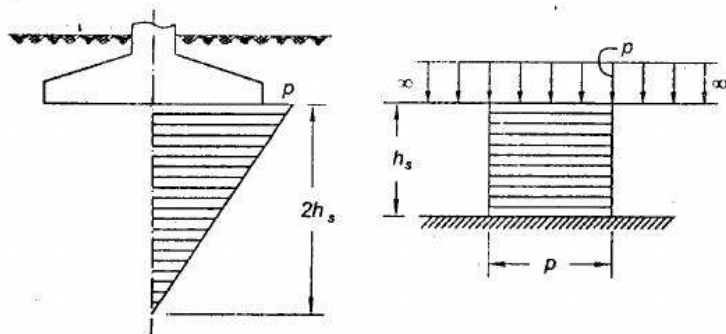
+ Chia nền đất dưới đáy móng thành nhiều lớp nhỏ, chiều dày mỗi lớp nên $\leq 0,4b$, ranh giới lớp chia trùng với mặt phân lớp tự nhiên và trùng với mặt nước ngầm.

+ Độ lún của nền bằng tổng độ lún của các lớp chia :

$$S = \sum s_i \text{ (áp dụng các công thức từ (IV-4) đến (IV-8).}$$

3. Tính lún bằng phương pháp lớp tương đương

Nội dung của phương pháp này là thay việc tính độ lún S của nền đất dưới tải trọng phân bố đều cục bộ p theo lý thuyết đàn hồi bằng việc tính độ lún S_0 của một lớp đất tương đương có chiều dày h_s dưới tác dụng của tải trọng cùng cường độ nhưng phân bố đều kín khắp (bài toán nén đất một chiều) (Hình IV-1).



Hình IV-1

Theo lý thuyết đàn hồi :

$$S = \frac{pb\omega(1-\mu^2)}{E} \quad (\text{IV-10})$$

Theo bài toán nén đất một chiều :

$$S_0 = \frac{\beta}{E} ph_s \quad (\text{IV-11})$$

Muốn tìm h_s ta đặt $S = S_0$

$$\frac{pb\omega(1-\mu^2)}{E} = \frac{\beta}{E} ph_s$$

$$h_s = \frac{(1-\mu^2)}{\beta} \omega b = A\omega b \quad (\text{IV-12})$$

Trị số của $A\omega$ được lập thành bảng (Bảng IV-2).

Như vậy để tính độ lún của nền đất dưới tải trọng cục bộ bằng phương pháp lớp tương đương ta tiến hành theo trình tự sau :

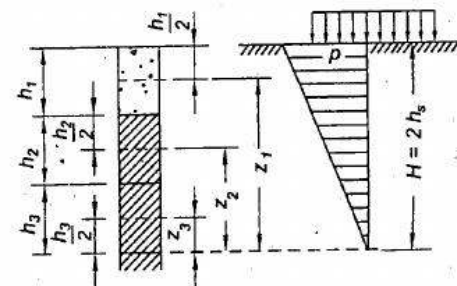
- + Từ hình dạng, kích thước móng, loại đất, vị trí tính lún, tra bảng tìm được $A\omega$ tương ứng ;
- + Tính chiều dày lớp tương đương theo công thức (IV-12).
- + Tính độ lún theo công thức :

$$S_0 = \frac{\beta}{E} ph_s = a_0 ph_s \quad (\text{IV-13})$$

+ Trường hợp có nhiều lớp đất ta phải tính với hệ số nén tương đối trung bình a_{0m} trong phạm vi vùng chịu nén $2h_s$ dưới đế móng (xem hình IV-2) :

$$S = a_{0m} ph_s \quad (\text{IV-14})$$

$$a_{0m} = \frac{\sum a_{0i} z_i h_i}{2h_s^2} \quad (\text{IV-15})$$



Hình IV-2

4. Tính lún của nền đất xem nền là một lớp đàn hồi có chiều dày hữu hạn

Áp dụng lời giải của Lêgôn về trạng thái ứng suất biến dạng của một lớp đàn hồi có chiều dày hữu hạn, công thức tính lún là :

$$S = \frac{k}{C} p \cdot b \quad (IV-16)$$

Lời giải này cũng có thể áp dụng được cho trường hợp nền đất không đồng nhất, khi đó :

$$S = p \cdot b \sum \frac{k_i - k_{i-1}}{C_i} \quad (IV-17)$$

k_i, k_{i-1} - hệ số ứng với độ sâu z_i của đáy và độ sâu z_{i-1} của bề mặt lớp đất i .

$$C = \frac{E}{1 - \mu^2}$$

Hệ số k phụ thuộc kích thước đáy móng và phụ thuộc độ sâu tương đối $\frac{z}{b}$ (z - độ sâu của lớp đàn hồi hữu hạn, cũng ký hiệu là H ; b - bề rộng đáy móng). Trị số hệ số k cho trong bảng IV-3a. Xét đến sự tập trung ứng suất ở đáy lớp đàn hồi hữu hạn thì có thể phải hiệu chỉnh công thức (IV-17) bằng cách nhân với hệ số M (Bảng IV-3b).

5. Tính độ lún của nền đất theo thời gian

Đối với nền đất dính no nước khi ta tác dụng tải trọng p thì quá trình lún (quá trình nén chặt đất) xảy ra từ từ. Tốc độ lún phụ thuộc vào tốc độ thoát nước lỗ rỗng.

Quá trình nén chặt đất dưới tác dụng của tải trọng không đổi gọi là quá trình cố kết. Có hai loại cố kết : cố kết thấm (cố kết có liên quan đến thoát nước lỗ rỗng) và cố kết thứ cấp (cố kết do từ biến của cốt liệu đất).

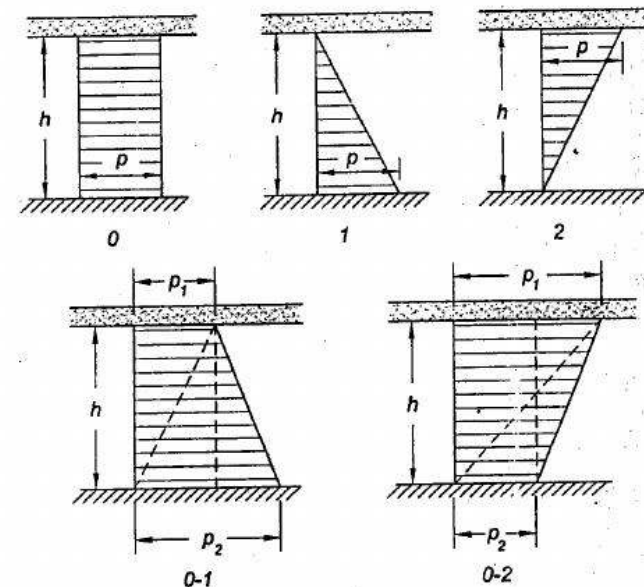
Đối với cố kết thấm, khi tác dụng một tải trọng có cường độ p lên nền đất dính bão hòa nước thì một phần của p tác

dụng vào khung kết cấu của đất gọi là áp lực hữu hiệu (hay ứng suất hiệu quả) ký hiệu là σ , một phần tác dụng vào nước lỗ rỗng gọi là áp lực nước lỗ rỗng (hay áp lực trung tính) ký hiệu là u . Tại mọi thời điểm đều có :

$$p = u + \sigma \quad (IV-18)$$

Nền đất lún xuống do áp lực hữu hiệu σ . Muốn tính độ lún theo thời gian S_t ta phải tính được ứng suất hữu hiệu σ_t tại thời điểm đó. Bằng cách giải phương trình vi phân bài toán cố kết thấm một chiều ta tìm được u_t và từ đó tìm được σ_t .

Nghiệm của phương trình vi phân phụ thuộc vào biểu đồ ứng suất và các điều kiện biên mà ta thường gọi là các sơ đồ tính toán. Có mấy loại sơ đồ sau (Hình IV-3) :



Hình IV-3

Ví dụ giá trị của $u_{z,t}$ ở sơ đồ 0 khi nước thoát từ dưới lên là :

$$u_{z,t} = p \frac{4}{\pi} \sum \frac{1}{2n+1} \sin \frac{2n+1}{2h} \pi z \exp \left[- \left(\frac{2n+1}{2} \right)^2 \pi^2 T_v \right] \quad (\text{IV-19})$$

Trong đó :

p - áp lực gây lún (tại thời điểm cuối) ;

z - độ sâu của điểm xác định u ;

T_v - thừa số thời gian

$$T_v = \frac{C_v}{h^2} t \quad (\text{IV-20})$$

C_v - hệ số cố kết (theo lý thuyết)

$$C_v = \frac{k(1 + e_{ib})}{a\gamma_n} \quad (\text{IV-21})$$

e_{ib} - hệ số rỗng trung bình của lớp đất trong quá trình cố kết ;

a - hệ số nén lún của đất ;

k - hệ số thấm của đất ;

γ_n - trọng lượng riêng của nước.

Trong thực hành, hệ số C_v được xác định trực tiếp từ thí nghiệm cố kết (hệ số C_v suy từ k theo thí nghiệm thấm thông thường không đủ tin cậy vì sai khác nhiều).

Trường hợp nước thấm cả lên trên và xuống dưới thì h trong công thức của T_v lấy bằng $h/2$.

Để tính độ lún theo thời gian ta cần tìm độ cố kết U_t từ $u_{z,t}$:

$$U_t = \frac{S_t}{S_\infty} = 1 - \frac{\int_0^h u_{z,t} dz}{\int_0^h p dz} \quad (\text{IV-22})$$

U_t cũng có giá trị tương ứng với $u_{z,t}$ ở các sơ đồ 0 ; 1 ; 2 ; 0-1 ; 0-2.

Ví dụ với sơ đồ 0 :

$$U_{t(0)} = 1 - \frac{8}{\pi^2} e^{-\pi^2/4 T_v} = 1 - \frac{8}{\pi^2} e^{-N} \quad (\text{IV-23})$$

$$N = \frac{\pi^2}{4} T_v = \frac{\pi^2 C_v}{4h^2} t \quad (\text{IV-24})$$

Như vậy giữa độ lún theo thời gian S_t và thời gian lún t có sự liên hệ thông qua U_t và N .

Giả sử muốn tìm độ lún S_t khi biết thời gian t ta làm theo trình tự sau :

- Từ t tính được N ;
- Từ N tra bảng tìm được U_t với sơ đồ tương ứng ;
- Từ U_t sẽ tính được S_t khi biết độ lún ổn định S_∞ .

Nếu biết S_t muốn tìm t ta làm như sau :

- Từ S_t tính được U_t khi đã biết S_∞ ;
- Từ U_t tra được N tương ứng với sơ đồ đã chọn ;
- Từ N tính được t .

Từ cách làm như trên có thể tìm được công thức đơn giản hơn để tính thời gian lún hoàn toàn ($U_t = 95\%$) của nền đất thuộc sơ đồ 0 ; 1 ; 2. Thí dụ : với sơ đồ 0 (nước thấm theo chiều từ dưới lên) thời gian lún hoàn toàn là :

$$t_{ht} = \frac{1,13}{\xi} \quad (\text{IV-25})$$

$$\text{Với} \quad \xi = \frac{C_v}{h^2} \quad (\text{IV-26})$$

Nếu nước thoát cả lên trên và xuống dưới ta lấy h trong công thức (IV-20) bằng $h/2$ (1/2 chiều dày lớp đất cố kết).

Nếu 2 mẫu đất sét cùng loại, chịu độ tăng ứng suất hiệu quả như nhau, đạt độ cố kết như nhau và cùng sơ đồ tính, thì khi đó hệ số T_v/C_v như nhau. Ta có :

$$\frac{T_v}{C_v} = \frac{t_a}{h_a^2} = \frac{t_b}{h_b^2} \quad (\text{với } n = 1,5 \sim 2) \quad (\text{IV-27})$$

với : t_a - thời gian lún mẫu đất a ;

t_b - thời gian lún mẫu đất b (hay lớp đất tương ứng ngoài hiện trường) ;

h_a - đường thoát nước mẫu đất a ;

h_b - đường thoát nước mẫu đất b (hay lớp đất b).

Trường hợp nền gồm 2 lớp với chiều dày và hệ số cố kết là h_1 ; C_{v1} ; h_2 ; C_{v2} , với điều kiện giữ nguyên thừa số thời gian T_v , ta có thể thay lớp 1 bằng một lớp đất có chiều dày $h' = h_1(C_{v2}/C_{v1})$, thay cho việc tính cố kết của 2 lớp, ta tính cố kết cho 1 lớp đất có hệ số cố kết C_{v2} và chiều dày $h_2 + h'$.

CÂU HỎI KIỂM TRA

1. Trình bày cách áp dụng lời giải của Bussinesq để tính độ lún của nền móng.
2. Chứng minh công thức tính lún trong điều kiện bài toán 1 chiều.
3. Trình tự và nội dung phương pháp tính lún nền móng bằng cách cộng lún các lớp phân tố.
4. Tính lún bằng phương pháp lớp tương đương : trường hợp nền đồng nhất và trường hợp nền gồm nhiều lớp đất khác nhau.
5. Tính lún theo sơ đồ lớp đàn hồi có chiều dày hữu hạn với lời giải của lêgôrôv trường hợp nền đồng nhất và trường hợp nền không đồng nhất.
6. Cách tính lún theo thời gian dựa vào lời giải của bài toán cố kết thấm 1 chiều.

Bảng IV-1

Bảng giá trị hệ số ω

Hình dáng móng	ω_c	ω_o	ω_n	ω_{cons}
Tròn	0,61	1,00	0,25	0,79
Vuông $\frac{1}{b} = 1$	$\frac{1}{2} \omega_o$	1,12	0,5	0,88
Chữ nhật, với $\frac{1}{b}$ bằng :				
1,5	$\frac{1}{2} \omega_o$	1,36	1,15	1,08
2		1,53	1,30	1,22
3		1,78	1,53	1,44
4		1,90	1,70	1,61
5		2,10	1,83	1,72
6		2,23	1,96	-
7		2,33	2,04	-
8		2,42	2,12	-
9		2,49	2,19	-
10		2,53	2,25	2,12
20		2,95	2,64	-
30		3,23	2,88	-
40		3,42	3,07	-
50		3,54	3,22	-
100		4,00	3,69	-

Bảng giá trị hệ số A_{ω}

[illegible]

Bảng giá trị hệ số $A\omega_c$

Tỷ số cạnh $\alpha = \frac{1}{b}$	μ					
	0,10	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40
1	2	3	4	5	6	7
1,0	0,568	0,598	0,031	0,687	0,790	1,010
1,1	0,595	0,627	0,662	0,720	0,828	1,059
1,2	0,621	0,654	0,690	0,751	0,863	1,104
1,3	0,641	0,679	0,716	0,780	0,896	1,146
1,4	0,667	0,702	0,740	0,806	0,927	1,185
1,5	0,687	0,724	0,764	0,832	0,956	1,222
1,6	0,707	0,745	0,785	0,855	0,988	1,257
1,7	0,725	0,761	0,806	0,878	1,009	1,289
1,8	0,743	0,783	0,825	0,899	1,033	1,321
1,9	0,760	0,800	0,844	0,919	1,057	1,350
2,0	0,775	0,817	0,862	0,938	1,079	1,379
2,1	0,791	0,833	0,878	0,957	1,100	1,406
2,2	0,805	0,848	0,895	0,971	1,120	1,431
2,3	0,819	0,863	0,910	0,991	1,139	1,456
2,4	0,832	0,877	0,925	1,007	1,158	1,480
2,5	0,845	0,890	0,939	1,022	1,176	1,502
2,6	0,857	0,903	0,953	1,037	1,193	1,524
2,7	0,869	0,916	0,966	1,052	1,209	1,546
2,8	0,881	0,928	0,979	1,066	1,225	1,566
2,9	0,892	0,940	0,991	1,070	1,211	1,580
3,0	0,913	0,951	1,003	1,092	1,256	1,605
3,2	0,923	0,972	1,026	1,117	1,281	1,611
3,4	0,942	0,993	1,047	1,110	1,311	1,675
3,6	0,961	1,012	1,067	1,162	1,336	1,708
3,8	0,978	1,030	1,086	1,183	1,360	1,738
4,0	0,994	1,047	1,105	1,203	1,383	1,767
4,2	1,009	1,061	1,122	1,222	1,404	1,795
4,1	1,025	1,079	1,139	1,239	1,425	1,821
4,6	1,039	1,091	1,154	1,257	1,445	1,847
4,8	2,052	1,109	1,109	1,273	1,464	1,871
5,0	1,065	1,122	1,184	1,289	1,482	1,890

(Tiếp bảng IV-2h)

1	2	3	4	5	6	7
5.5	1,096	1,155	1,218	1,326	1,524	1,948
6.0	1,124	1,184	1,249	1,360	1,568	1,998
6.5	1,150	1,211	1,277	1,391	1,599	2,044
7.0	1,178	1,236	1,304	1,420	1,632	2,086
7.5	1,195	1,259	1,328	1,446	1,663	2,125
8.0	1,216	1,281	1,351	1,472	1,692	2,162
8.5	1,236	1,302	1,373	1,495	1,719	2,196
9.0	1,251	1,321	1,393	1,517	1,744	2,230
9.5	1,272	1,340	1,413	1,539	1,769	2,261
10	1,288	1,357	1,431	1,558	1,792	2,290
11	1,319	1,389	1,465	1,595	1,831	2,344
12	1,347	1,419	1,496	1,620	1,873	2,394
13	1,372	1,446	1,525	1,661	1,909	2,440
14	1,396	1,471	1,551	1,689	1,942	2,482
15	1,418	1,494	1,576	1,716	1,973	2,522
16	1,439	1,516	1,599	1,741	2,002	2,559
17	1,459	1,537	1,621	1,765	2,029	2,594
18	1,477	1,556	1,641	1,787	2,055	2,626
19	1,495	1,575	1,661	1,808	2,079	2,657
20	1,511	1,592	1,679	1,828	2,102	2,687
25	1,583	1,668	1,759	1,915	2,209	2,814
30	1,642	1,730	1,824	1,986	2,281	2,912
35	1,692	1,782	1,880	2,047	2,353	3,007
40	1,735	1,827	1,927	2,099	2,413	3,084
50	1,807	1,903	2,007	2,186	2,513	3,212
60	1,865	1,965	2,072	2,257	2,591	3,316
70	1,915	2,017	2,128	2,317	2,664	3,404
80	1,958	2,063	2,176	2,369	2,723	3,481
100	2,030	2,139	2,256	2,456	2,824	3,600

Bảng IV-3a

Bảng giá trị hệ số k trong công thức Lægôrvén ($\alpha = 0,30$)

$\frac{z}{b}$	Trị số k với tỷ số cạnh móng					
	Móng hình vuông	1.5	2.0	3.0	5.0	Móng hình băng
0.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
0.1	0.050	0.050	0.050	0.050	0.050	0.052
0.2	0.100	0.100	0.100	0.100	0.100	0.104
0.3	0.150	0.150	0.150	0.150	0.150	0.156
0.4	0.200	0.200	0.200	0.200	0.200	0.208
0.5	0.250	0.250	0.250	0.250	0.250	0.260
0.6	0.299	0.299	0.300	0.300	0.300	0.311
0.7	0.342	0.319	0.349	0.349	0.349	0.362
0.8	0.381	0.395	0.397	0.397	0.397	0.412
0.9	0.415	0.437	0.442	0.442	0.442	0.462
1.0	0.416	0.476	0.484	0.484	0.484	0.511
1.1	0.474	0.511	0.524	0.525	0.525	0.560
1.2	0.499	0.543	0.561	0.566	0.566	0.605
1.3	0.522	0.573	0.595	0.604	0.604	0.643
1.4	0.542	0.601	0.626	0.640	0.640	0.687
1.5	0.560	0.625	0.655	0.674	0.674	0.726
1.6	0.577	0.647	0.682	0.706	0.702	0.763
1.7	0.592	0.668	0.707	0.736	0.741	0.798
1.8	0.606	0.688	0.730	0.761	0.772	0.831
1.9	0.618	0.706	0.752	0.791	0.809	0.862
2.0	0.630	0.722	0.773	0.816	0.830	0.909
2.5	0.676	0.787	0.855	0.921	0.955	1.036
3.0	0.709	0.836	0.913	1.000	1.057	1.133

Bảng IV-3b

Bảng hệ số M

$\frac{2H}{b}$	$0 < \frac{2H}{b} \leq 0,5$	$0,5 < \frac{2H}{b} \leq 1,0$	$1,0 < \frac{2H}{b} \leq 2,0$	$2,0 < \frac{2H}{b} \leq 3$	$3,0 < \frac{2H}{b} \leq 5$	$\frac{2H}{b} > 5$
M	1,5	1,4	1,3	1,2	1,1	1,0

H - chiều dày lớp đàn hồi hữu hạn ;

b - bề rộng đáy móng.

Bảng IV-4

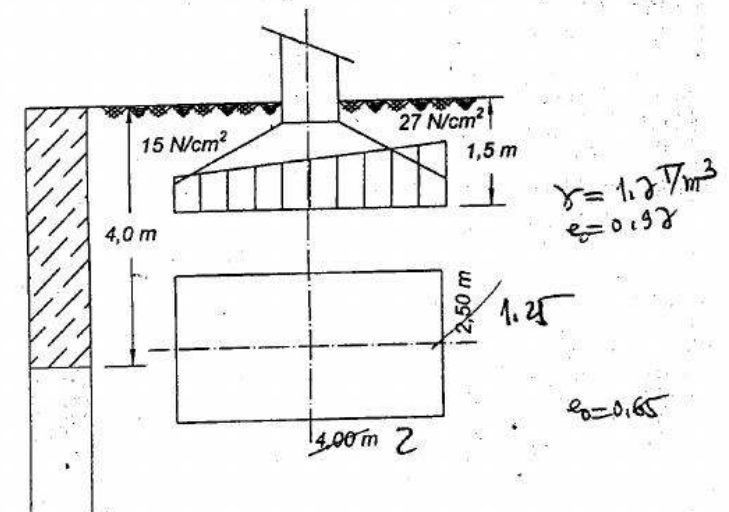
Bảng giá trị N để tính lún theo thời gian

U_t	Trị số N ứng với sơ đồ			U_t	Trị số N ứng với sơ đồ		
	0	1	2		0	1	2
0,05	0,005	0,06	0,002	0,55	0,59	0,84	0,32
0,10	0,02	0,12	0,005	0,60	0,71	0,95	0,42
0,15	0,04	0,18	0,04	0,65	0,81	1,10	0,54
0,20	0,08	0,25	0,02	0,70	1,00	1,24	0,69
0,25	0,12	0,31	0,04	0,75	1,18	1,42	0,88
0,30	0,17	0,39	0,06	0,80	1,10	1,64	1,08
0,35	0,24	0,47	0,09	0,85	1,69	1,93	1,36
0,40	0,31	0,55	0,13	0,90	2,09	2,35	1,77
0,45	0,39	0,63	0,18	0,93	2,80	3,17	2,54
0,50	0,49	0,73	0,29	1,00			

BÀI TẬP

Bài tập IV-1. Có một móng đơn, kích thước móng và tải trọng chỉ rõ trên hình IV-4. Nền đất gồm 2 lớp : Lớp trên là đất á sét, dày 4m, có các chỉ tiêu cơ lý như sau $\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$;

$\Delta = 2,68$; $W = 25\%$; thí nghiệm nén : $e_1 = 0,85$; $e_2 = 0,80$; $e_3 = 0,77$; $e_4 = 0,755$. Lớp dưới là lớp cát vừa chưa chặt dứt trong phạm vi lỗ khoan ; các chỉ tiêu của nó : $\gamma_{bh} = 20 \text{ kN/m}^3$; $\gamma_h = 26,5$, thí nghiệm nén : $e_1 = 0,55$; $e_2 = 0,51$; $e_3 = 0,495$; $e_4 = 0,480$.



Hình IV-4

Tính độ lún tại tâm móng bằng phương pháp lấy tổng độ lún các lớp phân tố.

Bài giải

Trước hết ta hãy xác định ứng suất trong nền đất trên trục qua tâm móng.

Ứng suất do trọng lượng bản thân của đất gây ra :

- Tại đáy lớp thứ nhất (có độ sâu 4m)

$$\sigma_{bt} = \gamma, z = 17 \times 4 = 68 \text{ kN/m}^2 = 6,8 \text{ N/cm}^2$$

- Tại điểm nằm sâu 2m dưới mặt lớp thứ hai

$$\begin{aligned}\sigma_{bt} &= 68 + (\gamma_{bh} - 10)2 = 68 + (20 - 10)2 \\ &= 88 \text{ kN/m}^2 = 8,8 \text{ N/cm}^2\end{aligned}$$

Biểu đồ ứng suất do trọng lượng bản thân của đất trình bày trên hình IV-5.

⊗ Ứng suất gây lún tại đáy móng phân bố theo quy luật hình thang :

$$P_{\max} = P_{\text{omax}} - \gamma_o h = 270 - 17,1,5 = 244,5 \text{ kN/m}^2 = 24,45 \text{ N/cm}^2$$

$$P_{\min} = P_{\text{omin}} - \gamma_o h = 150 - 17,1,5 = 124,5 \text{ kN/m}^2 = 12,45 \text{ N/cm}^2$$

Để tính ứng suất gây lún trên trục qua tâm móng có thể xem ứng suất gây lún ở đáy móng phân bố đều với trị số :

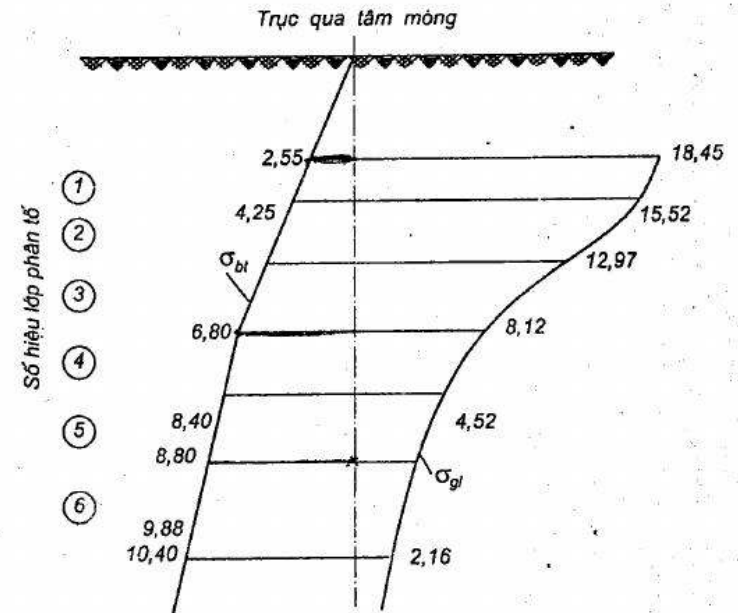
$$p = \frac{P_{\max} + P_{\min}}{2} = \frac{24,45 + 12,45}{2} = 18,45 \text{ N/cm}^2$$

Bằng cách chia 4 diện đáy móng, dùng hệ số k_g (Bảng III-3) để tính ứng suất gây lún trong nền đất như bảng IV-5.

Bảng IV-5

Điểm	$\frac{1}{b} = \frac{2}{1,25}$	z	$\frac{z}{b}$	k_g	$\sigma_{gl} = 4k_g \cdot 18,45 \text{ N/cm}^2$
0	1,6	0	0	0,2500	18,45
1	-	0,5	0,4	0,2434	17,95
2	-	1,0	0,8	0,2147	15,82
3	-	1,5	1,2	0,1758	12,97
4	-	2,5	2,0	0,1103	8,12
5	-	4,0	3,2	0,0640	4,52

Biểu đồ ứng suất gây lún vẽ kèm theo biểu đồ ứng suất bản thân trình bày trên hình IV-5.



Hình IV-5

Tiếp theo dùng kết quả thí nghiệm nén vẽ ra đường cong nén của mỗi lớp đất. Ta tính ra e_o của mỗi lớp đất (ứng với mẫu đất khi chưa nén, $p = 0$).

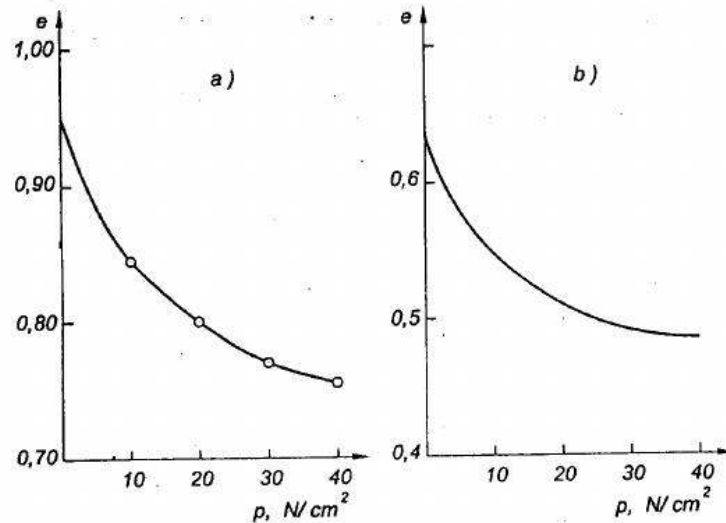
- Lớp đất thứ nhất

$$e_o = \frac{\gamma_h(1+W)}{\gamma} - 1 = \frac{26,8(1+0,25)}{17} - 1 = 0,97$$

- Lớp đất thứ hai

$$e_o = \frac{26,5 - 20}{10} = 0,65$$

Như vậy với mỗi lớp đất ta có 5 trị số e (ứng với các tải trọng nén p lần lượt là 0, 10, 20, 30, 40 N/cm^2). Căn cứ vào đó ta vẽ ra đường cong nén của lớp đất thứ nhất (Hình IV-6a) và lớp đất thứ hai (Hình IV-6b).



Hình IV-6

Như ta thấy trên biểu đồ phân bố ứng suất trên trục qua tâm móng (Hình IV-5), ở độ sâu 3,5m trong lớp đất thứ hai, ứng suất gây lún ($2,1 \text{ N/cm}^2$) chỉ còn bằng 1/5 ứng suất bản thân ($10,4 \text{ N/cm}^2$); vậy ta xem như tại đó là chấm dứt phạm vi chịu lún.

Chia nền đất trong phạm vi chịu lún ra thành 6 lớp mỏng: các lớp gần đáy móng có chiều dày nhỏ, các lớp ở sâu lấy chiều dày lớn hơn. Riêng lớp cuối cùng để cho gọn, có chiều dày hơi lớn: $h_0 = 1,5\text{m} = 150\text{cm}$.

Để xác định các trị số p_i này xác định theo công thức (IV-7)

và ứng suất gây lún); các trị số p_i này xác định theo biểu đồ hình IV-5, ứng với điểm giữa của mỗi lớp.

Biết p_1 và p_2 của mỗi lớp, dựa vào đường cong nén (Hình IV-6) ta xác định trị số e_1 và e_2 của mỗi lớp phân tố mỏng, từ đó tính ra trị số độ lún của mỗi lớp; kết quả tính toán ghi trong bảng IV-6.

Độ lún của móng (tại điểm giữa) là:

$$S = \sum_{i=1}^6 s_i = 16,19\text{cm}$$

Bảng IV-6

Lớp đất	Lớp phân tố	Chiều dày h_i (cm)	σ_{bt} (N/cm^2)	p_{1i} (N/cm^2)	σ_{gl} (N/cm^2)	σ_{gl} trung bình (N/cm^2)	p_{2i} (N/cm^2)	e_{1i}	e_{2i}	$s_i = \frac{e_{1i} - e_{2i}}{1 + e_{1i}} h_i (\text{cm})$
1	1	50	2,55 3,44	3,00	18,15 17,95	18,20	21,20	0,907	0,795	2,94
	2	100	3,44 5,12	4,28	17,95 12,97	15,46	19,74	0,895	0,802	4,91
	3	100	5,12 6,80	5,96	12,97 8,12	10,54	16,50	0,877	0,815	3,31
2	4	100	6,80 7,84	7,32	8,12 5,44	6,78	14,10	0,564	0,530	2,17
	5	100	7,84 8,80	8,32	5,44 3,76	4,52	12,84	0,557	0,535	1,41

Độ lún của mỗi lớp phân tố của nền đất
trị số p_1 của mỗi lớp là trị số ứng suất bản thân, trị số p_2 của nó là trị số ứng suất tổng cộng (bao gồm cả ứng suất bản thân

206

Bài tập IV-2. Móng đơn, dầm có tiết diện chữ nhật $3 \times 5\text{m}$; tải trọng $N = 1900\text{ kN}$ tác dụng đúng tâm; móng đặt ở độ sâu 2m (Hình IV-7).

Nền đất là á sét dẻo có các chỉ tiêu $\gamma_h = 26,8\text{ kN/m}^3$; $\gamma = 18,2\text{ kN/m}^3$; $W = 28\%$. Kết quả thí nghiệm nén $e_1 = 0,80$; $e_2 = 0,75$; $e_3 = 0,73$; $e_4 = 0,72$. Tính độ lún của móng theo phương pháp cộng lún các lớp phân tố.

Bài giải

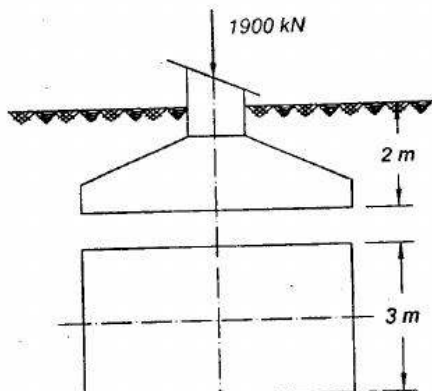
Ứng suất dưới đế móng

$$p_0 = \gamma_{tb} \cdot h + \frac{N}{F} = 20,2 + \frac{1900}{3,5} = 166,6\text{ kN/m}^2 = 16,66\text{ N/cm}^2$$

(γ_{tb} - trọng lượng riêng trung bình của vật liệu móng và đất đắp trên móng, được phép lấy bằng 20 kN/m^3). Ứng suất gây lún ở đế móng:

$$p = p_0 - \gamma h = 166,6 - 18,2 \cdot 2 = 130,2\text{ kN/m}^2 = 13,02\text{ N/cm}^2$$

Tính và vẽ biểu đồ phân bố ứng suất trên trục qua tâm móng. Để có thể dùng hệ số (k_g) tính các trị số ứng suất gây lún ta chia tư diện đáy móng, dùng hệ số k_g tính cho

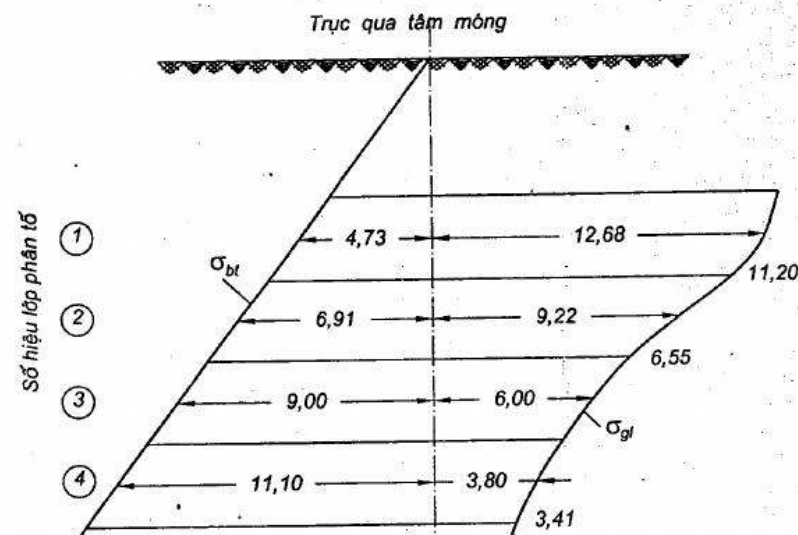


6	150	8,80 9,88	9,34	3,76 2,16	2,96	12,30	0,552	0,537	1,45
---	-----	--------------	------	--------------	------	-------	-------	-------	------

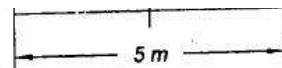
207

Bảng IV-7

Độ sâu z(m)	Tỷ số z/b	Tỷ số l/b	k_b	$\sigma_{gl} = 4k_g \cdot 13,02$ (N/cm ²)	$\sigma_{bt} = \gamma h$
0,60	0,40	$\frac{2,5}{1,5} = 1,66$	0,2435	12,68	$18,2 \cdot 2,6 = 47,3\text{ kN/m}^2 = 4,73\text{ N/cm}^2$
1,20	0,80	1,66	0,2153	11,20	
1,80	1,20	-	0,1770	9,22	$18,2 \cdot 3,8 = 69,1\text{ kN/m}^2 = 6,91\text{ N/cm}^2$
2,70	1,80	-	0,1259	6,55	
4,50	3,00	-	0,0657	3,41	
8,30	4,20	-	0,0383	2,00	$18,2 \cdot 8,3 = 151\text{ kN/m}^2 = 15,1\text{ N/cm}^2$



$\frac{1}{4}$ rồi nhân kết quả với 4, các trị số tính toán ghi trong bảng IV-7.



Hình IV-7

208

Trong bảng trên không ghi giá trị ứng suất gây lún ở ngay đế móng ($z = 0$) mà ta đã biết $\sigma_{gl} = 13,02 \text{ N/cm}^2$; cột cuối cùng chỉ ghi một vài trị số σ_{bt} .

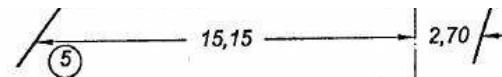
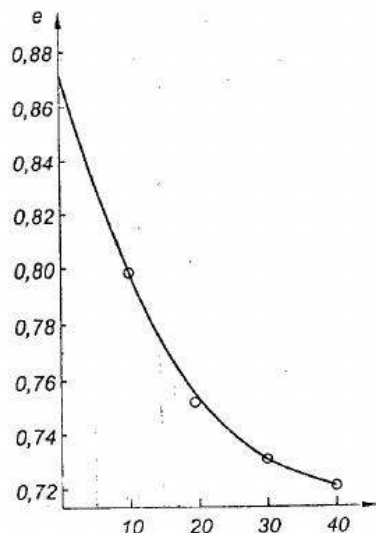
Biểu đồ phân bố ứng suất bản thân và ứng suất gây lún trên trục qua tâm móng trình bày trên hình IV-8.

Tiếp theo, vẽ đường cong nén của đất. Ta hãy tính ra trị số e_0 (là hệ số rỗng ứng với lúc chưa gia tải nén) của đất. Theo liên hệ giữa các chỉ tiêu vật lý của đất ta có:

$$e_0 = \frac{\gamma_h(1+W)}{\gamma} - 1 = \frac{26,8(1+0,28)}{18,2} - 1 = 0,87$$

✱ Ứng với 5 trị số áp lực ($p_0 = 0$; $p_1 = 10 \text{ N/cm}^2$; $p_2 = 20 \text{ N/cm}^2$; $p_3 = 30 \text{ N/cm}^2$; $p_4 = 40 \text{ N/cm}^2$) ta có 5 trị số hệ số rỗng e_0, e_1, e_2, e_3, e_4 , dựa vào đó vẽ ra đường cong nén của đất như trình bày trên hình IV-9.

Bây giờ đem chia nền đất dưới đế móng thành 5 lớp phân tố mỏng, chiều dày mỗi lớp $h_i = 120 \text{ cm}$. Trị số các ứng suất trung bình của mỗi lớp đọc ngay trên biểu đồ phân bố ứng suất (Hình IV-8); xác định hệ số



Hình IV-8

209

Bảng IV-8

Lớp phân tố	Chiều dày (cm)	$P_{li} = \sigma_{bt}$ (N/cm²)	e_{li}	$P_{2i} = \sigma_{bt} + \sigma_{gl}$ (N/cm²)	e_{2i}	$s_i = \frac{e_{li} - e_{2i}}{1 + e_{li}} h_i$ (cm)
1	120	4,73	0,835	17,41	0,760	4,92
2	-	6,91	0,819	16,13	0,768	3,31
3	-	9,00	0,805	15,00	0,771	2,26
4	-	11,10	0,792	14,90	0,772	1,34
5	-	13,15	0,781	15,85	0,768	0,88

$$\text{Độ lún của móng } S = \sum_1 s_i = 12,71 \text{ cm.}$$

Bài tập IV-3. Một lớp đất sét bão hòa có chiều dày 2m, người ta lấy mẫu sét đỏ và thí nghiệm nén cố kết, kết quả như cho trong bài tập II-16.

Hãy tính độ lún của lớp sét đỏ khi ứng suất hữu hiệu trung bình thay đổi từ 200 kN/m^2 đến 400 kN/m^2 .

Bài giải

1. Tính độ lún của lớp sét đỏ từ đường cong nén dạng $e = f(\sigma)$:

Vẽ đường cong nén $e = f(\sigma)$ như trong bài tập II-16. Trên đường cong nén đó với ứng suất hữu hiệu $\sigma_1 = 200 \text{ kN/m}^2$ ta có $e_1 = 0,767$, với ứng suất hữu hiệu $\sigma_2 = 400 \text{ kN/m}^2$ ta có $e_2 = 0,74$.

Vậy độ lún của lớp đất đỏ là:

$$S = \frac{e_1 - e_2}{1 + e_1} h = \frac{0,767 - 0,74}{1 + 0,767} 200 = 3,05 \text{ cm}$$

rỗng e_1 ứng với các ứng suất

đó trên đường nén của đất

(Hình IV-9), sau đó tính lún cho mỗi lớp phân tố theo công thức (IV-4) ; kết quả tính toán trình bày trong bảng IV-8.

Hình IV-9

210

$$C_c = \frac{e_1 - e_2}{\lg(p_2/p_1)} = \frac{0,767 - 0,74}{0,3} = 0,09$$

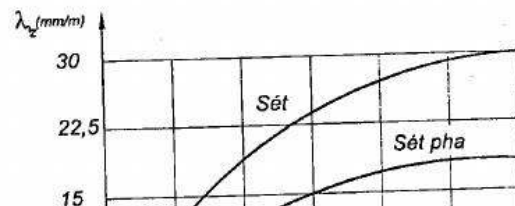
Độ lún của lớp sét dày 2 m tính theo công thức :

$$S = \frac{C_c}{1 + e_1} (\lg p_2/p_1) \cdot h = \frac{0,09}{1,767} 0,3 \cdot 200 = 3,05 \text{ cm}$$

Bài tập IV-4. Áp dụng bài toán nén đất một chiều, hãy tính độ lún tại tâm một móng băng bằng phương pháp cộng lún các lớp phân tố.

Chiều rộng móng $b = 2,0$ m, chiều sâu chôn móng $h = 2,0$ m, áp lực tác dụng xuống nền tại đáy móng là $p_0 = 30 \text{ N/cm}^2$.

Từ mặt đất đến độ sâu 7 m là lớp sét pha, có trọng lượng riêng trên mực nước ngầm là $\gamma_{w1} = 19 \text{ kN/m}^3$, tỉ trọng hạt $\Delta = 2,7$, độ rỗng $n = 33\%$, đặc tính nén lún cho trong hình IV-10. Dưới độ sâu 7m là đất sét có trọng lượng riêng $\gamma_{w2} = 20 \text{ kN/m}^3$, đặc tính nén cho trong hình IV-10. Mực nước ngầm nằm ở độ sâu 3,0 m so với mặt đất.



2. Tính độ lún của lớp sét từ đường cong nén dạng $e = f(\lg p)$:

Vẽ đường cong nén dạng $e = f(\lg p)$ như trong bài tập II-16.

Xác định chỉ số nén C_c trong khoảng ứng suất hữu hiệu thay đổi từ $\sigma_1 = 200 \text{ kN/m}^2$ đến $\sigma_2 = 400 \text{ kN/m}^2$:

211

Bài giải

Áp lực gây lún được tính bằng công thức sau :

$$p = p_0 - \gamma h = 30 - (1,9 \cdot 2) = 26,2 \text{ N/cm}^2$$

Chia chiều dày địa tầng dưới đáy móng thành nhiều lớp mỏng, có xét đến ranh giới tự nhiên và vị trí mực nước ngầm. Cụ thể ta chia thành những lớp có chiều dày như sau (tính từ trên xuống) :

$h_1 = 1,0 \text{ m}$	$h_6 = 1,0 \text{ m}$
$h_2 = 0,4 \text{ m}$	$h_7 = 1,0 \text{ m}$
$h_3 = 0,6 \text{ m}$	$h_8 = 1,0 \text{ m}$
$h_4 = 1,0 \text{ m}$	$h_9 = 1,0 \text{ m}$
$h_5 = 1,0 \text{ m}$	$h_{10} = 1,0 \text{ m}$

Chiều sâu từ đáy móng đến điểm giữa mỗi lớp (z) như sau :

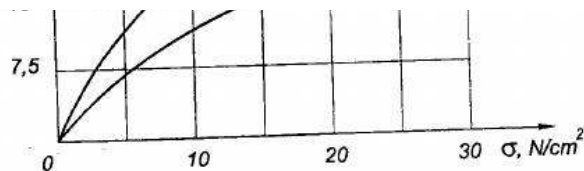
$$z_1 = h_1/2 = 0,5 \text{ m}$$

$$z_2 = h_1 + h_2/2 = 1,0 + 0,2 = 1,2 \text{ m}$$

Tương tự ta có :

$z_3 = 1,7 \text{ m}$	$z_7 = 5,5 \text{ m}$
$z_4 = 2,5 \text{ m}$	$z_8 = 6,5 \text{ m}$
$z_5 = 3,5 \text{ m}$	$z_9 = 7,5 \text{ m}$
$z_6 = 4,5 \text{ m}$	$z_{10} = 8,5 \text{ m}$

Móng băng tải trọng phân bố đều p ở đáy móng có ứng suất phân bố thẳng đứng đi qua tâm móng tại điểm giữa



Hình IV-10

212

Bảng IV-9

Số hiệu tầng	Chiều dày tầng (m)	Chiều sâu từ mặt đất (m)	Chiều sâu từ đáy móng (m)	$\frac{x}{b}$	$\frac{z}{b}$	k	$\sigma_z = kp$, N/cm ²
0	0	2	0	0	0	1,0	26,2
1	1	2,5	0,5	0	0,25	0,96	25,2
2	0,4	3,2	1,2	0	0,6	0,77	20,2
3	0,6	3,7	1,7	0	0,85	0,582	15,3
4	1,0	4,5	2,5	0	1,25	0,469	12,3
5	1,0	5,5	3,5	0	1,75	0,352	9,2
6	1,0	6,5	4,5	0	2,25	0,274	7,2
7	1,0	7,5	5,5	0	2,75	0,250	6,6
8	1,0	8,5	6,5	0	3,25	0,190	5,0
9	1,0	9,5	7,5	0	3,75	0,180	4,7
10	1,0	10,5	8,5	0	4,25	0,168	4,4

• Ứng suất do trọng lượng bản thân tự nhiên của đất ở điểm giữa mỗi lớp chia tính theo công thức sau :

$$\sigma_{zln} = \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i$$

Trong đó :

γ_i - trọng lượng riêng của đất lớp thứ i ;

h_i - chiều dày lớp đất thứ i.

Tại điểm giữa lớp 1 :

suất σ_z trên đường thẳng đứng và q là tải trọng phân bố đều trên mỗi lớp chia được tính theo công thức :

$$\sigma_z = kp$$

k là hệ số tra bảng phụ thuộc vào x/b và z/b (góc tọa độ lấy ở giữa móng). Quá trình tính toán được xác định ở bảng IV-9.

213

Tại điểm giữa lớp 2 ứng suất do trọng lượng bản thân đất là :

$$\begin{aligned}\sigma_{zln2} &= 1,9 \cdot 3 + 1,1 \cdot 0,4/2 = 5,92 \text{ T/m}^2 \\ &= 5,92 \text{ N/cm}^2\end{aligned}$$

Tương tự như trên tính được $\sigma_{z \text{ tự nhiên}}$ tại điểm giữa lớp 3 ; lớp 4 ; lớp 5 ; lớp 6 (xem bảng IV-10).

Dưới lớp sét pha là lớp sét không thấm nước. Vì vậy tại ranh giới hai lớp này ta phải tính hai giá trị của σ_z tự nhiên đó là :

σ_{zln6-7} tại đáy lớp 6 ;

$\sigma_{zln6-7*}$ tại mặt lớp 7.

Tại đáy lớp 6 (đất dưới mực nước ngầm tính với trọng lượng riêng đầy nổi) :

$$\begin{aligned}\sigma_{zln6-7} &= 1,9 \cdot 3 + 1,1 \cdot 4 = 10,1 \text{ T/m}^2 \\ &= 10,1 \text{ N/cm}^2\end{aligned}$$

Tại mặt lớp 7 ứng suất $\sigma_{zln6-7*}$ sẽ bằng giá trị tại đáy lớp 6 cộng thêm trọng lượng cột nước ngầm hoặc đất dưới mực nước ngầm tính với trọng lượng riêng no nước :

$$\sigma_{zln6-7*} = 1,9 \cdot 3 + 2,1 \cdot 4 = 14,1 \text{ T/m}^2 = 14,1 \text{ N/cm}^2$$

Tại điểm giữa lớp chia thứ 7, đất sét không thấm nước vì vậy ứng suất σ_{zln} tại điểm này sẽ là :

$$\sigma_{zln7} = \sigma_{zln6-7*} + \frac{h_7}{2} \gamma_{w2} = 14,1 + \frac{1}{2} \cdot 2$$

tại điểm giữa lớp 1 :

$$\sigma_{z1n1} = 2,5 \cdot 1,9 = 4,75 \text{ T/m}^2 = 4,8 \text{ N/cm}^2$$

Lớp chia thứ 2 nằm dưới mực nước ngầm nên phải tính với trọng lượng riêng đầy nổi :

$$\gamma_{dn} = (\Delta - 1)(1 - n)$$

$\Delta = 2,7$; $n = 33\% = 0,33$ thay vào công thức trên ta có :

$$\gamma_{dn} = (2,7 - 1)(1 - 0,33) = 1,1 \text{ T/m}^3 = 11 \text{ kN/m}^3$$

214

Ở bài tập này :

$$\sigma_{z1n10} = 21,1 \text{ N/cm}^2$$

$$\sigma_{z10} = 4,4 \text{ N/cm}^2$$

Tức là : $0,2\sigma_{z1n10} \approx \sigma_{z10}$

Vậy đường giới hạn nén lún ở đáy lớp 10.

Quá trình tính toán σ_{z1n} được tập hợp ở bảng IV-10.

Bảng IV-10

Số hiệu lớp đất	Chiều dày lớp (m)	Chiều sâu từ mặt đất đến điểm giữa lớp h_i (m)	Trọng lượng riêng của đất γ (kN/m ³)	Ứng suất tự nhiên tại điểm giữa lớp σ_{z1n} (N/cm ²)
1	1,0	2,5	19	4,8
2	0,4	3,2	11	5,9
3	0,6	3,7	11	6,3
4	1,0	4,5	11	7,2
5	1,0	5,5	11	8,3
6	1,0	6,5	11	9,4
6-7	-	7,0	-	10,1
6-7*	-	7,0	-	14,1
7	1,0	7,5	20	15,1
			20	17,1

$$= 15,1 \text{ T/m}^2 = 15,1 \text{ N/cm}^2$$

Giá trị σ_{z1n} tại điểm giữa các lớp 8, lớp 9, lớp 10 tính tương tự (xem bảng IV-10).

• Xác định vị trí đường giới hạn nén lún :

Đường giới hạn nén lún nằm ở độ sâu có $0,2 \sigma_{z1n} = \sigma_z$ (sai số cho phép $0,5 \text{ N/cm}^2$).

215

Cũng trên đường cong đó với $(\sigma_{z1n1} + \sigma_{z1})$ ta được $\lambda_2 = 18 \text{ mm/m}$.

Biến dạng tương đối từ ứng suất pháp tuyến thẳng đứng (do tải trọng ngoài) σ_{z1} là :

$$\lambda = \lambda_2 - \lambda_1 = 18 - 7 = 11 \text{ mm/m}$$

Đối với các lớp khác tính toán tương tự. Kết quả được thống kê trong bảng IV-11.

Bảng IV-11

Số hiệu lớp	h_i , m	σ_{z1n} , N/cm ²	λ_1	$(\sigma_{z1n} + \sigma_z)$, N/cm ²	λ_2	λ
1	1,0	4,8	7	30	18	11
2	0,4	5,9	7,8	26,1	17,1	9,2
3	0,6	6,3	8,0	21,6	16,5	8,5
4	1,0	7,2	8,5	19,5	16	7,5
5	1,0	8,3	10	17,5	15,7	5,7
6	1,0	9,4	12	16,6	15	3,0
7	1,0	15,1	23,1	21,7	27	3,9
8	1,0	17,1	25,5	22,1	27,6	2,1
				23,8	29	2,0

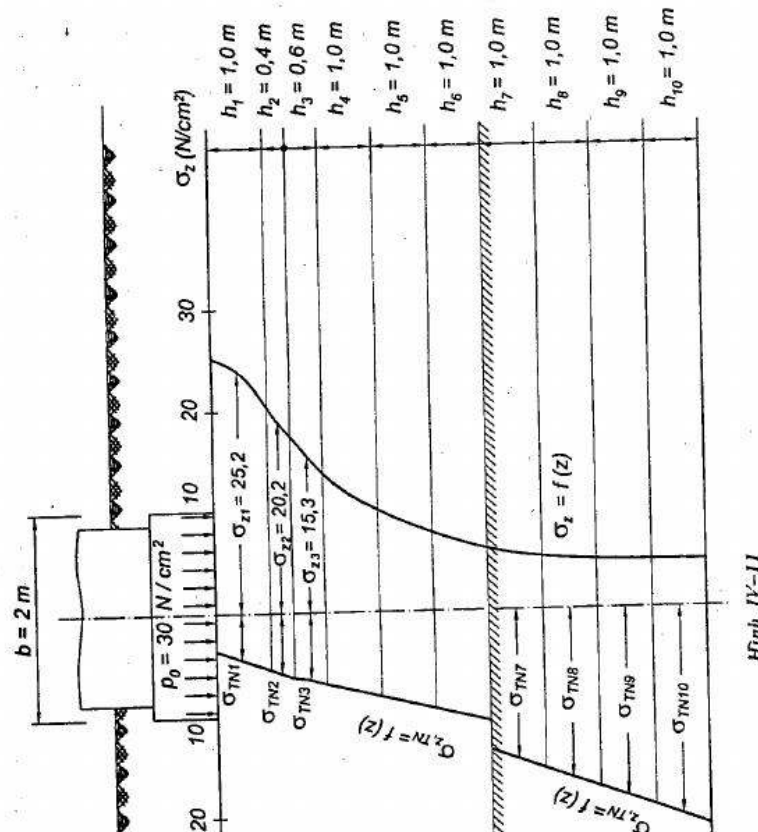
8	1,0	8,5	20	19,1
9	1,0	9,5	20	21,1
10	1,0	10,5	20	

• Tính biến dạng tương đối λ_σ của đất trên trục móng :

Ở lớp 1 (đất sét pha) :

$\sigma_{z1n1} = 4,8 \text{ N/cm}^2$. Từ đường cong $\lambda_\sigma - \sigma$ (Hình IV-10) ta được $\lambda_1 = 7 \text{ mm/m}$.

216



Hình IV-11

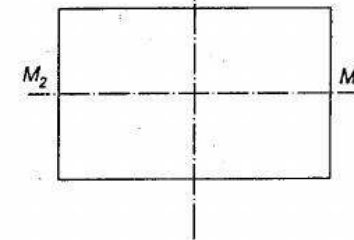
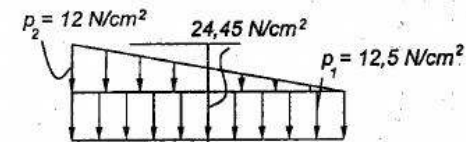
9	1,0	19,1	27,5	25,5	29,4	1,9
10	1,0	21,1				

• Tính độ lún ở trục móng (xem hình IV-11) :

$$S = \sum \lambda_i h_i = 11,0 \cdot 1,0 + 9,2 \cdot 0,4 + 8,5 \cdot 0,6 + 7,5 \cdot 1,0 + 5,7 \cdot 1,0 + 3,0 \cdot 1,0 + 3,9 \cdot 1,0 + 2,1 \cdot 1,0 + 2,0 \cdot 1,0 + 1,9 \cdot 1,0 = 46 \text{ mm}$$

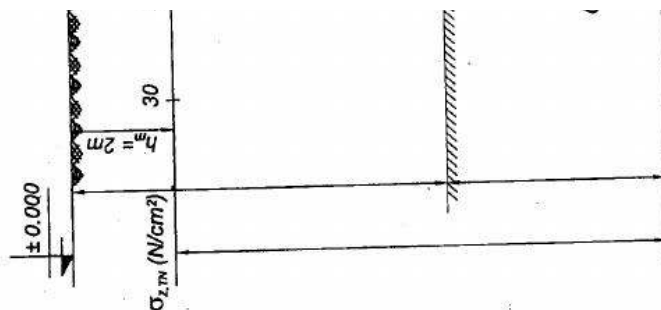
217

Bài tập IV-5. Để móng, tải trọng và nền đất như ở bài tập IV-1 xác định độ lún của móng ở các điểm M_1 và M_2 (nằm giữa bề rộng móng) như thấy trên hình IV-12 ; và từ đó xác định góc nghiêng của móng.



Hình IV-12

Bài giải



218

Để tính lún ở các điểm M_1 và M_2 ta phải tính và vẽ biểu đồ phân bố ứng suất gây lún trong nền đất trên các trục thẳng đứng qua M_1 và M_2 . Muốn thế ta chia đôi diện tích tải (theo đường thẳng M_1M_2) và phân tích tải trọng phân bố theo luật hình thang ra thành tải trọng phân bố đều cường độ $p_1 = 12,45 \text{ N/cm}^2$ và tải trọng phân bố tam giác, cường độ $p_2 = 12 \text{ N/cm}^2$. Dùng hệ số điểm - góc k_g , k_T và k'_T (Bảng III-3, 5, 6). Trị số ứng suất của các điểm nằm trên trục qua M_2 như trong bảng IV-12 (các trị số ứng suất đều có đơn vị N/cm^2).

219

Bảng IV-12

Điểm độ sâu	Tải trọng phân bố đều, tỷ số cạnh $\frac{1}{b} = \frac{4}{1,25} = 3,2$			Tải trọng phân bố tam giác, tỷ số cạnh $\frac{1}{b} = \frac{1,25}{4} = 0,31 \approx 0,3$			Ứng suất tổng cộng
	z/b	k_g	$\sigma = 2k_g p_1$	z/b	k_T	$\sigma = 2k_T p_2$	
0	0	0,2500	6,225	0	0,250	6,000	12,22
0,75	0,6	0,2341	5,82	0,187	0,202	4,800	10,62
1,50	1,2	0,1873	4,54	0,375	0,151	3,60	8,14
2,25	1,8	0,1443	3,60	0,562	0,108	2,52	6,12
3,00	2,4	0,1122	2,79	0,750	0,083	1,99	4,78

Trị số ứng suất của các điểm nằm trên trục qua M_1 như trong bảng IV-13 (với đơn vị là N/cm^2).

Bảng IV-13

Điểm độ sâu	Tải trọng phân bố đều lấy kết quả trên đây			Tải trọng phân bố tam giác, tỷ số cạnh $\frac{1}{b} = \frac{1,25}{4} = 0,3$			Ứng suất tổng cộng
			σ	z/b	k_T	$\sigma = 2k_T p_2$	
0,00			6,22	0,000	0	0	6,22
0,75			5,82	0,187	0,025	0,60	6,42
1,50			4,54	0,375	0,034	0,81	5,35
2,25			3,60	0,562	0,036	0,86	4,46

3,75	3,0	0,0887	2,21	0,937	0,059	1,44	3,65
4,50	3,6	0,0712	1,74	1,125	0,045	1,08	2,82
5,25	4,2	0,0581	1,37	1,310	0,036	0,86	2,23

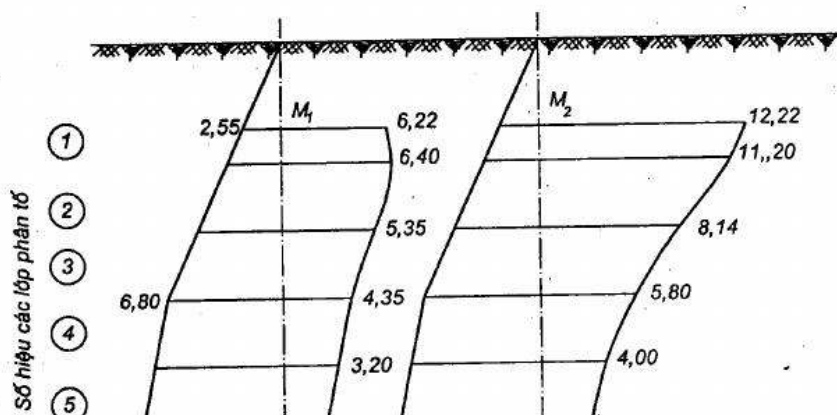
Chú ý rằng với tải trọng phân bố tam giác thường ký hiệu b là cạnh theo phương tải trọng thay đổi.

220

3,00			2,79	0,750	0,032	0,77	3,56
3,75			2,21	0,937	0,029	0,70	2,91
4,50			1,74	1,125	0,024	0,57	2,31
5,25			1,37	1,310	0,023	0,55	1,92

221

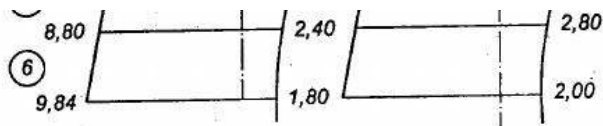
Dựa vào kết quả đã tính toán được vẽ biểu đồ phân bố ứng suất trên trục qua điểm M_1 và trên trục qua điểm M_2 (cũng như trước đây, trên mỗi trục một bên ta vẽ biểu đồ ứng suất gây lún, một bên ta vẽ biểu đồ ứng suất bản thân) trình bày ở hình IV-13. Đem nền đất dưới đế móng chia ra làm 6 lớp phân tố mỏng và tính toán độ lún của mỗi lớp phân tố theo công thức (IV-4), khi xác định e_i dùng đường cong nén của 2 lớp đất đã vẽ trước đây trên hình IV-6.



Bảng IV-14

Bảng tính độ lún của điểm M_2

Lớp đất	Lớp phân tố	Chiều dày (cm)	σ_{bt} (N/cm ²)	P_{li}	σ_{gi} (N/cm ²)	σ_{gi} trung bình	P_{li}	e_{li}	e_{2i}	$s_i = \frac{e_{1i} - e_{2i}}{1 + e_{1i}} h_i$
1	(1)	50	2,55 3,44	3,00	12,22 11,20	11,71	14,71	0,907	0,825	2,15
	(2)	100	3,44 5,12	4,28	11,20 8,14	9,67	13,95	0,895	0,828	3,54
	(3)	100	5,12 6,80	5,96	8,14 5,80	6,97	12,93	0,877	0,833	2,34
2	(4)	100	6,80 7,84	7,32	5,80 4,00	4,90	12,22	0,564	0,537	1,72
	(5)	100	7,84 8,80	8,32	4,00 2,80	3,40	11,72	0,557	0,540	1,09
	(6)	100	8,80	9,32	2,80	2,40	1,72	0,552	0,540	0,77



Hình IV-13

Ta tính được độ lún tại điểm M_2 là $S_2 = \sum s_i = 11,61\text{cm}$ (xem bảng IV-14).

222

Bảng IV-15

Lớp đất	Lớp phân tố	Chiều dày (cm)	σ_{bt} (N/cm ²)	P_{1i}	σ_{gi} (N/cm ²)	σ_{gi} trung bình	P_{2i}	e_{1i}	e_{2i}	$s_i = \frac{e_{1i} - e_{2i}}{1 + e_{1i}} h_i$
1	(1)	50		3,00	6,22 6,40	6,31	9,31	0,907	0,854	1,39
	(2)	100		4,28	6,40 5,35	5,87	10,15	0,895	0,850	2,37
	(3)	100		5,96	5,35 4,35	4,85	10,81	0,877	0,847	1,60
2	(4)	100		9,32	4,35 3,20	3,77	11,09	0,564	0,542	1,41
	(5)	100		8,32	3,20 2,40	2,80	11,12	0,557	0,541	1,03

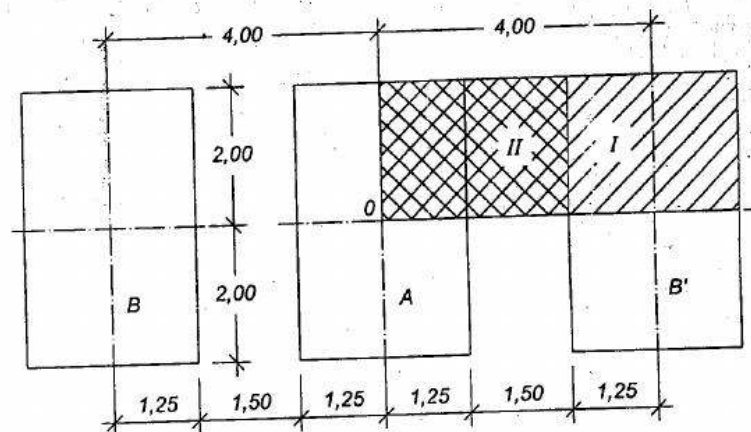
(0)	100	9,84	2,00						
-----	-----	------	------	--	--	--	--	--	--

Độ lún tại điểm M_1 : $S_1 = \sum s_i = 8,64\text{ cm}$. (xem bảng IV-15).
Biết trị số độ lún của các điểm M_1 , M_2 , ta dễ dàng xác định góc nghiêng θ của móng

$$\operatorname{tg} \theta = \frac{S_{M2} - S_{M1}}{l}$$

$$\text{ở đây } \operatorname{tg} \theta = \frac{11,61 - 8,64}{400} = 0,007$$

$$\text{Vậy } \theta \approx 0,007 \text{ radian}$$



Hình IV-14

các móng B và B' gây ra. Dùng phương pháp điểm góc (như chỉ dẫn trên hình IV-14) với các hệ số k_g (Bảng III-3) ta có kết quả như trong bảng IV-16.

Bảng IV-16

(6)	100	9,32	2,40 1,80	2,10	11,42	0,552	0,539	0,84
-----	-----	------	--------------	------	-------	-------	-------	------

Bài tập IV-6. Một dãy móng đặt cách nhau 4,00 m (Hình IV-14). Kích thước mỗi móng, tải trọng và nền đất như ở bài tập IV-1.

Tính độ lún ở mỗi móng do ảnh hưởng của các móng bên cạnh gây ra.

Bài giải

Giả sử xét ảnh hưởng của các móng B, B' tới móng A (các móng xa hơn ảnh hưởng rất ít tới móng A nên ta bỏ qua).

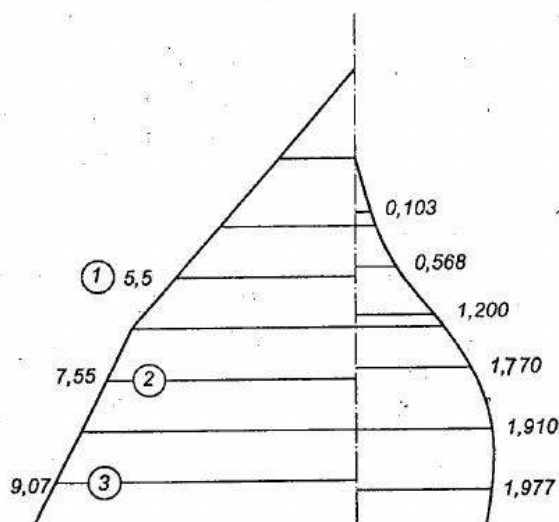
Để tính độ lún tại tâm O của móng A do các móng B và B' gây ra trước hết ta phải tính và vẽ biểu đồ phân bố ứng suất gây lún trong nền đất trên trục qua O do tải trọng trên

224

Điểm	Độ sâu z(m)	z/b	Diện I		Diện II		$\sigma_{gl} = 4(k_g^I - k_g^{II}) \times 18,45 \text{ N/cm}^2$
			l/b	k_g	l/b	k_g	
0	0	0	$\frac{5,25}{2} = 2,625$	0,2500	$\frac{2,75}{2} = 1,375$	0,2500	0
1	0,8	0,4		0,2442		0,2428	0,103
2	1,6	0,8		0,2191		0,2114	0,568
3	2,4	1,2		0,1857		0,1695	1,200
4	3,2	1,6		0,1544		0,1318	1,670
5	4,0	2,0		0,1282		0,1023	1,910
6	4,8	2,4		0,1070		0,0803	1,970
7	5,6	2,8		0,0899		0,0640	1,910
8	6,4	3,2		0,0761		0,0518	1,790
9	7,2	3,6		0,0619		0,0127	1,640

225

Biểu đồ phân bố ứng suất gây lún trên trục qua O do các tải trọng móng B và B' gây ra trình bày trên hình IV-15 (trên



Bảng IV-17

Lớp đất	Lớp phân tử	Chiều dày (cm)	σ_{bt} (N/cm ²)	P_{II}	σ_{gl}	σ_{gl} trung bình	P_{2i}	e_{1i}	e_{2i}	$s_i = \frac{e_{1i} - e_{2i}}{1 + e_{1i}} h_i$
1	(1)	150	4,30 6,80	5,55	0,21 1,20	0,72	0,27	0,880	0,875	0,40
	(2)	150	6,80 8,30	7,55	1,20 1,91	1,56	9,11	0,563	0,553	0,96
2	(3)	150	3,30 9,84	9,07	1,91 1,91	1,91	10,98	0,554	0,554	0,96

Độ lún do ảnh hưởng của 2 móng bên cạnh :

$$S = \sum s_i = 2,32 \text{ cm}$$

Bài tập IV-7. Với những số liệu cho trong bài tập IV-1 tính ra mô đun biến dạng E của nền đất theo thí nghiệm nén, đồng thời dựa vào các chỉ tiêu vật lý mà xác định E tiêu chuẩn



Hình IV-15

đó có vẽ kèm theo biểu đồ phân bố ứng suất bản thân). Ta nhận xét rằng vì tải trọng nằm xa nên chỉ từ độ sâu trên 1m trở đi mới có ảnh hưởng đáng kể; mặt khác ứng suất không biến đổi nhiều lắm. Vì vậy để đơn giản, từ độ sâu 1m, ta chia nền thành 3 lớp phân tố để tính lún (Hình IV-15). Trị số e_1 vẫn xác định bằng đường nén trên hình IV-6. Cách tính lún ảnh hưởng như bảng IV-17.

226

Đối với lớp đất thứ hai, là đất cát, chọn $\mu = 0,25$:

$$\beta = 1 - \frac{2,0,25^2}{1 - 0,25} = 0,833$$

Các trị số p_1 và e_1 đối với từng lớp phân tố nhỏ lấy theo kết quả như trong bài tập IV-1. Từ đó tính ra trị số môđun biến dạng cho từng lớp đất phân tố còn môđun biến dạng cho cả lớp đất có thể lấy là số trung bình. Trong bảng IV-18, cột cuối cùng ghi trị số môđun biến dạng tiêu chuẩn (theo Quy phạm CHNIII-B 1-62 của Liên Xô trước đây).

Bảng IV-18

Lớp đất	Lớp phân tố	Chiều dày	p_1	p_2	$p = p_2 - p_1$	e_1	e_2	$a = \frac{e_1 - e_2}{p}$	$E = \frac{1 + e_1}{a} \beta$	Trị số E trung bình	E tiêu chuẩn (theo quy phạm)
---------	-------------	-----------	-------	-------	-----------------	-------	-------	---------------------------	-------------------------------	---------------------	------------------------------

(dùng Quy phạm CHNIII-B 1-62 của Liên Xô trước đây). Đối chiếu, nhận xét.

Bài giải

Như ta đã biết giữa hệ số nén a (hoặc hệ số nén tính đối a_0) với môđun biến dạng E của đất có một liên hệ định lượng. Như vậy ta có thể từ kết quả thí nghiệm nén (đường cong nén) tính ra trị số môđun biến dạng E của nền đất.

Trước hết hãy tính ra trị số β theo công thức:

$$\beta = 1 - \frac{2\mu^2}{1 - \mu}$$

Đối với lớp đất thứ nhất, là đất á sét, chọn $\mu = 0,3$:

$$\beta = 1 - \frac{2,0,3^2}{1 - 0,3} = 0,743$$

227

trình) thường cho ta trị số môđun biến dạng E của đất lớn hơn nhiều.

Như vậy trị số môđun biến dạng của đất tính toán theo kết quả thí nghiệm nén trong phòng cần phải hiệu chỉnh. Hệ số hiệu chỉnh được xác định bằng thực nghiệm cho từng loại đất.

Bài tập IV-8. Để móng và nền đất đã trình bày ở bài tập IV-2. Tính độ lún của móng nếu giả thiết nền là một bán không gian đàn hồi.

Bài giải

Như ta biết, dựa vào kết quả của lý thuyết đàn hồi ta đã rút ra công thức (IV-2), để xác định độ lún của nền và móng.

Trước hết hãy xác định các đại lượng cần thiết cho việc tính lún:

Áp lực gây lún, theo như đã tính toán ở bài tập IV-2, $p = 13,02 \text{ N/cm}^2$.

Môđun biến dạng E của đất phải tính đối từ hệ số nén a . Vì ở đây chỉ có kết quả thí nghiệm nén đất trong phòng, nên

	(1)	50	3,00	21,20	18,20	0,907	0,795	0,00615	230	234 N/cm ²	800 N/cm ²
1	(2)	100	4,28	19,74	15,46	0,895	0,802	0,00602	234		
	(3)	100	5,96	16,50	10,54	0,877	0,815	0,00590	237		
	(4)	100	7,32	14,10	6,78	0,564	0,530	0,00502	260	261 N/cm ²	1000 N/cm ²
2	(5)	100	8,32	12,84	4,52	0,557	0,535	0,0049	268		
	(6)	150	9,34	12,30	2,96	0,552	0,537	0,00506	255		

Người ta thấy - như ta có thể nhận xét theo các số liệu ở trên - trị số môđun biến dạng E của đất tính toán ra từ kết quả thí nghiệm nén đất trong phòng thường bao giờ cũng khá nhỏ vì mẫu đất thí nghiệm trong phòng thường bé quá. Các thí nghiệm nén đất ở hiện trường với những tấm nén có diện tích lớn (nhưng cũng vẫn còn nhỏ hơn nhiều so với đế móng công

228

$\omega_m = 1,20$; $\omega_{const} = 1,13$. Dùng công thức (IV-2) tính độ lún của móng. Nếu móng là móng mềm, độ lún tại tâm móng là :

$$S_o = 13,02 \times 300 \times \frac{1}{316} \times 1,42 = 17,58 \text{ cm} ;$$

độ lún tại góc móng là :

$$S_c = 13,02 \times 300 \times \frac{1}{316} \times 0,71 = 8,79 \text{ cm} ;$$

độ lún trung bình của móng là :

$$S_m = 13,02 \times 300 \times \frac{1}{316} \times 1,20 = 14,73 \text{ cm} .$$

Nếu móng là móng cứng tuyệt đối, thì độ lún của móng sẽ là :

$$S = 13,02 \times 300 \times \frac{1}{316} \times 1,13 = 14 \text{ cm}$$

Bài tập IV-9. Tính độ lún của nền móng đã cho trong bài

theo (II-9) :

$$E = \beta \frac{1 + e_1}{a}$$

Trị số β được phép lấy bằng 0,8 cho mọi loại đất, vì nó biến đổi không nhiều lắm. Ở đây $e_1 = 0,8$; $a = 0,005 \text{ cm}^2/\text{N}$.

Vậy ta có :

$$E = 0,8 \frac{1 + 0,80}{0,005} = 288 \text{ N/cm}^2$$

Với đất á sét, chọn $\mu = 0,3$ ta có :

$$C = \frac{E}{1 - \mu^2} = \frac{288}{1 - 0,3^2} = 316$$

Hệ số ω để tính lún tra ở bảng IV-1. Ở đây với $\frac{1}{b} = \frac{5}{3} = 1,66$

và $\mu = 0,30$, ta có : $\omega_o = 1,42$; $\omega_c = \frac{1}{2} \omega_o = 0,71$;

229

Trong trường hợp này ta chọn $H_{\text{chịu nén}} = 2b$

$$H = 2 \cdot 3 = 6 \text{ m}$$

Ở đây nền đất là á sét có thể chọn $\mu = 0,3$. Với $\frac{1}{b} = \frac{5}{3} = 1,66$ và $\frac{z}{b} = \frac{6}{3} = 2$, theo bảng IV-3a (nội suy) ta có $k = 0,739$.

Tính độ lún của nền theo công thức (IV-16) :

$$S = p.b. \frac{k}{C} \\ = 13,02.300 \frac{0,739}{316} = 9,13 \text{ cm}$$

Kể đến ảnh hưởng tập trung ứng suất trên mặt đáy lớp đàn hồi hữu hạn, theo bảng IV-3b với $\frac{2H}{b} = \frac{12}{3} = 4$ ta có hệ

tập IV-2 theo phương pháp của Iêgôrov (nền đàn hồi có chiều sâu hữu hạn).

Bài giải

Ta biết rằng, nền đất không phải là một bán không gian đàn hồi lý tưởng; dưới tác dụng của tải trọng cục bộ trên bề mặt, nền đất chỉ có biến dạng tới một độ sâu nào đó mà thôi. Do đó người ta đã đề xuất ra phương pháp tính lún với mô hình nền là lớp đàn hồi có chiều dày hữu hạn. Nhưng ở đây lại gặp phải khó khăn là cách xác định phạm vi biến dạng của nền - tức là xác định chiều dày của lớp đàn hồi chịu nén. Hiện nay phạm vi chịu nén của nền vẫn chỉ có thể xác định theo một tiêu chuẩn quy ước nào đó (chẳng hạn khi tính lún bằng phương pháp cộng lún các lớp phân tố, theo quy phạm, chiều sâu chịu lún, tính đến mức $\sigma_{\text{gây lún}} = 0,2\sigma_{\text{bản thân}}$). Trong các tính toán sơ bộ có thể chọn ước lượng chiều dày của lớp chịu nén khoảng $(2 + 3)b$ tùy theo kích thước đáy móng và trị số áp lực gây lún (ở đây b - bề rộng đáy móng).

Vì Iêgôrov chỉ thành lập bảng trị số k cho trường hợp $\mu = 0,3$, cho nên đối với cả 2 lớp, ta đều xem một cách gần đúng là $\mu = 0,3$. Dùng bảng IV-3a xác định các hệ số k để tính lún theo công thức (IV-17).

Lớp thứ nhất:

- Ứng với bề mặt: $\frac{1}{b} = 1,66$; $\frac{z}{b} = \frac{0}{3} = 0$, tra bảng

$k_{z=0} = 0$;

- Ứng với đáy: $\frac{1}{b} = 1,66$; $\frac{z}{b} = \frac{2,5}{3,0} = 0,83$, tra bảng (nội

suy) có $k_{z=2,5} = 0,410$;

Lớp thứ hai:

- Ứng với bề mặt: (giống như đáy lớp thứ nhất)

số điều chỉnh $M = 1,1$.

Vậy độ lún tính toán của móng là: $1,1 \times 9,13 = 10\text{cm}$. Ta thấy độ lún của móng, tính toán với giả thiết nền là lớp đàn hồi dày hữu hạn, nhỏ hơn trường hợp xem nền là một bán không gian đàn hồi.

Bài tập IV-10. Tính độ lún của móng và nền đất đã cho trong bài tập IV-1 theo phương pháp của Iêgôrov.

Bài giải

Trường hợp này nền đất gồm 2 lớp. Giả sử chọn chiều sâu chịu nén như trong phương pháp cộng lún các lớp phân tố trước đây (mức mà $\sigma_{\text{bản thân}} = 5\sigma_{\text{gây lún}}$), $H_{\text{chịu nén}} = 6\text{m}$. Như vậy ta sẽ có:

Bề mặt lớp thứ nhất ứng với $z = 0$;

Đáy lớp thứ nhất ứng với $z = 2,5\text{m}$;

Bề mặt lớp thứ hai ứng với $z = 2,5\text{m}$;

Đáy lớp thứ hai ứng với $z = 6,0\text{m}$.

Bài giải

Theo phương pháp lớp tương đương, độ lún của móng tính bằng công thức:

$$S = a_0 \cdot h_s \cdot p$$

Trong đó, h_s - chiều dày lớp tương đương xác định theo công thức (IV-12).

Tính các đại lượng cần thiết.

Áp lực gây lún, như đã xác định trong bài tập IV-2 $p = 13,02 \text{ N/cm}^2$.

Hệ số nén tính đối của đất:

$$a_0 = \frac{a}{1 + e_1} = \frac{0,005}{1 + 0,80} = 0,00277 \text{ cm}^2/\text{N}$$

Bây giờ tìm chiều dày lớp tương đương h_s . Theo bảng IV-2a

$$k_{z=2,5} = 0,410 ;$$

- Ứng với đáy : $\frac{l}{b} = 1,66 ; \frac{z}{b} = \frac{6}{3} = 2$, tra bảng có

$$k_{z=6} = 0,739.$$

Trị số áp lực gây lún, như đã xác định trong bài tập IV-1, $p = 18,45 \text{ N/cm}^2$. Trị số môđun biến dạng, như đã xác định trong bài tập IV-7, lớp thứ nhất có $E_1 = 234 \text{ N/cm}^2$ và lớp thứ hai có $E_2 = 261 \text{ N/cm}^2$. Xác định đại lượng C theo công

$$\text{thức : } C = \frac{E}{1 - \mu^2}$$

$$C_1 = \frac{234}{1 - 0,3^2} = 257 \text{ và } C_2 = \frac{261}{1 - 0,3^2} = 286$$

Thay tất cả các đại lượng tính toán vào công thức (IV-17) ta có độ lún của móng là :

$$S = 18,45.300 \left(\frac{0,410 - 0}{257} + \frac{0,7390 - 0,410}{286} \right) = 15,2 \text{ cm}$$

Bài tập IV-11. Tính độ lún của móng và nền đất đã cho trong bài tập IV-2 theo phương pháp lớp tương đương.

232

Chiều dày lớp tương đương trung bình của móng mềm :

$$h_s = 1,47.300 = 441 \text{ cm} ;$$

và độ lún trung bình của móng là :

$$S_{m \text{ mềm}} = 0,00277.441.13,02 = 15,9 \text{ cm}.$$

Cũng có thể tính độ lún tại tâm móng (mềm) nhờ hệ số lớp tương đương ở điểm góc $A\omega_c$. Chia 4 diện đáy móng, với

$$\frac{l}{b} = \frac{2,5}{1,5} = 1,66 \text{ và } \mu = 0,30 \text{ theo bảng IV-2b ta có } A\omega_c = 0,868.$$

Chiều dày lớp tương đương ứng với điểm góc của $\frac{1}{4}$ diện đáy móng là :

$$h = 0,868.150 = 130 \text{ cm} ;$$

với $\frac{l}{b} = \frac{5}{3} = 1,66$ và $\mu = 0,30$ các hệ số lớp tương đương là :

$$A\omega_o = 1,73 ; A\omega_m = 1,47$$

$$A\omega_{\text{const}} = 1,38.$$

Nếu móng là móng cứng tuyệt đối thì chiều dày lớp tương đương là :

$$h_s = A\omega_{\text{const}}.b = 1,38.300 = 414 \text{ cm} ;$$

và độ lún của móng sẽ là :

$$S_{\text{cứng}} = 0,00277.414.13,02 = 14,8 \text{ cm}.$$

Nếu móng là móng mềm thì chiều dày lớp tương đương ứng với điểm tâm là :

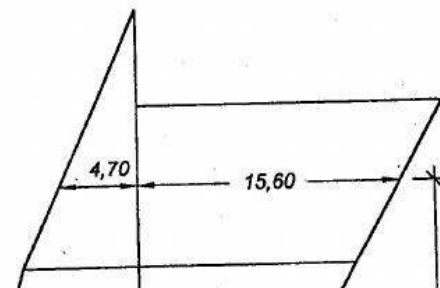
$$h_s = 1,73.300 = 519 \text{ cm} ;$$

và độ lún tại tâm móng là :

$$S_{\text{omềm}} = 0,00277.519.13,02 = 18,7 \text{ cm}.$$

233

là $2h_s = 2 \times 427,5 = 855 \text{ cm}$. Ứng suất gây lún ở đáy móng lấy trị số trung bình là $p = 18,45 \text{ N/cm}^2$ (xem bài tập IV-1), biểu đồ ứng suất gây lún trình bày trên hình IV-16.



và độ lún ở tâm móng là :

$$S_o = 4(0,00277 \times 130 \times 13,02) = 18,7 \text{ cm.}$$

Bài tập IV-12. Tính độ lún của móng trên nền đất đã cho trong bài tập IV-1, theo phương pháp lớp tương đương.

Bài giải

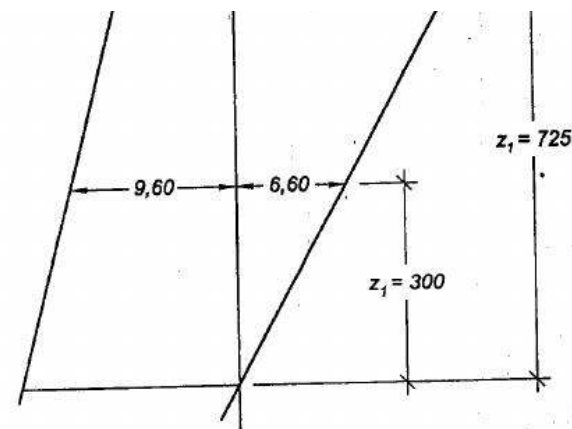
Trước hết tìm chiều dày lớp tương đương. Vì lớp á sét nằm ngay dưới đế móng, tiếp thu phần lớn ứng suất gây lún nên sẽ chọn μ trung bình thiên về sét, tức là chọn $\mu = 0,30$.

Với $\mu = 0,3$ và $\frac{1}{b} = \frac{4}{2,5} = 1,6$, theo bảng IV-2a có $A\omega_o = 1,71$; vậy chiều dày lớp tương đương là :

$$h_s = A\omega_o \cdot b = 1,71 \cdot 250 = 427,5 \text{ cm}$$

Biểu đồ phân bố ứng suất gây lún dưới đế móng theo phương pháp lớp tương đương xem như là phân bố tam giác, tương đương với diện tích $p \cdot h_s$, thì tam giác này có đáy là p , chiều cao $2h_s$. Phạm vi chịu lún theo phương pháp lớp tương đương

234



Hình IV-16

Tiếp theo, ta xác định hệ số nén tính đối a_o của mỗi lớp :

Các trị số p_{1i} và p_{2i} xác định ngay trên biểu đồ ứng suất ; các trị số e_i ứng với các ứng suất đó xác định trên đường nén của mỗi lớp đất (đã có trên hình IV.6, bài tập IV-1). Các số liệu tính toán ghi ở bảng IV-19.

235

Bảng IV-19

Lớp đất	Chiều dày (cm)	z kể từ đỉnh biểu đồ σ_{gl}	$p_1 = \sigma_{bt}$	σ_{gl}	$p_2 = \sigma_{bt} + \sigma_{gl}$	e_1	e_2	$a_o = \frac{e_1 - e_2}{(p_2 - p_1)(1 + e_1)}$
1	250	725	4,7	15,6	20,3	0,890	0,798	0,00313
2	600	300	7,7	6,6	14,3	0,555	0,528	0,00263

Độ lún của mỗi lớp đất tính theo công thức (IV-4) (bài tập IV-12)

Bài tập IV-13. Một dãy móng như đã cho trong bài tập IV-4. Tính độ lún của một móng do ảnh hưởng của móng bên cạnh bằng phương pháp lớp tương đương.

Bài giải

Ta có thể tính được độ lún tại tâm O của móng A do tải trọng trên các móng B và B' ở 2 bên móng A gây ra bằng cách dùng hệ số tính chiều dày lớp tương đương của điểm góc $A\omega_c$.

Vấn chú ý đến diện I, II, như trên hình IV-14, ta có chiều dày lớp tương đương tại O, do ảnh hưởng của B và B' gây ra là :

toán một chiều). Độ lún của móng bằng tổng độ lún của lớp đất trong phạm vi $2h_s$. Ở đây ta có :

$$\begin{aligned} S &= a_{o1} \cdot h_1 \cdot p_1 + a_{o2} \cdot h_2 \cdot p_2 = \\ &= (0,00313 \cdot 250 \cdot 15,6) + (0,00263 \cdot 600 \cdot 6,6) = \\ &= 22,6 \text{ cm.} \end{aligned}$$

Hoặc :

$$\begin{aligned} S &= \frac{e_{11} - e_{21}}{1 + e_{11}} h_1 + \frac{e_{12} - e_{22}}{1 + e_{12}} h_2 = \\ &= \frac{0,890 - 0,798}{1 + 890} 250 + \frac{0,55 - 0,528}{1 + 0,555} 600 = 22,6 \text{ cm} \end{aligned}$$

Người ta cũng còn tính lún qua hệ số nén tính đối trung bình a_{om} :

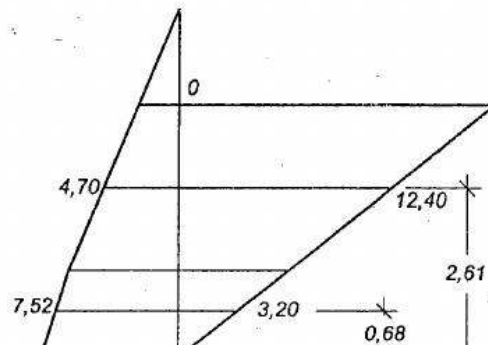
$$\begin{aligned} a_{om} &= \frac{\sum a_{oi} \cdot h_i \cdot z_i}{2h_s^2} = \frac{0,00313 \cdot 250 \cdot 725 + 0,00263 \cdot 600 \cdot 300}{2 \cdot 427^2} = \\ &= 0,00276 \end{aligned}$$

và trị số độ lún

$$S = a_{om} \cdot h_s \cdot p = 0,00276 \cdot 427 \cdot 18,45 = 22 \text{ cm}$$

236

định trị số p_{11} và p_{21} ở giữa mỗi lớp ; dùng đường cong nén của mỗi lớp đất (Hình IV-6, bài tập IV-1) để xác định e ứng với các ứng suất đó, ta tính độ lún của từng lớp đất trong



$$n_s = 4(n'_s - n''_s)$$

Vì I và II có cùng bề rộng $b = \frac{1}{2} \times 4 = 2 \text{ m} = 200 \text{ cm}$, nên ta có thể viết :

$$h_s = 4b(A\omega_{cl} - A\omega_{cII})$$

Diện I, với $\frac{1}{b} = \frac{5,25}{2} = 2,625$ và $\mu = 0,3$, theo bảng IV-2b $A\omega_{cl} = 1,041$;

Diện II, với $\frac{1}{b} = \frac{2,75}{2} = 1,375$ và $\mu = 0,3$, theo bảng IV-2b $A\omega_{cII} = 0,800$;

Vậy ta có :

$$h_s = 4 \cdot 200(1,041 - 0,800) = 192,8 \text{ cm}$$

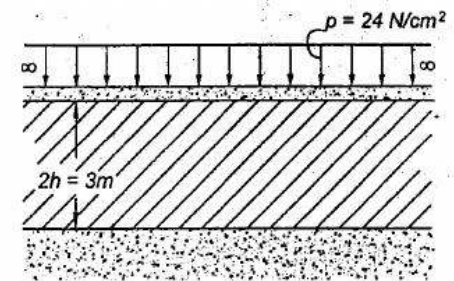
Phạm vi chịu lún tại O, do ảnh hưởng của B và B' :

$$2h_s = 2 \cdot 192,8 = 386 \text{ cm}$$

Biểu đồ ứng suất gây lún trên trục O, do ảnh hưởng của B và B' sẽ là tam giác đáy $p = 18,45 \text{ N/cm}^2$ và chiều cao là $2h_s = 386 \text{ cm}$. Dựa vào biểu đồ ứng suất (Hình IV-17) để xác

237

Vẽ biểu đồ phân bố ứng suất hữu hiệu (ứng suất do hạt tiếp thu) trong lớp đất sét ở những thời điểm $t_1 = \frac{1}{3}$ năm, $t_2 = \frac{1}{2}$ năm, $t_3 = 1$ năm sau khi gia tải.



Bài giải

Hình IV-18a

lớp đất trong phạm vi $2h_s$, các số liệu tính toán ghi ở bảng IV-20.

Hình IV-17

Bảng IV-20

Lớp đất	Chiều dày (cm)	$p_1 = \sigma_{bt}$	σ_{gl}	$p_2 = \sigma_{bt} + \sigma_{gl}$	e_1	e_2	$s_i = \frac{e_{1i} - e_{2i}}{1 + e_{1i}} h_i$
1	250	4,70	12,4	17,10	0,890	0,812	10,3
2	136	7,52	3,2	10,72	0,562	0,545	1,48

Vậy độ lún do ảnh hưởng của các móng lân cận (2 móng) gây ra tại tâm mỗi móng là :

$$S = 10,3 + 1,48 = 11,78 \text{ cm}$$

Bài tập IV-14. Lớp đất sét dẻo mềm dày 3m, nằm trên một lớp cát to hạt. Tải trọng nén phân bố đều (xem như vô hạn) trên bề mặt, cường độ $p = 24 \text{ N/cm}^2$ (Hình IV-18a). Biết các chỉ tiêu cơ lý của lớp đất : $\gamma = 18,4 \text{ kN/m}^3$; $\gamma_h = 27 \text{ kN/m}^3$; $W = 30\%$; $e_m = 0,84$; $a = 0,005 \text{ cm}^2/\text{N}$; $k_t = 1.10^{-8} \text{ cm/sec}$.

238

Lần lượt thay $n = 0, 1, 2, \dots$ vào biểu thức thì biểu thức áp lực trung bình ở đây là :

$$u = p \frac{4}{\pi} \left[\sin \frac{\pi z}{100} e^{-0,654t} + \frac{1}{3} \sin \frac{3\pi z}{300} e^{-9,054t} + \frac{1}{5} \sin \frac{5\pi z}{300} e^{-25,054t} + \dots \right]$$

Ta thấy ngay với trị số e có số mũ âm, số hạng sau nhỏ hơn số hạng trước đến vài chục lần (chuỗi hội tụ nhanh). Trong các tính toán thực hành chỉ cần tính áp lực trung bình u với

Áp dụng biểu thức (IV-19) để xác định áp lực trung bình, từ đó ta sẽ có ngay trị số áp lực hữu hiệu. Trước hết, tính hằng số cố kết C_v của lớp đất rồi từ đó tính ra thừa số thời gian N .

$$C_v = \frac{k(1 + e_m)}{a \gamma_n}$$

Ở đây : $k = 1.10^{-8} \text{ cm/sec}$, đổi ra $k = 3.10^7.10^{-8} \text{ cm/năm}$;

$$e_m = 0,84 ; a = 0,005 \text{ cm}^2/\text{N} ;$$

$$\gamma_n = 0,01 \text{ N/cm}^3.$$

Thay tất cả vào biểu thức trên ta có :

$$C_v = \frac{3.10^{-1}(1 + 0,84)}{0,01.0,005} = 6.10^3 \text{ cm}^2/\text{năm}.$$

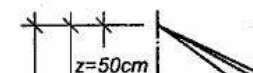
Thừa số thời gian N tính theo công thức (IV-24) :

$$N = \frac{\pi^2 C_v}{4h^2} t$$

$$N = \frac{3,14^2.6.10^3}{(3.10^2)^2} t = 0,654t$$

239

Muốn có trị giá áp lực hữu hiệu σ_{hh} ta chỉ việc lấy trị số p trừ đi áp lực trung bình $\sigma_{hh} = p - u$. Trên đồ thị (Hình IV-18b) lấy trục O làm gốc ta vẽ biểu đồ u . Nếu lấy trục O_1 (cách O một đoạn $OO_1 = p$) làm gốc, thì cũng đường cong ấy biểu thị biểu đồ σ_{hh} .



các tính toán một (hoặc 2) số hạng đầu cũng đủ độ chính xác cần thiết. đây ta tính u với một số hạng đầu :

$$u = \frac{4}{\pi} p \sin \frac{\pi z}{300} e^{-0,65t}$$

thay $p = 24 \text{ N/cm}^2$, viết lại biểu thức u là :

$$u = 30,57 \sin \frac{3,14 \cdot z}{300} e^{-0,654t}$$

Thay vào biểu thức trên các giá trị t_1, t_2, t_3 và chọn tính ở những điểm có $z = 0, 50, 100, 150$ (những điểm tính toán có thể chọn tùy ý), kết quả được bảng IV-21.

Bảng IV-21

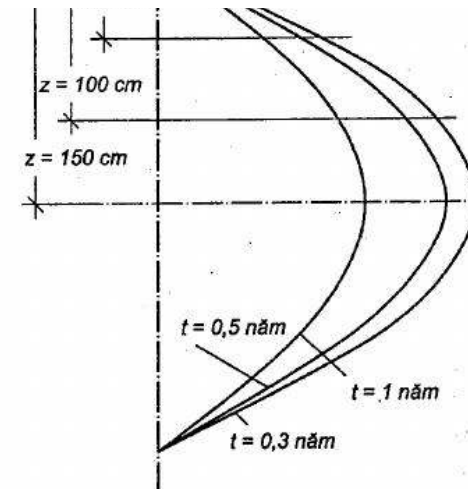
z (cm)	$\frac{\pi z}{300}$	$\sin \frac{\pi z}{300}$	$t = \frac{1}{3} \text{ năm}$		$t = 0,5 \text{ năm}$		$t = 1 \text{ năm}$	
			$e^{-0,654t}$	u(N/cm ²)	$e^{-0,654t}$	u(N/cm ²)	$e^{-0,654t}$	u(N/cm ²)
0	0	0	$e^{-0,218} = 0,8041$	0	$e^{-0,327} = 0,7210$	0	$e^{-0,654} = 0,5199$	0
50	$\frac{\pi}{6}$	0,5000		12,28		11,00		7,94
100	$\frac{\pi}{3}$	0,8670		21,25		19,10		13,78
150	$\frac{\pi}{2}$	1,0000		24,00		22,00		15,83

240

Ứng suất pháp tuyến thẳng đứng tại điểm giữa lớp sét pha là $\sigma_z = 12 \text{ N/cm}^2$. Ứng suất tự nhiên (do trọng lượng bản thân đất) $\sigma_{z1n} = 11,0 \text{ N/cm}^2$. Biến dạng tương đối tương ứng với $\sigma_z = 12 \text{ N/cm}^2$ là $\lambda_z = 12 \text{ mm/m}$.

Bài giải

Độ lún của cát thực tế sẽ chấm dứt trong thời gian xây dựng công trình. Vì vậy độ lún của công trình sau khi xây dựng xong chỉ là độ lún của lớp sét pha dày 2,4m.



Hình IV-18b

Bài tập IV-15. Hãy tính thời gian lún hoàn toàn của công trình với các số liệu cho sau đây :

Nền công trình là nền cát. Ở độ sâu nhất định xen kẹp một lớp sét pha dẻo mềm, bão hòa nước dày 2,4m. Độ ẩm tự nhiên của sét pha là $W = 25\%$. Tỷ trọng hạt $\Delta = 2,7$, hệ số thấm $k = 4.10^{-9} \text{ cm/s}$.

241

Với $a = 0,00166 \text{ cm}^2/\text{N}$; $e_{tb} = 0,665$; $k = 4.10^{-9} \text{ cm/s}$; $\gamma_n = 0,01 \text{ N/cm}^3$; $H = 2H/2 = 120 \text{ cm}$ ta tính được

$$\begin{aligned} \xi &= \frac{C_V}{H^2} = \frac{k(1 + e_{tb})}{a \gamma_n H^2} = \frac{4.10^{-9}(1 + 0,665)}{0,00166 \cdot 0,01 \cdot 120^2} \\ &= 2,78.10^{-8} (1/s) = 2,78.10^{-8} \cdot 365.86400 \\ &= 0,87 (1/năm) \end{aligned}$$

Ở trường hợp này ta phải tìm thời gian lún hoàn toàn của lớp sét pha dưới tác dụng của ứng suất $\sigma_z = 12 \text{ N/cm}^2$.

Tính toán được tiến hành theo trình tự sau :

Tính hệ số ξ :

$$\xi = \frac{C_v}{H^2} = \frac{k(1 + e_{tb})}{a \gamma_n H^2}$$

Hệ số rỗng ban đầu của đất bão hòa nước tính theo công thức :

$$e_o = 0,01 W \Delta = 0,25.2,7 = 0,675$$

Hệ số rỗng ứng với $\sigma_z = 12 \text{ N/cm}^2$ tính theo công thức :

$$e = e_o - \frac{\lambda_z(1 + e_o)}{1000} = 0,675 - \frac{12(1 + 0,675)}{1000} = 0,655$$

Hệ số nén lún a tại điểm giữa lớp sét pha :

$$a = \frac{e_o - e}{p - p_o}$$

Ở đây : $p - p_o = \sigma_{ztn} + \sigma_z - \sigma_{ztn} = \sigma_z = 12 \text{ N/cm}^2$

Vậy

$$a = \frac{0,675 - 0,655}{12} = 0,00166 \text{ cm}^2/\text{N}$$

Hệ số rỗng trung bình tính theo công thức sau :

$$e_{tb} = \frac{e_o + e}{2} = \frac{0,675 + 0,655}{2} = 0,665$$

242

pha dày bão hòa nước. Chiều sâu chôn móng $h = 2,0 \text{ m}$; dưới móng trải một lớp cát mỏng chiều dày không đáng kể. Ứng suất tiếp xúc ở đáy móng $p = 25 \text{ N/cm}^2$.

Độ ẩm tự nhiên của sét pha $W = 32\%$; tỉ trọng hạt $\Delta = 2,7$; trọng lượng riêng của đất ở trên mức đáy móng là $\gamma_w = 20 \text{ kN/m}^3$.

Hệ số thấm $k = 2.10^{-8} \text{ cm/s}$ ($0,63 \text{ cm/năm}$). Lực

Thời gian lún hoàn toàn lấy với độ cố kết $U_t = 95\%$, xem như σ_z không đổi trong phạm vi chiều dày lớp sét pha, nước thấm cả lên trên và xuống dưới (sơ đồ 0), ta có thời gian lún hoàn toàn là :

$$t_{\text{hoàn toàn}} = \frac{1,13}{\xi} = \frac{1,13}{0,87} = 1,29 \text{ năm}$$

Giả sử dưới lớp sét pha lại là lớp đất sét, nước chỉ thoát theo chiều từ dưới lên, lúc đó thời gian lún hoàn toàn tính như sau (sơ đồ 0) :

$$\begin{aligned} \xi &= \frac{C_v}{(2H)^2} = \frac{k(1 + e_{tb})}{a \gamma_n (2H)^2} \\ &= \frac{4.10^{-9}(1 + 0,665)}{0,00166.0,01.240^2} = 6,9.10^{-9} \text{ (1/s)} \\ &= 0,22 \text{ (1/năm)} \end{aligned}$$

Thời gian lún hoàn toàn trong trường hợp này là :

$$t_{\text{hoàn toàn}} = \frac{1,13}{\xi} = \frac{1,13}{0,22} = 5,2 \text{ năm}$$

Như bài tập trên ta thấy, nếu nước thoát theo 1 phía thời gian lún hoàn toàn lớn gấp gần 4,03 lần trường hợp nước thoát theo 2 phía :

Bài tập IV-16. Hãy tìm thời gian lún hoàn toàn của một móng băng có chiều rộng $b = 2,0 \text{ m}$ được đặt trên một lớp sét

243

Hệ số rỗng trung bình của đất :

$$e_{tb} = \frac{e_o + e}{2} = \frac{0,864 + 0,827}{2} = 0,846$$

Tính hệ số ξ :

$$\xi = \frac{C_v}{H^2} = \frac{k(1 + e_{tb})}{a \gamma_n H^2}$$

Hệ số thấm trung bình λ_z của đất là $\lambda_z = 20 \text{ mm/m}$ thì biến dạng tương đối nén tăng từ 4 N/cm^2 đến 25 N/cm^2 thì biến dạng tương đối của đất là $\lambda_z = 20 \text{ mm/m}$

Bài giải

Cách giải cũng giống như bài tập IV-15 chỉ khác ở chỗ ứng suất và các đặc trưng liên quan lấy ở mức đáy móng và biểu đồ phân bố ứng suất do tải trọng ngoài có dạng tam giác (sơ đồ 2).

Trình tự tính toán như sau.

Tính hệ số nén lún a :

Hệ số rỗng ban đầu trường hợp đất bão hòa nước ($G=1$) được tính bằng công thức sau :

$$e_o = 0,01W_\Delta = 0,32.2,7 = 0,864$$

Hệ số rỗng của đất ứng với $\lambda_z = 20 \text{ mm/m}$ được tính bằng công thức :

$$e = e_o - \frac{\lambda_z(1+e_o)}{1000} = 0,864 - \frac{20(1+0,864)}{1000} = 0,827$$

Với $\gamma_w = 20 \text{ kN/m}^3$, chiều sâu chôn móng $h = 2,0 \text{ m}$ thì ứng suất do trọng lượng bản thân đất tại đáy móng là :

$$P_o = \sigma_{\text{tự nhiên}} = \gamma_w h = 20.2 = 40 \text{ kN/m}^2 = 4 \text{ N/cm}^2$$

Hệ số nén lún của đất tại đáy móng là :

$$a = \frac{e_o - e}{p - P_o} = \frac{0,864 - 0,827}{25 - 4} = 0,0017 \text{ cm}^2/\text{N}$$

Bài toán thuộc sơ đồ 0. Từ các công thức :

$$N = \frac{\pi^2}{4} T_v = \frac{\pi^2}{4} \frac{C_v}{H^2} t = \frac{\pi^2}{4} \xi t$$

Tra bảng IV-4 sẽ tìm được độ cố kết U_1 từ các giá trị của N .

Áp dụng công thức :

Chiều sâu của vùng chịu nén được tính bằng phương pháp lớp tương đương sẽ là : $2h_s = 7,2 \text{ m} = 720 \text{ cm}$.

Nước chỉ thấm theo chiều từ dưới lên nên đây là sơ đồ 2 với chiều dài đường thấm $H = 720 \text{ cm}$.

Vậy :

$$\xi = \frac{C_v}{H^2} = \frac{k(1+e_{tb})}{a\gamma_w H^2} = \frac{0,63(1+0,846)}{0,0016.0,01.720^2} = 0,131 \text{ (1/năm)}$$

Ta có :

$$N = \frac{\pi^2}{4} T_v = \frac{\pi^2 C_v}{4 H^2} t = \frac{\pi^2}{4} \xi t$$

$$\text{Vậy } t = \frac{4N}{\pi^2 \xi}$$

Ở sơ đồ 2 khi độ cố kết $U_1 = 95\%$ (coi như đất lún hoàn toàn) ta có $N_2 = 2,54$. Từ đó, thời gian lún hoàn toàn của móng là :

$$t = \frac{4.2,54}{\pi^2 \cdot 0,131} = 7,86 \text{ năm.}$$

Bài tập IV-17. Với số liệu cho trong bài tập IV-15. Nước thoát theo 2 phía lên trên và xuống dưới. Hãy vẽ biểu đồ lún theo thời gian của móng do quá trình nén lún của lớp sét pha.

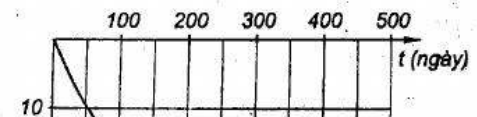
Bài giải

Độ lún cuối cùng của lớp sét pha được tính theo công thức sau :

$$S = \lambda_z h = 12.2,4 = 28,8 \text{ mm}$$

Biểu đồ lún của móng vẽ được như hình IV-19.

Bài tập IV-18. Ở đáy một móng có lớp cát dày $0,5 \text{ m}$. Dưới đó là lớp sét pha chiều dày $1,2 \text{ m}$.



$$U_t = \frac{S_t}{S} \quad \text{tính được } S_t = U_t S$$

Ví dụ $t = 10$ ngày (0,027 năm)

$$N = \frac{\pi^2}{4} T_v = \frac{\pi^2}{4} \frac{C_v}{H^2} t = \frac{\pi^2}{4} \xi t$$

$$= \frac{3,14^2}{4} \cdot 0,87 \cdot 0,027 = 0,058$$

Tra bảng IV-4 (sơ đồ 0) ứng với $N = 0,058$ ta được

$$U_t = 0,1725$$

$$S_t = U_t \cdot S = 0,1725 \cdot 28,8 = 4,97 \text{ mm}$$

Tiếp tục tính tương tự như trên với $t = 20$ ngày ;

$$U_t = 0,245$$

$$S_t = 7,05 \text{ mm}$$

Kết quả tính toán lập được bảng IV-22.

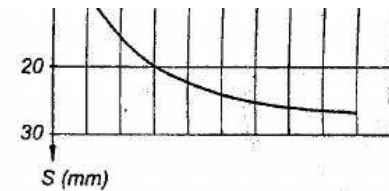
Bảng IV-22

t (ngày)	N	U_t	S_t (mm)	t (ngày)	N	U_t	S_t (mm)
0	0	0	0	140	1,12	0,733	21,11
10	0,058	0,1725	4,97	200	1,16	0,745	21,45
20	0,116	0,245	7,05	240	1,39	0,798	22,98
40	0,232	0,293	8,43	280	1,62	0,838	24,13
60	0,348	0,423	12,18	320	1,85	0,87	25
80	0,464	0,487	14,02	400	2,32	0,916	26,38
100	0,58	0,545	15,69				

h_a - chiều dày lớp đất trong phòng thí nghiệm
 h_b - chiều dày lớp đất ở hiện trường
 ... tính thời gian lún của các lớp sét pha vì lớp

sét pha chiều dày 1,2m.

Khi nén cố kết một mẫu sét pha có chiều cao $h = 3,0$ cm với áp lực bằng áp lực tại điểm giữa lớp sét pha là σ_{z1} , thì thời gian lún ứng với 95% độ lún của mẫu là $t_1 = 6$ h (độ cố kết $U_t = 95\%$ coi như lún hoàn toàn). Khi áp lực là σ_{z1} thì độ lún tương đối của mẫu là $\lambda_{z1} = 15$ mm/m.



Hình IV-19

Sau lớp cát thứ 2 dày 0,2m là lớp sét pha thứ 2 dày 2,2m. Với lớp sét pha thứ 2 cũng tiến hành thí nghiệm nén cố kết một mẫu có chiều cao $h = 3,0$ cm với áp lực bằng áp lực tại điểm giữa lớp sét pha thứ 2 là σ_{z2} . Thời gian lún hoàn toàn của mẫu ($U_t = 95\%$) là 20h và ứng với σ_{z2} độ lún tương đối của mẫu là $\lambda_{z2} = 9$ mm/m.

Dưới lớp sét pha thứ hai là cát. Tất cả đều bão hòa nước. Hãy tìm độ lún và thời gian lún hoàn toàn của móng

Bài giải

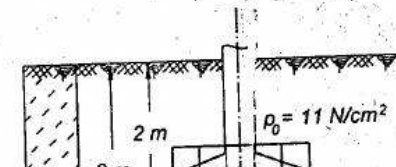
Thời gian lún hoàn toàn của một lớp đất ở hiện trường có thể tính bằng công thức gần đúng sau đây :

$$t_b = t_a \frac{h_b^n}{h_a^n} = t_a \sqrt[n]{\frac{h_b^3}{h_a^3}}$$

Trong đó :

t_a - thời gian lún hoàn toàn của mẫu đất tương ứng trong phòng thí nghiệm ;

Nén đất gồm 2 lớp :
 lớp á sét dày 3 m có
 các chỉ tiêu cơ lý là :
 $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$; $\Delta = 2,7$;
 $W = 24\%$; thí nghiệm



Ở đây ta chỉ tính độ lún của cát kết thúc lún rất nhanh.

Trong bài tập này có 2 lớp sét pha :

Lớp thứ nhất có chiều dày $h_1 = 1,2\text{m}$; $\lambda_{z1} = 15\text{ mm/m}$.

Lớp thứ 2 có chiều dày $h_2 = 2,2\text{m}$; $\lambda_{z2} = 9\text{mm/m}$.

Vậy độ lún của mỗi lớp như sau :

Lớp sét pha thứ nhất

$$S_1 = \lambda_{z1} h_1 = 15 \cdot 1,2 = 18\text{mm}$$

Lớp sét pha thứ hai

$$S_2 = \lambda_{z2} h_2 = 9 \cdot 2,2 = 20\text{ mm}$$

Độ lún hoàn toàn của công trình :

$$S = S_1 + S_2 = 18 + 20 = 38\text{ mm}$$

Từ công thức gần đúng (IV-27) tính thời gian lún hoàn toàn của các lớp sét pha :

Lớp sét pha thứ nhất

$$h_a = 0,03\text{m} ; h_b = 1,2\text{ m} ; t_a = 6\text{h}$$

Thời gian lún hoàn toàn của lớp này là :

$$t_{b1} = 6 \sqrt{\frac{1,2^3}{0,03^3}} = 1,518 \cdot 10^3 \text{h} = 63,25\text{ ngày}$$

Tương tự như vậy, lớp sét pha thứ hai có :

$$t_{b2} = 20 \sqrt{\frac{2,2^3}{0,03^3}} = 12,559 \cdot 10^3 \text{h} = 523,29\text{ ngày}$$

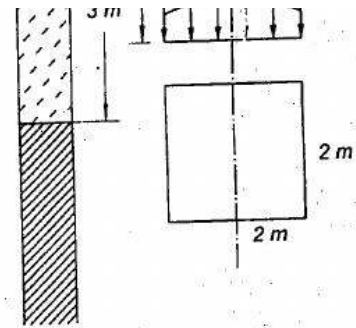
Thời gian lún hoàn toàn của công trình sẽ là 523,29 ngày (thời gian lún lâu hơn của hai lớp sét trên).

Bài tập IV-19. Kích thước móng, ứng suất dưới đế móng và mặt cắt lỗ khoan trình bày trên hình IV-20.

248

Lớp thứ hai : sét dẻo nhão, $\gamma_w = 19,2\text{ kN/m}^3$; $\Delta = 2,72$; $W = 40\%$; thí nghiệm nén : $e_1 = 0,91$; $e_2 = 0,85$; $e_3 = 0,83$; $e_4 = 0,82$.

nén : $e_1 = 0,79$; $e_2 = 0,74$; $e_3 = 0,71$; $e_4 = 0,70$. Lớp thứ hai cũng là á sét chiều dày lớn, các chỉ tiêu là : $\gamma = 17,5\text{ kN/m}^3$; $\Delta = 2,68$; $W = 22\%$; thí nghiệm nén : $e_1 = 0,78$; $e_2 = 0,73$; $e_3 = 0,71$; $e_4 = 0,70$. Tính độ lún của nền móng bằng phương pháp cộng lún các lớp phân tố.

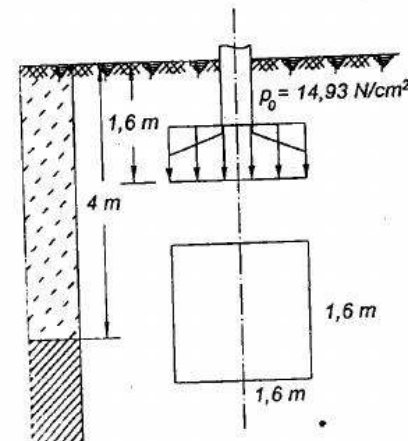


Hình IV-20

Trả lời. Độ lún ở tâm móng $S = 5,46\text{ cm}$ (phạm vi chịu lún là 2,8 m kể từ đáy móng).

Bài tập IV-20. Sơ đồ tính toán nền móng trình bày trên hình IV-21. Chỉ tiêu cơ lý của các lớp đất là :

Lớp thứ nhất : á sét dẻo nhão, $\gamma_w = 17,4\text{ kN/m}^3$; $\Delta = 2,65$; $W = 20\%$; thí nghiệm nén : $e_1 = 0,76$; $e_2 = 0,71$; $e_3 = 0,69$; $e_4 = 0,68$.



Hình IV-21

Bài tập IV-25. Đế móng và nền đất đã cho trên hình IV-21. Tính độ lún của móng (xem nền đất là một bán không gian đàn hồi).

249

Tính độ lún của nền móng bằng phương pháp lấy tổng độ lún của các lớp phân tố.

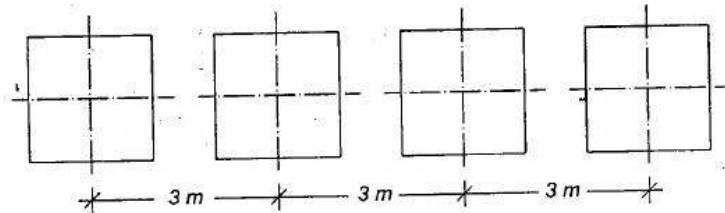
Trả lời. Độ lún ở tâm móng $S = 4,8 \text{ cm}$; phạm vi chịu lún là $3,2 \text{ m}$ kể từ đáy móng.

Bài tập IV-21. Đế móng và nền đất đã cho trên hình IV-20. Tính độ lún của nó với giả thiết nền đất là một bán không gian đàn hồi.

Trả lời. $S_o = 4,21 \text{ cm}$; $S_c = 2,1 \text{ cm}$; $S_m = 3,57 \text{ cm}$; $S_{\text{const}} = 3,3 \text{ cm}$.

Bài tập IV-22. Đế móng và nền đất đã cho trên hình IV-20. Tính độ lún bằng phương pháp lớp tương đương.

Bài tập IV-23. Đế móng và nền đất đã cho trên hình IV-20. Tính độ lún của nền móng, giả thiết nền là một lớp đàn hồi có chiều dày hữu hạn.



Hình IV-22

Bài tập IV-24. Đế móng và nền đất đã cho trên hình IV-20 bao gồm một dãy móng mặt bằng bố trí như hình IV-22. Tính độ lún ảnh hưởng của 2 móng bên cạnh đối với móng ở giữa (dùng phương pháp lớp tương đương tính lún).

Trả lời. Độ lún do ảnh hưởng của 2 móng lân cận gây ra tại mỗi móng là $S_{a,h} = 2,5 \text{ cm}$.

Bài tập IV-26. Đế móng và nền đất đã cho trên hình IV-21. Tính độ lún của móng bằng phương pháp lớp tương đương.

Bài tập IV-27. Đế móng và nền đất đã cho trên hình IV-21. Tính độ lún của móng, xem nền là một lớp đàn hồi có chiều dày hữu hạn.

Bài tập IV-28. Đế móng và nền đất đã cho trên hình IV-21, bao gồm một dãy móng bố trí mặt bằng như hình IV-22. Tính độ lún ảnh hưởng của 2 móng lân cận đối với móng ở giữa.

Bài tập IV-29. Đế móng đã cho trên hình IV-20. Thay đổi độ sâu đặt móng : tính độ lún với độ sâu đặt móng $h = 1 \text{ m}$ và tính độ lún với độ sâu đặt móng $h = 3 \text{ m}$. Từ đó rút ra nhận xét về ảnh hưởng của độ sâu đặt móng đối với trị số độ lún. (Có thể tính lún bằng phương pháp nào cũng được và giả thiết tổng tải trọng tác dụng lên móng không đổi).

Bài tập IV-30. Một móng băng có bề rộng b , ứng suất gây lún $p_o - \gamma h = p$; nền đất có các chỉ tiêu E, a, μ đã biết. Thay đổi bề rộng móng ($2b, 3b$), giả thiết tổng tải trọng tác dụng lên móng không đổi. Tính độ lún của móng (chẳng hạn bằng phương pháp lớp tương đương), từ đó rút ra nhận xét về ảnh hưởng của việc thay đổi bề rộng móng đối với trị số độ lún.

Hiện nay có rất nhiều phương pháp xác định sức chịu tải của nền đất. Nói chung có thể phân biệt ra 3 nhóm :

Chương V

SỨC CHỊU TẢI CỦA NỀN ĐẤT VÀ ỔN ĐỊNH MÁI ĐẤT

TÓM TẮT LÝ THUYẾT

V-1. Sức chịu tải của nền đất

Giả sử ta tác dụng lên nền đất một tải trọng p ; nếu tăng dần p lên thì sẽ tới một lúc nền đất mất ổn định, một vùng đất (gọi là lăng thể trượt) bị trượt đi theo một mặt trượt nào đó, độ lún tăng đột ngột, đất bị ép trôi sang bên cạnh; nền đất xem như không còn khả năng tiếp thu tải trọng nữa. Tải trọng làm cho nền đất mất ổn định gọi là tải trọng cực hạn hay tải trọng tối hậu p_u . Nếu ứng suất dưới đế móng công trình đạt tới tải trọng cực hạn thì công trình sẽ bị nghiêng ngã đổ vỡ.

Tính toán sức chịu tải của nền đất, thì hoặc là xác định tải trọng cực hạn p_u , từ đó xác định tải trọng cho phép tác dụng lên nền đất:

$$[p] = \frac{p_u}{F_s} \quad (F_s - \text{hệ số an toàn, thường yêu cầu } F_s \geq 2),$$

hoặc là kiểm tra xem với tải trọng tác dụng lên nền đất đã biết, hệ số ổn định (hay hệ số an toàn) F_s là bao nhiêu.

1. Các phương pháp tính toán dựa trên một mặt trượt giả định và xét sự cân bằng của lăng thể trượt;

2. Các phương pháp tính toán dùng kết quả của lý thuyết đàn hồi (nghĩa là xem nền đất như một bán không gian biến dạng tuyến tính);

3. Các phương pháp tính toán theo lý thuyết cân bằng giới hạn của môi trường rời.

1. Các phương pháp tính toán sức chịu tải của nền đất theo một mặt trượt giả định trước

Đơn giản hơn cả, giả thiết mặt trượt là phẳng. Vì hình dạng phẳng của mặt trượt sai lệch nhiều so với hình dạng của mặt trượt thực tế trong nền đất nên kết quả tính toán với giả thiết mặt trượt phẳng bị sai lệch nhiều và hiện nay người ta ít dùng.

Giả thiết mặt trượt cong, để cho tiện lợi, người ta thường chọn mặt trượt có dạng hình trụ tròn. Tính toán sức chịu tải của nền đất với giả thiết mặt trượt trụ tròn tương tự như phương pháp mặt trượt cong tròn đánh giá ổn định của mái đất trình bày ở phần ổn định mái đất.

Giả thiết mặt trượt có dạng hỗn hợp vừa cong vừa phẳng cũng được dùng, ví dụ phương pháp tính toán sức chịu tải của nền của Ievdokimov được trình bày trong bài tập lớn dùng cho sinh viên ngành thủy lợi, cầu đường ở cuối sách.

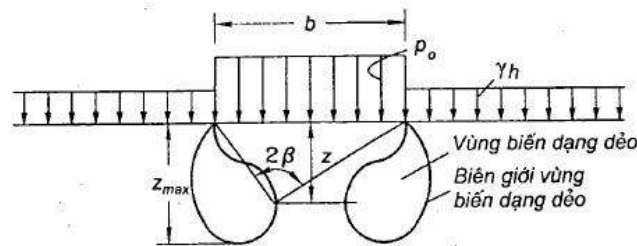
2. Tính toán sức chịu tải của nền đất theo giả thiết nền đất là một bán không gian biến dạng tuyến tính

Xác định ứng suất tại mỗi điểm trong nền đất dưới tác dụng của tải trọng ngoài và trọng lượng bản thân (Dùng kết quả của lý thuyết đàn hồi như trình bày trong chương III). Sau đó dựa vào các điều kiện (II-14) + (II-16) ta xác định được vùng cân bằng cực hạn (hay gọi là vùng biến dạng dẻo).

Trường hợp tải trọng hình dạng người ta viết được phương trình đường biên giới vùng biến dạng dẻo :

$$z = \frac{p_0 - \gamma h}{\pi \gamma} \left(\frac{\sin 2\beta}{\sin \varphi} - 2\beta \right) - \frac{c}{\gamma} \cot \varphi - h \quad (V-1)$$

$z, 2\beta$ - độ sâu và góc nhìn của điểm ở biên giới vùng biến dạng dẻo (Hình V-1).



Hình V-1

Từ đó xác định được độ sâu vùng biến dạng dẻo :

$$z_{\max} = \frac{p_0 - \gamma h}{\pi \gamma} \left(\cot \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2} \right) - \frac{c}{\gamma} \cot \varphi - h \quad (V-2)$$

Từ (V-2) rút ra biểu thức của tải trọng theo độ sâu vùng biến dạng dẻo :

$$p_0 = p_{gh} = \frac{\pi \gamma \left(z_{\max} + h + \frac{c}{\gamma} \cot \varphi \right)}{\cot \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} + \gamma h \quad (V-3)$$

Nếu xem như tải trọng đạt cực hạn thì lúc nền đất mất ổn định là lúc tải trọng ứng với hai vùng dẻo ở hai mép móng phát triển đến gặp nhau, theo Iaropolxki khi đó :

$$z_{\max} = \frac{b}{2} \cot \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

Như vậy ta sẽ có :

$$p_u = \frac{\pi \gamma \left[\frac{b}{2} \cot \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) + h + \frac{c}{\gamma} \cot \varphi \right]}{\cot \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} + \gamma h \quad (V-4)$$

Những tính toán như trên chỉ đúng khi trong nền đất không có vùng biến dạng dẻo, vì những tính toán này dựa trên giả thiết nền biến dạng tuyến tính (Dùng kết quả của lý thuyết đàn hồi). Vì vậy có thể xem như công thức (V-4) là không thích hợp để xác định tải trọng cực hạn phá hỏng nền đất. Nhưng công thức (V-3) có thể thích hợp để xác định tải trọng ứng với lúc bắt đầu phát triển vùng biến dạng dẻo ($z_{\max} = 0$) gọi là tải trọng giới hạn mép (hay tải trọng tới dẻo của Puzutrieuxki) :

$$p_{gh\text{mép}} = \frac{\pi \gamma \left(h + \frac{c}{\gamma} \cot \varphi \right)}{\cot \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} + \gamma h \quad (V-5)$$

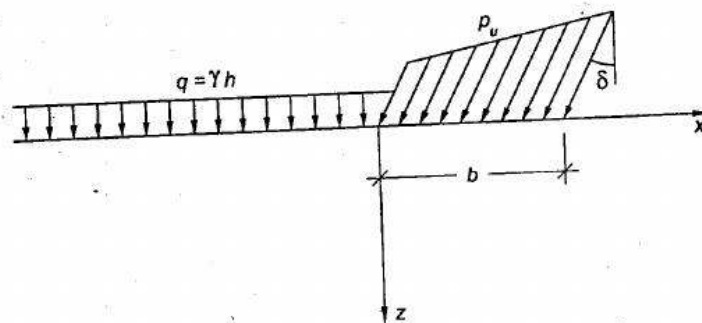
Trị giá $p_{gh\text{mép}}$ này quá bé, vì về thực chất nó chưa hề đụng chạm tới vấn đề ổn định của nền (khi đất đã biến dạng dẻo). Nói cách khác, để giải quyết bài toán của nền (khi đất đã làm việc ở giai đoạn biến dạng dẻo) thì việc áp dụng các kết quả của lý thuyết đàn hồi là không thích hợp.

3. Phương pháp tính toán theo lý thuyết cân bằng giới hạn

• Công thức Xôcôlovski

Ở đây ta xét bài toán phẳng : xét một nửa mặt phẳng cân bằng giới hạn. Mọi điểm của môi trường đều ở trạng thái cân bằng giới hạn nghĩa là các ứng suất $\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}$ của nó thỏa mãn điều kiện Mohr - Rankine (biểu thức II-16'). Biểu thức này cùng với 2 phương trình cân bằng tĩnh học là hệ 3 phương trình cơ bản của lý thuyết cân bằng giới hạn. Cách giải của B.B. Xôcôlovski là : biến đổi hệ phương trình cơ bản thành hệ 2 phương trình

Hoạt
+ Ngly thng pháp
+ Kc thuc Terzaghi & Bc r-cant-xer 255



Hình V-2

vi phân đạo hàm riêng dạng hyperbolic và giải bằng phương pháp đường đặc trưng. Các phương trình của 2 họ đường đặc trưng là các phương trình vi phân thường được giải bằng sai phân cho phép ta vẽ ra lưới đường trượt đi từ các biên với phụ tải γh ; lưới đường trượt dẫn đến vùng có tải trọng cực hạn p_u (Hình V-2). Công thức tính p_u của Xôcôlovski là :

$$p_u = \gamma N_\gamma + \gamma h \cdot N_q + c \cdot N_c \quad (V-6)$$

Các hệ số N_γ , N_q , N_c cho trong bảng V-1 (δ - góc nghiêng của tải trọng).

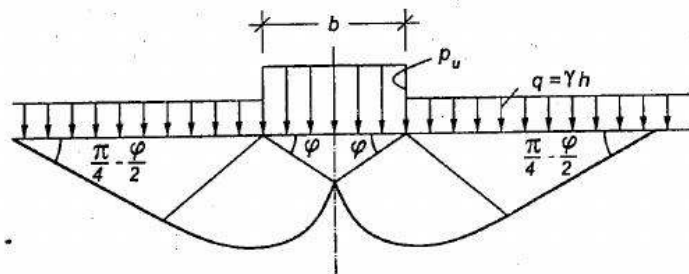
• Công thức Terzaghi

Thực nghiệm cho thấy là, khi móng làm việc, một khối đất được gắn chặt với đáy móng tạo thành một nêm đất. Terzaghi đã xây dựng một đường trượt (lăng thể trượt) nửa thực nghiệm như trình bày trên hình V-3. Từ đó, chỉ cần xét cân bằng tĩnh

Bảng V-1

Các hệ số sức chịu tải theo phương pháp Xôcôlovski

Hệ số sức chịu tải	φ (độ)									δ (độ)
	5	10	15	20	25	30	35	40	45	
N_a N_c N_γ	1,57 6,49 0,17	2,47 8,34 0,56	3,49 11,00 1,40	6,40 14,90 3,16	10,70 20,70 6,92	18,40 30,20 15,32	33,30 46,20 35,19	64,20 75,39 86,46	143,50 133,50 236,30	0
N_a N_c N_γ	1,24 2,72 0,09	2,16 6,56 0,38	3,44 9,12 0,99	5,56 12,50 2,31	9,17 17,50 5,02	15,60 25,40 11,10	27,90 38,40 24,38	53,70 61,60 81,38	96,40 95,40 164,30	5
N_a N_c N_γ		1,50 2,84 0,25	2,85 6,88 0,62	4,65 10,00 1,51	7,65 14,30 3,42	14,90 20,60 7,64	22,80 31,10 17,40	42,40 49,30 41,78	85,10 84,10 109,50	10
N_a N_c N_γ			1,79 2,94 0,25	3,64 7,27 0,89	6,13 11,00 2,15	10,40 16,20 4,93	18,10 24,50 11,34	33,30 38,50 927,61	65,40 64,40 70,58	15
N_a N_c N_γ				2,09 3,00 0,32	4,58 7,68 1,19	7,97 12,10 2,92	13,90 18,50 6,91	25,40 29,10 16,41	49,20 48,20 43,00	20
N_a N_c N_γ					2,41 3,03 0,38	5,67 8,09 1,60	10,20 13,20 3,84	18,77 21,11 9,53	36,75 35,75 24,86	25
N_a N_c N_γ						2,75 3,02 0,43	6,94 8,49 1,84	13,10 14,40 4,96	25,40 24,40 13,31	30
N_a N_c N_γ							3,08 2,97 0,47	8,43 8,86 2,21	16,72 15,72 6,41	35
N_a N_c N_γ								3,47 2,83 0,49	10,15 9,15 2,60	40
N_a N_c N_γ									3,78 2,78 0,50	45



Hình V-3

học của lăng thể trượt mà có được trị số p_u . Terzaghi là người đầu tiên dùng các hệ số sức chịu tải N_γ (hệ số bề rộng), N_q (hệ số độ sâu), N_c (hệ số lực dính) theo truyền thống vẫn được dùng cho đến nay. Công thức Terzaghi dùng cho móng băng là :

$$p_u = 0,5\gamma b N_\gamma + \gamma h N_q + c N_c \quad (V-7)$$

Những nghiên cứu về sau đưa đến một công thức tổng quát hơn :

$$p_u = s_\gamma i_\gamma \gamma b N_\gamma + s_q i_q \gamma h N_q + s_c i_c c N_c \quad (V-8)$$

Trong đó :

s - hệ số hình dạng (để có thể dùng cho móng đơn chiều dài hữu hạn) :

$$s_\gamma = 0,5 - 0,1 \, b/l ; s_q = 1 ; s_c = 1 - 0,2 \, b/l$$

(với b - bề rộng, l - chiều dài, $l > b$) ;

i - hệ số độ nghiêng của tải trọng :

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\delta}{\phi}\right)^2 ; i_q = i_c = \left(1 - 2 \frac{\delta}{\pi}\right)^2$$

(với δ là góc nghiêng của tải trọng) ;

Các hệ số N_γ , N_q , N_c cho trong bảng V-2.

Bảng V-2

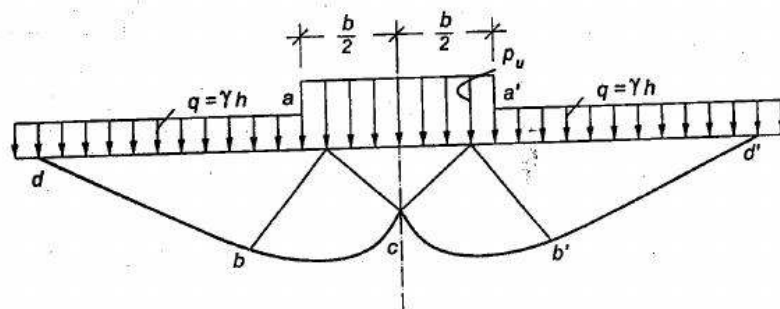
Các giá trị N_γ , N_q , N_c dùng trong công thức (V-7)

ϕ	N_γ	N_q	N_c	ϕ	N_γ	N_q	N_c
0		1	5,14	30	21,8	18,4	30,4
5	1	1,56	6,47	31	25,5	20,6	32,7
10	1	2,49	8,45	32	29,8	23,2	35,5
11	1,20	2,71	8,80	33	34,8	26,1	38,7
12	1,43	2,97	9,29	34	40,9	29,4	42,2
13	1,69	3,26	9,80	35	48,0	33,3	46,1
14	1,99	3,59	10,4	36	56,6	37,8	50,6
15	2,32	3,94	11,0	37	67,0	42,9	55,7
16	2,72	4,33	11,6	38	79,5	48,9	61,4
17	3,14	4,77	12,3	39	94,7	56,0	67,9
18	3,69	5,25	13,1	40	113,0	64,2	75,4
19	4,29	5,80	13,9	41	133,0	73,9	83,9
20	4,97	6,40	14,8	42	164,0	85,4	93,7
21	5,76	7,07	15,8	43	199,0	99,0	105,0
22	6,68	8,83	16,9	44	244,0	115,0	118,0
23	7,73	8,66	18,1	45	297,0	135,0	135,0
24	8,97	9,60	19,3	46	366,0	159,0	152,0
25	10,4	10,7	20,7	47	455,0	187,0	174,0
26	12,0	11,8	22,2	48	570,0	223,0	199,0
27	13,9	13,2	24,0	49	718,0	265,0	230,0
28	16,1	14,7	25,8	50	914,0	319,0	267,0
29	18,8	16,4	27,9				

• Công thức Bêrêzantxev

Đối với móng nông, mặt trượt có dạng như trình bày trên hình V-4.

Bêrêzantxev, cũng bằng thực nghiệm, phát hiện thấy khi bị trượt đáy móng gần với một nêm đất hình thành dưới đế móng (bởi ma sát đáy móng - đất). Ông cũng thấy rằng khi móng đặt khá nông ($h/l < 0,5$) nêm đất có dạng tam giác cân với



Hình V-4

góc ở mũi là $\frac{\pi}{4}$. Từ đó Bêrêzantxev cho công thức xác định sức chịu tải cực hạn :

$$p_u = \gamma b N_\gamma + \gamma h N_q + c N_c \quad (V-9)$$

Các hệ số N_γ , N_q , N_c cho trong bảng V-3, V-4.

Bảng V-3

Hệ số sức chịu tải theo Bêrêzantxev cho móng băng đặt nông

φ (độ)	16	18	20	22	24	26	28	30	32	34	36	38	40
Hệ số chịu tải													
N_γ	1,7	2,3	3,0	3,8	4,9	6,8	8,0	10,8	14,3	19,8	26,2	37,4	50,1
N_q	4,4	5,3	6,5	8,0	9,8	12,3	15,0	19,3	24,7	32,6	41,5	54,8	72,0
N_c	11,7	13,2	15,1	17,2	19,8	23,2	25,8	31,5	38,0	47,0	55,7	70,0	84,7

Bảng V-4

Hệ số sức chịu tải theo Bêrêzantxev cho móng tròn đặt nông ($h/b < 0,5$)

φ (độ)	16	18	20	22	24	26	28	30	32	34	36	38	40
Hệ số chịu tải													
N_γ	2,05	2,85	3,65	4,95	7,0	9,45	12,65	17,8	24,4	34,6	48,6	71,2	108
N_q	4,5	6,5	8,5	10,8	14,1	18,6	24,8	32,8	45,5	64,0	87,6	127	185
N_c	12,8	16,8	20,9	24,6	29,9	38,4	45,0	55,4	71,5	93,6	120	161	219

Như đã nói, tải trọng thiết kế (tải trọng tính toán) :

$$[p] = \frac{p_u}{F_s} \quad (F_s \text{ hệ số an toàn}) \quad (V-10)$$

Lưu ý rằng trọng lượng khối đất nằm trên đế móng cho ứng suất γh là một đại lượng chắc chắn, không có rủi ro, không cần dùng hệ số an toàn cho đại lượng này. Vì vậy, biểu thức hợp lý hơn của tải trọng thiết kế (hay tải trọng cho phép cho móng băng) theo công thức Bêrêzantxev nên viết là :

$$[p] = \frac{\gamma b N_\gamma + \gamma h (N_q - 1) + c \cdot N_c}{F_s} + \gamma h \quad (V-11)$$

Lý thuyết cân bằng cực hạn của môi trường rời áp dụng cho nền đất cát cho kết quả tương đối tốt. Còn đối với đất dính, do bản chất nội tại phức tạp, tính bền của nó cũng rất phức tạp, nên kết quả áp dụng lý thuyết này cho đất dính kém tin cậy hơn.

4. Áp lực tính toán của nền đất theo các quy phạm thiết kế nền thiên nhiên các công trình của Liên Xô trước đây

Lưu ý là trong các tiêu chuẩn Liên Xô trước đây (mà hiện nay ta vẫn dùng) có tải trọng tính toán quy ước thường ký

hiệu là $R^{lc(*)}$ (bởi vì người ta chấp nhận $z_{\max} = \frac{1}{4} b$). Khi đó ta có :

$$R^{lc} = \frac{\pi \gamma \left(0,25b + h + \frac{c}{\gamma} \cot \varphi \right)}{\cot \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} + \gamma h \quad (V-12)$$

Để tiện tính toán, cho sẵn các hệ số A, B, D tùy theo φ và có công thức :

$$R^{lc} = m[(Ab + Bh)\gamma + Dc] \quad (V-13)$$

Các hệ số A, B, D cho trong bảng V-5.

Cần đặc biệt lưu ý là trị số R^{lc} này không phải là cường độ chịu tải của nền theo điều kiện ổn định của nền. Theo tiêu chuẩn Liên Xô trước đây, trị số R^{lc} có ý nghĩa là tải trọng giới hạn của nền đất, còn làm việc trong giai đoạn biến dạng tuyến tính, và do đó có thể dùng kết quả lý thuyết đàn hồi để tính ứng suất trong nền đất.

Theo quy phạm CH-200-62 (dùng cho các công trình cầu cống) thì dùng công thức của Bêrêzantsev cho các nền đất cát, còn trong các trường hợp khác thì dùng công thức kinh nghiệm :

$$R = 1,2\{R'[1 + k_1(b - 2)] + 10k_2\gamma(h - 3)\} \quad (V-14)$$

Trong đó :

R' - sức chịu tải quy ước của nền, lấy theo kinh nghiệm (Bảng V-6a, b, c) ;

k_1, k_2 - các hệ số, lấy theo bảng V-6d ;

b, h - bề rộng và chiều sâu đặt móng ;

γ - trọng lượng riêng của đất nằm trên đáy móng.

(*) Trong các tiêu chuẩn cũ của Liên Xô trước đây dùng thuật ngữ нормативное давление do đó ta dịch là R^{lc} ; trong các tiêu chuẩn mới hơn của Liên Xô trước đây người ta đã thay đổi và dùng thuật ngữ расчётное давление, không có nghĩa là áp lực tiêu chuẩn nữa, nhưng theo thói quen ta vẫn dùng R^{lc} .

Bảng giá trị các hệ số A, B, D

Bảng V-5

Trị số tiêu chuẩn của góc ma sát trong φ (độ)	A	B	D
0	0,00	1,00	3,14
2	0,03	1,12	3,32
4	0,06	1,25	3,51
6	0,10	1,39	3,71
8	0,14	1,55	3,93
10	0,18	1,73	4,17
12	0,23	1,94	4,42
14	0,26	2,17	4,69
16	0,29	2,43	5,00
18	0,43	2,72	5,13
20	0,51	3,06	5,66
22	0,61	3,44	6,04
24	0,72	3,87	6,45
26	0,84	4,37	6,90
28	0,98	4,93	7,40
30	1,15	5,59	7,95
32	1,34	6,35	8,55
34	1,55	7,21	9,21
36	1,81	8,25	9,98
38	2,11	9,44	10,80
40	2,46	10,84	11,73
42	2,87	12,50	12,77
44	3,37	11,48	13,96
45	3,66	15,64	14,61

Trị giá ứng suất cho phép R' của các đất dính (kN/m^2)

Bảng V-6a

Tên đất	Hệ số rỗng e	Rắn	Đẻo cứng	Đẻo mềm
Cát pha (á cát)	0,50	294	245	196
	0,70	245	196	117
Sét pha (á sét)	0,50	392	294	245
	0,70	245	196	147
	1,00	196	147	98
Sét	0,50	589	442	343
	0,60	491	343	245
	0,80	294	245	147
	1,10	245	147	98

Bảng V-6b

Trị giá ứng suất cho phép R' (kN/m^2) của các đất độ rỗng lớn

Mức độ chứa nước	R'
Hơi ẩm	245
Ẩm	196
No nước	147

Bảng V-6c

Trị giá ứng suất cho phép R' (kN/m^2) của các đất cát

Tên đất	Chặt	Chặt vừa
Sỏi, cát thô (không phụ thuộc độ ẩm)	442	343
Cát vừa : Hơi ẩm	392	294
Ẩm và no nước	343	245
Cát mịn : Hơi ẩm	294	196
Ẩm và no nước	245	147
Cát bột : Hơi ẩm	245	196
Ẩm	196	147
No nước	147	98

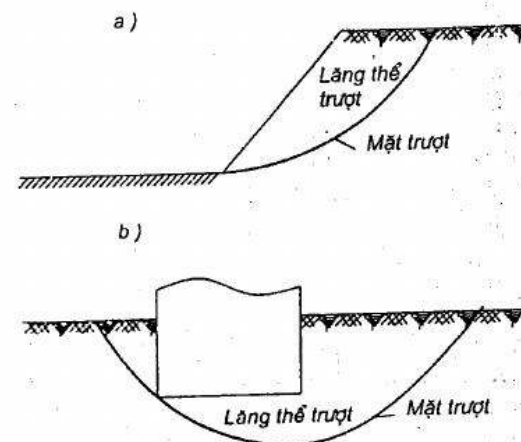
Bảng V-6d

Trị giá các hệ số k_1 , k_2 dùng trong công thức (V-14)

Tên đất	k_1	k_2
Cuội, sỏi, cát thô, cát vừa	0,10	0,30
Cát mịn	0,08	0,25
Cát bột, cát pha	0,06	0,20
Sét và sét pha ở trạng thái rắn	0,04	0,20
Sét và sét pha ở trạng thái dẻo	0,02	0,15

V-2. Sự ổn định của mái đất

Bài toán về ổn định của mái đất (Hình V-5a) cũng cùng một loại với bài toán về ổn định của nền đất dưới tác dụng của đế móng công trình (Hình V-5b).



Hình V-5

Một phương pháp đơn giản để giải bài toán này là chọn trước mặt trượt của mái đất (hoặc của nền) khảo sát sự cân bằng của lăng thể trượt, từ đó đánh giá mái đất (hay nền đất) có ổn định hay không.

Dạng của mặt trượt có thể chọn rất khác nhau : phẳng, cong theo nhiều quy luật khác nhau. Nhưng đạt mức gần đúng cần thiết và tiện lợi hơn cả là chọn mặt trượt trụ tròn. Hiện nay trong tính toán thiết kế nền của các công trình và các công trình bằng đất người ta vẫn sử dụng rộng rãi phương pháp mặt trượt trụ tròn để đánh giá ổn định của mái đất (hoặc nền đất).

Mái đất (hoặc nền đất) có ổn định hay không được đánh giá bằng hệ số ổn định (hay hệ số an toàn) F_s .

$$F_s = \frac{\text{Sức kháng cắt tiềm năng}}{\text{Sức kháng cắt cần cho cân bằng}} \quad (\text{V-15})$$

Ta xét bài toán phẳng (mái đất hoặc nền đất xem như rất dài) và khảo sát một lát dày đơn vị. Sức kháng cắt của đất, dọc theo mặt trượt, được huy động là :

$$\tau_m = \frac{c}{F_s} + \frac{\sigma \tan \varphi}{F_s} \quad (\text{V-16})$$

1. Mặt trượt cong tròn, toàn bộ lăng thể trượt là một cố thể : Phương pháp vòng tròn ma sát

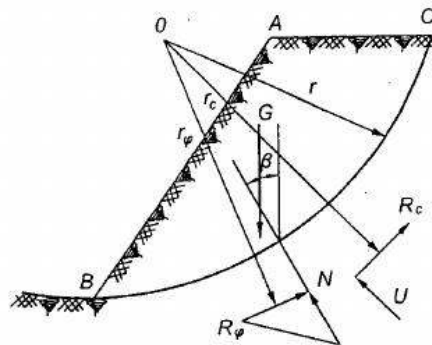
Xét mái đất AB. Giả sử mặt trượt là cung tròn BC tâm O bán kính r (Hình V-6). Các lực tác dụng lên lăng thể trượt là :

Các lực đã biết : Trọng lượng lăng thể trượt G (bằng diện tích lăng thể nhân với γ) ; lực này đặt tại trọng tâm lăng thể. U áp lực của nước (thường là áp lực thủy động ; dựa vào lưới đường dòng và đường thế mà xác định). R_c sức kháng do lực dính, trị số bằng chiều dài cung BC nhân với $\frac{c}{F_s}$ (c lực dính của đất) ; hướng tác dụng của nó là hướng dây cung BC.

Nhưng còn chưa biết : N - phân lực pháp tuyến của khối đất (nằm lại) lên lăng thể trượt và hướng tác dụng β của nó. R_φ - sức kháng do ma sát, biết trị số

$$R_\varphi = \frac{N \tan \varphi}{F_s} \quad (\text{khi}$$

biết N) nhưng chưa biết đường tác dụng của nó, chưa biết



Hình V-6

khoảng cách r_φ và tất nhiên chưa biết F_s . Với 4 ẩn số N, β , r_φ , F_s bài toán là siêu tĩnh.

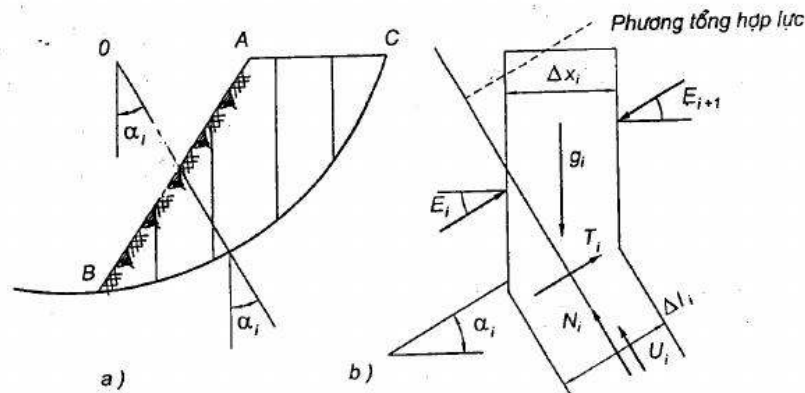
Người ta giả thiết $r_\varphi = r$ và như vậy bài toán sẽ giải được bằng cách vẽ đa giác lực khép kín cho các lực tác dụng lên lăng thể trượt ; từ đó sẽ có giá trị hệ số ổn định F_s của mái đất.

Thực tế là ta phải bắt đầu bằng việc giả thiết một giá trị φ_d , do đó có một giá trị $F_\varphi = \frac{\tan \varphi}{\tan \varphi_d}$. Vectơ R_φ phải đi qua điểm trên cung trượt mà tại đó vectơ R_φ tạo thành với pháp tuyến cung trượt (bán kính cung trượt qua điểm xét) một góc φ_d và đi qua mút vectơ G (hoặc mút vectơ tổng $S = G + U$). Để dễ dàng vẽ R_φ , ta vẽ tiếp tuyến từ mút của G với vòng tròn tâm O bán kính $r \sin \varphi_d$. Người ta gọi vòng tròn này là vòng tròn ma sát. Khi đã vẽ được R_φ , dễ dàng vẽ được vectơ R_c bằng việc khép kín mút R_φ với gốc của G. Biết R_c ta tính thử hệ số an toàn $F_c = \frac{c \cdot L}{R_c}$. Quá trình tính là một quá trình thử đúng dần sao cho $F_\varphi = F_c = F$ của cung trượt tâm O bán kính R đã chọn (xem bài tập V-9).

2. Mặt trượt cong tròn : Phương pháp phân mảnh Fellenius

Xét mái đất AB. Giả sử mặt trượt là cung tròn BC tâm O bán kính r. Cắt bằng những mặt thẳng đứng, chia lăng thể ABC ra một số mảnh n tùy ý (Hình V-7a).

Xét một mảnh i bất kỳ (Hình V-7b). Các lực tác dụng lên phần tử này gồm : Trọng lượng mảnh g_i ; tổng các lực tiếp tuyến T_i ; tổng các lực pháp tuyến N_i và tổng các lực thủy động U_i trên phương pháp tuyến với đáy mảnh ; tổng các lực tương tác giữa các mảnh i với mảnh i-1 và mảnh i+1, E_i và E_{i+1} . Nếu tính cho tất cả n mảnh thì thấy có tất cả đến $5n-2$ ẩn số. Việc giải quyết trọn vẹn một bài toán như vậy là rất phức tạp.



Hình V-7

Người ta đi đến thực hành một cách làm đơn giản hơn. Chấp nhận định nghĩa hệ số an toàn (hay hệ số ổn định) quy ước là :

$$F = \frac{\text{Mômen giữ (đối với tâm trượt O)}}{\text{Mômen đẩy (đối với tâm trượt O)}}$$

Hệ số ổn định này chỉ là quy ước vì thực ra tất cả các điều kiện cân bằng tĩnh học đã không được xét đến đầy đủ.

Đơn giản hơn nữa, Fellenius đề nghị chấp nhận là : tổng hình chiếu của tất cả các lực tương tác giữa các mảnh trên phương pháp tuyến (đường nối tâm trượt O với điểm giữa dây cung trượt Δl_i) là bằng 0 và lực N_i chỉ do g_i gây ra, nghĩa là $N_i = g_i \cos \alpha_i$ (thêm U vào nếu có). Với những đơn giản tối đa như vậy, tách lực T_i ra ta có lực $g_i \sin \alpha_i$ đẩy trượt mảnh đó ; ngược lại lực $g_i \cos \alpha_i$ gây ra ma sát $g_i \cos \alpha_i \tan \varphi_i$ giữ mảnh đó lại. Ngoài ra, lực dính trên đoạn cung Δl_i của mảnh đó là $c_i \Delta l_i$ cũng có tác dụng giữ mảnh đó lại. Lấy mômen với tâm trượt O ta có :

- Mômen đẩy trượt lăng thể đất

$$M_d = \sum_{i=1}^n g_i \sin \alpha_i r_i \quad (V-17)$$

- Mômen giữ lăng thể đất

$$M_g = \sum_{i=1}^n r_i (g_i \cos \alpha_i \tan \varphi_i + c_i \Delta l_i) \quad (V-18)$$

Vậy ta có thể đánh giá mức độ ổn định của mái đất (hoặc của nền đất) qua hệ số ổn định F , trị số của nó là :

$$F = \frac{M_g}{M_d} = \frac{\sum r_i (g_i \cos \alpha_i \tan \varphi_i + c_i \Delta l_i)}{\sum r_i g_i \sin \alpha_i} \quad (V-19)$$

$$F = \frac{\sum (g_i \cos \alpha_i \tan \varphi_i + c_i \Delta l_i)}{\sum g_i \sin \alpha_i} \quad (V-20)$$

3. Mất trượt cung tròn : Phương pháp phân mảnh Bishop giản đơn

Cũng phân mảnh (như phương pháp Fellenius) trên cơ sở chỉ xét phương trình cân bằng mômen. Nhưng ở đây Bishop giả thiết là tổng hợp lực bằng 0 (vì cân bằng) trên phương nằm ngang đó. Khi đó, để tìm được N_i ta phải chiếu các lực lên phương thẳng đứng :

$$N_i = \frac{W_i - U_i - \left(\frac{1}{F}\right) c \Delta x_i \tan \alpha_i}{\cos \alpha_i \left[1 + \frac{(\tan \alpha_i \tan \varphi_i)}{F} \right]} \quad (V-21)$$

Tương tự như trên, lấy mômen của các lực giữ và lực đẩy đối với tâm O ta có biểu thức của hệ số ổn định (cũng là gần đúng - vì không đủ các điều kiện cân bằng tĩnh học) là :

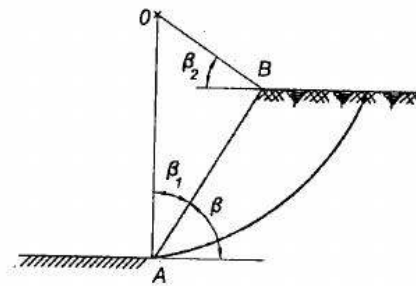
$$F = \frac{\sum \frac{g_i - U_i - \left(\frac{1}{F}\right) c \Delta x_i \tan \alpha_i}{\cos \alpha_i \left[1 + \frac{(\tan \alpha_i \tan \varphi_i)}{F} \right]} \tan \varphi_i + c_i \Delta l_i}{\sum g_i \sin \alpha_i} \quad (V-22)$$

Với phương pháp này, F có mặt ở cả hai vế của biểu thức (V-22) nên phải dùng phương pháp thử đúng dần để có trị số

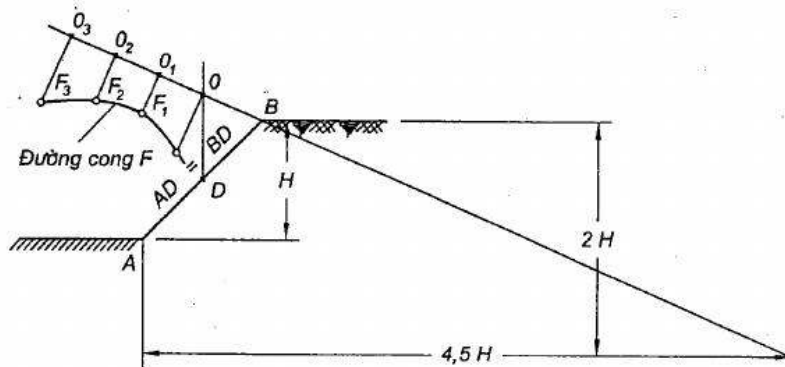
$$M_d = \sum_1 r_{B_i} \sin \alpha_i$$

268

Trong các phương pháp trình bày trên đều có vấn đề là với một cung trượt đã biết tâm O và bán kính ta tìm được hệ số an toàn (quy ước) F. Nhưng thực tế là có vô vàn cung trượt với các tâm $O_1, O_2, O_3 \dots O_n$ với các bán kính $r_1, r_2, r_3 \dots r_n$ và công việc công kênh nhất của người kỹ sư là tìm ra cung trượt nguy hiểm nhất cho ta trị số nhỏ nhất của F. Đối với các đất dính lý tưởng ($\varphi = 0, c \neq 0$) tâm trượt nguy hiểm nhất là giao điểm của hai tia OA, OB tạo thành các góc β_1, β_2 với mặt dốc và mặt đỉnh (Hình V-8).



Hình V-8



Hình V-9

dùng F của cung trượt tâm O bán kính r đã chọn.

269

nghiệm, để cho nhanh chóng, có thể tìm tâm trượt nguy hiểm nhất trên đường OC và ở bên trái điểm O. Cách xác định vị trí của C, O chỉ dẫn trên hình V-9.

Trên đường OC, về bên trái điểm O, chọn một số tâm trượt $O_1, O_2, O_3 \dots O_n$, ứng với nó ta xác định các hệ số ổn định $F_1, F_2, F_3 \dots F_n$. Vẽ đường cong F, từ đó ta có thể tìm được tâm trượt nguy hiểm nhất và trị số min F.

Bảng V-7

Các trị số β_1, β_2

Độ dốc mái	Góc mái dốc	β_1	β_2
1 : 0,58	60°	29°	40°
1 : 1	45°	28°	37°
1 : 1,5	33°47'	25°	35°
1 : 2,0	26°34'	25°	35°
1 : 3,0	18°26'	25°	35°
1 : 5,0	11°19'	25°	37°

Hiện nay với phương pháp phân mảnh thuật toán có dạng giải tích, thì nên dùng máy tính thực hiện tính toán để nhanh chóng tìm được trị số F nhỏ nhất.

CÂU HỎI KIỂM TRA

- Mô tả sự phá hỏng về cường độ ổn định của nền đất. Hệ số an toàn về cường độ của nền là gì ?
- Tại sao dùng kết quả của lý thuyết đàn hồi để xác định tải trọng

Trị số β_1, β_2 cho trong bảng V-7. Đối với các đất thông thường ($\varphi \neq 0, c \neq 0$) thì phải tìm đúng dần; và theo kinh

270

- Giải thích (các ký hiệu có ý nghĩa gì) một vài công thức của Xôcôlovski, Bêrêzantxev, Terzaghi. Tại sao có thể lấy kết quả tính toán sức chịu tải của nền dưới móng băng để tính toán cho móng hình chữ nhật?
- Giải thích ý nghĩa các công thức xác định R^c của nền theo СНП-IIБ-1/62, xác định R theo СН-200-62.
- Trình bày các phương pháp tính ổn định của mái đất.

BÀI TẬP

Bài tập V-1. Kiểm tra ổn định (đánh giá về mặt cường độ) lớp đất than bùn dưới nền đường đất đắp, cụ thể kiểm tra điều kiện bền ở điểm A nằm trên trục đối xứng của nền đường ($x_A = 0$; $z_A = 4$ m) (Hình V-10a).

Chiều cao nền đường $H = 8$ m, bề rộng đáy nền đường $2b = 28$ m.

Lớp than bùn dày 1 m, nằm ở độ sâu $z = 4$ m, trọng lượng riêng $\gamma_w = 11$ kN/m³, góc ma sát trong $\varphi = 12^\circ$ và lực dính $c = 21$ kN/m².

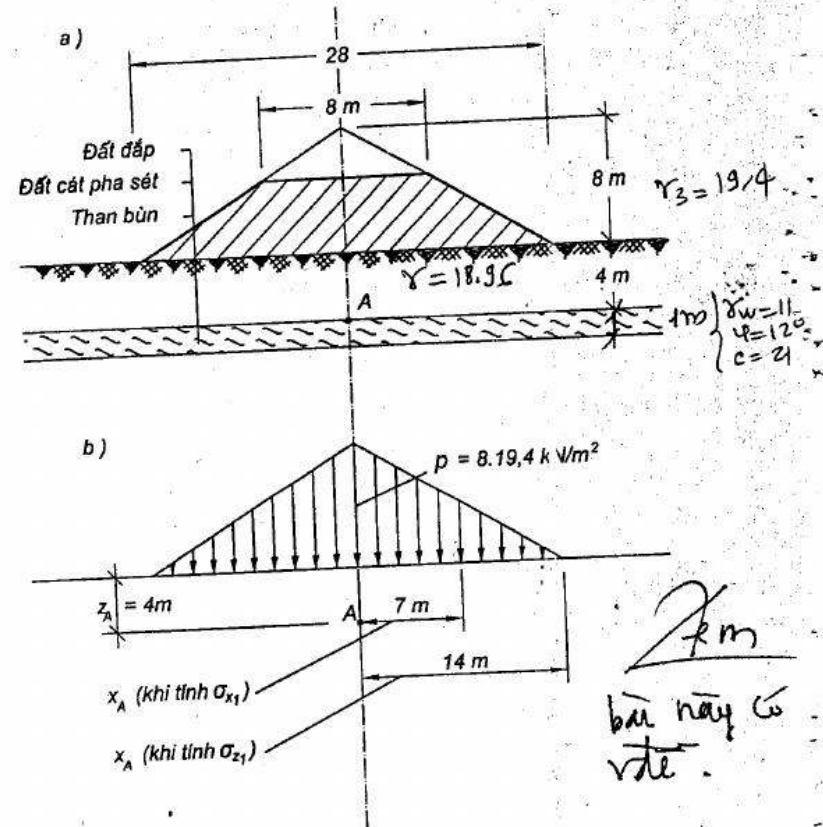
Nằm trên lớp than bùn là lớp đất cát pha bồi tích $\gamma_2 = 18,96$ kN/m³. Đất đắp nền đường có trọng lượng riêng $\gamma_3 = 19,4$ kN/m³.

Bài giải

Trạng thái bền của một điểm trong nền đất được đánh giá qua góc lệch θ của trạng thái ứng suất (điều kiện (II-14)). Góc lệch của trạng thái ứng suất θ xác định theo công thức (II-16'). Ta hãy xác định góc θ tại điểm A. Muốn thế, tính các thành phần ứng suất tại A.

giới hạn pha hồng nên là không thích hợp, còn dùng xác định tải trọng giới hạn mép thì lại thích hợp?

271



Hình V-10. a) Mặt cắt nền đường; b) Sơ đồ tính toán

Khi tính σ_z dùng bảng III-11a, với $\frac{x_A}{b} = \frac{14}{14} = 1$ và

$\frac{z_A}{b} = \frac{4}{14} = 0,27$, tra bảng (nội suy) có $k_z = 0,418$. Vậy ứng

Ứng suất do tải trọng hình băng tam giác gây ra (hình V-10b). Để đơn giản, xem tải trọng của nền đường như một tam giác cân, khi tính ứng suất tại A phân tích thành 2 tam giác vuông có bề rộng $b = 14 \text{ m}$ và cường độ $p_{\max} = 19,48 = 155,20 \text{ kN/m}^2$.

272

Khi tính σ_x và τ_{xz} dùng bảng III-11b (chú ý là với bảng III-11a gốc tọa độ ở đầu mút $p = 0$, còn với bảng III-11b, gốc tọa độ đặt ở điểm giữa bề rộng tải trọng) với $\frac{x_A}{b} = \frac{-7}{14} = -0,5$; $\frac{z_A}{b} = \frac{4}{14} = 0,27$ tra bảng được $k_x = 0,22$. Vậy ứng suất σ_x tại A là:

$$\sigma_x = 2,0,22 \cdot 155,20 = 68,28 \text{ kN/m}^2$$

⊗ Ta nhận xét rằng vì A nằm trên trục đối xứng của tải trọng nên $\tau_{xz} = 0$.

Mặt khác, ta còn phải tính các thành phần ứng suất do trọng lượng bản thân đất gây ra tại A. Giả thiết điểm A nằm trong trạng thái biến dạng dẻo, ứng với trạng thái ấy, $\mu = 0,5$ và hệ số áp lực ngang (hông) $\xi = 1$. Ta có

$$\sigma_{zbt} = \sigma_{xbt} = \gamma \cdot z_A = 18,964 = 75,84 \text{ kN/m}^2$$

Như vậy ứng suất toàn phần tại điểm A là:

$$\sigma_z = 129,74 + 75,84 = 205,58 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_x = 68,28 + 75,84 = 144,12 \text{ kN/m}^2$$

$$\tau_{xz} = \tau_{zx} = 0$$

Thay trị giá các ứng suất, và các đại lượng khác vào công thức (II-16'):

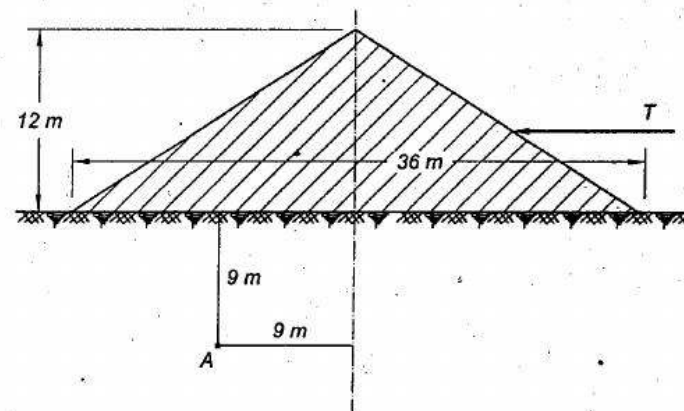
$$\sin^2 \theta_{\max} = \frac{(205,58 - 144,12)^2 - 4 \cdot 0^2}{(205,58 + 144,12 + 2 \cdot 21 \cot^2 12^\circ)^2} = 0,112$$

suất σ_z tại A do tải trọng nền đường gây ra là

$$\sigma_z = 2,0,418 \cdot 155,20 = 129,74 \text{ kN/m}^2$$

273

Bài tập V-2. Một đập đất có chiều cao $H = 12 \text{ m}$, bề rộng chân đập $2b = 36 \text{ m}$, đất đắp có trọng lượng riêng $\gamma_1 = 19 \text{ kN/m}^3$. Thân đập chịu tác dụng áp lực ngang rải đều $T = 3600 \text{ kN/m}$ (Hình V-11). Kiểm tra điều kiện bền tại điểm A ($x_A = -9 \text{ m}$; $z_A = 9 \text{ m}$), biết đất nền là sét pha có trọng lượng riêng đẩy nổi $\gamma_{\text{đn}} = 9,6 \text{ kN/m}^3$ và các chỉ tiêu cường độ là $c = 16 \text{ kN/m}^2$, $\varphi = 10^\circ$.



Hình V-11

Bài giải

Trước hết hãy tính các thành phần ứng suất tại A, do tải trọng đất đắp của đập, do tải trọng ngang T và do trọng lượng bản thân đất nền gây ra.

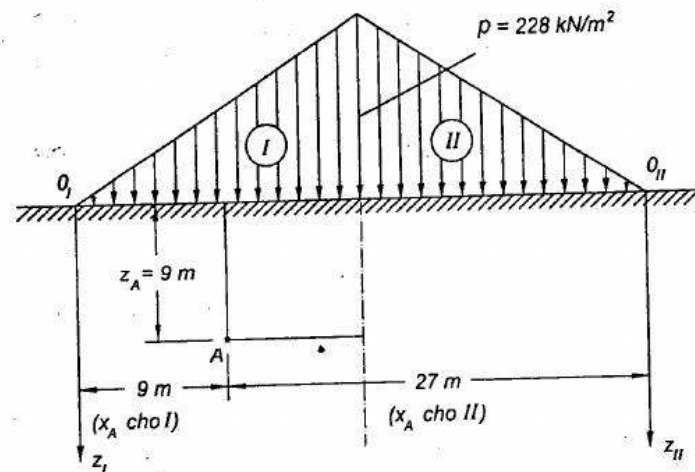
Ứng suất ở A do tải trọng đất đắp có dạng hình băng tam giác gây ra.

Cường độ tải trọng lớn nhất

suy ra $\theta_{\max} = 6^{\circ}26'$.

Theo điều kiện so sánh giữa góc lệch θ và góc ma sát trong φ ta thấy $\theta = 6^{\circ}26' < \varphi = 12^{\circ}$. Kết luận là lớp than bùn ở A còn ổn định (an toàn về mặt cường độ).

274



Hình V-12

Tính ứng suất σ_z theo bảng III-11a. Với tải trọng tam giác I ta có :

$$\frac{x_A}{b} = \frac{9}{18} = 0,5$$

$$\frac{z_A}{b} = \frac{9}{18} = 0,5$$

tra bảng có $k_z = 0,41$.

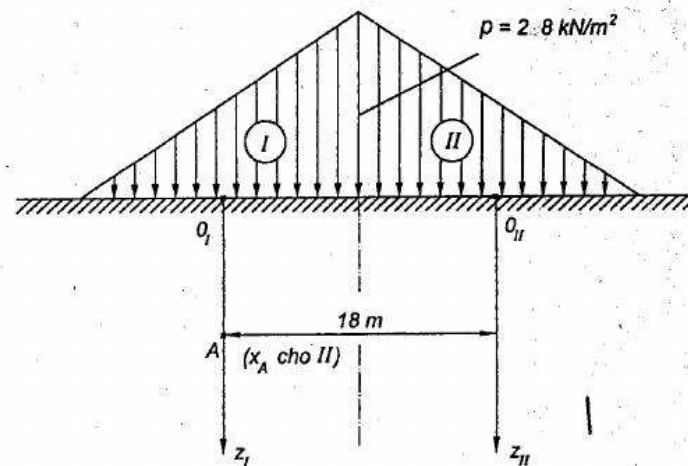
Với tải trọng tam giác II ta có :

trường hợp tải trọng hình tam giác

$$p = \gamma_1 H = 19.12 = 228 \text{ kN/m}^2$$

Để tính ứng suất chia tải trọng hình tam giác cân thành 2 hình tam giác vuông I và II (Hình V-12).

275



Hình V-13

Tính ứng suất σ_x và τ_{xz} dùng bảng III-11b, chú ý ở bảng này gốc tọa độ đặt ở giữa cạnh b (Hình V-13). Với tải trọng tam giác I ta có :

$$\frac{x_A}{b} = \frac{0}{18} = 0 ; \quad \frac{z_A}{b} = \frac{9}{18} = 0,5$$

tra bảng được $k_x = 0,097$ và $k_t = 0,090$.

Với tải trọng tam giác II ta có :

$$\frac{x_A}{b} = \frac{-18}{18} = -1 ; \quad \frac{z_A}{b} = \frac{9}{18} = 0,50$$

$$\frac{x_A}{b} = \frac{27}{18} = 1,5; \quad \frac{z_A}{b} = \frac{9}{18} = 0,5$$

tra bảng được $k_z = 0,056$.

$$\text{Vậy } \sigma_z = (0,41 + 0,056)228 = 106,25 \text{ kN/m}^2$$

276

$$\tau_{xz} = (0,090 + 0,082)228 = 39,22 \text{ kN/m}^2$$

Ứng suất ở A do tải trọng ngang hình băng gây ra (Hình V-14).

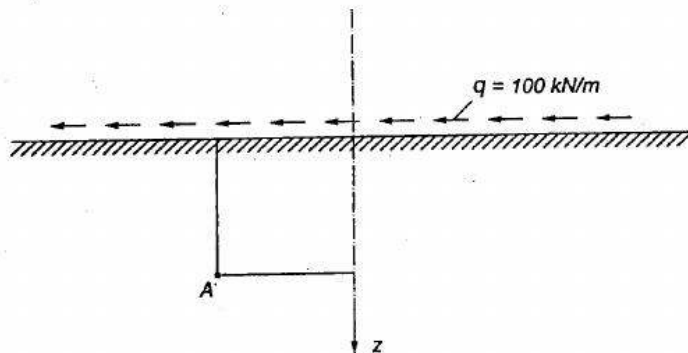
Cường độ áp lực ngang rải đều ở chân đập là :

$$q = \frac{T}{F} = \frac{3600}{36 \cdot 1} = 100 \text{ kN/m}^2.$$

Dùng các hệ số k_n' , k_n'' và k_n''' theo bảng III-12 để tính các thành phần ứng suất. Với

$$\frac{x_A}{b} = \frac{-9}{36} = -0,25 \text{ và } \frac{z_A}{b} = \frac{9}{36} = 0,25$$

tra bảng III-12 được $k_n' = 0,117$; $k_n'' = 0,398$ và $k_n''' = -0,406$ (dấu - chỉ rõ τ ngược với chiều tải trọng).



tra bảng được $k_x = 0,122$ và $k_y = -0,082$ (1 trục x của tải trọng II ngược với trục x của tải trọng I, khi cộng với nhau ta sẽ phải đổi dấu k_y).

Vậy các trị số ứng suất σ_x và τ_{xz} là :

$$\sigma_x = (0,097 + 0,122)228 = 42,63 \text{ kN/m}^2$$

277

Ứng suất do trọng lượng bản thân đất nền gây ra là :

$$\sigma_z = \sigma_x = \gamma_2 \cdot z_A = 9,6 \cdot 9 = 86,4 \text{ kN/m}^2$$

Ứng suất toàn phần tại điểm (do tải trọng đất đắp, tải trọng ngang, và trọng lượng bản thân gây ra) là :

$$\sigma_z = 106,25 + 11,70 + 86,40 = 204,35 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_x = 42,93 + 39,80 + 86,40 = 176,13 \text{ kN/m}^2$$

$$\tau_{xz} = 39,22 + 40,60 = 79,82 \text{ kN/m}^2$$

Biết các thành phần ứng suất, các chỉ tiêu c , φ , tính góc lệch của trạng thái ứng suất tại A theo (II-16').

$$\sin^2 \theta_{\max} = \frac{(\sigma_z - \sigma_x)^2 + 4\tau_{xz}^2}{(\sigma_z + \sigma_x + 2c \cdot \cot \varphi)^2}$$

$$\sin \theta_{\max} = \frac{\sqrt{(204,35 - 176,13)^2 + 4 \cdot 79,82^2}}{(204,35 + 176,13 + 2 \cdot 15 \cdot 5,76)^2} = 0,292$$

suy ra $\theta = 17^\circ$

Cuối cùng so sánh θ và φ (điều kiện (II-14)), ta thấy $\theta = 17^\circ > \varphi = 10^\circ$; vậy ở điểm A nền đất đã bị mất ổn định.

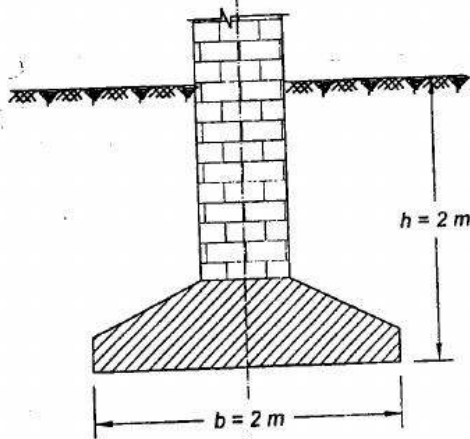
Bài tập V-3. Xác định sức chịu tải của nền đất dưới móng tường của một ngôi nhà ; tường có bề rộng $b = 2 \text{ m}$, chôn sâu $h_m = 2 \text{ m}$. Đất nền là loại sét pha cát có góc ma sát trong $\varphi = 11^\circ$, lực dính $c = 35 \text{ kN/m}^2$. Trọng lượng đơn vị $\gamma = 19,6 \text{ kN/m}^3$ (Hình V-15).

Vậy ứng suất do tải trọng ngang gây ra là :

$$\sigma_z = 0,117.100 = 11,7 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_x = 0,398.100 = 39,8 \text{ kN/m}^2$$

$$\tau_{xz} = + 0,406.100 = + 40,6 \text{ kN/m}^2 \text{ (từ phải sang trái).}$$



Hình V-15

Trong công thức trên φ phải đổi ra radian :

$$\varphi = 11^\circ = 0,191 \text{ rad} ; \cotg\varphi = \cotg 11^\circ = 5,145.$$

Thay giá trị của các ký hiệu vào công thức trên ta được :

$$P_o = 19,6.2 \frac{5,145 + 0,191 + 1,57}{5,145 + 0,191 - 1,570} +$$

Bài giải

1. Tải trọng an toàn của nền tính theo công thức của Puzurievski, đối với móng hình băng có thể viết là :

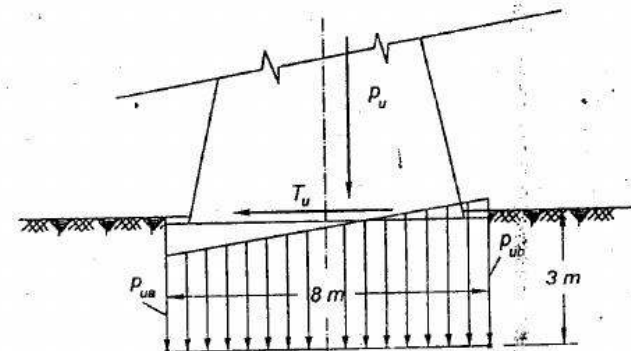
$$P_o = \gamma h \frac{\cotg\varphi + \varphi + \frac{\pi}{2}}{\cotg\varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} + \frac{\pi \cdot c \cotg\varphi}{\cotg\varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}}$$

Thay các ký hiệu bằng giá trị của nó ta có :

$$P_u = \frac{3,14.19,6 \left[\frac{2}{2} \cotg \left(\frac{3,14}{4} - \frac{11}{2} \right) + 2 + \frac{35.5,145}{19,6} \right]}{5,145 + 0,191 - \frac{3,14}{2}} + 19,6 \times 2 = 242,1 \text{ kN/m}^2$$

Ta thấy tải trọng giới hạn tính theo Iaroplxki không lớn hơn tải trọng tới dẻo (tới hạn mép) của Puzurievski nhiều, vì bề rộng của móng tương đối nhỏ.

Bài tập V-4. Xác định sức chịu tải của nền đất dưới đáy móng trụ cầu có bề rộng $b = 8 \text{ m}$, chôn sâu 3 m (Hình V-16). Đất nền là loại sét pha sườn tích kỷ Đệ Tứ, có góc ma sát trong $\varphi = 14^\circ$, lực dính $c = 20 \text{ kN/m}^2$, trọng lượng riêng đáy nổi $\gamma_{dn} = 9,5 \text{ kN/m}^3$. Tải trọng tác dụng lên trụ dưới góc nghiêng $\delta = 5^\circ$.



$$+ \frac{3,14 \cdot 35,0 \cdot 5,145}{5,145 + 0,191 - 1,570} = 222 \text{ kN/m}^2$$

2. Tải trọng cực hạn của nền tính theo công thức của Iarôpôlxki là :

$$P_u = \frac{\pi \gamma \left[\frac{b}{2} \cotg \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) + h + \frac{c}{\gamma \tan \varphi} \right]}{\cotg \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} + \gamma h$$

280

Các hệ số N_q , N_c và N_γ xác định theo bảng V-1 phụ thuộc δ và φ . Trong trường hợp này $\delta = 5^\circ$, $\varphi = 14^\circ$ tra bảng V-1 (nội suy) ta có

$$N_q = 3,18 ; N_c = 8,61 ; N_\gamma = 0,86.$$

Trụ cầu là kết cấu đối xứng, lực ngang có thể tác dụng theo cả 2 chiều, khi tính toán ta giả thiết chọn mép trái làm gốc tọa độ, ta có $x_A = 0$; $x_B = 8$ m. Biểu đồ ứng suất giới hạn ở đáy móng có dạng hình thang. Theo (V-6) :

Cường độ tải trọng cực hạn tại mép A ($x_A = 0$)

$$P_{uo} = N_q \cdot \gamma \cdot h + N_c \cdot c = 3,18 \cdot 9,5 \cdot 3 + 8,61 \cdot 20 = 262,80 \text{ kN/m}^2$$

Cường độ tải trọng cực hạn tại mép B ($x_B = 8$)

$$P_{ub} = P_{uo} + N_\gamma \cdot \gamma b = 262,80 + 0,86 \cdot 9,5 \cdot 8 = 328 \text{ kN/m}^2$$

Vậy tổng tải trọng cực hạn thẳng đứng cho phép tác dụng lên móng là :

$$P_u = \frac{1}{2} (P_{uo} + P_{ub}) = \frac{1}{2} (262,80 + 328,00) \cdot 8 = 2363,2 \text{ kN}$$

Tải trọng ngang cực hạn tác dụng lên móng là :

$$T_u = P_u \cdot \tg \delta = 2363,2 \cdot \tg 5^\circ = 206 \text{ kN}$$

A B

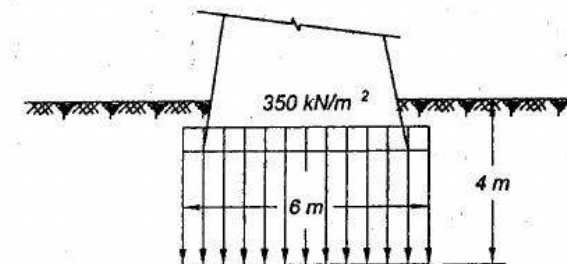
Hình V-16

Bài giải

Trong trường hợp móng có chịu lực ngang, tổng hợp lực tác dụng lên móng theo phương nghiêng ta dùng công thức (V-6) của Xôcôlôvski để xác định sức chịu tải của nền.

281

móng trụ cầu làm việc trong điều kiện bài toán phẳng ; làm như vậy là thiên về an toàn.



Hình V-17

Ở đây ta dùng công thức (V-7) của Terzaghi để xác định tải trọng giới hạn của nền. Với $\varphi = 17^\circ$, theo bảng V-2 ta có $N_\gamma = 3,14$, $N_q = 4,77$, $N_c = 12,3$. Theo công thức V-7 tải trọng cực hạn của nền là :

$$P_u = N_\gamma \cdot \frac{\gamma b}{2} + N_q \cdot \gamma h + N_c \cdot c = 3,14 \cdot \frac{11 \times 6}{2} + 4,77 \cdot 11 \cdot 4 + 12,3 \cdot 28 = 657,9 \text{ kN/m}^2$$

Hệ số an toàn về cường độ là

Bài tập V-5. Một trụ cầu có bề rộng $b = 6$ m, chôn sâu $h = 4$ m (Hình V-17) đặt trên nền đất sét pha có $c = 28$ kN/m², $\varphi = 17^\circ$. Ứng suất ở đáy móng phân bố đều $p = 350$ kN/m². Đất nền có trọng lượng riêng đáy nổi $\gamma_{dn} = 11$ kN/m³. Yêu cầu kiểm toán ổn định của nền với hệ số an toàn $k = 2$.

Bài giải

1. Đáy móng trụ cầu hình chữ nhật, như vậy móng trụ cầu làm việc trong điều kiện bài toán không gian. Nhưng trong thực tế tính toán, khi kiểm tra ổn định của nền, có thể xem như

282

ở đây nền là đất sét pha, hệ số rỗng $e = 0,5$, trạng thái dẻo mềm, theo bảng V-6a thì $R' = 2,45 \cdot 10^2$ kN/m²; theo bảng V-6b sẽ có các hệ số điều chỉnh $k_1 = 0,02$ và $k_2 = 0,15$. Thay tất cả vào công thức trên:

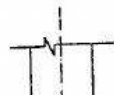
$$R = 1,2\{245[1 + 0,02(6 - 2)] + 10 \cdot 0,15 \cdot 11(4 - 3)\} \\ = 337,3 \text{ kN/m}^2.$$

Theo quy định thì phải đảm bảo $p < R$. Ở đây $p = 350 > R = 337$, vậy nền không ổn định.

Bài tập V-6. Kiểm toán độ an toàn về cường độ của đất nền dưới móng cột chịu tải trọng $P = 1800$ kN. Đáy móng có kích thước $a \times b = 2,5 \times 2,5$ m; chôn sâu $h = 1,08$ m (Hình V-18). Đất nền là đất sét pha có $\varphi = 20^\circ$, $c = 40$ kN/m² và $\gamma = 18$ kN/m³.

Bài giải

1. Ở đây móng đặt nông (độ chôn sâu tương đối $\frac{h}{b} = \frac{1}{2,5} < 0,5$), đáy móng có dạng vuông có thể coi gần đúng là một hình tròn và xem như nền đất



$$k = \frac{P_u}{p} = \frac{657,9}{350} = 1,88 < 2$$

Vậy nền đất dưới móng trụ cầu không ổn định.

2. Áp dụng Quy phạm thiết kế cầu cống CH200-62 (của Liên Xô trước đây) kiểm tra ứng suất dưới đáy móng.

Sức chịu tải của nền đất dưới đáy móng xác định theo công thức (V-14).

$$R = 1,2\{R'[1 + k_1(b - 2)] + 10 \cdot k_2 \cdot \gamma(h - 3)\}$$

283

Theo (V-9) tải trọng cực hạn của nền:

$$p_u = N_\gamma \cdot \gamma b + N_q \cdot \gamma h + N_c \cdot c \\ = 3,65 \cdot 18 \cdot 2,5 + 8,5 \cdot 18 \cdot 1 + 20 \cdot 9 \cdot 1 \\ = 1152 \text{ kN/m}^2$$

Ứng suất tính toán dưới đáy móng:

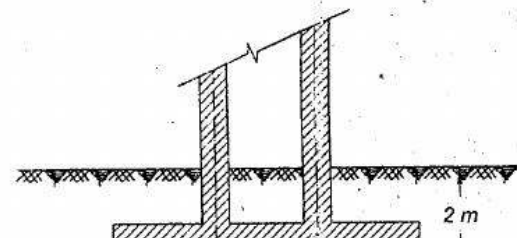
$$p = \frac{P}{F} = \frac{1800}{2,5 \times 2,5} = 288 \text{ kN/m}^2$$

Vậy hệ số an toàn về cường độ là:

$$k = \frac{p_u}{p} = \frac{1152}{288} = 4$$

Bài tập V-7. Một tháp nước có móng hình tròn, đường kính đáy móng $d = 6$ m, móng chôn sâu $h = 2$ m (Hình V-19). Móng chịu tải trọng đúng tâm $P = 6000$ kN.

Đất nền là loại sét pha có $\varphi = 16^\circ$, $c = 18$ kN/m².

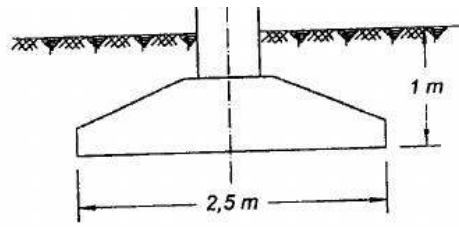


làm việc theo điều kiện bài toán không gian đối xứng trục. Ta sẽ dùng công thức (V-9) của Bêrêzantxev để xác định tải trọng cực hạn của nền.

Theo bảng V-4, với $\varphi = 20^\circ$ ta có các hệ số tính toán

$$N_\gamma = 3,65, N_q = 8,5, N_c = 20,9$$

284



Hình V-18

kiện bài toán đối xứng trục, ta dùng công thức (V-9) của Berezantxev để xác định tải trọng giới hạn của nền :

$$P_u = \gamma b N_\gamma + \gamma h N_q + c N_c$$

Theo bảng V-4 ta có :

với $\varphi = 16^\circ, N_\gamma = 2,05; N_q = 4,5; N_c = 12,8$

$$\begin{aligned} P_u &= 17,5 \times 6 \times 2,05 + 17,5 \times 2 \times 4,5 + 15 \times 12,8 \\ &= 215 + 157,5 + 192,0 = 564,5 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Để tính tải trọng cho phép, ta viết lại :

$$[p] = \frac{\gamma b N_\gamma + \gamma h (N_q - 1) + c N_c}{F_s} + \gamma h$$

Với $F_s = 2,5$

$$[p] = \frac{215 + 122,5 + 192,0}{2,5} + 17,5 \times 2 = 246,8 \text{ kN/m}^2$$

Ứng suất tính toán dưới đáy móng là :

$$P = \frac{P}{F} = \frac{6000}{3,14 \cdot 3^2} = 212 \text{ kN/m}^2$$

... đảm bảo an toàn về cường

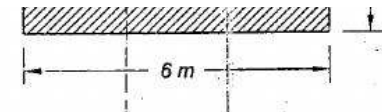
17,5 kN/m³.

Xác định độ an toàn của nền (hệ số an toàn về ổn định cho phép là $k = 2$).

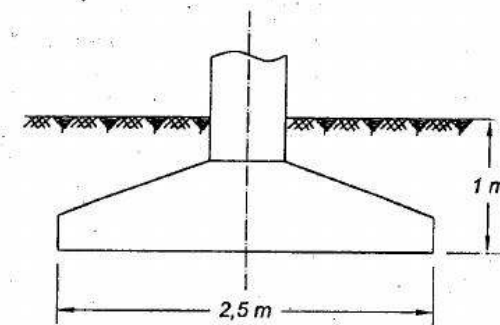
Bài giải

Móng có độ chôn sâu tương đối $\frac{h}{d} = \frac{2}{6} = \frac{1}{3} < 0,5$, để móng hình tròn. Vậy móng là móng nông, nền làm việc trong điều

285



Hình V-19



Hình V-20

Theo (V-12) ta có :

$$R^{tc} = m \left[\frac{\pi \gamma \left(\frac{b}{4} + h + \frac{c}{\gamma \tan \varphi} \right)}{\cot \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} + \gamma h \right]$$

Xác định các đại lượng trong công thức :

m - hệ số điều kiện làm việc, trong trường hợp này lấy bằng 1 ;

So sánh thấy $p < [p]$, vậy nền đảm bảo an toàn (với hệ số an toàn lớn hơn 2,5 một chút).

Bài tập V-8. Móng tường một ngôi nhà 5 tầng có bề rộng $b = 2,5$ m, chôn sâu $h = 1$ m. Đất nền là sét pha cát có trọng lượng riêng $\gamma = 18,5$ kN/m³, lực dính $c = 40$ kN/m² và góc ma sát trong $\varphi = 10^\circ$ (Hình V-20). Xác định áp lực tiêu chuẩn của nền.

Bài giải

Theo quy phạm СНиП IIБ-1/62 (của Liên Xô trước đây) áp lực tiêu chuẩn của nền là tải trọng khi tác dụng lên nền làm cho vùng biến dạng dẻo ở 2 mép móng phát triển đến chiều sâu bằng 1/4 bề rộng đế móng.

286

$$\varphi = 10^\circ = 0,174 \text{ radian}$$

$$\operatorname{tg} \varphi = \operatorname{tg} 10^\circ = 0,176 ; \operatorname{cotg} \varphi = \operatorname{cotg} 10^\circ = 5,671$$

Các trị số γ , h , c đã biết.

Thay tất cả vào công thức trên thì có :

$$R^{tc} = 1 \left[\frac{3,14 \cdot 18,5 \left(\frac{2,5}{4} + 1 + \frac{40}{18,5 \cdot 0,176} \right)}{5,671 + 0,174 - \frac{3,14}{2}} + 8,5 \cdot 1 \right] = 208,5 \text{ kN/m}^2$$

Để tiện tính toán, người ta biến đổi công thức (V-12) thành công thức (V-13).

287

$$R^{tc} = m[A \cdot b + B \cdot h] \gamma + D \cdot c$$

trong đó A , B , D là các hệ số chỉ phụ thuộc góc ma sát trong φ . Theo bảng V-5, với $\varphi = 10^\circ$ thì $A = 0,18$; $B = 1,73$; $D = 4,17$.

Ta có :

$$R^{tc} = 1(0,18 \cdot 2,5 + 1,73 \cdot 1) 18,5 + 4,17 \cdot 40 = 207,13 \text{ kN/m}^2$$

Bài tập V-9. Cho mái đất của nền đường đắp cao 8 m với độ dốc 1 : 1,5. Đất đắp là á sét có các chỉ tiêu cơ lý $\gamma = 18$ kN/m³, góc ma sát trong $\varphi = 22^\circ$ và lực dính $c = 6$ kN/m². Đánh giá độ ổn định (độ an toàn) của mái đất này.

Bài giải

Ở đây không xét áp lực nước nên không có mặt U . Giả sử xét cung trượt BC , tâm O , bán kính $r = 14$ m. Để xác định G ta tách lăng thể trượt ra 2 phần : tam giác thẳng ABC và tam giác cầu BCh (Hình V-21). Các số liệu sau đây xác định ngay bằng đồ giải :

Đáy tam giác thẳng : 2,2 m, chiều cao : 8 m.

Điểm đặt của G_1 , G_2 ứng với $\frac{1}{3}$ chiều cao so với đáy, còn điểm đặt của G xác định bằng cách lấy mômen với trục đứng qua B .

$$x_G = \frac{465,3 \times 7,55 + 158,4 \times 8,8}{465,3 + 158,4} = 7,86 \text{ m}$$

Khoảng cách tác dụng r_c (so với tâm) của tổng lực dính R_c xác định theo điều kiện :

$$r_c \cdot R_c = r_c \cdot \frac{cL}{F} = r \cdot \frac{cL}{F}$$

$$\text{Do đó } r_c = r \cdot \frac{L}{L} = 14 \cdot \frac{17}{16,2} = 14,69 \text{ m.}$$

Vẽ vòng tròn bán kính r_c , ta xác định điểm mút vectơ G .

Quá trình thử đúng dần để tìm F như sau :

1. Chọn $\varphi_d = 20^\circ$.

Ta có $\sin \varphi_d = 0,342$; $\operatorname{tg} \varphi_d = 0,364$

Như vậy xét theo φ , hệ số an toàn

$$\operatorname{tg} \varphi \quad \operatorname{tg} 22^\circ$$

Chiều dài dây cung BC = L = 16,2 m.
 Chiều dài cung B̂hC = $\widehat{L}$ = 17 m.
 Chiều cao tam giác cầu h = 2,5 m.
 Các giá trị G được tính = A (diện tích) × γ.
 Cho tam giác cầu :

$$G_1 = \frac{r(\widehat{L} - \bar{L}) + \bar{L}h}{2} \gamma$$

$$= \frac{14(17 - 16,2) + 16,2 \cdot 2,5}{2} 18 = 465,3 \text{ kN}$$

Cho tam giác thường :

$$G_2 = \frac{1}{2} b h \gamma = \frac{1}{2} \cdot 2,2 \cdot 8 \cdot 18 = 158,4 \text{ kN}$$

$$G = G_1 + G_2 = 623,7 \text{ kN}$$

288

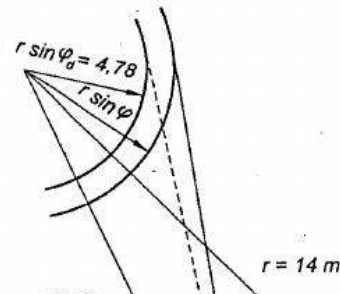
2. Bây giờ chọn $\varphi_d = 18^\circ$.

Ta có $\sin \varphi_d = 0,31$; $\tan \varphi_d = 0,325$. Cũng làm như trên ta sẽ tìm được :

$$F_\varphi = 1,24 ; F_c = 1,14.$$

Quá trình thử tiếp tục cho đến khi $F_\varphi = F_c$. Có thể dự đoán giá trị đúng của F lân cận 1,19.

(Trường hợp đáy ở dạng thể trượt có áp lực nước U, tìm vectơ $U = \sum U$. Các bước tiếp theo sẽ làm với vectơ $Q = G + U$).



$$r_\varphi = \frac{r}{\tan \varphi_d} = \frac{r}{\tan 20^\circ} = 1,10$$

Ta xác định R_φ : Từ tâm vẽ vòng tròn đường kính $r \sin \varphi_d$ trong trường hợp này :

$$r \sin \varphi_d = 14 \cdot 0,342 = 4,78$$

Đây là vòng tròn ma sát. Từ nút G vẽ đường tiếp tuyến với vòng tròn ma sát - đây là phương của R_φ . Từ gốc của G vẽ đường song song với phương dây cung BC, ta đã dựng được tam giác lực. Trên tam giác lực này xác định được $R_c = 70$. Hệ số an toàn xét theo c là :

$$F_c = \frac{c \bar{L}}{R_c} = \frac{6 \cdot 16,2}{70} = 1,38$$

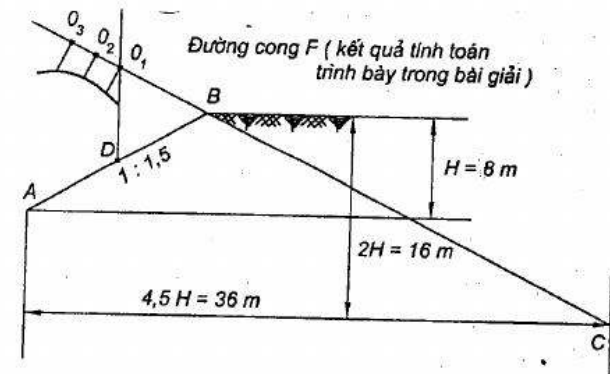
Vậy là F_φ và F_c không khớp nhau, ta phải lần lại.

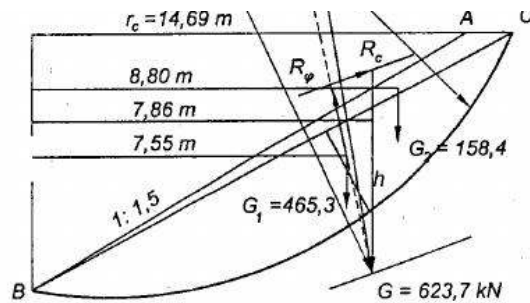
289

Bài giải

Trước hết hãy chọn các tâm trượt tính toán.

Vẽ đường song song với mặt mái cách khoảng $2H = 16 \text{ m}$, vẽ đường thẳng đứng cách điểm A khoảng $4,5H = 36 \text{ m}$; giao điểm của 2 đường này là C (Hình V-22).





Hình V-21

Bài tập V-10. Người ta đắp một nền đường cao 8 m với mái đất dốc 1 : 1,5. Đất đắp là á sét có các chỉ tiêu cơ lý như sau : trọng lượng riêng $\gamma_w = 19,5 \text{ kN/m}^3$, góc ma sát trong $\varphi = 15^\circ 30'$, lực dính $c = 21 \text{ kN/m}^2$. Đánh giá mức độ ổn định của mái đất.

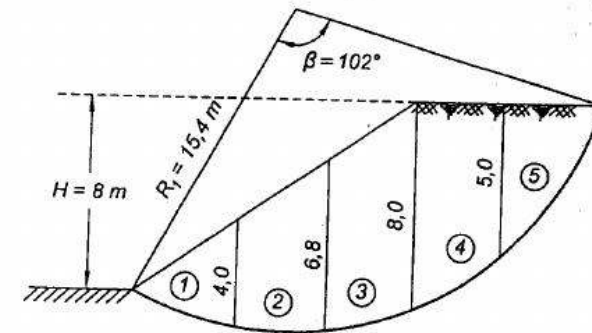
290

Nối B với C và kéo dài về bên trái. Từ D ở giữa AB dựng đường thẳng đứng cắt BC tại O_1 . Ta sẽ chọn O_1, O_2, O_3 (bên trái O_1) làm các tâm tính toán. Đối với tâm O_1 , như hình V-23, ta có $R_1 = 15,4 \text{ m}$ và góc mở $\beta = 102^\circ$ (các trị số này do ngay trên hình vẽ). Chia lăng thể trượt ra thành 5 mảnh, mỗi mảnh có bề rộng 4 m và tính toán như trong bảng V-8.

Bảng V-8

Số hiệu mảnh	Diện tích của mảnh $F_i \text{ (m}^2\text{)}$	$g_i = \gamma \cdot F_i \text{ (kN)}$	α_i	$\cos \alpha_i$	$\sin \alpha_i$	$g_i \cos \alpha_i$	$g_i \sin \alpha_i$
1	$\frac{1}{2} \times 4 = 8$	156	17°	0.956	0.292	149	45
2	$\frac{4 + 5,8}{2} \times 4 = 21,6$	421	0°	1,000	0,000	421	0
3	$\frac{6,8 + 8,0}{2} \times 4 = 29,6$	577	18°	0.951	0.309	548	178
4	$\frac{8,0 + 5,0}{2} \times 4 = 26,0$	507	39°	0.777	0.629	395	319

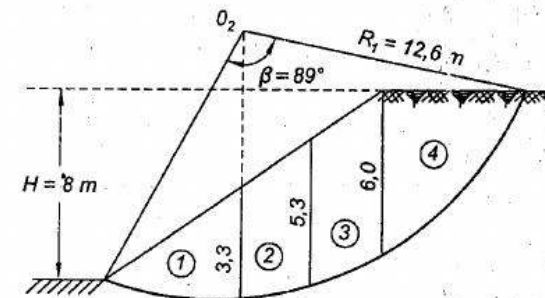
Hình V-22



Hình V-23

291

Đối với tâm O_2 , như hình V-24, ta có $R = 12,6 \text{ m}$ và góc mở $\beta = 89^\circ$. Chia lăng thể trượt ra thành 4 mảnh và tính toán như trong bảng V-9.



Hình V-24

Bảng V-9

5	$\frac{5,0}{2} \times 4 = 10,00$	195	63°	0,454	0,891	87	173
---	----------------------------------	-----	-----	-------	-------	----	-----

$$\sum g_i \cos \alpha_i = 1600 \text{ kN}; \quad \sum g_i \sin \alpha_i = 670 \text{ kN}$$

Mặt khác, ta tính chiều dài cung trượt theo góc mở của nó :

$$L = \frac{2\pi R}{360} \beta = \frac{2 \times 3,14 \times 15,4}{360} \times 102^\circ = 27,4 \text{ m}$$

Áp dụng công thức (V-20) để xác định hệ số ổn định, ở đây φ , c có giá trị không đổi cho nên :

$$F = \frac{\operatorname{tg} \varphi \sum g_i \cos \alpha_i + c \cdot L}{\sum g_i \sin \alpha_i}$$

Thay trị số vào ta có :

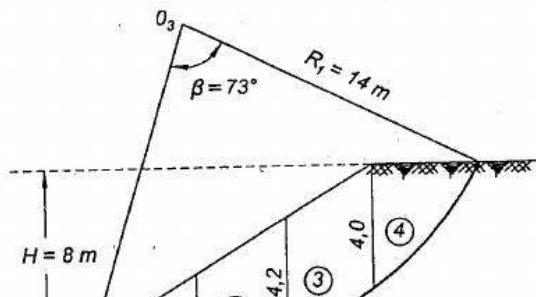
$$F_1 = \frac{0,277 \times 1600 + 21 \times 27,4}{670} = 1,52$$

292

Hệ số ổn định ứng với tâm trượt O_2 là :

$$F_2 = \frac{0,277 \times 983 + 21 \times 19,6}{477} = 1,46$$

Đối với tâm trượt O_3 , như ở hình V-25, ta có $R = 14 \text{ m}$ và góc mở $\beta = 73^\circ$. Chia lạng thể trượt ra làm 4 mảnh và tính toán như trong bảng V-10.



Số hiệu mảnh	Diện tích của mảnh $F_i \text{ (m}^2\text{)}$	$g_i = \gamma \cdot F_i \text{ (kN)}$	α_i	$\cos \alpha_i$	$\sin \alpha_i$	$g_i \cos \alpha_i$	$g_i \sin \alpha_i$
1	$\frac{3,3}{2} \times 4 = 6,6$	128,8	9°	0,988	0,156	127	21
2	$\frac{3,3 + 5,3}{2} \times 4 = 17,2$	336,0	9°	0,988	0,156	332	52
3	$\frac{5,3 + 6,0}{2} \times 4 = 22,6$	441,0	28°	0,883	0,469	390	207
4	$\frac{6}{2} \times 4 = 12,0$	234,0	55°	0,574	0,819	134	197

$$\sum g_i \cos \alpha_i = 983 \text{ kN}; \quad \sum g_i \sin \alpha_i = 477 \text{ kN}$$

Chiều dài của cung trượt :

$$L = \frac{2 \times 3,14 \times 12,6}{360} \times 89 = 19,6 \text{ m}$$

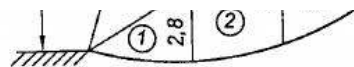
293

Bảng V-10

Số hiệu mảnh	Diện tích của mảnh $F_i \text{ (m}^2\text{)}$	$g_i = \gamma \cdot F_i \text{ (kN)}$	α_i	$\cos \alpha_i$	$\sin \alpha_i$	$g_i \cos \alpha_i$	$g_i \sin \alpha_i$
1	$\frac{2,8}{2} \times 4 = 5,6$	109	0°	1,000	0,000	109	
2	$\frac{2,8 + 4,2}{2} \times 4 = 14,0$	273	17°	0,569	0,292	260	80
3	$\frac{4,2 + 4,0}{2} \times 4 = 16,4$	320	36°	0,809	0,588	258	188
4	$\frac{4,0}{2} \times 3 = 6,0$	117	56°	0,559	0,829	65	97

$$\sum g_i \cos \alpha_i = 692 \text{ kN}; \quad \sum g_i \sin \alpha_i = 365 \text{ kN}$$

Có nhiều chỉ dẫn khác nhau về cách tìm



Hình V-25

Chiều dài của cung trượt

$$L = \frac{2 \times 3,14 \times 14,0}{360} \times 73 = 17,8 \text{ m}$$

Hệ số ổn định ứng với tâm trượt O_3 là :

$$F_3 = \frac{0,277 \times 692 + 21 \times 17,8}{365} = 1,55$$

Theo kết quả đã tính toán, ta thấy tâm trượt nguy hiểm nhất là O_2 ; ứng với nó hệ số ổn định min $F = 1,46$. Đối với các công trình đất đắp thông thường (khi tính theo Fellenius) người ta cho $[F] = 1,15$. Ở đây ta có min $F > [F]$. Vậy có thể kết luận là mái đất ổn định. Dạng đường cong F trình bày trên hình V-22.

294

Bề rộng móng $2b = 10 \text{ m}$; tải trọng thẳng đứng $P = 2000 \text{ kN/m}$ tải trọng ngang $H = 112 \text{ kN/m}$.

Bài giải

Vận dụng công thức (V-19), ta sẽ xác định hệ số ổn định của móng là :

$$F = \frac{M_{\text{giữ}}}{M_{\text{đẩy}}}$$

Trong đó :

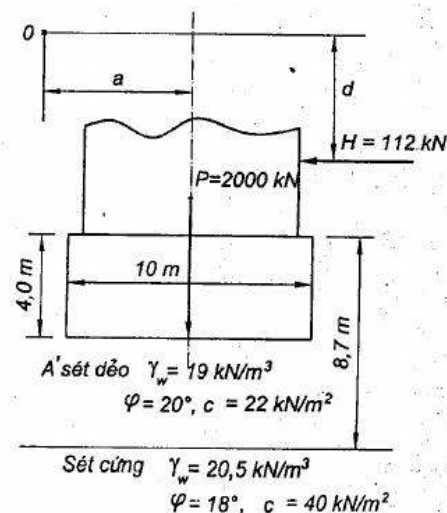
$M_{\text{giữ}}$ - như trước, $M_g = \sum R(g_i \cos \alpha_i \tan \varphi_i + c_i \Delta l_i)$

$M_{\text{đẩy}} = P \cdot a + H \cdot d + \sum g_i a_i$; a_i - khoảng cách từ mảnh i đến tâm trượt (có chú ý dấu).

Với những bài toán loại này, nói chung không

vùng và tìm tâm trượt nguy hiểm nhất. Song những cách làm đó đều không có cơ sở đầy đủ và không thể xem là đảm bảo chắc chắn được. Phải tính thử nhiều lần, công việc này có thể làm một cách khéo léo hơn như trình bày trong bài tập V-11.

Bài tập V-11. Kiểm tra ổn định (trượt sâu cùng với nền) của một móng đặt sâu $4,0 \text{ m}$ trong tầng á sét dẻo dày $8,7 \text{ m}$; bên dưới nữa là lớp đất sét cứng (Hình V-26).



Hình V-26

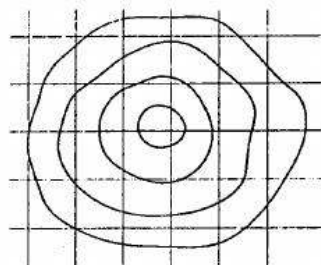
295

Bảng V-11

$c_i \Delta l_i$	211	165	228	225	116
$c_i (\text{kN/m}^2)$	22	22	40	22	22
$\Delta l_i (\text{m})$	9,6	7,5	5,7	10,7	5,3
$g_i \cos \alpha_i \tan \varphi_i$	162	315	326	147	32
a_i	54	54	24	54	54

$\Delta M_g = 955 \text{ kN}$

có phương pháp đơn giản nào để nhanh chóng xác định được tâm trượt nguy hiểm nhất và hệ số ổn định $F_{\min}$ ứng với nó. Phương pháp chung là chọn các tâm O theo một hệ thống lưới ô vuông (có thể đến vài chục điểm), tìm hệ số F ứng với những tâm trượt ấy. Biết trị số F ở các điểm mắt lưới ô vuông ta vẽ được các đường thẳng F tương tự như dạng trình bày trên hình V-27. Dựa vào hình các đường thẳng F có thể xác định chắc chắn tâm trượt nguy hiểm nhất và hệ số ổn định $F_{\min}$. Có thể làm đơn giản hơn (nhưng tất nhiên kém chắc chắn hơn) là tìm F với các tâm trượt dọc theo 2 phương (vuông góc nhau). Dựa vào sự biến đổi dọc theo mỗi phương mà tìm điểm có $F_{\min}$ (tâm trượt nguy hiểm nhất). Dưới đây trình bày cách làm đơn giản này (Bảng V-11).



Hình V-27

Số hiệu mảnh	F_1 (m ²)	$G_1 = \gamma \cdot F_1$ (kN)	α_i	$\cos \alpha_i$	φ_i	$\lg$
1	$\frac{7,2}{2} \times 8,5 = 30,6$	581	40°	0,766	20°	0,34
2	$\frac{7,2+9,0}{2} \times 6 = 48,6$	923	20°	0,940	20°	0,34
3	$\frac{9,2+9,0}{2} \times 6 = 53,1$	1010	3°	0,998	18°	0,35
4	$\frac{4,7}{2} \times 10 = 23,5$	450	26°	0,898	20°	0,34
5	$\frac{4,0}{2} \times 3,5 = 7,0$	133	48°	0,670	20°	0,34

$$\sum G_i \cos \alpha_i \lg \varphi_i = 982 \text{ kN}; \quad \Sigma$$

Các trị số tính toán ứng với tâm trượt O_1 (Hình V-28).

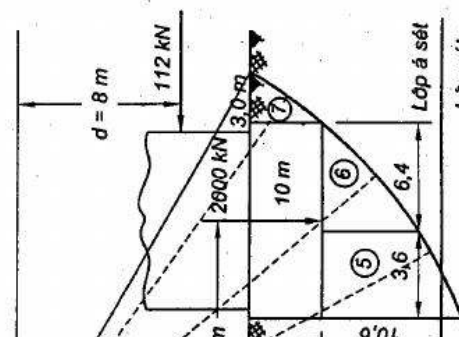
Xác định hệ số ổn định với tâm trượt O_1 . Như hình V-28 và các trị số tính toán trong bảng V-11 ta có :

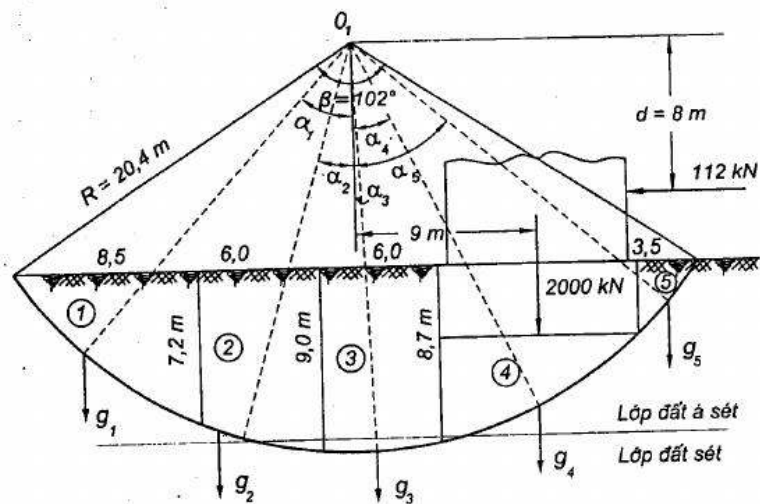
$$\begin{aligned} \text{Mômen giữ } M_g &= R \sum (G_i \lg \varphi_i \cos \alpha_i + c_i \Delta l_i) \\ &= 20,4(982 + 955) = 39515 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Mômen đẩy } M_d &= P \cdot a + H \cdot d + \sum G_i a_i \\ &= 2000 \times 9 + 112 \times 8 + G_5 \times 16,3 + \\ &+ G_4 \times 7,3 + G_3 \times 1 - G_2 \times 5 - G_1 \times 13,6 = 12842 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Hệ số ổn định

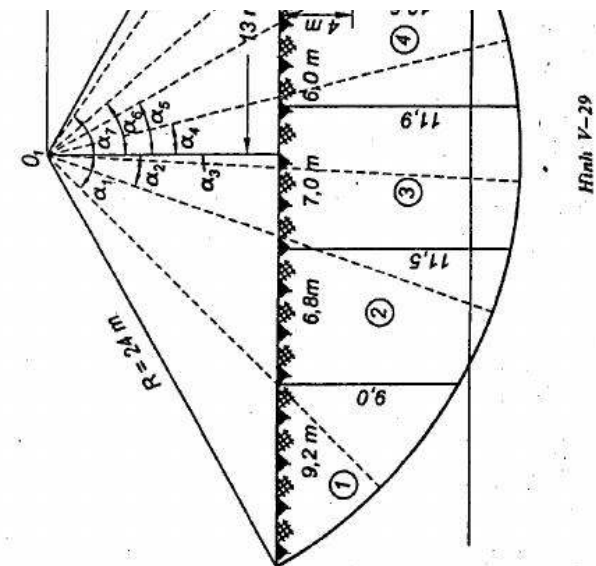
$$F_1 = \frac{39515}{12842} \approx 3,1$$





Hink V-28

Xác định hệ số ổn định với tâm trượt O_2 . Theo hình V-29 và các trị số tính toán trong bảng V-12, tính mômen giữ và mômen đẩy :



06-14-08

Bảng K-12

$\cos \alpha_i, \%$	Δl_i (m)	c_i (kN/m ²)	$c_i \Delta l_i$
202	13	22	286
404	7,2	40	288
512	7,2	40	288
413	6,1	40	244
119	4,3	40	172
87	8,1	22	178
26	4,6	22	101

$$M_g = 24(1763 + 1557) = 79680 \text{ kNm}$$

$$M_d = 2000 \times 13 + 112 \times 8 + g_7 \times 19 + g_6 \times 13,5 + \\ + g_5 \times 9,8 + g_4 \times 5 - \varepsilon_3 \times 1,5 - g_2 \times \\ \times 8,4 - g_1 \times 16,4 = 17367 \text{ kNm}$$

Hệ số ổn định là $F_2 = \frac{79680}{17367} = 4,5$

Với tâm trượt O_3 , theo hình V-30 và bảng V-13 ta có :

$$M_g = 18,6(533 + 735) = 23584 \text{ kNm}$$

$$M_d = 2000 \times 5 + 112 \times 8 + g_4 \times 11.4 + g_2 \times 3.3 - g_2 \times 3 - g_2 \times 8.8 = 7456 \text{ kNm}$$

Số hiệu mảnh	F_i (m ²)	$g_i = \gamma \cdot F_i$ (kN)	α_i	$\cos \alpha_i$	φ_i	$\operatorname{tg} \varphi_i$
1	$\frac{9}{2} \times 9,2 = 41,4$	786	45°	0,707	20°	0,364
2	$\frac{9 \times 6,8 = 61,2}{2,5 \times 6,8 = 8,5}$	1163 174	21°	0,933	18°	0,324
3	$\frac{9 \times 7 = 63,0}{2,5 + 2,9 \times 7 = 18,9}$	1197 387	30°	0,998	18°	0,324
4	$\frac{9 \times 6 = 54,0}{2,9 + 1,6 \times 6 = 13,5}$	1026 277	12°	0,978	18°	0,324
5	$\frac{3,6 \times 5 = 18,0}{1,6 \times 3,6 = 2,88}$	342 59	24°	0,913	18°	0,324
6	$\frac{5}{2} \times 6,4 = 16$	304	38°	0,788	20°	0,364
7	$\frac{4}{2} \times 3 = 6$	123	54°	0,588	20°	0,364

$$\sum g_i \cos \alpha_i \operatorname{tg} \varphi_i = 1763 \text{ kN}; \quad \sum \Delta l_i = 1$$

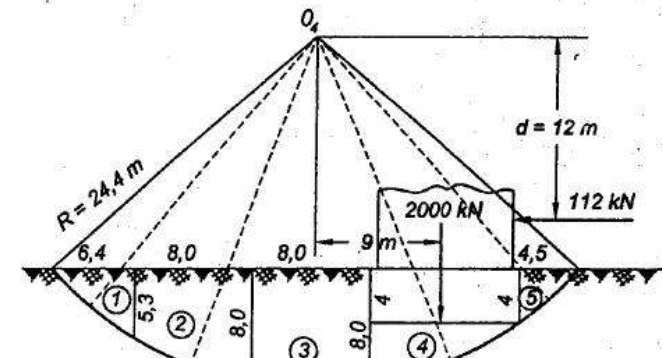
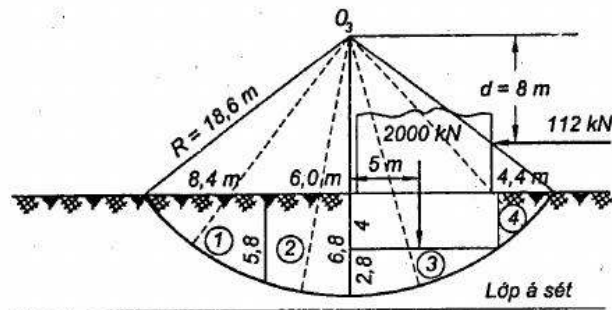
Bảng V-13

Số hiệu mảnh	F_i (m ²)	$g_i = \gamma \cdot F_i$ (kN)	α_i	$\cos \alpha_i$	φ_i	$\operatorname{tg} \varphi_i$	$g_i \cos \alpha_i \operatorname{tg} \varphi_i$	Δl_i (m)	c_i	$c_i \Delta l_i$
1	$\frac{5,8}{2} \times 8,4 = 24,4$	463	35°	0,819	20	0,364	138	L = 33,4	22	
2	$\frac{5,8+6,8}{2} \times 6 = 37,8$	716	11°	0,981	-	-	256		-	
3	$\frac{2,8}{2} \times 10 = 14$	266	16°	0,961	-	-	93		-	
4	$\frac{4}{2} \times 4,4 = 8,8$	167	41°	0,754	-	-	46		-	

$$\sum g_i \cos \alpha_i \operatorname{tg} \varphi_i = 533 \text{ kN}; \quad c \cdot L = 734,8 \text{ kN}$$

Vậy hệ số ổn định : $F_3 = \frac{23584}{7456} \approx 3,1$ Với tâm trượt O_4 ,
theo hình V-31 và bảng V-14 ta có :

$$M_g = 24,4(1051 + 917,4) = 48029 \text{ kNm}$$



Bảng V-14

Số hiệu mảnh	$F_i(m^2)$	$g_i = \gamma \cdot F_i$ (kN)	α_i	$\cos \alpha_i$	φ_i	$\operatorname{tg} \varphi_i$	$g_i \cos \alpha_i \operatorname{tg} \varphi_i$	Δl_i (m)	c_i	$c_i \Delta l_i$
1	$\frac{5,3}{2} \times 6,4 = 16,9$	322	39	0,777	20°	0,364	91	$\left. \begin{array}{c} \\ \\ \\ \\ \end{array} \right\} L = 41,7$	22	
2	$\frac{5,3+8,0}{2} \times 8 = 53,2$	1011	20	0,939	-	-	344		22	
3	$8,0 \times 8,0 = 64$	1215	0	1,000	-	-	442		22	
4	$\frac{4}{2} \times 10 = 20$	380	22	0,927	-	-	128		22	
5	$\frac{4}{2} \times 4,5 = 9$	171	42	0,743	-	-	46		22	

$$\Sigma g \cos \alpha_i \operatorname{tg} \varphi_i = 1051 \text{ kN} ; c.L = 917,4 \text{ kN}$$

Vậy hệ số ổn định là :

$$F_4 = \frac{48029}{12148} = 3,95$$

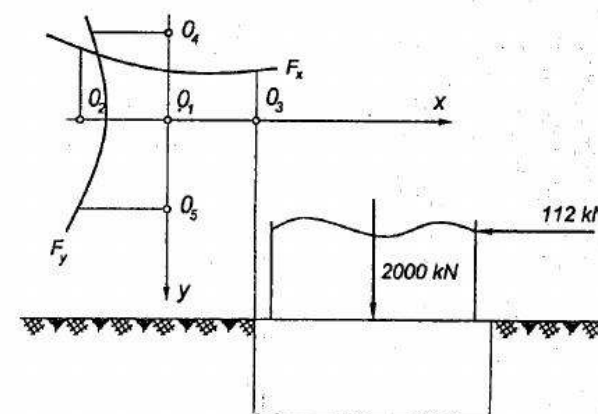
Cũng với cách làm như vậy, với tâm trượt O_5 ta tìm được hệ số ổn định $F_5 = 5$.

Có thể sơ bộ vẽ đường cong biến đổi F theo phương ngang F_x và đường cong biến đổi F theo phương đứng F_y (Hình V-32).

Căn cứ vào kết quả tính toán trên đây có thể đánh giá gần đúng min $F = 3$. Như vậy là mô cấu ổn định.

Hình V-31

$$M_d = 2000 \times 9 + 112 \times 12 + g_5 \times 15,5 + g_4 \times 7,3 - g_2 \times 8 - g_1 \times 14,1 = 12148 \text{ kNm}$$



Hình V-32

$c = 20 \text{ kN/m}^2$. Trọng lượng riêng đáy nổi của đất nền là $\gamma_{\text{đn}} = 9 \text{ kN/m}^3$. Góc nghiêng của hợp lực $\delta = 0^\circ$.

Trả lời. $p_u = 2293 \text{ kN}$, $T_u = 0$.

Bài tập V-16. Giải bài tập V-15 với các điều kiện : $b = 8 \text{ m}$, $h = 3 \text{ m}$, $\varphi = 12^\circ$, $c = 30 \text{ kN/m}^2$, $\gamma_{\text{dn}} = 10,2 \text{ kN/m}^3$ và $\delta = 5^\circ$.

Trả lời: $p_{11} = 2675 \text{ kN}$; $T_{11} = 234 \text{ kN}$.

Bài tập V-17. Giải bài tập V-15 với các điều kiện : $b = 7,6 \text{ m}$; $h = 2,8 \text{ m}$; $\varphi = 20^\circ$; $c = 15 \text{ kN/m}^2$; $\gamma_{\text{đn}} = 9,8 \text{ kN/m}^3$ và $\delta = 10^\circ$.

$$\text{Trở lại } n = 2540 \text{ kN} \cdot \text{T} = 3380 \text{ kN}$$

Bài tập V-12. Một đập đất có tiết diện tam giác cân, đáy $2b = 36$ m, chiều cao $H = 12$ m. Trọng lượng riêng của đất đập $\gamma = 19,9$ kN/m³. Đập đất đắp trên một lớp đất sét có các tham số sức chịu tải $\varphi = 10^\circ$, $c = 16$ kN/m². Mức nước ngầm ngang với đáy đập.

Đánh giá cường độ (ổn định) của đất nền ở các điểm A ($x = 0$; $z = 4,5$ m), B ($x = 0$; $z = 9$ m), E ($x = 9$; $z = 9$) và F ($x = 18$; $z = 9$ m).

Trả lời. A, B, E ở trạng thái cân bằng giới hạn; F cân bằng bền.

Bài tập V-13. Xác định sức tải của nền đất dưới một móng băng rộng $b = 3$ m, đặt sâu $h = 2,5$ m. Đất nền có các tham số sức chống cắt $\varphi = 12^\circ$, $c = 30$ kN/m² và trọng lượng riêng $\gamma = 18,3$ kN/m³.

Trả lời. $p_u = 253,00$ kN/m²

Bài tập V-14. Giải bài tập V-13 với các số liệu $2,5$ m, $h = 3$ m; $\varphi = 14^\circ$; $c = 20$ kN/m²; mức nước ngầm ở ngang mức đáy móng và đất phía trên đáy móng xem như bão hòa có trọng lượng riêng $\gamma_{nn} = 19$ kN/m³.

Trả lời. $p_u = 235$ kN/m²

Bài tập V-15. Xác định sức chịu tải của đất nền dưới móng trụ cầu có bề rộng $b = 6$ m, độ sâu đặt móng $h = 2,5$ m. Đất nền là á sét có các tham số sức chống cắt là $\varphi = 15^\circ$,

304

đúng tâm $P = 33000$ kN. Đất nền có các tham số sức chống cắt $\varphi = 20^\circ$, $c = 15$ kN/m² và trọng lượng riêng $\gamma = 19$ kN/m³.

Kiểm tra độ an toàn về ổn định khi yêu cầu hệ số an toàn $[k] = 2$.

Trả lời. $k = 2,07 > [k]$ - nền đảm bảo an toàn về cường độ.

Bài tập V-22. Giải bài tập V-21 với những số liệu $d = 6,8$ m, $h = 3$ m, $P = 28000$ kN, $\varphi = 22^\circ$, $c = 13$ kN/m² và $\gamma = 18,5$ kN/m³.

Bài tập V-18. Một tường chắn đất có chiều cao $H = 9$ m, độ sâu đặt móng $h = 1$ m, bề rộng đáy móng $b = 5$ m. Đất nền là á cát bão hòa $\gamma_{dn} = 9,5$ kN/m³, $\varphi = 30^\circ$; $c = 5$ kN/m². Lực tác dụng thẳng đứng do trọng lượng bản thân $p = 648$ kN/m; lực ngang tác dụng ở đáy móng $T = 150$ kN/m, độ lệch tâm của hợp lực $e = 0,15$ m. Kiểm tra ổn định của nền đất.

Trả lời. $p_u = 1705$ kN; $e_u = 0,35$ m.

Bài tập V-19. Kiểm tra độ an toàn về cường độ của đất nền dưới đế móng kích thước $b \times b = 3,2 \times 3,2$ m; độ sâu đặt móng $h = 1,4$ m, chịu tải trọng thẳng đứng đúng tâm $P = 3400$ kN. Đất nền là loại sét pha có các tham số sức chống cắt là $\varphi = 18^\circ$, $c = 35$ kN/m², trọng lượng riêng $\gamma = 19$ kN/m³.

Trả lời. Hệ số ổn định $k = 2,8$ (theo công thức Bêrêzantxev). Hệ số an toàn $k = 2,9$ (theo công thức Terzaghi).

Bài tập V-20. Giải bài tập V-19 với những số liệu $b \times b = 3,6 \times 3,6$ m, $h = 1,5$ m, $P = 6100$ kN, $\varphi = 25^\circ$, $c = 15$ kN/m² và $\gamma = 20,5$ kN/m³.

Trả lời. $k = 3,42$ (theo Bêrêzantxev)

$k = 2,73$ (theo Terzaghi)

Bài tập V-21. Một bể chứa có đáy tròn, đường kính $d = 8$ m, chôn sâu $h = 3$ m. Móng chịu tải trọng thẳng đứng

305

Chương VI

ÁP LỰC ĐẤT LÊN TƯỜNG CHẮN

và $\gamma = 18,5 \text{ kN/m}^3$.

Trả lời. $k = [k] = 2$ - nên đảm bảo an toàn về cường độ.

Bài tập V-23. Móng một tháp nước đáy hình tròn đường kính $d = 6 \text{ m}$, độ sâu đặt móng $h = 5 \text{ m}$; móng đặt lên lớp đất thứ 2 trong nền là lớp cát vừa có $\varphi = 30^\circ$, hệ số rỗng $e = 0,65$, $\gamma_{\text{nn}} = 18,5 \text{ kN/m}^3$. Lớp đất thứ nhất (từ mặt đáy móng trở lên) là lớp á sét dẻo, trọng lượng riêng đáy nổi $\gamma_{\text{dn}} = 8,5 \text{ kN/m}^3$.

Tính sức chịu tải p_u và áp lực tiêu chuẩn R^{tc} của nền.

Hướng dẫn. Tính p_u theo công thức Bêrêzantxev, tính R^{tc} theo công thức của СНиП II-B-1-62 hoặc СН-200-62.

Bài tập V-24. Xác định cường độ tải trọng tiêu chuẩn R^{tc} của đất nền dưới móng tường một nhà ở, bề rộng móng $b = 2,00 \text{ m}$, độ sâu đặt móng $h = 1,5 \text{ m}$. Đất nền là á sét $\varphi = 12^\circ$, $c = 35 \text{ kN/m}^2$ và trọng lượng riêng $\gamma = 19 \text{ kN/m}^3$.

Trả lời. $R^{\text{tc}} = 219 \text{ kN/m}^2$.

Bài tập V-25. Giải bài tập V-24 với những số liệu $b = 1,8 \text{ m}$; $h = 1,2 \text{ m}$; đất nền là á sét: $\varphi = 18^\circ$, $c = 30 \text{ kN/m}^2$ mực nước ngầm ở ngang đáy móng, đất phía trên đáy móng là bão hòa $\gamma_{\text{nn}} = 20,5 \text{ kN/m}^3$.

Trả lời. $R^{\text{tc}} = 302 \text{ kN/m}^2$.

VI-1. Tính toán áp lực đất lên tường chắn theo lý thuyết của Coulomb

Xét sự cân bằng của lăng thể trượt - tam giác lực $\vec{W}$, $\vec{R}$, $\vec{E}$ khép kín - ta rút ra biểu thức của E (Hình VI-1), hơn nữa, tìm được giá trị lớn nhất của E - áp lực của đất lên tường chắn.

TÓM TẮT LÝ THUYẾT

Các lý thuyết về tính toán áp lực đất lên tường chắn hiện nay gồm có:

1. Lý thuyết của Coulomb mà giả thiết cơ bản là khối đất sau tường chắn trượt theo một mặt trượt phẳng. Dùng tính toán áp lực chủ động của đất rời, lý thuyết Coulomb cho những kết quả khả quan; vì thế hiện nay nó vẫn được áp dụng rất rộng rãi. Việc áp dụng lý thuyết Coulomb cho các đất dính gặp nhiều khó khăn, và đặc biệt là khi tính toán áp lực bị động, lý thuyết này cho những kết quả quá lớn. Vì vậy khi dùng xác định áp lực bị động thường phải dùng với hệ số an toàn lớn.

2. Lý thuyết cân bằng giới hạn của môi trường rời, mà đầu tiên Rankine vận dụng để giải quyết bài toán về áp lực đất lên tường chắn với những giả thiết đơn giản, sau đó Xôcôlovski đã giải quyết một cách chặt chẽ cùng với bài toán về ổn định và sức chịu tải của nền đất.

3. Những lý thuyết khác, chẳng hạn như xét đến chuyển vị của tường, xét đến tính từ biến của đất, v.v...

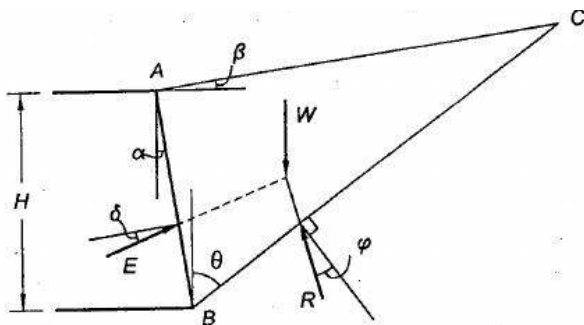
Ở đây tóm tắt một số công thức tính toán áp lực đất lên tường chắn theo phương pháp Coulomb và Xôcôlovski.

Các ký hiệu khác chỉ rõ trên hình VI-1.

Trong điều kiện đơn giản nhất: $\alpha = \beta = \delta = 0$, ta có:

$$\lambda_a = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (\text{VI-3})$$

Trên chiều cao H của tường, áp lực đất phân bố theo luật bậc nhất với cường độ:



Hình VI-1

• Trường hợp đất rời

Công thức chung tính áp lực chủ động của đất là :

$$E_a = \frac{1}{2} \lambda_a \cdot \gamma \cdot H^2 \quad (VI-1)$$

Trong đó :

γ - trọng lượng riêng của đất ;

λ_a - hệ số áp lực đất chủ động

$$\lambda_a = \frac{\cos^2(\varphi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cos(\delta + \alpha) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\delta + \alpha) \cos(\beta - \alpha)}} \right]^2} \quad (N-2)$$

φ - góc ma sát trong của đất ;

δ - góc ma sát giữa đất và tường chắn, chọn theo bảng

VI-1 (chỉ dùng cho các đất rời).

Biểu đồ cường độ áp lực đất trên chiều cao H có một đoạn bằng 0 đến chiều sâu $h_c = \frac{C \cdot c}{\gamma \lambda_a}$; cũng như trên, E_a đặt ở điểm ứng với trọng tâm của biểu đồ cường độ của nó.

✳ Khi $\beta = \delta = \alpha = 0$

$$p_a = \lambda_a \cdot \gamma \cdot z \quad (VI-4)$$

z - độ sâu của điểm xác định cường độ áp lực đất.

E_a tác dụng vào lưng tường ở điểm ứng với trọng tâm biểu đồ cường độ theo phương nghiêng đi góc δ so với pháp tuyến lưng tường.

• Trường hợp đất dính

Trong những điều kiện đơn giản có thể rút ra được biểu thức giải tích của áp lực đất chủ động như sau :

Khi $\beta = \delta = 0$; $\alpha \neq 0$

$$E_a = \frac{1}{2} \lambda_a \cdot \gamma \cdot H^2 - C \cdot cH + D \frac{c^2}{\gamma} \quad (VI-5)$$

$$p_a = \lambda_a \cdot \gamma \cdot z - Cc \quad (VI-6)$$

Trong đó

$$C = \frac{\cos \varphi}{\cos^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi + \alpha}{2} \right)} ;$$

$$D = \frac{C^2}{2\lambda_a}$$

c - lực dính của đất ;

Các ký hiệu khác như cũ.

• Các trường hợp đặc biệt

Khi lưng tường gầy khúc, khi đất đắp sau tường có nhiều lớp khác nhau, trong đất đắp có nước, v.v... thì xác định áp lực đất lên tường chắn bằng cách tính toán từng đoạn. Trong các bài tập sau đây sẽ trình bày cụ thể các ví dụ đó.

• Phương pháp đồ giải xác định áp lực đất chủ động

$$E_a = \frac{1}{2} \lambda_a \gamma H^2 - 2c \operatorname{Htg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) + \frac{2c}{\gamma} \quad (\text{VI-7})$$

$$p_a = \lambda_a \gamma z - 2c \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (\text{VI-8})$$

Trong đó λ_a tính theo công thức (VI-3).

• Trường hợp đất rời, trên mặt đất có tải trọng thẳng đứng phân bố đều cường độ q

Các công thức tính áp lực và cường độ áp lực đất chủ động là :

$$E_a = \frac{1}{2} \lambda_a \gamma H^2 \left[1 + \frac{2q}{\gamma H(1 + \operatorname{tg} \alpha \operatorname{tg} \beta)} \right] \quad (\text{VI-9})$$

$$p_a = \lambda_a \gamma z + \frac{\lambda_a q}{1 + \operatorname{tg} \alpha \operatorname{tg} \beta} \quad (\text{VI-10})$$

Hệ số λ_a xác định theo (VI-2) hoặc (VI-3).

• Trường hợp đất dính trên mặt đất có tải trọng thẳng đứng phân bố đều cường độ q

Khi $\beta = \delta = 0$, $\alpha \neq 0$ hoặc $\alpha = \beta = \delta = 0$, công thức tính cường độ áp lực đất là :

$$p_a = \lambda_a \gamma z + \lambda_a q - C.c \quad (\text{VI-11})$$

Dạng của biểu đồ cường độ áp lực đất phụ thuộc vào sự so sánh giá trị $q \lambda_a$ với $C.c$. Trong mọi trường hợp giá trị E_a đều xác định bằng diện tích của biểu đồ p_a bỏ qua phần âm (giữa tường và đất không làm việc kéo).

là điều kiện biên của bài toán phức tạp nên mới chỉ giải quyết được một số trường hợp.

• Trường hợp $\alpha = \delta = \beta = 0$

Kết quả của phương pháp này trùng với kết quả của Coulomb.

Phương pháp đồ giải xác định áp lực đất lên tường chắn

Trong thực tế tính toán có nhiều phương pháp vẽ để xác định áp lực đất lên tường chắn. Phương pháp của Culman trình bày trong giáo trình Cơ học đất do Nhà xuất bản Đại học và THCN xuất bản năm 1970 có nội dung là : trên hình vẽ của tường và khối đất, tự chọn một số mặt trượt $BC_1, BC_2, \dots, BC_i$; ứng với các mặt trượt đó tính ra các $W_1, W_2, \dots, W_i$ (bằng diện tích tam giác $ABC_1, ABC_2, \dots, ABC_i$ nhân với γ). Sau đó dựng các tam giác lực ngay trên hình vẽ đó thì có các giá trị $E_1, E_2, \dots, E_i$. Nối đầu mút các đoạn E_i ta có đường cong quỹ tích các đầu mút của E ; từ đó dễ dàng xác định $\max E$ là trị số ta cần tìm.

Phương pháp đồ giải của Culman cho phép xác định được E cả trong trường hợp mặt đất phức tạp, nhưng cũng như những phương pháp đồ giải khác nó không cho ta biết quy luật phân bố cường độ áp lực đất.

• Tính toán áp lực bị động của đất lên tường chắn theo lý thuyết Coulomb

Các công thức dùng để xác định áp lực đất chủ động cũng có thể dùng để xác định áp lực đất bị động với điều kiện là đổi dấu φ và δ . Nhưng như đã nói ở trên nói chung kết quả thu được thường quá lớn.

VI-2. Các công thức của Xôcôlovski tính toán áp lực đất lên tường chắn theo lý thuyết cân bằng tải trọng của môi trường rời

Lý thuyết cân bằng giới hạn của môi trường rời khi áp dụng cho bài toán áp lực đất lên tường chắn do gặp khó khăn—

Bảng VI-1

Trị số góc δ				
η	β	$-\varphi \div 0$	0	$0 \div \varphi$
				Ghi chú

- Trường hợp $\beta = 0, \delta \neq 0; \alpha \neq 0$, đất rời

Các công thức xác định áp lực đất là :

$$E_a = \frac{1}{2} \lambda_a^* \cdot \gamma \cdot H^2 \quad (\text{VI-12})$$

$$E_b = \frac{1}{2} \lambda_b^* \cdot \gamma \cdot H^2 \quad (\text{VI-13})$$

Cường độ áp lực đất tính theo công thức :

$$p_a = \lambda_a^* \cdot \gamma \cdot H \quad (\text{VI-12}')$$

$$p_b = \lambda_b^* \cdot \gamma \cdot H \quad (\text{VI-13}')$$

Các hệ số λ_a^* và λ_b^* đã được lập thành bảng sẵn (Bảng VI-2, VI-3) để tiện tính toán.

Trong các công thức (VI-12) + (VI-13).

E_a, E_b - áp lực chủ động, áp lực bị động của đất ;

p_a, p_b - cường độ áp lực đất chủ động, cường độ áp lực đất bị động ;

λ_a^*, λ_b^* - hệ số áp lực đất chủ động, áp lực đất bị động, xác định theo lý thuyết cân bằng giới hạn ;

γ, H - trọng lượng riêng của đất và chiều cao của tường chắn.

CÂU HỎI KIỂM TRA

1. Các dạng áp lực đất lên tường chắn.
2. Những giả thiết cơ bản của Coulomb để tính toán áp lực đất lên tường chắn.

312

$< 90^\circ - \varphi$	0	0	0	Góc lấy dấu + khi mặt đất đắp nằm cao hơn mặt nằm ngang đi qua đỉnh tường và lấy dấu - khi ngược lại.
$90^\circ - \varphi \div 90^\circ - \frac{\varphi}{2}$	0	$\frac{\varphi}{4}$	$\frac{\varphi}{2}$	
$90^\circ - \frac{\varphi}{2} \div 90^\circ + \frac{\varphi}{2}$	$\frac{\varphi}{4}$	$\frac{\varphi}{2}$	$\frac{\varphi}{3}$	
$90^\circ + \frac{\varphi}{2} \div 90^\circ + \varphi$	$\frac{\varphi}{3}$	$\frac{2\varphi}{3}$	$\frac{3\varphi}{4}$	
$> 90^\circ + \varphi$	$\frac{\varphi}{2}$	$\frac{3\varphi}{4}$	φ	

Ghi chú : β - góc nghiêng của mặt đất đắp sau tường ;
 $\eta = 90^\circ + \alpha$; α - góc nghiêng lưng tường.

Bảng VI-2

Hệ số áp lực đất chủ động λ_a^*
 (theo lời giải của lý thuyết cân bằng giới hạn)

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

313

Bảng VI-3

Hệ số áp lực đất bị động λ_b^*
 (theo lời giải của lý thuyết cân bằng giới hạn)

BÀI TẬP

✓ Bài tập VI-1. Có 1 tường chắn đất cao 7 m ; lưng tường

φ°	$\delta^\circ \backslash \alpha^\circ$	-30	-20	-10	0	10	20	30	40	50	60
10	0	1,53	1,53	1,19	1,42	1,31	1,18	1,04	0,89	0,71	0,53
	5	1,71	1,69	1,64	1,55	1,43	1,28	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	2,51	2,51	2,16	1,80	1,46	1,16	0,87	0,61
	20	4,24	3,79	3,32	2,86	2,12	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

E_a đặt ở điểm trên lưng tường ứng với trọng tâm biểu đồ cường độ của áp lực đất, nghĩa là ở độ cao cách chân tường

có góc nghiêng là $\alpha = -15^\circ$. Đất đắp sau tường chân có mặt nghiêng dưới góc $\beta = 20^\circ$; đất đắp là đất cát, trọng lượng riêng $\gamma = 16 \text{ kN/m}^3$, góc ma sát trong $\varphi = 30^\circ$, lực dính $c = 0$.

Vẽ biểu đồ cường độ, xác định trị số và điểm đặt của áp lực đất chủ động lên tường chắn.

Với câu hỏi như trên khi mặt đất đắp sau tường chắn có tải trọng thẳng đứng phân bố đều cường độ $q = 20 \text{ kN/m}^2$.

Bài giải

Dựa vào quy phạm tạm thời về thiết kế tường chắn (QP 23-65) ta chọn góc ma sát giữa đất và tường là

$$\delta = \frac{\varphi}{2} = \frac{30^\circ}{2} = 15^\circ.$$

Hệ số áp lực đất chủ động λ_a tính theo công thức (VI-2):

$$\lambda_a = \frac{\cos^2[30^\circ - (-15^\circ)]}{\cos^2(-15^\circ) \cos[15^\circ + (-15^\circ)] \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(15^\circ + 30^\circ) \sin(30^\circ - 20^\circ)}{\cos[15^\circ + (-15^\circ)] \cos[20^\circ - (-15^\circ)]}} \right]}$$

$$\lambda_a = 0,407.$$

Dùng công thức (VI-4) tính cường độ áp lực đất:

$$p_a = \lambda_a \cdot \gamma \cdot z$$

Tại đỉnh tường: $z = 0$, $p_a = 0$;

Tại chân tường $p_a = 0,407 \times 16 \times 7 = 45,7 \text{ kN/m}^2$. Sơ đồ tính toán và biểu đồ cường độ áp lực đất trình bày trên hình VI-2.

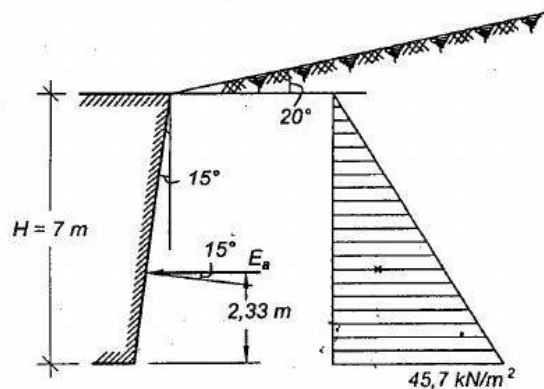
Trị số áp lực đất chủ động (tính cho 1 m dài tường chắn) là:

$$\begin{aligned} E_a &= \frac{1}{2} \lambda_a \cdot \gamma \cdot H^2 \\ &= 0,407 \cdot 16 \cdot \frac{7^2}{2} = 160 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

$$E_a = 233 \text{ kN/m}$$

Điểm đặt của E_a , ứng với trọng tâm biểu đồ cường độ hình

$\frac{H}{3} = \frac{7}{3} = 2,33 \text{ m}$. Phương của E_a nghiêng so với pháp tuyến lưng tường góc $\delta = 15^\circ$ (xem hình VI-2).



Hình VI-2

⊗ Khi có tải trọng phân bố trên bề mặt đất đắp, tính cường độ áp lực đất theo công thức (V-10)

$$p_a = \lambda_a \cdot \gamma z + \frac{\lambda_a \cdot q}{1 + \text{tg} \alpha \text{tg} \beta}$$

Tại đỉnh tường $z = 0$, $p_a' = \frac{0,407 \times 20}{1 + \text{tg}(-15^\circ) \text{tg} 20^\circ} = 9 \text{ kN/m}^2$

Tại chân tường $z = H$, $p_a'' = 0,407 \times 16 \times 7 + 9 = 54,7 \text{ kN/m}^2$.

Biểu đồ cường độ áp lực đất có dạng hình thang như trình bày trên hình VI-3.

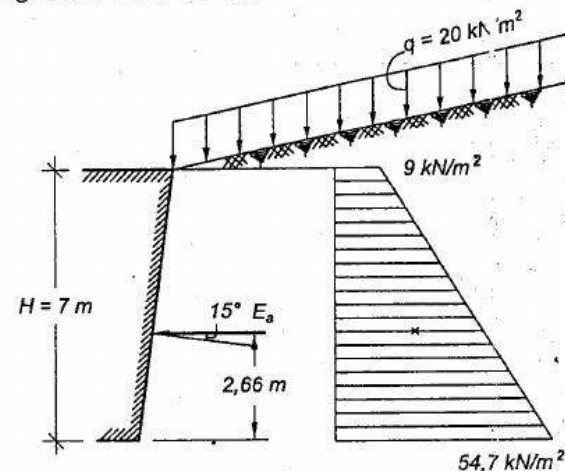
Trị số áp lực đất lên tường chắn lúc này xác định theo công thức (VI-9) :

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot 0,407 \times 16 \times 7^2 \left[1 + \frac{2 \times 20}{16 \times 7 [\text{tg}(-15^\circ) \text{tg} 20^\circ + 1]} \right]$$

thang, nằm cách chân tường một đoạn bằng :

$$\frac{1}{3} H \times \frac{p_a'' + 2p_a'}{p_a'' + p_a'} = \frac{1}{3} \cdot 7 \cdot \frac{54,7 + 2 \times 9}{54,7 + 9} = 2,66 \text{ m}$$

Phương của E_a nghiêng một góc $\delta = 15^\circ$ so với pháp tuyến lưng tường (xem hình VI-3).



Hình VI-3

✂ Bài tập VI-2. Cho một tường chắn cao 7 m lưng tường nghiêng góc $\alpha = -15^\circ$, mặt đất đắp nằm ngang, bỏ qua ma sát giữa đất đắp và tường. Đất đắp sau tường là đất sét pha trọng lượng riêng $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$, góc ma sát trong $\varphi = 15^\circ$, lực dính $c = 20 \text{ kN/m}^2$. Vẽ biểu đồ cường độ, xác định trị số và điểm đặt của áp lực đất chủ động lên tường chắn.

Bài giải

Cường độ áp lực đất xác định theo công thức (VI-6), trong đó hệ số áp lực đất chủ động vẫn tính theo công thức (VI-2), vì ở đây $\delta = \beta = 0$ nên ta có :

$$\lambda_a = \frac{\cos(\varphi - \alpha)}{\cos\alpha[\cos\alpha + \sin\varphi]^2} = \frac{\cos(-15^\circ)[\cos 15^\circ + \sin 15^\circ]^2}{\cos(-15^\circ)[\cos 15^\circ + \sin 15^\circ]^2} = 0,518$$

$$\text{Đại lượng } C = \frac{\cos\varphi}{\cos^2\left(45^\circ - \frac{\varphi + \alpha}{2}\right)} = \frac{\cos 15^\circ}{\cos^2\left[45^\circ - \frac{15^\circ - 15^\circ}{2}\right]} = 1,93$$

Theo (VI-6) ta có cường độ áp lực đất :

$$\text{Tại đỉnh tường : } z = 0, p_a = - C \cdot c = - 1,93 \times 20 = - 38,6 \text{ kN/m}^2 ;$$

$$\text{Tại chân tường : } z = 7 \text{ m}, p_a = \lambda_a \gamma z - Cc = 0,518 \times 18 \times 7 - 1,93 \times 20 = 26,5 \text{ kN/m}^2.$$

Cường độ áp lực đất có trị số bằng 0 ở điểm có độ sâu h_c (kể từ mặt đất) :

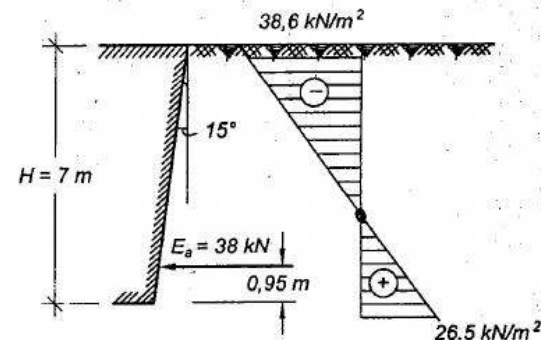
$$h_c = C \cdot \frac{c}{\lambda_a \gamma} = 1,93 \frac{20}{0,518 \times 18} = 4,15 \text{ m}$$

Biểu đồ cường độ áp lực đất như trình bày trên hình VI-4. Trị số áp lực đất (trên 1 m dài tường chắn) theo công thức (VI-5) là :

$$E_a = \frac{1}{2} \lambda_a \gamma H^2 - C \cdot c \cdot H + D \cdot \frac{c^2}{\gamma} = \frac{1}{2} 0,518 \times 18 \times 7^2 - 1,93 \times 20 \times 7 + \frac{1,93^2}{2 \times 0,518} \times \frac{20^2}{18} = 38 \text{ kN/m}.$$

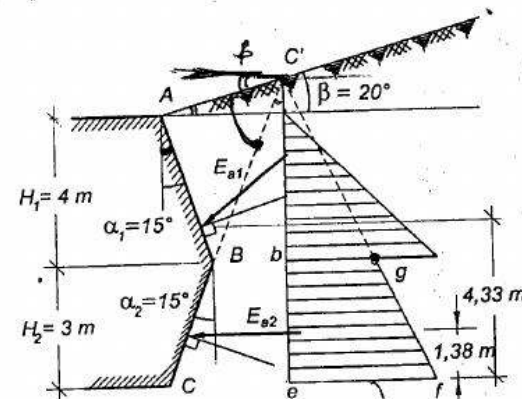
Áp lực chủ động của đất tác dụng lên tường đặt ở điểm ứng với trọng tâm biểu đồ cường độ phần tam giác mang dấu +, điểm đặt cách chân tường :

$$\frac{H - h_c}{3} = \frac{7 - 4,15}{3} = 0,95 \text{ m}$$



Hình VI-4

Bài tập VI-3. Cho một tường chắn đất mà lưng tường gây khúc như chỉ dẫn trên hình VI-5. Mặt đất sau tường chắn nghiêng góc $\beta = 20^\circ$; đất đắp là đất cát, trọng lượng riêng $\gamma = 16 \text{ kN/m}^3$, góc ma sát trong $\varphi = 30^\circ$.



Hình VI-5

Vẽ biểu đồ cường độ, xác định trị số và điểm đặt của áp lực đất lên tường chắn.

Bài giải

Theo QP 23-65, dựa theo góc β , α ở đây ta sẽ chọn góc ma sát giữa đất và tường là $\delta = \frac{\varphi}{2} = 15^\circ$. Trước hết vẽ biểu đồ cường độ áp lực đất cho đoạn tường AB. Theo công thức (VI-2) tính hệ số áp lực đất chủ động:

$$\lambda_{a1} = \frac{\cos^2(30^\circ - 15^\circ)}{\cos^2 15^\circ \cos(15^\circ - 15^\circ) \times \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(15^\circ + 30^\circ) \sin(30^\circ - 20^\circ)}{\cos(15^\circ + 15^\circ) \cos(20^\circ - 15^\circ)}} \right]^2}$$

$$\lambda_{a1} = 0,89$$

Cường độ áp lực đất:

Tại đỉnh tường $z = 0$, $p_a = 0$;

Tại độ sâu $z = H_1 = 4$ m, $p_a = 0,89 \times 16 \times 4 = 57$ kN/m².
Biểu đồ cường độ áp lực đất (trong đoạn AB) trình bày trên hình VI-5.

Trị số áp lực đất trên 1 m dài đoạn tường AB:

$$E_{a1} = \frac{1}{2} 0,89 \times 16 \times 4^2 = 114 \text{ kN/m}$$

Áp lực E_{a1} đặt tại điểm cách chân tường:

$$H_2 + \frac{1}{3} H_1 = 3 + \frac{1}{3} 4 = 4,33 \text{ m}$$

Để tính áp lực chủ động của đất lên đoạn tường BC, kéo dài lưng tường BC cho đến gặp mặt đất tại C', ta sẽ tính áp lực đất cho tường có lưng CC' với góc nghiêng $\alpha_2 = -15^\circ$.

Tính chiều cao tường CC' = H', ta có

$$\frac{AC'}{\sin \widehat{ABC'}} = \frac{AB}{\sin \widehat{AC'B}}$$

$$AC' = AB \frac{\sin \widehat{ABC'}}{\sin \widehat{AC'B}} = \frac{H_1}{\cos \alpha_1} \cdot \frac{\sin(\alpha_1 + \alpha_2)}{\cos(\beta + \alpha_1)}$$

$$AC' = \frac{4}{\cos 15^\circ} \frac{\sin(15^\circ + 15^\circ)}{\cos(20^\circ + 15^\circ)} = 2,52 \text{ m}$$

$$H' = H_1 + H_2 + C'I \text{ với } C'I = AC' \sin \beta$$

$$H' = 4 \text{ m} + 3 \text{ m} + 2,52 \sin 20^\circ = 7,86 \text{ m}$$

Hệ số áp lực chủ động ứng với tường CC' là

$$\lambda_{a2} = \frac{\cos^2[30^\circ - (-15^\circ)]}{\cos^2(-15^\circ) \cos[15^\circ - (-15^\circ)] \times \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(15^\circ + 30^\circ) \sin(30^\circ - 20^\circ)}{\cos[15^\circ + (-15^\circ)] \cos[20^\circ - (-15^\circ)]}} \right]^2}$$

$$\lambda_{a2} = 0,407$$

Cường độ áp lực đất ứng với tường CC' (tính theo công thức (VI-2)):

Tại đỉnh tường C', $p_a = 0$;

Tại chân tường C, với $z = 7,86$ m; $p_a = 0,407 \times 16 \times 7,86 = 51,2$ kN/m².

Sau khi đã bỏ đi phần trên thuộc đoạn BC', biểu đồ cường độ áp lực chủ động của đất lên tường trên đoạn BC có dạng hình thang như trình bày trên hình VI-5.

Trị số áp lực đất chủ động lên tường BC là:

$$E_{a2} = \frac{bg + ef}{2} H_2$$

$$\text{vì } \frac{bg}{ef} = \frac{bC'}{eC}; \quad bg = ef \cdot \frac{bC'}{eC} = 51,2 \times \frac{7,86 - 3}{7,86} = 31,7$$

$$\text{nên } E_{a2} = \frac{31,7 + 51,2}{2} \times 3 = 124,35 \text{ kN/m}^2$$

Lực E_{a2} đặt ở điểm ứng với trọng tâm hình thang bgfe, điểm đặt E_{a2} cách chân tường là:

$$\frac{H_2}{3} \cdot \frac{ef + 2bg}{ef + bg} = \frac{3}{3} \cdot \frac{51,2 + 2 \times 31,7}{51,2 + 31,7} = 1,38 \text{ m}$$

✓ **Bài tập VI-4.** Cho một tường chắn đất cao $H = 9$ m, rộng $b = 4$ m, chôn sâu trong đất $h = 3$ m. Đất đắp sau tường là đất cát, mặt đất nằm ngang, trọng lượng riêng $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$, góc-ma sát trong $\varphi = 30^\circ$ lực dính $c = 0$. Bỏ qua ma sát giữa đất và tường.

Vẽ biểu đồ cường độ, tính trị số và xác định điểm đặt của áp lực chủ động của đất lên tường chắn.

Cũng hỏi như trên khi trên mặt đất đắp có tải trọng thẳng đứng phân bố đều cường độ $q = 20 \text{ kN/m}^2$.

Vẽ biểu đồ cường độ, xác định trị số và điểm đặt của áp lực bị động của đất ở mặt trước tường.

Bài giải

Khi trên mặt đất sau tường không có tải trọng, vì lưng tường thẳng đứng $\alpha = 0$, mặt đất đắp nằm ngang $\beta = 0$ và bỏ qua ma sát giữa đất và tường $\delta = 0$, theo công thức (VI-3), (VI-4) ta có $p_a = \text{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \gamma z$:

Tại đỉnh tường: $z = 0$, $p_a = 0$;

Tại chân tường $z = 9$ m,

$$p_a = \text{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{30^\circ}{2} \right) 18 \times 9 = 54 \text{ kN/m}^2.$$

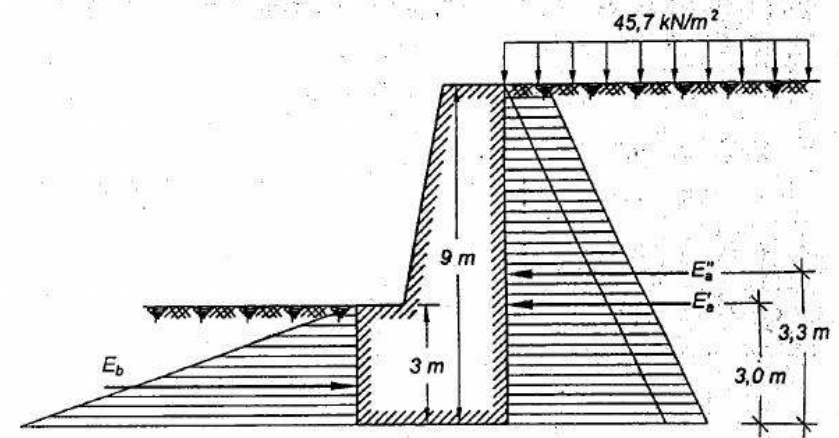
Biểu đồ cường độ áp lực đất trình bày trên hình VI-6. Trị số áp lực chủ động của đất tác dụng lên tường là:

$$E_a' = \frac{1}{2} \text{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{30^\circ}{2} \right) 18 \times 9^2 = 243 \text{ kN/m}$$

Điểm đặt của E_a' cách chân tường một đoạn e' là:

$$e' = \frac{1}{3} H = \frac{1}{3} \times 9 = 3 \text{ m}$$

* Khi có tải trọng q phân bố trên mặt đất đắp sau tường thì theo (VI-3), (VI-10) ta có $p_a = \text{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \gamma \cdot z + \text{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) q$ và:



Hình VI-6

$$\text{Tại đỉnh tường } p_a^0 = \text{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{30^\circ}{2} \right) \times 20 = 6,65 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Tại chân tường } p_a^1 &= \text{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) [18 \times 9 + 20] = \\ &= 60,65 \text{ kN/m}^2. \end{aligned}$$

Biểu đồ cường độ trình bày trên hình VI-6.

Trị số áp lực đất chủ động tác dụng lên tường là:

$$\begin{aligned} E_a'' &= \frac{1}{2} \text{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{30^\circ}{2} \right) 18 \times 9^2 + \text{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{30^\circ}{2} \right) 20 \times \\ &\quad \times 9 = 303 \text{ kN/m}. \end{aligned}$$

Điểm đặt của E_a'' cách chân tường một đoạn e''

$$e'' = \frac{H}{3} \cdot \frac{p_a^1 + 2p_a^0}{p_a^1 + p_a^0} = \frac{9}{3} \frac{60,65 + 2 \times 6,65}{60,65 + 6,65}$$

$$e'' = 3,3 \text{ m}$$

Khi tính toán áp lực bị động của đất theo Coulomb, công thức tính hệ số áp lực đất bị động giống như (VI-3) nhưng đổi dấu φ , ta có cường độ áp lực đất là :

$$p_b = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \gamma \cdot z$$

Trên các mặt trước tường :

Tại đỉnh $z = 0$, $p_b = 0$;

Tại chân tường $p_b = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{30^\circ}{2} \right) 18.3 = 162 \text{ kN/m}^2$.

Biểu đồ cường độ áp lực bị động của đất lên mặt trước tường trình bày trên hình VI-6.

Trị số áp lực bị động của đất :

$$\begin{aligned} E_b &= \frac{1}{2} \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \cdot \gamma \cdot h^2, \\ &= \frac{1}{2} \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{30^\circ}{2} \right) 18.3^2 = 243 \text{ kN/m}. \end{aligned}$$

Áp lực bị động của đất E_b đặt tại điểm cách chân tường một đoạn $\frac{1}{3} h = 1 \text{ m}$.

Bài tập VI-5. Cho 1 tường chắn cao $H = 8 \text{ m}$. Đất đắp sau tường là đất cát có góc ma sát trong $\varphi = 28^\circ$. Mức nước ngầm nằm cao 3 m so với chân tường (Hình VI-7). Trọng lượng riêng của đất ở trên mức nước ngầm là $\gamma_w = 19 \text{ kN/m}^3$. Khi bão hòa trọng lượng riêng của đất là $\gamma_{bh} = 20 \text{ kN/m}^3$. Bỏ qua ma sát giữa đất và lưng tường.

Vẽ biểu đồ cường độ, tính trị số và xác định điểm đặt áp lực đất chủ động lên tường chắn.

Bài giải

Đối với đoạn tường AB nằm trên mức nước ngầm, cường độ áp lực đất là :

$$p_a = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \gamma_w \cdot z$$

Tại đỉnh tường $p_a = 0$;

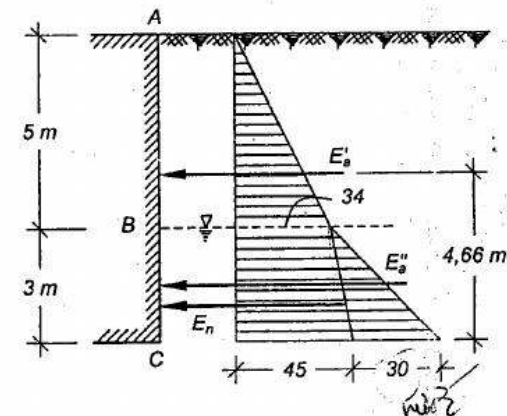
Tại điểm có độ sâu $z = 5 \text{ m}$:

$$p_a = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{30^\circ}{2} \right) 19.5 = 34 \text{ kN/m}^2.$$

Biểu đồ cường độ áp lực đất trong phạm vi đoạn AB có dạng tam giác như trình bày trên VI-7. Trị số áp lực chủ động của đất tác dụng lên đoạn tường AB là :

$$E_a' = \frac{1}{2} 34.5 = 85 \text{ kN/m}$$

E_a' đặt ở điểm cách chân tường một đoạn là $3 + \frac{1}{3} 5 = 4,66 \text{ m}$.



Hình VI-7

Đối với đoạn tường BC nằm dưới mức nước ngầm, khi tính toán áp lực đất phải dùng trọng lượng riêng đẩy nổi $\gamma_n = \gamma_{bh} - \gamma_n = 20 - 10 = 10 \text{ kN/m}^3$. Xem như đỉnh tường là B, thay lớp đất nằm trên bằng tải trọng phân bố đều cường độ q

$$q = \gamma_w \cdot 5 \text{ m} = 19 \times 5 = 95 \text{ kN/m}^2$$

Cường độ áp lực đất trên đoạn tường BC (với z kể từ B) :

$$p_a = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \gamma_{\text{đn}} \cdot z + \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) q$$

Tại điểm B (z = 0) :

$$p_a = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{30^\circ}{2} \right) 95 = 34 \text{ kN/m}^2$$

Tại chân tường C (z = 3 m) :

$$p_a = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{30^\circ}{2} \right) 10 \times 3 + 34 = 45 \text{ kN/m}^2$$

Biểu đồ cường độ áp lực đất trên đoạn tường BC trình bày ở hình VI-7.

Trị số áp lực đất trên đoạn BC là :

$$E_a'' = \frac{34 + 45}{2} \cdot 3 = 119 \text{ kN/m}$$

E_a'' đặt ở điểm (ứng với trọng tâm biểu đồ cường độ hình thang) cách chân tường :

$$\frac{3}{3} \times \frac{45 + 2 \times 34}{45 + 34} = 1,43 \text{ m}$$

Ngoài ra, đoạn tường BC nằm trong nước ngầm còn chịu áp lực thủy tĩnh của nước. Cường độ áp lực ngang của nước tại chân tường là :

$$p_n = \gamma_n \cdot 3 = 10 \times 3 = 30 \text{ kN/m}^2$$

Trị số áp lực ngang của nước lên tường là :

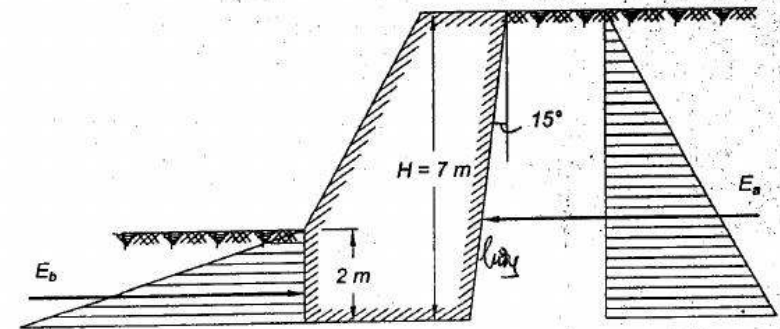
$$E_n = \frac{1}{2} \cdot 30 \times 3 = 45 \text{ kN/m}$$

E_n đặt tại điểm cách chân tường một đoạn là :

$$\frac{1}{3} \cdot 3 = 1 \text{ m}$$

Bài tập VI-6. Cho một tường chắn bằng bê tông cao $H = 7 \text{ m}$, lưng tường nghiêng một góc $\alpha = -15^\circ$, tường chôn sâu trong đất 2 m (Hình VI-8). Mặt đất sau lưng tường nằm ngang, đất

có trọng lượng riêng $\gamma = 16 \text{ kN/m}^3$, góc ma sát trong $\varphi = 30^\circ$, lực dính $c = 0$.



Hình VI-8

Dùng kết quả của lý thuyết cân bằng giới hạn môi trường rời xác định áp lực đất chủ động lên lưng tường và áp lực đất bị động lên mặt trước tường.

Bài giải

Theo QP 23-65 ta chọn góc ma sát giữa đất và lưng tường là :

$$\delta = \frac{\varphi}{2} = 15^\circ$$

Cường độ áp lực đất chủ động xác định theo công thức (VI-12') (với $\varphi = 30^\circ$, $\alpha = -15^\circ$, $\delta = 15^\circ$, tra bảng VI-2, ta có $\lambda_a^* = 0,2$:

Tại đỉnh tường $p_a = 0$;

Tại chân tường : $z = 7$; $p_a = 0,2 \times 16 \times 7 = 22,4 \text{ kN/m}^2$.

Biểu đồ cường độ áp lực đất trình bày trên hình VI-8.

Trị số áp lực chủ động của đất là :

$$E_a = \frac{1}{2} \lambda_a^* \cdot \gamma \cdot H^2 = \frac{1}{2} \cdot 0,2 \times 16 \times 7^2 = 78,3 \text{ kN/m}$$

E_a đặt tại điểm ứng với trọng tâm biểu đồ cường độ của nó, cách chân tường một đoạn $\frac{1}{3} \times 7 = 2,33$ m.

Cường độ áp lực đất bị động xác định theo (VI-13') (với $\varphi = 30^\circ$, $\alpha = -15^\circ$, $\delta = 15^\circ$, tra bảng VI-2 có $\lambda_b^* = 3,1$) :

Tại mặt đất : $p_b = 0$;

Tại chân tường ($z = 2$ m) : $p_b = 3,1 \times 16 \times 2 = 99 \text{ kN/m}^2$

Biểu đồ cường độ áp lực đất bị động trên mặt trước tường trình bày ở hình VI-8.

Trị số áp lực bị động của đất :

$$E_b = \frac{1}{2} \lambda_b^* \cdot \gamma \cdot H^2 = \frac{1}{2} 3,1 \times 16 \times 2^2 = 99 \text{ kN/m}$$

E_b đặt ở điểm cách chân tường một đoạn :

$$\frac{1}{3} \times 2 \text{ m} = 0,67 \text{ m}$$

Bài tập VI-7. Cho 1 tường chắn đất chiều cao $H = 6$ m, chôn sâu $h = 2$ m. Mặt đất sau lưng tường nằm ngang, lưng tường thẳng đứng. Đất đắp có trọng lượng riêng $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$, góc ma sát trong $\varphi = 16^\circ$, lực dính $c = 15 \text{ kN/m}^2$. Góc ma sát giữa đất và tường xem như không có.

Vẽ biểu đồ cường độ, tính trị số và xác định điểm đặt áp lực chủ động lên tường.

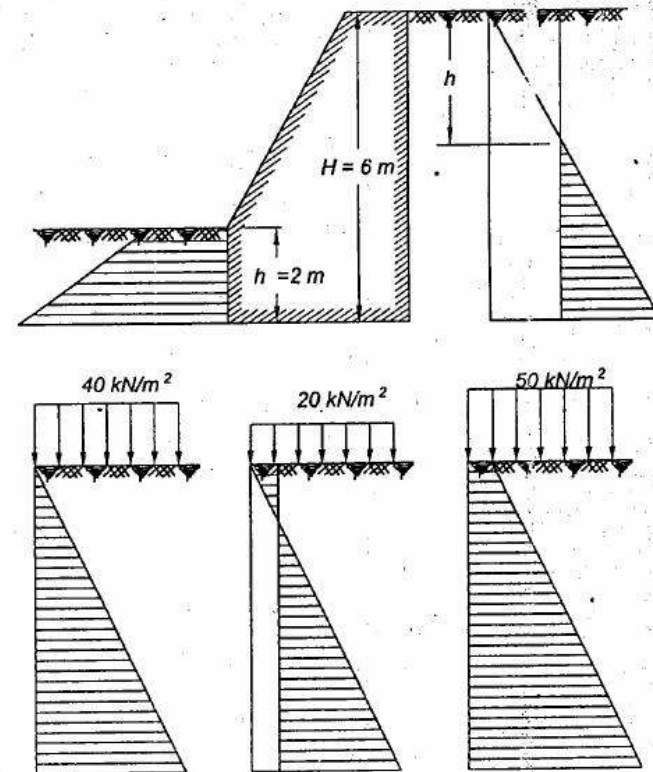
Cũng câu hỏi như trên, khi trên mặt đất đắp sau tường có tải trọng phân bố đều cường độ $q = 40 \text{ kN/m}^2$, $q = 20 \text{ kN/m}^2$ và $q = 50 \text{ kN/m}^2$.

Cũng câu hỏi như trên cho áp lực đất bị động ở mặt trước tường.

Bài giải

Khi không có tải trọng trên mặt đất đắp, theo công thức (VI-8), (VI-3), ta có cường độ áp lực đất là :

$$p_a = \text{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \gamma \cdot z - 2c \text{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$$



Hình VI-9

Điểm có cường độ áp lực đất bằng 0 nằm ở độ sâu h_c kể từ mặt đất :

$$h_c = \frac{2c}{\gamma \text{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)} = \frac{2 \times 15}{20 \text{tg} \left(45^\circ - \frac{16^\circ}{2} \right)} = 2 \text{ m}$$

Tại chân tường, cường độ áp lực đất là :

$$p_a = \text{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{16^\circ}{2} \right) 20 \times 6 - 2 \times 15 \text{tg} \left(45^\circ - \frac{16^\circ}{2} \right) = 45 \text{ kN/m}^2$$

Trị số áp lực đất chủ động, theo (VI-7) :

$$\begin{aligned} E_a &= \frac{1}{2} \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \gamma H^2 - 2c \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) H + \frac{2c^2}{\gamma} = \\ &= \frac{1}{2} \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{16^\circ}{2} \right) 20 \times 6^2 - 2 \times 15 \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{16^\circ}{2} \right) \times \\ &\quad \times 6 + 2 \cdot \frac{15^2}{20} = 90 \text{ kN/m} \quad \checkmark \end{aligned}$$

Điểm đặt của E_a ứng với trọng tâm biểu đồ cường độ, cách chân tường một đoạn e :

$$e = \frac{H - h_c}{3} = \frac{6 - 2}{3} = 1,33 \text{ m}$$

Khi có tải trọng trên mặt đất đắp

• Nếu $q = 40 \text{ kN/m}^2$, ta nhận xét rằng :

- Cường độ áp lực do ảnh hưởng của tải trọng là :

$$q \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) = 40 \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{16^\circ}{2} \right) = 22,5 \text{ kN/m}^2 ;$$

- Cường độ áp lực do ảnh hưởng của lực dính là :

$$-2c \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) = -2 \times 15 \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{16^\circ}{2} \right) = -22,5 \text{ kN/m}^2$$

Ảnh hưởng của tải trọng ngoài và ảnh hưởng của lực dính bù trừ nhau, kết quả là áp lực đất lên tường chắn giống như trường hợp đất là đất rời và trên mặt đất sau tường không có tải trọng. Biểu đồ cường độ áp lực đất sẽ có dạng tam giác (Hình VI-9) trị giá tại chân tường là :

$$p_a = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{16^\circ}{2} \right) 20 \times 6 = 67 \text{ kN/m}^2$$

Trị số áp lực đất chủ động, trên 1 m dài tường :

$$\begin{aligned} E_a' &= \frac{1}{2} \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \gamma H^2 \\ &= \frac{1}{2} \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{16^\circ}{2} \right) 20 \times 6^2 \\ E_a' &= 201 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Điểm đặt của E_a' cách chân tường đoạn e' :

$$e' = \frac{1}{3} H = \frac{1}{3} \times 6 = 2 \text{ m}$$

• Nếu $q = 20 \text{ kN/m}^2$, $2c \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) > q \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$ ảnh hưởng của lực dính lớn hơn, biểu đồ cường độ áp lực đất sẽ có một phần âm. Cường độ áp lực đất có trị số bằng 0 tại độ sâu :

$$\begin{aligned} h_c &= \frac{2c}{\gamma \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)} - \frac{q}{\gamma} \\ &= \frac{2 \times 15}{20 \cdot \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{16^\circ}{2} \right)} - \frac{20}{20} = 1 \text{ m} \end{aligned}$$

Tại chân tường, cường độ áp lực đất có trị giá :

$$\begin{aligned} p_a &= \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) (\gamma H + q) - 2c \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \\ &= \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{16^\circ}{2} \right) (20 \times 6 + 20) - 2 \times 15 \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{16^\circ}{2} \right) \\ &= 56 \text{ kN/m}^2. \end{aligned}$$

Biểu đồ cường độ áp lực đất khi có $q = 20 \text{ kN/m}^2$ trình bày trên hình VI-9.

Trị số áp lực đất chủ động trên 1 m dài tường :

$$E_a'' = \frac{1}{2} p_a (H - h_c) \quad (\text{với } p_a \text{ là tại chân tường}),$$

$$E_a'' = \frac{1}{2} \times 56 \times (6 - 1) = 140 \text{ kN/m}$$

E_a'' đặt tại điểm cách chân tường đoạn e'' :

$$e'' = \frac{1}{3} (H - h_c) = \frac{1}{3} (6 - 1) = 1,67 \text{ m}$$

[Cũng có thể tính E_a'' theo công thức :

$$E_a'' = \frac{1}{2} \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \gamma \cdot H + q \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) H - \\ - 2c \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) H + \frac{2c^2}{\gamma} - \frac{2cq}{\gamma} \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) + \\ + \frac{q^2}{2\gamma} \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)]$$

• Nếu $q = 50 \text{ kN/m}^2$, $q \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) > 2c \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$
ảnh hưởng của tải trọng q lớn hơn ảnh hưởng của lực dính,
biểu đồ cường độ áp lực đất có dạng hình thang. Cường độ áp
lực đất :

Tại đỉnh tường :

$$p_a' = q \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) - 2c \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) = \\ = 50 \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{16^\circ}{2} \right) - 2 \cdot 15 \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{16^\circ}{2} \right) = \\ = 5,5 \text{ kN/m}^2$$

Tại chân tường :

$$p_a'' = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) (\gamma H + q) - 2c \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) = \\ = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{16^\circ}{2} \right) (20 \times 6 + 50) - 2 \times \\ \times 15 \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{16^\circ}{2} \right) = 73 \text{ kN/m}^2.$$

Biểu đồ cường độ áp lực đất khi trên mặt đất sau tường
có tải trọng $q = 50 \text{ kN/m}^2$ trình bày ở hình VI-9.

Trị số áp lực đất chủ động trên 1 m dài tường là :

$$E_a''' = \frac{p_a' + p_a''}{2} H = \frac{5,5 + 73}{2} 6 = 236 \text{ kN/m}$$

Điểm đặt của E_a''' cách chân tường một đoạn e''' :

$$e''' = \frac{1}{3} H \cdot \frac{p_a'' + 2p_a'}{p_a'' + p_a'} = \frac{1}{3} \times 6 \times \frac{73 + 2 \times 5,5}{73 + 5,5} = 2,14 \text{ m}$$

Khi trên mặt trước của tường có áp lực đất bị động, cường độ
áp lực đất bị động xác định theo công thức suy từ (VI-11) :

$$p_b = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \cdot \gamma \cdot z + 2c \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$$

Tại mặt đất, $z = 0$:

$$p_b' = 2 \times 15 \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{16^\circ}{2} \right) = 40 \text{ kN/m}^2 ;$$

Tại chân tường, $z = 2 \text{ m}$:

$$p_b'' = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{16^\circ}{2} \right) 20 \times 2 + 2 \times 15 \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{16^\circ}{2} \right) = \\ = 110 \text{ kN/m}^2.$$

Biểu đồ cường độ áp lực bị động của đất trên mặt trước
tường trình bày trên hình VI-9.

Trị số áp lực đất bị động :

$$E_b = \frac{p_b' + p_b''}{2} h = \frac{40 + 110}{2} 2 = 50 \text{ kN/m}$$

Điểm đặt của E_b , ứng với trọng tâm biểu đồ cường độ hình
thang, cách chân tường một đoạn e_b :

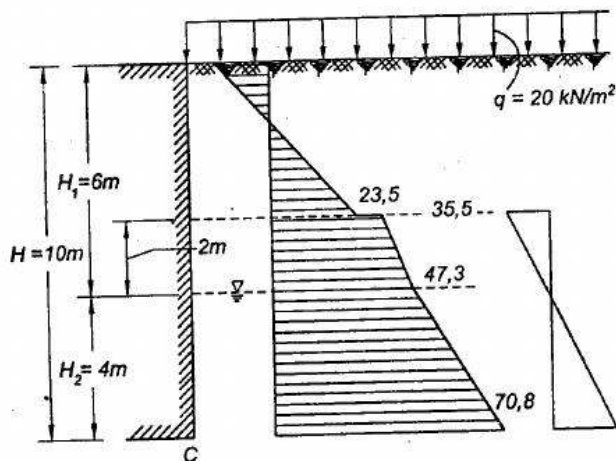
$$e_b = \frac{1}{3} h \cdot \frac{p_b'' + 2p_b'}{p_b'' + p_b'} = \\ = \frac{1}{3} \times 2 \times \frac{110 + 2 \times 40}{110 + 40} = 0,85 \text{ m}.$$

Bài tập VI-8. Cho một tường chắn cao $H = 10$ m. Đất đắp sau tường thuộc loại sét pha có các đặc trưng cơ lý như sau : trọng lượng riêng tự nhiên $\gamma_w = 18 \text{ kN/m}^3$, trọng lượng riêng no nước $\gamma_{nn} = 20 \text{ kN/m}^3$; góc ma sát trong $\varphi = 15^\circ$, lực dính $c = 20 \text{ kN/m}^2$. Trên mặt đất sau tường chắn có tác dụng tải trọng thẳng đứng phân bố đều cường độ $q = 20 \text{ kN/m}^2$. Ma sát giữa đất đắp và lưng tường xem như không có.

Mực nước ngầm nằm cao hơn chân tường 4 m, chiều cao mực nước mao dẫn $h_k = 2$ m (kể từ mặt nước ngầm). Vẽ biểu đồ cường độ áp lực chủ động của đất lên tường chắn.

Bài giải

Khi tính toán áp lực đất lên tường chắn, đối với tầng đất nằm trên mực nước mao dẫn dùng trọng lượng riêng tự nhiên $\gamma_w = 18 \text{ kN/m}^3$; đối với tầng đất chứa nước mao dẫn tính trọng lượng riêng no nước $\gamma_{nn} = 20 \text{ kN/m}^3$; đối với tầng đất nằm dưới mực nước ngầm (nước trọng lực) tính trọng lượng riêng đầy nổi $\gamma_{dn} = \gamma_{nn} - \gamma_n = 10 \text{ kN/m}^3$.



Tính cường độ áp lực đất theo (VI-11) :

$$p_a = (\gamma \cdot z + q) \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) - 2c \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$$

Cường độ áp lực đất bằng 0 tại điểm cách mặt đất :

$$\begin{aligned} h_c &= \frac{2c}{\gamma_w \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)} - \frac{q}{\gamma_w} \\ &= \frac{2 \times 20}{18 \cdot \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{15^\circ}{2} \right)} - \frac{20}{18} = 1,8 \text{ m} \end{aligned}$$

Ảnh hưởng của nước mao dẫn là gây một áp lực phụ, ở ngang mức nước mao dẫn, cường độ áp lực mao dẫn là :

$$q_k = \gamma_n \cdot h_k = 10 \times 20 = 20 \text{ kN/m}^2$$

Cường độ áp lực đất ở ngay trên và dưới mức nước mao dẫn :

$$\begin{aligned} p_{a1} &= [\gamma_w(H_1 - h_k) + q] \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) - 2c \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \\ &= [18(6 - 2) + 20] \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{15^\circ}{2} \right) - 2 \times 20 \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{15^\circ}{2} \right) \\ &= 23,5 \text{ kN/m}^2 \\ p_{a1}' &= [\gamma_w(H_1 - h_k) + q + q_k] \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) - \\ &\quad - 2c \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) = [18(6 - 2) + 20 + 20] \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{15^\circ}{2} \right) - \\ &\quad - 2 \times 20 \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{15^\circ}{2} \right) \\ &= 35,5 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Cường độ áp lực đất ở mức nước trọng lực :

$$\begin{aligned} p_{a2} &= [\gamma_w(H_1 - h_k) + q + \gamma_{nn} h_k] \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) - 2c \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) = \\ &= [18(6 - 2) + 20 + 20 \times 2] \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{15^\circ}{2} \right) - 2 \times 20 \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{15^\circ}{2} \right) = \end{aligned}$$

Cường độ áp lực đất ở chân tường :

$$\begin{aligned} P_{a3} &= [\gamma_w(H_1 - h_k) + q + \gamma_{nn}h_k + \gamma_{dn}H_2] \times \\ &\quad \times \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) - 2\operatorname{ctg}\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) \\ &= [18(6 - 2) + 20 + 20 \times 2 + 10 \times 4] \times \\ &\quad \times \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{15^\circ}{2}\right) - 2 \times 20\operatorname{tg}\left(45^\circ - \frac{15^\circ}{2}\right) \\ &= 70,8 \text{ kN/m}^2. \end{aligned}$$

Biểu đồ cường độ áp lực đất chủ động lên tường chắn trình bày trên hình VI-10.

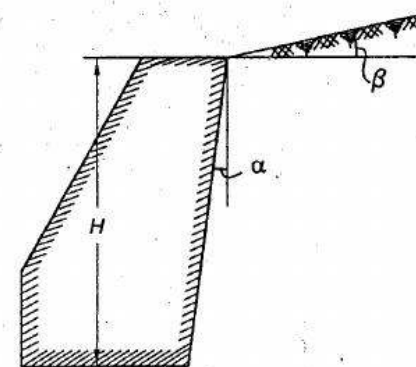
Ngoài ra còn phải xét đến áp lực (thủy tĩnh) của nước lên tường. Ở mức nước mao dẫn cao nhất, cường độ áp lực nước có trị giá âm và bằng $\gamma_n h_k = 10 \cdot 2 = 20 \text{ kN/m}^2$. Ở mức nước trọng lực cường độ áp lực nước bằng 0. Ở chân tường (ở độ sâu H_2 từ mặt nước trọng lực) cường độ áp lực nước bằng $\gamma_n H_2 = 10 \times 4 = 40 \text{ kN/m}^2$. Biểu đồ cường độ áp lực (thủy tĩnh) của nước cũng trình bày trên hình V-10.

Bài tập VI-9 đến VI-13. Tường chắn đất trình bày trên sơ đồ hình VI-11. Các đặc trưng của tường α , H , β và các chỉ tiêu cơ lý của đất đắp sau tường γ , φ cho bảng VI-4.

Bảng VI-4

Số thứ tự bài tập	VI-9	VI-10	VI-11	VI-12	VI-13
Chiều cao tường H (m)	5,0	5,5	6,0	6,5	7,00
Góc nghiêng lưng tường, α°	-5	-5	-10	-10	-10
Góc nghiêng mặt đất, β°	15	15	10	10	10

$$= 47,3 \text{ kN/m}^2.$$



Hình VI-11

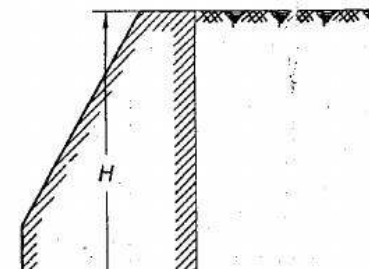
Vẽ biểu đồ cường độ áp lực đất, xác định trị số và điểm đặt áp lực đất lên tường chắn.

Trả lời (Bảng VI-5)

Bảng VI-5

Số thứ tự bài tập	VI-9	VI-10	VI-11	VI-12	VI-13
E_a (kN/m)	133,95	157,80	167,83	191,64	249,60

Bài tập VI-14 đến VI-18. Sơ đồ tường chắn trình bày trên hình VI-12. Chiều cao tường H và các chỉ tiêu cơ lý của đất đắp sau tường ghi trong bảng VI-6. Vẽ biểu đồ cường



Trọng lượng riêng đất, γ (kN/m ³)	19,0	18,5	18,5	18	18
Góc ma sát trong φ°	20	20	18	18	16

336

độ, xác định trị số và điểm đặt áp lực đất lên tường.



Hình VI-12

337

Bảng VI-6

Số thứ tự bài tập	Chiều cao tường H (m)	Trọng lượng riêng của đất γ (kN/m ³)	Góc ma sát trong φ
VI-14	5	18,00	12
VI-15	5	18,0	14
VI-16	6	18,5	16
VI-17	6	18,5	18
VI-18	6	19	20

Trả lời (Bảng VI-7)

Bảng VI-7

Số thứ tự bài tập	VI-14	VI-15	VI-16	VI-17	VI-18
Trị số E_a (kN/m)	147,60	137,25	190,47	175,15	166,89

Bài tập VI-19 đến VI-23. Sơ đồ tường chắn trình bày trên hình VI-12. Chiều cao tường và chỉ tiêu cơ lý của đất đắp sau tường chắn cho ở bảng VI-8. Tính trị số áp lực đất chủ động tác dụng lên tường.

Bảng VI-8

Số thứ tự bài tập	VI-19	VI-20	VI-21	VI-22	VI-23
Chiều cao tường H (m)	5	5	6	6	6
Trọng lượng đất γ (kN/m ³)	18,0	18,0	18,5	18,5	19,0

Trả lời (Bảng VI-9)

Bảng VI-9

Số thứ tự bài tập	VI-19	VI-20	VI-21	VI-22	VI-23
Trị số E_a (kN/m)	51,18	45,24	78,93	99,37	93,71

Bài tập VI-24. Với những số liệu như trong bài tập VI-14 ÷ VI-18, nhưng trên mặt đất sau tường chắn có tải trọng phân bố đều cường độ $q = 20$ kN/m². Vẽ biểu đồ cường độ, xác định trị số và điểm đặt áp lực đất lên tường chắn.

Bài tập VI-25. Với những số liệu như trong bài tập VI-19 ÷ VI-23, nhưng trên mặt đất sau tường chắn có tải trọng phân bố đều cường độ $q = 15$ kN/m². Vẽ biểu đồ cường độ, xác định trị số và điểm đặt áp lực đất lên tường chắn.

Trọng lượng đất γ (kN/m ³)					
Góc ma sát trong φ°	12	14	16	18	20
Lực dính c (kN/m ²)	15	15	15	15	15

338

Chương VII CÁC THÍ NGHIỆM ĐẤT Ở HIỆN TRƯỜNG

TÓM TẮT LÝ THUYẾT

Các thí nghiệm hiện trường có ưu điểm là thí nghiệm ngay trên đất tự nhiên (tránh được những sai lệch do việc lấy mẫu đất không được nguyên dạng gây ra), nhanh chóng và giá thành rẻ. Ngược lại, chúng có nhược điểm là phần lớn các thí nghiệm chỉ đo lường được các đại lượng (đặc trưng) quy ước, không thể áp dụng, tổng quát hóa cho các bài toán cơ học cổ điển mà thường phải dùng các tương quan thực nghiệm (chỉ có giá trị giới hạn) để suy ra các đặc trưng cơ học thông dụng của đất.

1. *Thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn* (thường được gọi là thí nghiệm SPT theo tiếng Anh Standard Penetration Testing) đo được số N là số nhát đập để ống mẫu tiêu chuẩn ($D = 51$ mm,

339

Bảng VII-1

Trị số N theo SPT	Độ chặt tương đối D	Trạng thái của cát	Góc ma sát trong φ°	Sức kháng xuyên tĩnh q_c , daN/cm ²
0 - 4	0,2	Rất rời	< 30	20
4 - 10	0,2 - 0,4	Rời	30 - 35	20 - 40
10 - 30	0,4 - 0,6	Chặt vừa	35 - 40	40 - 120
30 - 50	0,6 - 0,8	Chặt	40 - 45	120 - 200
> 50	> 0,8	Rất chặt	> 45	200

• Trạng thái và sức kháng nén đơn của đất sét (Bảng VII-2).

Bảng VII-2

Số đo N của SPT	Trạng thái của đất	Sức kháng nén đơn (kg/cm ²)
2	Rất mềm	< 0,25
2 - 4	Mềm	0,25 - 0,50
4 - 8	Dẻo	0,50 - 1,00
8 - 15	Dẻo cứng	1,0 - 2,0
15 - 30	Cứng	2,0 - 4,0
> 30	Rất cứng	> 4,0

2. *Thí nghiệm xuyên động* là thí nghiệm xuyên mũi côn ($d = 25 + 74$ mm) vào trong đất bằng búa đập nặng $50 + 100$ kg cho rơi tự do từ độ cao $50 + 100$ cm. Người ta đo hoặc số nhát đập N ứng với độ sâu xuyên 20 cm hoặc độ chối (độ lún

$d = 38 \text{ mm}$) xuyên sâu vào đất 30 cm ; búa đập nặng 63,5 kg được thả rơi tự do ở độ cao 76 cm. Từ trị số N suy ra (theo kinh nghiệm) :

- Trạng thái và góc ma sát trong của đất cát (Bảng VII-1).

340

bằng lực ép tĩnh của kích thủy lực. Phần trên của mũi là một ống cùng đường kính, cao $15 \div 20 \text{ cm}$. Bằng cách ấn từng đoạn mũi và ống riêng người ta đo được sức kháng của đất ở mũi q_c và sức kháng của đất ở mặt bên ống f_s .

Với thí nghiệm CPT, có thể :

- Xác định được trạng thái của cát (Bảng VII-3).

Bảng VII-3

Loại cát	Trạng thái cát tùy theo trị số q_c , kg/cm^2		
	Chặt	Chặt vừa	Rời
Cát to, cát vừa (không phụ thuộc độ ẩm)	150	150 - 50	< 50
Cát nhỏ (không phụ thuộc độ ẩm)	120	120 - 40	< 40
Cát bụi - ít ẩm và ẩm	100	100 - 30	< 30
- no nước	70	70 - 20	< 20

- Xác định góc ma sát trong của cát (Bảng VII-4)

Bảng VII-4

q_c (kg/cm^2)	10	20	40	70	120	200	300
φ ở độ sâu 2 m	28	30	32	34	36	38	40
φ ở độ sâu > 5 m	26	28	30	32	34	36	38

- Xác định được lực dính kết không thoát nước c_u (xem $\varphi = 0$) của đất sét :

er dưới một nnat dáp, từ e tính ra sức kháng động R_d . Thí nghiệm này thường dùng để chính xác hóa việc phân ranh giới các lớp đất và tìm độ sâu lớp đất tốt để hạ cọc.

3. *Thí nghiệm xuyên tĩnh*, thường gọi là thí nghiệm CPT (theo tiếng Anh Cone Penetration Testing), là thí nghiệm ấn một mũi côn (tiết diện ngang 10 cm^2 góc mũi $\alpha = 60^\circ$) vào trong đất

341

4. *Thí nghiệm nén ngang* (Pressiometer) là thí nghiệm cho giãn nở một ống thăm hình trụ trong một lỗ khoan tạo sẵn. Người ta đo được áp lực nén p (ngang, theo phương bán kính r) tác dụng lên vách lỗ khoan đồng thời đo được biến dạng thể tích ống thăm và suy ra biến dạng ngang Δr .

Trên đường cong ứng suất - biến dạng của thí nghiệm này ta xác định được áp lực giới hạn p_l và môđun nén ngang E_p .

Từ p_l suy ra áp lực tính toán cho phép p_a và với E_p có thể tính lún của nền theo các công thức nửa kinh nghiệm của Louis Manard.

5. *Thí nghiệm cắt cánh* (Shear Vane Test). Người ta cắm vào đất định thí nghiệm một cánh hình chữ thập bằng kim loại ($d = 50, 75, 100 \text{ mm}$, $h = 2d$). Khi ta xoay cánh chữ thập này thì đất bị cắt trên mặt bên hình trụ tạo ra bởi cánh cắt khi xoay. Đo được mômen xoắn M_x thì ta suy ra ứng suất cắt (trên mặt bên hình trụ tạo nên bởi cánh cắt khi xoay). Ứng suất cắt τ này chính là sức kháng cắt của đất. Vì quá trình cắt xảy ra rất nhanh và cơ chế cắt này không phát hiện được ma sát nên xem như $\varphi \approx 0$ và thí nghiệm này cho ta sức kháng cắt không thoát nước c_u . Thí nghiệm chỉ áp dụng cho đất sét mà φ rất nhỏ ($\varphi < 4 + 5^\circ$) và đặc biệt nên dùng cho các đất sét dẻo chảy, chảy, đất bùn là các đất không thể lấy được mẫu nguyên dạng để thí nghiệm trong phòng.

$$c_u = \left(\frac{1}{18} \div \frac{1}{15} \right) q_c$$

• Xác định được môđun biến dạng E ; thường dùng tương quan kinh nghiệm $E = \alpha \cdot q_c$

$\alpha = (4,5 \div 6,5)$ cho đất sét (sét càng nềm chọn α lớn) ;

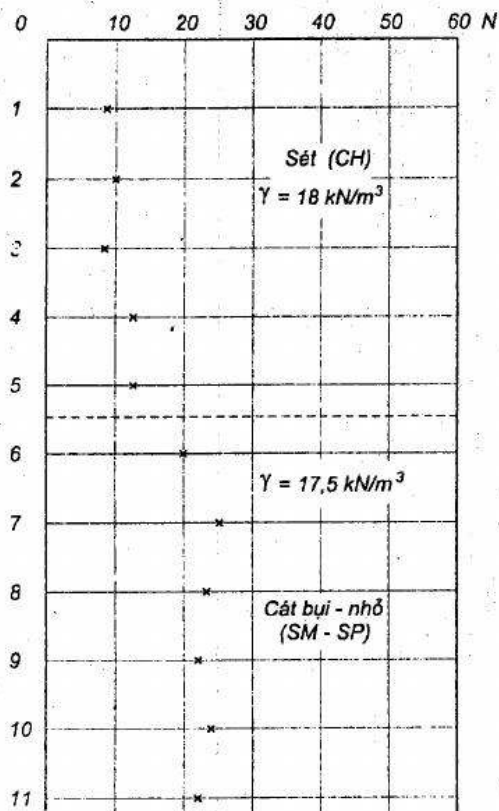
$\alpha = (1,5 \div 2,0)$ cho đất cát.

342

Bài tập VII-1

Thí nghiệm SPT trong lỗ khoan cho kết quả trình bày trên hình VII-1.

343



Bài giải

Chọn trị số N tính toán cho lớp sét như sau :

Giá trị trung bình số học :

$$\bar{N} = \frac{8 + 10 + 12 + 12 + 12}{5} = 10$$

Giá trị trung bình cực tiểu :

$$N_{\min} = \frac{10 + 8}{2} = 9$$

Theo liên hệ tương quan thực nghiệm, ứng với $N = 9$ cường độ nén đơn (lấy thiên về an toàn là : $q_u = 1 \text{ kG/cm}^2 = 10 \text{ kN/m}^2$).

Từ đó suy ra là $c_u = \frac{q_u}{2} = \frac{1,0}{2} = 0,5 \text{ kG/cm}^2 = 50 \text{ kN/m}^2$

Xem như $\varphi \approx 0$, $N_y = N_q = 0$, $N_c = (\pi + 2)$ thì tải trọng cực hạn của lớp sét là :

$$p_u = (\pi + 2)c_u = 5,14 \cdot 50 = 257 \text{ kN/m}^2$$

Tải trọng cho phép của lớp sét là :

$$p_a = \frac{257}{2,5} = 100 \text{ kN/m}^2$$

Với lớp cát, cũng làm như trên.

Giá trị trung bình số học (lấy ngay làm giá trị tiêu biểu) là :

$$\bar{N} = \frac{20 + 25 + 22 + 22 + 25 + 25 + 25}{7} = 23$$



Hình VII-1

Xác định sức chịu tải cho phép của các lớp đất trong nền, giả thiết móng băng $b = 2$ m và hệ số an toàn $F_s = 2,5$.

344

Với $N = 23$, theo tương quan thực nghiệm tại $\varphi = 35^\circ$.

Với $\varphi = 35^\circ$, theo Terzaghi, $N_\gamma = 48$; $N_q = 33$.

Từ đó tính được :

$$\begin{aligned} p_u &= 0,5\gamma b N_\gamma + \gamma h(N_q - 1) + \gamma \cdot h \\ &= 0,5 \cdot 17,5 \cdot 2 \cdot 48 + 18,5 \cdot 5(33 - 1) + 18,5 \cdot 5 \\ &= 840 + 3168 + 99 = 4107 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

345

$$\begin{aligned} P_a &= \frac{0,5\gamma b N_\gamma + \gamma h(N_q - 1)}{F_s} + \gamma h \\ &= \frac{840 + 3168}{2,5} + 99 = 1702 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Bài tập VII-2. Cùng nền đất đã trình bày trong bài tập VII-1. Dự báo độ lún của một móng băng rộng $b = 2$ m, đặt sâu $h = 1$ m, áp lực đáy móng là $p_0 = 100 \text{ kN/m}^2$.

Bài giải

Bỏ qua biến dạng của lớp cát vì nó nằm sâu, tính biến dạng nhỏ, biến dạng kết thúc ngay ; ta chỉ xét độ lún do biến dạng của lớp sét trên gây ra. Không có liên hệ trực tiếp suy từ N ra môđun biến dạng E cho đất sét. Ta có thể ước lượng gần đúng một cách gián tiếp như sau :

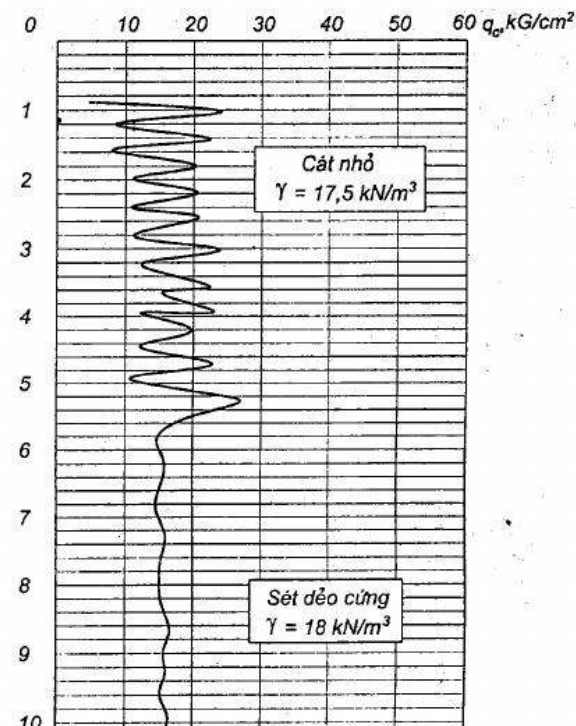
- Từ N suy ra kháng mũi xuyên tĩnh q_c ;
- Từ kháng mũi xuyên tĩnh q_c suy ra E .

Với lớp đất sét ở bài VII-1 trên đây, $N = 9$ ước lượng là $q_c = (1,5 \div 2,0)N = 13,5 \div 18 \text{ kG/cm}^2$; ta chọn trị số dùng là $q_c = 15 \text{ kG/cm}^2$.

Môđun biến dạng của đất sét $E = 5 \cdot q_c = 75 \text{ kG/cm}^2$. Có thể dùng công thức tính lún theo lý thuyết đàn hồi :

$$S = \omega \cdot \frac{p(1 - \mu^2)}{E} \cdot b$$

Bài tập VII-3. Kết quả thí nghiệm xuyên tĩnh trình bày trên đồ thị q_c biến đổi theo độ sâu (Hình VII-2).



Ở đây : $\omega = 2,12$ (cho móng băng $\frac{l}{b} > 10$) ;

$$p = p_0 - \gamma h = 100 - 18.1 = 82 \text{ kN/m}^2$$

μ chọn bằng 0,3 ;

E như đã ước lượng trên : $E = 75 \text{ kG/cm}^2 = 7500 \text{ kN/m}^2$

Như vậy ta có :

$$S = 2,12 \frac{82(1 - 0,3^2)}{7500} \cdot 2 = 0,04 \text{ m} = 4 \text{ cm}$$

346

Bài giải

Với lớp cát nhỏ, chọn $q_c = 20 \text{ kG/cm}^2$; theo bảng tương quan với $q_c = 20$ thì có $\varphi = 28^\circ$.

Từ $\varphi = 28^\circ$ tra bảng V-2 có các hệ số sức chịu tải là $N_\gamma = 16,1$, $N_q = 14,7$.

Sức chịu tải cho phép của lớp đất xác định theo công thức :

$$\begin{aligned} p_a &= \frac{0,5\gamma b N_\gamma + \gamma h(N_q - 1)}{F_s} + \gamma \cdot h \\ &= \frac{0,5 \cdot 17,5 \cdot 2 \cdot 16,1 + 17,5 \cdot 1(14,7 - 1)}{F_s} + 17,5 \cdot 1 \\ &= \frac{521,5}{F_s} + 17,5 \end{aligned}$$

Với hệ số an toàn $F_s = 2$ thì có $p_a = 278,2 \text{ kN/m}^2$;
 $F_s = 3$ $p_a = 191,3 \text{ kN/m}^2$.

Với lớp sét, từ q_c suy ra, theo tương quan thực nghiệm,
 $c_u = \frac{q_c}{18}$. Chọn giá trị tính toán ở đây lớp sét có $q_c = 12,5 \text{ kG/cm}^2$
 $= 1250 \text{ kN/m}^2$.

Sức kháng cát không thoát nước của lớp sét



Hình VII-2

Xác định cường độ tải trọng cho phép của các lớp đất trong nền (giả thiết móng băng bề rộng $b = 2 \text{ m}$, đặt sâu $h = 1 \text{ m}$).

347

Bài tập VII-4. Nền đất được khảo sát bằng xuyên tĩnh ; kết quả như cho trong bài tập VII-3. Tính toán cho một móng băng rộng $b = 2,5 \text{ m}$; đặt sâu $h = 1,5 \text{ m}$; ứng suất ở đáy móng $p_0 = 150 \text{ kN/m}^2$.

Bài giải

Độ lún của móng được dự tính theo công thức

$$S = \sum \frac{\sigma_i}{E_i} h_i$$

Trong đó :

σ_i - ứng suất gây lún (trung bình) ở lớp đất i ;

E_i - mô đun biến dạng của lớp đất ;

h_i - chiều dày chịu lún của lớp đất i .

Để đơn giản, giả thiết rằng chiều dày chịu lún của móng $H = 3.b = 3.2,5 \text{ m} = 7,5 \text{ m}$

Theo kết quả xuyên tĩnh (Bài tập VII-3), nền đất gồm 2 lớp :

Từ 0 đến 5,5 m là lớp đất cát nhỏ $q_c = 20 \text{ kG/cm}^2$;

Từ 5,5 m đến trên 12 m là lớp đất sét dẻo $q_c = 12,5 \text{ kG/cm}^2$.

Vì móng đặt sâu 1,5 m, chiều dày chịu nén là 7,5 m nên độ sâu chịu nén sẽ tính đến $1,5 + 7,5 = 9,0 \text{ m}$. Trong phạm

$$c_u = \frac{1250}{18} = 70 \text{ kN/m}^2.$$

Sức chịu tải cho phép của lớp đất sét là :

$$p_a = \frac{(\pi + 2)c_u}{F_s} = \frac{5,14 \cdot 70}{F_s} = \frac{359,8}{F_s} \text{ kN/m}^2.$$

Với $F_s = 2$ ta sẽ có $p_a = \frac{359,8}{2} \approx 180 \text{ kN/m}^2$;

$F_s = 3$ $p_a = \frac{359,8}{3} \approx 120 \text{ kN/m}^2.$

348

$$\frac{z}{b} = \frac{2}{2,5} = 0,80 \text{ có } \frac{\sigma_z}{p} = 0,65.$$

Từ đó có :

$$\sigma_1 = 0,65 \times 123,75 = 80,43 \text{ kN/m}^2.$$

Tại điểm giữa lớp sét $z = 6,5 \text{ m}$, theo bảng III-9 :

$$\frac{z}{b} = \frac{6,5}{2,5} = 2,6 \text{ có } \frac{\sigma_z}{p} = 0,26.$$

Từ đó có :

$$\sigma_2 = 0,26 \times 123,75 = 32,17 \text{ kN/m}^2.$$

Môđun biến dạng của mỗi lớp suy ra từ sức kháng xuyên bằng các tương quan kinh nghiệm :

Trong đất cát $E_1 = 2q_c$:

$$E_1 - 2.20 = 40 \text{ kG/cm}^2 = 4000 \text{ kN/m}^2.$$

Trong đất sét $E_2 = 5,5.q_c$:

$$E_2 = 5,5.12,5 = 68,75 \text{ kG/cm}^2 = 6875 \text{ kN/m}^2.$$

Như vậy trên nền đất 2 lớp như bài VII-3, móng băng đã cho sẽ có độ lún là :

$$s = \frac{\sigma_1}{E_1} b + \frac{\sigma_2}{E_2} b$$

vi đó :

Chiều dày của lớp cát là $5,5 - 1,5 = 4,0 \text{ m}$;

Chiều dày của lớp sét là $9,0 - 4,0 = 5,0 \text{ m}$.

Tính ứng suất gây lún σ tại điểm giữa mỗi lớp, trên trục qua tâm móng. Ngay tại đáy móng ứng suất gây lún là :

$$\sigma = \sigma_o - \gamma \cdot h = 150 - 17,5 \cdot 1,5 = 123,75 \text{ kN/m}^2.$$

Tại điểm giữa lớp cát $z = 2 \text{ m}$ (kể từ đáy móng), theo bảng III-9 :

349

PHỤ LỤC

BÀI TẬP LỚN CƠ HỌC ĐẤT CHO SINH VIÊN NGÀNH CẦU ĐƯỜNG, THỦY LỢI

Thiết kế một tường chắn đất trong lực bằng bê tông ; dùng bê tông mác 75, trọng lượng riêng $\gamma_{\text{bê tông}} = 24 \text{ kN/m}^3$

Độ cao đỉnh tường + 17,5 m

Độ cao đáy tường + 10,5 m

Bề rộng đỉnh tường 0,4 m

Mặt cắt chỗ khoan (tại móng tường) và chỉ tiêu cơ lý của các lớp đất cho trên hình 1 và bảng 1, bảng 2. Mực nước ngầm ổn định ở mức đáy lớp thứ nhất.

Bảng 1

$$\sigma = \frac{E_1}{E_1 + E_2} \cdot \sigma_1 + \frac{E_2}{E_1 + E_2} \cdot \sigma_2$$

$$= \frac{90,43}{4000} \cdot 4 + \frac{32,17}{6875} \cdot 5 = 0,08 + 0,023 = 0,103 \text{ m}$$

350

Kết quả thí nghiệm các chỉ tiêu cơ lý của đất

Lớp đất	Hàm lượng hạt có đường kính d (mm) (% trọng lượng đất khô)						γ_w (kN/m ³)	Δ
	0,5-0,25	0,25-0,1	0,1-0,05	0,05-0,01	0,01-0,005	<0,005		
1			7	28	41	24	18,7	2,70
2			5	27	33	35	19,0	2,72

351

Bảng 2

Lớp đất	W (%)	W _d (%)	W _{nh} (%)	c (kN/m ²)	φ°	k _t (cm/sec)	Thí nghiệm nén			
							e ₁	e ₂	e ₃	e ₄
1	25	32	18	15	12					
2	32	45	26	16	14					

(xem hình 12)

Dùng đất đào hố móng làm đất đắp sau tường (có cải tạo cấp phối). Chỉ tiêu cơ lý của đất đã đầm chặt là $\gamma_w = 18 \text{ kN/m}^3$, $\varphi = 20^\circ$, $c = 12 \text{ kN/m}^2$.

BÀI GIẢI

1. Chọn mặt cắt tường

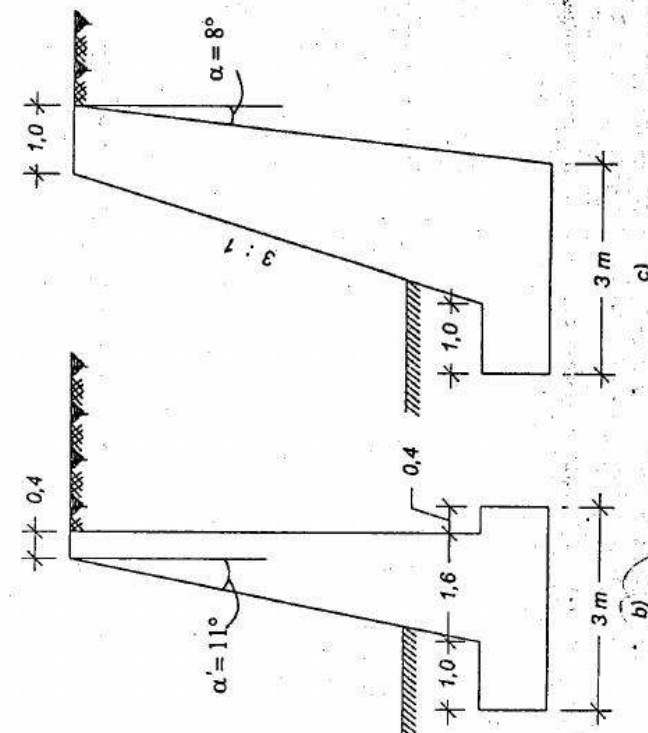
Góc nghiêng lưng tường α có thể chọn trong khoảng $(-15^\circ \div +15^\circ)$; ngực tường thường làm với độ dốc từ 3 : 1 đến thẳng đứng.

Bề rộng móng tường theo kinh nghiệm lấy

Mặt cắt lỗ khoan

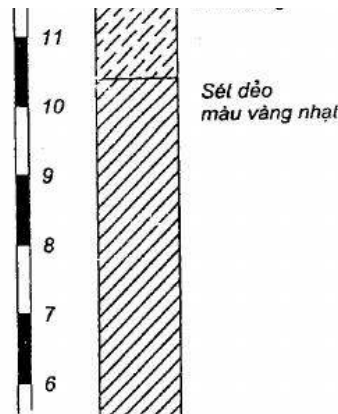


Đất đắp á sét dẻo màu vàng



Hình 2

trong khoảng $(0,35 \div 0,45) H$ (H - chiều cao tường. Ở đây $H = 17,5 - 10,5 = 7 \text{ m}$). Ở đây ta chọn bề rộng móng tường là $b = 3 \text{ m}$ ($b = 0,43 H$). Trên hình 2a, b, c trình bày 3 mặt cắt tường. Mặt cắt tường phải chọn sao cho tiết kiệm (tốn ít vật liệu), làm việc tốt (độ lệch tâm $e < \frac{b}{6}$; ứng suất để móng phân bố càng đều đặn càng tốt) và đơn giản, dễ thi công. Ở đây ta chọn mặt cắt trình bày ở hình 2b.



Hình 1

352

2. Tính ứng suất ở đáy móng

Với mặt cắt tường như vậy ta tính các lực đặt lên đáy móng và ứng suất dưới đáy móng (cắt ra 1 m dài tường để tính toán).

- Trọng lượng bản thân tường (xem hình 3)

$$G_1 = 1 \times 3 \times 24 = 72 \text{ kN};$$

cánh tay đòn $a_1 = 0$.

$$G_2 = \frac{1}{2} \times 1,2 \times 6 \times 24 = 86,4 \text{ kN};$$

cánh tay đòn

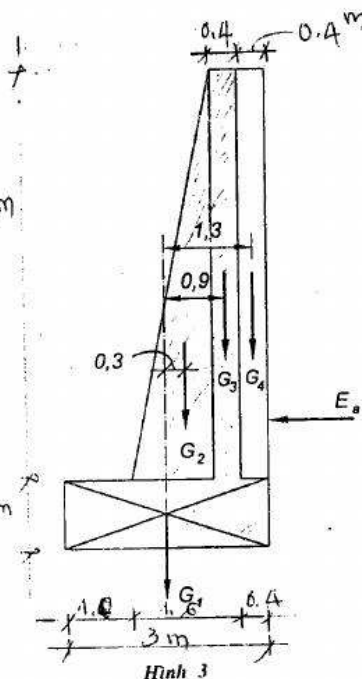
$$a_2 = 1,8 - 1,5 = 0,3 \text{ m.}$$

$$G_3 = 0,4 \times 6 \times 24 = 57,6 \text{ kN};$$

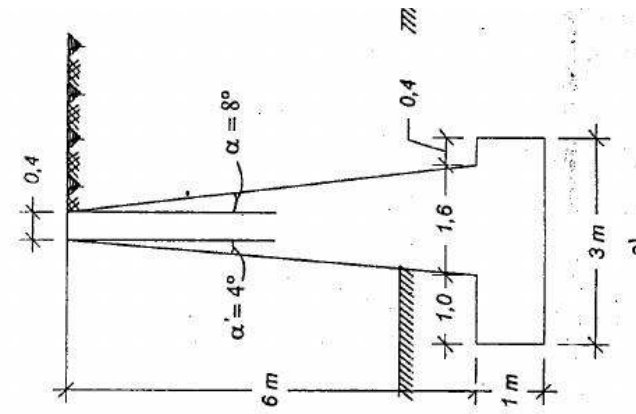
cánh tay đòn

$$a_3 = 1,5 - 0,6 = 0,9 \text{ m.}$$

$$G_4 = 0,4 \times 1,2 \times 24 = 11,52 \text{ kN};$$



Hình 3



353

Cường độ áp lực đất tại đáy tường ($z = 7 \text{ m}$):

$$p_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{20^\circ}{2} \right) 18 \times 7 - 2 \times 12 \tan \left(45^\circ - \frac{20^\circ}{2} \right) \\ = 0,487 \times 18 \times 7 - 24 \times 0,698 = 44,6 \text{ kN/m}^2.$$

Trị số áp lực đất:

$$E_a = \frac{1}{2} p_a (H - h_c) = \frac{1}{2} \times 44,6 (7 - 1,9) = 113,73 \text{ kN/m.}$$

Điểm đặt của E_a (ứng với trọng tâm biểu đồ cường độ):

$$h_o = \frac{1}{3} (H - h_c) = \frac{1}{3} (7 - 1,9) = 1,7 \text{ m.}$$

Các lực tác dụng tại trọng tâm đáy tường là:

$$N = \sum G_i = (72 + 86,4 + 57,6 + 43,2) = 259,2 \text{ kN}$$

$$M = \sum a_i G_i - E_a h_o = 86,4 \times 0,3 + 57,6 \times 0,9 + 43,2 \times 1,3 - 113,73 \times 1,7$$

$$= 133,78 - 193,34 \approx -60 \text{ kNm.}$$

(Dấu - có nghĩa là mômen do áp lực đất gây ra lệch tâm)

$G_4 = 0,4 \times 0 \times \frac{10}{10}$
cánh tay đòn dắt

$$a_4 = 1,5 - 0,2 = 1,3 \text{ m.}$$

- Áp lực chủ động của đất

Cường độ áp lực đất xác định theo công thức :

$$p_a = \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) \cdot \gamma \cdot z - 2c \cdot \operatorname{tg}\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)$$

Điểm có cường độ $p_a = 0$ nằm ở độ sâu h_c :

$$h_c = \frac{2c}{\operatorname{tg}\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)} = \frac{2 \times 12}{18 \operatorname{tg}\left(45^\circ - \frac{20^\circ}{2}\right)}$$

$$= \frac{24}{18 \times 0,698} = 1,9 \text{ m}$$

3. Kiểm tra ổn định của tường cùng với nền

Theo quy phạm QP20-64, nếu không thỏa mãn một trong 3 điều kiện sau đây :

$$N = \frac{\sigma_{\max}}{b \cdot \gamma_{dn}} \leq 3$$

$$\operatorname{tg} \psi = \operatorname{tg} \varphi + \frac{c}{\sigma} \geq 0,45$$

$$\delta = \frac{k_t}{a(1 + e_1)\gamma_n} \geq 1 \cdot 10^7 \text{ cm}^2/\text{n}\cdot\text{m}$$

thì không có khả năng trượt phẳng mà sẽ xảy ra trượt hỗn hợp.

Ở đây, móng tường chân đặt lên lớp đất thứ 2 có các chỉ tiêu :

$$e_o = \frac{\gamma_h(1+W)}{\gamma} - 1 = \frac{27,2(1+0,32)}{19} - 1 = 0,9$$

$$\nu = \frac{\gamma_h - \gamma_n}{\gamma_n} = \frac{27,2 - 10}{10} = 0,9 \text{ kN/m}^3. \quad \sigma = 16 \text{ kN/m}^2$$

về hạ lưu).

Độ lệch tâm :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{60}{259} = 0,23 < \frac{b}{6} = 0,5 \text{ m}$$

Ứng suất ở đáy móng tường :

$$\sigma = \frac{N}{b} \pm \frac{M}{\frac{b^2}{6}} = \frac{259}{3} \pm \frac{60.6}{3^2}$$

$$\sigma_{\max} = 126 \text{ kN/m}^2 ; \sigma_{\min} = 46 \text{ kN/m}^2 ;$$

$$\sigma_{tb} = 86 \text{ kN/m}^2.$$

Ta thấy độ lệch tâm nhỏ, ứng suất đáy móng tường phân bố tương đối đều đặn. Vậy có thể bước đầu chấp nhận mặt cắt tường đã chọn.

Tìm α trong trường hợp này :

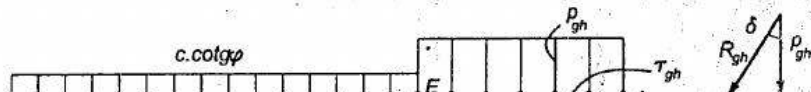
- Khi $p = 0$ thì $\alpha = 0$ (lúc chỉ có trượt phẳng, không có trượt ép trồi, $b_1^{II} = 0$).

- Tìm p ứng với $\alpha = 1$ (lúc chỉ có trượt ép trời không có trượt phẳng, $b_1'' = b''$). Để tìm p_{gh} khi chỉ có trượt ép trời (với $b = 3$ m) ta dùng phương pháp vẽ của Evdôkimôv.

Theo phương pháp này, mặt trượt có dạng ABCD như trình bày trên hình 4.

Góc nghiêng δ của tải trọng, góc ma sát trong φ và góc nghiêng β của mặt trượt AB liên hệ với nhau theo hệ thức :

$$\frac{1}{2} \cot g \delta = \frac{\sin^2 \beta + \cos^2(\alpha - \beta)}{\sin 2\beta + \sin 2(\varphi - \beta)}$$



$$\gamma_{dn} = 1 + e = 1 + 0,9 = 1,9 \text{ kN/m}^3, e = 10 \text{ kN/m}^3$$

$$\varphi = 14^\circ, \operatorname{tg} \varphi = \operatorname{tg} 14^\circ = 0,250.$$

Ta thấy ngay có 2 điều kiện không đạt :

$$N = \frac{126}{3 \times 9} = 4,7 > 3$$

$$\operatorname{tg} \psi = \operatorname{tg} 14^\circ + \frac{16}{86} = 0,250 + 0,186 = 0,436 < 0,45.$$

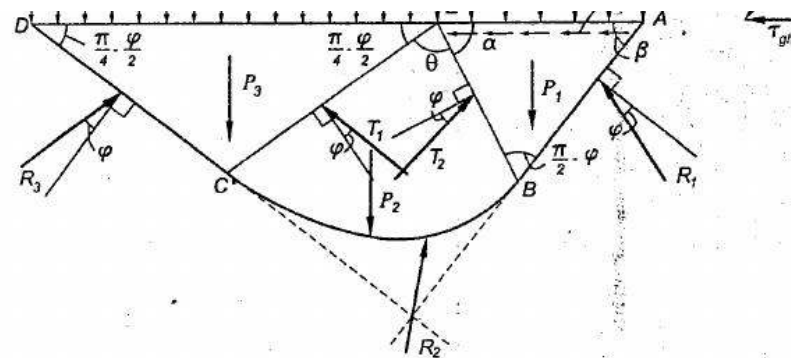
Vậy ở đây nền móng tường có khả năng trượt hỗn hợp. Vì tải trọng lệch tâm về phía hạ lưu, người ta cho phép giảm bớt bề rộng đáy móng, thay cho b , dùng b'' :

$$b'' = b - 2e = 3 - 2 \times 0,23 = 2,54 \text{ m}$$

Bề rộng móng ứng với phần trượt ép trôi b_1'' xác định theo công thức :

$$b_1'' = \alpha b''$$

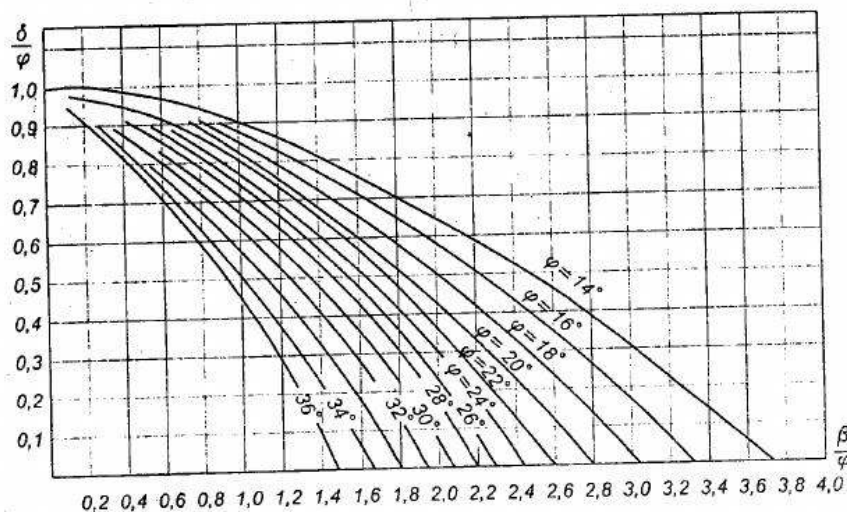
356



Hình 4

Để tiện tính toán, người ta lập sẵn toán đồ trên hình 5, biết δ, φ ta xác định ngay được β . Từ β suy ra $\alpha = \frac{\pi}{2} - \beta + \varphi$ (α - góc giữa đáy móng và tia EB).

357



Từ A vẽ AB hợp với đáy móng góc $\beta = 51^\circ 48'$, từ E vẽ đường EB hợp với đáy móng góc $\alpha = 52^\circ 12'$. Độ dài EB tính được như sau :

$$\frac{EB}{\sin \beta} = \frac{b}{\sin \left(\frac{\pi}{2} - \varphi \right)}$$

$$\text{vậy } EB = \frac{b \cdot \sin \beta}{\cos \varphi} = \frac{3 \times 0,785}{\cos 14^\circ} = \frac{2,355}{0,970} = 2,43 \text{ m}$$

Tính độ dài EC = $EB \theta_{12\varphi}$

$$\begin{aligned} \theta &= \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} + \beta = 45^\circ - \frac{14}{2} + 51^\circ 48' = 89^\circ,80 = \\ &= 89^\circ 48' = 1,567 \text{ radian} \end{aligned}$$

$$\theta \operatorname{tg} \varphi = 1,567 \cdot \operatorname{tg} 14^\circ = 1,567 \times 0,25 = 0,391$$

$$EC = 2,43 \cdot 0,391 = 0,958 \text{ m}$$

Đoạn mặt trượt BC là đoạn cong logarit, độ dài EC suy ra từ độ dài EB theo công thức :

$$EC = EBe^{\theta \tan \varphi}$$

Trong đó $\theta = \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} + \beta$ - góc giữa EB và EC.

Như vậy ta hoàn toàn xác định được mặt trượt ABCD. Trong trường hợp móng tường chắn ở đây (xét trường hợp chỉ có áp lực thẳng đứng) với $\delta = 0$ ($\frac{\delta}{\varphi} = 0$) tra trên đồ thị, ứng với đường $\varphi = 14^\circ$ ta có $\frac{\beta}{\varphi} = 3,7$. Từ đó tính ra :

$$\beta = 3,7 \cdot \varphi = 3,7 \times 14^\circ = 51^\circ,80' (51^\circ 48')$$

$$\alpha = \frac{\pi}{2} - \beta + \varphi = 90^\circ - 51^\circ,80' + 14^\circ = 52^\circ,20' (52^\circ 12')$$

$$(\sin \beta = \sin 51^\circ 48' = 0,785 ; \sin \alpha = \sin 52^\circ 12' = 0,789).$$

$$P_2 = \frac{\gamma b^2}{2} \left[\frac{\sin^2 \beta}{2 \sin \varphi \cos \varphi} (e^{2\theta \tan \varphi} - 1) \right] ;$$

$$P_3 = \frac{\gamma b^2}{2} \cdot \frac{\sin^2 \beta}{\cos \varphi} \cdot e^{2\theta \tan \varphi}.$$

Với nền móng tường chắn của ta ở đây :

$$P_1 = \frac{19 \times 3^2}{2} \cdot \frac{0,785 \times 0,789}{0,970} = 54,46 \text{ kN}$$

$$P_2 = \frac{19 \times 3^2}{2} \left[\frac{(0,785)^2}{2 \cdot 0,242 \cdot 0,970} (e^{2 \times 1,567 \times 0,25} - 1) \right] = 132,74 \text{ kN}$$

$$P_3 = \frac{19 \times 3^2}{2} \cdot \frac{(0,785)^2}{0,970} e^{2 \times 1,567 \times 0,25}$$

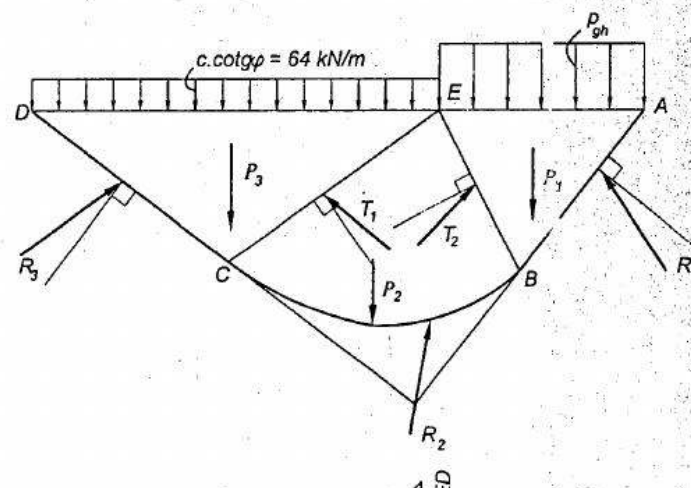
Từ E vẽ đường hợp với mặt đất góc $\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} = 45^\circ - \frac{14}{2} = 38^\circ$, trên đó lấy điểm C mà EC = 3,58 m. Từ C vẽ đường hợp với mặt đất góc $45^\circ - \frac{\pi}{2} = 38^\circ$, gặp mặt đất tại D.

Ta đã vẽ xong mặt trượt ABCD cho nền móng tường chắn như trình bày trên hình 4.

Các lực đặt lên lăng thể trượt bao gồm : áp lực kết cấu trong trên mặt ED = $c \cot \varphi \times ED$; trọng lượng bản thân lăng thể trượt : P_1 (ABE), P_2 (EBC), P_3 (ECD) ; phản lực của nền đất R_1, R_2, R_3 .

Trọng lượng bản thân lăng thể trượt tính theo các công thức

$$P_1 = \frac{\gamma b^2}{2} \cdot \frac{\sin \alpha \sin \beta}{\cos \varphi} ;$$



$$= 118,80 \text{ kN}$$

$$c \cdot \cotg \varphi = 16 \times \frac{1}{0,250} = 64 \text{ kN/m}^2 ; \text{ ở đây có } ED = 5,6 \text{ m}$$

$$c \cdot \cotg \varphi \cdot ED = 64 \times 5,6 = 358,4 \text{ kN.}$$

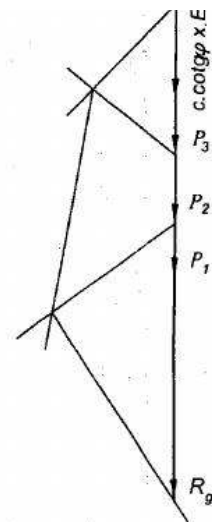
Biết trị số của các lực $c \cotg \varphi \times ED$, P_1 , P_2 , P_3 ; biết phương của các lực R_1 , R_2 , R_3 , T_1 , T_2 ; ta vẽ đa giác lực của lăng thể trượt như trình bày trên hình 6. Kết quả là tìm được R_{gh} , ở đây ta có $R_{gh} = 820 \text{ kN/m}$, suy ra :

$$P_{gh} = \frac{R_{gh}}{b} \cos \delta - c \cotg \varphi$$

$$P_{gh} = \frac{820}{3} \times 1 - 64 = 209 \text{ kN/m}^2$$

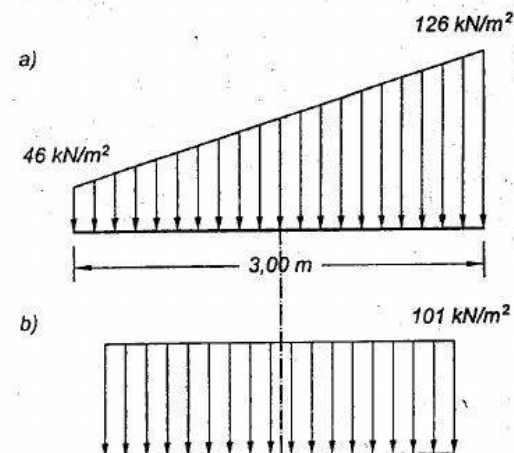
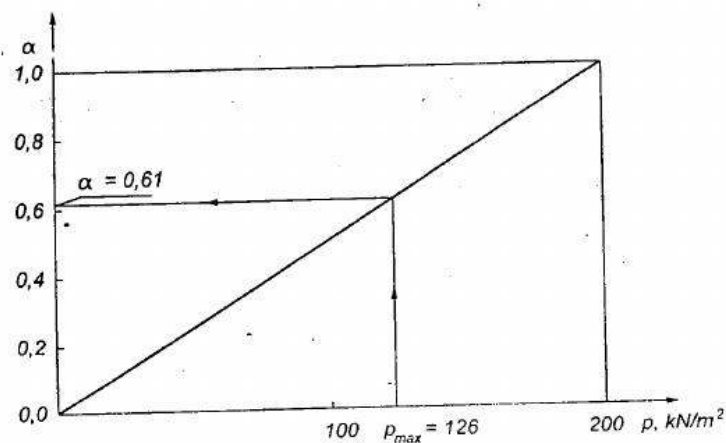
Như đã nói ở trên ứng với $\alpha = 0$ thì $P_{gh} = 0$ và ta đã tìm được ứng với $\alpha = 1$, $P_{gh} = 209 \text{ kN/m}^2$, do đó vẽ được đồ thị $\alpha = f(p)$ như trình bày trên hình 7. Nhờ có đồ thị này,

360



Hình 6

361



Hình 7

ứng với $p = 126 \text{ kN/m}^2$ (của móng tường chắn ở đây) ta xác định được $\alpha = 0,61$.

Vậy ở đây ta có :

$$b_1'' = \alpha b'' = 0,61 \times 2,54 = 1,55 \text{ m} ;$$

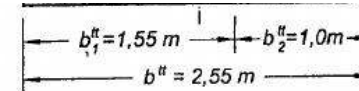
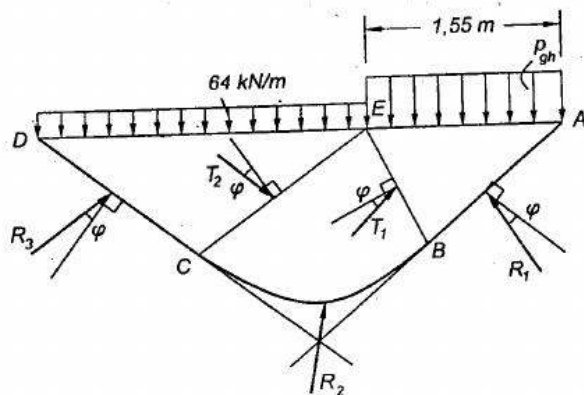
$$b_2'' = b'' - b_1'' = 2,54 - 1,55 \approx 1 \text{ m}$$

Ngoài ra, ta thay tải trọng phân bố hình thang bằng tải trọng phân bố đều có cường độ :

$$\sigma = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{2} \cdot \frac{b}{b''} = \frac{126 + 46}{2} \cdot \frac{3}{2,54} = 101 \text{ kN/m}^2$$

Tóm lại, thay cho sơ đồ thực của móng tường như trình bày trên hình 8a, ta sẽ kiểm tra sự ổn định của tường cùng với nền (theo kiểu trượt hỗn hợp) với sơ đồ tính toán như trình bày trên hình 8b.

362



Hình 8

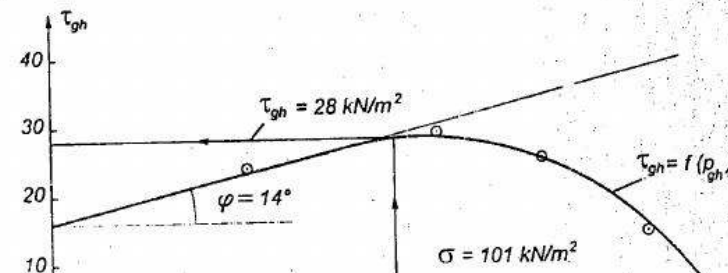
Tiếp theo ta phải tìm xem với sơ đồ tính toán như vậy (bề rộng trượt ép trời là $b_1'' = 2,55 \text{ m}$) thì ứng với $p = 101 \text{ kN/m}^2$ ta sẽ có τ_{gh} (thành phần nằm ngang của tải trọng giới hạn) là bao nhiêu ? Muốn biết τ_{gh} ta phải giả thiết một loạt trị số δ khác nhau ; với mỗi trị số δ , dùng phương pháp vẽ của Evdokimov như đã trình bày ở trên, tìm được một trị số R_{gh} , do đó tìm được τ_{gh} (ứng với những p_{gh} khác nhau).

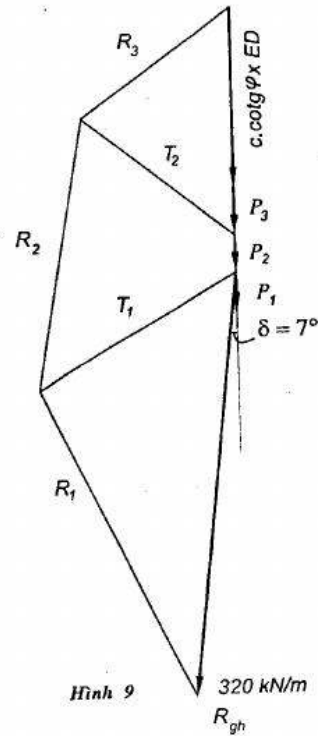
Chẳng hạn, ta chọn 5 trị số δ : $0^\circ, 3^\circ, 7^\circ, 10^\circ, 12^\circ$. Cách tính toán hoàn toàn giống như đã làm trên đây.

Trong bảng 3 ghi tất cả các số liệu tính toán cho từng trường hợp (từng trị số δ), còn trên hình 9 chỉ nêu ra hình vẽ đã giải cho một trường hợp $\delta = 7^\circ$.

363

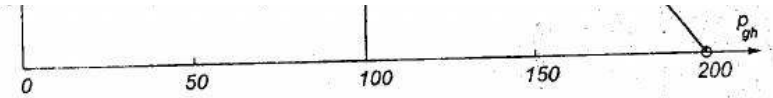
Kết quả ta xác định được 5 trị số τ_{gh} ứng với 5 trị số p_{gh} khác nhau. Dựa vào kết quả này ta vẽ đường quan hệ $\tau_{gh} = f(p_{gh})$ như trình bày trên hình 10.





Hình 9

364



Hình 10

Đối với móng tường chắn ở đây, ứng suất dưới đế móng là $\sigma = 101 \text{ kN/m}^2$. Trên đồ thị $\tau_{gh} = f(p_{gh})$, ứng với $\sigma = 101 \text{ kN/m}^2$ ta xác định được $\tau_{gh} = 28 \text{ kN/m}^2$.

Trên đây khi xác định p_{gh} , τ_{gh} của nền, thiên về an toàn, ta đã bỏ qua ảnh hưởng của độ sâu chôn móng tường. Khi xét sự ổn định của tường chắn, cùng với nền đất cần xét đến độ sâu chôn móng : kể đến áp lực đất ở mặt trước tường.

Móng tường chắn đặt trong lớp đất thứ nhất ($\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$, $\varphi = 12^\circ$), bỏ qua ảnh hưởng của lực dính và ảnh hưởng của mặt nghiêng ngược tường, tính cường độ áp lực đất chủ động theo công thức :

$$p_a = \gamma \cdot \text{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) z$$

- Tại mặt đất : $z = 0$, $p_a = 0$;

365

Bảng 3

δ	$\frac{\delta}{\varphi}$	$\frac{\beta}{\varphi}$	β	$\alpha = \frac{\pi}{2} + \varphi - \beta$	$\sin \beta$	$\sin^2 \beta$	$\sin \alpha$
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
0							

Bảng 3

$\theta = \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} + \beta$	$e^{2\theta \text{tg} \varphi}$	P_1 (kN/m)	P_2 (kN/m)	P_3 (kN/m)	R_{gh} (kN/m)	$P_{gh} = \frac{R_{gh}}{b} \cos \delta - c \cot \varphi$ (kN/m ²)	$\tau_{gh} = \frac{R_{gh}}{b} \sin \delta$ (kN/m ²)
(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)	(15)	(16)
89°80'	2.100	14.52	25.56	21.70	400	104	0

$\sin \delta = 0$ $\cos \delta = 1$	0	3,8	51°80 (51°48')	52°20	0,785	0,616	0,789
3° $\sin \delta = 0,050$ $\cos \delta = 0,998$	0,214	3,15	44°10 (44°6')	59°90	0,696	0,484	0,865
7° $\sin \delta = 0,120$ $\cos \delta = 0,992$	0,500	2,40	33°60 (33°36')	70°40	0,553	0,305	0,942
10° $\sin \delta = 0,170$ $\cos \delta = 0,984$	0,714	1,75	24°50 (24°30')	79°50	0,414	0,414	0,171
12° $\sin \delta = 0,200$ $\cos \delta = 0,978$	0,857	1,25	17°50 (17°30')	86°50	0,300	0,090	0,998

$$\varphi = 14^\circ$$

$$\operatorname{tg} \varphi = 0,250$$

$$\sin \varphi = 0,242$$

$$\cos \varphi = 0,970$$

$$b = 1,55 \text{ m}$$

$$\gamma = 19$$

$$\frac{\gamma b^2}{2} = 22,8 \text{ kN/m}$$

(1,567 rad.)	2,100	14,10	24,39	23,25	360	168	13
82°10 (1,433 rad.)	2,045	14,10	24,39	23,25	360	168	13
71°60 (1,25 rad.)	1,867	11,88	13,11	13,36	320	140	25
62°50 (1,09 rad.)	1,724	9,28	6,01	6,90	270	107	29
55°50 (0,97 rad.)	1,624	6,84	2,73	3,39	200	62	25,8

$$\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) = 38^\circ$$

$$\operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) = 0,783$$

366

367

- Tại đáy móng : $z = 2,5 \text{ m}$

$$p_a = 18,7 \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{12^\circ}{2}\right) 2,5 = 31 \text{ kN/m}^2$$

Trị số áp lực đất ở mặt trước tường :

$$E_{at} = \frac{1}{2} p_a \cdot h = \frac{1}{2} \times 31 \times 25 = 38,75 \text{ kN/m}$$

Ta đánh giá mức độ ổn định của tường chắn theo hệ số an toàn (còn gọi là hệ số ổn định) :

4. Tính độ lún của tường chắn

Ta tính lún cho điểm giữa O (tâm đáy móng).

Trước hết tính ứng suất thường xuyên (do trọng lượng bản thân đất gây ra) và ứng suất gây lún.

Ứng suất do trọng lượng bản thân :

- Tại điểm có $z = 2,5 \text{ m}$ (kể từ mặt đất)

$$\sigma_{bt} = 18,7 \times 2,5 = 46,75 \text{ kN/m}^2 = 4,67 \text{ N/cm}^2$$

- Tại điểm có $z = 7,5 \text{ m}$

$$\sigma = 18,7 \times 2,5 + 5 \times 9 = 91,75 \text{ kN/m}^2 = 9,17 \text{ N/cm}^2$$

$$k = \frac{\Phi}{N}$$

Trong đó :

N - lực đẩy trượt : $N = E_{as} - E_{at}$;

E_{as} - áp lực đất ở lưng tường (thượng lưu) ;

E_{at} - áp lực đất ở mặt trước tường (hạ lưu) ;

ϕ - khả năng chịu lực ngang của nền ;

$$\phi = (\sigma \tan \rho + c) b_2^{II} + \tau_{gh} \cdot b_1^{II}$$

Trong trường hợp tường chắn ở đây, thay tất cả giá trị của các đại lượng trên (như đã tính toán được) vào công thức xác định hệ số an toàn ta có :

$$k = \frac{(101 \cdot \tan 14^\circ + 16) \times 1 + 28 \times 1,55}{113,73 - 38,75}$$

$$= \frac{84,65}{74,98} \approx 1,13.$$

với $k > 1$, tường chắn là ổn định. (Tùy theo loại công thức, tùy theo loại tải trọng và tổ hợp tải trọng, trong quy phạm thiết kế các công trình thủy lợi, cầu đường, người ta quy định những trị số k yêu cầu khác nhau).

368

Ứng suất gây lún : Khi tính ứng suất gây lún cho những điểm nằm trên trục O thay tải trọng phân bố hình thang bằng tải trọng phân bố đều cường độ $p = 86 \text{ kN/m}^2 = 8,6 \text{ N/cm}^2$ (bỏ qua ảnh hưởng của độ sâu chôn móng) ; đồng thời bỏ qua ảnh hưởng của tải trọng ngang phân bố ở đáy móng (tải trọng này chỉ gây ra τ mà không gây ra σ tại những điểm trên trục O). Dùng bảng III-9 để tính ứng suất σ_z và dùng bảng III-10 để tính tổng ứng suất Θ . Các số liệu tính toán ghi ở bảng 4.

Bảng 4

Điểm	Độ sâu z kể từ đáy móng (m)	Điểm gốc đặt ở giữa dải tải trọng rộng 3 m				Tính cho 1/2 dải ; tải trọng điểm gốc đặt ở một đầu		
		$\frac{x}{b}$	$\frac{z}{b}$ ($b = 3 \text{ m}$)	k_z	σ_z	$\frac{z}{b}$ ($b = 1,5 \text{ m}$)	λ	$\Theta = 2\lambda p$
0	0	0	0	1,00	8,60	0	1,000	17,20
1	0,3	-	-	-	-	0,2	0,8743	15,05
1	0,75	-	0,25	0,96	8,25	0,5	0,7048	12,13
2	1,50	-	0,50	0,82	7,05	1,0	0,5000	8,60
3	2,25	-	0,75	0,67	5,76	1,5	0,3752	6,45
4	3,75	-	1,25	0,46	3,95	2,5	0,2435	4,17
5	6,00	-	2,00	0,31	2,67	4,00	0,1560	2,68

369

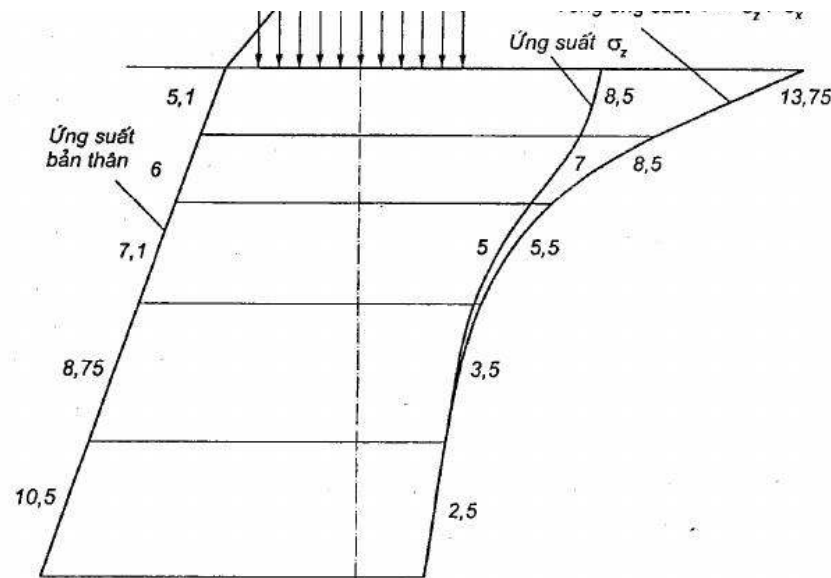
Dựa vào các kết quả trên, vẽ ra biểu đồ phân bố ứng suất và tổng ứng suất Θ trên trục qua điểm O của móng tường chắn như trình bày trên hình 11.



Tổng ứng suất $\Theta = \sigma + \tau$

Bảng 5

s (cm)	2,40	2,34	2,71	2,69
$\frac{1}{1-2\mu} \times \left(\frac{\sigma_z}{\Theta} - \mu \right)$	0,80	1,30	1,50	1,75
$\frac{\sigma_z}{\Theta}$	0,62	0,82	0,90	1,00



Hình 11

Còn trên hình 12 thì vẽ đường cong nén của lớp đất 2 theo kết quả thí nghiệm nén đất đã cho.

Đối với các công trình thủy lợi, phạm vi chịu lún kể đến độ sâu mà $\sigma_{gl} = 0,5\sigma_{bt}$; trong phạm vi ấy chia nền đất ra làm các lớp phân tố mỏng và tính độ lún của từng lớp (Bảng 5). (Trị số ứng suất ghi trong bảng với đơn vị N/cm^2).

370

$\frac{e_1 - e_2}{1 + e_1} h$	3,00	1,80	1,81	1,54
e_2	0,785	0,797	0,803	0,800
$p_2 = (p_1 + p_g)$	14,72	11,95	10,95	11,15
$p_{gl} = \Theta(1 - \mu)$	9,62	5,95	3,85	2,45
Θ	13,75	8,50	5,50	3,50
e_1	0,835	0,830	0,825	0,814
$p_1 = \sigma_{bt}$	5,10	6,00	7,10	8,75
Chiều dày (cm)	100	100	150	200
Lớp phân tố	1	2	3	4

371

Ghi chú :

1) Trong trường hợp bài toán phẳng, $\lambda_y = 0$, $\sigma_y = \mu(\sigma_x + \sigma_z)$, công thức tính lún là :

$$s_i = \frac{1}{1 - 2\mu} \left(\frac{\sigma_z}{\Theta} - \mu \right) \frac{e_{1i} - e_{2i}}{1 + e_i} h_i$$

2) Ở đây, với đất sét

BÀI TẬP LÚN CƠ HỌC ĐẤT CHO SINH VIÊN NGÀNH XÂY DỰNG DÂN DỤNG - CÔNG NGHIỆP

Dây móng có kích thước $F = 2 \times 4$ m, chôn sâu 1,5 m.

Tải trọng trên móng (tổ hợp cơ bản, tải trọng tiêu chuẩn)

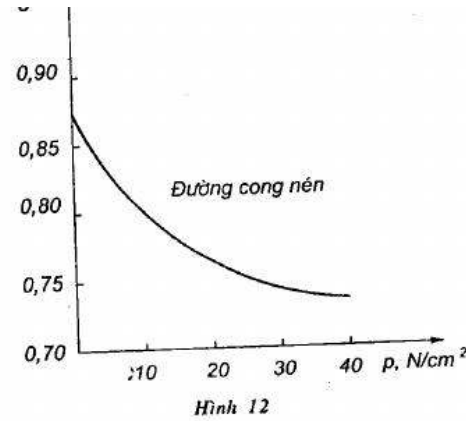
$N = 950 \text{ kN}$ $M = 210 \text{ kNm}$

đeo, chọn $\mu = 0,3$.

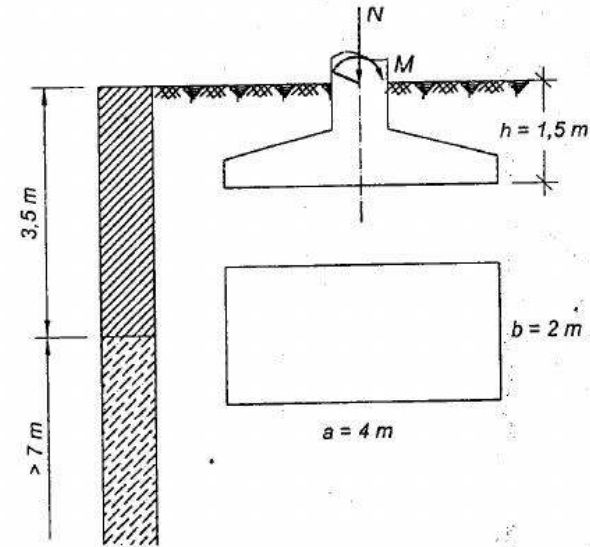
Tổng cộng độ lún các lớp phân tố ta có độ lún của tường chân là :

$$S = 10,14 \text{ cm}$$

Tóm lại ta đã thiết kế được tường chắn theo mặt cắt hợp lý, nền và móng tường chắn đảm bảo ổn định và trị số độ lún của tường chắn đạt yêu cầu.



là $N = 800 \text{ kN}$, $M = 210 \text{ kNm}$.



Nền đất gồm 2 lớp : lớp trên là đất sét dẻo nhão dày 3,5 m, lớp dưới chưa tất trong phạm vi lỗ khoan (10 m) là đất á t dẻo mềm. Sơ đồ móng và mặt cắt lỗ khoan trình bày trên hình 13, những chỉ tiêu cơ lý của các lớp đất ghi trong bảng 6. Xác định độ lún của móng, độ nghiêng của móng, mức độ ổn định lún của nền đất sau thời gian thi công.

372

373

Bảng 6

Thí nghiệm nền	e_4	
	e_3	
	e_2	
	e_1	
		0,90 0,96 0,84 0,85
		0,85 0,82 0,81 0,805

BÀI GIẢI

Trước hết, ta xác định ứng suất dưới đế móng. Nếu xem móng là cứng tuyệt đối, giả thiết tính biến dạng của nền như mô hình Winkler,

dùng lên mỗi lớp đất phải nhỏ hơn áp lực tiêu chuẩn R^{tc} của lớp đất ấy (theo tiêu chuẩn Việt Nam, tức tiêu chuẩn cũ của Liên Xô trước đây).

Ứng suất tác dụng :

- lên lớp đất thứ nhất bằng ứng suất (trung bình) ở đáy móng $\sigma_z = p_{otb} = 136 \text{ kN/m}^2$

Lớp đất	Hàm lượng hạt d (mm)				γ (KN/m^3)	Δ	W (%)	W_{nh}	W_d	c (KN/m^2)	φ°	k_t (cm/ty)
	0,1-0,05	0,05-0,01	0,01-0,005	0,005								
1	9	20	39	32	18,4	2,72	33	37	19	22	10	1.10^{-8}
2	10	23	42	25	18,2	2,70	28	34	18	12	14	2.10^{-6}

thì ứng suất tiếp xúc sẽ phân bố theo luật bậc nhất, trị số của nó xác định theo công thức nén lệch tâm của "Sức bền vật liệu". Ta có ứng suất ở đáy móng là :

$$P_o = \gamma_{tb} \cdot h + \frac{N}{F} \pm \frac{M}{W}$$

γ_{tb} - trọng lượng riêng trung bình của vật liệu móng và đất đắp trên móng, thường lấy $\gamma_{tb} = 20 \text{ kN/m}^3$;

h - độ sâu đặt móng ;

F, W - diện tích và môđun chống uốn của tiết diện đáy móng.

Ở đây ta có :

$$P_o = 20 \times 1,5 + \frac{850}{2 \times 4} \pm \frac{210 \times 6}{2 \times 4^2}$$

$$P_{o\max} = 176 \text{ kN/m}^2 ;$$

$$P_{o\min} = 96 \text{ kN/m}^2 ;$$

$$P_{oitb} = 136 \text{ kN/m}^2.$$

Như ta biết, các phương pháp tính toán độ lún (biến dạng) của nền đất thường dựa trên giả thiết xem đất là một cơ sở biến dạng tuyến tính. Muốn vật thể như vậy, ta kiểm tra để ứng suất tác

- lên lớp đất thứ hai bằng ứng suất bản thân + ứng suất gây lún tại điểm có độ sâu 3,5 m (kể từ mặt đất) :

$$\sigma_z = (2 \times 18,4 + 1,5 \times 8,7) + 0,48(136 - 18,4 \times 1,5) = 102 \text{ kN/m}^2$$

(Xem phần tính ứng suất trong nền đất ở dưới).

Áp lực tiêu chuẩn của các lớp đất xác định theo công thức (V-13) :

- Lớp đất thứ nhất với $\varphi = 10^\circ$ tra bảng V-5 có A = 0,18 ; B = 1,73 ; D = 4,17

$$R_1^c = (A \cdot b + B \cdot h) \gamma + D \cdot c =$$

$$= (0,18 \times 2 + 1,73 \times 1,5) 18,4 + 4,17 \times 22 = 146,11 \text{ kN/m}^2$$

- Lớp đất thứ hai với $\varphi = 14^\circ$, tra bảng V-5 có A = 0,26 ; B = 2,17 ; D = 4,69

$$R_2^c = (0,26 \times 2 + 2,17 \times 3,5) \cdot \frac{(2 \times 18,4 + 1,5 \times 8,7)}{3,5} + 4,69 \times 12 = 171,83 \text{ kN/m}^2$$

So sánh ta thấy :

- Áp lực tác dụng lên lớp thứ nhất $\sigma_z = 136 \text{ kN/m}^2 < \text{áp lực tiêu chuẩn của nó } R_1^c = 146,11 \text{ kN/m}^2$;

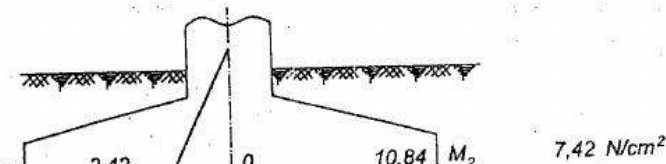
- Áp lực tác dụng lên lớp thứ hai $\sigma_z = 102 \text{ kN/m}^2 < \text{áp lực tiêu chuẩn của nó } R_2^c = 171,83 \text{ kN/m}^2$.

Vậy có thể xác định độ lún (biến dạng) của nền đất bằng những phương pháp thường dùng.

Tiếp theo, tính và vẽ biểu đồ phân bố ứng suất trong nền đất.

Khi tính ứng suất do trọng lượng bản thân, đối với những tầng đất nằm thấp hơn mực nước ngầm, phải dùng trọng lượng riêng đầy nổi :

- Tầng thứ nhất có hệ số rỗng :



$$e_o = \frac{\gamma_h(1+W)}{\gamma} - 1 = \frac{27,2(1+0,33)}{18,4} - 1 = 0,97 ;$$

trọng lượng riêng đầy nổi là :

$$\gamma_{dn} = \gamma_{nn} - \gamma_n = \frac{\gamma_h - \gamma_n}{1+e} = \frac{27,2 - 10}{1+0,97} = 8,7 \text{ kN/m}^3$$

- Lớp đất thứ hai có hệ số rỗng :

$$e_o = \frac{27(1+0,28)}{18,2} - 1 = 0,90 ;$$

trọng lượng riêng đầy nổi là :

$$\gamma_{dn} = \gamma_{nn} - \gamma_n = \frac{27 - 10}{1+0,90} = 9,0 \text{ kN/m}^3$$

Tính ứng suất do trọng lượng bản thân :

- Ở mặt đất $z = 0$, $\sigma_{bt} = 0$;

- Ở độ sâu $z = 2 \text{ m}$ (ngang mực nước ngầm),

$$\sigma_{bt} = 18,4 \times 2 = 36,8 \text{ kN/m}^2 ;$$

- Ở độ sâu $z = 3,5 \text{ m}$, $\sigma_{bt} = 36,8 + 8,7 \times 1,5 =$

$$= 49,85 \text{ kN/m}^2 ;$$

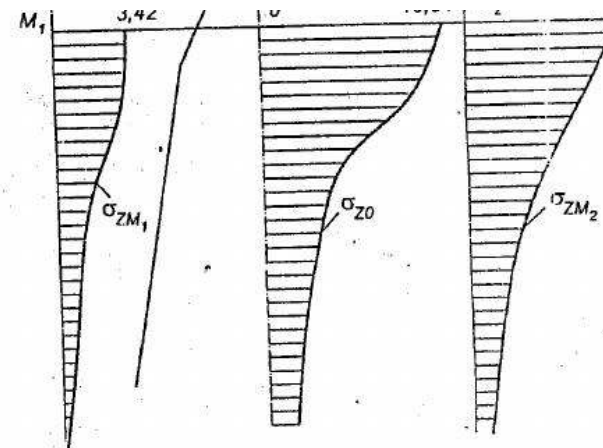
- Ở độ sâu $z = 6,5 \text{ m}$, $\sigma_{bt} = 49,85 + 9,0 \times 3,0 =$

$$= 76,85 \text{ kN/m}^2$$

Biểu đồ phân bố ứng suất bản thân trình bày trên hình 14.

Ứng suất gây lún ngay tại đế móng có trị số :

$$p = p_o - \gamma h$$



Hình 14

$$p_{max} = 176 - 18,4 \times 1,5 = 148,4 \text{ kN/m}^2 ;$$

$$p_{min} = 96 - 27,6 = 68,4 \text{ kN/m}^2 ;$$

$$p_{tb} = \frac{148,4 + 68,4}{2} = 108,4 \text{ kN/m}^2$$

Ta sẽ tính ứng suất gây lún trong nền đất trên các trục qua O, M₁ và M₂ (Hình 15).

Ứng suất gây lún của các điểm nằm trên trục O tính với ứng suất gây lún ở đế móng phân bố đều bằng $p_{tb} = 108,4 \text{ kN/m}^2 = 10,84 \text{ N/cm}^2$. Chia 4 diện đáy móng, dùng hệ số k_g (Bảng III-3) để tính, như bảng 7.

Bảng 7

Điểm	Độ sâu	$\frac{1}{b} = \frac{2}{b}$	$\frac{z}{b} = \frac{z}{b}$	k_g	σ_d ở tâm = $4k_g \times 10,84 \text{ (N/cm}^2\text{)}$
------	--------	-----------------------------	-----------------------------	-------	--

Bảng 9

Điểm	$z \text{ (m)}$	$\frac{1}{b} = \frac{4}{b}$	$\frac{z}{b}$	k_T	$\sigma_{ptg} = 2k_T \times 8 \text{ (N/cm}^2\text{)}$	$\sigma_{M1} = \sigma_{pmax} - \sigma_{ptg} \text{ (N/cm}^2\text{)}$	$\sigma_{M2} = \sigma_{pmin} + \sigma_{ptg} \text{ (N/cm}^2\text{)}$
------	-----------------	-----------------------------	---------------	-------	--	--	--

Điểm	(m)	b	l	b	l		
0	0	2	0	0,2500	10,84		
1	0,5	-	0,5	0,2384	10,34		
2	1,0	-	1,0	0,1999	8,67		
3	1,5	-	1,5	0,1563	6,78		
4	2,0	-	2,0	0,1202	5,21		
5	3,0	-	3,0	0,0732	3,17		
6	4,0	-	4,0	0,0474	2,06		
7	5,0	-	5,0	0,0328	1,42		

Ứng suất gây lún của những điểm nằm trên trục qua M_2 và M_1 tính bằng cách lấy ứng suất gây lún do tải trọng phân bố đều cường độ $p_{\min} = 6,84 \text{ N/cm}^2$ và $p_{\max} = 14,84 \text{ N/cm}^2$ (tính với k_g bằng cách chia đôi diện đáy móng) cộng thêm và trừ bớt ứng suất do tải trọng phân bố tam giác $p_{ig} = 8 \text{ N/cm}^2$ (tính với k_T cũng chia đôi diện đáy móng), các số liệu tính toán ghi ở bảng 8 và bảng 9.

Bảng 8

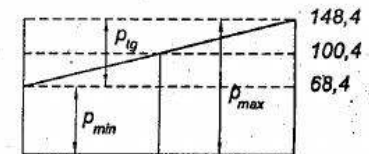
Điểm	z (m)	$\frac{1}{b} = \frac{4}{l}$	$\frac{z}{b}$	k_g	$\sigma_{p\min} = 2k_g \times 6,841$ (N/cm ²)	$\sigma_{p\max} = 2k_g \times 14,84$ (N/cm ²)
0	0	4	0	0,2500	3,42	7,42
2	1,0	-	1	0,2042	2,79	6,06
4	2,0	-	2	0,1350	1,85	4,00
6	4,0	-	4	0,0674	0,85	2,02
8	6,0	-	6	0,0388	0,53	1,15

					(N/cm ²)	(N/cm ²)	(N/cm ²)
0	0	0,25	0	0,250	4,00	3,42	7,42
2	1,0	-	0,25	0,169	2,70	3,36	5,49
4	2,0	-	0,50	0,111	1,78	2,22	3,63
6	4,0	-	1,00	0,042	0,67	1,35	1,52
8	6,0	-	1,50	0,021	0,34	0,81	0,87

Biểu đồ phân bố ứng suất gây lún trên các trục M_1 , O, M_2 , trình bày trên hình 15.

Tính độ lún của nền đất bằng cách lấy tổng độ lún của các lớp phân tố

Dùng kết quả thí nghiệm nén đất và trị số e_0 của mẫu đất ta có 5 trị số e ứng với 5 áp lực nén là 0, 10, 20, 30, 40 N/cm² và vẽ được đường cong nén của các lớp đất như trình bày trên hình 16.



Hình 15

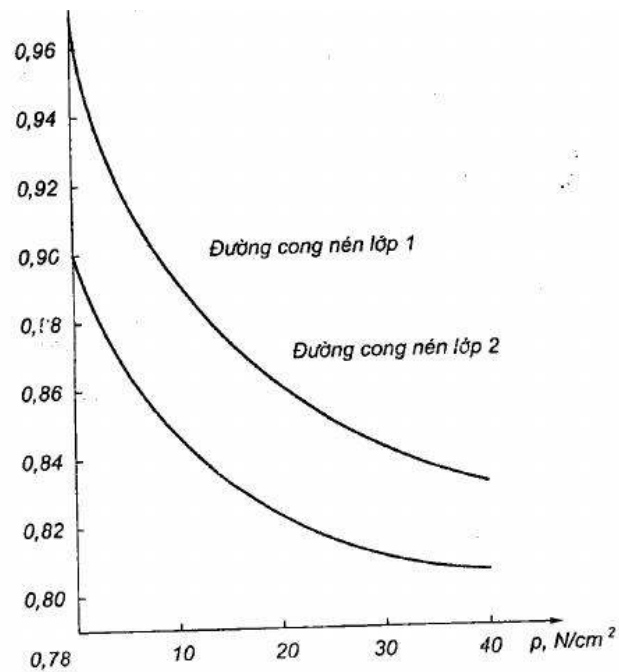
Chia nền đất dưới đế móng thành 6 lớp mỏng ; với mỗi lớp phân tố mỏng :

- Căn cứ vào biểu đồ ứng suất xác định : $p_1 = \sigma_{bt}$ (lấy ở điểm giữa của lớp), $p_2 = \sigma_{bt} + \sigma_{gl}$ (cũng lấy ở điểm giữa của lớp) ;

- Dùng biểu đồ nén, đặt trị số p_1, p_2 lên trục hoành, đóng lên đường cong nén dọc sang trục tung có các trị số e_1, e_2 ứng với p_1, p_2 ấy ; với các phân tố 1, 2, 3 dùng đường cong nén của lớp đất 1 ; với các lớp phân tố 4, 5, 6 thuộc lớp đất 2 thì dùng đường cong nén của lớp đất 2 ;

Bảng 10

s_1 (cm)	17	0,64	0,88	0,70	0,37	0,27	0,21
e_2	16	919	917	917	860	859	856



Hình 16

- Tính độ lún của mỗi lớp phân tố theo công thức (IV-5).
 Các số liệu tính lún trình bày ở bảng 10.
 Lấy tổng độ lún các lớp phân tố ta có :

$$S_o = 6,95 \text{ cm}$$

$$S_{M2} = 4,89 \text{ cm}$$

$$S_{M1} = 3,07 \text{ cm}$$

Biểu đồ lún của đáy móng có dạng cong (đường nét đứt trên hình 17).

Lớp đất	Lớp phân tố	Chiều dày h (cm)	$p_i = \sigma_{hi}$ (N/cm²)	e_i	Trên trục O				Trên trục M_2				Trên trục N	
					σ_{di} (N/cm²)	p_i (N/cm²)	e_i	$s_i = \frac{e_1 - e_2}{1 + e_1} h$ (cm)	σ_{di} (N/cm²)	p_i (N/cm²)	c_i	s_i (cm)	σ_{di} (N/cm²)	p_i (N/cm²)
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
	1	50	3,2	0,944	10,6	13,8	0,881	1,62	7,0	10,2	0,899	1,15	3,4	6,6
	2	75	4,0	0,937	9,2	13,2	0,884	2,05	5,8	9,8	0,902	1,35	3,2	7,2
	3	75	4,7	0,932	6,0	10,7	0,896	0,90	4,3	9,0	0,906	1,01	2,6	7,3
	4	100	5,6	0,807	4,0	9,6	0,850	0,90	2,9	8,5	0,855	0,64	1,8	7,4
2	5	100	6,4	0,864	2,4	8,8	0,853	0,60	2,0	8,4	0,855	0,48	1,2	7,6
	6	100	7,3	0,860	1,6	8,9	0,853	0,38	1,3	8,6	0,854	0,26	0,8	8,1

ta không xét đến độ cứng của móng. Thực ra, do độ cứng bản thân khá lớn móng sẽ phân phối lại độ lún. Ta điều chỉnh gần đúng như sau : theo điều kiện đảm bảo diện tích biểu đồ lún không đổi, ta xem như móng lún theo đường thẳng (đường nét liền trên hình). Trị số độ lún tại tâm móng là :

$$S = 6 \text{ cm}$$

Góc nghiêng của móng là :

$$\theta \approx \operatorname{tg} \theta = \frac{4,89 - 3,07}{400} = 0,0045 \text{ radian}$$

Bây giờ chúng ta tính lún bằng phương pháp lớp tương đương, nghĩa là biến đổi nền đất dưới đế móng thành sơ đồ bài toán lún một chiều, do đó có thể dùng kết quả của bài toán có kết thấm 1 chiều mà tính lún theo thời gian.

Xác định chiều dày lớp tương đương. Vì nền đất là á sét dẻo, ta chọn $\mu = 0,35$. Theo bảng IV-2 với $\frac{l}{b} = \frac{4}{2} = 2$ và $\mu = 0,35$ ta có $A\omega_0 = 21,6$

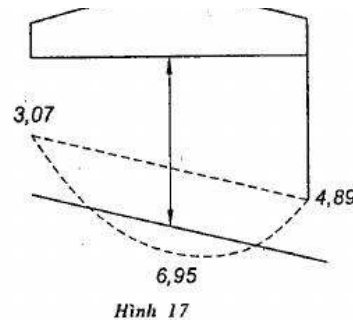
$$h_s = A\omega_0 \cdot b = 21,6 \times 2 = 43,2 \text{ m}$$

Vậy biểu đồ áp lực gây lún, theo phương pháp lớp tương đương, chọn có hình tam giác đáy $p = 10,84 \text{ N/cm}^2$, chiều cao $2h_s = 8,64 \text{ m}$ như trình bày trên hình 18.

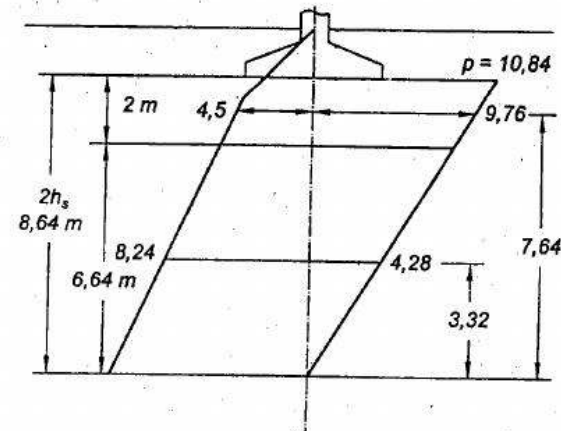
Trong phạm vi $2h_s$, tầng đất 1 chiếm lớp dày 2 m, tầng đất 2 chiếm lớp dày 6,64 m.

- Lớp 1 : theo biểu đồ ứng suất (Hình 18) :

$$p_1 = 4,5 \text{ N/cm}^2 ; p_2 = (4,5 + 9,76) = 14,26 \text{ N/cm}^2 ;$$



Hình 17



Hình 18

Theo đường cong nén (Hình 16) ứng với những áp lực nén ấy :

$$e_1 = 0,933 ; e_2 = 0,880.$$

Từ đó tính ra :

$$a_{o1} = \frac{e_1 - e_2}{(1 + e_1)(p_2 - p_1)} = \frac{0,933 - 0,880}{(1 + 0,933)(14,26 - 4,5)} = 0,0027 \text{ cm}^2/\text{N}.$$

- Lớp 2 : theo biểu đồ ứng suất (Hình 18) :

$$p_1 = 8,24 \text{ N/cm}^2 ; p_2 = 8,24 + 4,28 = 12,52 \text{ N/cm}^2.$$

Theo đường cong nén (Hình 16) ứng với những áp lực nén ấy :

$$e_1 = 0,855, e_2 = 0,840.$$

Từ đó tính được

$$a_{o2} = \frac{0,855 - 0,840}{(1 + 0,855)(12,52 - 8,24)} = 0,0019 \text{ cm}^2/\text{N}.$$

Vậy độ lún của nền đất dưới đế móng là (tại tâm móng) :

$$\begin{aligned} S &= \sum a_{oi} h_i p_i = a_{oi} h_1 p_{g11} + a_{oi} h_2 p_{g12} \\ &= 0,0027 \times 200 \times 9,40 + 0,0019 \times 664 \times 4,28 \\ &= (5,3 + 4,4) = 9,7 \text{ cm.} \end{aligned}$$

Khi tính độ lún theo thời gian, ta nhận xét rằng, vì lớp đất thứ hai có hệ số thấm khá lớn, cho nên có thể tin rằng độ lún của lớp đất thứ hai sẽ hoàn thành sau thời gian thi công. Ta sẽ chỉ tính lún theo thời gian cho lớp đất thứ nhất. Khi cố kết, lớp đất này vừa có thể thoát nước xuống lớp đất bên dưới (có hệ số thấm lớn hơn) vừa có thể thoát nước lên lớp lót dưới đáy móng. Vì có thể thoát nước cả lên trên và xuống dưới, ta sẽ xem như nó thuộc trường hợp "0" của bài toán cố kết thấm 1 chiều. Chiều dài đường thấm là $h = \frac{200}{2} = 100 \text{ m}$.

Trước hết, xác định các đại lượng tính toán :

- Hệ số thấm $k = 1.10^{-8} \text{ cm/s}$ đổi ra

$$k = 3.10^7 \times 10^{-8} \text{ cm/năm.}$$

- Hệ số rỗng trung bình $e_m = \frac{0,933 + 0,880}{2} = 0,906$;

- Hệ số nén $a = \frac{e_1 - e_2}{p_2 - p_1} = \frac{0,933 - 0,880}{14,26 - 4,5} = 0,0054 \text{ cm}^2/\text{N}$;

- Trọng lượng riêng của nước :

$$\gamma_n = 10 \text{ kN/m}^3 = 0,01 \text{ N/cm}^3 ;$$

Hằng số cố kết của đất :

$$C_v = \frac{k(1 + e_m)}{a \cdot \gamma_n} = \frac{3 \cdot 10^{-1}(1 + 0,906)}{5,4 \cdot 10^{-3} \cdot 1 \cdot 10^{-2}} = 1,06 \cdot 10^4 ;$$

Với thời gian $t = 6 \text{ tháng} = 0,5 \text{ năm}$, thừa số thời gian

$$N = \frac{\pi^2 C_v}{4h^2} t = \frac{3,14^2 \times 1,06 \cdot 10^4}{4 \times 100^2} \times 0,5 \approx 1,3 ;$$

Theo bảng IV-4 trong trường hợp "0" ứng với $N = 1,3$ ta có độ cố kết của lớp đất là :

$$U_1 = 0,77.$$

Độ lún của lớp đất 1 sau 0,5 năm là :

$$S_1^1 = 0,77 \times 5,3 = 4,08 \text{ cm}$$

Độ lún của cả nền đất dưới đế móng sau 0,5 năm là :

$$S_{t=0,5} = 4,08 + 4,4 = 8,48 \text{ cm}$$

Độ cố kết của nền đất sau thời gian thi công (0,5 năm) là :

$$\frac{8,48}{9,7} \cdot 100 = 87\%$$

Sau thời gian thi công (0,5 năm) nền đất dưới đế móng đã lún được 87% độ lún cuối cùng.

MỤC LỤC

	Trang
Lời nói đầu	3
<i>Chương I</i>	
TÍNH CHẤT VẬT LÝ CỦA ĐẤT VÀ PHÂN LOẠI ĐẤT	
Tóm tắt lý thuyết	5
Bài tập	21
<i>Chương II</i>	
TÍNH CHẤT CƠ HỌC CỦA ĐẤT	
Tóm tắt lý thuyết	46
Bài tập	61
<i>Chương III</i>	
PHÂN BỐ ỨNG SUẤT TRONG ĐẤT	
Tóm tắt lý thuyết	123
Bài tập	148
<i>Chương IV</i>	
LÚN CỦA NỀN ĐẤT	
Tóm tắt lý thuyết	185
Bài tập	202
<i>Chương V</i>	
SỨC CHỊU TẢI CỦA NỀN ĐẤT VÀ ỔN ĐỊNH MẶT ĐẤT	
Tóm tắt lý thuyết	252
Bài tập	272
<i>Chương VI</i>	
ÁP LỰC ĐẤT LÊN TƯỜNG CHÌM	
Tóm tắt lý thuyết	307
Bài tập	315
	386

	Trang
<i>Chương VII</i>	
CÁC THÍ NGHIỆM ĐẤT Ở HIỆN TRƯỜNG	
Tóm tắt lý thuyết	340
Bài tập	343
Phụ lục	
BÀI TẬP LỚN CƠ HỌC ĐẤT	
CHO SINH VIÊN NGÀNH CẦU ĐƯỜNG, THỦY LỢI	351
BÀI TẬP LỚN CƠ HỌC ĐẤT	
CHO SINH VIÊN NGÀNH XÂY DỰNG DÂN DỤNG - CÔNG NGHIỆP	373

