

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  $\sigma_z$  và tổng ứng suất  $\Theta$  trong nền đất trên trục qua mép và trên trục qua tâm tải trọng.

184

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  $\gamma$  thì tại cao trình đáy móng, khi chưa có móng, luôn tồn tại giá trị ứng suất do trọng lượng bản thân đất là  $\gamma h$ .

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

185

$E, \mu$  - môđun biến dạng và hệ số Poisson của đất ;  
 $\omega$  - hệ số phụ thuộc hình dạng, kích thước đáy móng, loại móng (móng cứng hay móng mềm).

trong mục 1.1.1. Trong trường hợp tính các ứng lực lên nền suy từ tải trọng cực 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 :

$\sigma_z \text{ tự nhiên}$  - ứng suất  $\sigma_z$  do trọng lượng bản thân đất tại bề mặt lớp đất yếu ;

$\sigma_z \text{ phụ thêm}$  - ứng suất  $\sigma_z$  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 lượng bản thân đất :

Hệ số  $\omega$  đã được lập thành bảng (bảng IV-1).

Trong đó :

$\omega_0$  - hệ số để tính độ lún tại tâm móng mềm ;

$\omega_c$  - hệ số để tính độ lún tại góc móng mềm ;

$\omega_m$  - hệ số để tính độ lún trung bình của móng mềm ;

$\omega_{\text{const}}$  - 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 nền 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 nền 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  $\sigma_z$  do trọng lượng bản thân đất ;

$e_z$  - hệ số rỗng của đất cứng tại điểm trên, ứng với tổng ứng suất  $\sigma_z$  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

$$a_0 = m_v = \frac{a}{1 + e_1} \quad (\text{IV-5})$$

$\sigma_z$  - ứng suất  $\sigma_z$  do tải trọng ngoài gây ra tại điểm giữa lớp đang xét ;

$\beta$  - hệ số tính từ hệ số Poisson của đất

$$\beta = 1 - \frac{2\mu^2}{1 - \mu} \quad (\text{IV-6})$$

Giá trị của  $\beta$  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 :

$$S = \frac{C}{1 + e_0} \lg \left( \frac{p_1}{p_0} \right) h_0 \quad (\text{IV-7})$$

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  $\lambda_z$  là độ lún tương đối)

Độ lún của lớp đất được tính bằng công thức sau :

$$S = \lambda_z h \quad (\text{IV-8})$$

$h$  - 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 :

$$p = \frac{p_u}{F_s} \quad (\text{với } F_s > 2) \quad (\text{IV-9})$$

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  $\sigma_z$  tự nhiên và ứng suất  $\sigma_z$  phụ thêm.

Khi vẽ biểu đồ  $\sigma_z$  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 :

$$\sigma_z \text{ tự nhiên} = 5\sigma_z \text{ phụ thêm (trường hợp đất bình thường) ;}$$

$$\sigma_z \text{ tự nhiên} = 10\sigma_z \text{ phụ thêm (trường hợp đất yếu).}$$

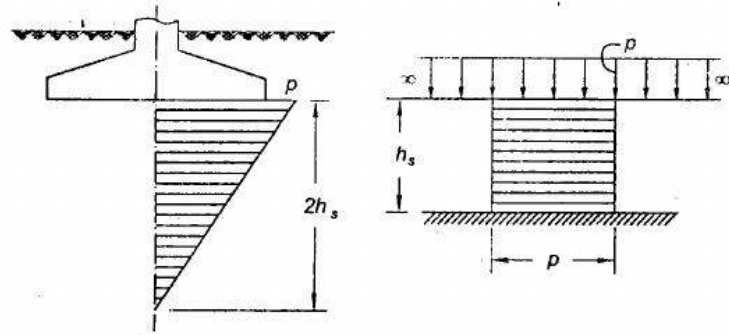
+ Chia nền đất dưới đáy móng thành nhiều lớp nhỏ, chiều dày mỗi lớp nên  $\leq 0,4b$ , ranh giới lớp chia trùng với mặt phân lớp tự nhiên và trùng với mặt nước ngầm.

+ 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 :

$$S = \frac{pb\omega(1-\mu^2)}{E} \quad (IV-10)$$

Theo bài toán nén đất một chiều :

$$S_0 = \frac{\beta}{E} ph_s \quad (IV-11)$$

Muốn tìm  $h_s$  ta đặt  $S = S_0$

$$\frac{pb\omega(1-\mu^2)}{E} = \frac{\beta}{E} ph_s$$

$$h_s = \frac{(1-\mu^2)}{\beta} \omega b = A\omega b \quad (IV-12)$$

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).

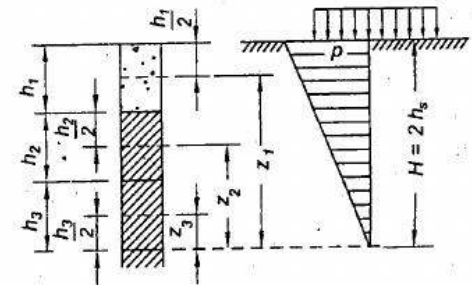
+ Tính độ lún theo công thức :

$$S_0 = \frac{\beta}{E} ph_s = a_0 ph_s \quad (IV-13)$$

+ 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) :

$$S = a_{0m} ph_s \quad (IV-14)$$

$$a_{0m} = \frac{\sum a_{0i} z_i h_i}{2h_s^2} \quad (IV-15)$$



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 Lêgôrôv 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).

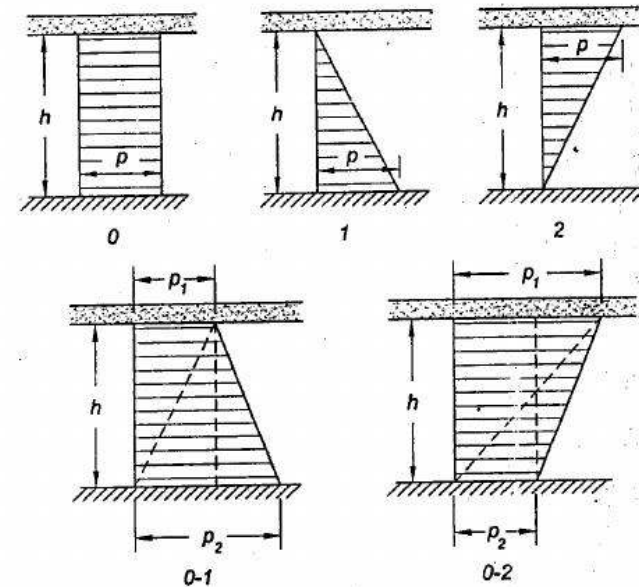
Đối với cố kết thấm, khi tác dụng một tải trọng có cường độ  $p$  lên nền đất dính bão hòa nước thì một phần của  $p$  tác

dụng vào khung kết cấu của đất gọi là áp lực hữu hiệu (hay ứng suất hiệu quả) ký hiệu là  $\sigma$ , 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  $\sigma$ . Muốn tính độ lún theo thời gian  $S_t$  ta phải tính được ứng suất hữu hiệu  $\sigma_t$  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  $\sigma_t$ .

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)

$$C_v = \frac{k(1 + e_{tb})}{a\gamma_n} \quad (\text{IV-21})$$

$e_{tb}$  - 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 ;

$\gamma_n$  - 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  $u_{z,t}$  :

$$U_t = \frac{S_t}{S_\infty} = 1 - \frac{\int_0^h u_{z,t} dz}{\int_0^h pdz} \quad (\text{IV-22})$$

$U_t$  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  $S_\infty$ .

Nếu biết  $S_t$  muốn tìm  $t$  ta làm như sau :

- Từ  $S_t$  tính được  $U_t$  khi đã biết  $S_\infty$  ;
- 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 :

$$\frac{T_v}{C_v} = \frac{t_a}{h_a^n} = \frac{t_b}{h_b^n} \quad (\text{với } n = 1,5 \sim 2) \quad (\text{IV-27})$$

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  $\omega$

Hình dáng móng	$\omega_c$	$\omega_o$	$\omega'_n$	$\omega_{\text{consi}}$
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	$\left. \begin{array}{l} \\ \\ \\ \\ \\ \\ \\ \\ \\ \\ \\ \\ \\ \end{array} \right\} \frac{1}{2} \omega_o$	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  $A\omega$

Tỷ số các cạnh	Sỏi và cuội		Cát		Sét pha dẻo		Đất sét nặng rất dẻo									
	Sét cứng và sét pha		Cát pha		Sét dẻo											
			$\mu = 0,25$		$\mu = 0,30$											
	$\mu = 0,10$		$\mu = 0,20$		$\mu = 0,35$		$\mu = 0,40$									
1,0	1,13	0,96	1,20	1,01	0,94	1,26	1,07	0,99	1,37	1,17	1,08	1,24	2,02	1,71	1,58	
1,5	1,37	1,16	1,45	1,23	1,15	1,53	1,30	1,21	1,66	1,40	1,32	1,52	2,44	2,07	1,94	
2,0	1,55	1,31	1,63	1,39	1,30	1,72	1,47	1,37	1,88	1,60	1,49	1,72	2,76	2,34	2,20	
3,0	1,81	1,55	1,90	1,63	1,54	2,01	1,73	1,82	2,18	1,89	1,76	2,51	3,21	2,75	2,59	
4,0	1,99	1,72	2,09	1,81	1,72	2,21	1,92	1,81	2,41	2,09	1,97	2,77	3,53	3,06	2,90	
5,0	2,13	1,85	2,24	1,95	1,84	2,37	2,07	1,94	2,58	2,25	2,11	2,96	3,79	3,29	3,10	
6,0	2,25	1,98	2,37	2,09		2,50	2,21		2,72	2,41		3,14	4,00	3,53		
7,0	2,35	2,06	2,47	2,18		2,61	2,31		2,84	2,51		3,26	4,18	3,67		
8,0	2,43	2,14	2,57	2,26		2,70	2,40		2,94	2,61		3,38	4,32	3,82		
9,0	2,51	2,21	2,63	2,34		2,79	2,47		3,03	2,69		3,49	4,46	3,92		
$\geq 10$	2,58	2,27	2,71	2,4	2,26	2,86	2,54	2,38	3,12	2,77	2,60	3,58	4,58	4,05	3,82	
	$A\omega_0$	$A\omega_m$	$A\omega_{const}$	$A\omega_m$	$A\omega_0$	$A\omega_{const}$	$A\omega_m$	$A\omega_{const}$	$A\omega_0$	$A\omega_m$	$A\omega_{const}$	$A\omega_0$	$A\omega_m$	$A\omega_{const}$	$A\omega_m$	$A\omega_{const}$

Bảng IV-2b

Bảng giá trị hệ số  $A\omega_c$

Tỷ số cạnh $\alpha = \frac{l}{b}$	$\mu$					
	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	1,891



(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 lêgôn ( $\alpha = 0,30$ )

$\frac{z}{b}$	Trị số k với tỷ số cạnh móng					Móng hình băng
	Móng hình vuông	1.5	2.0	3.0	5.0	
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

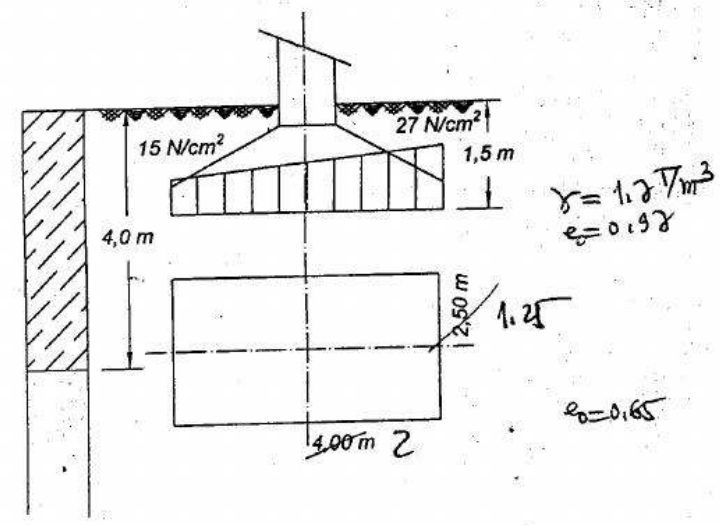
Bảng giá trị N để tính lún theo thời gian

$U_t$	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 chắm 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 :

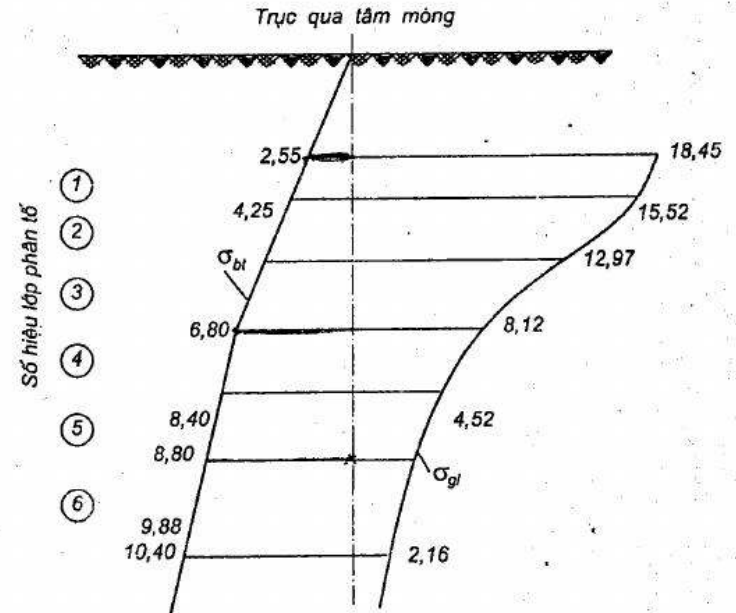
$$p = \frac{P_{\max} + P_{\min}}{2} = \frac{24,45 + 12,45}{2} = 18,45 \text{ N/cm}^2$$

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,  $p = 0$ ).

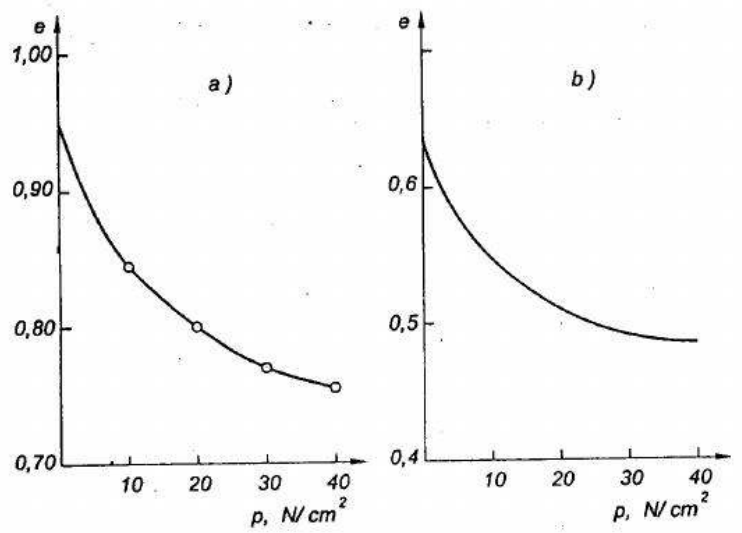
- Lớp đất thứ nhất

$$e_o = \frac{\gamma_h(1+W)}{\gamma} - 1 = \frac{26,8(1+0,25)}{17} - 1 = 0,97$$

- Lớp đất thứ hai

$$e_o = \frac{26,5 - 20}{17} - 1 = 0,65$$

Như vậy với mỗi lớp đất ta có 5 trị số  $e$  (ứng với các tải trọng  $p$  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 ( $2,1 N/cm^2$ ) chỉ còn bằng 1/5 ứng suất bản thân ( $10,4 N/cm^2$ ); 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:  $h_0 = 1,5m = 150cm$ .

Để xác định các trị số  $e_{1i}$  và  $e_{2i}$  của mỗi lớp phân tố 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:

$$S = \sum_{i=1}^6 s_i = 16,19 cm$$

Bảng IV-6

Lớp đất	Lớp phân tố	Chiều dày $h_i$ (cm)	$\sigma_{bt}$ ( $N/cm^2$ )	$P_{1i}$ ( $N/cm^2$ )	$\sigma_{gl}$ ( $N/cm^2$ )	$\sigma_{gl}$ trung bình ( $N/cm^2$ )	$P_{2i}$ ( $N/cm^2$ )	$e_{1i}$	$e_{2i}$	$s_i = \frac{e_{1i} - e_{2i}}{1 + e_{1i}} h_i$ (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 tử...  
 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

**Bài tập IV-2.** Móng đơn, dáy có tiết diện chữ nhật  $3 \times 5$  m; tải trọng  $N = 1900$  kN tác dụng đúng tâm; móng đặt ở độ sâu 2m (Hình IV-7).

Nén đất là á sét dẻo có các chỉ tiêu  $\gamma_h = 26,8$  kN/m<sup>3</sup>;  $\gamma = 18,2$  kN/m<sup>3</sup>;  $W = 28\%$ . 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 tử.

**Bài giải**

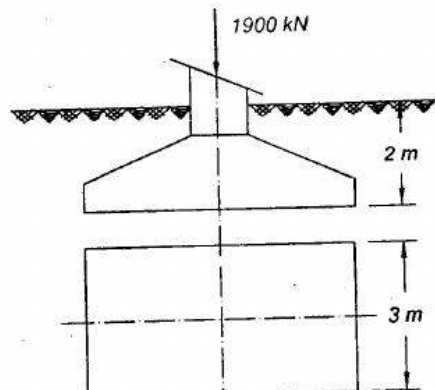
Ứng suất dưới đế móng

$$p_0 = \gamma_{tb} \cdot h + \frac{N}{F} = 20,2 + \frac{1900}{3,5} = 166,6 \text{ kN/m}^2 = 16,66 \text{ N/cm}^2$$

( $\gamma_{tb}$  - trọng lượng riêng trung bình của vật liệu móng và đất đắp trên móng, được phép lấy bằng  $20$  kN/m<sup>3</sup>). Ứng suất gây lún ở đế móng:

$$p = p_0 - \gamma h = 166,6 - 18,2 \cdot 2 = 130,2 \text{ kN/m}^2 = 13,02 \text{ N/cm}^2$$

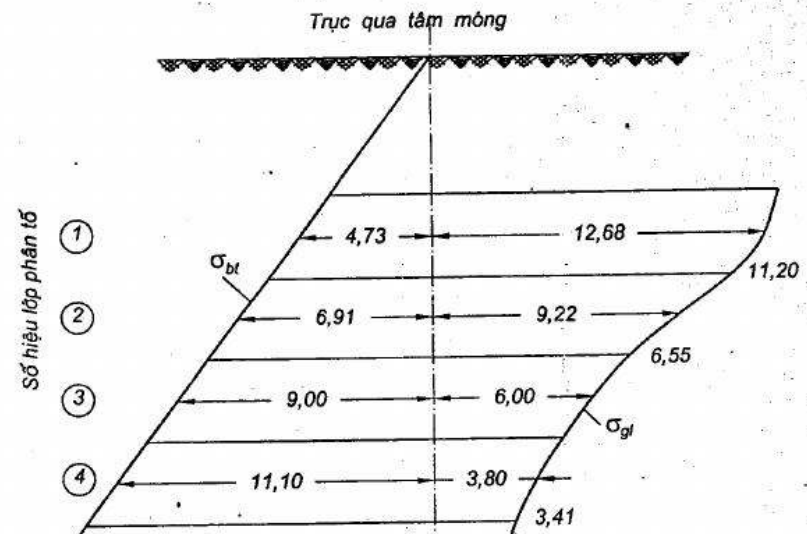
Tính và vẽ biểu đồ phân bố ứng suất trên trục qua tâm móng. Để có thể dùng hệ số  $k_b$  tính các trị số ứng suất gây lún ta chia tư diện đáy móng, dùng hệ số  $k_g$  tính cho



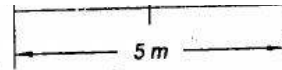
6	150	8,80 9,88	9,34	3,76 2,16	2,96	12,30	0,552	0,537	1,45
---	-----	--------------	------	--------------	------	-------	-------	-------	------

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 <sup>2</sup> )	$\sigma_{bt} = \gamma h$
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  $\sigma_{bt}$ .

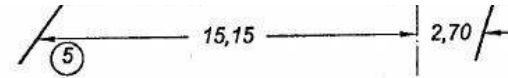
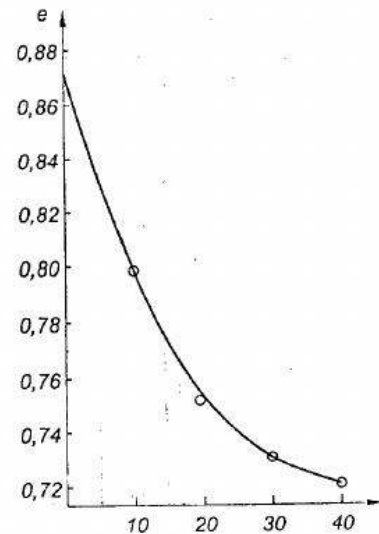
Biểu đồ phân bố ứng suất bản thân và ứng suất gây lún trên trục qua tâm móng trình bày trên hình IV-8.

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 móng, 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)	$P_{1i} = \sigma_{bt}$ ( $\text{N/cm}^2$ )	$e_{1i}$	$P_{2i} = \sigma_{bt} + \sigma_{gl}$ ( $\text{N/cm}^2$ )	$e_{2i}$	$s_i = \frac{e_{1i} - e_{2i}}{1 + e_{1i}} h_i$ (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

$$\text{Độ lún của móng } S = \sum_1 s_i = 12,71 \text{ cm.} \checkmark$$

**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  $200 \text{ kN/m}^2$  đến  $400 \text{ kN/m}^2$ .

*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

(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.

210

$$C_c = \frac{e_1 - e_2}{\lg(p_2/p_1)} = \frac{0,767 - 0,74}{0,3} = 0,09$$

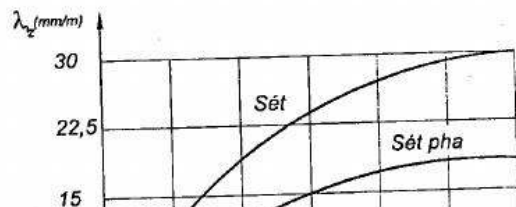
Độ lún của lớp sét dày 2 m tính theo công thức :

$$S = \frac{C_c}{1 + e_1} (\lg p_2/p_1) \cdot h = \frac{0,09}{1,767} 0,3 \cdot 200 = 3,05 \text{ cm}$$

**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) :

$h_1 = 1,0$ m	$h_6 = 1,0$ m
$h_2 = 0,4$ m	$h_7 = 1,0$ m
$h_3 = 0,6$ m	$h_8 = 1,0$ m
$h_4 = 1,0$ m	$h_9 = 1,0$ m
$h_5 = 1,0$ m	$h_{10} = 1,0$ m

Chiều sâu từ đáy móng đến điểm giữa mỗi lớp ( $z$ ) như sau :

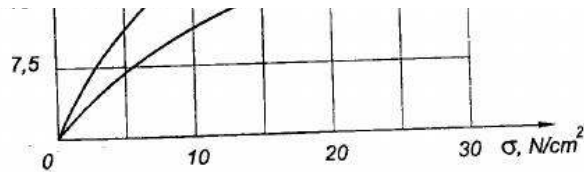
$$z_1 = h_1/2 = 0,5 \text{ m}$$

$$z_2 = h_1 + h_2/2 = 1,0 + 0,2 = 1,2 \text{ m}$$

Tương tự ta có :

$z_3 = 1,7$ m	$z_7 = 5,5$ m
$z_4 = 2,5$ m	$z_8 = 6,5$ m
$z_5 = 3,5$ m	$z_9 = 7,5$ m
$z_6 = 4,5$ m	$z_{10} = 8,5$ m

Móng băng tải trọng phân bố đều  $p$  ở đáy móng có ứng  
lực trên đường 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 <sup>2</sup>
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 :

$$\sigma_{z_{in}} = \sum_{i=1}^n \gamma_i h_i$$

Trong đó :

$\gamma_i$  - trọng lượng riêng của đất lớp thứ i ;

$h_i$  - chiều dày lớp đất thứ i.

Tại điểm giữa lớp 1 :

suất  $\sigma_z$  trên đường thẳng đứng ở điểm giữa 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 :

$$\begin{aligned} \sigma_{z_{in2}} &= 1,9 \cdot 3 + 1,1 \cdot 0,4/2 = 5,92 \text{ T/m}^2 \\ &= 5,92 \text{ N/cm}^2 \end{aligned}$$

Tương tự như trên tính được  $\sigma_{z_{tự\ nhiên}}$  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  $\sigma_z$  tự nhiên đó là :

$\sigma_{z_{in6-7}}$  tại đáy lớp 6 ;

$\sigma_{z_{in6-7}^*}$  tại mặt lớp 7.

Tại đáy lớp 6 (đất dưới mực nước ngầm tính với trọng lượng riêng đầy nổi) :

$$\begin{aligned} \sigma_{z_{in6-7}} &= 1,9 \cdot 3 + 1,1 \cdot 4 = 10,1 \text{ T/m}^2 \\ &= 10,1 \text{ N/cm}^2 \end{aligned}$$

Tại mặt lớp 7 ứng suất  $\sigma_{z_{in6-7}^*}$  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 :

$$\sigma_{z_{in6-7}^*} = 1,9 \cdot 3 + 2,1 \cdot 4 = 14,1 \text{ T/m}^2 = 14,1 \text{ N/cm}^2$$

Tại điểm giữa lớp chia thứ 7, đất sét không thấm nước vì vậy ứng suất  $\sigma_{z_{in}}$  tại điểm này sẽ là :

$$\sigma_{z_{in7}} = \sigma_{z_{in6-7}^*} + \frac{h_7}{2} \gamma_{w2} = 14,1 + \frac{1}{2} \cdot 2$$



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  $\sigma_{z1n}$  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 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	Ứng suất tự nhiên tại điểm giữa lớp $\sigma_{z1n}$ (N/cm <sup>2</sup> )
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  $\sigma_{z1n}$  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)  $\sigma_{z1}$  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

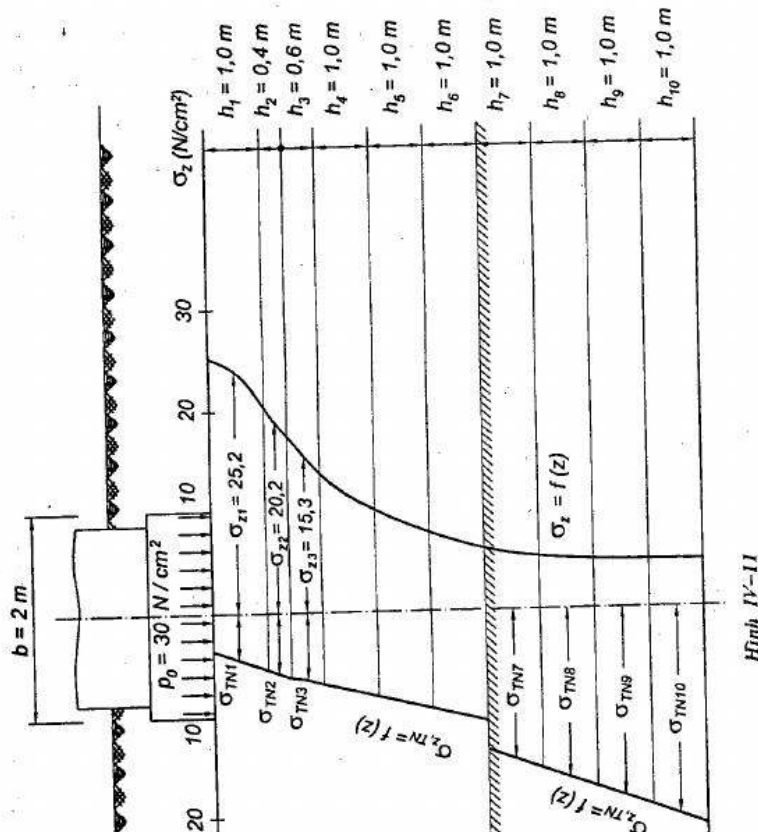
Số hiệu lớp	$h_i$ , m	$\sigma_{z1n}$ , N/cm <sup>2</sup>	$\lambda_1$	$(\sigma_{z1n} + \sigma_z)$ , N/cm <sup>2</sup>	$\lambda_2$	$\lambda$
1	1,0	4,8	7	30	18	11
2	0,4	5,9	7,8	26,1	17,1	9,2
3	0,6	6,3	8,0	21,6	16,5	8,5
4	1,0	7,2	8,5	19,5	16	7,5
5	1,0	8,3	10	17,5	15,7	5,7
6	1,0	9,4	12	16,6	15	3,0
7	1,0	15,1	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  $\lambda_\sigma$  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

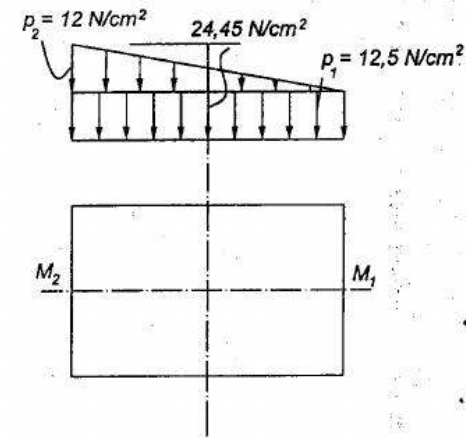
9	1,0	19,1	27,5	25,5	29,4	1,9
10	1,0	21,1	27,5	25,5	29,4	1,9

- Tính độ lún ở trục móng (xem hình IV-11) :

$$S = \sum \lambda_i h_i = 11,0 \cdot 1,0 + 9,2 \cdot 0,4 + 8,5 \cdot 0,6 + 7,5 \cdot 1,0 + 5,7 \cdot 1,0 + 3,0 \cdot 1,0 + 3,9 \cdot 1,0 + 2,1 \cdot 1,0 + 2,0 \cdot 1,0 + 1,9 \cdot 1,0 = 46 \text{ mm}$$

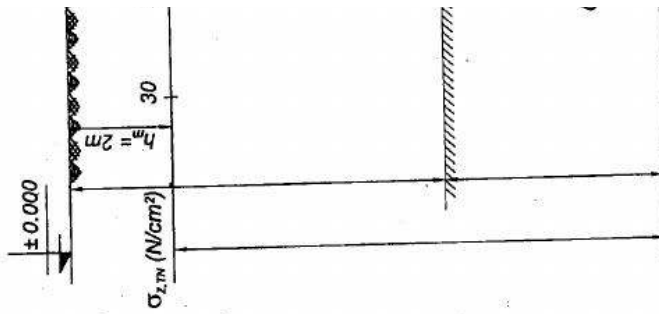
217

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 chịu 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  $\text{N/cm}^2$ ).

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  $\text{N/cm}^2$ ).

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
			$\sigma$	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

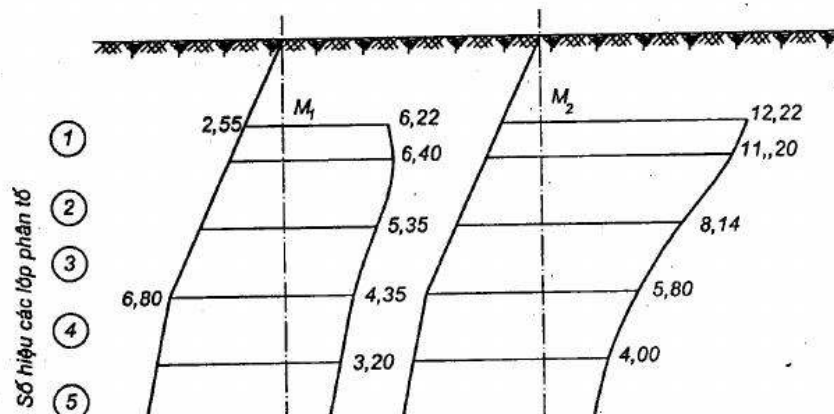
Chú ý rằng với tải trọng phân bố tam giác thường ký hiệu  $b$  là cạnh theo phương tải trọng thay đổi.

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

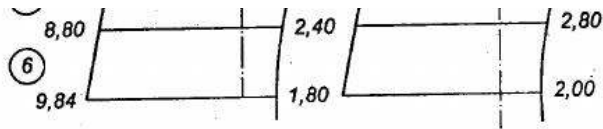
Dựa vào kết quả đã tính toán được vẽ biểu đồ phân bố ứng suất trên trục qua điểm  $M_1$  và trên trục qua điểm  $M_2$  (cũng như trước đây, trên mỗi trục một bên ta vẽ biểu đồ ứng suất gây lún, một bên ta vẽ biểu đồ ứng suất bản thân) trình bày ở hình IV-13. Đem nền đất dưới đế móng chia ra làm 6 lớp 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)	$\sigma_{bt}$ (N/cm <sup>2</sup> )	$P_{1i}$	$\sigma_{g1}$ (N/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{g1}$ trung bình	$P_{2i}$	$e_{1i}$	$e_{2i}$	$s_i = \frac{e_{1i} - e_{2i}}{1 + e_{1i}} h_i$
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 lớp	Chiều dày (cm)	$\sigma_{bt}$ (N/cm <sup>2</sup> )	$P_{1i}$	$\sigma_{p1}$ (N/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{p1}$ 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

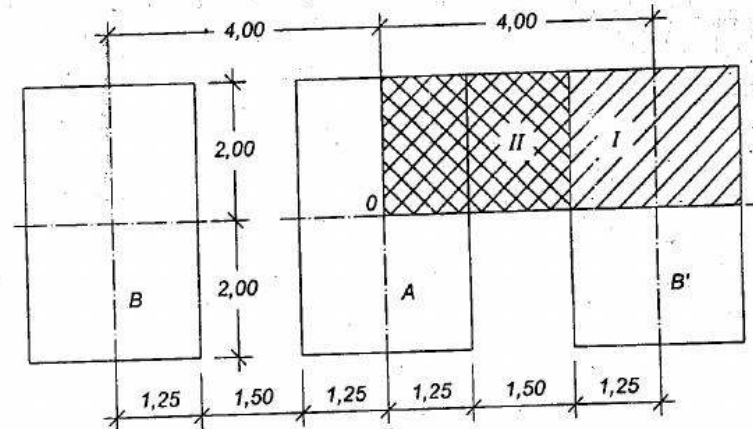
(0)	100	9,84		2,00					
-----	-----	------	--	------	--	--	--	--	--

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  $\theta$  của móng

$$\operatorname{tg} \theta = \frac{S_{M2} - S_{M1}}{l}$$

ở đây  $\operatorname{tg} \theta = \frac{11,61 - 8,64}{400} = 0,007$

Vậy  $\theta \approx 0,007$  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).

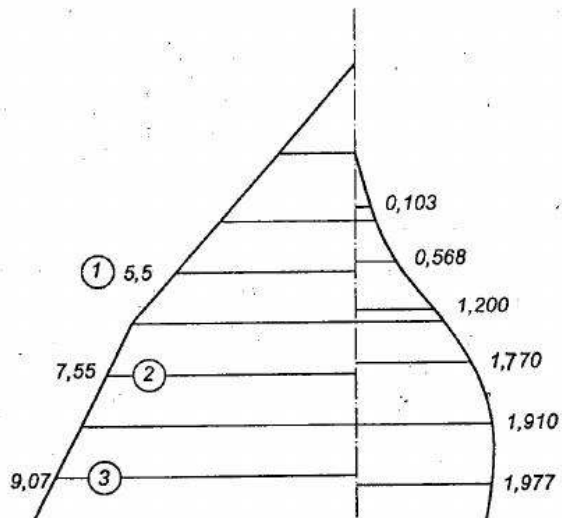
Để tính độ lún tại tâm O của móng A do các móng B và B' gây ra trước hết ta phải tính và vẽ biểu đồ phân bố ứng suất gây lún trong nền đất trên trục qua O do tải trọng trên

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)	$\sigma_{bt}$ (N/cm <sup>2</sup> )	$P_{1i}$	$\sigma_{gl}$	$\sigma_{gl}$ 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 môđun 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 nén thành 3 lớp phân tố để tính lún (Hình IV-15). Trị số  $e_i$  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  $p_i$  và  $e_i$  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  $\beta$  theo công thức:

$$\beta = 1 - \frac{2\mu^2}{1 - \mu}$$

Đối với lớp đất thứ nhất, là đất á sét, chọn  $\mu = 0,3$ :

$$\beta = 1 - \frac{2,0,3^2}{1 - 0,3} = 0,743$$

27

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	(1)	50	3,00	21,20	18,20	0,907	0,795	0,00615	230	234 N/cm <sup>2</sup>	800 N/cm <sup>2</sup>
	(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		
2	(4)	100	7,32	14,10	6,78	0,564	0,530	0,00502	260	261 N/cm <sup>2</sup>	1000 N/cm <sup>2</sup>
	(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  $\beta$  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  $\omega$  để tính lún tra ở bảng IV-1. Ở đây với  $\frac{l}{b} = \frac{5}{3} = 1,66$

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  $\frac{l}{b} = \frac{5}{3} = 1,66$  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) :

$$S = p \cdot b \cdot \frac{k}{C} \\ = 13,02 \cdot 300 \cdot \frac{0,739}{316} = 9,13 \text{ cm}$$

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  $(2 \div 3)b$  tùy theo kích thước đáy móng và trị số áp lực gây lún (ở đây  $b$  - bề rộng đáy móng).

30

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:  $\frac{l}{b} = 1,66$ ;  $\frac{z}{b} = \frac{0}{3} = 0$ , tra bảng

$k_{z=0} = 0$ ;

- Ứng với đáy:  $\frac{l}{b} = 1,66$ ;  $\frac{z}{b} = \frac{2,5}{3,0} = 0,83$ , 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  $z = 6,0\text{m}$ .

231

#### 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 :

$$S = 18,45 \cdot 300 \left( \frac{0,410 - 0}{257} + \frac{0,7390 - 0,410}{286} \right) = 15,2 \text{ cm}$$

**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 :

$$h_s = 1,47 \cdot 300 = 441 \text{ cm} ;$$

và độ lún trung bình của móng là :

$$S_{m \text{ mềm}} = 0,00277 \cdot 441 \cdot 13,02 = 15,9 \text{ cm}.$$

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 :

$$h = 0,868 \cdot 150 = 130 \text{ cm} ;$$

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 :

$$h_s = A\omega_{\text{const}} \cdot b = 1,38 \cdot 300 = 414 \text{ cm} ;$$

và độ lún của móng sẽ là :

$$S_{\text{cứng}} = 0,00277 \cdot 414 \cdot 13,02 = 14,8 \text{ cm}.$$

Nếu móng là móng mềm thì chiều dày lớp tương đương ứng với điểm tâm là :

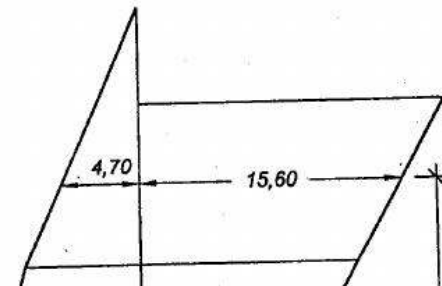
$$h_s = 1,73 \cdot 300 = 519 \text{ cm} ;$$

và độ lún tại tâm móng là :

$$S_{\text{omềm}} = 0,00277 \cdot 519 \cdot 13,02 = 18,7 \text{ cm}.$$

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.

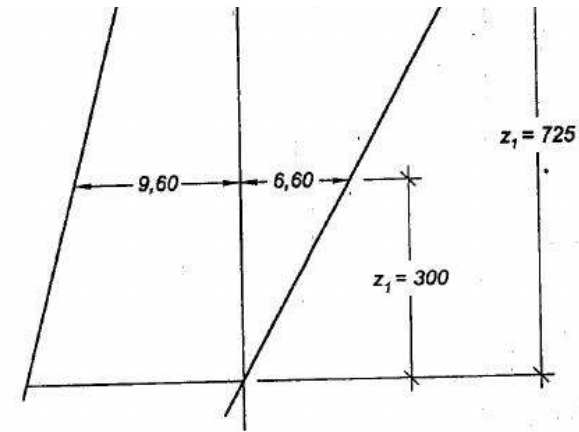
**Bài giải**

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  $\mu$  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.h<sub>s</sub>, thì tam giác này có đáy là p, chiều cao 2h<sub>s</sub>. Phạm vi chịu lún theo phương pháp lớp tương đương



Hình IV-16

Tiếp theo, ta xác định hệ số nén tính đối a<sub>o</sub> của mỗi lớp :

Các trị số p<sub>1i</sub> và p<sub>2i</sub> xác định ngay trên biểu đồ ứng suất ; các trị số e<sub>i</sub> ứng với các ứng suất đó xác định trên đường nền của mỗi lớp đất (đã có trên hình IV.6, bài tập IV-1). Các số liệu tính toán ghi ở bảng IV-19.

Bảng IV-19

Lớp đất	Chiều dày (cm)	z kể từ đỉnh biểu đồ $\sigma_{gl}$	$p_1 = \sigma_{bt}$	$\sigma_{gl}$	$p_2 = \sigma_{bt} + \sigma_{gl}$	$e_1$	$e_2$	$a_o = \frac{e_1 - e_2}{(p_2 - p_1)(1 + e_1)}$
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 :

$$S = a_{o1} \cdot h_1 \cdot p_1 + a_{o2} \cdot h_2 \cdot p_2 =$$

$$= (0,00313 \cdot 250 \cdot 15,6) + (0,00263 \cdot 600 \cdot 6,6) =$$

$$= 22,6 \text{ cm.}$$

Hoặc :

$$S = \frac{e_{11} - e_{21}}{1 + e_{11}} h_1 + \frac{e_{12} - e_{22}}{1 + e_{12}} h_2 =$$

$$= \frac{0,890 - 0,798}{1 + 0,890} 250 + \frac{0,55 - 0,528}{1 + 0,555} 600 = 22,6 \text{ cm}$$

Người ta cũng còn tính lún qua hệ số nén tính đối trung bình  $a_{om}$  :

$$a_{om} = \frac{\sum a_{oi} \cdot h_i \cdot z_i}{2h_s^2} = \frac{0,00313 \cdot 250 \cdot 725 + 0,00263 \cdot 600 \cdot 300}{2 \cdot 427^2} =$$

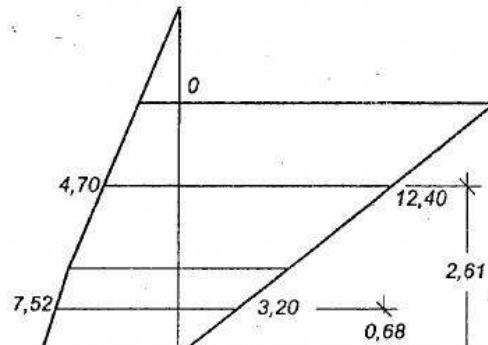
$$= 0,00276$$

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 :

$$h_s = 4b(A\omega_{cI} - A\omega_{cII})$$

Diện I, với  $\frac{1}{b} = \frac{5,25}{2} = 2,625$  và  $\mu = 0,3$ , theo bảng IV-2b  $A\omega_{cI} = 1,041$  ;

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 :

$$h_s = 4 \cdot 200(1,041 - 0,800) = 192,8 \text{ cm}$$

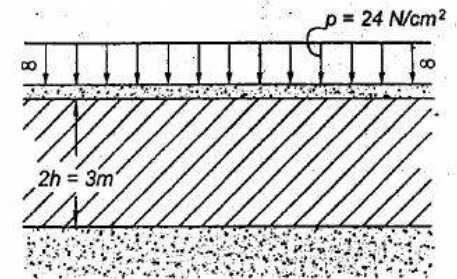
Phạm vi chịu lún tại O, do ảnh hưởng của B và B' :

$$2h_s = 2 \cdot 192,8 = 386 \text{ cm}$$

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)	$p_1 = \sigma_{bt}$	$\sigma_{gl}$	$p_2 = \sigma_{bt} + \sigma_{gl}$	$e_1$	$e_2$	$s_i = \frac{e_{1i} - e_{2i}}{1 + e_{1i}} h_i$
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 :  $\gamma = 18,4 \text{ kN/m}^3$  ;  $\gamma_h = 27 \text{ kN/m}^3$  ;  $W = 30\%$  ;  $e_m = 0,84$  ;  $a = 0,005 \text{ cm}^2/\text{N}$  ;  $k_v = 1.10^{-8} \text{ cm/sec}$ .

238

Lần lượt thay  $n = 0, 1, 2, \dots$  vào biểu thức thì biểu thức áp lực trung bình ở đây là :

$$u = p \frac{4}{\pi} \left[ \sin \frac{\pi z}{300} e^{-0,654t} + \frac{1}{3} \sin \frac{3\pi z}{300} e^{-9,054t} + \frac{1}{5} \sin \frac{5\pi z}{300} e^{-25,0654t} + \dots \right]$$

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 :

$$C_v = \frac{3.10^{-1}(1 + 0,84)}{0,01.0,005} = 6.10^3 \text{ cm}^2/\text{năm}.$$

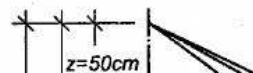
Thừa số thời gian  $N$  tính theo công thức (IV-24) :

$$N = \frac{\pi^2 C_v}{4h^2} t$$

$$N = \frac{3,14^2.6.10^3}{(3.10^2)^2} t = 0,654t$$

239

Muốn có trị giá áp lực hữu hiệu  $\sigma_{hh}$  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 được cùng ý biểu thị biểu đồ  $\sigma_{hh}$ .



các hình vẽ  
 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

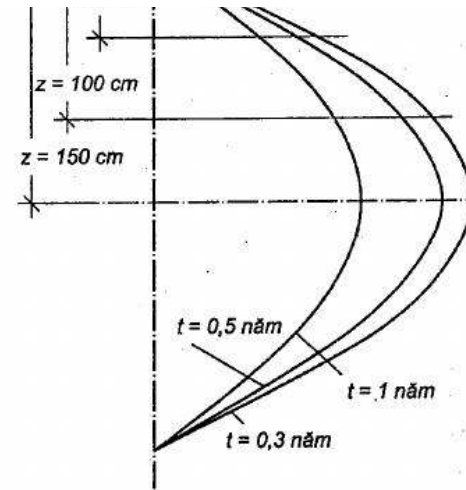
z (cm)	$\frac{\pi z}{300}$	$\sin \frac{\pi z}{300}$	t = 1/3 năm		t = 0,5 năm		t = 1 năm	
			$e^{-0,654t}$	u(N/cm <sup>2</sup> )	$e^{-0,654t}$	u(N/cm <sup>2</sup> )	$e^{-0,654t}$	u(N/cm <sup>2</sup> )
0	0	0	$e^{-0,218} = 0,8041$	0	$e^{-0,327} = 0,7210$	0	$e^{-0,654} = 0,5199$	0
50	$\frac{\pi}{6}$	0,5000		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

440

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)  $\sigma_{z_{tn}} = 11,0 \text{ N/cm}^2$ . 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  $k = 4 \cdot 10^{-9} \text{ cm/s}$ .

241

Với  $a = 0,00166 \text{ cm}^2/\text{N}$  ;  $e_{tb} = 0,665$  ;  $k = 4 \cdot 10^{-9} \text{ cm/s}$  ;  
 $\gamma_n = 0,01 \text{ N/cm}^3$  ;  $H = 2H/2 = 120 \text{ cm}$

ta tính được

$$\xi = \frac{C_v}{H^2} = \frac{k(1 + e_{tb})}{a \cdot \gamma_n H^2} = \frac{4 \cdot 10^{-9}(1 + 0,665)}{0,00166 \cdot 0,01 \cdot 120^2}$$

$$= 2,78 \cdot 10^{-8} (1/\text{s}) = 2,78 \cdot 10^{-8} \cdot 365 \cdot 86400$$

$$= 0,87 (1/\text{năm})$$

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  $\xi$  :

$$\xi = \frac{C_v}{H^2} = \frac{k(1 + e_{tb})}{a \cdot \gamma_n H^2}$$

Hệ số rỗng ban đầu của đất bão hòa nước tính theo công thức :

$$e_o = 0,01 W\Delta = 0,25 \cdot 2,7 = 0,675$$

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  $k = 2 \cdot 10^{-8} \text{ cm/s}$  ( $0,63 \text{ cm/năm}$ ). Lực

Thời gian lún hoàn toàn lấy với độ cố kết  $U_t = 95\%$ , xem như  $\sigma_z$  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) :

$$\begin{aligned} \xi &= \frac{C_v}{(2H)^2} = \frac{k(1 + e_{tb})}{a \cdot \gamma_n (2H)^2} \\ &= \frac{4 \cdot 10^{-9} (1 + 0,665)}{0,00166 \cdot 0,01 \cdot 240^2} = 6,9 \cdot 10^{-9} \text{ (1/s)} \\ &= 0,22 \text{ (1/năm)} \end{aligned}$$

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  $\xi$  :

$$\xi = \frac{C_v}{H^2} = \frac{k(1 + e_{tb})}{a \cdot \gamma_n H^2}$$

Hệ số thấm trung bình của đất nén tăng từ  $4 \text{ N/cm}^2$  đến  $25 \text{ N/cm}^2$  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 :

$$e_o = 0,01W \cdot \Delta = 0,32 \cdot 2,7 = 0,864$$

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 :

$$p_o = \sigma_{z\text{ tự nhiên}} = \gamma_w h = 20 \cdot 2 = 40 \text{ kN/m}^2 = 4 \text{ N/cm}^2$$

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 :

$$\xi = \frac{C_v}{H^2} = \frac{k(1 + e_{tb})}{a \cdot \gamma_w H^2} = \frac{0,63(1 + 0,846)}{0,0016 \cdot 0,01 \cdot 720^2} = 0,131 \text{ (1/năm)}$$

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 :

$$t = \frac{4 \cdot 2,54}{\pi^2 \cdot 0,131} = 7,86 \text{ năm.}$$

**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.

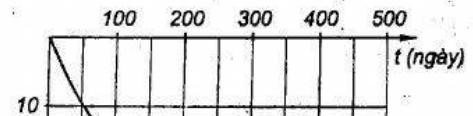
**Bài giải**

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 0,5m. Dưới đó là lớp sét pha chiều dày 1,2m





$$U_t = \frac{S_t}{S} \quad \text{tính được } S_t = U_t S$$

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.

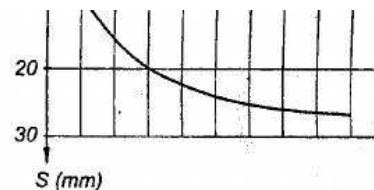
Bảng IV-22

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

set pha chiều dày 1,2m.

Khi nén cố kết một mẫu sét pha đó có chiều cao  $h = 3,0$  cm với áp lực bằng áp lực tại điểm giữa lớp sét pha là  $\sigma_{z1}$ , 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  $\sigma_{z1}$  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  $\sigma_{z2}$ . Thời gian lún hoàn toàn của mẫu ( $U_t = 95\%$ ) là 20h và ứng với  $\sigma_{z2}$  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**

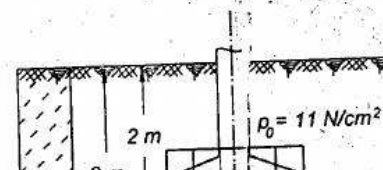
Thời gian lún hoàn toàn của một lớp đất ở hiện trường có thể tính bằng công thức gần đúng sau đây :

$$t_b = t_a \frac{h_b^n}{h_a^n} = t_a \sqrt{\frac{h_b^3}{h_a^3}}$$

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

$$S_1 = \lambda_{z1} h_1 = 15.1,2 = 18\text{mm}$$

Lớp sét pha thứ hai

$$S_2 = \lambda_{z2} h_2 = 9.2,2 = 20\text{ mm}$$

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 :

$$t_{b1} = 6 \sqrt{\frac{1,2^3}{0,03^3}} = 1,518.10^3 \text{h} = 63,25\text{ ngày}$$

Tương tự như vậy, lớp sét pha thứ hai có :

$$t_{b2} = 20 \sqrt{\frac{2,2^3}{0,03^3}} = 12,559.10^3 \text{h} = 523,29\text{ ngày}$$

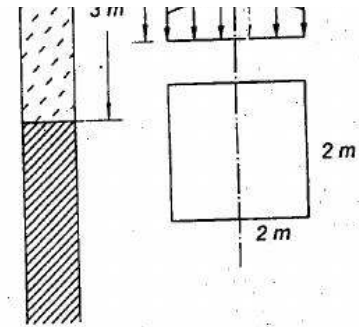
Thời gian lún hoàn toàn của công trình sẽ là 523,29 ngày (thời gian lún lâu hơn của hai lớp sét trên).

**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.

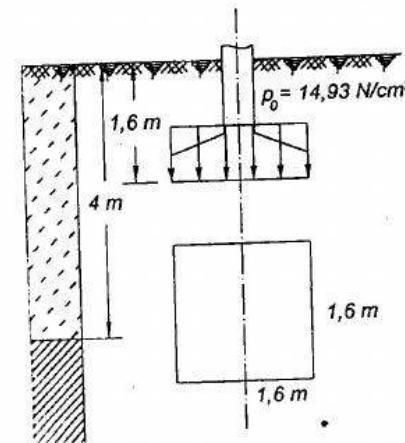


Hình IV-20

**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.

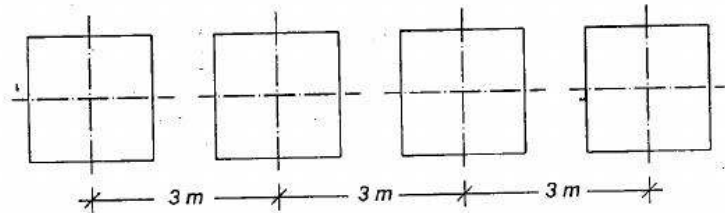
*Trả lời.* Độ lún ở tâm móng  $S = 4,8$  cm ; phạm vi chịu lún là 3,2 m kể từ đáy móng.

**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.*  $S_o = 4,21$  cm ;  $S_c = 2,1$  cm ;  $S_m = 3,57$  cm ;  $S_{const} = 3,3$  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  $S_{a,h} = 2,5$  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  $h = 1$  m và tính độ lún với độ sâu đặt móng  $h = 3$  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  $E, a, \mu$  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 ngả 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 Ievdôkimôv được trình bày trong bài tập lớn dùng cho sinh viên ngành thủy lợi, cầu đường ở cuối sách.

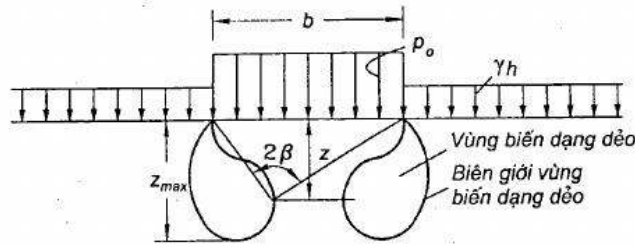
2. Tính toán sức chịu tải của nền đất theo giả thiết nền đất là một bán không gian biến dạng tuyến tính

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 thang 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 :

$$z_{\max} = \frac{b}{2} \cot \varphi \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

như vậy ta sẽ có :

$$P_u = \frac{\pi \gamma \left[ \frac{b}{2} \cot \varphi \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) + h + \frac{c}{\gamma} \cot \varphi \right]}{\cot \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} + \gamma h \quad (V-4)$$

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 Puzutrievxki) :

$$P_{gh\text{mép}} = \frac{\pi \gamma \left( h + \frac{c}{\gamma} \cot \varphi \right)}{\cot \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} + \gamma h \quad (V-5)$$

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.

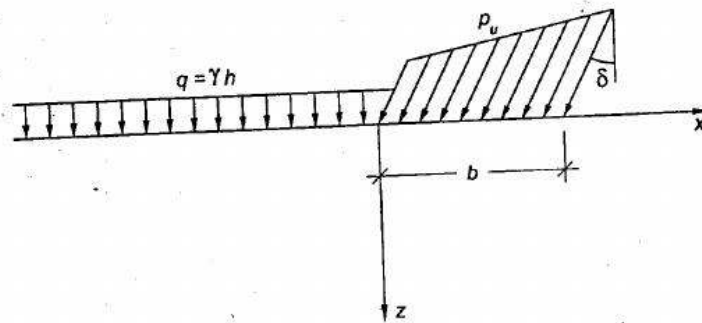
### 3. Phương pháp tính toán theo lý thuyết cân bằng giới hạn

#### • Công thức Xôcôlovxki

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. Xôcôlovxki là : biến đổi hệ phương trình cơ bản thành hệ 2 phương trình

theo + Ngly thng pháp  
+ Ka thuc Terzaghi & Bê-rantxev 255

Các hệ số sức chịu tải theo phương pháp Xôcôlôvski



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  $\gamma h$ ; lưới đường trượt dẫn đến vùng có tải trọng cực hạn  $p_u$  (Hình V-2). Công thức tính  $p_u$  của Xôcôlôvski là:

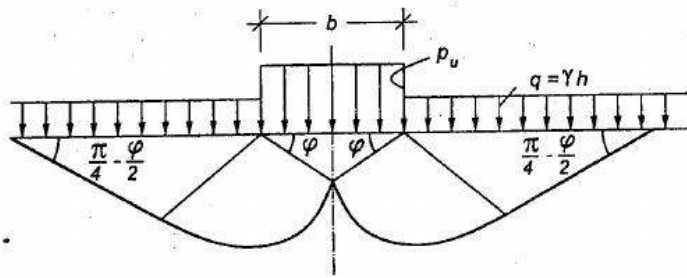
$$p_u = \gamma y N_\gamma + \gamma h \cdot N_q + c \cdot N_c \quad (V-6)$$

Các hệ số  $N_\gamma, N_q, N_c$  cho trong bảng V-1 ( $\delta$  - 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

Hệ số sức chịu tải	$\varphi$ (độ)									$\delta$ (độ)
	5	10	15	20	25	30	35	40	45	
$N_\gamma$ $N_q$ $N_c$	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 75,30 86,46	143,50 133,50 236,30	0
$N_\gamma$ $N_q$ $N_c$	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
$N_\gamma$ $N_q$ $N_c$		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
$N_\gamma$ $N_q$ $N_c$			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
$N_\gamma$ $N_q$ $N_c$				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
$N_\gamma$ $N_q$ $N_c$					2,41 3,03 0,38	5,67 8,09 1,60	10,20 13,20 3,84	18,70 21,10 9,53	36,75 35,75 24,86	25
$N_\gamma$ $N_q$ $N_c$						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
$N_\gamma$ $N_q$ $N_c$							3,08 2,97 0,47	8,43 8,86 2,21	16,72 15,72 6,41	35
$N_\gamma$ $N_q$ $N_c$								3,40 2,88 0,49	10,15 9,15 2,60	40
$N_\gamma$ $N_q$ $N_c$									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  $N_\gamma$  (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 :

$$p_u = s_\gamma i_\gamma b N_\gamma + s_q i_q \gamma h N_q + s_c i_c c N_c \quad (V-8)$$

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  $\delta$  là góc nghiêng của tải trọng) ;

Các hệ số  $N_\gamma$ ,  $N_q$ ,  $N_c$  cho trong bảng V-2.

Bảng V-2

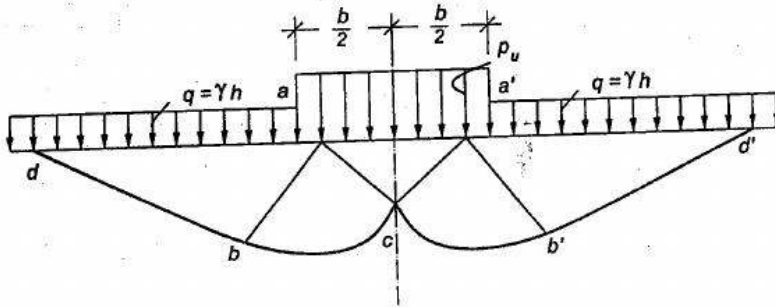
Các giá trị  $N_\gamma$ ,  $N_q$ ,  $N_c$  dùng trong công thức (V-7)

$\phi$	$N_\gamma$	$N_q$	$N_c$	$\phi$	$N_\gamma$	$N_q$	$N_c$
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 gắn 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  $N_\gamma$ ,  $N_q$ ,  $N_c$  cho trong bảng V-3, V-4.

Bảng V-3

Hệ số sức chịu tải theo Bêrêzantxev cho móng băng đặt nông

$\varphi$ (độ)	16	18	20	22	24	26	28	30	32	34	36	38	40
$N_\gamma$	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	9,3	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 ( $h/b < 0,5$ )

$\varphi$ (độ)	16	18	20	22	24	26	28	30	32	34	36	38	40
$N_\gamma$	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	4,1	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  $\gamma h$  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 :

$$R^{lc} = \frac{\pi\gamma \left( 0,25b + h + \frac{c}{\gamma} \cot\alpha \right)}{\cot\alpha + \varphi - \frac{\pi}{2}} + \gamma h \quad (V-12)$$

Để tiện tính toán, cho sẵn các hệ số A, B, D tùy theo  $\varphi$  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 Bêrêzantxev 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 ;

$\gamma$  - 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 $\varphi$ (độ)	A	B	D
0	0,00	1,00	3,14
2	0,03	1,12	3,32
1	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

Bảng V-6a

Trị giá ứng suất cho phép  $R'$  của các đất dính ( $kN/m^2$ )

Tên đất	Hệ số rỗng e	Rắn	Đào cứng	Đào 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<sup>2</sup>) 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<sup>2</sup>) 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

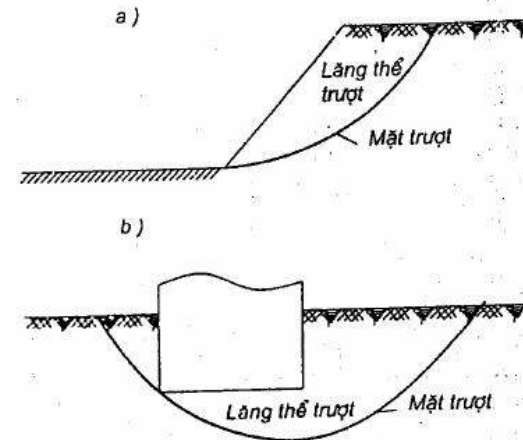
Bảng V-6d

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)  $F_s$ .

$$F_s = \frac{\text{Sức kháng cắt tiềm năng}}{\text{Sức kháng cắt cần cho cân bằng}} \quad (V-15)$$

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 :

$$\tau_m = \frac{c}{F_s} + \frac{\sigma \operatorname{tg} \varphi}{F_s} \quad (V-16)$$

1. Mặt trượt cong tròn, toàn bộ lăng thể trượt là một cố thể :  
Phương pháp vòng tròn ma sát

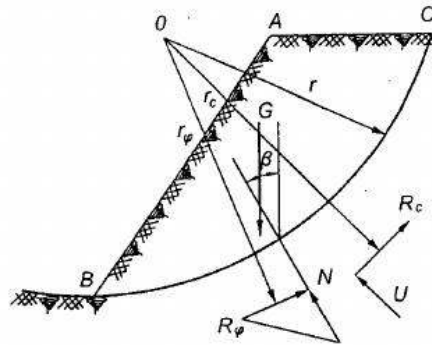
Xét mái đất AB. Giả sử mặt trượt là cung tròn BC tâm O bán kính r (Hình V-6). Các lực tác dụng lên lăng thể trượt là :

Các lực đã biết : Trọng lượng lăng thể trượt G (bằng diện tích lăng thể nhân với  $\gamma$ ) ; 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  $\beta$  của nó.  $R_\varphi$  - sức kháng do ma sát, biết trị số

$$R_\varphi = \frac{N \operatorname{tg} \varphi}{F_s} \quad (\text{khi}$$

biết N) nhưng chưa biết đường tác dụng của nó, chưa biết



Hình V-6

khoảng cách  $r_\varphi$  và tất nhiên chưa biết  $F_s$ . Với 4 ẩn số N,  $\beta$ ,  $r_\varphi$ ,  $F_s$  bài toán là siêu tĩnh.

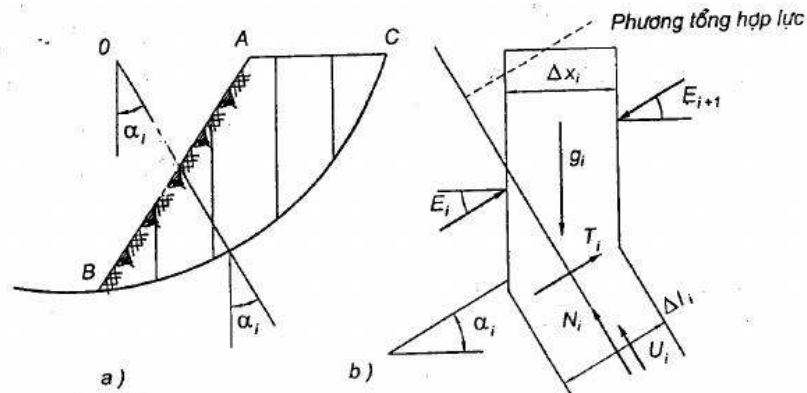
Người ta giả thiết  $r_\varphi = r$  và như vậy bài toán sẽ giải được bằng cách vẽ đa giác lực khép kín cho các lực tác dụng lên lăng thể trượt ; từ đó sẽ có giá trị hệ số ổn định  $F_s$  của mái đất.

Thực tế là ta phải bắt đầu bằng việc giả thiết một giá trị  $\varphi_d$ , do đó có một giá trị  $F_\varphi = \frac{\operatorname{tg} \varphi}{\operatorname{tg} \varphi_d}$ . Vectơ  $R_\varphi$  phải đi qua điểm trên cung trượt mà tại đó vectơ  $R_\varphi$  tạo thành với pháp tuyến cung trượt (bán kính cung trượt qua điểm xét) một góc  $\varphi_d$  và đi qua nút vectơ G (hoặc nút vectơ tổng  $S = G + U$ ). Để dễ dàng vẽ  $R_\varphi$ , ta vẽ tiếp tuyến từ nút 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  $R_\varphi$ , dễ dàng vẽ được vectơ  $R_c$  bằng việc khép kín nút  $R_\varphi$  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  $\Delta l_i$ ) 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  $\Delta l_i$  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. Mút 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



Trị số  $\beta_1, \beta_2$  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 Xócôlôvski, 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 СНиП-ІІБ-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/m<sup>3</sup>, góc ma sát trong  $\varphi = 12^\circ$  và lực dính  $c = 21$  kN/m<sup>2</sup>.

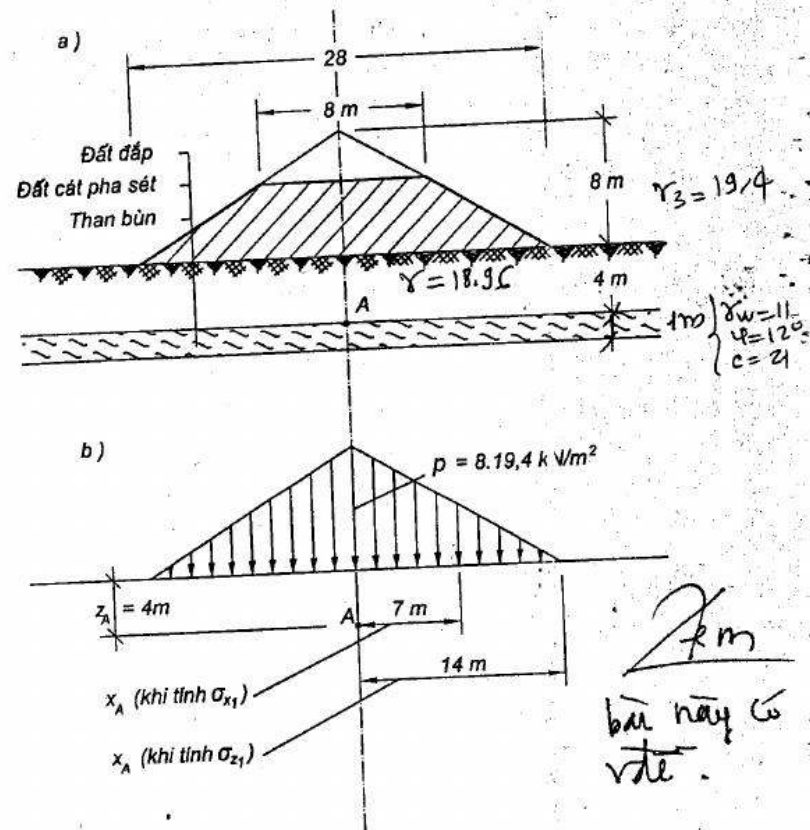
Nằm trên lớp than bùn là lớp đất cát pha bồi tích  $\gamma_2 = 18,96$  kN/m<sup>3</sup>. Đất đắp nền đường có trọng lượng riêng  $\gamma_3 = 19,4$  kN/m<sup>3</sup>.

#### Bài giải

Trạng thái bền của một điểm trong nền đất được đánh giá qua góc lệch  $\theta$  của trạng thái ứng suất (điều kiện (II-14)). Góc lệch của trạng thái ứng suất  $\theta$  xác định theo công thức (II-16'). Ta hãy xác định góc  $\theta$  tại điểm A. Muốn thế, tính các thành phần ứng suất tại A.

giới hạn pha lỏng nên là không thích hợp, còn dung 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  $\sigma_z$  dùng bảng III-11a, với  $\frac{x_A}{b} = \frac{14}{14} = 1$  và

$\frac{z_A}{l} = \frac{4}{14} = 0,27$ , 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  $b = 14$  m và cường độ  $p_{\max} = 19,48 = 155,20$  kN/m<sup>2</sup>.

272

Khi tính  $\sigma_x$  và  $\tau_{xz}$  dùng bảng III-11b (chú ý là với bảng III-11a góc tọa độ ở đầu mút  $p = 0$ , còn với bảng III-11b, góc 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  $\sigma_x$  tại A là :

$$\sigma_x = 2,0,22,155,20 = 68,28 \text{ kN/m}^2$$

⊗ 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

$$\sigma_{zbt} = \sigma_{xbt} = \gamma \cdot z_A = 18,96 \cdot 4 = 75,84 \text{ kN/m}^2$$

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') :

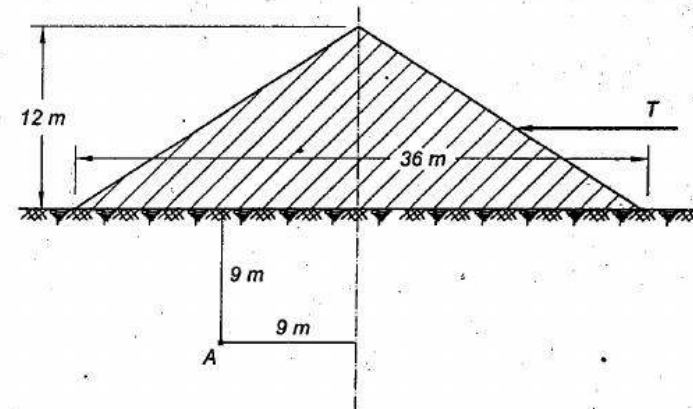
$$\sin^2 \theta_{\max} = \frac{(205,58 - 144,12)^2 - 4 \cdot 0^2}{(205,58 + 144,12 + 2 \cdot 21 \cot^2 12^\circ)^2} = 0,112$$

suất  $\sigma_z$  tại A do tải trọng nền đường gây ra là

$$\sigma_z = 2,0,418,155,20 = 129,74 \text{ kN/m}^2$$

273

Bài tập V-2. Một đập đất có chiều cao  $H = 12$  m, bề rộng chân đập  $2b = 36$  m, đất đắp có trọng lượng riêng  $\gamma_1 = 19$  kN/m<sup>3</sup>. Thân đập chịu tác dụng áp lực ngang rải đều  $T = 3600$  kN/m (Hình V-11). Kiểm tra điều kiện bền tại điểm A ( $x_A = -9$  m;  $z_A = 9$  m), biết đất nền là sét pha có trọng lượng riêng đẩy nổi  $\gamma_{dn} = 9,6$  kN/m<sup>3</sup> và các chỉ tiêu cường độ là  $c = 16$  kN/m<sup>2</sup>,  $\varphi = 10^\circ$ .



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.

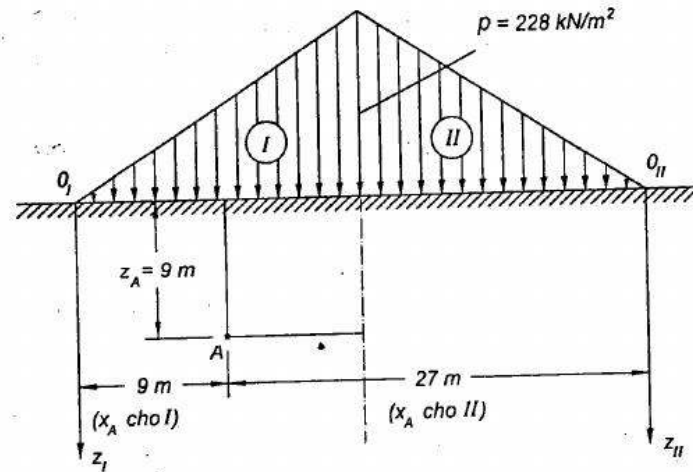
Ứng suất ở A do tải trọng đất đắp có dạng hình băng tam giác gây ra.

Cường độ tải trọng lớn nhất

suy ra  $\theta_{\max} = 6^{\circ}26'$ .

Theo điều kiện so sánh giữa góc lệch  $\theta$  và góc ma sát trong  $\varphi$  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  $\sigma_z$  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  $k_z = 0,41$ .

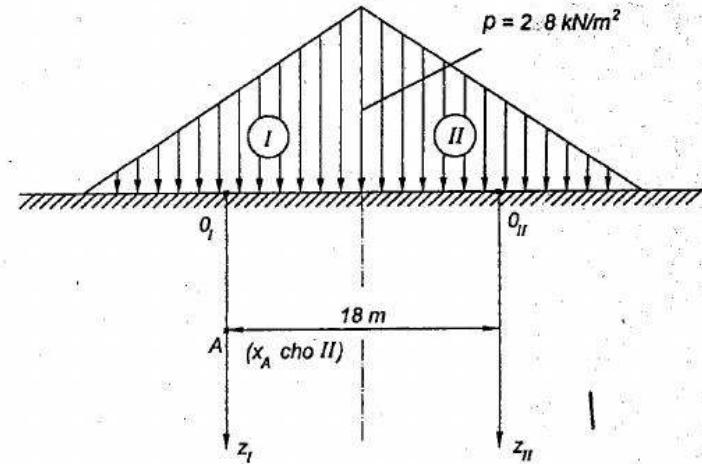
Với tải trọng tam giác II ta có :

CƯỜNG ĐỘ 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  $\sigma_x$  và  $\tau_{xz}$  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).

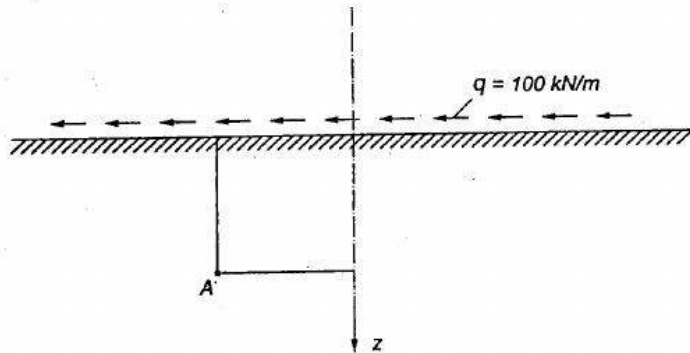
Cường độ áp lực ngang rải đều ở chân đập là :

$$q = \frac{T}{F} = \frac{3600}{36 \cdot 1} = 100 \text{ kN/m}^2.$$

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  $\tau$  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  $\sigma_x$  và  $\tau_{xz}$  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  $c$ ,  $\varphi$ , 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  $\theta$  và  $\varphi$  (điều kiện (II-14)), ta thấy  $\theta = 17^\circ > \varphi = 10^\circ$ ; vậy ở điểm A nền đất đã bị mất ổn định.

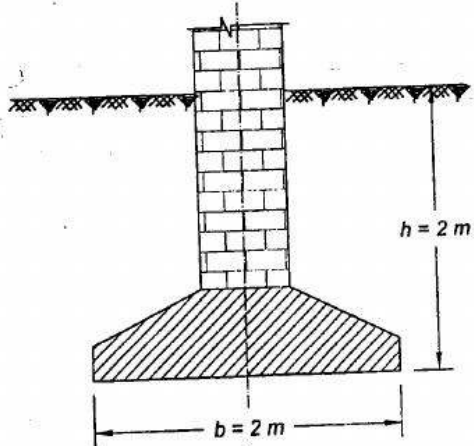
**Bài tập V-3.** Xác định sức chịu tải của nền đất dưới móng tường của một ngôi nhà; tường có bề rộng  $b = 2$  m, chôn sâu  $h_m = 2$  m. Đất nền là loại sét pha cát có góc ma sát trong  $\varphi = 11^\circ$ ; lực dính  $c = 35$  kN/m<sup>2</sup>. Trọng lượng đơn vị  $\gamma = 19,6$  kN/m<sup>3</sup> (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  $\varphi$  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 :

$$P_0 = 19,6 \cdot 2 \frac{5,145 + 0,191 + 1,57}{5,145 + 0,191 - 1,570} +$$

Bài giải

1. Tải trọng an toàn của nền tính theo công thức của Puzurievski, đối với móng hình băng có thể viết là :

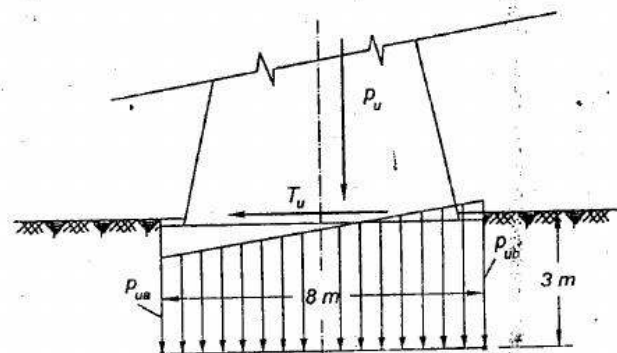
$$P_0 = \gamma h \frac{\cotg\varphi + \varphi + \frac{\pi}{2}}{\cotg\varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} + \frac{\pi \cdot c \cotg\varphi}{\cotg\varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}}$$

Thay các ký hiệu bằng giá trị của nó ta có :

$$P_u = \frac{3,14 \cdot 19,6 \left[ \frac{2}{2} \cotg \left( \frac{3,14}{4} - \frac{11}{2} \right) + 2 + \frac{35 \cdot 5,145}{19,6} \right]}{5,145 + 0,191 - \frac{3,14}{2}} + 19,6 \times 2 = 242,1 \text{ kN/m}^2$$

Ta thấy tải trọng giới hạn tính theo Iaróp xki 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  $3 \text{ m}$  (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 đất 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 :

$$P_u = \frac{\pi \gamma \left[ \frac{b}{2} \cotg \left( \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) + h + \frac{c}{\gamma \text{tg} \varphi} \right]}{\cotg \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} + \gamma h$$

280

Các hệ số  $N_q$ ,  $N_c$  và  $N_\gamma$  xác định theo bảng V-1 phụ thuộc  $\delta$  và  $\varphi$ . 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 :

$$T_u = P_u \cdot \text{tg} \delta = 2363,2 \cdot \text{tg} 5^\circ = 206 \text{ kN}$$

A B

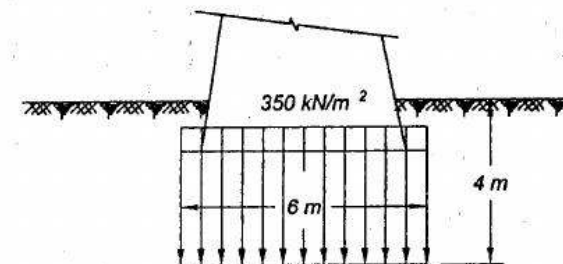
Hình V-16

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/m<sup>2</sup>,  $\varphi = 17^\circ$ . Ứng suất ở đáy móng phân bố đều  $p = 350$  kN/m<sup>2</sup>. Đất nền có trọng lượng riêng đáy nổi  $\gamma_{dn} = 11$  kN/m<sup>3</sup>. 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/m<sup>2</sup>; 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:

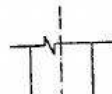
$$R = 1,2\{245[1 + 0,02(6 - 2)] + 10 \cdot 0,15 \cdot 11(4 - 3)\} = 337,3 \text{ kN/m}^2.$$

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/m<sup>2</sup> và  $\gamma = 18$  kN/m<sup>3</sup>.

**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:

$$P_u = N_\gamma \cdot \gamma b + N_q \cdot \gamma h + N_c \cdot c = 3,65 \cdot 18 \cdot 2,5 + 8,5 \cdot 18 \cdot 1 + 20 \cdot 9 \cdot 40 = 1152 \text{ kN/m}^2$$

Ứng suất tính toán dưới đáy móng:

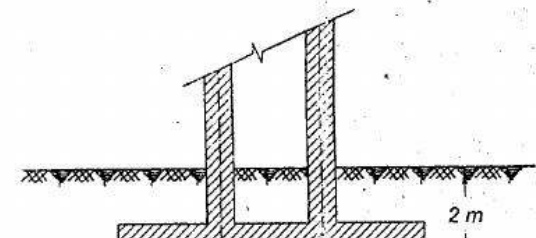
$$P = \frac{P}{F} = \frac{1800}{2,5 \times 2,5} = 288 \text{ kN/m}^2$$

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 đứng tâm  $P = 6000$  kN.

Đất nền là loại đất pha có  $\varphi = 16^\circ$





So sánh thấy  $p < |p|$ , vậy nên dùng hệ số 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/m<sup>3</sup>, lực dính  $c = 40$  kN/m<sup>2</sup> 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 ПБ-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.

$$R^{tc} = m[A.b + B.h]\gamma + D.c$$

trong đó A, B, D là các hệ số chỉ phụ thuộc góc ma sát trong  $\varphi$ . 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/m<sup>3</sup>, góc ma sát trong  $\varphi = 22^\circ$  và lực dính  $c = 6$  kN/m<sup>2</sup>. 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.

$$\varphi = 10^\circ = 0,174 \text{ radian}$$

$$\text{tg}\varphi = \text{tg}10^\circ = 0,176; \text{cotg}\varphi = \text{cotg}10^\circ = 5,671$$

Các trị số  $\gamma$ ,  $h$ ,  $c$  đã biết.

Thay tất cả vào công thức trên thì có:

$$R^{tc} = 1 \left[ \frac{3,14 \cdot 18,5 \left( \frac{2,5}{4} + 1 + \frac{40}{18,5 \cdot 0,176} \right)}{5,671 + 0,174 \cdot \frac{3,14}{2}} + 8,5 \cdot 1 \right] = 208,5 \text{ kN/m}^2$$

Để tiện tính toán, người ta biến đổi công thức (V-12) thành công thức (V-13).

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:

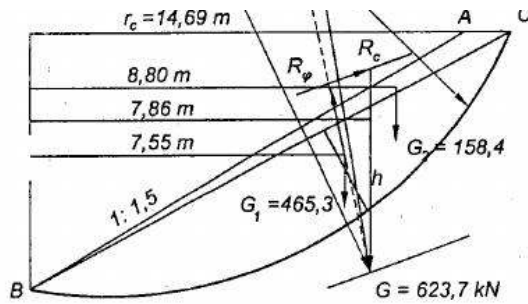
1. Chọn  $\varphi_d = 20^\circ$ .

Ta có  $\sin\varphi_d = 0,342$ ;  $\text{tg}\varphi_d = 0,364$

Như vậy xét theo  $\varphi$ , hệ số an toàn

$$\text{tg}\varphi \quad \text{tg}22^\circ$$

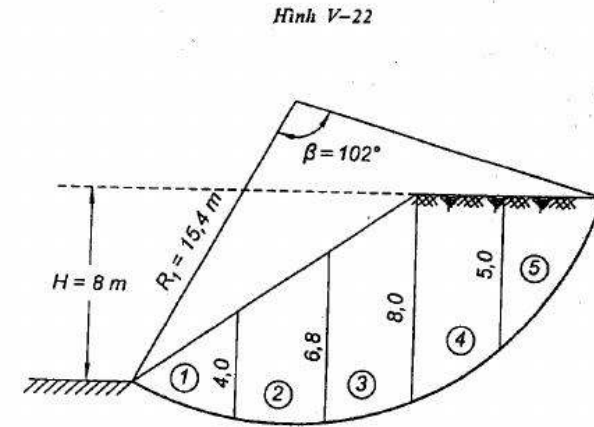




Hình V-21

⊗ 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



Hình V-23

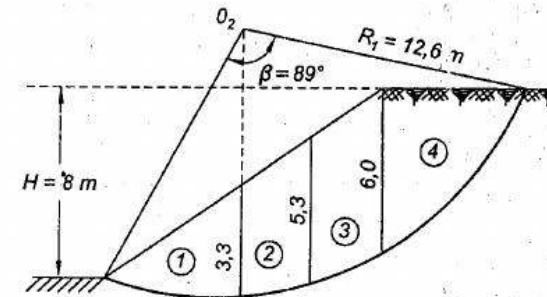
291

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 lạng 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 $F_i \text{ (m}^2\text{)}$	$g_i = \gamma \cdot F_i \text{ (kN)}$	$\alpha_i$	$\cos \alpha_i$	$\sin \alpha_i$	$g_i \cos \alpha_i$	$g_i \sin \alpha_i$
1	$\frac{1}{2} \times 4 = 8$	156	$17^\circ$	0.956	0.292	149	45
2	$\frac{4 + 5,8}{2} \times 4 = 21,6$	421	$0^\circ$	1,000	0,000	421	0
3	$\frac{6,8 + 8,0}{2} \times 4 = 29,6$	577	$18^\circ$	0.951	0.309	548	178
4	$\frac{8,0 + 5,0}{2} \times 4 = 26,0$	507	$39^\circ$	0.777	0.629	395	319

Đối với tâm  $O_2$ , như hình V-24, ta có  $R = 12,6 \text{ m}$  và góc mở  $\beta = 89^\circ$ . Chia lạng thể trượt ra thành 4 mảnh và tính toán như trong bảng V-9.



Hình V-24

Bảng V-9



Số hiệu mảnh	Diện tích của mảnh $F_i$ (m <sup>2</sup> )	$g_i = \gamma \cdot F_i$ (kN)	$\alpha_i$	$\cos \alpha_i$	$\sin \alpha_i$	$g_i \cos \alpha_i$	$g_i \sin \alpha_i$
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  $\varphi$ ,  $c$  có giá trị không đổi cho nên :

$$F = \frac{\text{tg} \varphi \sum g_i \cos \alpha_i + c \cdot L}{\sum g_i \sin \alpha_i}$$

Thay trị số vào ta có :

$$F_1 = \frac{0,277 \times 1600 + 21 \times 27,4}{670} = 1,52$$

292

Số hiệu mảnh	Diện tích của mảnh $F_i$ (m <sup>2</sup> )	$g_i = \gamma \cdot F_i$ (kN)	$\alpha_i$	$\cos \alpha_i$	$\sin \alpha_i$	$g_i \cos \alpha_i$	$g_i \sin \alpha_i$
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 :

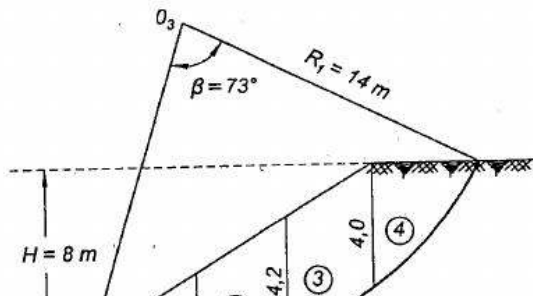
$$L = \frac{2 \times 3,14 \times 12,6}{360} \times 89 = 19,6 \text{ m}$$

293

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.

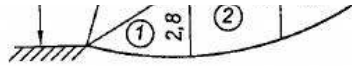


Bảng V-10

Số hiệu mảnh	Diện tích của mảnh $F_i$ (m <sup>2</sup> )	$g_i = \gamma \cdot F_i$ (kN)	$\alpha_i$	$\cos \alpha_i$	$\sin \alpha_i$	$g_i \cos \alpha_i$	$g_i \sin \alpha_i$
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 :

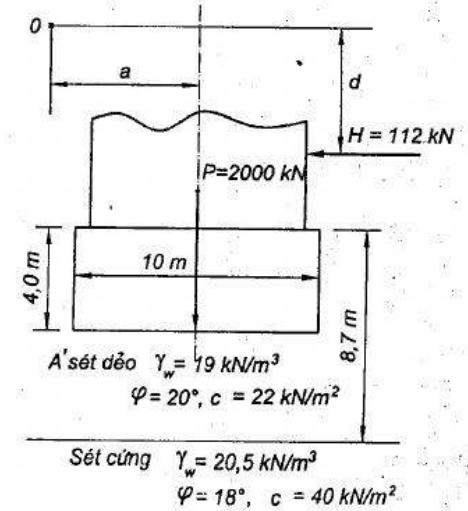
$M_{\text{giữ}}$  - như trước,  $M_g = \sum R_i (g_i \cos \alpha_i \text{tg} \rho_i + c_i \Delta l_i)$

$M_{\text{đẩy}} = P \cdot a + H \cdot d + \sum g_i a_i$  ;  $a_i$  - 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

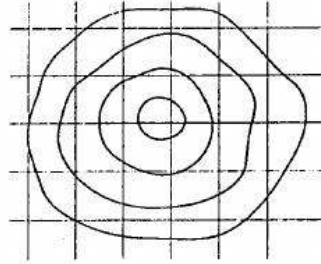
295

Bảng V-11

$\gamma_i$	$g_i \cos \alpha_i \cdot \text{tg} \rho_i$	$\Delta l_i$ (m)	$c_i$ (kN/m <sup>2</sup> )	$c_i \Delta l_i$
54	162	9,6	22	211
54	315	7,5	22	165
24	326	5,7	40	228
54	147	10,7	22	225
54	32	5,3	22	116

$\Delta l_{\text{tổng}} = 955 \text{ kN}$

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	$F_i$ (m <sup>2</sup> )	$g_i = \gamma \cdot F_i$ (kN)	$\alpha_i$	$\cos \alpha_i$	$\varphi_i$	$\text{tg} \varphi_i$
1	$\frac{7,2}{2} \times 8,5 = 30,6$	581	40°	0,766	20°	0,36
2	$\frac{7,2+9,0}{2} \times 6 = 48,6$	923	20°	0,940	20°	0,36
3	$\frac{9,2+9,0}{2} \times 6 = 53,1$	1010	3°	0,998	18°	0,32
4	$\frac{4,7}{2} \times 10 = 23,5$	450	26°	0,898	20°	0,36
5	$\frac{4,0}{2} \times 3,5 = 7,0$	133	48°	0,670	20°	0,36

$\sum g_i \cos \alpha_i \text{tg} \varphi_i = 982 \text{ kN}; \quad \Sigma$

Các trị số tính toán ứng với tâm trượt  $O_1$  (Hình V-28).

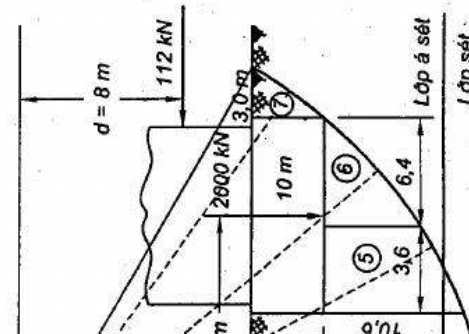
Xác định hệ số ổn định với tâm trượt  $O_1$ . Như hình V-28 và các trị số tính toán trong bảng V-11 ta có :

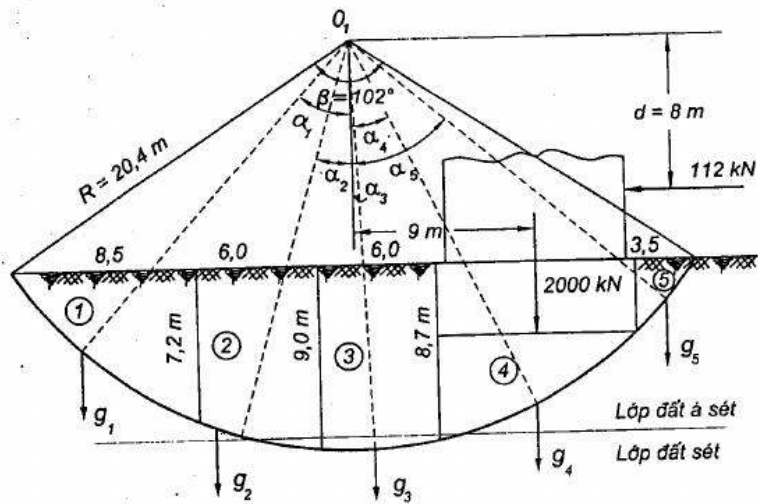
$$\begin{aligned} \text{Mômen giữ } M_g &= R \sum (g_i \text{tg} \varphi_i \cos \alpha_i + c_i \Delta l_i) \\ &= 20,4(982 + 955) = 39515 \text{ kNm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Mômen đẩy } M_d &= P \cdot a + H \cdot d + \sum g_i a_i \\ &= 2000 \times 9 + 112 \times 8 + g_5 \times 16,3 + \\ &+ g_4 \times 7,3 + g_3 \times 1 - g_2 \times 5 - g_1 \times 13,6 = 12842 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Hệ số ổn định

$$F_1 = \frac{39515}{12842} \approx 3,1$$

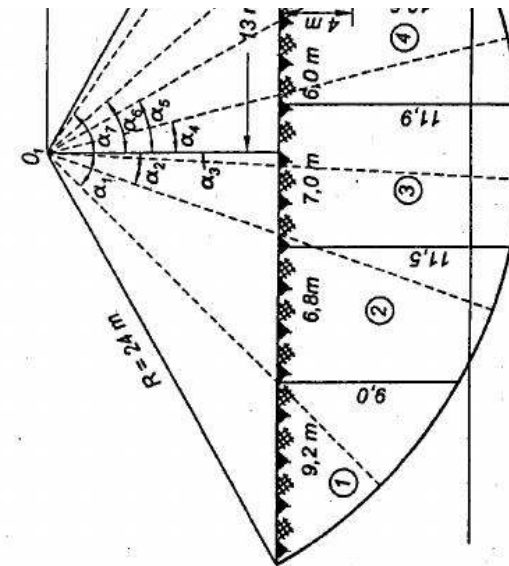




Hình V-28

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 :

298



Hình V-29

299

Bảng V-12

$\Delta l_i$ (m)	$c_i$ (kN/m <sup>2</sup> )	$c_i \Delta l_i$
13	22	286
7,2	40	288
7,2	40	288
6,1	40	244
4,3	40	172
8,1	22	178
4,6	22	101

557 kN

$$M_g = 24(1763 + 1557) = 79680 \text{ kNm}$$

$$M_d = 2000 \times 13 + 112 \times 8 + g_7 \times 19 + g_6 \times 13,5 + g_5 \times 9,8 + g_4 \times 5 - g_3 \times 1,5 - g_2 \times 8,4 - g_1 \times 16,4 = 17367 \text{ kNm}$$

$$\text{Hệ số ổn định là } F_2 = \frac{79680}{17367} = 4,5$$

Với tâm trượt  $O_3$ , theo hình V-30 và bảng V-13 ta có :

$$M_g = 18,6(533 + 735) = 23584 \text{ kNm}$$

$$M_d = 2000 \times 5 + 112 \times 8 + g_4 \times 11,4 + g_2 \times 3,3 - g_1 \times 3 - g_3 \times 8,8 = 7456 \text{ kNm}$$

Số hiệu mảnh	$F_i$ (m <sup>2</sup> )	$g_i = \gamma \cdot F_i$ (kN)	$\alpha_i$	$\cos \alpha_i$	$\varphi_i$	$\operatorname{tg} \varphi_i$
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

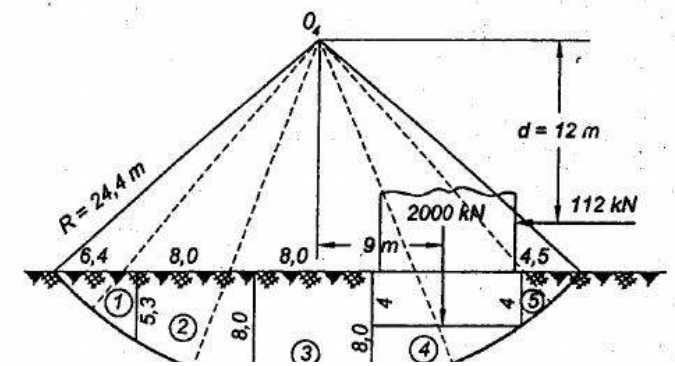
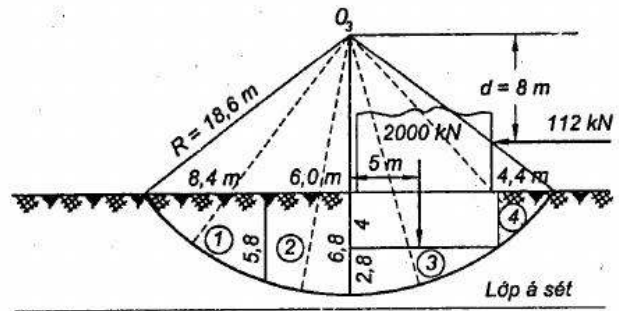
$\sum g_i \cos \alpha_i \operatorname{tg} \varphi_i = 1763 \text{ kN}$ ;  $\sum \Delta l_i = 1$

Bảng V-13

Số hiệu mảnh	$F_i$ (m <sup>2</sup> )	$g_i = \gamma \cdot F_i$ (kN)	$\alpha_i$	$\cos \alpha_i$	$\varphi_i$	$\operatorname{tg} \varphi_i$	$g_i \cos \alpha_i \operatorname{tg} \varphi_i$	$\Delta l_i$ (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		-	

$\sum g_i \cos \alpha_i \operatorname{tg} \varphi_i = 533 \text{ kN}$ ;  $c \cdot L = 734,8 \text{ kN}$

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 :  
 $M_g = 24,4(1051 + 917,4) = 48029 \text{ kNm}$



Hình V-30

Bảng V-14

Số hiệu mảnh	$F_i(m^2)$	$g_i = \gamma \cdot F_i$ (kN)	$\alpha_i$	$\cos \alpha_i$	$\varphi_i$	$\operatorname{tg} \varphi_i$	$g_i \cos \alpha_i \operatorname{tg} \varphi_i$	$\Delta l_i$ (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	L = 41,7	22	
2	$\frac{5,3+8,0}{2} \times 8 = 53,2$	1011	20	0,939	-	-	344			
3	$8,0 \times 8,0 = 64$	1215	0	1,000	-	-	442			
4	$\frac{4}{2} \times 10 = 20$	380	22	0,927	-	-	128			
5	$\frac{4}{2} \times 4,5 = 9$	171	42	0,743	-	-	46			

$\sum g_i \cos \alpha_i \operatorname{tg} \varphi_i = 1051 \text{ kN} ; c \cdot L = 917,4 \text{ kN}$

Vậy hệ số ổn định là :

$$F_4 = \frac{48029}{12148} = 3,95$$

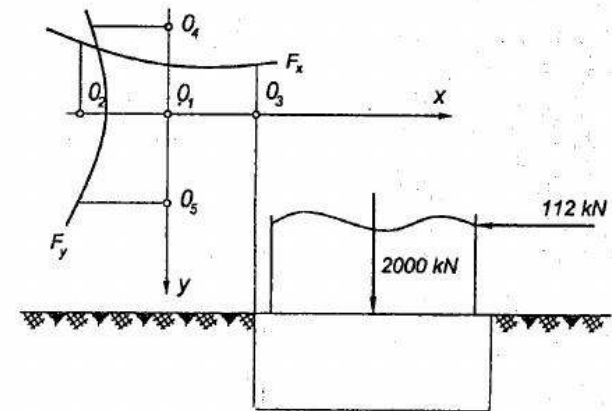
Cũng với cách làm như vậy, với tâm trượt  $O_5$  ta tìm được hệ số ổn định  $F_5 = 5$ .

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 đẩy nổi của đất nền là  $\gamma_{dn} = 9 \text{ kN/m}^3$ . 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 :  $b = 8 \text{ m}$ ,  $h = 3 \text{ m}$ ,  $\varphi = 12^\circ$ ,  $c = 30 \text{ kN/m}^2$ ,  $\gamma_{dn} = 10,2 \text{ kN/m}^3$  và  $\delta = 5^\circ$ .

Trả lời.  $p_u = 2675 \text{ kN}$  ;  $T_u = 234 \text{ kN}$ .

Bài tập V-17. Giải bài tập V-15 với các điều kiện :  $b = 7,6 \text{ m}$  ;  $h = 2,8 \text{ m}$  ;  $\varphi = 20^\circ$  ;  $c = 15 \text{ kN/m}^2$  ;  $\gamma_{dn} = 9,8 \text{ kN/m}^3$  và  $\delta = 10^\circ$ .

Trả lời.  $p_u = 2540 \text{ kN}$  ;  $T_u = 3380 \text{ kN}$ .

**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/m<sup>3</sup>. Đập đất đắp trên một lớp đất sét có các tham số sức chịu tải  $\varphi = 10^\circ$ ,  $c = 16$  kN/m<sup>2</sup>. 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/m<sup>2</sup> và trọng lượng riêng  $\gamma = 18,3$  kN/m<sup>3</sup>.

*Trả lời.*  $p_u = 253,00$  kN/m<sup>2</sup>

**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/m<sup>2</sup>; 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/m<sup>3</sup>.

*Trả lời.*  $p_u = 235$  kN/m<sup>2</sup>

**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

dùng tâm  $P = 33000$  kN. Đất nền có các tham số sức chống cắt  $\varphi = 20^\circ$ ,  $c = 15$  kN/m<sup>2</sup> và trọng lượng riêng  $\gamma = 19$  kN/m<sup>3</sup>.

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/m<sup>2</sup> và  $\gamma = 18,5$  kN/m<sup>3</sup>.

**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/m<sup>3</sup>,  $\varphi = 30^\circ$ ;  $c = 5$  kN/m<sup>2</sup>. 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/m<sup>2</sup>, trọng lượng riêng  $\gamma = 19$  kN/m<sup>3</sup>.

*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/m<sup>2</sup> và  $\gamma = 20,5$  kN/m<sup>3</sup>.

*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

va  $\gamma = 10,0 \text{ kN/m}^3$ .

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  $R^{1c}$  của nền.

**Hướng dẫn.** Tính  $p_u$  theo công thức Bêrêzantsev, tính  $R^{1c}$  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  $R^{1c}$  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.  $R^{1c} = 219 \text{ kN/m}^2$ .

**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.  $R^{1c} = 302 \text{ kN/m}^2$ .

306

### 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 Xécôlôvski 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 Xécôlôvski.

307

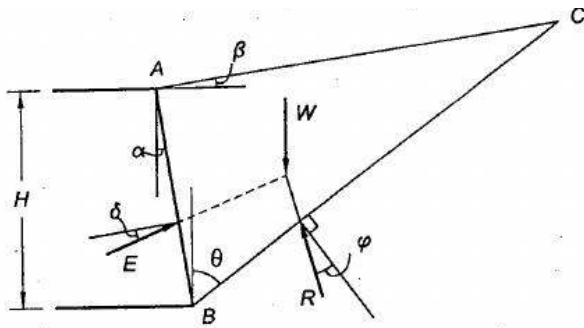
Các ký hiệu khác chỉ rõ trên hình VI-1.

Trong điều kiện đơn giản nhất:  $\alpha = \beta = \delta = 0$ , ta có:

$$\lambda_a = \text{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (\text{VI-3})$$

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 :

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot \lambda_a \cdot \gamma \cdot H^2 \quad (VI-1)$$

Trong đó :

$\gamma$  - trọng lượng riêng của đất ;

$\lambda_a$  - hệ số áp lực đất chủ động

$$\lambda_a = \frac{\cos^2(\varphi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cos(\delta + \alpha) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\delta + \alpha) \cos(\beta - \alpha)}} \right]^2} \quad (N-2)$$

$\varphi$  - góc ma sát trong của đất ;

$\delta$  - 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  $\delta$  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 gãy 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 lên tường chắn

$$E_a = \frac{1}{2} \lambda_a \gamma H^2 - 2c \text{Htg} \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) + \frac{2c}{\gamma} \quad (\text{VI-7})$$

$$p_a = \lambda_a \gamma z - 2c \text{tg} \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (\text{VI-8})$$

Trong đó  $\lambda_a$  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 :

$$E_a = \frac{1}{2} \lambda_a \gamma H^2 \left[ 1 + \frac{2q}{\gamma H (1 + \text{tg} \alpha \text{tg} \beta)} \right] \quad (\text{VI-9})$$

$$p_a = \lambda_a \gamma z + \frac{\lambda_a q}{1 + \text{tg} \alpha \text{tg} \beta} \quad (\text{VI-10})$$

Hệ số  $\lambda_a$  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).

310

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  $\gamma$ ). 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  $\varphi$  và  $\delta$ . Nhưng như đã nói ở trên nói chung kết quả thu được thường quá lớn.

VI-2. Các công thức của Xôcôlôvski 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

311

Bảng VI-1

		Trị số góc $\delta$			
		$-\varphi \div 0$	0	$0 \div \varphi$	Ghi chú
$\eta$	$\beta$				

• 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  $\lambda_a^*$  và  $\lambda_b^*$  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 ;

$\lambda_a^*, \lambda_b^*$  - hệ số áp lực đất chủ động, áp lực đất bị động, xác định theo lý thuyết cân bằng giới hạn ;

$\gamma, H$  - 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 $\beta$ 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	$\frac{\varphi}{4}$	$\frac{\varphi}{2}$	
$90^\circ - \frac{\varphi}{2} \div 90^\circ + \frac{\varphi}{2}$	$\frac{\varphi}{4}$	$\frac{\varphi}{2}$	$\frac{\varphi}{3}$	
$90^\circ + \frac{\varphi}{2} \div 90^\circ + \varphi$	$\frac{\varphi}{3}$	$\frac{2\varphi}{3}$	$\frac{3\varphi}{4}$	
$> 90^\circ + \varphi$	$\frac{\varphi}{2}$	$\frac{3\varphi}{4}$	$\varphi$	

Ghi chú :  $\beta$  - góc nghiêng của mặt đất đắp sau tường ;  
 $\eta = 90^\circ + \alpha$  ;  $\alpha$  - góc nghiêng lưng tường.

Bảng VI-2

Hệ số áp lực đất chủ động  $\lambda_a^*$   
 (theo lời giải của lý thuyết cân bằng giới hạn)

$\varphi$	$\delta^\circ \backslash \alpha^\circ$									
		-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	0,25	0,38	0,42	
	40	0,04	0,07	0,12	0,17	0,23	0,23	0,36	0,41	

313

Bảng VI-3

Hệ số áp lực đất bị động  $\lambda_b^*$   
 (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

$\varphi^\circ$	$\delta^\circ$	$\alpha^\circ$									
		-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

314

$E_a$  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  $\lambda_a$  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:

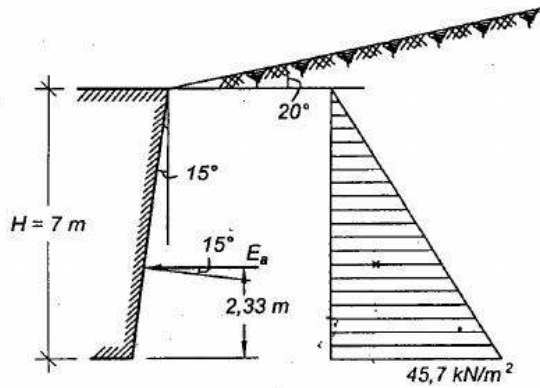
$$\begin{aligned} E_a &= \frac{1}{2} \lambda_a \cdot \gamma \cdot H^2 \\ &= 0,407 \cdot 16 \cdot \frac{7^2}{2} = 160 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

315

$$E_a = 233 \text{ kN/m}$$

Điểm đặt của  $E_a$ , ứng với trọng tâm biểu đồ cường độ hình

$\frac{H}{3} = \frac{7}{3} = 2,33$  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)

$$p_a = \lambda_a \cdot \gamma z + \frac{\lambda_a \cdot q}{1 + \operatorname{tg} \alpha \operatorname{tg} \beta}$$

Tại đỉnh tường  $z = 0$ ,  $p_a' = \frac{0,407 \times 20}{1 + \operatorname{tg}(-15^\circ) \operatorname{tg} 20^\circ} = 9 \text{ kN/m}^2$

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.

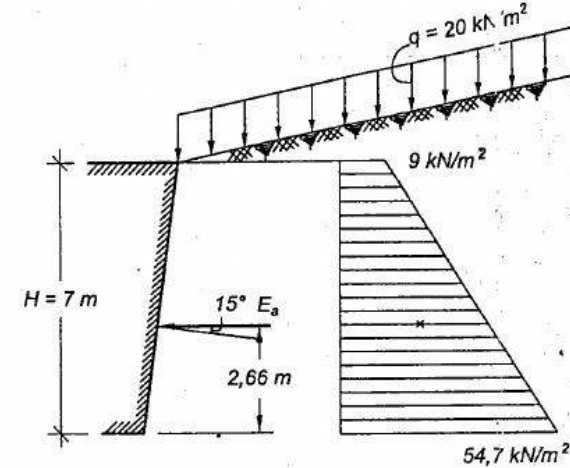
Trị số áp lực đất lên tường chắn lúc này xác định theo công thức (VI-9) :

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot 0,407 \times 16 \times 7^2 \left[ 1 + \frac{2 \times 20}{16 \times 7 [\operatorname{tg}(-15^\circ) \operatorname{tg} 20^\circ + 1]} \right]$$

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 :

$$\lambda_a = \frac{\cos(\varphi - \alpha)}{\cos\alpha[\cos\alpha + \sin\varphi]^2} = \frac{\cos(-15^\circ)}{\cos(-15^\circ)[\cos 15^\circ + \sin 15^\circ]^2} = 0,518$$

$$\text{Đại lượng } C = \frac{\cos\varphi}{\cos^2\left(45^\circ - \frac{\varphi + \alpha}{2}\right)} = \frac{\cos 15^\circ}{\cos^2\left[45^\circ - \frac{15^\circ - 15^\circ}{2}\right]} = 1,93$$

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) :

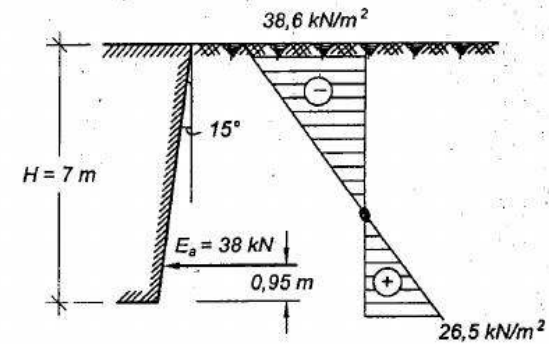
$$h_c = C \cdot \frac{c}{\lambda_a \gamma} = 1,93 \frac{20}{0,518 \times 18} = 4,15 \text{ m}$$

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 :

$$E_a = \frac{1}{2} \lambda_a \cdot \gamma H^2 - C \cdot c \cdot H + D \cdot \frac{c^2}{\gamma} = \frac{1}{2} 0,518 \times 18 \times 7^2 - 1,93 \times 20 \times 7 + \frac{1,93^2}{2 \times 0,518} \times \frac{20^2}{18} = 38 \text{ kN/m}.$$

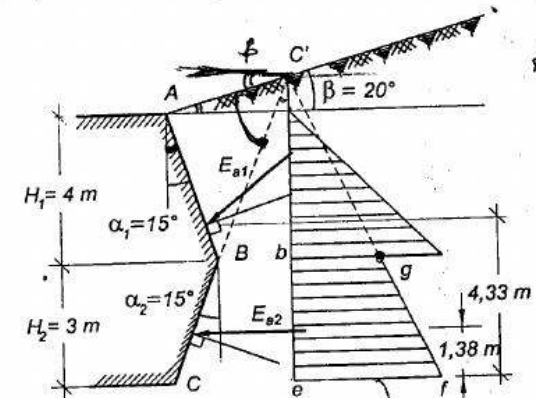
Áp lực chủ động của đất tác dụng lên tường đặt ở điểm ứng với trọng tâm biểu đồ cường độ phần tam giác mang dấu +, điểm đặt cách chân tường :

$$\frac{H - h_c}{3} = \frac{7 - 4,15}{3} = 0,95 \text{ m}$$



Hình VI-4

↙ Bài tập VI-3. Cho một tường chắn đất mà lưng tường gãy 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  $\beta$ ,  $\alpha$  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/m<sup>2</sup>.  
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/m<sup>2</sup>.

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 :

$$E_{a2} = \frac{bg + ef}{2} H_2$$

$$\text{vi } \frac{bg}{ef} = \frac{bC'}{eC} ; bg = ef \cdot \frac{bC'}{eC} = 51,2 \times \frac{7,86 - 3}{7,86} = 31,7$$

$$\text{nên } E_{a2} = \frac{31,7 + 51,2}{2} \times 3 = 124,35 \text{ kN/m}^2$$

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  $\gamma = 18$  kN/m<sup>3</sup>, 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  $q = 20$  kN/m<sup>2</sup>.

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,

$$p_a = \text{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{30^\circ}{2} \right) 18 \times 9 = 54 \text{ kN/m}^2.$$

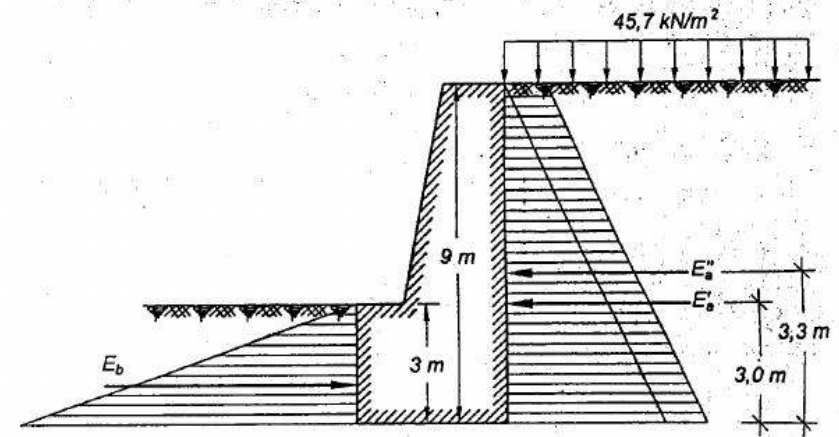
Biểu đồ cường độ áp lực đất trình bày trên hình VI-6. Trị số áp lực chủ động của đất tác dụng lên tường là :

$$E_a' = \frac{1}{2} \text{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{30^\circ}{2} \right) 18 \times 9^2 = 243 \text{ kN/m}$$

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

Tại đỉnh tường  $p_a^0 = \text{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{30^\circ}{2} \right) \times 20 = 6,65 \text{ kN/m}^2$

Tại chân tường  $p_a^1 = \text{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) [18 \times 9 + 20] = 60,65 \text{ kN/m}^2.$

Biểu đồ cường độ trình bày trên hình VI-6.

Trị số áp lực đất chủ động tác dụng lên tường là :

$$E_a'' = \frac{1}{2} \text{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{30^\circ}{2} \right) 18 \times 9^2 + \text{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{30^\circ}{2} \right) 20 \times 9 = 303 \text{ kN/m}.$$

Điểm đặt của  $E_a''$  cách chân tường một đoạn  $e''$

$$e'' = \frac{H}{3} \cdot \frac{p_a^1 + 2p_a^0}{p_a^1 + p_a^0} = \frac{9}{3} \cdot \frac{60,65 + 2 \times 6,65}{60,65 + 6,65}$$

$$e'' = 3,3 \text{ m}$$



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  $\varphi$ , 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  $\varphi = 28^\circ$ . Mực nước ngầm nằm cao 3 m so với chân tường (Hình VI-7). Trọng lượng riêng của đất ở trên mực 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 mực 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  $p_a = 0$  ;

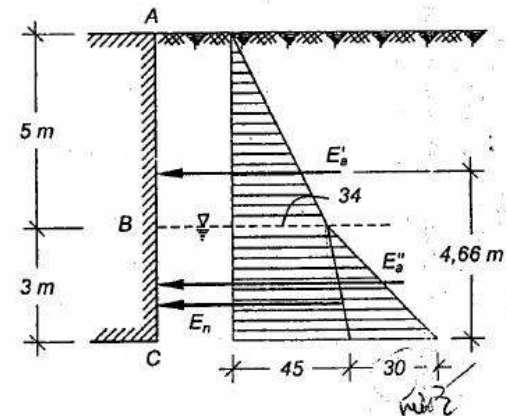
Tại điểm có độ sâu  $z = 5 \text{ m}$  :

$$p_a = \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{30^\circ}{2} \right) 19.5 = 34 \text{ kN/m}^2.$$

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 mực 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 :

$$h = \frac{3}{3} \times \frac{45 + 2 \times 34}{45 + 34} = 1,43 \text{ m}$$

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 :

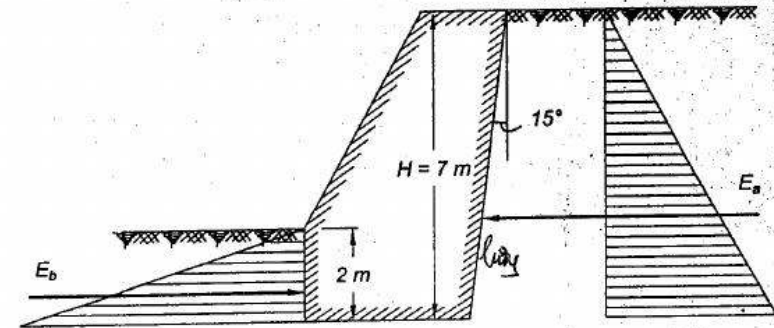
$$E_n = \frac{1}{2} \cdot 30 \times 3 = 45 \text{ kN/m}$$

$E_n$  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) :  $p_b = 3,1 \times 16 \times 2 = 99$  kN/m<sup>2</sup>

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  $\gamma = 20$  kN/m<sup>3</sup>, góc ma sát trong  $\varphi = 16^\circ$ , lực dính  $c = 15$  kN/m<sup>2</sup>. 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.

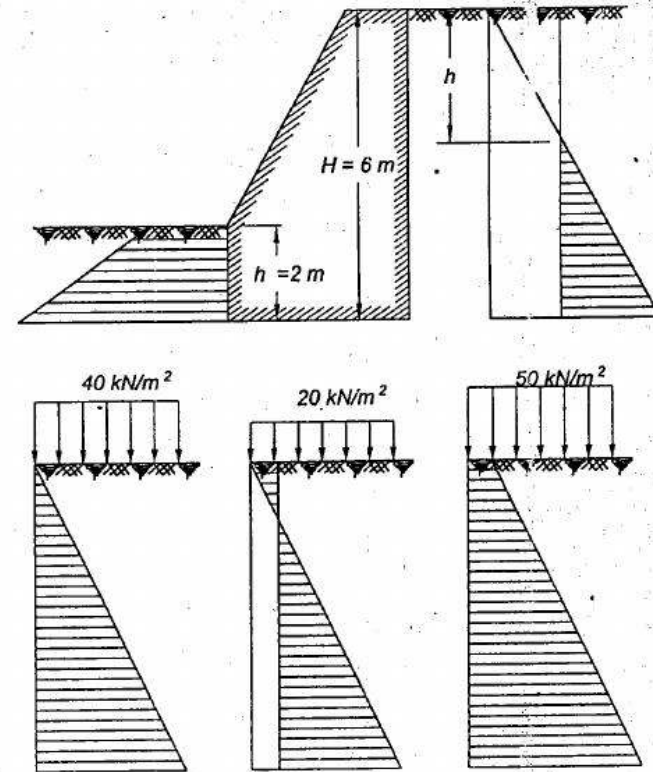
Cũng câu hỏi như trên, khi trên mặt đất đắp sau tường có tải trọng phân bố đều cường độ  $q = 40$  kN/m<sup>2</sup>,  $q = 20$  kN/m<sup>2</sup> và  $q = 50$  kN/m<sup>2</sup>.

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) :

$$E_a = \frac{1}{2} \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \gamma H^2 - 2c \operatorname{tg} \left( 45^\circ - \frac{\varphi^0}{2} \right) H + \frac{2c^2}{\gamma} =$$

$$= \frac{1}{2} \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{16^\circ}{2} \right) 20 \times 6^2 - 2 \times 15 \operatorname{tg} \left( 45^\circ - \frac{16^\circ}{2} \right) \times$$

$$\times 6 + 2 \cdot \frac{15^2}{20} = 90 \text{ kN/m} \quad \checkmark$$

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 chân 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 :

$$E_a' = \frac{1}{2} \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \gamma H^2$$

$$= \frac{1}{2} \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{16^\circ}{2} \right) 20 \times 16^2$$

$$E_a' = 201 \text{ kN/m}$$

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 :

$$h_c = \frac{2c}{\gamma \operatorname{tg} \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)} - \frac{q}{\gamma}$$

$$= \frac{2 \times 15}{20 \cdot \operatorname{tg} \left( 45^\circ - \frac{16^\circ}{2} \right)} - \frac{20}{20} = 1 \text{ m}$$

Tại chân tường, cường độ áp lực đất có trị giá :

$$p_a = \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) (\gamma H + q) - 2c \operatorname{tg} \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$= \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{16^\circ}{2} \right) (20 \times 6 + 20) - 2 \times 15 \operatorname{tg} \left( 45^\circ - \frac{16^\circ}{2} \right)$$

$$= 56 \text{ kN/m}^2$$

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 :

$$E_a'' = \frac{1}{2} \text{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \gamma \cdot H + q \text{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) H - \\ - 2c \text{tg} \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) H + \frac{2c^2}{\gamma} - \frac{2cq}{\gamma} \text{tg} \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) + \\ + \frac{q^2}{2\gamma} \text{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) ]$$

• Nếu  $q = 50 \text{ kN/m}^2$ ,  $q \text{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) > 2c \text{tg} \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$   
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 :

$$p_a' = q \text{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) - 2c \text{tg} \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) = \\ = 50 \cdot \text{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{16^\circ}{2} \right) - 2 \cdot 15 \text{tg} \left( 45^\circ - \frac{16^\circ}{2} \right) = \\ = 5,5 \text{ kN/m}^2$$

Tại chân tường :

$$p_a'' = \text{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) (\gamma H + q) - 2c \text{tg} \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) = \\ = \text{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{16^\circ}{2} \right) (20 \times 6 + 50) - 2 \times \\ \times 15 \text{tg} \left( 45^\circ - \frac{16^\circ}{2} \right) = 73 \text{ kN/m}^2.$$

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 :

$$E_a''' = \frac{p_a + p_a'}{2} H = \frac{5,5 + 73}{2} \cdot 6 = 236 \text{ kN/m}$$

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) :

$$p_b = \text{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \cdot \gamma \cdot z + 2c \text{tg} \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$$

Tại mặt đất,  $z = 0$  :

$$p_b' = 2 \times 15 \text{tg} \left( 45^\circ - \frac{16^\circ}{2} \right) = 40 \text{ kN/m}^2 ;$$

Tại chân tường,  $z = 2 \text{ m}$  :

$$p_b'' = \text{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{16^\circ}{2} \right) 20 \times 2 + 2 \times 15 \text{tg} \left( 45^\circ - \frac{16^\circ}{2} \right) = \\ = 110 \text{ kN/m}^2.$$

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 :

$$E_b = \frac{p_b' + p_b''}{2} h = \frac{40 + 110}{2} \cdot 2 = 150 \text{ kN/m}$$

Điểm đặt của  $E_b$ , ứng với trọng tâm biểu đồ cường độ hình  
thang, cách chân tường một đoạn  $e_b$  :

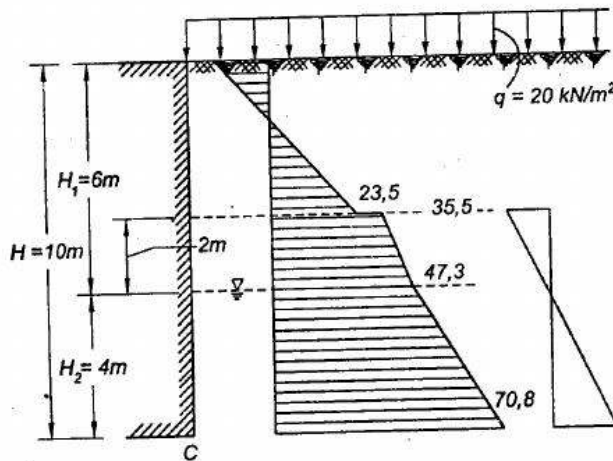
$$e_b = \frac{1}{3} h \frac{p_b'' + 2p_b'}{p_b'' + p_b'} = \\ = \frac{1}{3} \times 2 \times \frac{110 + 2 \times 40}{110 + 40} = 0,85 \text{ m}.$$

**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  $\gamma_w = 18$  kN/m<sup>3</sup>, trọng lượng riêng no nước  $\gamma_{nn} = 20$  kN/m<sup>3</sup>; góc ma sát trong  $\varphi = 15^\circ$ , lực dính  $c = 20$  kN/m<sup>2</sup>. Trêm mặt đất sau tường chắn có tác dụng tải trọng thẳng đứng phân bố đều cường độ  $q = 20$  kN/m<sup>2</sup>. 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  $\gamma_w = 18$  kN/m<sup>3</sup>; đối với tầng đất chứa nước mao dẫn tính trọng lượng riêng no nước  $\gamma_{nn} = 20$  kN/m<sup>3</sup>; đối với tầng đất nằm dưới mực nước ngầm (nước trọng lực) tính trọng lượng riêng đẩy nổi  $\gamma_{dn} = \gamma_{nn} - \gamma_n = 10$  kN/m<sup>3</sup>.



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 :

$$\begin{aligned} p_{a1} &= [\gamma_w(H_1 - h_k) + q] \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) - 2c \operatorname{tg} \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \\ &= [18(6 - 2) + 20] \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{15^\circ}{2} \right) - 2 \times 20 \operatorname{tg} \left( 45^\circ - \frac{15^\circ}{2} \right) \\ &= 23,5 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} p_{a1}' &= [\gamma_w(H_1 - h_k) + q + q_k] \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) - \\ &\quad - 2c \operatorname{tg} \left( 45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) = [18(6 - 2) + 20 + 20] \operatorname{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{15^\circ}{2} \right) - \\ &\quad - 2 \times 20 \operatorname{tg} \left( 45^\circ - \frac{15^\circ}{2} \right) \\ &= 35,5 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

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 :

$$\begin{aligned}
 P_{a3} &= [\gamma_w(H_1 - h_k) + q + \gamma_{nn}h_k + \gamma_{dn}H_2] \times \\
 &\quad \times \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) - 2c\operatorname{tg}\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) \\
 &= [18(6 - 2) + 20 + 20 \times 2 + 10 \times 4] \times \\
 &\quad \times \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{15^\circ}{2}\right) - 2 \times 20\operatorname{tg}\left(45^\circ - \frac{15^\circ}{2}\right) \\
 &= 70,8 \text{ kN/m}^2.
 \end{aligned}$$

Biểu đồ cường độ áp lực đất chủ động lên tường chắn trình bày trên hình VI-10.

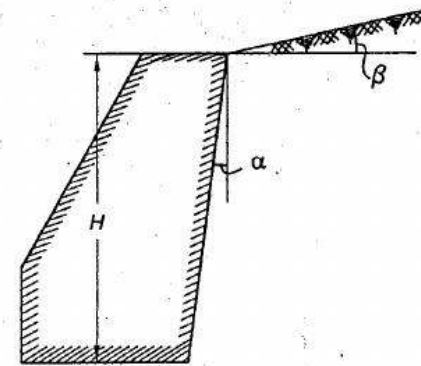
Ngoài ra còn phải xét đến áp lực (thủy tĩnh) của nước lên tường. Ở mức nước mao dẫn cao nhất, cường độ áp lực nước có trị giá âm và bằng  $\gamma_n h_k = 10.2 = 20 \text{ kN/m}^2$ . Ở mức nước trọng lực cường độ áp lực nước bằng 0. Ở chân tường (ở độ sâu  $H_2$  từ mặt nước trọng lực) cường độ áp lực 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  $\alpha$ ,  $H$ ,  $\beta$  và các chỉ tiêu cơ lý của đất đắp sau tường  $\gamma$ ,  $\varphi$  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, $\alpha^\circ$	-5	-5	-10	-10	-10
Góc nghiêng mặt đất, $\beta^\circ$	15	15	10	10	10

$$= 47,3 \text{ kN/m}^2.$$



Hình VI-11

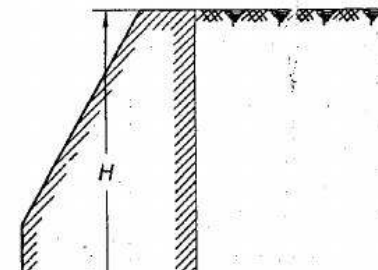
Vẽ biểu đồ cường độ áp lực đất, xác định trị số và điểm đặt áp lực đất lên tường chắn.

Trả lời (Bảng VI-5)

Bảng VI-5

Số thứ tự bài tập	VI-9	VI-10	VI-11	VI-12	VI-13
$E_3$ (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, $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	19,0	18,5	18,5	18	18
Góc ma sát trong $\varphi^\circ$	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 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	Góc ma sát trong $\varphi$
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 $E_s$ (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 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	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/m<sup>2</sup>. 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/m<sup>2</sup>. Vẽ biểu đồ cường độ, xác định trị số và điểm đặt áp lực đất lên tường chắn.



Trạng thái đất (độ ẩm)					
Góc ma sát trong $\varphi^\circ$	12	14	16	18	20
Lực dính $c$ (kN/m <sup>2</sup> )	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 $\varphi^\circ$	Sức kháng xuyên tĩnh $q_c$ daN/cm <sup>2</sup>
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 <sup>2</sup> )
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 $q_c$ , $\text{kg/cm}^2$		
	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

$q_c$ ( $\text{kg/cm}^2$ )	10	20	40	70	120	200	300
$\varphi$ ở độ sâu 2 m	28	30	32	34	36	38	40
$\varphi$ 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 :

ở dưới một nạt đập, 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  $10 \text{ cm}^2$  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  $\Delta r$ .

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  $\tau$  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  $\varphi$  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.

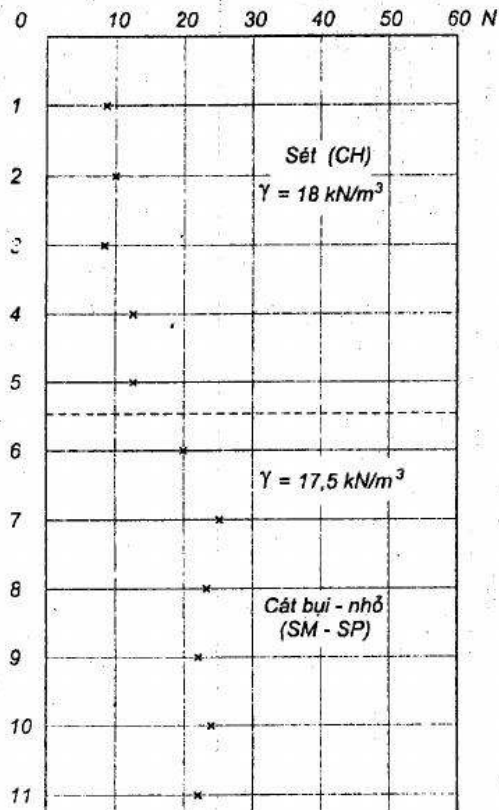
$$c_u = \left( \frac{1}{18} \div \frac{1}{15} \right) q_c$$

• 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  $\alpha$  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 :

$$\bar{N} = \frac{8 + 10 + 8 + 12 + 12}{5} = 10$$

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  $\varphi \approx 0$ ,  $N_\gamma = N_q = 0$ ,  $N_c = (\pi + 2)$  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  $\varphi = 30^\circ$ .

Với  $\varphi = 35^\circ$ , theo Terzaghi,  $N_\gamma = 48$ ;  $N_q = 33$ .

Từ đó tính được :

$$\begin{aligned} p_u &= 0,5\gamma b N_\gamma + \gamma h(N_q - 1) + \gamma \cdot h \\ &= 0,5 \cdot 17,5 \cdot 2 \cdot 48 + 18,5,5(33 - 1) + 18,5,5 \\ &= 840 + 3168 + 99 = 4107 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

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.** Cũng 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  $p_0 = 100$  kN/m<sup>2</sup>.

**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 :

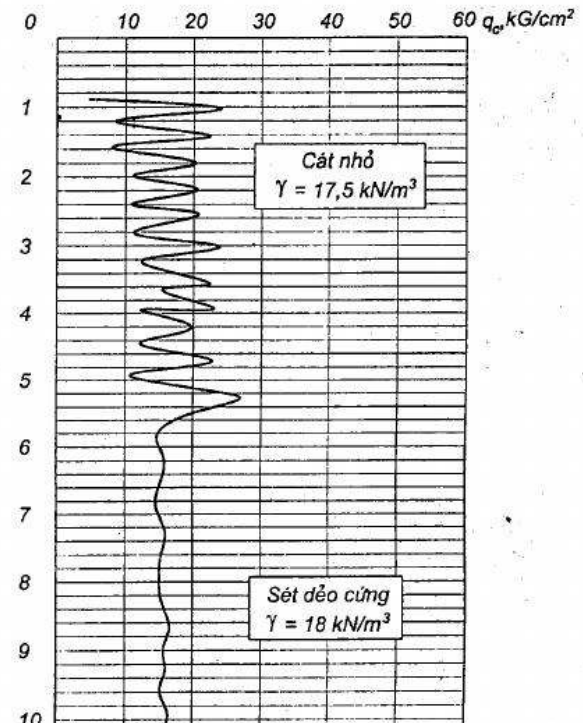
- Từ  $N$  suy ra kháng mũi xuyên tĩnh  $q_c$  ;
- Từ kháng mũi xuyên tĩnh  $q_c$  suy ra  $E$ .

Với lớp đất sét ở bài VII-1 trên đây,  $N = 9$  ước lượng là  $q_c = (1,5 + 2,0)N = 13,5 + 18 \text{ kG/cm}^2$ ; 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  $\frac{l}{b} > 10$ ) ;

$$p = p_0 - \gamma h = 100 - 18.1 = 82 \text{ kN/m}^2$$

$\mu$  chọn bằng 0,3 ;

$$E \text{ như đã ước lượng trên : } E = 75 \text{ kG/cm}^2 = 7500 \text{ kN/m}^2$$

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 :

$\sigma_i$  - ứng suất gây lún (trung bình) ở lớp đất  $i$  ;

$E_i$  - môđun 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  $H = 3 \cdot b = 3 \cdot 2,5 \text{ m} = 7,5 \text{ m}$

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  $E_1 = 2q_c$  :

$$E_1 = 2 \cdot 20 = 40 \text{ kG/cm}^2 = 4000 \text{ kN/m}^2.$$

Trong đất sét  $E_2 = 5,5 \cdot q_c$  :

$$E_2 = 5,5 \cdot 12,5 = 68,75 \text{ kG/cm}^2 = 6875 \text{ kN/m}^2.$$

Như vậy trên nền đất 2 lớp như bài VII-3, móng băng đã cho sẽ có độ lún là :

$$s = \frac{\sigma_1}{E_1} \cdot b + \frac{\sigma_2}{E_2} \cdot b$$

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  $\sigma$  tại điểm giữa mỗi lớp, trên trục qua tâm móng. Ngay tại đáy móng ứng suất gây lún là :

$$\sigma = \sigma_0 - \gamma \cdot h = 150 - 17,5 \cdot 1,5 = 123,75 \text{ kN/m}^2.$$

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

$$\rho = \frac{1}{E_1} u_1 + \frac{1}{E_2} u_2$$

$$= \frac{90,43}{4000} \cdot 4 + \frac{32,17}{6875} \cdot 5 = 0,08 + 0,023 = 0,103 \text{ m}$$

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)						$\gamma_w$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\Delta$
	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 <sub>d</sub> (%)	W <sub>nh</sub> (%)	c (kN/m <sup>2</sup> )	$\varphi^\circ$	k <sub>t</sub> (cm/sec)	Thí nghiệm nén			
							e <sub>1</sub>	e <sub>2</sub>	e <sub>3</sub>	e <sub>4</sub>
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  $\gamma_w = 18 \text{ kN/m}^3$ ,  $\varphi = 20^\circ$ ,  $c = 12 \text{ kN/m}^2$ .

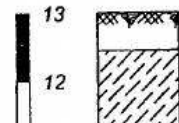
### BÀI GIẢI

#### 1. Chọn mặt cắt tường

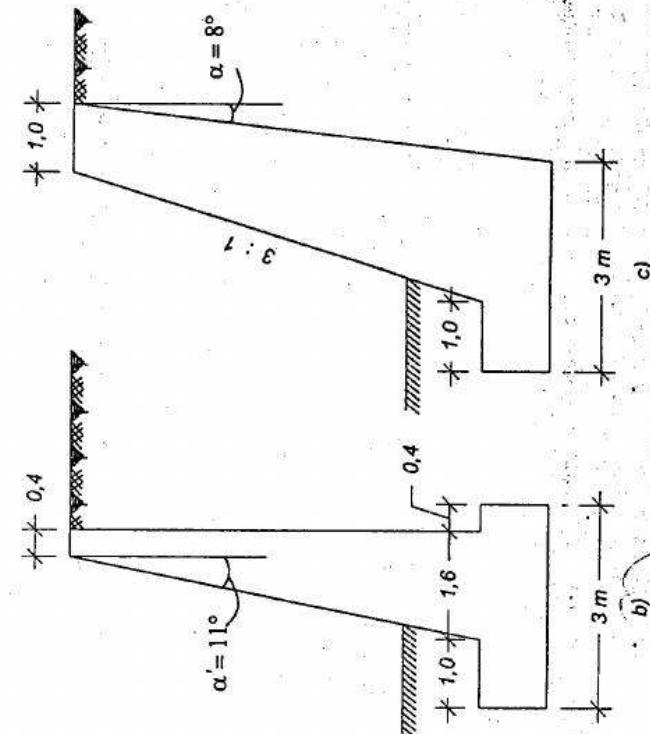
Góc nghiêng lưng tường  $\alpha$  có thể chọn trong khoảng  $(-15^\circ \div +15^\circ)$ ; ngực tường thường làm với độ dốc từ 3 : 1 đến thẳng đứng.

Bề rộng móng tường, theo kinh nghiệm lấy

Mặt cắt lỗ khoan

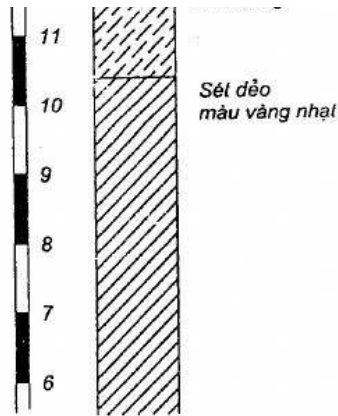


Đất đắp á sét dẻo màu vàng



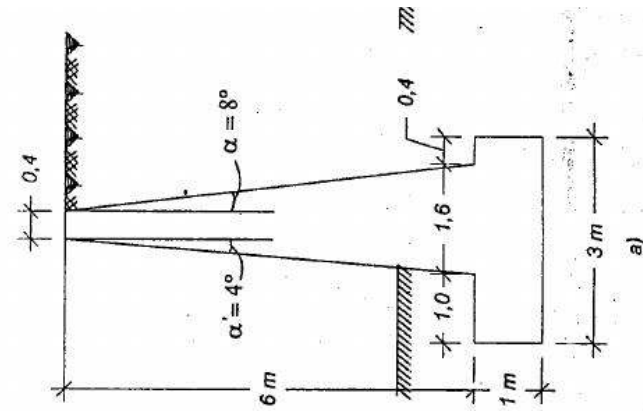
Hình 2

trong khoảng  $(0,35 \div 0,45) H$  ( $H$  - chiều cao tường. Ở đây  $H = 17,5 - 10,5 = 7$  m). Ở đây ta chọn bề rộng móng tường là  $b = 3$  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 đế 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



353

## 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

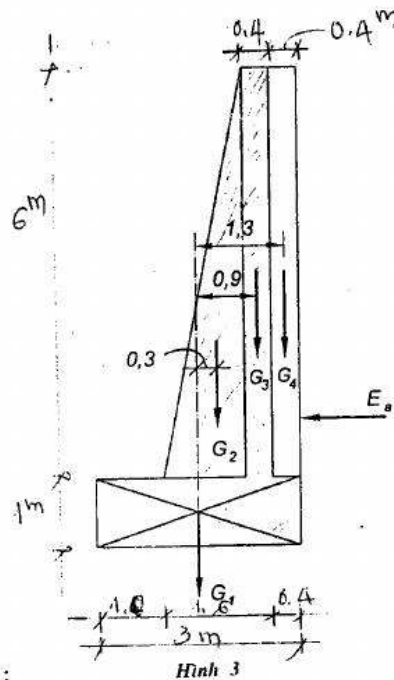
$$a_2 = 1,8 - 1,5 = 0,3 \text{ m}$$

$$G_3 = 0,4 \times 6 \times 24 = 57,6 \text{ kN};$$

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

Cường độ áp lực đất tại đáy tường ( $z = 7$  m) :

$$p_a = \text{tg}^2 \left( 45^\circ - \frac{20^\circ}{2} \right) 18 \times 7 - 2 \times 12 \text{tg} \left( 45^\circ - \frac{20^\circ}{2} \right) \\ = 0,487 \times 18 \times 7 - 24 \times 0,698 = 44,6 \text{ kN/m}^2.$$

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)



$$G_4 = 0,4 \times 0 \times \dots$$

cánh tay đòn

$$a_4 = 1,5 - 0,2 = 1,3 \text{ m.}$$

- Áp lực chủ động của đất

Cường độ áp lực đất xác định theo công thức :

$$p_a = \text{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) \cdot \gamma \cdot z - 2c \cdot \text{tg}\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)$$

Điểm có cường độ  $p_a = 0$  nằm ở độ sâu  $h_c$  :

$$h_c = \frac{2c}{\text{tg}\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)} = \frac{2 \times 12}{18 \text{tg}\left(45^\circ - \frac{20^\circ}{2}\right)}$$

$$= \frac{24}{18 \times 0,698} = 1,9 \text{ m}$$

354

### 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 :

$$N = \frac{\sigma_{\max}}{b \cdot \gamma_{dn}} \leq 3$$

$$\text{tg}\psi = \text{tg}\varphi + \frac{c}{\sigma} \geq 0,45$$

$$\delta = \frac{k_1}{a(1+e_1)\gamma_n} \geq 1 \cdot 10^7 \text{ cm}^2/\text{năm}$$

thì không có khả năng trượt phẳng mà sẽ xảy ra trượt hỗn hợp.

Ở đây, móng tường chôn dặt lên lớp đất thứ 2 có các chỉ tiêu :

$$e_0 = \frac{\gamma_h(1+W)}{\gamma} - 1 = \frac{27,2(1+0,32)}{19} - 1 = 0,9$$

$$\gamma = \frac{\gamma_n - \gamma_n}{\dots} = \frac{27,2 - 10}{\dots} = 9 \text{ kN/m}^3$$

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 :

$$\sigma = \frac{N}{b} \pm \frac{M}{b^2} = \frac{259}{3} \pm \frac{60 \cdot 6}{3^2}$$

$$\sigma_{\max} = 126 \text{ kN/m}^2 ; \sigma_{\min} = 46 \text{ kN/m}^2 ;$$

$$\sigma_{tb} = 86 \text{ kN/m}^2.$$

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.

355

Tìm  $\alpha$  trong trường hợp này :

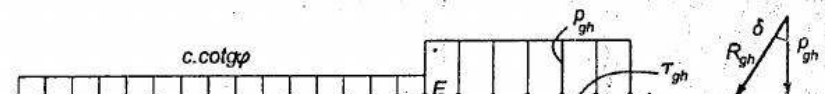
- Khi  $p = 0$  thì  $\alpha = 0$  (lúc chỉ có trượt phẳng, không có trượt ép trời,  $b_1^{II} = 0$ ).

- Tìm  $p$  ứng với  $\alpha = 1$  (lúc chỉ có trượt ép trời không có trượt phẳng,  $b_1^{II} = b^{II}$ ). Để tìm  $p_{gh}$  khi chỉ có trượt ép trời (với  $b = 3 \text{ m}$ ) ta dùng phương pháp vẽ của Evdôkimôv.

Theo phương pháp này, mặt trượt có dạng ABCD như trình bày trên hình 4.

Góc nghiêng  $\delta$  của tải trọng, góc ma sát trong  $\varphi$  và góc nghiêng  $\beta$  của mặt trượt AB liên hệ với nhau theo hệ thức :

$$\frac{1}{2} \cot\delta = \frac{\sin^2\beta + \cos^2(\alpha - \beta)}{\sin 2\beta + \sin 2(\varphi - \beta)}$$



$$\gamma_{dn} = 1 + e = 1 + 0,9 = 1,9 \text{ KN/m}^3, c = 10 \text{ KN/m}^2$$

$$\varphi = 14^\circ, \text{tg}\varphi = \text{tg}14^\circ = 0,250.$$

Ta thấy ngay có 2 điều kiện không đạt :

$$N = \frac{126}{3 \times 9} = 4,7 > 3$$

$$\text{tg}\psi = \text{tg}14^\circ + \frac{16}{86} = 0,250 + 0,186 = 0,436 < 0,45.$$

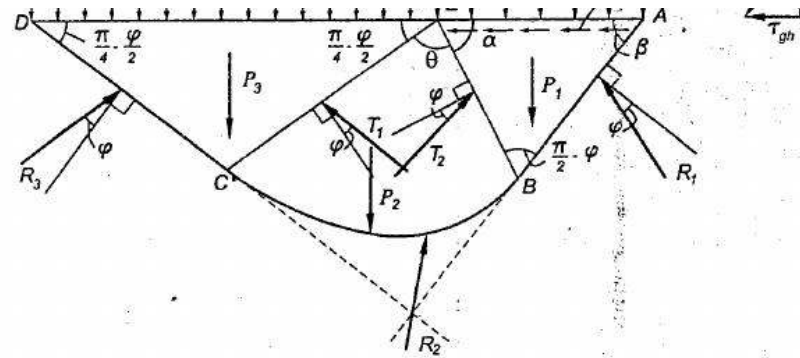
Vậy ở đây nền móng tường có khả năng trượt hỗn hợp. Vì tải trọng lệch tâm về phía hạ lưu, người ta cho phép giảm bớt bề rộng đáy móng, thay cho b, dùng  $b''$  :

$$b'' = b - 2e = 3 - 2 \times 0,23 = 2,54 \text{ m}$$

Bề rộng móng ứng với phân trượt ép trời  $b_1''$  xác định theo công thức :

$$b_1'' = \alpha b''$$

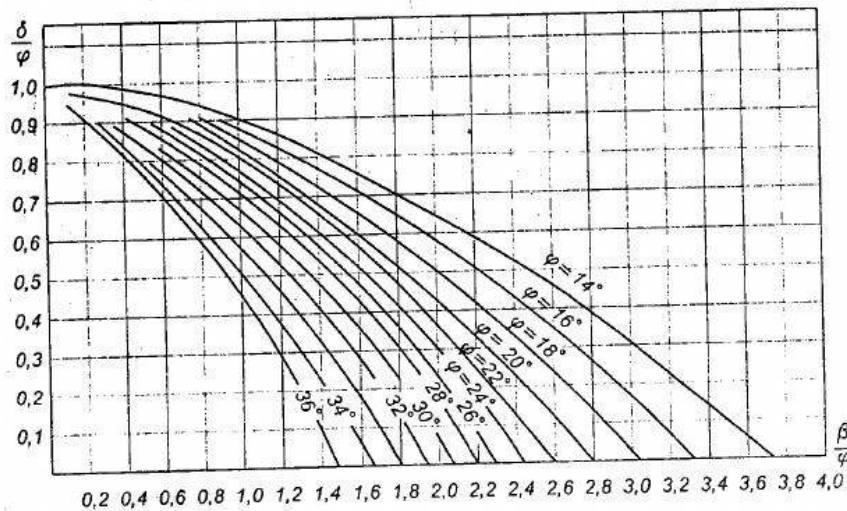
356



Hình 4

Để tiện tính toán, người ta lập sẵn toán đồ trên hình 5, biết  $\delta, \varphi$  ta xác định ngay được  $\beta$ . Từ  $\beta$  suy ra  $\alpha = \frac{\pi}{2} - \beta + \varphi$  ( $\alpha$  - 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 =  $EB e^{\theta \text{tg}\varphi}$

$$\begin{aligned} \theta &= \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} + \beta = 45^\circ - \frac{14}{2} + 51^\circ 48' = 89^\circ,80 = \\ &= 89^\circ 48' = 1,567 \text{ radian} \end{aligned}$$

$$\theta \text{tg}\varphi = 1,567 \cdot \text{tg}14^\circ = 1,567 \times 0,25 = 0,391$$

$$EC = 2,43 e^{0,391} = 3,586 \text{ m}$$

Đoạn mặt trượt BC là đoạn cong logarit, độ dài EC suy ra từ độ dài EB theo công thức :

$$EC = EB e^{\theta \tan \varphi}$$

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 :

$$\beta = 3,7 \cdot \varphi = 3,7 \times 14^\circ = 51^\circ,80 \text{ (} 51^\circ 48' \text{)}$$

$$\alpha = \frac{\pi}{2} - \beta + \varphi = 90^\circ - 51^\circ,80 + 14^\circ = 52^\circ,20 \text{ (} 52^\circ 12' \text{)}$$

$$(\sin \beta = \sin 51^\circ 48' = 0,785 ; \sin \alpha = \sin 52^\circ 12' = 0,789).$$

$$P_2 = \frac{\gamma b^2}{2} \left[ \frac{\sin^2 \beta}{2 \sin \rho \cos \rho} (e^{2\theta \tan \rho} - 1) \right] ;$$

$$P_3 = \frac{\gamma b^2}{2} \cdot \frac{\sin^2 \beta}{\cos \rho} \cdot e^{2\theta \tan \rho}$$

Với nền móng tường chắn của ta ở đây :

$$P_1 = \frac{19 \times 3^2}{2} \cdot \frac{0,785 \times 0,789}{0,970} = 54,46 \text{ kN}$$

$$P_2 = \frac{19 \times 3^2}{2} \left[ \frac{(0,785)^2}{2 \cdot 0,242 \cdot 0,970} (e^{2 \times 1,567 \times 0,25} - 1) \right] = 132,74 \text{ kN}$$

$$P_3 = \frac{19 \times 3^2}{2} \cdot \frac{(0,785)^2}{0,970} e^{2 \times 1,567 \times 0,25}$$

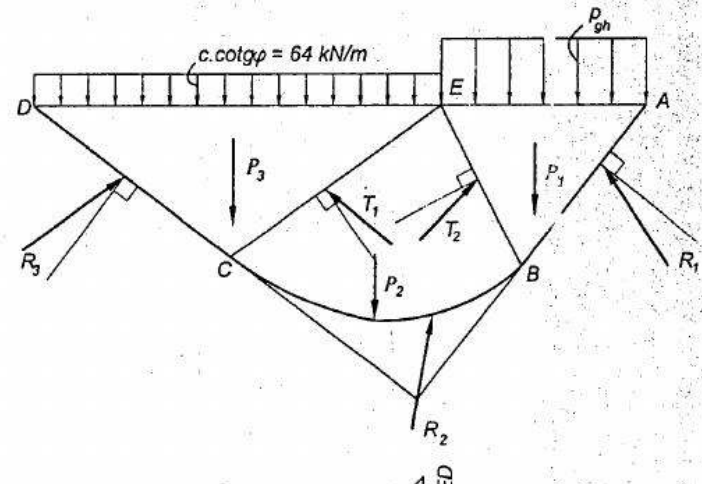
Từ E vẽ đường hợp với mặt đất góc  $\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} = 45^\circ - \frac{14}{2} = 38^\circ$ , trên đó lấy điểm C mà  $EC = 3,58 \text{ m}$ . Từ C vẽ đường hợp với mặt đất góc  $45^\circ - \frac{\pi}{2} = 38^\circ$ , gặp mặt đất tại D.

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  $ED = c \cot \rho \times ED$  ; trọng lượng bản thân lăng thể trượt :  $P_1(\text{ABE})$ ,  $P_2(\text{EBC})$ ,  $P_3(\text{ECD})$  ; phản lực của nền đất  $R_1, R_2, R_3$ .

Trọng lượng bản thân lăng thể trượt tính theo các công thức

$$P_1 = \frac{\gamma b^2}{2} \cdot \frac{\sin \alpha \sin \beta}{\cos \rho} ;$$



$$= 118,80 \text{ kN}$$

$$c \cdot \cotg\varphi = 16 \times \frac{1}{0,250} = 64 \text{ kN/m}^2; \text{ ở đây có } ED = 5,6 \text{ m}$$

$$c \cdot \cotg\varphi \cdot ED = 64 \times 5,6 = 358,4 \text{ kN.}$$

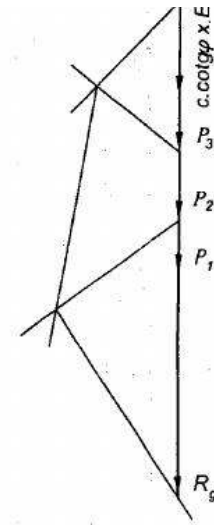
Biết trị số của các lực  $c \cotg\varphi \times ED$ ,  $P_1$ ,  $P_2$ ,  $P_3$ ; biết phương của các lực  $R_1$ ,  $R_2$ ,  $R_3$ ,  $T_1$ ,  $T_2$ ; ta vẽ đa giác lực của lăng thể trượt như trình bày trên hình 6. Kết quả là tìm được  $R_{gh}$ , ở đây ta có  $R_{gh} = 820 \text{ kN/m}$ , suy ra :

$$P_{gh} = \frac{R_{gh}}{b} \cos\delta - c \cotg\varphi$$

$$P_{gh} = \frac{820}{3} \times 1 - 64 = 209 \text{ kN/m}^2$$

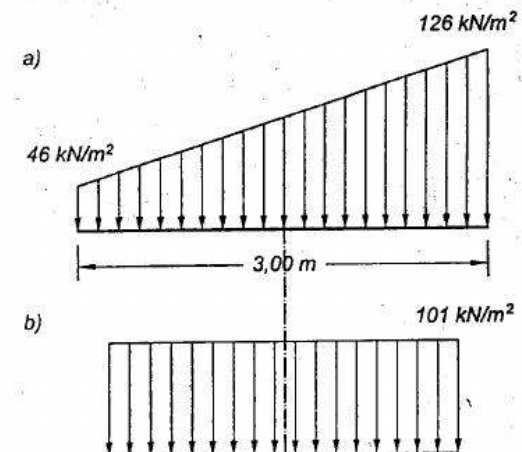
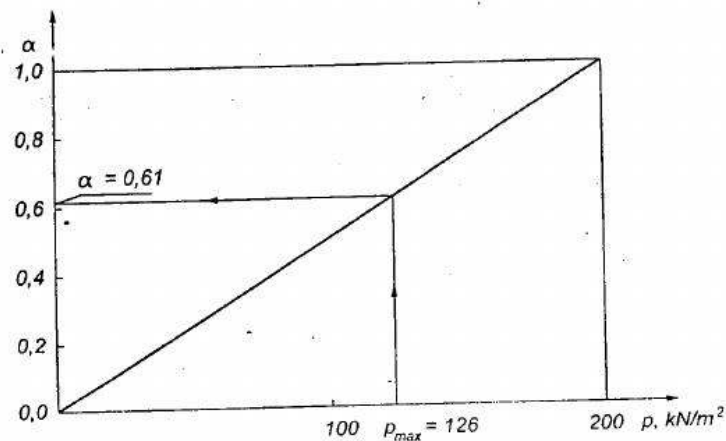
Như đã nói ở trên ứng với  $\alpha = 0$  thì  $p_{gh} = 0$  và ta đã tìm được ứng với  $\alpha = 1$ ,  $p_{gh} = 209 \text{ kN/m}^2$ , do đó vẽ được đồ thị  $\alpha = f(p)$  như trình bày trên hình 7. Nhờ có đồ thị này,

360



Hình 6

361



Hình 7

ứng với  $p = 126 \text{ kN/m}^2$  (của móng tường chấn ở đây) ta xác định được  $\alpha = 0,61$ .

Vậy ở đây ta có :

$$b_1^{II} = \alpha b^{II} = 0,61 \times 2,54 = 1,55 \text{ m} ;$$

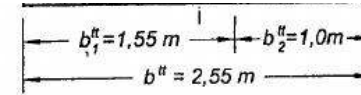
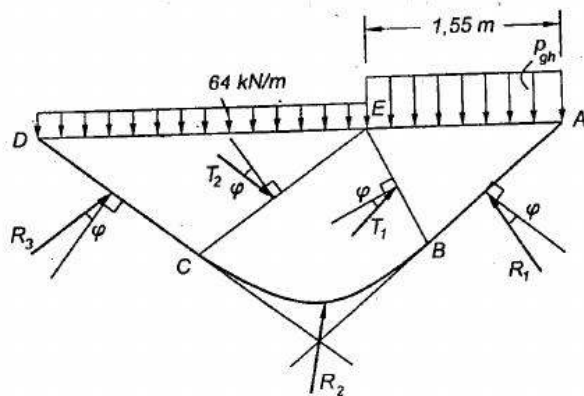
$$b_2^{II} = b^{II} - b_1^{II} = 2,54 - 1,55 \approx 1 \text{ m}$$

Ngoài ra, ta thay tải trọng phân bố hình thang bằng tải trọng phân bố đều có cường độ :

$$\sigma = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{2} \cdot \frac{b}{b^{II}} = \frac{126 + 46}{2} \cdot \frac{3}{2,54} = 101 \text{ kN/m}^2$$

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

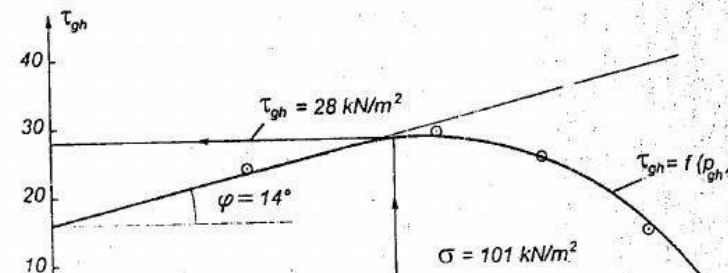
Tiếp theo ta phải tìm xem với sơ đồ tính toán như vậy (bề rộng trượt ép trồi là  $b_1^{II} = 2,55 \text{ m}$ ) thì ứng với  $p = 101 \text{ kN/m}^2$  ta sẽ có  $\tau_{gh}$  (thành phần nằm ngang của tải trọng giới hạn) là bao nhiêu ? Muốn biết  $\tau_{gh}$ , ta phải giả thiết một loạt trị số  $\delta$  khác nhau ; với mỗi trị số  $\delta$ , dùng phương pháp vẽ của Evdokimov như đã trình bày ở trên, tìm được một trị số  $R_{gh}$ , do đó tìm được  $\tau_{gh}$  (ứng với những  $p_{gh}$  khác nhau).

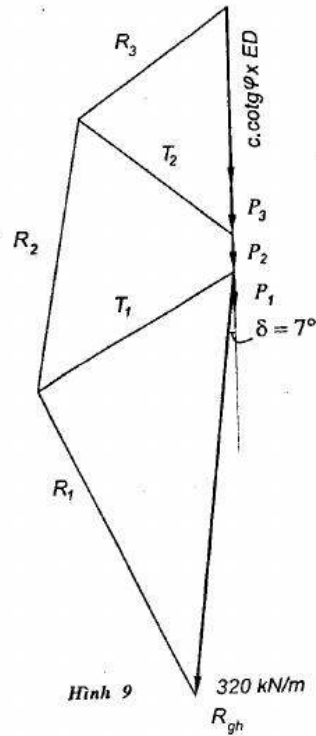
Chẳng hạn, ta chọn 5 trị số  $\delta$  :  $0^\circ, 3^\circ, 7^\circ, 10^\circ, 12^\circ$ . Cách tính toán hoàn toàn giống như đã làm trên đây.

Trong bảng 3 ghi tất cả các số liệu tính toán cho từng trường hợp (từng trị số  $\delta$ ), còn trên hình 9 chỉ nêu ra hình vẽ đồ giải cho một trường hợp  $\delta = 7^\circ$ .

363

Kết quả ta xác định được 5 trị số  $\tau_{gh}$  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.

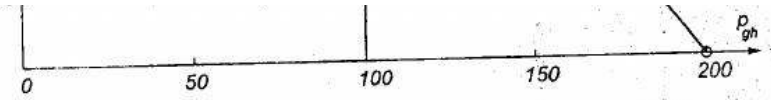




364

Bảng 3.

$\delta$	$\frac{\delta}{\varphi}$	$\frac{\beta}{\varphi}$	$\beta$	$\alpha = \frac{\pi}{2} + \varphi - \beta$	$\sin\beta$	$\sin^2\beta$	$\sin\alpha$
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)
0							



Hình 10

Đối với móng tường chắn ở đây, ứng suất dưới đế móng là  $\sigma = 101 \text{ kN/m}^2$ . Trên đó thì  $\tau_{gh} = f(p_{gh})$ , ứng với  $\sigma = 101 \text{ kN/m}^2$  ta xác định được  $\tau_{gh} = 28 \text{ kN/m}^2$ .

Trên đây khi xác định  $p_{gh}$ ,  $\tau_{gh}$  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

$\theta = \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} + \beta$	$e^{2\theta \text{tg}\varphi}$	$P_1$ (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 <sup>2</sup> )	$\tau_{gh} = \frac{R_{gh}}{b} \sin\delta$ (kN/m <sup>2</sup> )
(9)	(10)	(11)	(12)	(13)	(14)	(15)	(16)
89°80	2.100	14.52	35.56	31.70	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 :  $z = 2,5 \text{ m}$

$$p_a = 18,7 \cdot \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{12^\circ}{2}\right) \cdot 2,5 = 31 \text{ kN/m}^2.$$

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) ;

$\phi$  - khả năng chịu lực ngang của nền ;

$$\phi = (\sigma_{gp} + c) b_2^{II} + \tau_{gh} \cdot b_1^{II}$$

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 :

$$k = \frac{(101 \cdot \text{tg}14^\circ + 16) \times 1 + 28 \times 1,55}{113,73 - 38,75}$$

$$= \frac{84,65}{74,98} \approx 1,13.$$

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

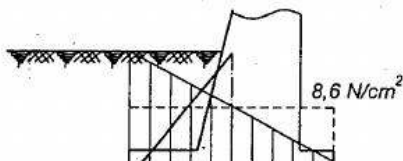
Ứng suất gây lún : Khi tính ứng suất gây lún cho những điểm nằm trên trục  $O$  thay tải trọng phân bố hình thang bằng tải trọng phân bố đều cường độ  $p = 86 \text{ kN/m}^2 = 8,6 \text{ N/cm}^2$  (bỏ qua ảnh hưởng của độ sâu chôn móng) ; đồng thời bỏ qua ảnh hưởng của tải trọng ngang phân bố ở đáy móng (tải trọng này chỉ gây ra  $\tau$  mà không gây ra  $\sigma$  tại những điểm trên trục  $O$ ). Dùng bảng III-9 để tính ứng suất  $\sigma_z$  và dùng bảng III-10 để tính tổng ứng suất  $\Theta$ . Các số liệu tính toán ghi ở bảng 4.

Bảng 4

Điểm	Độ sâu $z$ kể từ đáy móng (m)	Điểm góc đặt ở giữa dải tải trọng rộng 3 m				Tính cho 1/2 dải ; tải trọng điểm góc đặt ở một đầu		
		$\frac{x}{b}$	$\frac{z}{b}$ ( $b = 3 \text{ m}$ )	$k_z$	$\sigma_z$	$\frac{z}{b}$ ( $b = 1,5 \text{ m}$ )	$\lambda$	$\Theta = 2\lambda p$
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  $\Theta$  trên trục qua điểm  $O$  của móng tường chắn như trình bày trên hình 11.

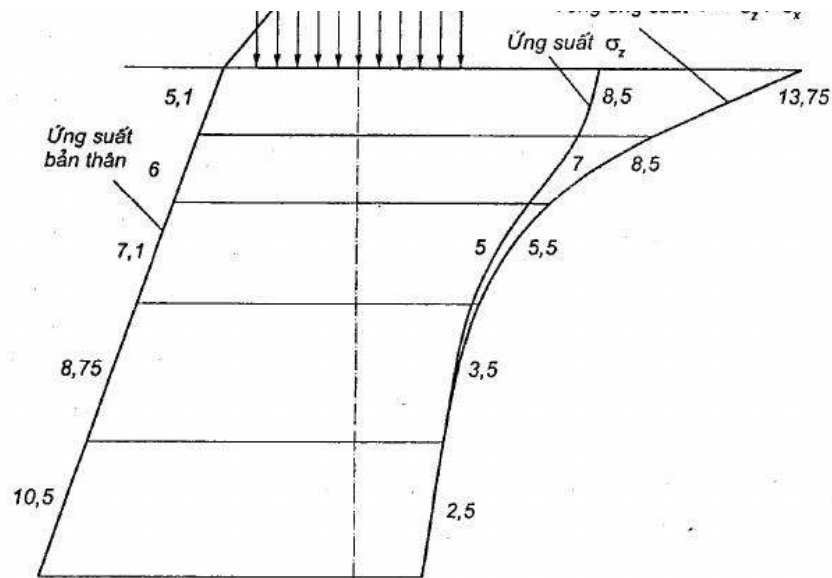


Tổng ứng suất  $\theta = \sigma + \tau$

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

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

$\frac{e_1 - e_2}{1 + e_1} h$	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
$\Theta$	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

### BÀI TẬP LỚN 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)

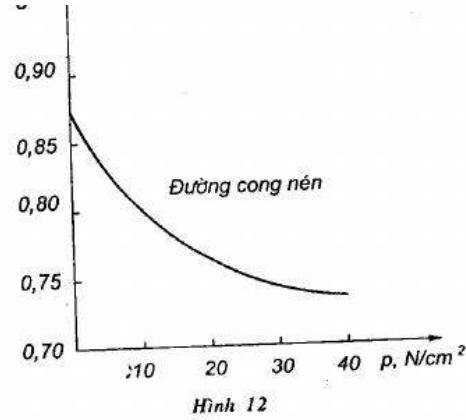
$N = 950 \text{ kN}$ ,  $M = 210 \text{ kNm}$

đào, chọn  $\mu = 0,3$ .

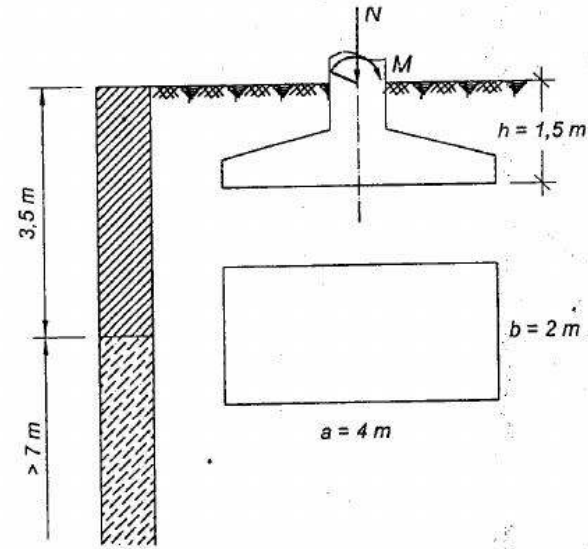
Tổng cộng độ lún các lớp phân tố ta có độ lún của tường chắn là :

$$S = 10,14 \text{ cm}$$

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 sét 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 nén	$e_1$	
	$e_2$	$e_3$
	0,96	0,84
	0,82	0,81
	0,85	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,

dụng lên mỗi lớp đất phải nhỏ hơn áp lực tiêu chuẩn  $R^{1C}$  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)		$\Delta$	W (%)	$W_{nh}$	$W_d$	c (KN/m <sup>2</sup> )	$\varphi^\circ$	$k_t$ (cm/ty)
	0,1-0,05	0,05-0,01							
1	9	20	2,72	33	37	19	22	10	$1 \cdot 10^{-8}$
2	10	23	2,70	28	34	18	12	14	$2 \cdot 10^{-6}$

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 :

$$p_o = \gamma_{tb} \cdot h + \frac{N}{F} \pm \frac{M}{W}$$

$\gamma_{tb}$  - 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 :

$$p_o = 20 \times 1,5 + \frac{850}{2 \times 4} \pm \frac{210 \times 6}{2 \times 4^2}$$

$$P_{omax} = 176 \text{ kN/m}^2 ;$$

$$P_{omin} = 96 \text{ kN/m}^2 ;$$

$$P_{otb} = 136 \text{ kN/m}^2.$$

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

$$R_1^{tc} = (A \cdot b + B \cdot h) \gamma + D \cdot c =$$

$$= (0,18 \times 2 + 1,73 \times 1,5) 18,4 + 4,17 \times 22 = 146,11 \text{ kN/m}^2$$

- Lớp đất thứ hai với  $\varphi = 14^\circ$ , tra bảng V-5 có A = 0,26 ; B = 2,17 ; D = 4,69

$$R_2^{tc} = (0,26 \times 2 + 2,17 \times 3,5) \cdot \frac{(2 \times 18,4 + 1,5 \times 8,7)}{3,5} + 4,69 \times 12 = 171,83 \text{ kN/m}^2$$

So sánh ta thấy :

- Áp lực tác dụng lên lớp thứ nhất  $\sigma_z = 136 \text{ kN/m}^2 < \text{áp lực tiêu chuẩn của nó } R_1^{tc} = 146,11 \text{ kN/m}^2$  ;

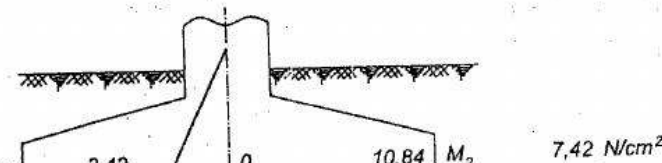
- Áp lực tác dụng lên lớp thứ hai  $\sigma_z = 102 \text{ kN/m}^2 < \text{áp lực tiêu chuẩn của nó } R_2^{tc} = 171,83 \text{ kN/m}^2$ .

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 đẩy 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 đáy 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 đáy 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  $z = 2$  m (ngang mực nước ngầm),

$$\sigma_{bt} = 18,4 \times 2 = 36,8 \text{ kN/m}^2 ;$$

- Ở độ sâu  $z = 3,5$  m,  $\sigma_{bt} = 36,8 + 8,7 \times 1,5 =$

$$= 49,85 \text{ kN/m}^2 ;$$

- Ở độ sâu  $z = 6,5$  m,  $\sigma_{bt} = 49,85 + 9,0 \times 3,0 =$

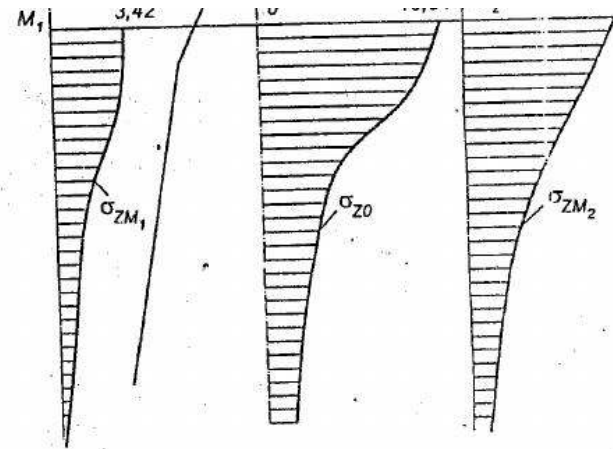
$$= 76,85 \text{ kN/m}^2.$$

Biểu đồ phân bố ứng suất bản thân trình bày trên hình 14.

Ứng suất gây lún ngay tại đế móng có trị số :

$$p = p_o - \gamma h$$

376



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,  $M_1$  và  $M_2$  (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.

377

Bảng 7

Điểm	Độ sâu	$\frac{1}{b} = \frac{2}{b}$	$\frac{z}{b} = \frac{z}{b}$	$k_x$	$\sigma_{dl}$ ở tâm = $4k_g \times 10,84 \text{ (N/cm}^2\text{)}$
------	--------	-----------------------------	-----------------------------	-------	---

Bảng 9

Điểm	$z$ (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

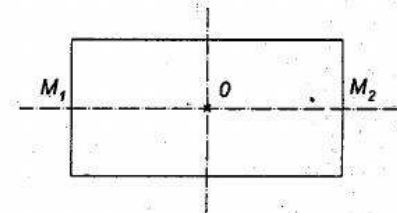
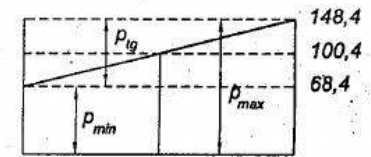
Điểm	z (m)	$\frac{l}{b} = \frac{4}{1}$	$\frac{z}{b}$	$k_g$	$\sigma_{p\min} = 2k_g \times 6,841$ (N/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_{p\max} = 2k_g \times 14,84$ (N/cm <sup>2</sup> )
0	0	4	0	0,2500	3,42	7,42
2	1,0	-	1	0,2042	2,79	6,06
4	2,0	-	2	0,1350	1,85	4,00
6	4,0	-	4	0,0674	0,85	2,02
8	6,0	-	6	0,0388	0,53	1,15

	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)
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 tử

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  $\text{N/cm}^2$  và vẽ được đường cong nén của các lớp đất như trình bày trên hình 16.



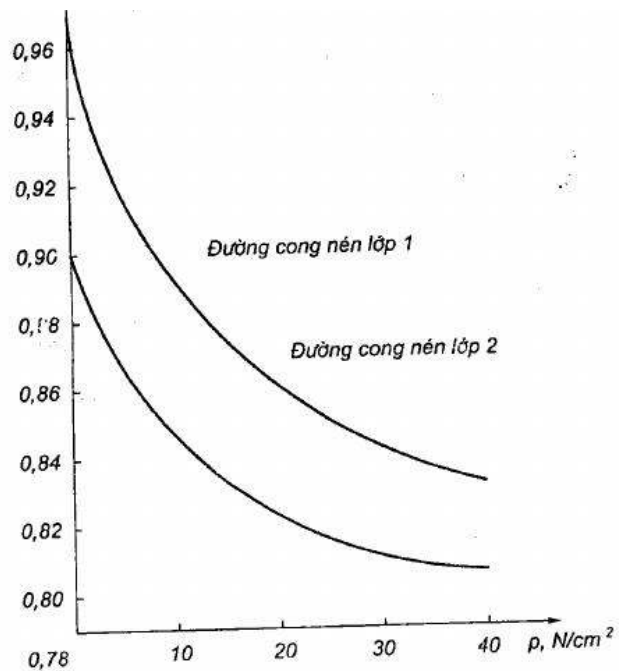
Hình 15

Chia nền đất dưới đế móng thành 6 lớp mỏng ; với mỗi lớp phân tử 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, dựng 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 tử 1, 2, 3 dùng đường cong nén của lớp đất 1 ; với các lớp phân tử 4, 5, 6 thuộc lớp đất 2 thì dùng đường cong nén của lớp đất 2 ;

Bảng 10

$s_i$ (cm)	17	0,64	0,88	0,70	0,37	0,27	0,21
$e_2$	16	9,19	9,17	9,17	8,60	8,59	8,56



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 :

$$S_o = 6,95 \text{ cm}$$

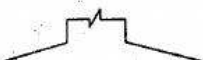
$$S_{M2} = 4,89 \text{ cm}$$

$$S_{M1} = 3,07 \text{ cm}$$

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/cm <sup>2</sup> )	$e_i$	Trên trục O				Trên trục M <sub>2</sub>				Trên trục N		
					$\sigma_{đi}$ (N/cm <sup>2</sup> )	$p_i$ (N/cm <sup>2</sup> )	$e_2$	$s_i = \frac{e_1 - e_2}{1 + e_1} h$ (cm)	$\sigma_{đi}$ (N/cm <sup>2</sup> )	$p_i$ (N/cm <sup>2</sup> )	$e_2$	$s_i$ (cm)	$\sigma_{đi}$ (N/cm <sup>2</sup> )	$p_i$ (N/cm <sup>2</sup> )	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	0
	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	0
	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	0
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	0
	4	100	5,6	0,867	4,0	9,6	0,850	0,90	2,9	8,5	0,855	0,64	1,8	7,4	0
	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	0
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	0

Trên đây, khi tính lún ta  
 không xét đến độ cứng



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:

$$\theta \approx \text{tg} \theta = \frac{4,89 - 3,07}{400} = 0,0045 \text{ radian}$$

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  $A\omega_0 = 21,6$

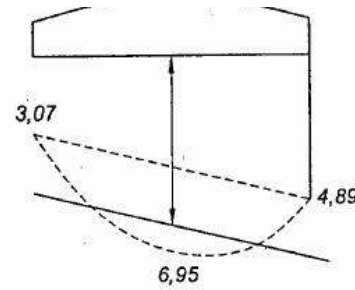
$$h_s = A\omega_0 \cdot b = 21,6 \times 2 = 43,2 \text{ m}$$

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.

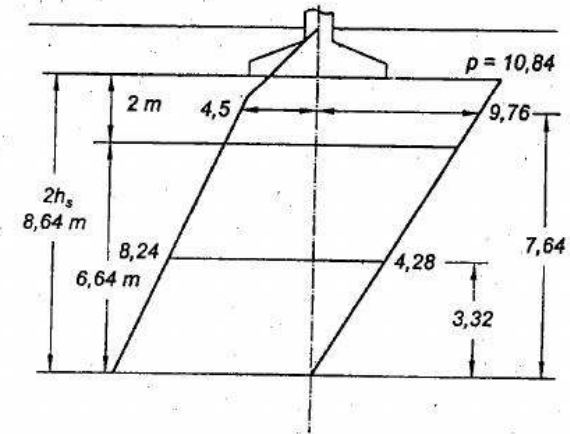
Trong phạm vi  $2h_s$ , tầng đất 1 chiếm lớp dày 2 m, tầng đất 2 chiếm lớp dày 6,64 m.

- 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:

$$a_{01} = \frac{e_1 - e_2}{(1 + e_1)(p_2 - p_1)} = \frac{0,933 - 0,880}{(1 + 0,933)(14,26 - 4,5)} = 0,0027 \text{ cm}^2/\text{N}.$$

- 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

$$a_{02} = \frac{0,855 - 0,840}{(1 + 0,855)(12,52 - 8,24)} = 0,0019 \text{ cm}^2/\text{N}.$$

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 :

$$S_{1=0,5} = 4,08 + 4,4 = 8,48 \text{ cm}$$

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

	<i>Trang</i>
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 MÁI ĐẤT	
Tóm tắt lý thuyết	252
Bài tập	272
<i>Chương VI</i>	
ÁP LỰC ĐẤT LÊN TƯỜNG CHIẢN	
Tóm tắt lý thuyết	307
Bài tập	315
386	

	<i>Trang</i>
<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

