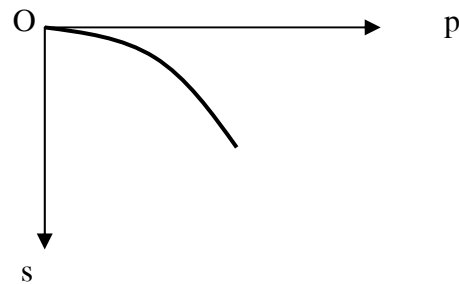


III.5. Sức chịu tải của nền đất yếu

5.1 Một số kiến thức cơ học đất về sức chịu tải

Xét một móng nông, truyền lên nền đất tải phân bố đều là p . Mối quan hệ giữa tải trọng và độ lún như hình III.34



Hình III.34: Quan hệ tải trọng và độ lún dưới móng nông

Theo đường cong quan hệ $p - s$, người ta chia trạng thái ứng suất – biến dạng của nền thành 3 giai đoạn :

Giai đoạn 1: **Giai đoạn nén chặt là chính**

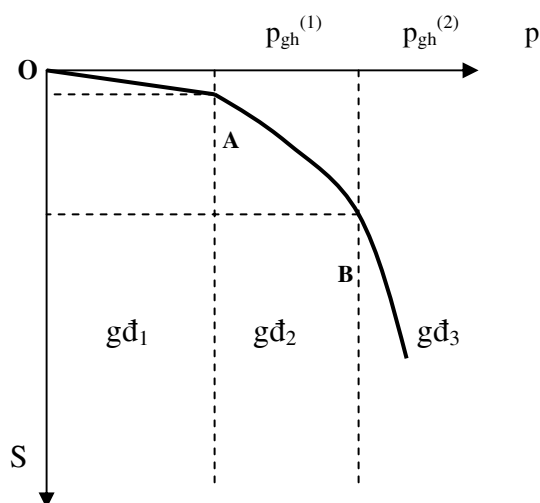
Giai đoạn 2: **Giai đoạn trượt cục bộ là chính**

Giai đoạn 3: **Giai đoạn phá hỏng**

Sức chịu tải giới hạn là tải trọng mà nếu vượt quá giá trị tải trọng ấy thì đất nền chuyển từ giai đoạn làm việc này sang giai đoạn làm việc khác.

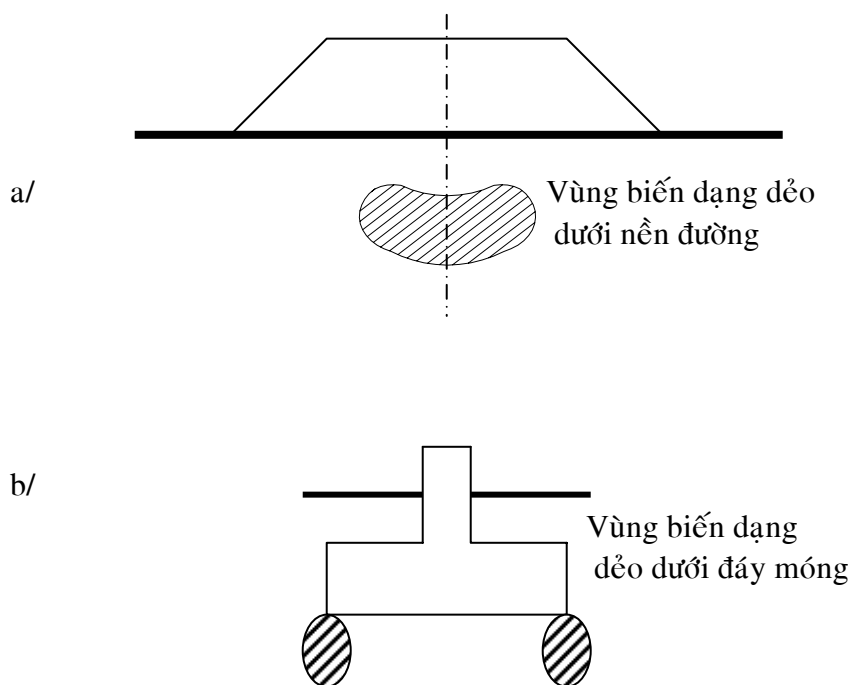
Như vậy, đất nền có hai giá trị sức chịu tải :

- Sức chịu tải giới hạn một : $p_{gh}^{(1)}$
- Sức chịu tải giới hạn hai : $p_{gh}^{(2)}$



Hình III.35: Ba giai đoạn làm việc của đất nền

Sức chịu tải giới hạn một, $p_{gh}^{(1)}$: còn gọi là tải trọng tới hạn: tải trọng ứng với tải trọng đó hai mép móng bắt đầu xuất hiện vùng biến dạng dẻo. Đối với nền đường đắp, vùng biến dạng dẻo có dạng như hình III.34a, có khác với dưới móng cứng hình III.34b



Hình III.36: Vùng biến dạng dẻo phát triển trong nền

Các tải trọng giới hạn được xác định dựa trên lý thuyết cân bằng giới hạn của môi trường đất. Trạng thái cân bằng giới hạn của một điểm được biểu diễn qua góc lệch ứng suất θ :

$$\sin^2 \theta = \frac{(\sigma_z - \sigma_x)^2 + 4\tau_{xz}^2}{(\sigma_z + \sigma_x + 2C \cot g\varphi)^2} \quad (3.28)$$

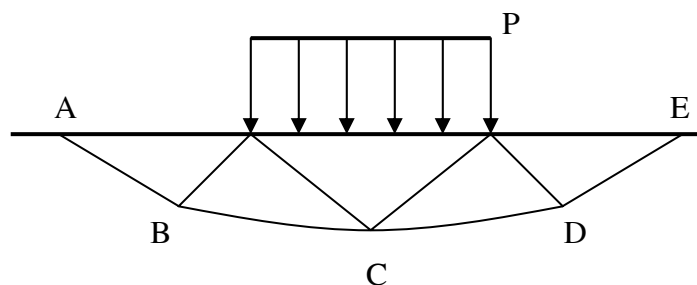
Những điểm trong vùng biến dạng dẻo có $\theta \geq \varphi$

Với $p_{gh}^{(1)}$ vùng biến dạng dẻo có kích thước hữu hạn, trong trạng thái như vậy nền đất không bị phá hỏng và được dùng như là một điều kiện tiên quyết để tính lún, áp lực gây lún $\leq p_{gh}^{(1)}$.

$p_{gh}^{(2)}$: sức chịu tải giới hạn hai của nền đất. Đó là một giá trị tải trọng, nếu vượt qua tải trọng này nền sẽ hư hỏng toàn bộ, lúc này ở dưới nền sẽ xuất hiện các khối trượt được qui định bởi các mặt trượt, làm toàn bộ phần nền dưới móng bị hư hỏng và móng sụp đổ.

$p_{gh}^{(2)}$: thông số đặt trưng cho độ bền của nền đất

$p_{gh}^{(2)}$ phụ thuộc vào kích thước, hình dáng khối trượt trong nền (hình III.37)



Hình III.37: Kích thước, hình dáng khối trượt trong nền

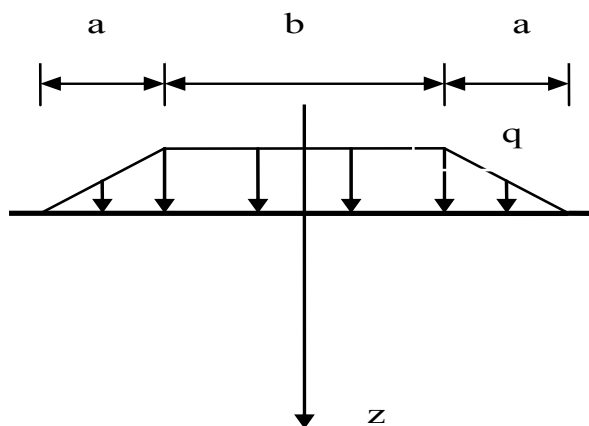
5.2 Tải trọng tới hạn của nền đất yếu

Quan điểm chung để xác định $p_{gh}^{(1)}$ của nền đất yếu

1. Định nghĩa: $p_{gh}^{(1)}$ của đất yếu là một tải trọng mà dưới tác dụng của nó thì vùng biến dạng dẻo trong nền đất yếu dưới nền đường

đắp chỉ mới phát triển ở một nhân điểm. Nhân điểm thường nằm trên trục đối xứng của tải trọng ở độ sâu z nào đó.

2. Một số công thức của các tác giả khác nhau:



Tải trọng hình thang do nền đường đắp có thể qui về tải tam giác cân hoặc hình chữ nhật (qui theo diện tích)

Dưới đây là các công thức tính $p_{gh}^{(1)}$ của các tác giả khác nhau

a. Công thức Abelev

$$p_{gh}^{(1)} = \frac{2C_w \cos \varphi_w + \gamma_w b \sin \varphi_w}{\alpha_0} \quad (3.29)$$

C_w, φ_w : tham số sức chống cắt xác định ở trạng thái độ ẩm tự nhiên

b : bề rộng của $\frac{1}{2}$ cạnh đáy diện chịu tải.

α_0 : hệ số phụ thuộc vào góc ma sát trong φ_w

Bảng giá trị α_0 theo φ_w

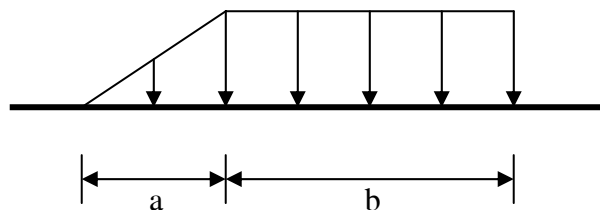
φ_w (độ)	0	5	7	9	10
α_0	0.5	0.435	0.410	0.396	0.37

Theo bảng trên khi $\varphi_w = 0 \Rightarrow p^{(1)}_{gh} = 4 C_w$ (3.30)

b. Công thức của GS Đặng Hữu :

$$p^{(1)}_{gh} = \eta_0 C_w \quad (3.31)$$

η_0 : Hệ số phụ thuộc vào φ_w và phụ thuộc vào tỉ số $\frac{a}{b}$



Bảng giá trị η_0

φ^0	0	5	10
a/b = 0	3.14	3.62	4.19
1	3.20	3.70	4.31
2	3.29	3.80	4.42
3	3.37	3.9	4.54
5	3.47	4.05	4.72
10	3.61	4.22	4.95
20	3.74	4.36	5.07

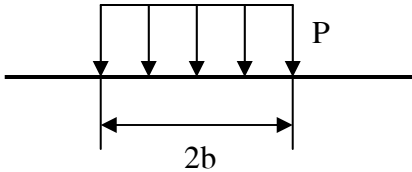
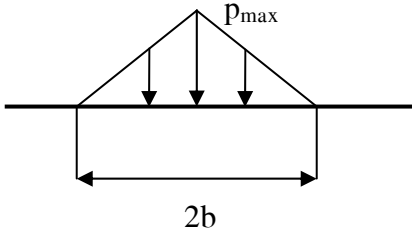
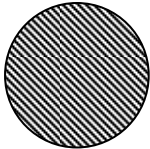
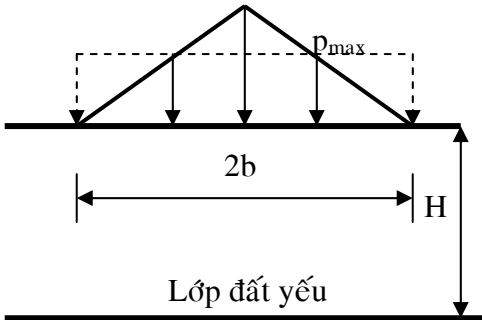
Nếu $\frac{a}{b} = 0$, $\varphi_w = 0$ thì $p^{(1)}_{gh} = \pi C_w$ (3.32)

Như vậy : $\pi C_w \leq p^{(1)}_{gh} \leq 4 C_w$ (3.33)

c. Điều kiện bền của nền đất sẽ thỏa mãn nếu $\tau_{max} < \tau$

τ_{max} : giá trị lớn nhất của ứng suất tiếp chính ($\sigma = 0$) gây ra ở trong nền do tải trọng công trình. τ : khả năng chịu cắt của đất nền công trình.

Bảng giá trị ứng suất cắt lớn nhất ở trong nền do các tải trọng phân bố theo các qui luật khác nhau gây ra.

Đặt trưng tải	Giá trị $\tau_{\max}$	Độ sâu vị trí $\tau_{\max}$
1. Tải vô tận, bề rộng là $2b$ 	$\frac{p}{\pi}$	b
2. Tải vô tận, bề rộng là $2b$, qui luật phân bố tam giác cân 	$0.256p_{\max}$	$0.5b$
3. Tải phân bố đều trên diện hình tròn, đường kính là d : 	$0.33p$	$0.32d$
4. Tải phân bố qui luật tam giác cân, cạnh đáy là $2b$, trên lớp đất yếu chiều dày H. 	$\frac{p_0 H}{2b}$	-

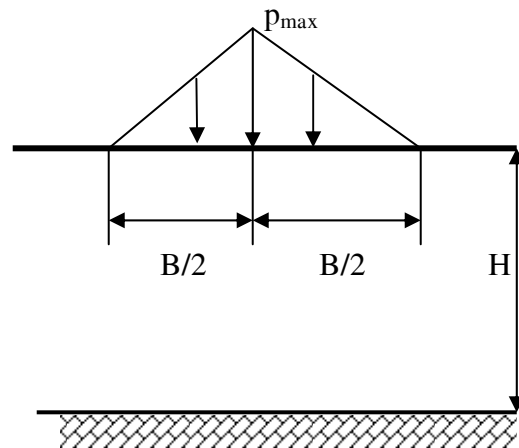
Đất yếu như bùn, sét yếu bão hòa nước, sức kháng cắt phụ thuộc vào lực dính đơn vị của đất C .

5.3 Sức chịu tải của nền đất yếu, $p_{gh}^{(2)}$

Xác định $p_{gh}^{(2)}$ xuất phát từ sự hình thành các khối trượt với các hình dạng khác nhau trong đất yếu dưới nền đắp, các tác giả khác nhau đề xuất các công thức khác nhau.

1. Công thức của Joghenson:

$$p_{gh}^{(2)} = \frac{c.B}{H} \quad (3.34)$$



Hình III.38: xác định $p_{gh}^{(2)}$ theo Joghenson

c : Lực dính đơn vị của đất.

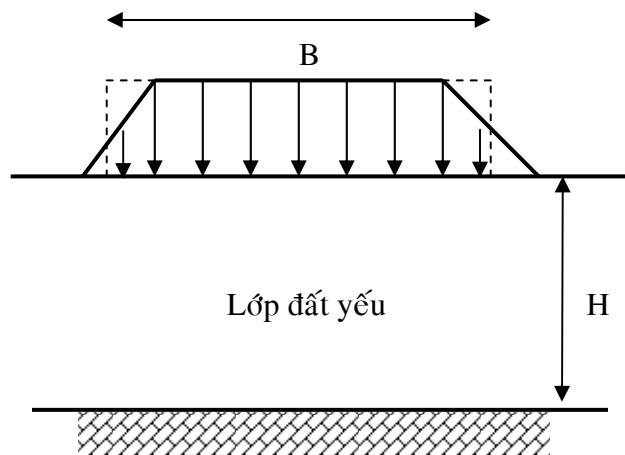
Công thức (3.34) là gần đúng và được áp dụng khi $\frac{B}{2} < H$

2. Mandel-Salencon :

$$p_{gh}^{(2)} = N_c C_u \quad (3.35)$$

N_c : Hệ số sức chịu tải $f(\frac{B}{H})$

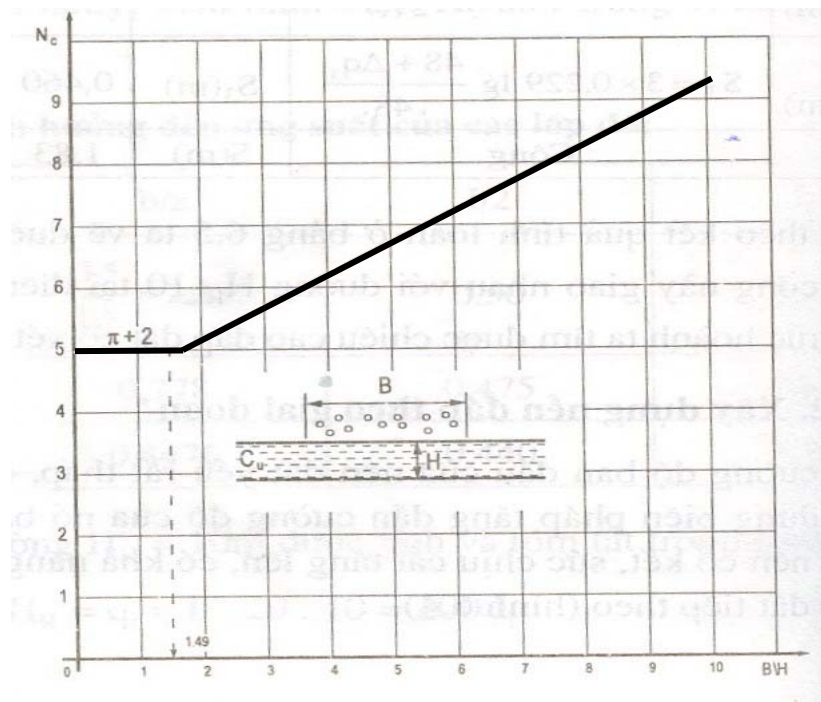
Hệ số N_c cho dưới dạng đồ thị



Hình III.39: xác định $p_{gh}^{(2)}$ theo Mandel- salencon

$$\text{Nếu } \frac{B}{H} \leq 1.49 \text{ thì } N_c = \pi + 2 \quad (3.36)$$

$$p_{gh}^{(2)} = (\pi + 2) C_u \quad (3.37)$$

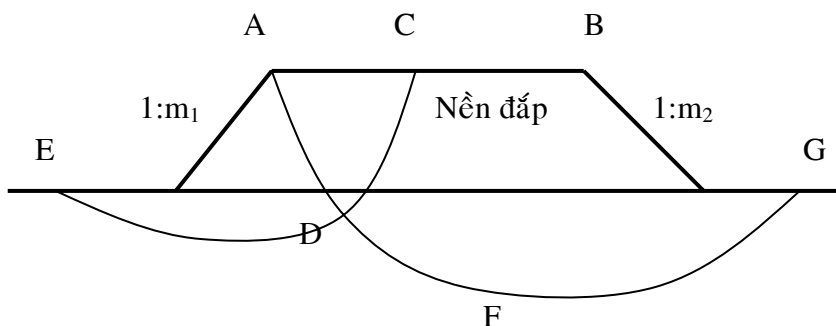


Hình III.40: đồ thị xác định hệ số N_c

III.6. Tính ổn định trượt sâu

6.1 Một số vấn đề cơ bản

Cho một nền đường đắp như hình vẽ. Vấn đề được đặt ra là mái đất đắp có ổn định được không khi đắp trên nền tự nhiên. Để đánh giá độ ổn định của mái đất người ta giả định các mặt trượt khả dĩ : cung CDE hay cung AFG và tiến hành phân tích chúng.



Hình III.41: cung trượt có thể xuất hiện trong nền đường đắp

Đối với dạng công trình đào, hoặc vừa đào vừa đắp cũng cần phải xem xét bài toán ổn định này.

Trong cơ học đất có hai nhóm phương pháp đánh giá ổn định mái đất.

Nhóm 1: dựa trên kinh nghiệm và quan trắc thực tế, người ta giả định trước hình dáng và kích thước mặt trượt, từ đó đánh giá độ ổn định của công trình.

Nhóm 2: dựa trên lý luận cân bằng giới hạn của môi trường rời để xây dựng lời giải của bài toán đặt ra.

Trong phạm vi bài giảng này không trình bày nhóm thứ 2.

Trong nhóm thứ nhất có hai dạng mặt trượt thường được sử dụng, đó là dạng gãy khúc và trụ tròn (α_i), ($O; R$)

Ví dụ: Có một mái dốc AB, giả sử có một mặt trượt gãy khúc (abc) hình III.42

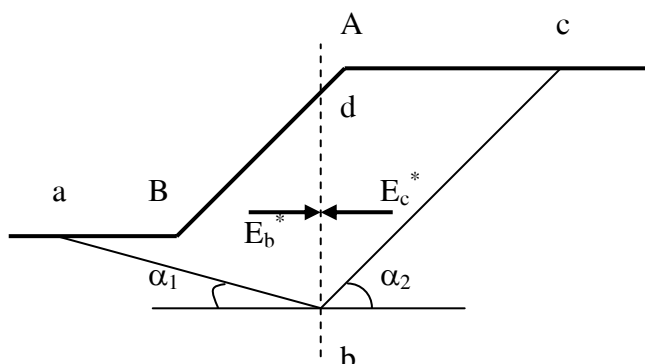
bd: là một mặt phẳng, chia khối trượt abcAB thành hai thành phần: phần bên trái và phần bên phải; tác động hai lực ngược chiều nhau trên mặt phẳng bd, giống như là áp lực chủ động và bị động.

Ta có:
$$\frac{E_b^*}{F_s} = E_c^* \quad (3.38)$$

F_s là hệ số an toàn ; $F_s > 1$

E_c^* : sức đẩy của khối đất dbcA tác dụng lên mặt phẳng thẳng đứng db

E_b^* : sức kháng của khối đất abdB tác động lên mặt phẳng db



Hình III.42: Lực E_c^* , E_b^* trong khối trượt mặt trượt gãy khúc

Ghi chú: cách phân tích độ ổn định này có thể trình bày dưới một dạng khác, bằng cách tích phân dồn để tìm ra lực trượt và lực gây trượt (chuyển phân tích lực trên mặt bd về mặt trượt cuối cùng nào đó) để đánh giá độ ổn định.

Cách phân tích mặt trượt gãy khúc thường sử dụng trong cầu đường, đặc biệt để kiểm tra ổn định trượt phẳng của mố cầu, liên quan đến đất đắp đường lên cầu và phân bố địa tầng của nền đất bên dưới.

Mặt trượt trụ tròn:

Xét một mái đất có chiều cao là H, mái taluy 1:m. Giả định mặt trượt là đường cong, xem như đường tròn. Mặt trượt xem như mặt trượt cong trụ tròn. Khi

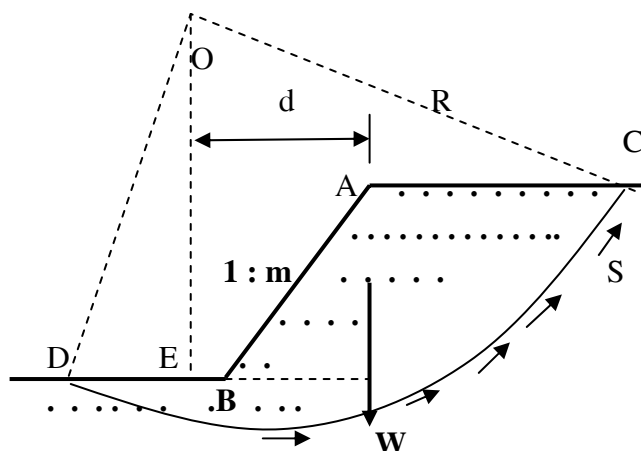
phân tích ổn định mái đất, theo mặt trượt trụ tròn người ta giả thiết khối trượt là cố thể và xét cân bằng của nó dưới tác dụng của các lực.

O: tâm trượt

R: bán kính cung trượt.

Giả sử mái đất trượt theo cung CD. Từ O kẻ đường thẳng đứng cắt chân dốc tại E. Khối (ABEDC) gọi là lăng thể trượt và có trọng lượng là W. Nếu đây là bài toán phẳng thì trọng lượng của lăng thể trượt là $W = dt(CABED).\gamma$

Với một mái đất có tâm trượt là O và bán kính cung trượt là R thì sẽ tính được diện tích lăng thể trượt



Hình III.43: Mặt trượt trụ tròn

Trên hình biểu diễn các lực tác dụng lên cố thể trượt : Trọng lượng của cố thể W là tác nhân gây trượt và sức chống cắt của đất S trên mặt trượt – là yếu tố chống trượt.

Hệ số ổn định trượt của trụ tròn k_{tr} như sau:

$$k_{tr} = \frac{\sum M_{gi}^o}{\sum M_{tr}^o} = \frac{R.S.L_{CD}}{W.d} \quad (3.39)$$

- S = cường độ chống cắt trung bình của đất trên cung trượt.
- L_{CD} = độ dài cung trượt.

- d = khoảng cách từ phương lực W đến tâm cung trượt O .

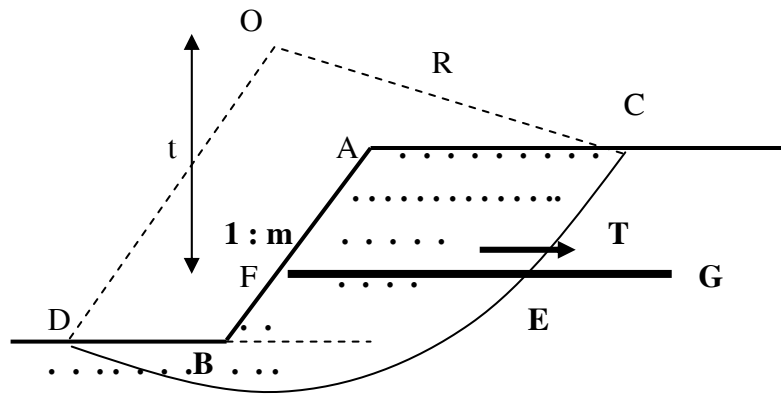
Hệ số ổn định trượt là tỉ số giữa momen giữ với momen trượt đối với điểm O của các lực giữ và lực trượt tương ứng với một mặt trượt đã cho

$$K_{tr} \geq 1$$

Ghi chú:

Đây là bài toán chúng ta phải thử dần để tìm vị trí tâm O , độ lớn của cung trượt, mặt trượt sẽ đi qua những điểm nào ở trên công trình để tìm ra hệ số ổn định trượt nhỏ nhất thỏa mãn điều kiện $K_{tr} \geq 1$

Theo tính toán thực tế, tùy theo công trình người ta khuyến cáo vùng chứa vị trí tâm O nguy hiểm, mặt trượt đi qua điểm nào đó của công trình. Trường hợp có lớp vải địa kỹ thuật.



Hình III.44: Đặt vải địa kỹ thuật để tăng hệ số ổn định trượt trong nền

E là điểm cung trượt cắt lớp vải địa kỹ thuật, tại điểm này xuất hiện lực T có tác dụng giữ cho khối trượt; T : là lực giữ

T : + Xác định từ độ bền kéo đứt của vải.

+ Xác định từ lực giữ chặt trên đoạn EG - thường do ứng suất pháp tuyến của lớp đất trên vải địa kỹ thuật.

Nhờ có lớp vải địa kỹ thuật mà hệ số ổn định trượt của công trình tăng lên.

$$M_{giu}^O = T \times t \quad (3.40)$$

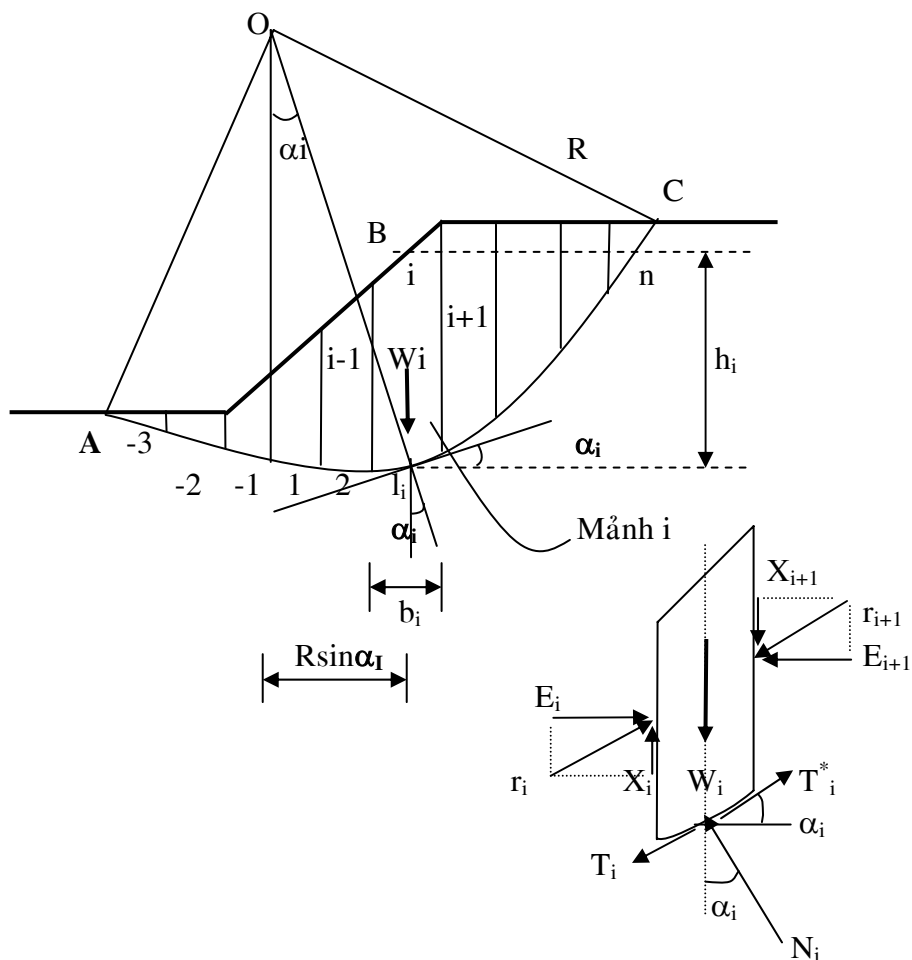
$$\Rightarrow k_{tr} = \frac{S.L_{CD}.R + T.t}{W.d} \quad (3.41)$$

6.2 Phương pháp phân mảnh

Dựa trên cơ sở của phương pháp mặt trượt trụ tròn, theo phương pháp này, lăng thể trượt được phân thành nhiều mảnh bằng các mặt song song thẳng đứng

Xét mảnh thứ i ta có:

- h_i = chiều cao trung bình của mảnh
- b_i = chiều rộng của mảnh



Hình III.45 : Phương pháp phân mảnh

Thông thường chia mảnh có b_i bằng nhau, và $b_i \leq \frac{1}{10}R$

R : là bán kính cung trượt.

γ : trọng lượng riêng của đất.

W_i : trọng lượng bản thân của mảnh thứ i .

r_i, r_{i+1} là lực do mảnh $i-1$ và mảnh $i+1$ tác dụng lên mảnh i
(lực tương tác của hai mảnh bên cạnh mảnh i).

Phân r_i thành 2 lực thành phần là E, X_i .

Và tương tự r_{i+1} là E_{i+1}, X_{i+1}

Lực ở đáy dẫy: N_i : Phản lực pháp tuyến của mảnh i

T_i : Lực tiếp tuyến của mảnh i do W_i gây ra

- Phương pháp của Terzaghi (1936)

Giả thiết hợp lực E_i và X_i và hợp lực E_{i+1} và X_{i+1} có giá trị bằng nhau, tác dụng cùng phương ngược chiều, có nghĩa là không xét tương tác của hai mảnh bên cạnh mảnh đang xét

$$N_i = W_i \cos \alpha_i \quad (3.42)$$

$$T_i = W_i \sin \alpha_i \quad (3.43)$$

$$T_i^* = N_i \cdot \operatorname{tg} \alpha_i \quad (3.44)$$

Tổng mô men gây trượt đối với tâm cung trượt O là :

$$M_{\text{trượt}}^O = W_i \sin \alpha_i \cdot R \quad (3.45)$$

Tổng mô men giữ đối với tâm cung trượt O là :

$$M_{\text{giữ}}^O = (N_i \operatorname{Tg} \varphi_i + c_i l_i) \cdot R \quad (3.46)$$

φ_i : Góc ma sát trong của đất tại đáy mảnh i

c_i : Lực dính đơn vị của đất tại đáy mảnh i

l_i : chiều dài đoạn cung tại đáy mảnh i

Hệ số ổn định của khối trượt xác định theo công thức:

$$F = \frac{M^O_{giu}}{M^O_{truot}} = \frac{\sum (N_i \cdot \operatorname{tg} \varphi_i + c_i \cdot l_i) \cdot R}{\sum (W_i \cdot \sin \alpha_i) \cdot R} \quad (3.47)$$

Hoặc:

$$\rightarrow F = \frac{\sum (N_i \cdot \operatorname{tg} \varphi_i + c_i \cdot l_i)}{\sum (W_i \cdot \sin \alpha_i)} \quad (3.48)$$

- Phương pháp Bishop đơn giản

Phương pháp này rất thường gặp trong các tài liệu các nước phương Tây (xem $X_{i+1} - X_i = 0$; ma sát giữa hai mảnh bên cạnh với mảnh xét là không có).

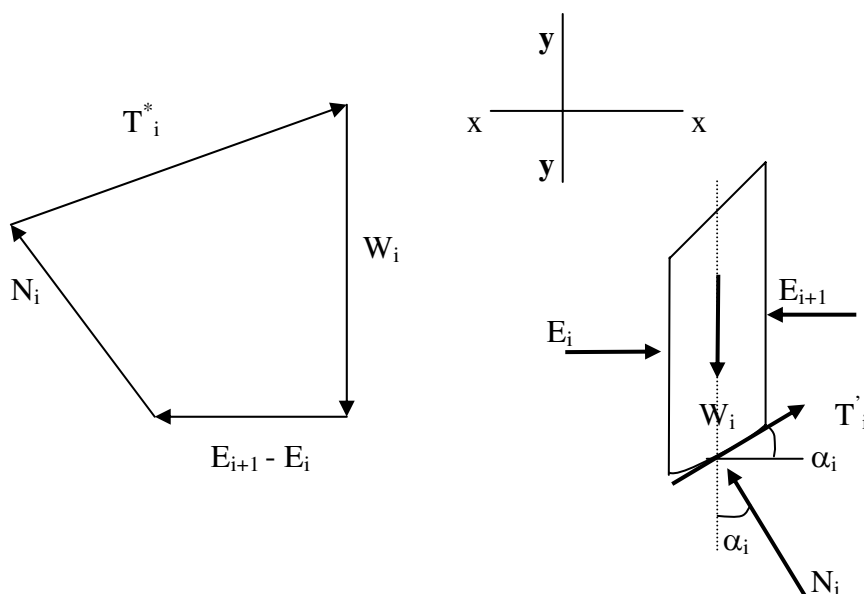
Như vậy chỉ còn E_i , E_{i+1} : Trong cơ học lý thuyết xem mảnh i là cố thể thì mảnh i nằm trong trạng thái cân bằng.

Mảnh i nằm trong trạng thái cân bằng giới hạn thì đa giác lực của các lực tác dụng lên mảnh i khép kín.

Trọng lượng của mảnh i là W_i đã xác định được phương chiều độ lớn.

Hệ số ổn định của khối trượt tìm được như sau:

$$F = \frac{\sum \{c_i l_i + [W_i \cos \alpha_i - (E_{i+1} - E_i) \sin \alpha_i] \operatorname{tg} \varphi_i\}}{\sum W_i \sin \alpha_i} \quad (3.49)$$



Hình III.46: phân tích lực tác dụng lên mảnh

Chúng ta cần tìm $E_{i+1} - E_i$

Chiếu các lực lên phương x - x'; y - y'

$$\sum x = 0 \rightarrow E_{i+1} - E_i = T'_i \cos \alpha_i - N_i \cos(90^\circ - \alpha_i) \quad (3.50)$$

T'_i : phản lực tiếp tuyến ở đáy mảnh i

$$T'_i = \frac{c_i l_i}{F} + \frac{N_i \tan \varphi_i}{F}$$

$$\sum Y = 0 \rightarrow \text{Tìm được } N_i \text{ thay vào } \sum x = 0 \rightarrow$$

$$E_{i+1} - E_i = \frac{\frac{1}{F} W_i \cdot \cos \alpha_i \cdot \tan \varphi_i + \frac{c_i l_i}{F} - W_i \cdot \sin \alpha_i}{\frac{\tan \varphi_i}{F} \cdot \sin \alpha_i + \cos \alpha_i} \quad (3.51)$$

thay (3.51) vào (3.49) ta được :

$$F = \frac{\sum (c_i l_i \cdot \cos \alpha_i + W_i \tan \varphi_i) \frac{1}{\frac{\tan \varphi_i \cdot \sin \alpha_i}{F} + \cos \alpha_i}}{\sum W_i \cdot \sin \alpha_i} \quad (3.52)$$

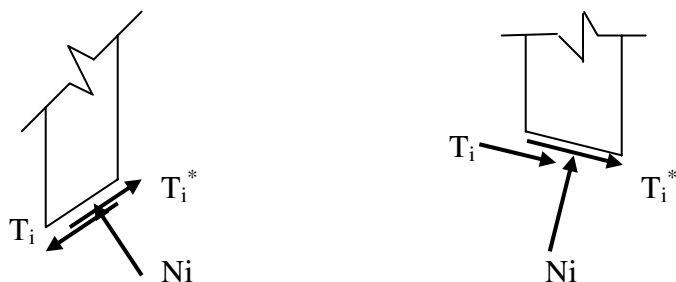
Đây là công thức tính ổn định của Bishop đơn giản theo quan điểm tổng ứng suất, trong công thức trên cả 2 vế đều chứa F do vậy phải dùng phương pháp thử dần để tìm F. Trong trường hợp ứng suất có hiệu thì công thức trên có dạng sau :

$$F = \frac{\sum [c'_i \cdot l_i \cdot \cos \alpha_i + (W_i - u_i \cdot b_i) \cdot \tan \varphi'_i] \cdot \frac{1}{\frac{\tan \varphi'_i \cdot \sin \alpha_i}{F} + \cos \alpha_i}}{\sum W_i \cdot \sin \alpha_i} \quad (3.53)$$

Trong đó c'_i , φ'_i : chỉ tiêu cường độ chống cắt hiệu quả. u_i : ứng suất trung hòa tại điểm giữa của độ dài cung trượt l_i của mảnh i

Có thiết bị để đo áp lực nước lỗ rỗng tại hiện trường, u_i từ đó tính được hệ số ổn định trượt theo phương pháp Bishop đơn giản.

Nhận xét : theo hình vẽ mảnh bên phải của đường thẳng đứng OO' gây ra hai lực trượt và giữ ngược chiều nhau. Các dây bên trái OO' có T_i và T_i^* cùng chiều nhau tức là T_i trở thành lực giữ



Hình III.47 : Chiều của các lực trên mảnh bên trái và phải đường OO'

Các mảnh đất ở phía bên trái có tác dụng giữ ; để tăng mức độ ổn định của mái đất thì một trong những xu hướng là làm tăng trọng lượng của phần đất này.

6.3 Những chú ý khi kiểm tra ổn định chung của nền đắp trên nền đất yếu (theo TCN 262-2000)

-Tải trọng : trọng lượng của nền đắp và xe chạy trên mặt đường, người ta thường đổi ra tải trọng phân bố đều tác dụng ở trên mặt nền đắp.

Tải trọng xe được qui đổi thành cột đất có chiều cao h_x :

$$h_x \cdot \gamma = \frac{n \cdot G}{B \cdot l} \cdot \text{Chiều cao } h_x \text{ giống như đất đắp do tải xe}$$

γ : trọng lượng đơn vị của đất đắp.

- Nếu có lớp vải địa kỹ thuật đặt trong nền đắp thì có thể tính lực giữ do vải địa kỹ thuật gây ra theo điều qui định trang 22 Tiêu chuẩn .

- Chia lăng thể trượt ra làm nhiều dãy có chiều rộng $b_i \leq 2m$.

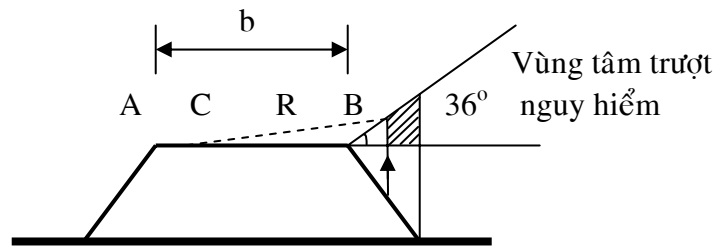
- Khi xác định W_i theo chiều cao của dãy có nhiều lớp đất khác nhau thì khi đó có thể tính

$$W_i = b_i \sum h_j \cdot \gamma_j \quad (\text{Có xét mực nước ngầm})$$

- Vùng tâm trượt nguy hiểm chúng ta có thể sử dụng những khuyến nghị trong cơ học đất, trong qui trình này ta lưu ý :

- Vùng chứa tâm trượt (được gạch chéo)
- R: bán kính cung trượt
- Nếu đất đắp là cát (lực dính $c = 0$) thì giao điểm giữa mặt trượt nguy hiểm nhất với bề rộng nền đường có thể thay đổi trên cả phạm vi AB.
- Nếu đất đắp là đất dính có lực dính lớn thì giao điểm này thường qua điểm A hoặc lân cận A – Từ A đến giữa tim nền đắp, $[A \rightarrow C]$
- Phải tính toán với nhiều mặt trượt tròn khác nhau để xác định mặt trượt nguy hiểm nhất và hệ số ổn định trượt F nhỏ nhất : $F = \min(F_i)$

$$O_i, R_i \rightarrow F_i \rightarrow F_{\min} = 1,2 \div 1,4$$



Hình III.46 : Vùng chứa tâm trượt nguy hiểm

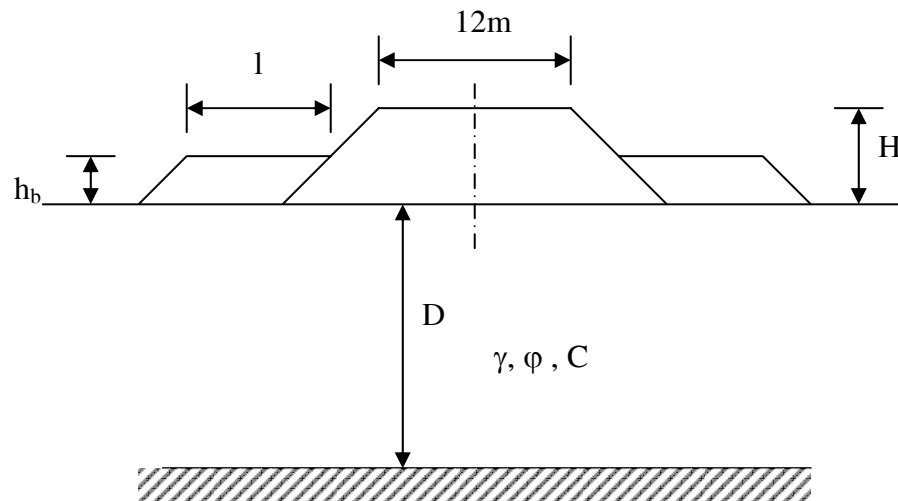
Tham số chống cắt của đất

Có ba trường hợp được lập bảng như sau:

Trường hợp	Giải thích	Tham số sức chống cắt
I	Nền đất yếu chưa cố kết thấm	C_u (sức chống cắt không thoát nước của đất yếu – T/m ² , kPa) ➔ Thường dùng thí nghiệm cắt tại hiện trường
II	Cố kết thấm trên 90%	φ , c xác định bằng thí nghiệm trong phòng - Mẫu đất nguyên dạng - Thí nghiệm cắt nhanh cố kết, có 3 phương pháp cắt một mẫu đất : 1. Cắt nhanh không cố kết. 2. Cắt nhanh cố kết (lực P nhanh, Q nhanh hoặc lực P chậm , Q nhanh). 3. Cắt chậm (lực P chậm, Q chậm)
III	Cách đắp nhiều giai đoạn	C_u , φ , C : gia tăng

Trường hợp I : Rất thường gặp trong tính toán và thiết kế. Đề xuất giải pháp thiết kế, gồm các trường hợp xử lý cụ thể

GIỚI THIỆU NỘI DUNG BÀI TẬP LỚN



- Đã biết : D, γ, φ, C, H
- Dùng cách tính hệ số ổn định trượt trụ tròn để kiểm tra mức độ ổn định của nền đường
- Tìm $K_{\min}$: Tìm 5 điểm O
- Hãy thiết kế bộ phản áp

- Qui định :
- Thuyết minh viết tay
 - Toàn bộ vẽ trên giấy kẻ ly

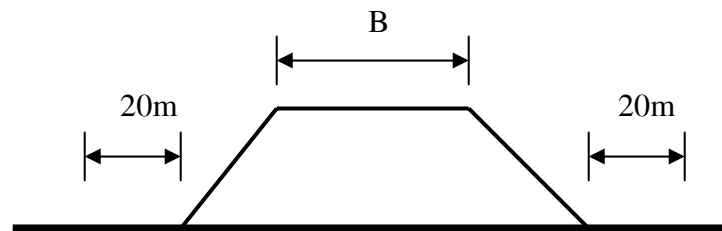
IV . CÁC YÊU CẦU VÀ TIÊU CHUẨN THIẾT KẾ NỀN ĐẮP TRÊN NỀN ĐẤT YẾU

Các yêu cầu này cũng đã được nêu ở trang 14 TCN -262 - 2000

4.1 Vật liệu đắp: yêu cầu vật liệu phải ổn định nước, tuyệt đối không dùng đất bụi, tốt nhất là đất cát, cát pha.

4.2 Địa hình nơi đắp: yêu cầu bằng phẳng, tránh xa ao hồ, địa hình bằng phẳng không đứt đoạn (cách chân taluy 20m)

$$B^* = B + 2 \times 20m$$



Hình IV.1: Địa hình nơi đắp

4.3 Chiều cao đắp: phải thỏa mãn điều kiện bền của nền. Cố gắng giảm chiều cao nền đắp để tạo điều kiện dễ bảo đảm ổn định và giảm độ lún

4.4 Điều kiện ổn định: Chiều cao đắp cũng phải đảm bảo điều kiện ổn định chung tùy thuộc vào công trình cụ thể

$$K_{\min} > [k] = 1.2 \div 1.4 \quad (4.1)$$

4.5 Độ lún cố kết còn lại

$$\Delta S = (1-U) S_{\infty} \leq [\Delta S] \quad (4.2)$$

$[\Delta S]$ xác định theo qui định trong bảng sau

- Định nghĩa ΔS : phần lún cố kết chưa hết sau khi làm xong áo đường của đoạn nền đắp trên đất yếu
- Đoạn đường gần mố cầu tính từ mép mố cầu vào 3 lần chiều rộng của móng

- Độ lún còn lại $10\text{cm} \div 40\text{cm}$
- Khi $\Delta S > [\Delta S] \rightarrow$ Buộc phải có biện pháp xử lý nền đất yếu để cho độ lún luôn thỏa điều kiện cho phép.

Bảng giá trị phần độ lún cố kết cho phép còn lại

Loại cấp đường	Vị trí đoạn nền đắp trên đất yếu		
	Gần mố cầu	Chỗ có cống hoặc đường dân sinh chui dưới	Các đoạn nền đắp thông thường
1. Đường cao tốc và đường cấp 80	$\leq 10\text{ cm}$	$\leq 20\text{ cm}$	$\leq 30\text{ cm}$
2. Đường cấp 60 trở xuống có tầng mặt cấp cao A1	$\leq 20\text{ cm}$	$\leq 30\text{ cm}$	$\leq 40\text{ cm}$

4.6 Điều kiện thi công, thiết kế nền đắp:

Phải dự trù trước đặt và bố trí thiết bị quan trắc, có thiết bị này chúng ta quan trắc thường xuyên, xác định được tốc độ lún và tốc độ dịch chuyển ngang :

$$U_s \leq [\Delta_s] = 10 \frac{mm}{ng.d} \quad (\text{độ lún}) \quad (4.3)$$

$$V_{\Delta} \leq [V_{\Delta}] = 5 \frac{mm}{ng.d} \quad (\text{độ dịch chuyển ngang}) \quad (4.4)$$

Từ việc theo dõi độ lún này ta xây dựng công thức dự báo độ lún theo thời gian của nền đường đắp

V . CÁC CÁCH XỬ LÝ NỀN ĐẤT YẾU VÀ NỀN ĐẮP

5.1 Ý nghĩa:

Qui trình, khảo sát thiết kế nền đường ô tô đắp trên đất yếu có đặt ra các tiêu chuẩn và yêu cầu về nền đắp cần phải đáp ứng. Trong nhiều trường

hợp nền đường đắp đặt trên nền đất tự nhiên yếu, nên thông thường để đạt được yêu cầu nói trên cần có biện pháp xử lý không chỉ riêng nền đất yếu bên dưới mà cả đối với nền đắp nữa.

5.2 Các biện pháp xử lý nền đất yếu: Các biện pháp xử lý nền đất yếu dưới nền đường đắp, có thể được chia ra bốn nhóm sau đây.

Nhóm 1 : liên quan đến cách thiết kế, lựa chọn tuyến

- Chọn tuyến tránh đi qua vùng đất yếu.
- Tìm những tuyến đi qua nền đất ít đòi hỏi biện pháp xử lý tốn kém phức tạp. Để làm được điều này cần phải khảo sát địa chất công trình tương đối kỹ (xem mục III trang 11 → 14), phải đáp ứng về qui mô, chiều sâu khảo sát, giúp người thiết kế có đủ thông tin tin cậy về nền đất yếu mà tuyến đi qua. Cố gắng giảm chiều cao đắp.

Nhóm 2 : Nhóm này liên quan trực tiếp đến nền đắp, do đó liên quan đến xử lý nền đắp vì nền đắp chính là tải trọng ngoài tác dụng lên nền đất yếu. Các biện pháp của nhóm này hướng tới mục tiêu giảm giá trị tải trọng ngoài, điều chỉnh qui luật phân bố tải... nhằm cải thiện điều kiện làm việc của nền đất yếu.

Nhóm 3 : Gồm các biện pháp cải thiện nền đất yếu, nhằm vào hai vấn đề như sau :

- Tạo điều kiện để nước lỗ rỗng thoát ra ngoài → Cốt kết sẽ nhanh hơn và quá trình lún sẽ ngắn hơn.
- Tăng độ bền của nền → làm tăng độ ổn định chung của toàn bộ nền.

Nhóm 4 : Cải thiện cả đồng thời nền đất yếu và nền đắp. Đây là phương pháp hỗn hợp nhằm hai mục đích là thoát nước lỗ rỗng và gia tăng độ chặt của đất nền.

5.3 Điều kiện lựa chọn các giải pháp:

Khi chọn giải pháp xử lý nền đất yếu cần lưu ý các vấn đề sau:

1. Phải thỏa mãn càng cao càng tốt các yêu cầu kỹ thuật được qui định của nền đường đắp.
2. Cách thi công dễ dàng, đơn giản, không đòi hỏi các thiết bị thi công phức tạp và thời gian thi công càng ngắn càng tốt. Thời gian thi công phụ thuộc vào kỹ thuật, biện pháp thi công và bản thân của nền đất yếu. Thời gian thi công cũng là một trong những yếu tố đánh giá tính khả thi của việc lựa chọn một giải pháp.
3. Tác động của môi trường trong quá trình xử lý và thi công, đến môi trường xã hội tự nhiên của khu vực xây dựng như: nguồn nước, ô nhiễm nước ngầm trong quá trình thi công, nơi đổ vật liệu...
4. Đáp ứng các yêu cầu kinh tế, kỹ thuật của toàn bộ công trình : quá trình xây dựng, chi phí sửa chữa, thời gian đưa công trình vào sử dụng.

Dưới đây là nội dung của một số biện pháp thường gặp

VI . BIỆN PHÁP ĐẮP ĐẤT TRỰC TIẾP LÊN NỀN ĐẤT YẾU

6.1 Nội dung của biện pháp

Đắp toàn bộ nền đắp theo kích thước và hình dáng theo thiết kế trực tiếp lên trên nền đất yếu mà hoàn toàn không có biện pháp xử lý nào khác.

Trong mọi trường hợp đắp đất trực tiếp trên đất yếu đều nên có tầng đệm cát dày tối thiểu 50cm và rộng thêm ra so với chân ta luy nền đắp mỗi bên 0,5 – 1,0m

6.2 Phạm vi áp dụng

Có lớp đất yếu ở trên mặt nhưng không quá yếu và cũng không quá dày. Đất than bùn, dẻo mềm chiều dày không quá 1m đến 2m. Loại đất bùn cát (mịn) chiều dày không quá dày.

6.3 Nội dung chủ yếu cần phải tính

- Xác định chiều cao đắp theo thiết kế

- Dự báo độ lún của nền đất (S_{∞} , S_t): Sử dụng lý thuyết trình bày ở mục VI tài liệu [1] → Dự tính độ lún ổn định và độ lún theo thời gian trong trường hợp thoát nước một chiều theo phương đứng.

- Xác định chiều cao đắp tối đa xuất phát từ điều kiện ổn định của nền đất yếu:

$$p \leq \frac{p_{gh}}{k_{at}}$$

Cho phép lấy hệ số an toàn: $k_{at} = 1,5$, ta xác định chiều cao đắp tối đa:

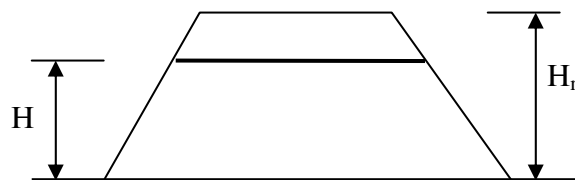
$$H = \frac{p_{gh}}{\gamma \cdot k_{at}} \quad (6.1)$$

- Xác định chiều cao phòng lún và xác định chính xác chiều cao đắp đất:

Do bên dưới nền đắp là nền đất yếu nên thường độ lún cố kết cố kết tương đối lớn ($5 \div 10\% H_{dy}$), vì thế chúng ta phải đắp đất cao hơn so với chiều cao thiết kế H , gọi là chiều cao phòng lún, H_r .

$$H_r = H + s; \quad s : \text{độ lún của nền cao } H_r \text{ gây ra}$$

Vấn đề ở đây là cần tìm giá trị H_r để với nền đất đã cho sau khi đắp xong thì nền đắp đạt chiều sâu thiết kế H



Hình VI.1: Chiều cao thiết kế H , chiều cao phòng lún H_r

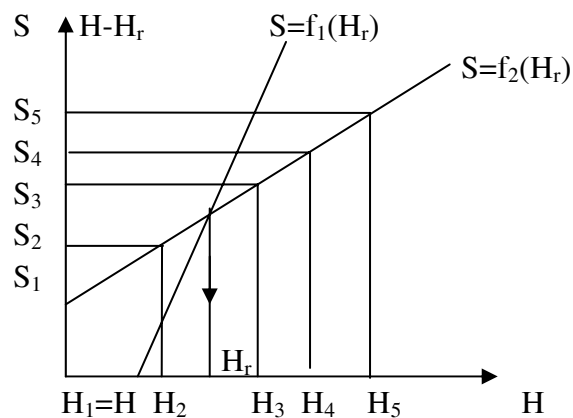
Cách xác định:

- Cho H_r với các giá trị khác nhau. Ví dụ: lần 1 cho $H_r = H_1 = H$, xác định được độ lún ổn định : S_1 . Lần 2 lấy $H_r = H_2$, H_2 có giá trị lớn hơn H_1 , thường $H_2 = H_1 + 0.5m$. Ta cũng tính được độ lún S_2 . Tương tự cho lần 3 : $H_3 \dots$

- Biểu diễn kết quả trên đồ thị : $S = f_1(H_r)$

- Vẽ trên cùng hệ trục tọa độ đồ thị :

$$S_r = H_r - H = f_2(H_r)$$



Hình VI.2: Xác định chiều cao phòng lún của nền đắp

- Kiểm tra ổn định chung (cả nền đất yếu và nền đắp)
- Tính độ lún theo thời gian

$$\Delta S = (1 - U_t) S_{\infty} < [\Delta S] \quad (6.2)$$

Ví dụ:

Hãy tính chiều cao có xét đến phòng lún của một nền đắp có chiều cao thiết kế là 10m đắp trên lớp đất sét mềm đồng nhất có kết tiêu chuẩn, bên dưới là lớp đất cứng không lún. Cho biết dung trọng của lớp đất đắp là γ

= 20 kN/ m³, chỉ tiêu cơ học vật lý của lớp đất yếu là $\gamma_{bh} = 18 \text{ kN/m}^3$, $\varepsilon_0 = 1,8$, $C_c = 0,55$. Mức nước ngầm cách mặt đất tự nhiên 2m.

Giải

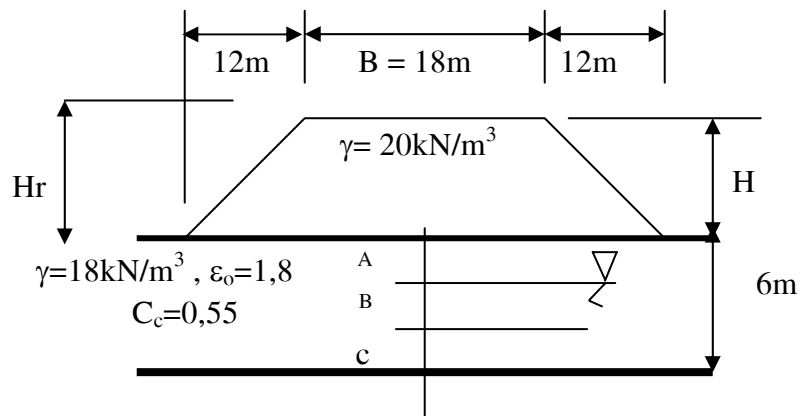
Để xác định chiều cao phòng lún H_r cần tiến hành tính độ lún ứng với các nền đường có chiều cao đất đắp $H = 10; 10,5; 11; 11,5; 12$ và 13m rồi vẽ biểu đồ quan hệ giữa độ lún S và chiều cao nền đường H_r

Xác định độ lún nền đường ứng với $H_r = 10\text{m}$

Tính độ lún của lớp đất yếu này ta tiến hành chia chiều dày lớp đất yếu 6m này thành ba lớp đất mỏng, mỗi lớp dày 2m

Độ lún của nền đất yếu cố kết bình thường xác định theo phương pháp cộng lún từng lớp, độ lún mỗi lớp xác định theo công thức sau:

$$S_i = \frac{h_i}{1 + \varepsilon_0^i} C_c^i \lg \frac{\sigma_z^i + \sigma_{z\gamma}^i}{\sigma_{z\gamma}^i}$$



Gọi A, B, C là điểm giữa các lớp mỏng theo thứ tự từ trên xuống. Ta xác định ứng suất hữu hiệu do trọng lượng bản thân tại các điểm này.

Tại A có: $\sigma_{z\gamma} = \frac{h_1}{2} \gamma_1 = 1.18 = 18 \text{ kN/m}^2$

Tại B có: $\sigma_{z\gamma} = 36 + \frac{h_2}{2} (\gamma_1 - \gamma_n) = 44 \text{ kN/m}^2$

Tại C có: $\sigma_{z\gamma} = 60 \text{ kN/m}^2$

Ứng suất thẳng đứng do tải trọng ngoài gây ra tại A, B, C là

$$\sigma_z^i = I. p = I. Hr. \gamma = 200I$$

Hệ số ảnh hưởng I xác định trên toán đồ OSTERBERG

Z(m)	a/z	b/z	I/2	I
1	12	9	0,5	1
3	4	3	0,497	0,994
5	2.4	1.8	0,486	0,972

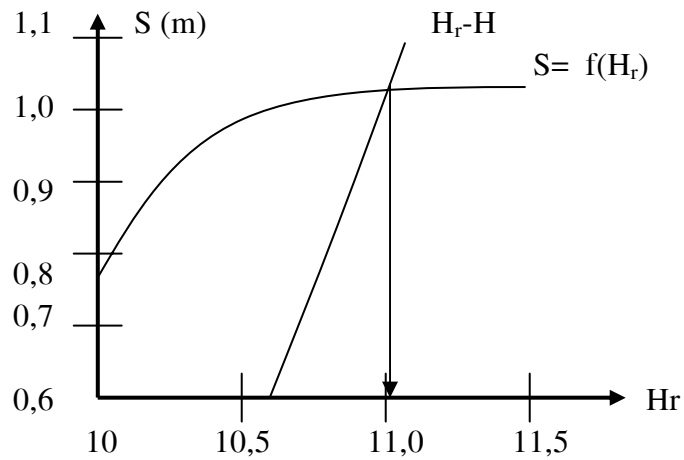
Độ lún ứng với chiều cao nền đường H=10m

hi(m)	$\frac{Cc}{1+\varepsilon}$	σ_z^i	$\frac{\sigma_z^i + \sigma_{z\gamma}^i}{\sigma_{z\gamma}^i}$	Si(m)
1	0,196	200	12,111	0,246
3	0,196	198,8	5,518	0,291
5	0,196	194,4	4,240	0,246

$$S = 0,783m$$

Tương tự ta tiến hành tính toán độ lún ứng với chiều cao đắp Hr = 10,5; 11; 11,5 ; 12; 13m rồi ghi vào bảng sau

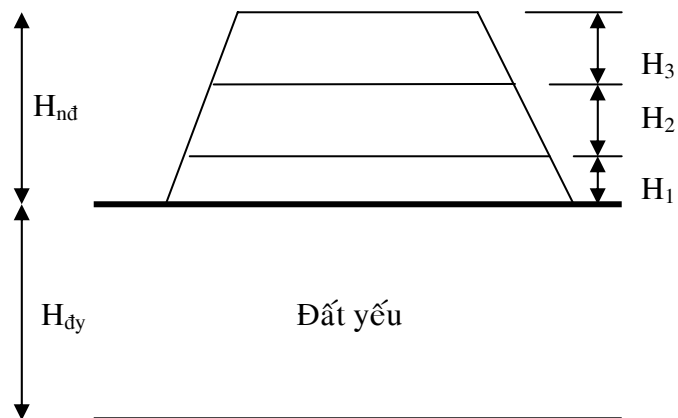
Độ lún		Độ lún với chiều cao Hr khác nhau					
Lớp	Si	Hr	10	10,5	11	11,5	12
		σ_z^i	200I _i	210I _i	220I _i	230I _i	240I _i
1	S1= $2.0,196.lg \frac{\sigma_z^i + \sigma_{z\gamma}^i}{\sigma_{z\gamma}^i}$		0,246	0,432	0,440	0,447	0,453
2	S2		0,291	0,298	0,304	0,311	0,317
3	S3		0,246	0,252	0,259	0,264	0,270
Cộng			0,783	0,982	1,003	1,022	1,04



Căn cứ trên đồ thị ta tìm được chiều cao đắp đất có xét đến phòng lún là 11,01m, làm tròn số là 11m.

VII . ĐẮP ĐẤT NHIỀU GIAI ĐOẠN

7.1 Nội dung: Như đã biết nền đất yếu vốn có sức chống cắt ban đầu rất thấp, để đảm bảo cho nền đường đắp ổn định cần áp dụng biện pháp đắp nhiều giai đoạn. Dưới tác dụng của tải trọng nền đắp giai đoạn trước sức chịu cắt tăng lên, đủ khả năng chịu được tải trọng lớn hơn thì sẽ đắp lớp đất tiếp theo.



Hình VII.1 : Đắp đất thành nhiều giai đoạn

Như vậy, nền đường đắp được chia theo chiều cao đắp ra thành nhiều giai đoạn đắp $H_1, H_2, H_3 \dots$

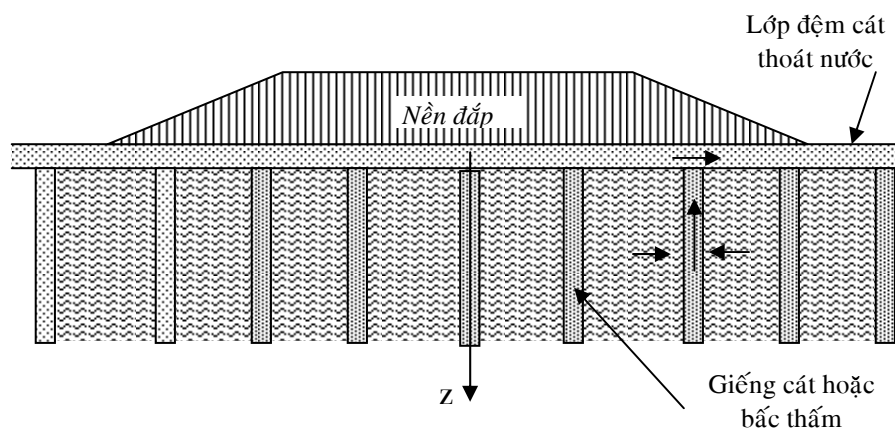
Có hai vấn đề được đặt ra:

- Chiều cao mỗi lần đắp là bao nhiêu.
- Khi nào thì đắp lớp tiếp theo.

7.2 Phạm vi áp dụng:

Thực hiện đắp trực tiếp nhiều giai đoạn trên nền đất yếu

1. Nếu cấu trúc địa tầng có điều kiện thoát nước tự nhiên tốt thì có thể đắp trực tiếp nhiều giai đoạn. Lúc này chúng ta chấp nhận điều kiện thoát nước lỗ rỗng trong đất yếu xảy ra một cách tự nhiên (Không có biện pháp nhân tạo giúp thoát nhanh nước lỗ rỗng)
2. Trong trường hợp ngược lại hoặc muốn rút ngắn thời gian cố kết thì có thể đắp từng giai đoạn kết hợp dùng vật thoát nước : giếng cát, bấc thấm. (hình VII.2)



Hình VII.2 : Hệ thống thoát nước thẳng đứng

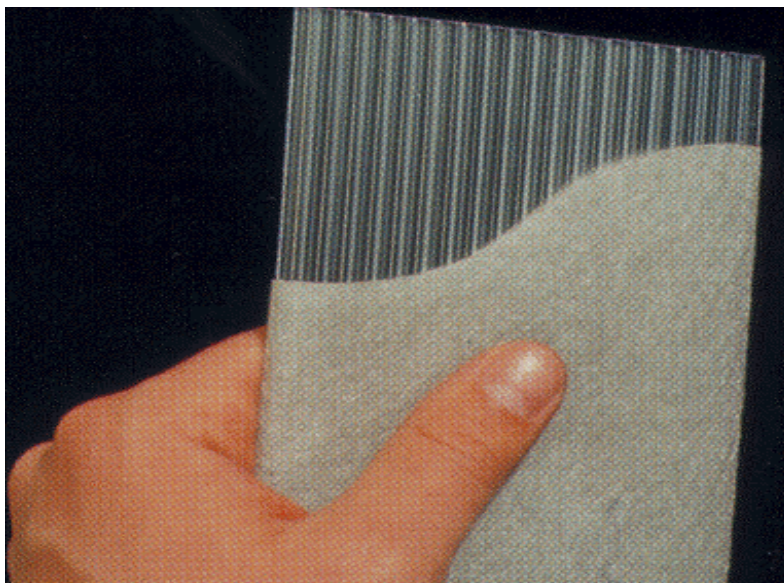
a. Giếng cát: là vật thoát nước thẳng đứng bằng cát được tạo thành trong đất yếu và lớp cát đệm rải trên nền thiên nhiên.

Chức năng của giếng cát là làm thành một tuyến thoát nước nhân tạo để tăng nhanh tốc độ cố kết. Để đạt được mục tiêu này phải bố trí khoảng cách và đường kính của giếng cát sao cho việc thoát nước và mức độ cố kết đạt yêu cầu đã định.

Đường kính giếng cát từ 15cm đến 75cm, thường từ 25cm đến 50cm. khoảng cách giếng cát thường 1,8m đến 3m.

Yêu cầu vật liệu cát phải có đủ độ thấm để thoát nước dễ dàng.

b. Bấc thấm : là vật thoát nước được chế tạo sẵn sau đó cắm thẳng đứng vào nền đất yếu.



Hình VII.3 : Một loại bấc thấm

Cấu tạo của bấc thấm: gồm một lõi có tác dụng dẫn và thấm nước, bền, thường bằng chất dẻo.

Lõi này thường được bọc bằng một lớp vỏ thoát nước và không bị các hạt đất làm tắc.

Bấc thấm được cuộn thành từng cuộn và được ấn thẳng đứng vào đất yếu bằng một thiết bị chuyên dùng.

Chú ý: Trước khi thi công các đường thấm thẳng đứng bắt buộc phải rải một lớp cát dày từ 50cm đến 100cm trên nền đất yếu. Lớp đệm này có tác dụng thoát nước trong quá trình cố kết, đồng thời bảo đảm cho các thiết bị thi công di chuyển trên đó được dễ dàng.

Khoảng cách giữa các giếng cát và các bậc thấm là tham số rất quan trọng cần phải tính toán thiết kế. Bố trí trên mặt bằng theo lưới tam giác hoặc lưới ô vuông, có nghĩa là vật thoát nước thẳng đứng bố trí ở đỉnh của hình tam giác hoặc đỉnh hình vuông

7.3 Nội dung tính toán đắp đất nhiều giai đoạn

1. Chiều cao đắp từng giai đoạn:

- Tìm ra chiều cao đắp của giai đoạn 1:

Xuất phát từ điều kiện

$$p \leq \frac{p_{gh}}{F_s} \quad (7.1)$$

F_s : là hệ số an toàn

$$\text{Suy ra chiều cao đắp: } H_1 = \frac{p_{gh}}{\gamma \cdot F_s} \quad (7.2)$$

Cách 1 : Dựa vào toán đồ Mandel-Salencon

$$p_{gh} = N_c \cdot C_u$$

N_c – hệ số tra bảng theo B/h (B chiều rộng trung bình của nền đắp, h chiều dày lớp đất yếu)

Cách 2 : Dùng công thức giáo sư Đặng Hữu

$$p_{gh} = \eta_0 \cdot C_w; \quad \eta_0 = f\left(\frac{a}{b}, \varphi\right)$$

- Tìm chiều cao của giai đoạn 2 :

Chờ cho đất cố kết hoàn toàn dưới tác dụng của $\gamma.H_1$ thì đắp tiếp lớp thứ hai, khi đó sức chống cắt của đất yếu tại độ sâu z sẽ tăng thêm.

Nếu gọi sức chống cắt không thoát nước của đất yếu lúc đầu Cu_1 thì sau thời gian đắp đất với chiều cao H_1 sức chống cắt không thoát nước sẽ tăng lên là Cu_2 với $Cu_2 = Cu_1 + \overline{\Delta Cu}$; $\overline{\Delta Cu}$ là mức độ gia tăng sức chống cắt không thoát nước trung bình (ý nghĩa trung bình ở đây là tại chân ta lấy mức độ gia tăng sẽ chậm hơn ở giữa nền đắp)

$$\overline{\Delta Cu} = \frac{1}{2} \gamma.H_1.U.tg\varphi_u \quad (7.3)$$

U là mức độ cố kết tại thời điểm tính toán

$$\text{Có } Cu_2 \text{ ta tính được } H_2 = \frac{p_{gh}^{lan-2}}{\gamma.F_s} = \frac{N_c.Cu_{u2}}{\gamma.F_s} \quad (7.4)$$

Ứng với Cu_2 cho phép ta đắp thêm chiều cao H_2 , và cứ tiếp tục như vậy cho lớp thứ ba $H_3...$

2. Thời gian đắp từng giai đoạn

Chúng ta cần xác định thời gian để kết thúc từng giai đoạn đắp. Trình tự thực hiện như sau:

1/ Tìm $\overline{Cu}$: sức chống cắt không thoát nước trung bình ở thời điểm kết thúc giai đoạn đắp lần 1. Theo Mandel-salencon

$$\overline{Cu} = \frac{\gamma.H_1.F_s}{N_c} \quad (7.5)$$

2/ Tính mức độ gia tăng sức chống cắt không thoát nước trung bình

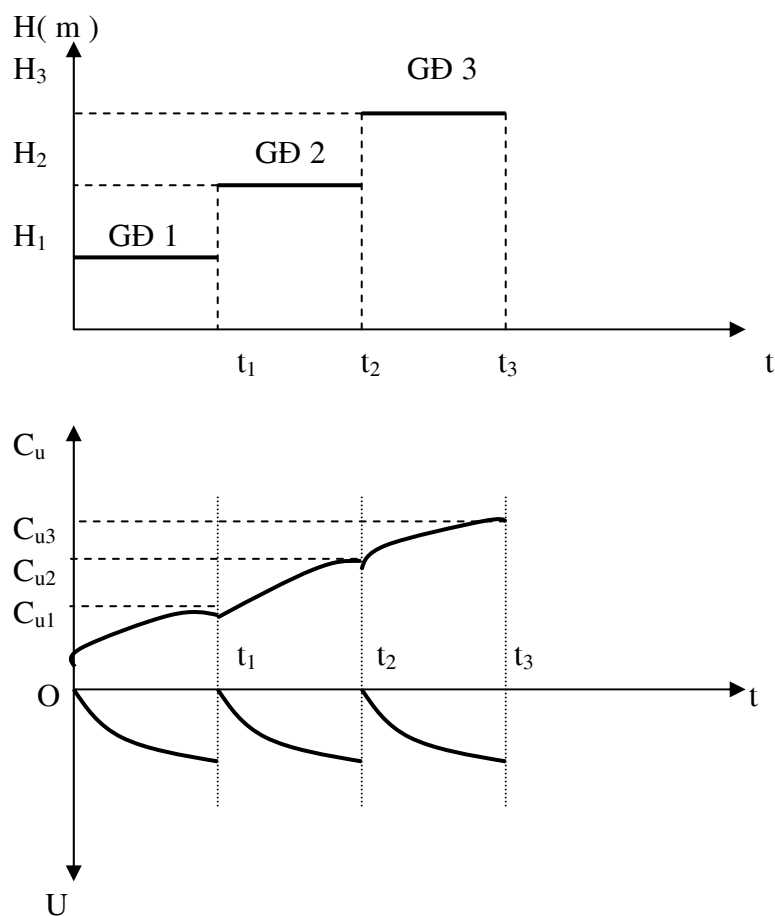
$$\overline{\Delta Cu} = \overline{Cu} - Cu_1 \quad (7.6)$$

3/ Tính mức độ cố kết U theo công thức

$$U = \frac{2 \cdot \overline{\Delta C_u}}{\gamma \cdot H_1 \cdot t g \varphi_u} \quad (7.7)$$

4/ Có mức độ cố kết trung bình U (tức Q_v) ta tìm được hệ số T_v qua bảng tra hoặc trên đồ thị từ đó tính được thời gian đắp :

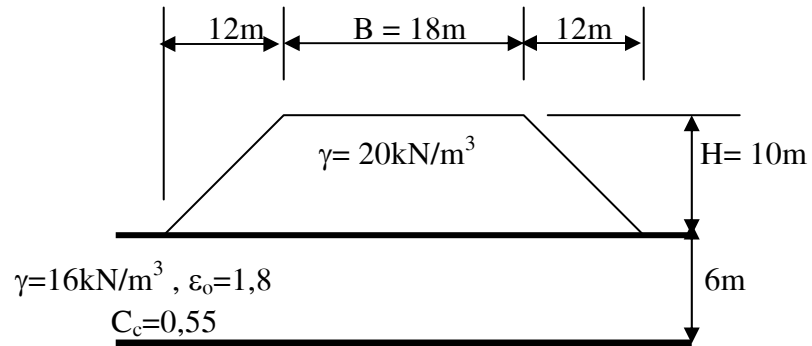
$$t_1 = \frac{T_v \cdot h^2}{C_v} \quad (7.8)$$



Hình VII.4: Mức độ gia tăng sức chống cắt khi đắp đất nhiều giai đoạn

Ví dụ

Hãy lập kế hoạch xây dựng theo giai đoạn nền đắp chiều cao 10m (có xét đến phòng lún) đắp trên đất yếu dày 6m, bên dưới là lớp cát sỏi không lún. Các đặc trưng chống cắt trung bình của đất yếu là $Cu_1 = 36\text{kPa}$; $\varphi_{u1} = 0$; $\varphi_{cu} = 16^\circ$. hệ số cố kết $C_v = 3.10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s}$



Giải

1. Kiểm toán điều kiện ổn định

$$\frac{B}{H} = \frac{30}{6} = 5$$

Tra toán đồ Mandel – Salencon ta có $N_c = 6,7$ và

$$q_{gh} = C_u \cdot N_c = 36 \cdot 6,7 = 241,2 \text{ kPa}$$

$$q = \gamma \cdot h = 20 \cdot 10 = 200 \text{ kPa}$$

$$\text{Hệ số an toàn } F_s = \frac{241,2}{200} = 1,206 < 1,5$$

Nền đường có khả năng mất ổn định vì lún trôi, do vậy phải áp dụng biện pháp đắp nhiều giai đoạn

2. Lập kế hoạch gần đúng

Chiều cao cho phép đắp lớp đất đầu tiên với hệ số an toàn 1,5 là

$$H_1 = \frac{p_{gh}}{\gamma \cdot F_s} = \frac{6,7 \cdot 36}{20 \cdot 1,5} = 8,04\text{m}$$

Sau khi cố kết hoàn toàn, lực dính không thoát nước C_u tăng trung bình là

$$\overline{\Delta C_u} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H_1 \cdot \operatorname{tg} \varphi_{cu} = 0,5 \cdot 20 \cdot 8,04 \cdot 0,287 = 23,05 \text{ kPa}$$

$$\text{Lực dính } Cu_2 = Cu_1 + \overline{\Delta C_u} = 59,05 \text{ kPa}$$

Giai đoạn thứ hai cho phép đắp đến chiều cao:

$$H_2 = \frac{6,7 \cdot 59,05}{20 \cdot 1,5} = 13,19 \text{ m}$$

Như vậy có thể xây dựng nền đường thành hai giai đoạn

3. Lập kế hoạch xây dựng chính xác

Giai đoạn đầu: đắp nhanh nền đường đến chiều cao 8,04m

Để đạt được chiều cao 10m trong lần đắp thứ hai lực dính trung bình của đất yếu

$$\overline{Cu} = \frac{\gamma \cdot H_2 \cdot F_s}{N_c} = \frac{20 \cdot 10 \cdot 1,5}{6,7} = 44,78 \text{ kPa}$$

Tính mức độ gia tăng sức chống cắt không thoát nước trung bình

$$\begin{aligned} \overline{\Delta Cu} &= \overline{Cu} - Cu_1 \\ &= 44,78 - 36 = 8,78 \text{ kPa} \end{aligned}$$

Và với một độ cố kết U theo công thức

$$U = \frac{2 \cdot \overline{\Delta Cu}}{\gamma \cdot H_1 \cdot \operatorname{tg} \varphi_u} = \frac{2 \cdot 8,78}{20 \cdot 8,04 \cdot 0,287} = 38\%$$

Với U = 38% tìm Tv = 0,12

$$\text{Ta có: } t_1 = \frac{T_v \cdot h^2}{C_v} = \frac{0,12 \cdot 3^2 \cdot 10^4}{3 \cdot 10^{-3}} = 0,36 \cdot 10^7 \text{ s} = 0,114 \text{ năm}$$

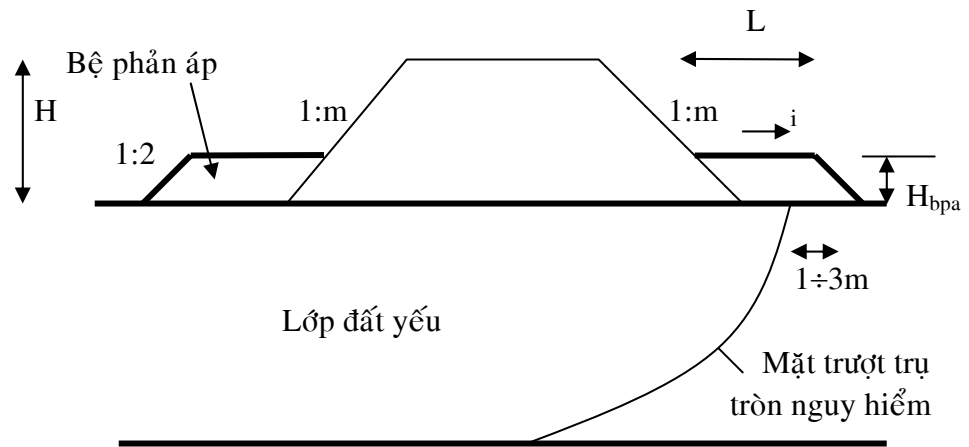
Kết luận: kế hoạch xây dựng chính xác như sau:

Đắp nền đường cao 8m; đơi 1,5 tháng; đắp 2m còn lại

VIII . ĐẮP BỆ PHẢN ÁP

8.1 Nội dung

Đắp thêm phần đất ở một bên hoặc ở cả hai bên của nền đường đắp, để tạo ra một gia tải phụ chống hiện tượng ép trôi của nền đất yếu dưới tác dụng của nền đường đắp có thể xảy ra trong quá trình thi công và cả trong quá trình khai thác



Hình VIII.1: sơ đồ đắp bộ phận phản áp

8.2 Cấu tạo: (Hình VIII.1)

Chiều cao được chọn sơ bộ của bộ phận phản áp $H_{bpa} = \left(\frac{1}{2} \div \frac{1}{3}\right) H$

Taluy 1:2 ; chân taluy của bộ phận phản áp nên vượt quá phạm vi cung trượt nguy hiểm từ (1-3)m. i là độ dốc ra phía ngoài của mặt bộ phận phản áp (i=2%) để thoát nước. Chiều dài bộ phận phản áp ký hiệu là L.

Vật liệu tốt nhất là dùng cát, cũng có thể dùng đất tại chỗ để đắp với độ đầm chặt K=0.9.

8.3 Phạm vi áp dụng

Có thể sử dụng cùng với đắp đất trực tiếp (Cho phép tăng thêm chiều cao đất đắp). Điều kiện địa hình hai bên nền đắp đủ rộng, đất đắp bề phản áp phải có sẵn, biện pháp này không thể sử dụng ở nơi nền đất quá yếu như than bùn loại III và bùn sét.

Ngoài ra cần lưu ý rằng bề phản áp không tăng được mức độ cố kết và không giảm được độ lún công trình.

8.4 Nội dung tính toán

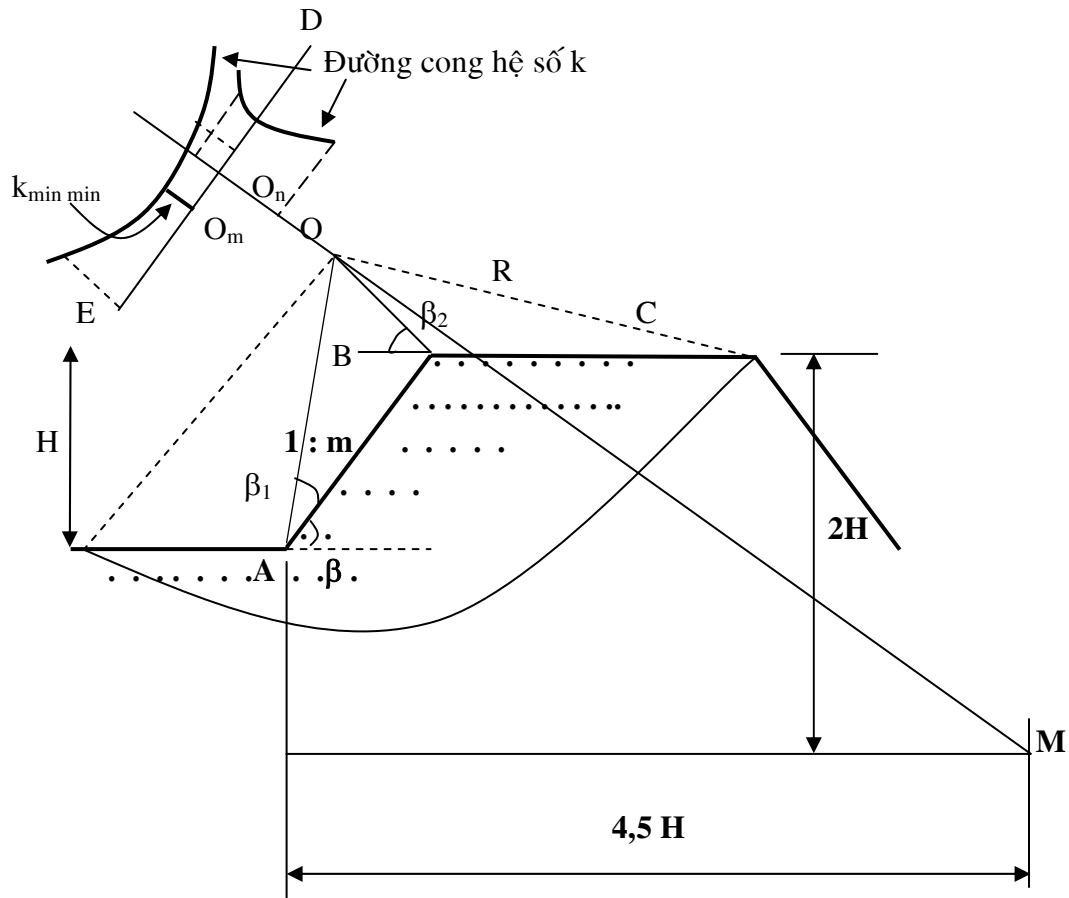
- Kiểm tra ổn định chung của nền đắp bằng phương pháp mặt trượt trụ tròn.

Nếu điều kiện chung không thỏa có thể xem xét dùng biện pháp bề phản áp.

- Xác định sơ bộ kích thước bề phản áp
- Kiểm tra kích thước bề phản áp bằng toán đồ của P.lot và Mareau
- Kiểm tra ổn định chung của nền đắp có bề phản áp. Trình tự tính toán ổn định chung:

1. Trên đường MO kéo dài, chọn các điểm $O_1, O_2, O_3 \dots$ làm tâm, vẽ các cung trượt đi qua đỉnh nền đường và dùng phương pháp phân mảnh để tính các hệ số $k_1, k_2, k_3 \dots$ tương ứng.
2. Sau khi vẽ đường cong hệ số k sẽ tìm được hệ số ổn định nhỏ nhất ký hiệu là k_{min} ứng với tâm trượt O_n
3. Tiếp tục kẻ ED đi qua O_n và vuông góc với đường thẳng OM. Về hai phía điểm O_n chọn các điểm $O_6, O_7, O_8 \dots$ trên ED làm tâm vẽ các cung trượt qua đỉnh nền đường và tính các hệ số ổn định $k_6, k_7, k_8 \dots$

4. Tiếp đó vẽ đường cong hệ số k và tìm hệ số ổn định nhỏ nhất lần nữa, ký hiệu là $k_{\min \min}$ ứng với tâm trượt O_m . O_m được coi là tâm trượt nguy hiểm nhất để kiểm tra độ ổn định của nền đường.



Hình VIII.2: Xác định tâm trượt nguy hiểm khi chưa có bộ phản áp

5. Dựa trên tâm nguy hiểm lớn nhất này và bán kính ta định ra kích thước bộ phản áp từ đó tính lại hệ số ổn định ứng với trường hợp có bộ phản áp ($K > 1$)