

III.2. TƯƠNG TÁC GIỮA VẢI VÀ ĐẤT

III.2.1. Đặc điểm của đất yếu

Đặc trưng chính của nền đất yếu là tính biến dạng cao và khả năng chịu tải thấp. Vì vậy, Vấn đề lún và ổn định của nền là các vấn đề chính trong tính toán thiết kế các công trình trên nền yếu. Nhiều công trình đường, đê, đập xây dựng trên nền đất yếu có độ lún từ 30% đến hơn 50% chiều cao của đất đắp. Độ lún này lại xảy ra trong khoảng thời gian dài cùng với hiện tượng lún không đều khiến cho có thể làm nứt gãy hay sụp đổ cả công trình, gây hậu quả xấu.

Các loại đất yếu này có đặc điểm là cốt đất rất yếu và có thể tích rỗng lớn thường chứa đầy nước (nước lỗ rỗng). Khi có tải trọng như đường, đê, đập và của nước tác dụng lên nền đất yếu thì sẽ có thể xuất hiện độ lún rất lớn. Các độ lún này là nguyên nhân của những sự cố nghiêm trọng khác.

Bất cứ sự tăng tải nào cũng có thể làm tăng áp lực nước lỗ rỗng và trong các loại đất không thấm thì nước này thoát ra rất chậm từ nơi có áp lực cao. Hơn nữa, áp lực nước lỗ rỗng đã bị tăng cao này có thể gây mất ổn định đất dẫn đến phá hoại mái dốc.

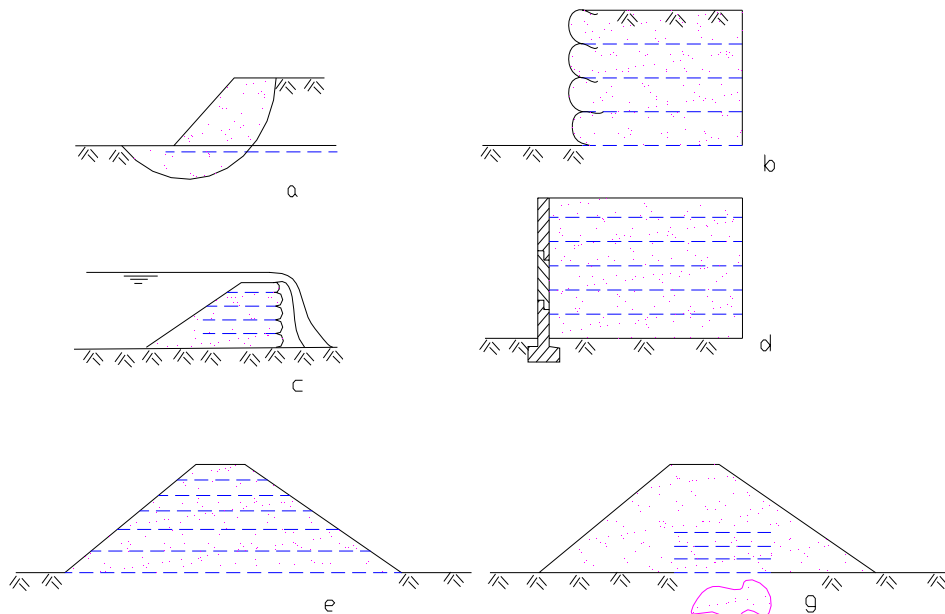
Nguy cơ mất ổn định cũng ảnh hưởng đến mức độ an toàn của nền đất đắp. Một hệ thống thoát nước thẳng đứng sẽ cho phép tăng nhanh quá trình rút nước lỗ rỗng và loại bỏ nguy cơ mất ổn định trượt, tạo ổn định đắp được nền cao.

Các biện pháp nhân tạo làm thoát nước nhanh kết hợp với việc chất gia tải trước là một biện pháp xử lý nền nhằm tăng nhanh quá trình cố kết của nền đất có hệ số thấm nhỏ như đất sét, bùn sét v v... . Như vậy giảm được nguy cơ lún không đều, đặc biệt là đảm bảo cho phần lớn độ lún xuất hiện hết trong giai đoạn đang thi công, sau đó đến giai đoạn sử dụng thì trị số độ lún tiếp theo chỉ còn rất nhỏ hoặc hầu như bằng không.

III.2.2. Cơ sở lý luận cho các công trình đất có cốt

Sử dụng những tính chất và độ linh hoạt của kết cấu VĐKT trong kết cấu đất đắp (đê, đập) và nền đất (nền đường) ...đã là một đề xuất hữu hiệu. Dùng VĐKT làm chức năng gia cố mới được áp dụng nhưng đã được đánh giá cao, xu thế phát triển rộng rãi trong xây dựng các công trình giao thông, thủy lợi. Hình 1 là sơ họa một số kết cấu điển hình:

- VĐKT tăng cường ổn định tổng thể (hình a)
- VĐKT tạo mái đất rất dốc để tiết kiệm diện tích (hình b, c)
- VĐKT neo giữ tường chắn mảnh (hình d)



- VĐKT tăng cường ổ định vùng đất đắp (hình e, g)

Hình 1. Dùng VĐKT để gia cố đất mềm yếu

Nhìn nhận đất có vải qua các yếu tố sau:

1. Ma sát bề mặt của vải và đất:

Cơ chế tương tác chủ đạo giữa đất với cốt liên quan đến sức cản do ma sát, sức kháng tải bị động và chuyển vị uốn của cốt. Thực tế ảnh hưởng của chuyển vị uốn tới các đặc trưng của công trình đất là rất nhỏ nên theo Schlosser và Buhan (1990) có thể bỏ qua. Vì thế có thể đơn giản hoá cơ chế tương tác Đất - Cốt như sau: Đó là sự trượt của đất trên cốt hay cơ chế cắt trực tiếp và kéo của cốt khỏi đất hay cơ chế kéo.

Theo nghiên cứu của Jewell (1982), khi đưa VĐKT có định hướng vào đất đắp, sức chống trượt của đất tăng lên rõ rệt.

Xét một phân tử đất đắp bình thường và một phân tử đất đắp được gia cường (hình 2).

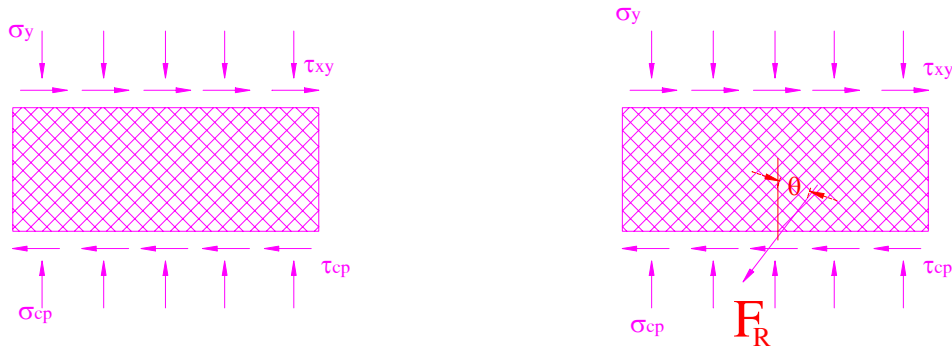
+ Với đất rời, không có vải tăng cường, ứng suất cắt lớn nhất tính theo công thức:

$$(\tau_{xy})_{\max} = \sigma_y \cdot \operatorname{tg} \varphi_{\max} \quad (\text{II.1})$$

+ Khi gia cố vải, giả thiết vải chịu được lực kéo F_R hợp với đường thẳng đứng một góc θ thì ứng suất cắt lớn nhất là:

$$(\tau_{xy})_{\max} = \sigma_y \cdot \operatorname{tg} \varphi_{\max} + \frac{F_R}{A_S} (\cos \theta \cdot \operatorname{tg} \varphi_{\max} + \sin \theta) \quad (\text{II.2})$$

Trong đó: A_S - diện tích vùng đất được trải vải tăng cường.



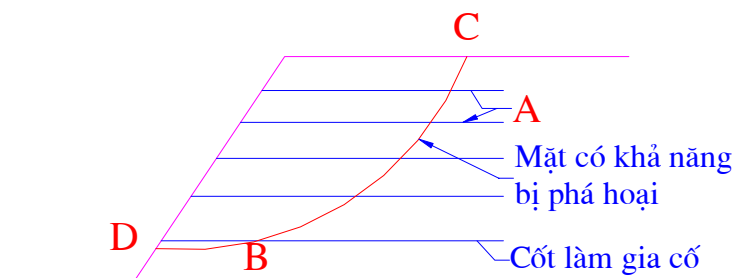
a) Không có vải

b) Tăng cường vải

Hình 3. Sơ đồ tính ứng suất cắt trong đất đắp

So sánh (II.1) và (II.2) cho thấy, khi có VĐKT tăng cường sức chống trượt của đất đắp được tăng lên đáng kể (số hạng thứ 2 của vế phải công thức (II.2)).

Trong các thí nghiệm kéo và cắt trực tiếp được dùng để mô hình hoá tương ứng hai cơ chế trực tiếp khác nhau này. Đối với thí nghiệm cắt trực tiếp cho biết quan hệ chuyển vị cắt với ứng suất cục bộ, còn thí nghiệm kéo cho biết quan hệ chuyển vị và ứng suất cắt dọc theo cốt. Hình 4 cho thấy một công trình đất điển hình



được gia cố trên bờ dốc bằng đất được gia cố.

Hình 4. Mái dốc gia cố điển hình, mô hình tương tác cốt - đất

Phán đoán mặt trượt có thể sử dụng vòng cung trượt của Brshop, khả năng bị phá hoại CD. Cốt ở phía sau mặt phá hoại (A) sẽ chịu kéo, vị trí B xảy ra cơ chế cắt trực tiếp.

1/ Sức kháng cắt trực tiếp: là sức kháng cắt giữa đất với diện tích bề mặt phẳng của cốt vải.

Theo nghiên cứu của Jewell (1984) trong trường hợp tương tác giữa đất và vải địa kỹ thuật, hệ số kháng cắt trực tiếp được tính theo công thức:

$$f' = \frac{tg\delta}{tg\varphi}$$

Trong đó: φ - góc nội ma sát của đất từ thí nghiệm cắt trực tiếp.

δ - góc bề mặt giữa cốt (VĐKT) và đất xác định từ thí nghiệm.

- Đối với đất rời, thí nghiệm cho thấy góc ma sát giữa vải và đất $\delta \approx$ góc nội ma sát φ của đất, $tg\delta \approx tg\varphi \Rightarrow f' \approx 1$. Do vậy gia cố cốt vải cho đất đắp là đất cát là hiệu quả không cao.

- Trong tính toán thiết kế chọn vải để gia cố đất dính, thường xác định hệ số ma sát giữa đất và vải bằng thí nghiệm ma sát lực ma sát bề mặt (Interface Friction). Hiện nay, tại Viện nghiên cứu Khoa học và Kinh tế Thủy lợi, chỉ tiêu này xác định trên thiết bị AIM-2656 (Modified Direct Shear Apparatus) của India. Quy trình thí nghiệm đi kèm thiết bị và phương pháp lấy mẫu theo tiêu chuẩn ASTM DS-2905. Bảng 3-3 cho biết ma sát tiếp xúc giữa Polyfelt geotextiles và những loại đất khác nhau.

ASTM D3080	Đơn vị	Loại vật liệu	Bụi lẫn sét	Sét lẫn bụi*	Sét	Sét pha cát	Cát phân lớp sấu	Cát khá trơn	Polyfelt TS
Không có	Psi KPa	C	1,80	1,35	3,00	4,20	0	0	
			12,42	9,32	20,70	28,98	0	0	
			34	38	30	22	40	36	
Có Polyfelt	Psi KPa	C	1,20	0,60	1,65	1,50	0	0	0
			8,28	4,14	11,39	10,35	0	0	0
			32	32	30	22	30	26	20

Bảng 3-3. Ma sát bề mặt khi có và không có vải

2/ Sức kháng kéo: là sức kháng do lực ma sát F xuất hiện giữa đất và bề mặt ma sát của cốt vải. Độ lớn của sức kháng do ma sát phụ thuộc vào góc ma sát bề mặt và ứng suất pháp truyền hiệu quả giữa đất và bề mặt cốt:

$$F = A_s.p.tg\delta = A_s.p.f$$

trong đó: A_s - Diện tích ma sát

p - ứng suất pháp trung bình. Khi không có tải trọng ngoài thì

$$p = \gamma.H$$

Trong kết cấu đất đắp gia cường bằng VĐKT yêu cầu VĐKT phải có độ giãn dài nhỏ ($\leq 5 \div 6\%$), sức bền chống kéo cao ($\geq 100 \div 800\text{KN/m}$). Đối với những công trình quan trọng thường dùng loại vải có độ bền chống kéo cao gấp 3÷4 lần lực kéo thiết kế.

Những yếu tố sau đây ảnh hưởng đế sức chống trượt của lớp đất đắp được tăng cường VĐKT:

- Khả năng chịu lực của VĐKT
- Góc giữa mặt phẳng vải và mặt thẳng đứng (θ)
- Lực ma sát giữa vải và đất
- Sự dẫn dài của VĐKT theo thời gian
- Khả năng chống lão hoá của VĐKT.

2. Ứng suất, biến dạng nén hông được cải thiện:

Kết quả từ thí nghiệm từ biến không nén hông (hình 5) cho thấy rằng sự biến dạng của geotextile gia tăng theo thời gian dưới tải trọng không đổi. Tuy nhiên, thí nghiệm từ biến (hình 6) dưới áp lực hông (trong đất), tính từ biến của polyfelt geotextiles thì không đáng kể. Thêm nữa, tính chất ứng suất biến dạng trong đất của Polyfelt geotextiles biểu thị cường độ và độ cứng cao hơn so với trường hợp thí nghiệm không nén hông.

Hình 5. Quan hệ biến dạng với thời gian của polyfelt geotextile từ thí nghiệm kéo 20 độ

Hình 6. Quan hệ biến dạng với thời gian của polyfelt geotextile từ thí nghiệm kéo dưới áp lực đất ở 20 độ

3. Khả năng thoát nước trong mặt phẳng:

Geotextile Polyfelt không dệt, xuyên kim, sợi liên tục cho phép sử dụng bất cứ vật liệu đắp nào sẵn có ở hiện trường bao gồm cả đất dính ẩm ướt, nếu có sự đầm nện và thi công đúng đắn. Khả năng thoát nước trong mặt phẳng của Polyfelt cho phép áp lực lỗ hổng của đất tiêu tán nhanh, cải thiện sự cố kết và gia tăng sức kháng cắt của đất. Vì vậy, cho phép thi công nhanh và an toàn hơn (Resl và Werner, 1986). So với loại vật liệu gia cường khác, hiệu quả tiếp xúc bề mặt với đất được cải thiện hơn.

Chương IV

TÍNH TOÁN THIẾT KẾ

IV.1. ĐỊNH HƯỚNG CHUNG

IV.1.1. Các chức năng của vải địa kỹ thuật

Bước đầu tiên và cũng là bước quyết định trong việc thiết kế bất kỳ một loại vải là nhận biết các chức năng của vải, chức năng chủ đạo khi đặt nó vào giữa các lớp đất. Khi áp dụng vải vào trong xây dựng các đê, đập, tường chắn và các công trình cầu cống nhất thiết phải ước tính được tác dụng của vải qua mỗi giai đoạn với điều kiện cụ thể của đất.

Chức năng phân cách của vải là chủ đạo trong các trường hợp sau đây:

- Trong xây dựng, khi áp lực đè trên vải không đủ lớn làm thay đổi cường độ kéo nén trong vải địa kỹ thuật.
- Nếu dạng hư hỏng công trình là sạt lở ở nền do khả năng chống chịu kém của nó và các lớp đất đắp thì toàn bộ công trình sẽ bị lún dần.
- Nếu thời gian đủ lớn để các lớp liên kết và làm tăng cường độ của nó sau mỗi lớp đất đắp.

Chức năng gia cố và phân cách của vải là chủ yếu trong các trường hợp sau:

- Vào giai đoạn cuối xây dựng khi áp lực đè của các lớp đất do chiều cao công trình đủ lớn làm thay đổi ứng suất mở rộng trong vải. Trong trường hợp này dạng hư hỏng do cung trượt giữa vải và nền xảy ra.
- Không đủ thời gian để các lớp đất cố kết làm tăng cường độ của nó sau mỗi lớp đất.

Trong tất cả các chức năng trên, chức năng tiêu thoát và thấm nước cũng hết sức quan trọng làm giảm áp lực nước khe rỗng.

IV.1.2. Chọn vải để gia cố

Vải địa kỹ thuật được áp dụng vào các công trình đất có chiều cao đáng kể, nơi mà chức năng gia cố và phân cách là chính thì hai thông số của vải lọc có ảnh hưởng mạnh đến sự ổn định của hệ thống ba lớp (Đất nền - Vải gia cố - Đê) là:

1. Khả năng dẫn nước theo phương thẳng đứng và phương nằm ngang
2. Sức bền khi co giãn

thêm vào đó, vải phải chịu được các phá hoại có thể trong xây dựng.

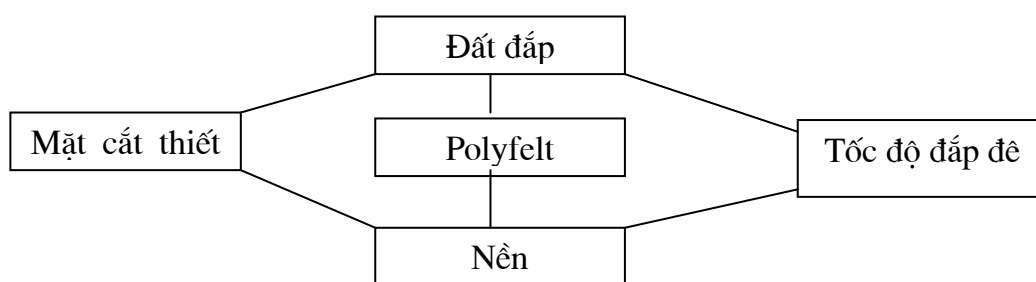
Nó đặc biệt tốt trong thời kỳ cố kết các lớp đất đắp, vì vậy thời gian xây dựng có ảnh hưởng rất lớn đến khả năng dẫn nước của nền đê. Khi tính toán thời gian cố kết, sử dụng các lý thuyết cố kết thông thường (lý thuyết của Terzaghi), thường được giả thiết là dẫn nước một cách lý tưởng. Điều này thường đạt được bằng cách sử dụng vải lọc, vì nó có đặc tính dẫn nước theo cả 2 phương thẳng đứng và nằm ngang.

Một điều rõ ràng khi tính toán theo lý thuyết cố kết 3 chiều thì lực cắt trong các lớp đắp phụ thuộc vào khả năng dẫn nước của lớp tiếp giáp. Với mặt không thấm, lực cắt tăng lên rất nhanh do hiệu ứng Mandel - Cryer và kết quả là đê kém ổn định. Hiện tượng này có thể giảm đi nếu mặt có khả năng dẫn nước tốt được thay thế vào. Vì vậy, một vấn đề quan trọng là tìm tòi và thay thế các biên thủy lực dẫn nước tốt - Một trong các cách giải quyết là sử dụng POLYFELT TS.

Sức bền khi chịu co giãn của vải lọc và một đặc trưng quan trọng nhất cho ổn định của đê trên nền đất yếu bão hoà nước. Điều này dễ nhận biết khi nghiên cứu các dạng phá huỷ có thể, việc định loại vải cần xem xét khi phân tích ổn định.

IV.2. TÍNH TOÁN THIẾT KẾ

IV.2.1. Các thông số thiết kế



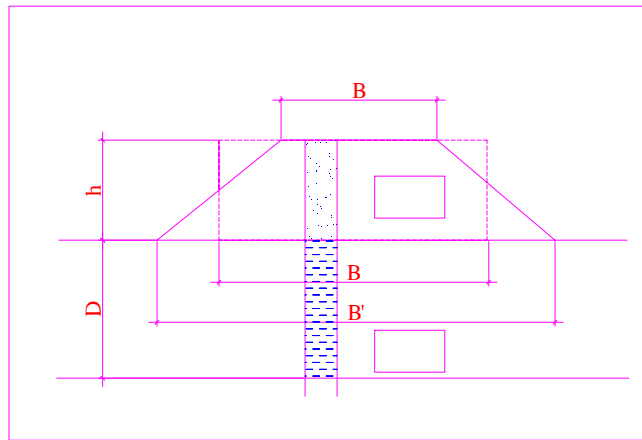
Hình 4.1. Các thông số cần thiết cho thiết kế

IV.2.2. Tính toán thiết kế

IV.2.2.1. Phân tích ổn định

Khi xây dựng đập, đê trên nền đất yếu có chiều dày D , vấn đề ổn định cần phải xem xét tới. Khi đó lớp đất phía dưới nền đất yếu được giả thiết là cứng. Hình 1 mô tả mặt cắt đập, đê để tính ổn định.

Các hệ số của đất ϕ và C_u có thể giảm xuống trước khi tính toán. Đối với đất đắp nhiều lớp có thể chọn giá trị trung bình (trong hình 4.2)



Hình 4.2: Mặt cắt thiết kế

Trong đó:

h - chiều cao đập (m);

B - chiều rộng mặt cắt (m);

B' - chiều rộng của hình chữ nhật thay thế tương đương với mặt cắt
 $B' = B + h \cdot \cot \beta$

β - góc nghiêng mái;

ϕ - góc ma sát trong của đất đắp;

γ - khối lượng riêng của đất đắp (kN/m^3);

D - chiều dày lớp nền yếu bằng đất dính (m);

C_u - độ bền cắt khi không thoát nước của lớp đất (kN/m^2);

Với nền đất yếu, cơ bản có 3 loại phá hoại do cắt như sau:

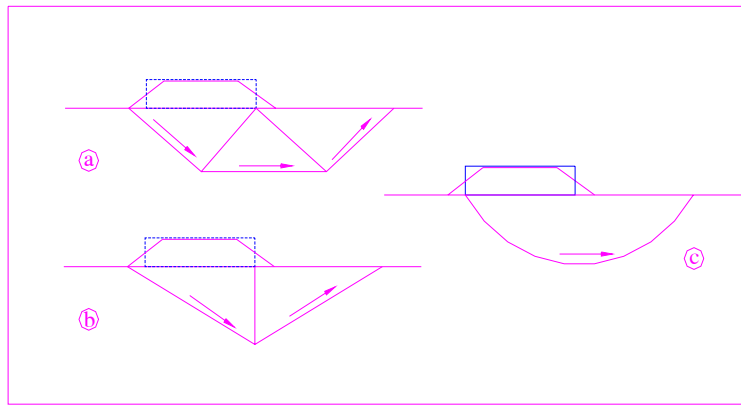
- Phá hoại nền
- Phá hoại chân
- Trượt do áp lực mở rộng

Đối với các loại phá hoại trên, hệ số K_c đặc trưng cho khả năng chịu tải được xem xét tới.

Giá trị K_c lớn nhất là hệ số hiệu chỉnh đối với ổn định đập.

$$K_c = \frac{C_u}{\gamma \cdot h}$$

1. Phá hoại nền:



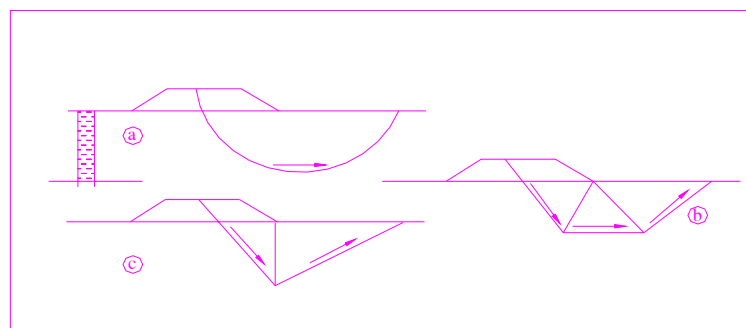
Hình 2 đưa ra các dạng phá hoại nền, loại a được chọn, do ổn định hơn cả. Sơ đồ E-I cho các giá trị K_c là hàm số của D/B.

Hình 4.3. Các dạng phá hoại nền

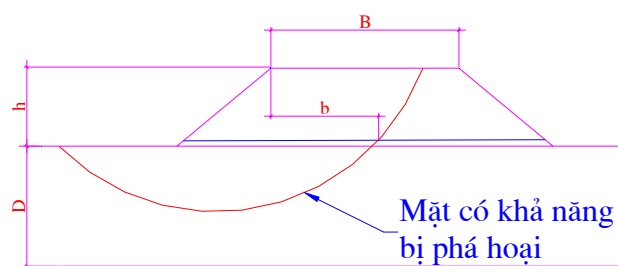
Với $D/B \geq 0,633$, $K_c = 0,189$ và không đổi; giá trị này tương ứng với lời giải thích của Prandtl với $K_c = 1/(2 + \pi) = 0,194$ khi $D/B \geq 0,71$.

2. Phá hoại chân:

Hình 3 đưa ra các dạng phá huỷ chân, trong đó loại a cũng được chọn vì ổn định hơn cả.



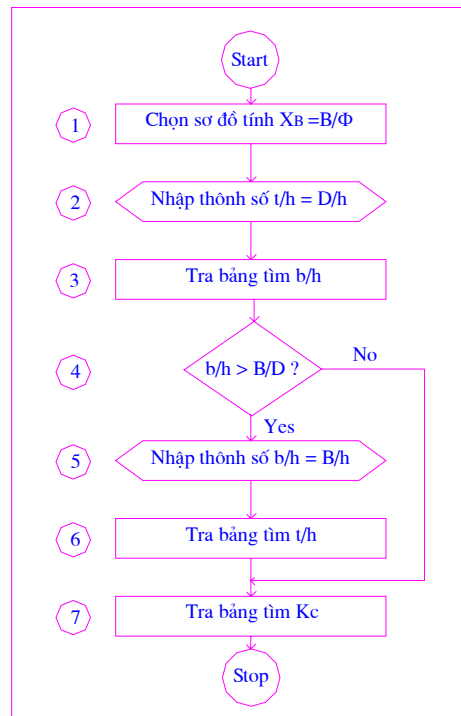
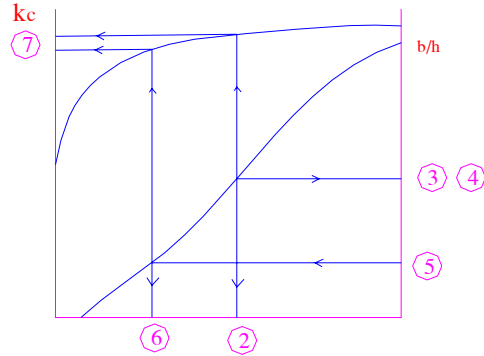
Hình 4.4. Các dạng phá hoại chân



Hình 4.5. Mặt cắt trong trường hợp phá hoại chân

Sơ đồ khối xác định hệ số K_c

Việc xác định hệ số khả năng chịu tải K_c được sử dụng các sơ đồ từ E-II đến E-VII theo sơ đồ hình 5 dưới đây.

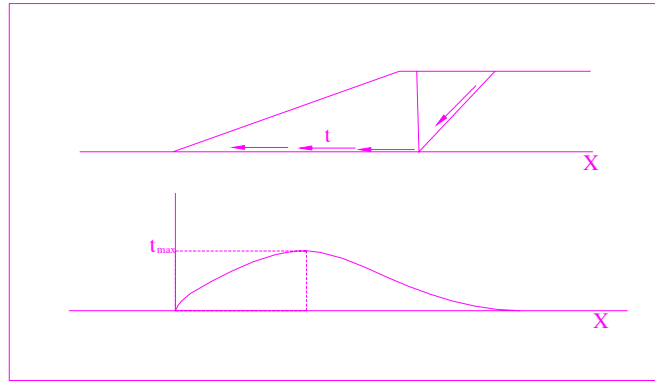


Hình 5: Sơ đồ hướng dẫn sử dụng từ E-II đến E-VII

Sơ đồ khối từ E-II đến E-VII để xác định K_c

3. Áp lực mở rộng:

Giả thiết mặt cắt thiết kế bị phá hoại do áp lực mở rộng, khi đó lực cắt ở thân hoặc các lớp đất đạt đến giá trị lực cắt tối hạn do không được thoát nước. Hệ số K_c trong trường hợp này có thể chọn theo sơ đồ E-VIII.



Hình 4.6: Biểu đồ lực cắt ở đê và các lớp ngăn cách

Sơ đồ E-VIII xác định K_c cho đê bị phá hoại do áp lực mở rộng

Hình 4.7: Các biểu đồ từ E-II đến E-VII xác định hệ số K_c trong việc nghiên cứu phá hủy chân

4. Hiệu chỉnh các loại phá hoại:

Trong phân tích ổn định, các phá hoại này cần được hiệu chỉnh và tổ hợp ta được hệ số khả năng chịu tải lớn nhất K_c .

Khi biết C_u , chiều cao lớp đất đắp đầu tiên khi có thể xác định được, khi giả thiết biết h và các giá trị C_u yêu cầu và thực tế theo quan hệ sau:

$$C_u, \text{ yêu cầu} = K_c \cdot \gamma \cdot h \leq C_u, \text{ thực tế} / f_s$$

Với f_s - hệ số an toàn

Biểu đồ E-IX cung cấp số liệu sơ bộ để xác định các hệ số điều chỉnh để phá hoại nền hoặc chân đê. Theo luật tổng quát, sự phá hoại do áp lực mở rộng có thể hiệu chỉnh trong trường hợp độ dày lớp mỏng D .

Sơ đồ E-IX: Hiệu chỉnh các loại phá hoại đê

IV.2.2.2. Các giai đoạn đắp:

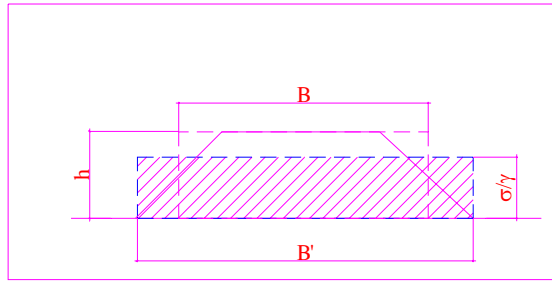
Nếu việc tính toán ở định ở phần trên chỉ ra rằng: Lực cắt yêu cầu $C_{u,req}$ là lớn hơn lực cắt thực tế C_u, act thì đê phải đắp theo giai đoạn, lực cắt tăng thêm do cố kết của đất cần phải được xem xét sau mỗi giai đoạn.

$$\text{Giá số của lực cắt } \Delta C_u = \text{tg}\varphi' \cdot O \cdot U$$

Trong đó: $O = \gamma \cdot h \cdot B/B'$ (xem hình 4.8)

φ' - góc ma sát hữu ích

U - Mức độ đông kết (phụ thuộc thời gian)



Hình 4.8: Mặt cắt tính toán

Nếu $U = 1$ thì số gia hạn sẽ là: $\Delta C_{u, \max} = \text{tg}\phi' \cdot \gamma \cdot h \cdot B/B'$

Với mỗi giai đoạn, các bước sau đây cần được tính toán để xác định thời gian cố kết:

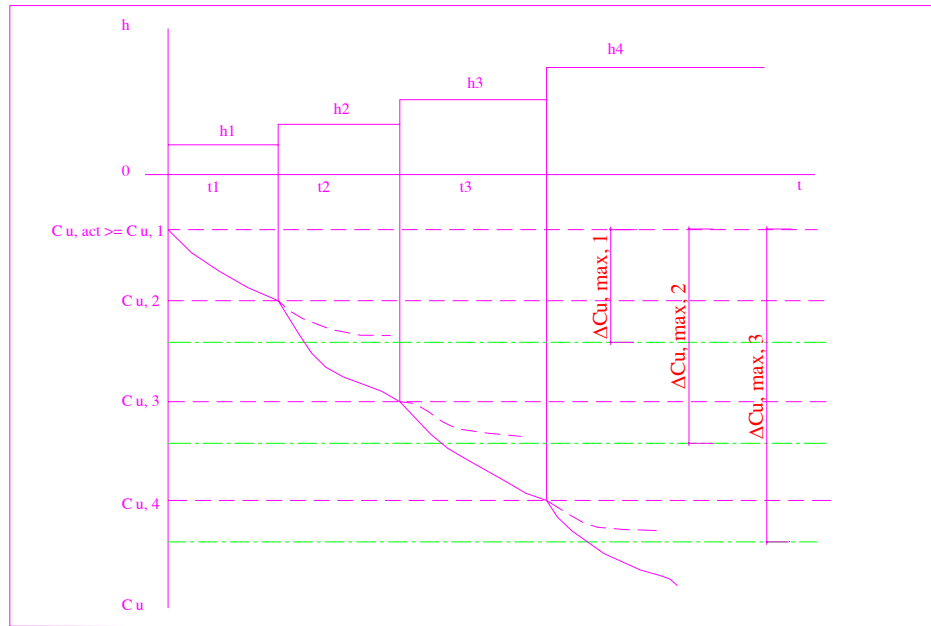
1. Lựa chọn chiều cao mỗi đoạn h_i
2. Tính số gia lớn nhất của lực cắt $\Delta C_{u, \max} = \text{tg}\phi' \cdot \gamma \cdot h_i \cdot B_i/B'$
3. Xác định lực cắt yêu cầu $C_{u, i}$
4. Xác định mức độ cố kết của mỗi lớp:

$$U_i = (C_{u, i+1} - C_{u, i}) / (\Delta C_{u, \max, i} - C_{u, i} + C_{u, \text{act}})$$

Để việc tính toán được đơn giản có thể dùng bảng như hình 7a.

i	h_i	B_i	$\Delta C_{u, \max, i}$	$C_{u, i}$	U_i
-	-	-		$(C_{u, \text{act}, i})$	-
1				↓	
2					
i - 1					
i			$\Delta C_{u, \max, i}$		$(C_{u, i})$
i + 1				$C_{u, i+1}$	

Hình 4.8a. Bảng tính các giai đoạn đắp



Hình 4.9: Quan hệ chiều cao mỗi lần đập và lực cắt cho phép

Tổng thời gian cần thiết để đạt tới mức độ đông kết mong muốn U_i , xem trong phần cốt kết.

IV.2.2.3. Cốt kết:

Trong quá trình ép co của đất bão hoà nước, dưới tác dụng của tải trọng ngoài các hạt đất bị dịch chuyển đồng thời, nước bị ép thoát ra ngoài, lỗ rỗng của đất dần bị thu hẹp và đất ngày càng chặt lại. Hiện tượng ấy gọi là hiện tượng cốt kết (ép co) thắm.

Trong quá trình cốt kết điều kiện biên thủy lực đóng vai trò quyết định. Do có khả năng dẫn nước tốt nên Polyfelt PS đóng vai trò như một mặt tiêu nước (bài toán cốt kết một hướng)

Lý thuyết cốt kết thắm cho phép ta tìm ra biểu thức của áp lực lỗ rỗng U_n và dựa vào giả thiết sau:

1. Tầng thắm đất chỉ bị ép co một hướng, do đó nước trong lỗ rỗng cũng chỉ bị thoát theo một hướng.
2. Đất nền đồng nhất, bão hoà nước, về mặt thủy lực nước liên thông với nhau.
3. Sự thắm phát sinh khi cốt kết tuân theo định luật Darchy.
4. Trong quá trình cốt kết:
 - Hạt đất coi như không thể ép co được
 - Nước trong lỗ rỗng không chịu nén
 - Hệ số thắm và hệ số ép co coi như không đổi.

Phương trình vi phân cốt kết thắm một hướng có dạng:

$$\frac{\partial U_n}{\partial t} = C_v \frac{\partial^2 U_n}{\partial Z^2}$$

Trong đó: $C_v = \frac{k(1 + \varepsilon_0)}{\gamma_n \cdot a}$

Dùng phương pháp phân ly biến số để giải với giả thiết bề mặt đập là thấm vô hạn thì mức độ cố kết trung bình được tính như sau:

$$U = 1 - \sum_{m=0}^{m=\infty} (2/M^2) \cdot e^{-M^2} \cdot T_v$$

Với: $M = 0,5 \cdot \pi \cdot (2m + 1)$;

m- chỉ số

$T_v = C_v \cdot t/l^2$ - là chỉ số thời gian

t- thời gian (sec)

l- chiều dài đường thấm lớn nhất.

C_v - hệ số cố kết xét với dòng chảy thẳng đứng (m^2/s)

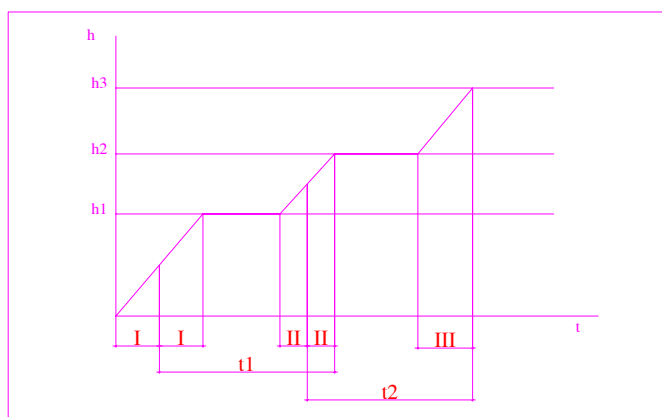
Biểu đồ E-X biểu diễn quan hệ giữa T_v với U. Từ tham số thời gian có thể tính được thời gian cố kết t như sau:

$$t = (T_v \cdot D^2 / C_v) \text{ (sec)}$$

Biểu đồ E-X. Cố kết của các lớp đất

Trong trường hợp trọng tải tăng tuyến tính, thời gian đông kết cần được giả thiết bắt đầu từ giữa của thời đoạn đập (hình 9)

Độ nghiêng của đường trong hình 9 chính là tốc độ đập hữu hiệu, phụ thuộc vào phương tiện và xe máy dùng trong thi công.



Hình 4.10: Quan hệ chiều cao đập và thời gian khi sử dụng POLYFELT TS, khi tính tải trọng tăng tuyến tính

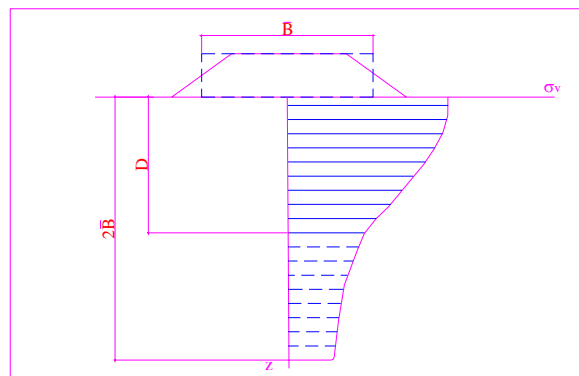
IV.2.2.4. Lún:

Để tính toán lún trong thân công trình, giả thiết nền cứng dưới nền yếu và lớp nền cứng đó không lún. Hơn nữa, giả thiết môđun cứng E_s là hằng số trên toàn bộ chiều dày D , nếu suất hiện các lớp có E_s khác nhau trong D thì có thể lấy xấp xỉ như sau:

$$E_s = \sum (E_{si} \cdot D_i) / \sum D_i$$

Độ sâu chịu ảnh hưởng của tải trọng tính bằng $2B$. Vì vậy nếu D lớn hơn $2B$ thì D/B có thể lấy giá trị lún giới hạn ở trung tâm để tính theo công thức của Steinbrenner:

$$S_\infty = D \cdot f \cdot \gamma \cdot h / E_s$$



Hình 10. Phân bố ứng suất thẳng đứng trong đất

Với chiều dày lớp nền yếu ($\leq 2 \cdot B$) (m); f -hệ số ảnh hưởng, lấy trên sơ đồ E-XI; $\gamma \cdot h$ - tải trọng tác dụng (kN/m^2); E_s - môđun cứng (kN/m^2).

Sơ đồ E-XI. Hệ số ảnh hưởng f

IV.2.2.5. Kiểm tra ổn định tổng thể

Kiểm tra ổn định của công trình đất khi có các lớp vải tham gia. Khả năng chịu kéo của vải có thể tính được khi sử dụng các phân tích vòng cung trượt của Bishop hay Jabul. Vòng cung trượt với hệ số an toàn nhỏ nhất được xác định để đánh giá độ an toàn của công trình.

1. Phương pháp cân bằng giới hạn:

Ổn định tổng thể của một mái dốc là áp dụng các khái niệm cân bằng giới hạn trên một mặt phẳng phá hoại cung tròn giả thiết, xuất phát từ một phương trình về hệ số an toàn. Từ các phương trình đối với ứng suất toàn phần và ứng suất có hiệu quả theo hình 4.10 khi gia cố bằng vải.

- Phân tích ứng suất toàn phần:

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^n (N_i \tan \phi + C \cdot \Delta l_i) \cdot R + \sum_{i=1}^m T_i \cdot y_i}{\sum_{i=1}^n (W_i \sin \theta_i) R} \quad (1)$$

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^n (\bar{N}_i \tan \bar{\phi} + \bar{C} \cdot \Delta l_i) \cdot R + \sum_{i=1}^m T_i \cdot y_i}{\sum_{i=1}^n (W_i \sin \theta_i) R} \quad (1)$$

trong đó:

F_s - hệ số an toàn (lấy theo quy phạm TCVN5060-90)

$N_i = W_i \cos \theta_i$

W_i - trọng lượng lát cắt

θ_i - góc hợp bởi đường nằm ngang và đường tiếp xúc ở trung tâm lát cắt.

Δl_i - chiều dài cung của lát cắt

R - bán kính của cung tròn phá hoại

$\theta, \bar{\theta}$ - góc kháng cắt toàn phần và có hiệu quả.

C, \bar{C} - lực dính toàn phần và có hiệu quả

T_i - sức kháng kéo cho phép của geotextiles

y_i - tay đòn momen đối với geotextile (chú ý rằng ở các vị trí biến dạng theo chiều rộng, cánh tay đòn momen này có thể trở thành bằng R , thông thường là một giá trị biến dạng theo chiều rộng)

n - số lát cắt

m - số lớp vải

Hình 4.11: Sơ đồ phân tích ổn định công trình đất được gia cố bằng vải khi sử dụng phương pháp cung trượt Bishop

IV.3. TÍNH TOÁN LỰA CHỌN VẢI

IV.3.1. Độ bền cơ học

Để làm tốt các chức năng vải làm gia cố đất yếu, vải phải không bị đâm thủng hoặc bị phá hoại trong khi xây dựng. Khi xây lắp trên công trình, đặc biệt khi có kích thước lớn, có các vật liệu cứng, có cạnh góc và có chiều dày lớp đắp không đủ lớn thì vải dễ bị chọc thủng hoặc phá toạc khác. Vì vậy, vải lọc chịu được các phá hoại khi xây dựng, xem đây là chức năng chính cần phải có. Trong thiết kế, trước tiên cần lựa chọn vải có chỉ tiêu tránh đâm thủng tốt, sau đó đến chỉ tiêu xé rách hơn là thừa nhận sự đâm thủng và sau đó tìm cách hạn chế sự xé rách.

Để tránh đâm thủng trong xây dựng, các thông số ảnh hưởng sau đây cần được ước tính để xác định lực đâm thủng:

- Chiều dày ban đầu của lớp đất đắp trên vải, nó là hàm số của CBR.
- Đá được sử dụng lẫn trong đất đặc biệt là đất Lateil (d trung bình $\geq 50\text{mm}$).
- Loại phương tiện được sử dụng trong thi công, loại xe lu, diện tích tiếp xúc với đất và áp lực đất tác dụng lên vải.

Chống chịu đâm thủng của vải có thể xác định dựa trên áp lực thẳng đứng tác dụng lên vải, được mô tả bằng phương trình sau:

$$F_{vert} = [(\pi \cdot d_h)(h_h) \cdot P] \quad (1)$$

trong đó:

F_{vert} - lực thẳng đứng tổng cộng tác dụng lên vải xung quanh vị trí đâm

d_h - đường kính lỗ trung bình trên vải

h_h - chiều cao bị kéo có thể lấy bằng d_h

Hình 4.13: Sơ đồ tác dụng của viên đá lên vải

Với mục đích thiết kế, các giá trị tính toán d_h sau đây phù hợp:

$$\text{Lớp đắp sắc nhọn: } d_{50/5} < d_h < d_{50/3}$$

$$\text{Lớp đắp khá chòn: } d_{50/3} < d_h < d_{50}$$

Lực thẳng đứng bị giới hạn bởi bán kính kéo căng xung quanh chu vi tiếp xúc (d_h). Trị số cường độ đâm thủng được đo bằng các kiểm tra đâm thủng trên vải lọc không thể so sánh trực tiếp được trừ khi $9d_h$ bằng đường kính piston. Lực đâm thủng tính toán, F_{vert} , được biến đổi thành cường độ đâm thủng của vải (F_g) theo quan hệ:

$$\frac{F_{vert}}{d_h} = \frac{F_g}{d_p}$$

Vì vậy:

$$F_g = \frac{F_{vert}}{d_h} d_p = \frac{(\pi d_h)(h_h) p d_p}{d_h} = (\pi d_h) p d_p$$

Vì vậy, sức chống đâm thủng thiết kế của vải lọc sẽ là:

$$F_g(\text{thiết kế}) = (\pi d_h)(P)(d_p) S_f \times \text{hệ số an toàn}$$

IV.3.2. Yêu cầu chặn đất và thấm nước

IV.3.2.1. Xác định yêu cầu chặn đất:

- Xác định thành phần hạt của đất: Thành phần của đất xác định theo ASTM D422. Đường thành phần hạt này dùng để xác định các thông số của đất dùng cho tính toán chặn đất.

- Xác định chỉ số dẻo: Đối với đất hạt mịn có thể xác định chỉ số dẻo theo Atterberg theo ASTM D4318.

- Xác định tiềm năng phân rã của đất: Đối với đất hạt mịn có độ dẻo nhất định, dùng phương pháp thử nghiệm theo ASTM D4221 để xác định tiềm năng phân rã của đất. Khả năng phân rã của đất thể hiện bằng chỉ số DHR (Double hydrometer ratio), Xác định theo công thức:

$$DHR = a_1/a_2$$

Trong đó: a_1 - hàm lượng hạt nhỏ hơn 0,005mm bị rửa trôi sau khi mẫu thí nghiệm trong nước cất và lọc chân không.

a_2 - Hàm lượng hạt đất nhỏ hơn 0,005mm của mẫu đối chứng (theo phương pháp thông thường)

Khi giá trị DHR > 0,5 đất có khả năng phân rã và ngược lại.

Sơ đồ (hình 4.13) dùng để tính vải dùng để chặn đất trong điều kiện dòng chảy động.

- Xác định kích thước lỗ vải cho phép O_{95} .

Kích thước lỗ vải O_{95} không được lớn hơn giá trị tính toán theo yêu cầu chặn đất ở sơ đồ (4.14).

Kích thước lỗ vải O_{95} lấy theo phiếu giao nhận hàng hoặc thí nghiệm thực tế.

IV.3.2.2. Xác định yêu cầu thấm của vải:

- Xác định độ thấm của đất (K_s)

Đối với các trường hợp ứng dụng quan trọng, chẳng hạn đập đất, độ thấm của đất cần xác định bằng thí nghiệm theo ASTM D5084.

Đối với các trường hợp không nguy hiểm hoặc khi thiết kế sơ bộ có thể xác định độ thấm (K_s) theo đồ thị, căn cứ vào d_{15} của đất.

- Xác định Gradient thủy lực có thể lấy theo điều kiện áp dụng như bảng (IV.3)

Aps dụng cho tiêu thoát nước	Gradient thủy lực
Đập đất	≥ 10
Bảo vệ bờ, tiếp xúc dòng chảy	1,0
Bảo vệ bờ, tiếp xúc với sóng	≥ 10
Hào tiêu hạ nước ngầm	1,0
Tiêu nước chân vỉ hè	1,0

Kênh dẫn	1,0
----------	-----

- Xác định hệ số thấm tối thiểu cho phép của vải (K_g): theo Giroud (1988) hệ số thấm của vải phải thỏa mãn yêu cầu sau:

$$K_g \geq I_s \cdot K_s$$

Giá trị hệ số thấm của vải có thể xác định bằng thí nghiệm hoặc lấy từ phiếu chất lượng xuất hàng.

Tiêu chuẩn này có thể dựa vào bảng tổng kết sau (bảng 4.15)

Các nhân tố ảnh hưởng		Tiêu chuẩn thấm nước	
Loại vật liệu đắp	Ứng suất của phương tiện	Kích thước lỗ hữu hiệu trên vải $O_{90}(D_w)$	Hệ số thấm K_g (cm/s)
a	Vừa/nặng	$O_{90}(D_w) \leq 0,10$	$K_g \geq 100K_s$
a	Nhẹ	$O_{90}(D_w) \leq 0,11$	$K_g \geq 100K_s$
b	Nặng	$O_{90}(D_w) \leq 0,12$	$K_g \geq 100K_s$
b	Vừa/Nhẹ	$O_{90}(D_w) \leq 0,15$	$K_g \geq 100K_s$

Tiêu chuẩn của vải:
 $O_{90}(D_w)$ = Lỗ hữu hiệu trên vải
 K_g - Hệ số thấm của vải
 K_s - Hệ số thấm của đất

Loại vật liệu đắp:

Loại vật liệu	Đặc tính của đất
Loại “a”	$C_u < 5$ và $d_{50} > 50$ mm
Loại “b”	$C_u > 5$ hoặc $C_u < 5$ và $d_{50} > 50$ mm

Trong đó: $C_u = d_{60}/d_{10}$ – hệ số đồng đều

Tải trọng phương tiện:

Nhẹ ≤ 10 xe/ngày
Vừa $10 - 100$ xe/ngày
Nặng ≥ 100 xe/ngày

Bảng 4.15: Tiêu chuẩn thấm của Polyfelt TS trong xây dựng

IV.3.2.3. Yêu cầu chống lấp tắc:

Để giảm tối thiểu nguy cơ lấp tắc phải tuân theo các nguyên tắc sau:

- Dùng vải có kích thước lỗ hổng O_{95} cho phép lớn nhất trong khi vẫn đảm bảo yêu cầu chặn đất.

- Đối với loại vải không dệt, dùng loại vải có độ rỗng không nhỏ hơn 30%.
- Đối với loại vải dệt, dùng loại có diện tích các lỗ hổng không dưới 4% so với tổng diện bề mặt.
- Trong những trường hợp áp dụng quan trọng nên thí nghiệm trong phòng để xác định khả năng lắp tắc của vải.

IV.3.3. Yêu cầu tuổi thọ

Trong quá trình lắp đặt nếu vải bị phơi nắng trong thời gian dài thì phải dùng vải có hàm lượng muối than cao để chống lão hoá do tia cực tím.

Trong các trường hợp tiếp xúc với hóa chất phải thí nghiệm cho từng trường hợp cụ thể trước khi quyết định chọn vải.

Các chỉ số tiêu chuẩn cho dưới đây của POLYFELT TS đã được kiểm tra trong phần vải lọc.

Các tham số vải lọc thích hợp			Polyfelt				
Thông số	Tiêu chuẩn	Đơn vị	TS500 (140g/m ²)	TS600 (200g/m ²)	TS700 (280g/m ²)	TS750 (350g/m ²)	TS800 (400g/m ²)
Sức chống chịu thấm thủng	DIN 54307	N	1350	1800	2600	3000	3400
Độ dẫn dài	ASM D4595	%	50 – 80	50 – 80	50 – 80	50 – 80	50 – 80
Kiểm tra bằng khối đá rơi							

Chương V. Công nghệ thi công

Ích lợi của Polyfelt geotextile:

- Giảm lượng vật liệu đắp và đất đai cần thiết và do đó giảm giá thành xây dựng.
- Cho phép dùng đất tại chỗ ít kén chọn hơn để đắp.
- Tăng hệ số an toàn của các mái dốc kém ổn định.

- Có thể đắp đập trên nền mềm yếu.
- Cho phép xây dựng các công trình đất dựng đứng.
- Cho phép tiêu ngang tại mặt.
- Rút ngắn thời gian thi công.
- Chịu được sự phá do xây dựng áp đặt bởi thiết bị đầm.

V.3.6. Tiết kiệm giá thành:

Geotextile có thể xây dựng an toàn các mái dốc 1H:1V không cần hệ thống đỡ đất tiền, cần bản giảm đất đai và khối lượng đắp. Giá thành công trình có thể giảm đáng kể khi tránh được giá thành cao của việc nhập vật liệu đắp thích hợp. Do vật liệu đắp tại chỗ ít kén chọn có thể dùng được với Polyfelt geotextile nên việc tiết kiệm giá thành vật liệu từ khối lượng đến chất lượng sẽ điều chỉnh giá thành gia cố. Ngoài ra xem xét việc tiết kiệm đất đai thì các công trình độc dựng gia cố bằng Polyfelt là hiệu quả về giá thành hơn các mái dốc đất không gia cố.

Chương III.

Sơ đồ E-XI. Hệ số ảnh hưởng f

I.4. Nội dung tính toán.

1. Lựa chọn loại vải.
2. Kiểm tra ổn định cho toàn bộ đê.
3. Chọn các giai đoạn đắp.
4. Thời gian cố kết đòi hỏi của các giai đoạn.

Hình...Mặt cắt tính toán

a/Kiểm tra lún trời:

Nền mất ổn định và lún trời khi: $q_{\max} < P_{tt}$

Trong đó: q_{\max} - khả năng chịu tải của đất nền

$$q_{\max} = \gamma \cdot N_c$$

N_c - hệ số chịu tải, tra biểu đồ khi biết B_{vtb}/h

B_{vtb} - chiều rộng đáy đắp trên nền đất yếu.

b/Kiểm tra trượt cục bộ:

Hệ số an toàn K xác định như sau:

$$K = f \cdot A + B \cdot \frac{C_u}{\gamma \cdot H}$$

Trong đó: f, C_u - hệ số ma sát và lực dính đất nền

A, B - là các hệ số, Tra bảng B-1.

Nếu $K < [k]$ nền đường bị trượt cục bộ.

c/Tính lún: (Dự báo độ lún trong điều kiện đất nền lún ổn định)

Độ lún được xác định theo công thức:

$$S = \sum_{i=1}^n \frac{\varepsilon_{1i} - \varepsilon_{2i}}{1 + \varepsilon_{1i}} \cdot h_i$$

Với: ε_{1i} -phụ thuộc vào P_{1i}

ε_{2i} - phụ thuộc vào P_{2i}

$$\varepsilon_{1i} - \varepsilon_{2i} = C_c \cdot \lg \frac{\sigma'_{zi} + \sigma_{hi}}{\sigma_{voi}}$$

Từ đó ta có:

$$S = \sum_{i=1}^n \frac{C_c}{1 + e_{0i}} \cdot h_i \cdot \lg \frac{\sigma'_{zi} + \sigma_{hi}}{\sigma_{voi}}$$

Trong đó:

C_c - chỉ số nén, hay độ dốc của đường cong cố kết đối với các lớp đất.

e_{0i} - hệ số rỗng ban đầu của lớp đất thứ i

h_i - bề dày của lớp đất thứ i

σ_{zi} - ứng suất trên đỉnh của tầng đất thứ i gây ra do trọng lượng của đất
đắp.

σ_{hi} - ứng suất trên đỉnh của lớp đất thứ i gây ra bởi các lớp đất tự nhiên
bên trên.

σ_{voi} - cường độ của lớp đất thứ i .

Để thực hiện việc tính toán lún, phương pháp hay làm là thực hiện việc chia
lớp đất nền thành nhiều lớp, việc tính toán được thực hiện trong bảng.

Trong đó: C_{ui} - lực dính của đất nền khi đắp ở lớp $i+1$

$$C_{ui} = C_{u,(i-1)} + \delta C = C_{u,(i-1)} + U \cdot \gamma \cdot H_1 \cdot \text{tg} \varphi$$

F - hệ số an toàn trong giai đoạn thi công

- Kiểm tra ổn định:

Nhân tố ổn định xác định từ công thức:

$$N_{i+1} = \frac{C_i}{\gamma \cdot H_i}$$

Dùng toán đồ Pilot - Moreau ta có:

Với D/H_{i+1} cho ta $F_{(N(i+1))}$ để so sánh với $[F]$, đánh giá việc chọn chiều
cao đắp trên có phù hợp với đất nền không.

3. Tính thời gian chờ đợi giữa hai giai đoạn:

Với công thức tính thời gian cố kết có dạng: $U = 1 - (1-U_h)(1-U_v)$

Với độ cố kết theo phương thẳng đứng là rất nhỏ, có thể coi là gần bằng 0, ta có độ cố kết theo phương ngang tương đương với độ cố kết chung.

Công thức tính thời gian cố kết một cách gần đúng sẽ có dạng:

$$t = \frac{D_e^2}{8.C_h} \left[\ln \left(\frac{D_e}{d_w} \right) - \frac{3}{4} \right] \ln \frac{1}{1-U_h}$$

với D_e là đương kính của hình trụ tròn đất sẽ được cố kết

$D_e = 1,05S$ - nếu bố trí bậc thấm dạng tam giác

$D_e = 1,13S$ - nếu bố trí bậc thấm dạng ô vuông

S - khoảng cách giữa các bậc thấm

C_h - hệ số cố kết theo phương ngang của đất nền.

d_w - đương kính tương đương của bậc thấm

Việc chi giai đoạn đắp và thời gia chờ đợi sau mỗi gia đoạn có thể hiển thị trên biểu đồ:

IV. THIẾT KẾ VĐKT ĐỂ TĂNG CƯỜNG Ổ ĐỊNH ĐẤT ĐẮP.

IV.1. Thiết kế khoảng cách giữa hai lớp vải:

- Khoảng cách lớn nhất giữa hai lớp vải được xác định từ 2 điều kiện sau:
 - Phân bố áp lực trong các lớp đất.
 - Sức chịu kéo của vải.

Thường giả thiết áp lực phân bố đều theo phương thẳng đứng, hình 3. Theo Terzaghi - Peck (1967) áp lực đó bằng:

$$\sigma_H = 0,65.K_a.(1,5.q_s + \gamma.\sum H_i)$$

Trong đó: 0,65- là hệ số hiệu chỉnh khi có sự tham gia của VĐKT

K_a - hệ số Rankine

γ - dung trọng đất đắp

$\sum H_i$ - độ dày lớp tích lũy thứ i từ trên xuống

q_s - áp lực tĩnh của lớp chất tải.

Với khả năng chịu kéo của vải N_{max} lập được công thức tính khoảng cách H_i giữa hai lớp vải như sau:

$$N_{max} = H_i.\sigma_H$$

$$H_i = \frac{N_{max}}{0,65.K_a.(1,5.q_s + \gamma.\sum H_i)}$$

- Chiều dài neo vải vào đất (L_i) được tính từ điều kiện cân bằng:

$$K.N_{\max} = 2.L_i.\gamma.\sum H_i.tg\theta$$

$$\text{hay } L_i = \frac{K.N_{\max}}{2.\gamma.\sum H_i.tg\theta}$$

Trong đó: K- hệ số an toàn

θ - góc ma sát giữa đất và vải

IV.2. Tiêu chuẩn thiết kế ổ định tổng thể:

Ổ định tổng thể có thể sử dụng các phân tích vòng cung trượt của Bishop trong bài toán phẳng (hình 4)

- Mô men gây trượt:

$$M_d = W.d$$

- Mô men chống trượt:

+ do ma sát đất nền:

$$M_r = C.L.R$$

+ do sức chịu kéo căng của vải:

$$M_t = T.y$$

- Với k là hệ số an toàn ta có tiêu chuẩn thiết kế là:

$$M_t + M_r = k.M_d$$

$$\text{hay } T = \frac{k.W.d}{R} - C.L$$

Trong đó: T- khả năng chịu kéo của vải

W- trọng lượng khối đất trượt

L- chiều dài cung trượt

C- lực dính của đất

Nếu bố trí nhiều lớp vải thì coi T phân bố đều cho các lớp để tính toán. Lúc đó cần kiểm tra ổ định cục bộ của các lớp tức là các lớp không bị trượt trên vải. Tức là nếu $T_{\text{vải}}$ là khả năng chịu kéo của loại vải được bố trí thì tiêu chuẩn thiết kế là:

$$T < F < T_{\text{vải}}$$