

GS. TS. VŨ ĐÌNH PHỤNG (Chủ biên)

Th.S VŨ QUỐC CƯỜNG

CÔNG NGHỆ VÀ VẬT LIỆU MỚI TRONG XÂY DỰNG ĐƯỜNG

TẬP I



NHÀ XUẤT BẢN XÂY DỰNG



GS. TS. VŨ ĐÌNH PHỤNG (*Chủ biên*)
Th.S VŨ QUỐC CƯỜNG

CÔNG NGHỆ VÀ VẬT LIỆU MỚI TRONG XÂY DỰNG ĐƯỜNG

TẬP I

NHÀ XUẤT BẢN XÂY DỰNG
HÀ NỘI - 2005

LỜI NÓI ĐẦU

Trong vòng 10 năm qua cùng với sự phát triển mạnh mẽ của nền kinh tế đất nước, ngành Giao thông Vận tải nói chung và chuyên ngành Xây dựng Cầu - Đường nói riêng đã có nhiều đổi mới. Nhiều quốc lộ như QL5, QL1, QL18, QL10; nhiều cầu lớn như cầu Bãi Cháy, cầu Sông Hậu, cầu Thanh Trì, cầu Vĩnh Tuy...; và một số sân bay lớn như Sân bay Quốc tế Nội Bài, sân bay Quốc tế Tây Sơn Nhất, sân bay Cam Ranh, sân bay Cát bi... đã được nâng cấp, cải tạo. Ở đây nhiều phương pháp tính toán thiết kế mới, nhiều loại vật liệu mới tiên tiến và nhiều công nghệ thi công hiện đại lần đầu tiên được áp dụng ở nước ta. Đồng thời, với nhiệm vụ giảng dạy ở Khoa xây dựng Cầu - Đường Trường Đại học Xây dựng, chúng tôi có cơ hội trực tiếp chủ trì, hoặc tham gia công tác thiết kế, giám sát thi công, thẩm định các đồ án, và trực tiếp giảng dạy các lớp đào tạo kỹ sư tư vấn giám sát các công trình giao thông, nên có điều kiện tốt để học tập, tích lũy được những kinh nghiệm quý báu trong việc ứng dụng các loại vật liệu mới, các công nghệ thi công hiện đại trong các công trình xây dựng đường, sân bay...

Được sự giúp đỡ của đồng nghiệp và sự khích lệ thúc dục của các thế hệ sinh viên ở trong và ngoài trường, chúng tôi đã biên soạn cuốn **Công nghệ và vật liệu mới trong xây dựng đường**. Bộ sách này gồm 2 tập. Tập 1 có 13 chương: GS, TS Vũ Đình Phụng chủ biên và viết từ chương 1 đến chương 11; Th.S .Vũ Quốc Cường viết chương 12 và 13.

Sách được dùng làm giáo trình giảng dạy môn "Chuyên đề Đường" cho các lớp sinh viên và các lớp cao học chuyên ngành "Xây dựng cầu đường". Sách cũng là tài liệu tham khảo cho các môn "Thiết kế Đường", "Xây dựng Đường", "Thiết kế và xây dựng Sân bay", đồng thời cũng là tài liệu tham khảo tốt cho các kỹ sư chuyên ngành xây dựng cầu, đường, sân bay, thủy lợi, xây dựng dân dụng - công nghiệp.

Sách lần đầu tiên được biên soạn, mà vấn đề lại rất rộng và mới, trình độ của các tác giả có hạn, cho nên chắc chắn không tránh khỏi những thiếu sót hoặc có những mặt chưa đáp ứng được mọi yêu cầu của bạn đọc.

Chúng tôi rất mong nhận được ý kiến đóng góp của bạn đọc để lần tái bản sau sách được hoàn thiện hơn. Xin cảm ơn các đồng nghiệp được và các độc giả.

Các tác giả

Chương 1

YÊU CẦU CHUNG ĐỐI VỚI NỀN ĐƯỜNG

§1.1. CÁC DẠNG NỀN ĐƯỜNG ĐIỂN HÌNH

Nền đường là một bộ phận quan trọng của công trình đường, nơi trực tiếp đặt kết cấu mặt đường đáp ứng được yêu cầu chạy xe an toàn, êm thuận và kinh tế. Trừ một số trường hợp đặc biệt nền đường phải đắp bằng đá còn thông thường được đắp bằng đất nên có thể nói nền đường ô tô là một công trình bằng đất có tác dụng:

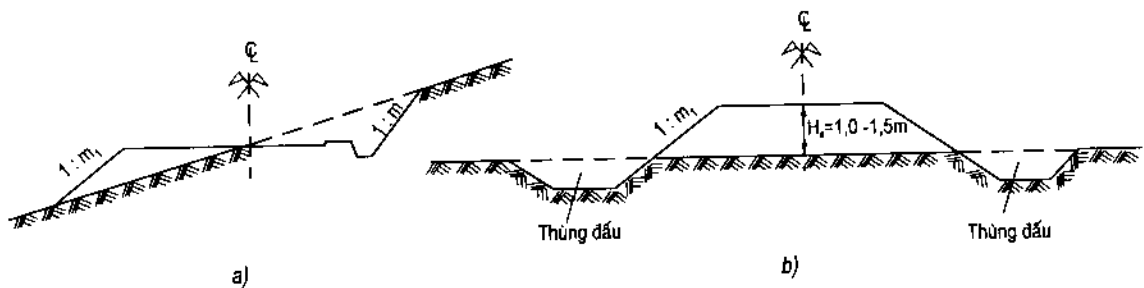
- Khắc phục địa hình thiên nhiên để tạo ra một dải đủ rộng dọc theo tuyến có đủ tiêu chuẩn về bình đồ, trắc dọc, trắc ngang đáp ứng được điều kiện chạy xe với lưu lượng xe thiết kế trong suốt thời kỳ khai thác..

- Làm nền trực tiếp đặt kết cấu mặt đường. Có thể nói lớp mặt trên của nền đường (subgrade) với chiều dày từ 30 - 50cm kể từ đáy áo đường xuống được coi như là lớp cuối cùng của áo đường cùng với các lớp trên chịu tác dụng tải trọng xe cộ lặp lại nhiều lần trong suốt thời kỳ khai thác. Do vậy, chất lượng của nền đường ảnh hưởng lớn đến tình trạng khai thác của cả kết cấu tổng thể nền mặt đường. Nhiều trạng thái phá hỏng của mặt đường là do chất lượng kém của nền đường gây nên.

- Các dạng nền đường điển hình thường gặp:

- + Nền đường nửa đào đắp, hình 1.1a.

- + Nền đường đắp thấp - chiều cao đắp $H_d = 1,0 - 1,5m$, hình 1.1b.



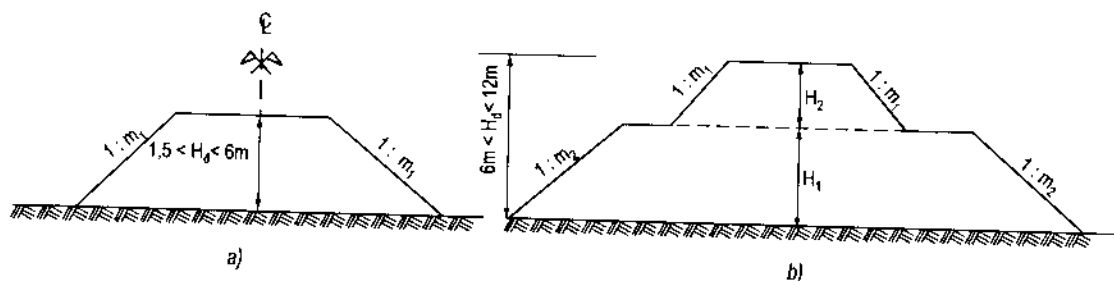
Hình 1.1

- Nền đường đắp (hình 1.2).

- + Loại có chiều đắp $1,5m < H_d < 6m$ có một mái dốc taluy (hình 1.2a).

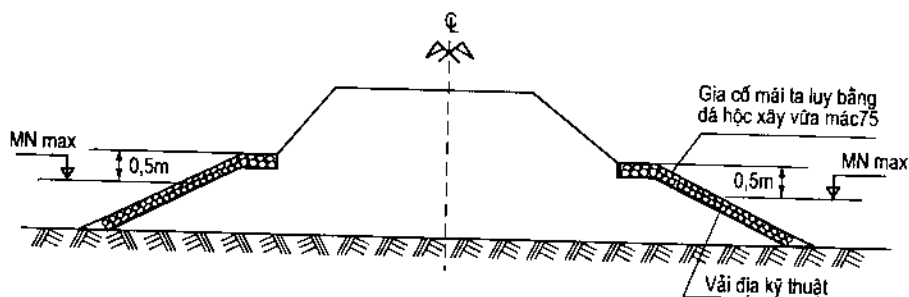
+ Loại đắp cao $6m < H_d \leq 12m$ có 2 mái dốc taluy (hình 1.2b).

+ Loại nền đắp cao, thường có nước mặt ở 2 bên mái taluy như nền đường đắp qua đồng bằng, hai bên là ruộng lúa, đường dọc theo ven sông, suối hoặc ven biển (hình 1.3).



Hình 1.2

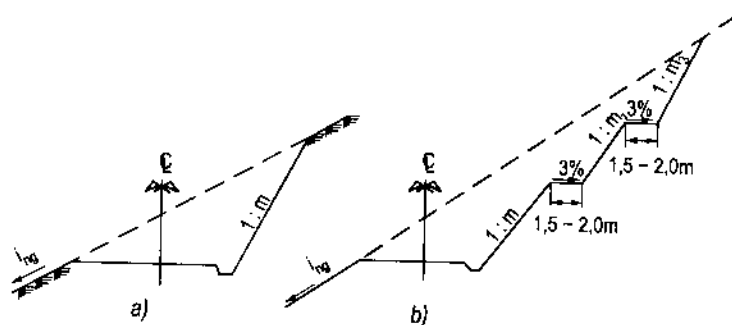
a) Chiều cao đắp $1,5m < H_d < 6m$; b) Chiều cao đắp $6m < H_d < 12m$.



Hình 1.3: Nền đường đắp có gia cố mái taluy bằng đá học xây vữa mác 75 - có lớp lót là vải địa kỹ thuật.

- Nền đường đào

+ Nền đào hình chữ L một mái dốc (hình 1.4a).



Hình 1.4: Nền đường đào

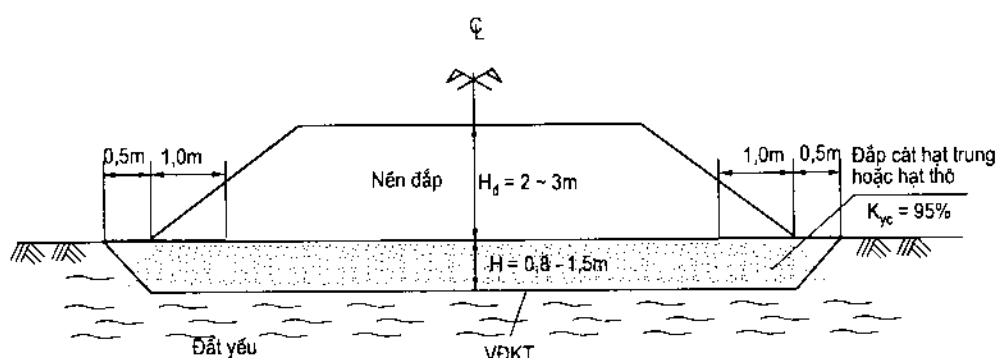
a) Nền đào một mái dốc; b) Nền đào nhiều mái dốc.

§1.2. CÁC DẠNG NỀN ĐƯỜNG CÓ XỬ LÝ BẰNG CÁC CÔNG NGHỆ ĐẶC BIỆT

1. Nền đường đắp trên đất yếu

Tuỳ thuộc vào cấp hạng đường, chiều cao nền đắp và tính chất nền đất yếu và chiều dày của các lớp đất yếu thường có cách xử lý như sau:

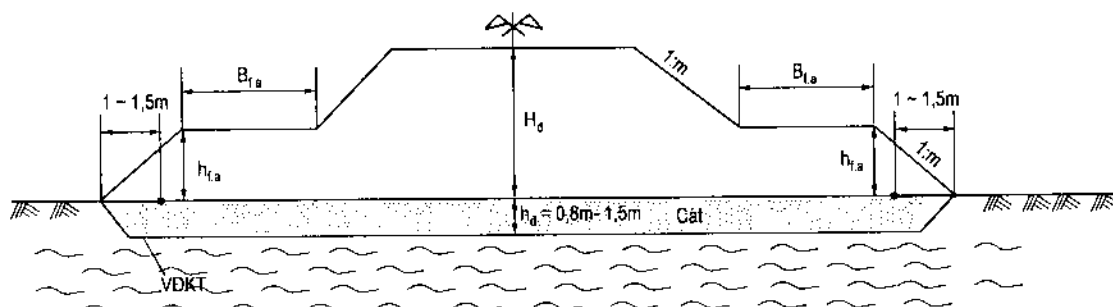
- Đào bỏ một phần đất yếu, rải vật địa kĩ thuật (VDKT) đắp cát thay vào lớp đất yếu đã đào bỏ rồi tiếp tục đắp đất lên trên.



Hình 1.5: Đào một phần đất yếu - rải VDKT rồi thay bằng cát

Loại này phù hợp với chiều cao nền đắp ($H_d \leq 3\text{m}$) và chiều dày đất yếu $H_{d,y} = 5 - 6\text{m}$. Chiều sâu đào bỏ đất yếu ($h_d = 0,8 - 1,5\text{m}$) rồi đắp bằng cát hạt trung hay thô tuỳ theo điều kiện cụ thể mà lựa chọn, $K_{yc} = 95\%$.

- Đào bỏ một phần đất yếu, có bệ phản áp. Chiều sâu đào bỏ đất yếu ($h_d = 0,8 - 1,5\text{m}$) rồi dùng cát hạt trung hoặc thô đắp vào.

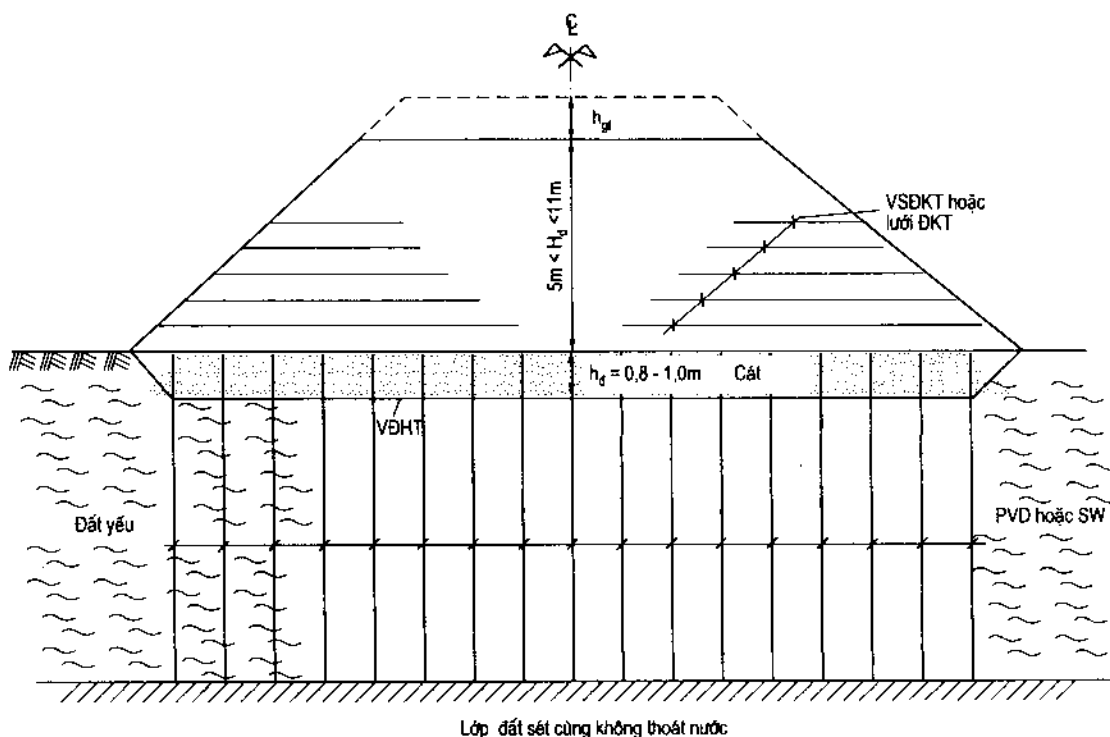


Hình 1.6: Đào bỏ một phần đất yếu và bệ phản áp

Chiều rộng bệ phản áp (B_{fa}) và chiều cao (h_{fa}) tính theo phương pháp thông thường đảm bảo nền đường không bị trượt toàn khối. Biện pháp này chỉ thích hợp khi diện tích đất giành cho đường không bị hạn chế, thường ở vùng thung lũng miền núi và trung du.

không thích hợp ở vùng đồng bằng, ven các đô thị đất dành cho đường bị hạn chế rất lớn - giá thành đất rất đắt.

- Nền đắp có xử lý bằng các thiết bị tiêu nước thẳng đứng có gia tải trước. Thiết bị tiêu nước thẳng đứng ở đây chỉ: bắc thấm (PVD - Prefabriccated Vertical drainage), giếng cát (SW - Sandy Well).



Hình 1.7: Mặt cắt ngang điển hình của nền đắp trên đất yếu có xử lý bằng các thiết bị tiêu nước thẳng đứng PVD hoặc SW

Đây là giải pháp được sử dụng tương đối phổ biến ở các đoạn nền đường đắp cao trên đất yếu ở các QL 5, QL 1, QL 10, QL 18, QL 51, Đường Láng Hoà Lạc v. v... đạt hiệu quả tốt. Tuy nhiên, giải pháp này chỉ có hiệu quả khi: áp lực do nền đắp và gia tải (nếu có). Sinh ra phải lớn hơn áp lực tiền cố kết của bản thân đất yếu và nước được đẩy ra khỏi đất trong quá trình cố kết phải được thoát ra khỏi phạm vi nền đường đắp. Theo kết quả nghiên cứu của nhiều tác giả trong và ngoài nước về lĩnh vực này cho hay chỉ khi chiều cao nền đắp (H_d) phải lớn hơn 3 - 3,5m thì mới có hiệu quả, ngược lại (H_d) < 3m thì không nên dùng. Nước được thoát ra trong quá trình cố kết của đất yếu phải được đưa ngay ra ngoài phạm vi nền đắp có như vậy mới tăng được khả năng chịu tải của đất yếu, nếu không sẽ có thể dẫn đến nền đắp bị phá hỏng ngay trong thời kì thi công. Điều này phải đặc biệt chú ý khi thi công. Nếu cao độ mặt đất tự nhiên ở dọc theo 2 bên đường

cao hơn cao độ của lớp đệm cát thì phải bố trí rãnh thoát nước tạo điều kiện để nước theo đó mà thoát ra ngoài phạm vi nền đường. Nguyên nhân chính gây phá hỏng nền đường dẫn lên cầu vượt đường sắt phía bắc ở cầu Hoàng Long trên quốc lộ 1 vào tháng 5-1999 khi chưa đạt tới cao độ thiết kế.

2. Tường chắn có cốt làm nền đường đắp cao

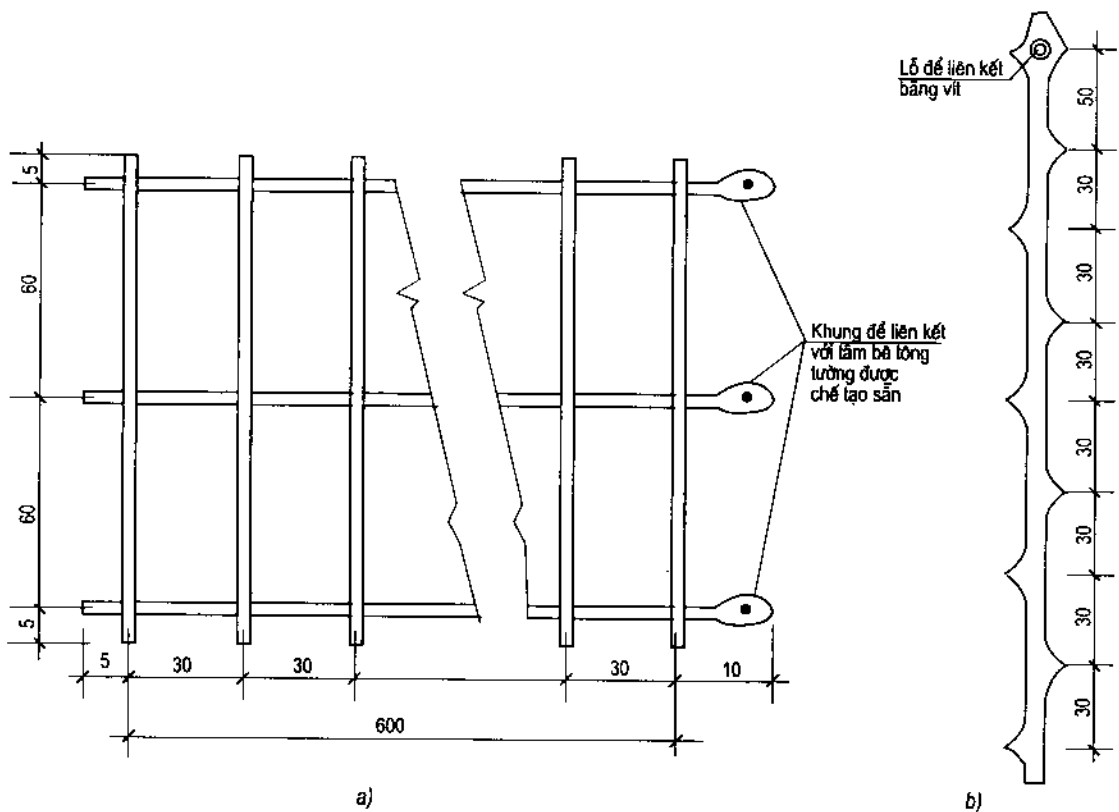
Có hai loại cốt thường được sử dụng:

- Cốt cứng bằng cốt thép mạ có gờ hoặc không có gờ;
- Cốt mềm là VĐKT hoặc Lưới địa kỹ thuật (Geogrid). Hình 1.8 trình bày các loại cốt cứng trong tường chắn có cốt.

Hình 1.9: Trình các loại cốt mềm dùng trong tường chắn có cốt.

Hình 1.10: Trình bày mặt cắt ngang của tường chắn có cốt cứng.

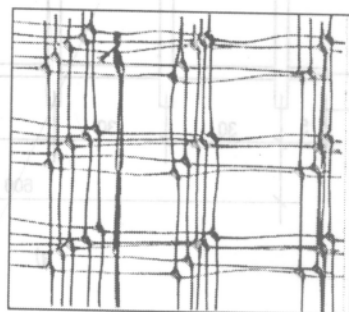
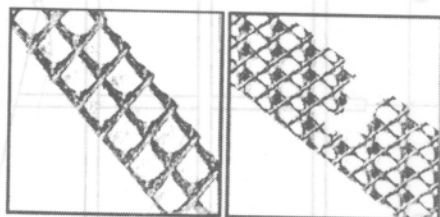
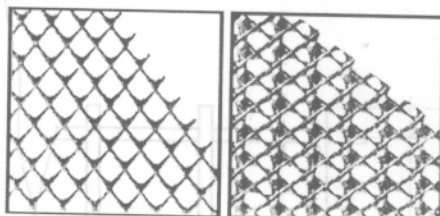
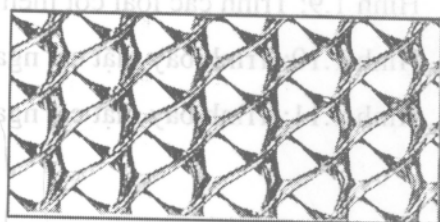
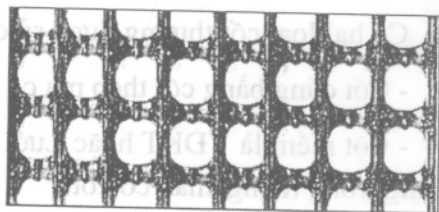
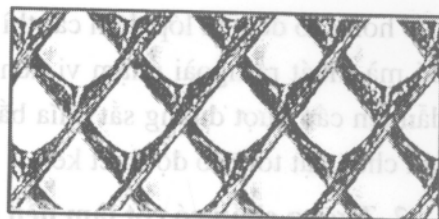
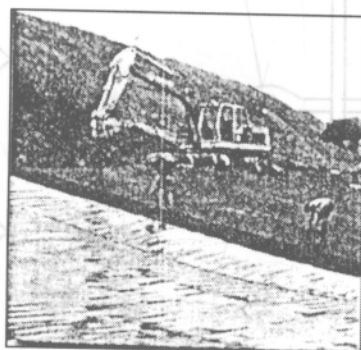
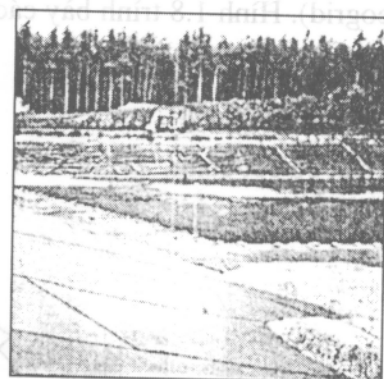
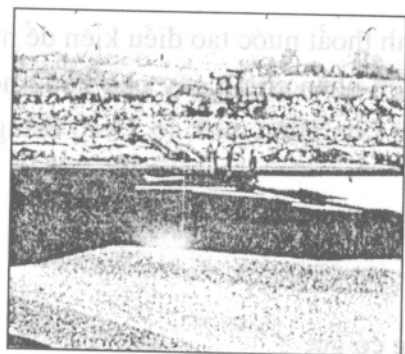
Hình 1.11: Trình bày mặt cắt ngang của tường chắn có cốt mềm.



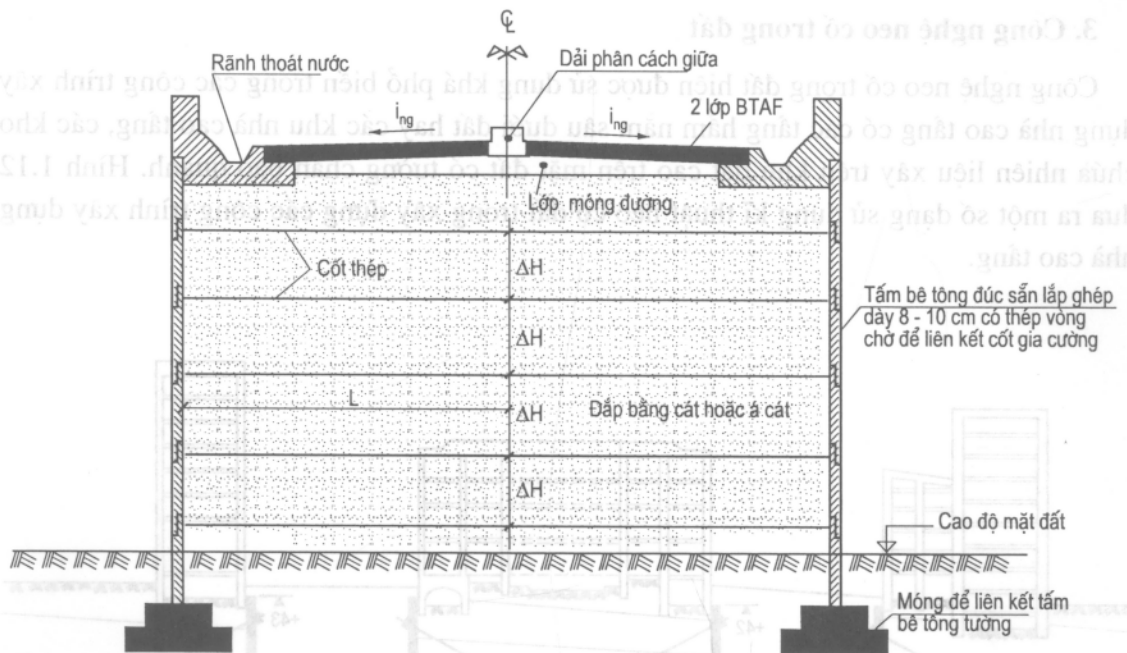
Hình 1.8: Các loại cốt thép mạ dùng làm cốt trong tường chắn có cốt

a) Cốt thép mạ trơn (không có gờ); b) Cốt thép mạ có gờ.

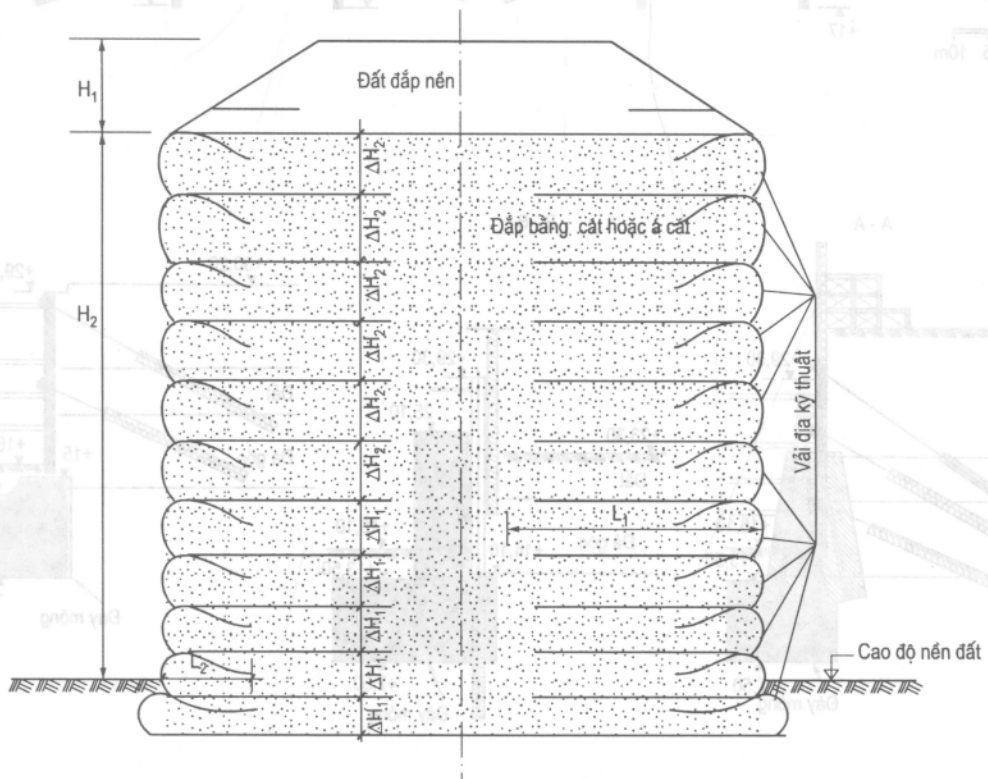
Kích thước ghi trên hình là cm.



Hình 1.9: Các loại cốt mềm, VĐKT hoặc Lưới địa kỹ thuật (LĐKT)
a) các loại VĐKT; b) Các loại lưới ĐKT



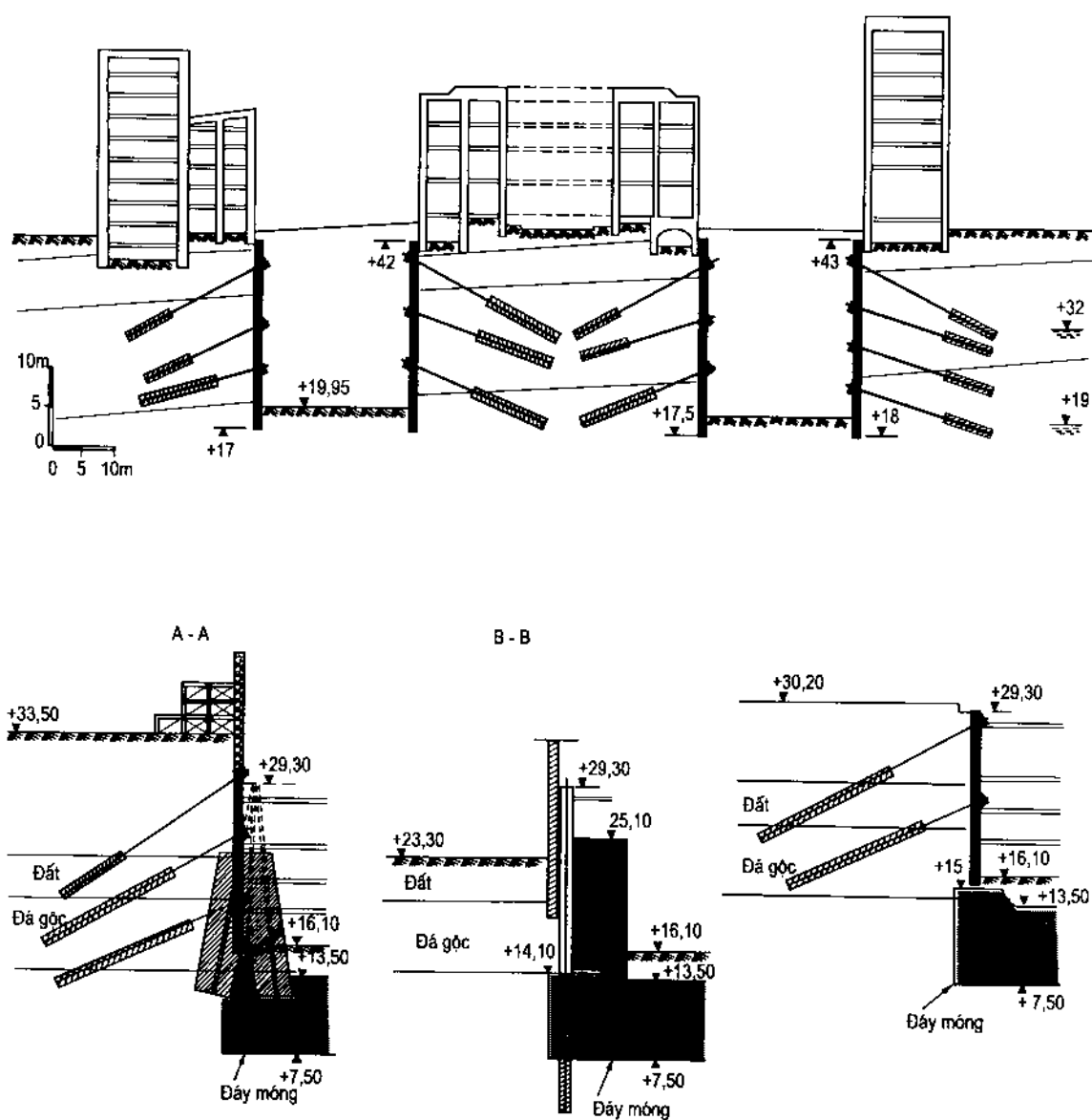
Hình 1.10: Cấu tạo mặt cắt ngang tường chắn có cốt cứng



Hình 1.11: Cấu tạo mặt cắt ngang tường chắn có cốt mềm

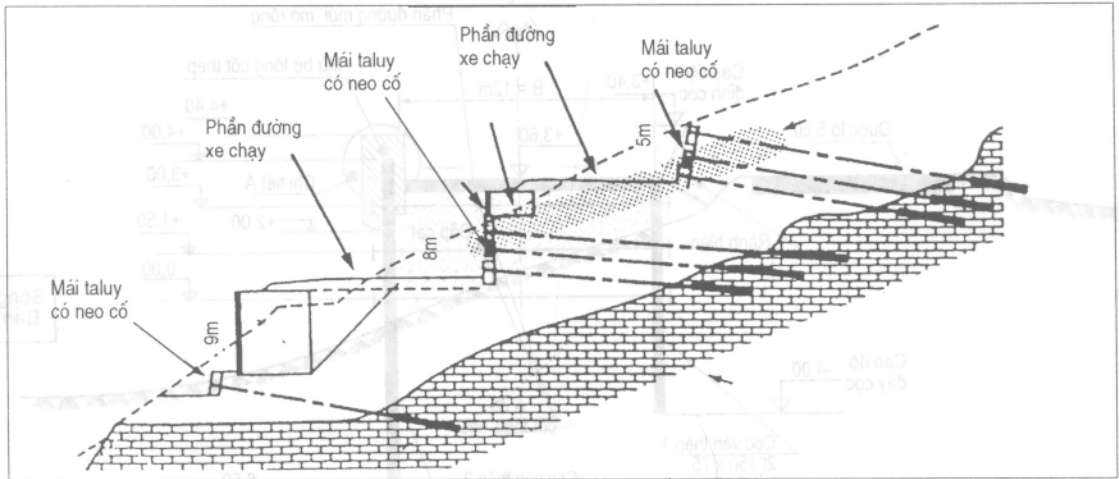
3. Công nghệ neo cố đất trong đất

Công nghệ neo cố đất hiện được sử dụng khá phổ biến trong các công trình xây dựng nhà cao tầng có các tầng hầm nằm sâu dưới đất hay các khu nhà cao tầng, các kho chứa nhiên liệu xây trên khu đất cao trên mặt đất có tường chắn bao quanh. Hình 1.12 đưa ra một số dạng sử dụng kỹ thuật neo cố đất trong xây dựng các công trình xây dựng nhà cao tầng.



Hình 1.12: Công nghệ neo cố đất trong các công trình xây dựng

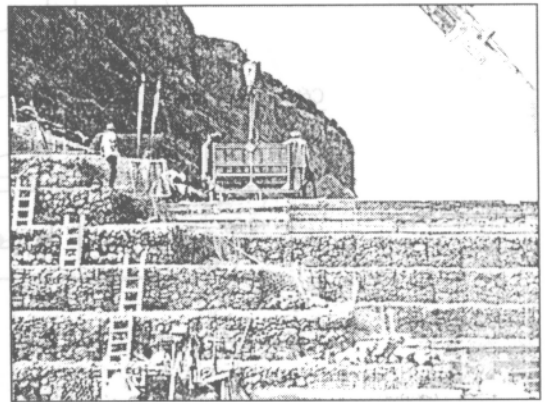
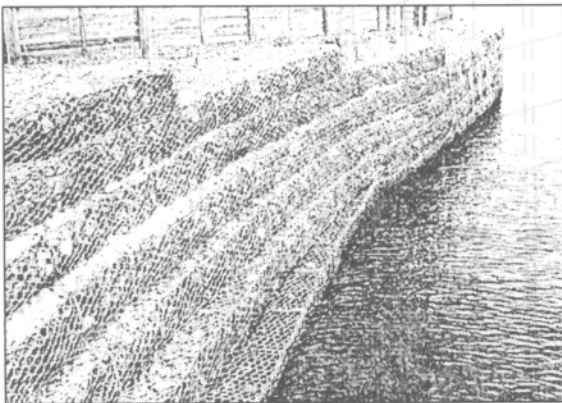
Hình 1.13 trình bày công nghệ neo cố đất dùng để ổn định mái taluy nền đường đào trên sườn dốc có cấu tạo địa chất kém ổn định.



Hình 1.13: Neo cố đất ở mái taluy nền đường đào trên sườn dốc có cấu tạo địa chất kém ổn định

4. Công nghệ rọ đá mạ (rọ đá công nghệ mới)

Công nghệ rọ đá mạ làm tường chắn ở nền đường đào cũng như nền đường đắp trên sườn núi hoặc ven sông, ven hồ. Hình 1.14 là một số dạng ứng dụng của công nghệ rọ đá mạ.

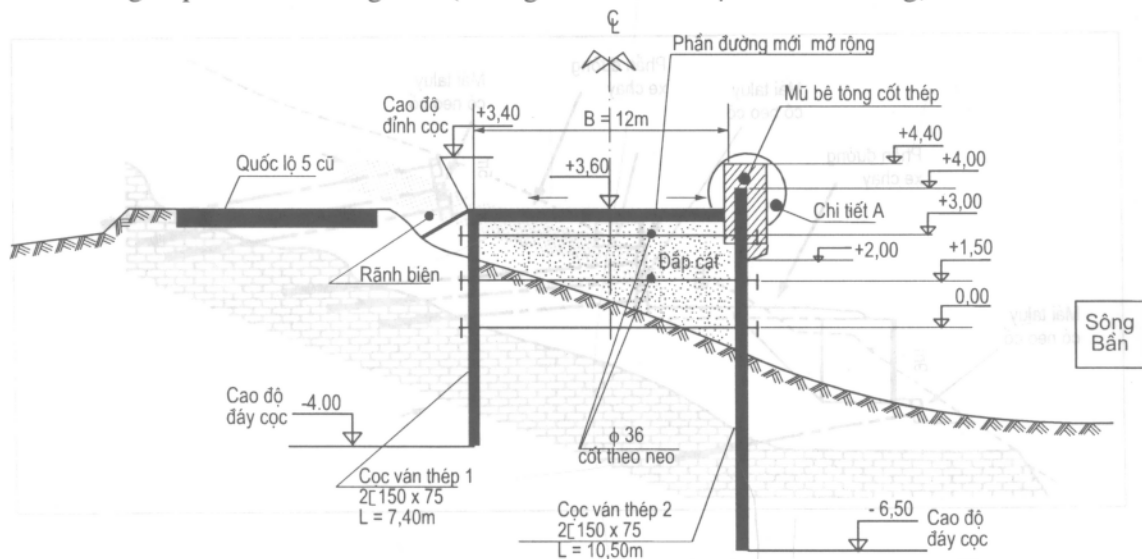


Hình 1.14: Rọ đá làm tường chắn

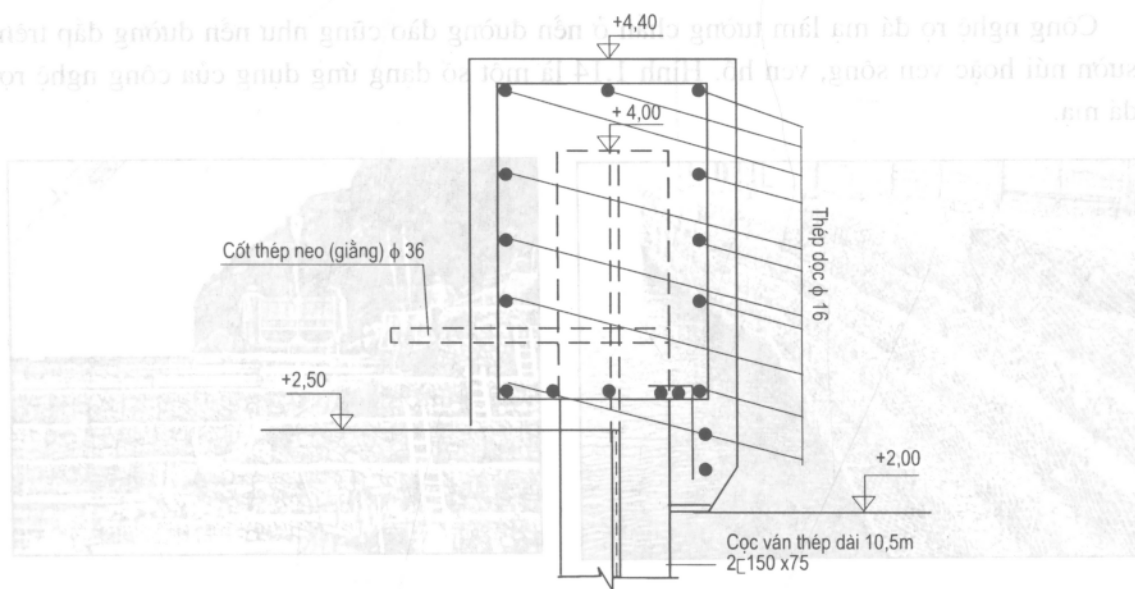
5. Công nghệ cọc ván thép có cốt thép neo giằng ngang

Công nghệ cọc ván thép có cốt thép neo giằng ngang ở nền đường đắp trên đất yếu. Hình 1.15 trình bày mặt cắt ngang và một số chi tiết của công nghệ cọc ván thép có cốt thép neo đã sử dụng ở QL5 đoạn từ km 20 + 660 đến km 20 + 820 (160m dài). Trong

đoạn này đã (km20 + 660 - km 20 + 820) sử dụng cọc ván thép làm tường chắn mở rộng nền đường đắp theo ven sông Bần (hướng nhìn từ Hà Nội về Hải Phòng).



Hình 1.15: Cấu tạo mặt cắt ngang phần đường mở rộng QL5 có sử dụng cọc ván thép neo ngang



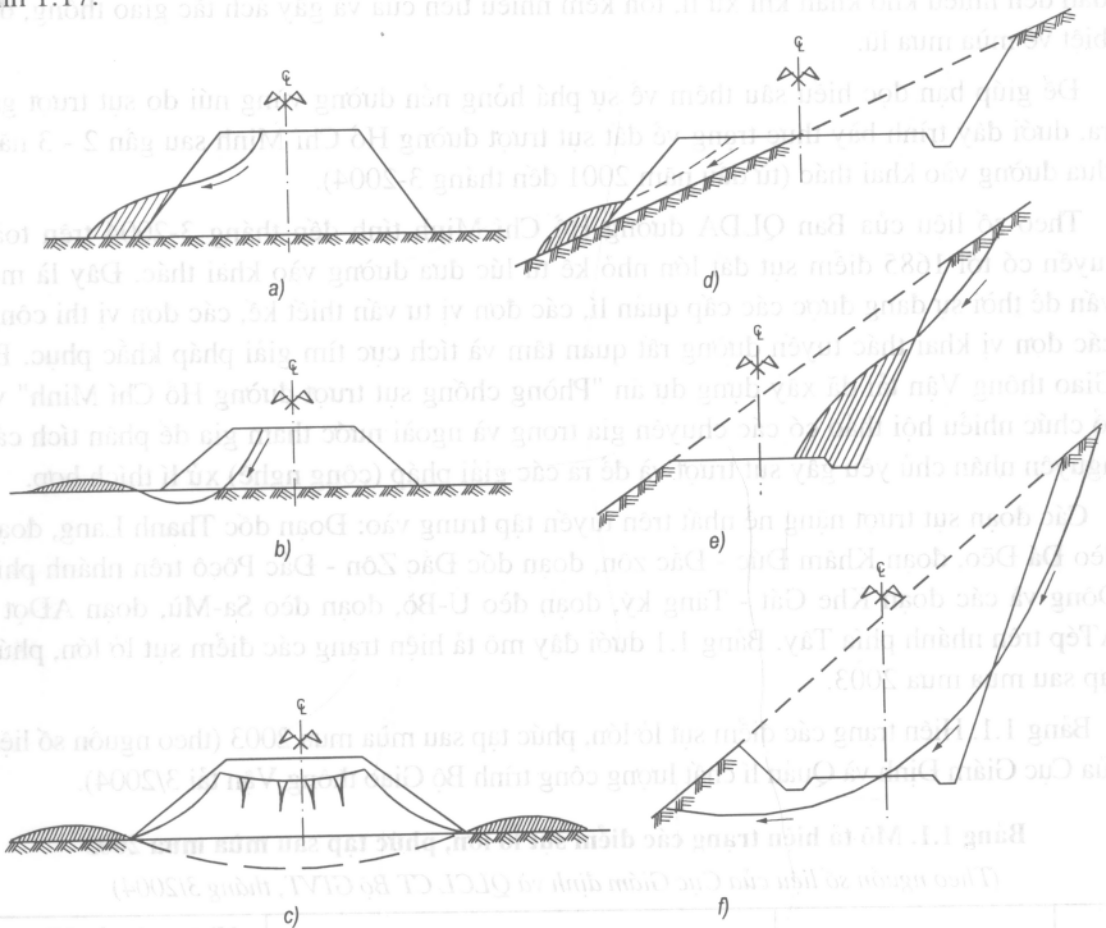
Hình 1.16: Cấu tạo chi tiết mũ bê tông cốt thép A.

§1.3. CÁC YÊU CẦU ĐỐI VỚI NỀN ĐƯỜNG

Muốn nắm vững các yêu cầu đối với nền đường, trước hết ta cần biết rõ các dạng hư hỏng thường xảy ra của nền đường.

1. Các dạng hư hỏng của nền đường

Các dạng hư hỏng của nền đường thường xảy ra đối với nền đường được thể hiện ở hình 1.17.



Hình 1.17: Các dạng hư hỏng của nền đường

a) Trượt cục bộ mái taluy nền đường đắp; b) Trượt trôi (trượt toàn khối) của nền đắp trên đất yếu; c) Lún sụt nền đắp cao trên đất yếu do độ lún quá lớn làm nứt nền đường; d) Trượt phần nền đắp của nền đường nửa đào nửa đắp trên sườn dốc; e) Sụt lở mái taluy nền đào của nền đào hình chữ L trên sườn dốc; f) Trượt toàn khối ở nền đường đào làm mất hẳn nền đường.

2. Các yêu cầu chính đối với nền đường

- Nền đường có đủ cường độ và độ ổn định cao khi ở trạng thái bão hoà nước.
- Nền đường luôn bảo đảm ổn định toàn khối. Trong mọi hoàn cảnh nền đường cần đảm bảo đúng kích thước hình học và dạng của nền đường không bị phá hoại hoặc biến dạng quá lớn gây bất lợi cho việc thông xe. Không cho phép xuất hiện có dạng phá hỏng như trình bày ở hình 1.17.

Nền đường đắp cao trên đất yếu ở các đoạn đường dẫn lên cầu hoặc các đoạn đắp cao qua vùng đồng chiêm thường xuyên có mực nước đọng cao thì xảy ra loại phá hỏng như hình 1.17, c. Hiện nay trên đường Hồ Chí Minh thường xảy ra dạng phá hỏng 1.17d và e dẫn đến nhiều khó khăn khi xử lý, tốn kém nhiều tiền của và gây ách tắc giao thông, đặc biệt về mùa mưa lũ.

Để giúp bạn đọc hiểu sâu thêm về sự phá hỏng nền đường vùng núi do sụt trượt gây ra, dưới đây trình bày thực trạng về đất sụt trượt đường Hồ Chí Minh sau gần 2 - 3 năm đưa đường vào khai thác (từ đầu năm 2001 đến tháng 3-2004).

Theo số liệu của Ban QLDA đường Hồ Chí Minh tính đến tháng 3-2004 trên toàn tuyến có tới 1685 điểm sụt đất lớn nhỏ kể từ lúc đưa đường vào khai thác. Đây là một vấn đề thời sự đang được các cấp quản lý, các đơn vị tư vấn thiết kế, các đơn vị thi công, các đơn vị khai thác tuyến đường rất quan tâm và tích cực tìm giải pháp khắc phục. Bộ Giao thông Vận tải đã xây dựng dự án "Phòng chống sụt trượt đường Hồ Chí Minh" và tổ chức nhiều hội thảo có các chuyên gia trong và ngoài nước tham gia để phân tích các nguyên nhân chủ yếu gây sụt trượt và đề ra các giải pháp (công nghệ) xử lý thích hợp.

Các đoạn sụt trượt nặng nề nhất trên tuyến tập trung vào: Đoạn dốc Thanh Lang, đoạn đèo Đá Đẽo, đoạn Khâm Đức - Đắc zôn, đoạn dốc Đắc Zôn - Đắc Pôcô trên nhánh phía Đông và các đoạn Khe Gát - Tăng ký, đoạn đèo U-Bò, đoạn đèo Sa-Mù, đoạn AĐợt - ATép trên nhánh phía Tây. Bảng 1.1 dưới đây mô tả hiện trạng các điểm sụt lở lớn, phức tạp sau mùa mưa 2003.

Bảng 1.1. Hiện trạng các điểm sụt lở lớn, phức tạp sau mùa mưa 2003 (theo nguồn số liệu của Cục Giám Định và Quản lý chất lượng công trình Bộ Giao thông Vận tải 3/2004).

Bảng 1.1. Mô tả hiện trạng các điểm sụt lở lớn, phức tạp sau mùa mưa 2003

(Theo nguồn số liệu của Cục Giám định và QLCL CT Bộ GTVT, tháng 3/2004)

TT	Lí trình	Mô tả hiện tượng	Nhận xét của Viện KH và CN GTVT
NHÁNH PHÍA ĐÔNG: ĐOẠN KHE CÒ - CAM LỘ, THANH MỸ - NGỌC HỒI			
I. Đoạn dốc Thanh Lang: Từ km 436 + 400 đến km 486 + 700			
1	km 442A + 750 đến km 442B + 025	Sụt lở taluy dương đoạn trong đường cong, dốc dọc lớn, tầm nhìn hạn chế. Đất lẫn dăm sạn, bờ rời.	Địa hình nằm trong khu tụ thủy lớn, xuất hiện dòng chảy về mùa mưa.
2	km 448 + rrr 400 đến k m 448 + 560	Đoạn đường phía bắc cầu Khe Hương, nền đào tầng sê. Đã xử lý lần 1, xây tường chắn cao 6m, trồng cỏ Vetstivor và xây răng đinh. Hiện trạng xuất hiện khe nứt rộng 15cm, sâu 2m, cách đỉnh tường khoảng 30m. Đất bột kết, màu vàng, xốp, có tính lún sụt, tan rã.	Hiện nay tường chắn vẫn ổn định. Khả năng trượt tầng phủ phía trên đỉnh tường.

Bảng 1.1 (tiếp theo)

TT	Lí trình	Mô tả hiện tượng	Nhận xét của Viện KH và CN GTVT
3	km 453 + 095 (ngã ba Khe Ve - Cha Lọ)	Sự cố phía ta luy dương, địa hình lòng chảo, thoải. Bờ bờ bằng đá xây bị vỡ	Khả năng xuất hiện trượt đất
4	km 466 + 1050 (gần mỏ đá Hoá Tiến)	Taluy đá, hình tầng xê. Đá vôi, hang hốc nhiều. Hiện tượng đá lở, đá lăn đổ xuống mặt đường	
2. Đoạn Pheo - Xuân Sơn: từ km 486 + 700 đến km 545 + 161 (Đoạn qua đèo Đá Đẽo)			
5	km 496 + 680 km 497 + 300	Mương thoát lũ bên phải tuyến. Một số vị trí bờ mương bị sụt lở, gây lấp mương.	Đất thải
6	km 510 + 790 đến km 510A + 891	Taluy dương đã xử lý lần 1, xây tường chắn. Xuất hiện cung trượt trên taluy phía đỉnh tường. Đất cát kết lẫn dăm sạn, có tính tan rã.	Khả năng xuất hiện trượt tầng phủ phía trên đỉnh tường
7	km 516 + 713 đến km 516 + 891	Đoạn trượt đất lớn dài 150m, đã TK xử lý lần 2. Tường chắn phòng hộ bị đẩy vỡ đoạn dài 30m. Toàn bộ rãnh đỉnh xây đá học bị vỡ. Xuất hiện cung trượt, cao 60m, quy mô lớn. Đất cát kết, có tính lún sụt, tan rã, trữ nước ngầm.	
8	km 518 + 600 km 519 + 000	Sụt lở taluy. Đã TK xử lý lần 2, bạt thoải 1 : 1,75 ta luy cao 90m. Tường chắn phòng hộ bị đổ vỡ đoạn dài 40m. Đất cát kết, có tính lún sụt, tan rã, trữ nước ngầm.	Khả năng tiếp tục xuất hiện trượt đất quy mô.
9	km 519 + 267 đến km 519 + 443	Đã TK xử lý lần 1. Xuất hiện cung trượt trên đỉnh tường chắn H = 2m. Nước ngầm rỉ ra từ chân taluy về mùa khô. Đất cát kết, có tính lún sụt, tan rã, trữ nước ngầm..	Coi chừng hiện tượng trượt đất.

Bảng 1.1 (tiếp theo)

TT	Lí trình	Mô tả hiện tượng	Nhận xét của Viện KH và CN GTVT
3. Đoạn Khám Đức - Đắc Zôn: Từ km 302 đến km 334 (Đoạn qua đèo Đắc Nhặng)			
10	km 309 + 686 đến km 309 + 829	Đã TK xử lí lần 1. Sụt lở taluy dương gây đổ vỡ tường chắn. Đất á cát từ granit phong hoá mảnh liệt.	
11	km 326 + 577 đến km 326 + 653	Taluy âm bên trái tuyến bị sạt lở mạnh, đe dọa sạt lở làm mất nền đường. Nước ngầm xuất hiện trên vách sụt. Đất á cát từ granit phong hoá mảnh liệt.	
12	km 330 + 513 đến km 330 + 630	Đã TK xử lí lần 1, tuyến cắt qua khu trượt cổ. Trượt đất quy mô vừa trên đoạn dài 60m. Trượt đất làm gãy và đổ vỡ tường chắn. Trôi phân đất rãnh chân móng tường. Đất á cát từ granit phong hoá mảnh liệt.	Có dấu hiệu cung trượt đẩy trôi gây nứt vỡ mặt đường BTXM.
4. Đoạn Đắc Zôn - Đắc Pet: Từ km 365 đến km 425 (Đoạn qua đèo Lò Xo)			
13	km 336 + 127 đến km 336 + 252	Đã TK xử lí lần 1. Sụt lở lớn taluy dương. Tường chắn bị vỡ do đá lăn. Tầng phủ dày lẫn đá tảng.	
14	km 337 + 559 đến km 339 + 900	Sụt lở lớn taluy dương. Đã TK xử lí lần 1. Đổ vỡ tường chắn đoạn dài 20m.	
15	km 339 + 780 đến km 339 + 900	Sụt lở quy mô lớn taluy dương. Đã TK xử lí lần 1, cắt cỏ và trồng cỏ Vetstiver. Tiếp tục bị sạt trầm trọng, đất lẫn nước ngầm. Tầng phủ dày lẫn đá tảng.	
16	km 341 + 400 đến km 341 + 520	Đã TK xử lí lần 1. Trượt đất xuất hiện làm đổ tường chắn. Đất trượt làm trôi và vỡ 8 tấm mặt đường BTXM.	

Bảng 1.1 (tiếp theo)

TT	Lí trình	Mô tả hiện tượng	Nhận xét của Viện KH và CN GTVT
17	km 343 + 700 đến km 343 + 900 (Điểm No.1 - Đèo Lò Xo)	Nền đào tăng sê, cao 15m, sau khi làm đường xuất hiện trượt đất trên đoạn dài 60m, gây trời. Địa hình thoải, đất có tính tan rã, trữ nước ngầm. Đang tiến hành nghiên cứu và khảo sát thiết kế xử lí.	Trượt đất quy mô vừa xảy ra ngay sau khi làm đường vào năm 2001
18	km 343 + 900 đến km 344 + 047 (Điểm No.2 - Đèo Lò Xo)	Sau khi làm đường xuất hiện trượt đất quy mô lớn. Đỉnh trượt cách tìm đường 120m, vách trượt hình vòng cung cao 1m - 2m. Địa hình thiên nhiên thoải. Đất bột kết, bờ rời, có tính lún sụt và tan rã. Đang tiến hành nghiên cứu và khảo sát thiết kế xử lí.	Trượt đất quy mô lớn xảy ra ngay sau khi làm đường vào năm 2001
19	km 345 + 200 đến km 345 + 425 (Điểm No.3. Đèo Lò Xo)	Nền đào tăng sê cao 80m. Trượt đất quy mô lớn xảy ra ngay sau khi làm đường từ 2001. Đất sụt tràn lấp mặt đường, gây tắc 1 tuần trong 2003. Đất bột kết, bờ rời, có tính lún sụt và tan rã. Đang tiến hành nghiên cứu và khảo sát thiết kế xử lí.	Trượt đất quy mô lớn xảy ra ngay sau khi làm đường vào năm 2001.
NHÁNH PHÍA TÂY: ĐOẠN KHE CÁT - THẠCH MỸ			
I. Đoạn Khe Gát - Tầng Ký: Từ km 0 (T) - km 138 (T)			
20	km 15 + 529 đến km 15 + 615	Taluy dương cắt qua khối đá xâm nhập có tính phân phiến, có thể làm đổ về phía mặt đường. Đã TK xử lí lần 1, xây tường chắn cao 3m. Taluy dương đất ngay sau đó xuất hiện sụt lở lớn, cao 90m sau mùa mưa năm 2003.	
21	km 29 + 703 đến km 29 + 721	Xuất hiện sụt lở taluy dương sau mùa mưa 2003. Vách sụt cao 50m, xuất hiện các vết nứt đỉnh. Đang tiến hành nghiên cứu và KS-TK xử lí.	
22	km 120 + 594 đến km 121 +100	Sụt lở taluy dương trên đoạn dài. Đất cát kết bờ rời xen kẹp các mạch xâm nhập.	

Bảng 1.1 (tiếp theo)

TT	Lí trình	Mô tả hiện tượng	Nhận xét của Viện KH và CN GTVT
2. Đoạn đèo Sa Mù			
23	km 190 + 130 đến km 190 + 463	Nền đường đào tăng sê, taluy cao 15-20m, sụt lở. Đang cắt cơ giảm tải. Đất bột kết, có dính lún sụt, tan rã	
24	km 193 + 400 đến km 193 + 463	Đã TK xử lý lần 1: Xây tường chắn chặn chân, bạt thoải Đất sụt tràn qua đỉnh tường chắn phòng hộ, kiểu sụt đồng, đất bột kết màu vàng, nước ngầm rỉ ra từ vách. Địa hình thiên nhiên rất thoải	
25	km 199 + 800 đến km 199 + 920	Sạt lở taluy dương bên trái tuyến Đã TK xử lý lần 1: Xây tường chờ, bạt taluy Đất sụt tiếp tục sạt lở từ trên cao đổ xuống.	
26	km 200 + 623 đến km 201 + 150	Cua 3 tầng. Sụt lở nặng nề qua các mùa mưa Đã TK xử lý lần 1: Cắt cơ giảm tải Đất tiếp tục bị sụt lở từ trên cao. Đất bột kết, màu vàng.	
27	km 202 + 594 đến km 202 + 631	Địa hình thoải dạng thung lũng, lòng chảo Đất sụt bị dồn xuống dạng dòng bùn đất lẫn đá. Đã TK xử lý: tường rọ đá chặn chân	Để phòng trượt đất dạng dòng lũ bùn đá.
28	km 202 + 729 đến km 202 + 850	Taluy dương phía trái bị sụt lở, taluy cao 25m. Đã TK xử lý lần 1: tường rọ đá bọc nhựa PVC. Đang tiếp tục nghiên cứu xử lý	
29	km 209 + 850 đến km 209 + 900	Taluy dương phía trái bị khoét sâu, sụt lở. Đoạn này do nhà thầu khoét lấy đất để đắp. Đất bột kết màu vàng.	
3. Đoạn A Đọt - A Tep: Từ km 371 (T) - km 420 (T)			
30	km 386 + 161 đến km 386 + 232	Sụt lở lớn từ độ cao 60m, trên đoạn dài 40m. Đất tầng phủ bị xen kẹp các mạch xâm nhập. Đất cát kết bị phong hoá bở rời	

Bảng 1.1 (tiếp theo)

TT	Lí trình	Mô tả hiện tượng	Nhận xét của Viện KH và CN GTVT
31	km 388 + 097 đến km 388 + 150 (Bắc Cầu Cha - lũng)	Sạt lở taluy dương từ độ cao 100m đổ xuống Hiện đang cắt cơ giảm tải. Đoạn dưới taluy lộ đá, trên là đất bột kết	Biện pháp xử lý tỏ ra chưa triệt để
32	km 394 + 460 đến km 394 + 661	Đất sụt mãnh liệt, taluy cao 60m, đoạn dài 200m. Hiện đang thi công theo TK xử lý, cắt 6 cơ. Đất bột kết xen kẹp các mạch đá xâm nhập	Biện pháp xử lý tỏ ra chưa triệt để
33	km 397 + 825 đến km 398 + 039	Sụt lở lớn taluy dương từ độ cao 60m, dài 100m Xuất hiện các khối đá xâm nhập trên taluy Đất bờ rời như cát Đã TK xử lý lần 1: Hiện đang KS và TK bổ sung.	
34	km 402 + 311 đến km 402 + 464	Sụt lở trên đường đào tăng sê, cao 60m Đã TK xử lý lần 1: cắt cơ Đất bột kết tiếp tục sạt lở mạnh	
35	km 408 +300 đến km 409	Nền đào tăng sê, taluy cao 90m. Địa hình thoải. Sụt lở diễn ra rất mạnh. Đang cắt cơ giảm tải. Đất bột kết, xốp rời, có tính lún sụt và tan rã.	Biện pháp xử lý tỏ ra chưa triệt để
36	km 411 + 589 đến km 411 + 700	Sạt lở taluy dương từ độ cao 60m. Đất bột kết	
37	km 415 + 000 đến km 425 + 0,40	Nứt vỡ mặt đường BTXM theo hình vòng cung Khe nứt rộng 5cm, chênh khe nứt 3cm Taluy dương cao 60m, có nước ngầm	Xem xét khả năng xuất hiện trượt nền đường.
38	km 415 + 614 đến km 415 + 676	Taluy dương sạt lở lớn từ độ cao 120m, dài 100m. Đã TK xử lý lần 1: cắt cơ giảm tải Hiện đang ngừng thi công vì sụt đất trầm trọng.	Biện pháp xử lý tỏ ra chưa đạt yêu cầu

Bảng 1.1 (tiếp theo)

TT	Lí trình	Mô tả hiện tượng	Nhận xét của Viện KH và CN GTVT
4. Đ. A Tep - Thạch Mỹ : Từ km 426 (T) - km 510 (T)			
39	km 486 + 338 đến km 486 + 400	Xuất hiện 2 vết nứt ngang trên mặt đường nhựa tạo hình vòng cung ôm lấy taluy âm đoạn bố trí cống mới. Đang chờ nghiên cứu xử lí	Khả năng lún sẽ nền đường do thi công cống, đắp nền không chặt
40	km 496 + 780 đến km 496 + 997	Trượt đất quy mô vừa trên đoạn dài 60m. Mặt đường nhựa bị trôi lên 8cm. Nứt vỡ thành cống. Đã TK xử lí lần 1: kè taluy âm Đang chờ TK bổ sung đợt 2	Trượt đất đang tiếp tục hoạt động, có nguy cơ đe dọa ổn định kè taluy âm.

Bảng 1.2. Phạm vi áp dụng những biện pháp phòng chống các hiện tượng phá hoại nền đường vùng núi

Biện pháp phòng chống	Trường hợp sử dụng		Mức độ sử dụng có kết quả đối với hiện tượng			Thực hiện tại vị trí	Điều kiện và nguyên tắc áp dụng	Ảnh hưởng đến sự ổn định của nền đường
	Dự phòng	Xử lí sau phá hoại	Sụt trượt	Trượt	Trôi			
I	2	3	4	5	6	7	8	9
I. Vòng tránh								
1. Cải tuyến	x	x	2	2	2	Ngoài vùng phá hoại	Khối trượt lớn, nguy hiểm	Không ảnh hưởng
2. Vượt qua bằng cầu	x	x	1	1	1	-nt-	Sườn dốc và vùng phá hoại hẹp	-nt-
II. Giảm tải								
1. Giảm tải phía trên sườn	x	x	0	3	0	Đỉnh và đầu trượt	Khi bề dày đất đỉnh lớn	Giảm ứng suất trượt
2. Làm thoải mái dốc	x	x	3	3	3	Phía trên công trình	Khi chân dốc bị đào	-nt-
3. San phẳng mặt sườn dốc	x	x	3	3	3	-nt-	-nt-	-nt-
4. Đào bỏ toàn bộ đất không ổn định	x	x	2	2	2	Toàn bộ đất không ổn định	Khi bề dày mỏng và đất đá dịch chuyển	

Bảng 12. (tiếp theo)

1	2	3	4	5	6	7	8	9
III. Thoát nước		x	3	3	3	Phía trên		Giảm ứng suất và tăng sức chống trượt
1. Làm rãnh thoát nước								
- Rãnh đỉnh	x	x	3	3	0		Mọi trường hợp	
- Gia cố rãnh biên	x	x	1	1	1	Bề mặt khối đất di chuyển -nt-	Xếp đá khan hoặc bọc mặt chống thấm	
- Gia cố bề mặt mái, sườn dốc	x	x	3	3	3			
- San phẳng mặt sườn	x	x	2	2	2	Toàn phạm vi phá hoại	Mọi trường hợp	
- Lắp kê nút	x							
2. Rãnh ngầm		x	0	0	2		-nt-	
- Rãnh ngang	x	x	0	3	1		Tầng đất chứa nước ngầm dày	
- Hào thu nước	x	x	0	1	0	Đặt tại các vị trí thu và thoát được nước ngầm	Tầng đất chứa nước ngầm mỏng	
- Hầm thoát nước ngầm	x	x	0	1	1		Tầng đất dày thấm nước	
- Giếng thẳng đứng	x	x	0	2	1		Trượt sâu và nước ngầm có ở nhiều lớp	
- Giếng xiphông	x						Dùng để thoát nước của hào và giếng thu nước	
IV. Công trình chống đỡ		x	0	3	3	Lưới và chân trượt		Tăng sức chống trượt
1. Thêm phản áp dưới chân dốc								
- Đắp đá	x	x	0	3	3		-nt-	
- Đắp đất	x	x	1	1	1	Chân trượt	Đá hoặc đất cứng trượt không sâu	
2. Chống nền hay tường chắn hoặc đất có cốt	x	x	0	1	0		Khối trượt không lớn hoặc khi đã giảm một phần lực ngang	

Bảng 12. (tiếp theo)

1	2	3	4	5	6	7	8	9
3. Đóng cọc	-	x	0	1	0	Chân trượt		
- Cọc ngầm								
- Cọc không ngầm	-	x	1	1	0	-nt-	Mũi cọc phải cắm vào đất bền vững dưới mặt trượt	
4. Cọc neo	x						Cọc đóng đến lúc chối (có thể không xuyên qua mặt trượt)	
V. Các biện pháp khác		x	1	1	1	Đặt tại đường hoặc công trình	Bảo hộ, tăng cường các mái dốc yếu	
1. Gia cố đất								
- Cạnh chân dốc	-	x	0	1	0		Đất rời	
- Toàn bộ vùng trượt	-	x	0	1	0	Lưới và chân trượt Toàn vùng	-nt-	
2. Nổ phá	-	x	0	1	0	Khối trượt	Đất dính bề dày không lớn trên tầng đá gốc	

3. Nguyên nhân gây hư hỏng nền đường.

Dưới đây trình bày các nguyên nhân chính gây hư hỏng nền đường

- Điều kiện bất lợi của môi trường thiên nhiên như: mưa, nắng, sự thay đổi nhiệt độ. Mưa nhiều làm tích nước ở hai bên nền đường làm đất ẩm ướt thậm chí ở trạng thái bão hoà nước cộng thêm sự xói mòn của nước mưa làm giảm khả năng chống trượt của bản thân nền đất.

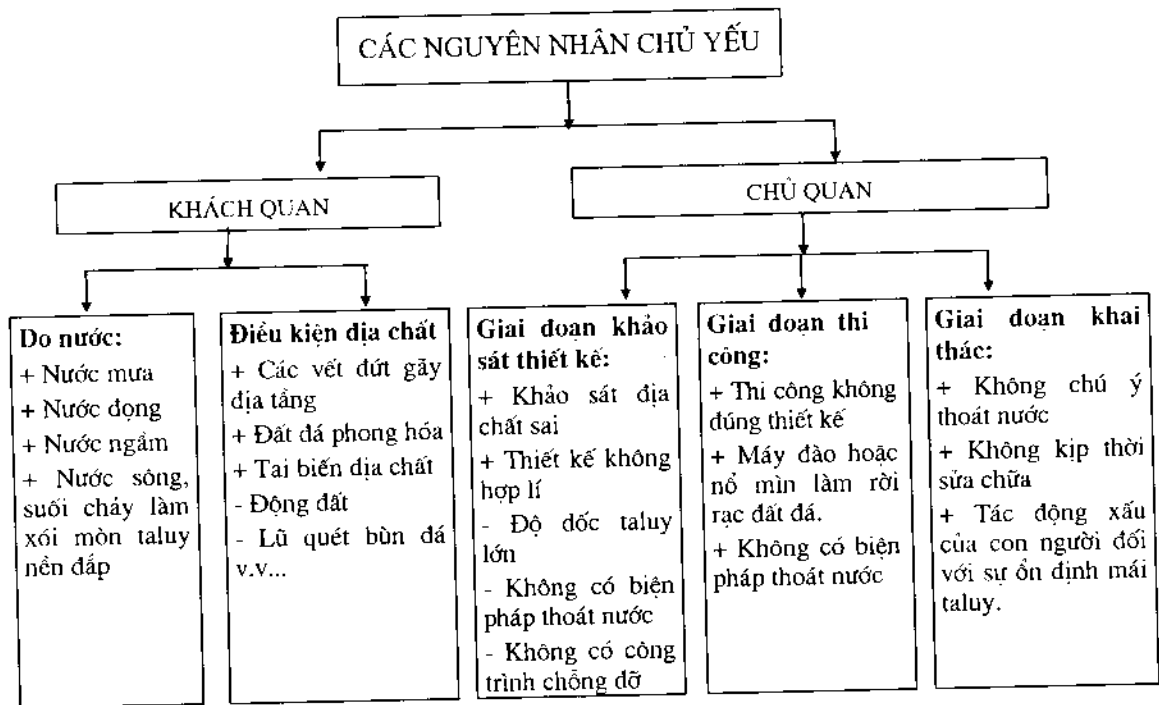
- Do tác dụng nhiều lần của tải trọng xe, đặc biệt các tải trọng rất nặng (siêu nặng) nền đường phát sinh biến dạng tích lũy (lún dư không phục hồi) lớn cũng gây phá hỏng nền đường.

- Chất lượng đồ án thiết kế kém, không phù hợp với điều kiện thực tế.

- Chất lượng thi công không đạt yêu cầu (đầm nén kém, đất xấu...), công tác duy tu, bảo dưỡng không kịp thời cũng là một nguyên nhân lớn dẫn đến phá hỏng nền đường.

Trong số các nguyên nhân nói trên thì nước là một tác nhân phá hoại lớn nhất đối với nền đường. Vậy có thể nói "Nước là kẻ thù số 1 của các công trình đường". Trong mọi trường hợp phải tìm mọi biện pháp giảm tối đa ảnh hưởng xấu của nước đến nền đường.

Hình 1.1. Trình bày nguyên nhân gây sụt trượt taluy nền đường vùng núi nói chung và đường Hồ Chí Minh nói riêng.



Như vậy nội dung công việc thiết kế nền đường nhằm giải quyết 3 vấn đề:

- Thiết kế ổn định toàn khối;
- Thiết kế gia cường cường độ;
- Đảm bảo ổn định về cường độ.

Muốn giải quyết triệt để, có hiệu quả thì các kỹ sư tư vấn thiết kế cần phải xem xét kỹ các điều kiện cụ thể sau:

- Điều kiện thiên nhiên của tuyến đường đi qua: địa hình, địa chất, địa chất thủy văn, quy luật hoạt động của nước mặt, nước ngầm để hạn chế tối đa các tác dụng bất lợi của nó.

- Nắm vững quan điểm kinh tế - kỹ thuật, vận dụng hợp lý các yêu cầu tiêu chuẩn kỹ thuật trong điều kiện cụ thể. Gặp trường hợp phức tạp thường sử dụng các biện pháp xử lý tổng hợp với các vật liệu mới, tiên tiến ví dụ như: sử dụng VĐKT, lưới địa kỹ thuật (Geogrid - LĐKT) các loại kè, tường chắn (đặc biệt là tường chắn có cốt hoặc mềm hoặc cốt cứng), tường chắn kiểu rọ đá ma, công nghệ neo cố trong đất. Với nền đắp cao trên đất yếu dùng thiết bị tiêu nước thẳng đứng (PVD hoặc SW) kết hợp với gia tải trước.

- Các phương pháp tính toán đảm bảo yêu cầu về ổn định toàn khối của nền đường sẽ được trình bày chi tiết ở các chương sau. Tuy nhiên trong mọi trường hợp yêu cầu này được thể hiện một cách định lượng qua hệ số ổn định (K_{ω}) toàn khối của nền đường được tính theo công thức (1.1).

$$K_{\text{đd}} = K_1 \times K_2 \times K_3 \times K_4 \times K_5 \times K_6 \quad (1.1)$$

Trong đó: K_1 - hệ số kể đến mức độ tin cậy của những số liệu và chỉ tiêu cơ học của đất đưa vào tính toán như: hệ số lực dính C , góc nội ma sát φ , mô đun đàn hồi E (hoặc trị số CBR) của đất. Thường lấy $K_1 = 1,0 - 1,1$ tùy thuộc vào phương pháp thí nghiệm xác định các chỉ tiêu ấy và trạng thái tính toán lựa chọn.

- K_2 : Hệ số xét đến tầm quan trọng (cấp hạng) của công trình nền đường với cấp đường I, II chọn $K_2 = 1,03$, các cấp đường còn lại khác $K_2 = 1,0$.

- K_3 : Hệ số xét đến mức độ gây tổn thất cho nền kinh tế quốc dân. Nếu nền đường bị phá hỏng gây ách tắc hoặc gián đoạn giao thông thì $K_3 = 1,0 - 1,2$. Trị số lớn dùng với cấp đường cao và ngược lại trị số nhỏ cho các đường cấp thấp.

- K_4 : Hệ số xét đến sự phù hợp của các sơ đồ lựa chọn để tính toán với điều kiện thực tế nơi tuyến đường đi qua. $K_4 = 1,0 - 1,05$.

- K_5 : Thường lấy từ $1,0 - 1,05$.

- K_6 : Hệ số xét đến mức độ tin cậy của các phương pháp tính.

Nhìn chung trị số $K_{\text{đd}}$ thường lấy từ $1,0 - 1,5$, một khoảng khá rộng, cụ thể là bao nhiêu là tùy thuộc vào kinh nghiệm của người kỹ sư tư vấn thiết kế và tầm quan trọng của công trình.

Trước khi vào các phương pháp tính toán và các biện pháp xử lý cụ thể cho ổn định nền đường người kỹ sư tư vấn thiết kế cần tìm hiểu kỹ về đất trong xây dựng đường vì đất là vật liệu chính (đối tượng chính) trong xây dựng nền đường.

Chương 2 sẽ trình bày vấn đề có liên quan về đất khi sử dụng trong các công trình xây dựng nói chung và xây dựng đường nói riêng.

Chương 2

ĐẤT VÀ SỰ LỰA CHỌN ĐẤT TRONG XÂY DỰNG ĐƯỜNG

Có thể nói nền đường là một công trình bằng đất. Nếu chúng ta không hiểu biết đầy đủ về nó thì sẽ không sử dụng hợp lý và dẫn đến công trình kém chất lượng, giá thành xây dựng và khai thác cao mà lại giảm tuổi thọ phục vụ của đường.

Chương này nhằm giải quyết hai nội dung chính:

1. Sự phân loại đất cho mục đích xây dựng đường;
2. Sự lựa chọn đất để xây dựng đường.

§2.1. PHÂN LOẠI ĐẤT

1. Dựa vào kích thước hạt đất

Theo độ lớn của kích thước hạt đất (d - đường kính danh định của hạt đất) mà phân như ở các bảng sau:

Bảng 2.1. Bảng phân loại đất theo đường kính hạt đất (Theo TCVN 5747: 1993)

Tên gọi	Cuội	Sỏi				Cát				Bụi		Sét
		Rất to	To	Vừa	Bé	To	Vừa	Nhỏ	Mịn	To	Nhỏ	
d (mm)	100	40	20	10	4	2	1-0,5	0,5 - 0,25	0,25	0,05	0,01	< 0,005
	40	20	10	4	2	1			0,05	0,01	0,005	

Bảng 2.2. Bảng phân loại cát theo tỉ lệ (%) của cỡ hạt (theo TCVN 5747: 1993)

Tên hạt	Tỉ lệ (%) của hạt đất theo kích cỡ hạt	I_p	Khả năng sử dụng để xây dựng đường
Cát sỏi	Cỡ hạt < 2m chiếm (25 - 50)%	< 1	Rất tốt, song cần lớp đất đắp bao
Cát to	Cỡ hạt > 0,5mm chiếm > 50%	< 1	Thích hợp nhưng phải có lớp đắp bao
Cát vừa	Cỡ hạt > 0,25mm chiếm > 50%	< 1	nt
Cát nhỏ	Cỡ hạt > 0,10mm chiếm > 75%	< 1	nt
Cát bụi	Cỡ hạt > 0,05mm chiếm < 75%	< 1	Ít thích hợp cho xây dựng đường

Cách phân loại này thích hợp để phân loại đất hạt rời như cuội, sỏi và cát và dùng bộ sàng tiêu chuẩn lỗ vuông hoặc tròn để xác định tỉ lệ các cỡ hạt.

2. Dựa vào trị số của chỉ số dẻo I_p (Plastic Index)

Bảng 2.3. Bảng phân loại đất dính theo TCVN - 5747: 1993

Loại đất	Tỉ lệ các hạt cát (2 - 0,05 có trong đất)	I_p (%)	Khả năng sử dụng để xây dựng đường
Á cát nhẹ hạt to	> 50%	1 - 7	Rất thích hợp
Á cát nhẹ	> 50%	1 - 7	Thích hợp
Á cát bụi	20 - 50%	1 - 7	Ít thích hợp
Á cát bị nặng	< 20%	1 - 7	Không thích hợp
Á sét nhẹ	> 40%	7 - 12	Thích hợp
Á sét nhẹ - bụi	< 40%	7 - 12	Ít thích hợp
Á sét nặng	> 40%	12 - 17	Ít thích hợp
Sét nặng - bụi	< 40%	12 - 17	Không thích hợp
Sét nhẹ	> 40%	17 - 27	Ít thích hợp
Sét bụi	Không quy định	17 - 27	Ít thích hợp
Sét béo	Không quy định	> 27	Không thích hợp

Ghi chú: $I_p = LL - PL$ với LL là giới hạn chảy của một loại đất (%); và PL giới hạn dẻo của đất (%).

3. Giới thiệu một số tiêu chuẩn phân loại đất của nước ngoài

a) Phân loại đất theo Trung Quốc JTJ 013.95

+ Phân theo đường kính hạt đất (bảng 2.4)

Bảng 2.4

d(mm)	200	60	50	20	10	0,5	0,25	0,074	0,02	0,001
Cấp hạt	Rất thô		Sỏi			Cát			Hạt mịn	
Tên gọi	Đá cực	Đá cuối	Thô	Vừa	Nhỏ	Thô	Vừa	Mịn	Bột	Sét

+ Phân theo tỉ lệ (%) các hạt có trong đất (bảng 2.5)

Bảng 2.5

Loại đất	Tên gọi	Tỉ lệ thành phần hạt (% theo khối lượng)	
		Hạt cát (2,00 - 0,05mm)	Hạt sét (< 0,002mm)
Cát	Cát	80 - 100	0 - 3
Á cát	Cát vừa	50 - 80	0 - 3
	Á cát thô	> 50	3 - 10
	Á cát mịn	> 40	3 - 10
	Á cát bột	20 - 50	0 - 10

Loại đất	Tên gọi	Tỉ lệ thành phần hạt (% theo khối lượng)	
		Hạt cát (2,00 - 0,05mm)	Hạt sét (< 0,002mm)
Đất bụi	Đất bụi	< 20	0 - 10
	Á sét nhẹ	< 45	10 - 20
	Á sét nặng	< 40	20 - 30
Đất sét	Á sét nhẹ	< 45	10 - 20
	Á sét nặng	< 40	20 - 30
	Sét nhẹ	< 70	30 - 35
Đất sét nặng	Sét nặng	< 45	> 55

+ Phân theo chỉ số dẻo I_p và giới hạn chảy LL (bảng 2.6)

Loại đất	Cát	Cát bụi, đất bột, á cát bụi (bột)	Á sét nhẹ á sét bột nhẹ	Á sét nặng, á sét bột nặng	Sét nhẹ	Sét nặng
Chi tiêu						
I_p (%)	< 2	> 2	> 10	> 18	> 26	> 40
LL (%)	< 10	16 - 28	28 - 38	38 - 50	50 - 70	> 70

+ Phân loại theo AASHTO (Americal Association of state Highway and Transport afficial) chủ yếu dựa vào tỉ lệ (% theo khối lượng) của hạt sét ($d < 0,075\text{mm}$) để phân loại đất (bảng 2.6).

Bảng 2.6

Phân loại chung	$d < 0,075\text{mm}$ chiếm $\leq 35\%$ theo khối lượng			$d < 0,075\text{mm}$ chiếm $> 35\%$ theo khối lượng			
	A1	A2	A3	A4	A5	A6	A7
Phân tích bằng bộ sàng % theo khối lượng lọt qua sàng 2mm cát thô 0,425mm cát mịn 0,075mm sét bụi	50max 25max	51min 10max	35max	36max	36min	36min	36min
Hạt lọt qua sàng 0,425mm (cát mịn và cát bụi) LL % I_p %				40max	40max	40max	40min
Phạm vi sử dụng cho xây dựng đường	Tốt - rất tốt			Xấu		rất xấu	

Ghi chú: 1. AASHTO dựa vào 2 chỉ tiêu chính để phân loại đất, đó là tỉ lệ (% theo khối lượng) lọt qua sàng $d < 0,075\text{mm}$ và chỉ số dẻo (I_p) và giới hạn chảy LL.

2. Đối chiếu (tương ứng) với TCVN - 5747: 1993:

- + A_1 và A_3 tương đương á cát.
- + A_2 tương đương á sét.
- + A_4, A_5, A_6, A_7 thuộc loại đất sét.

§2.2. ĐÁNH GIÁ TRẠNG THÁI CỦA ĐẤT

Như chúng ta đã biết cùng một loại đất mà trạng thái khác nhau (trạng thái ẩm ướt, trạng thái chặt hay rời rạc) sẽ dẫn đến khả năng chịu tải khác nhau và đặc biệt sự ổn định về cường độ cũng khác nhau rất nhiều. Ở tiết này chủ yếu trình bày trạng thái của hai loại đất: loại rời rạc và loại đất dính.

1. Xác định trạng thái của đất dính theo độ sệt (I_L)

Bảng 2.7 trình bày cách xác định trạng thái theo TCN-263-200 "Quy trình khảo sát đường ô tô" của Việt Nam.

Bảng 2.6

Loại đất	Trạng thái của đất	Độ sệt (I_L)	Công thức tính
Cát pha	Cứng	$I_L < 0$	$I_L = \frac{W - PL}{I_p} \quad (2.1)$
	Dẻo	$0 < I_L \leq 1,0$	
	Chảy	$I_L > 1$	
Sét pha và sét	Cứng	$I_L \leq 0$	Trong đó: W - Độ ẩm tự nhiên của đất (%); PL - Giới hạn dẻo của đất (%); I_p - Chỉ số dẻo của đất (%);
	Nửa cứng	$0 < I_L \leq 0,25$	
	Dẻo cứng	$0,25 < I_L \leq 0,50$	
	Dẻo mềm	$0,5 < I_L \leq 0,75$	
	Dẻo chảy	$0,75 < I_L \leq 1,0$	
	Chảy	$I_L > 1,0$	

2. Xác định trạng thái ẩm ướt của đất rời

Trạng thái ẩm ướt của đất rời

Trạng thái ẩm ướt của đất rời được xác định bằng độ bão hoà nước S_r (Saturated Ratio)

$$S_r = \frac{W \cdot \rho_d}{e_o \cdot \gamma_n} \quad (2.2)$$

Trong đó: W - độ ẩm tự nhiên của đất (%);

ρ_d - tỉ trọng của đất (g/cm^3);

γ_n - tỉ trọng của nước ($1g/cm^3$);

e_o - độ rỗng của đất ở trạng thái tự nhiên.

Bảng 2.8 đưa ra trạng thái ẩm ướt của đất theo độ bão hoà S_r (theo TCVN 263: 2000)

Bảng 2.7

S_r (%)	$S_r \leq 0,50$	$0,5 \leq S_r \leq 0,80$	$S_r > 0,80$
Trạng thái về độ ẩm của đất	Cát ít ẩm	Cát ẩm ướt	Cát bão hòa nước

3. Đánh giá trạng thái về độ chặt của đất rời

Bảng 2.9 đưa ra cách xác định độ chặt của đất rời theo TCN - 263: 2000

Bảng 2.9

Tên đất	Độ chặt của đất rời		
	Chặt	Chặt vừa	Rời rạc
Cát hạt trung và hạt thô có lẫn sỏi	$e < 0,55$	$0,55 < e \leq 0,70$	$e < 0,70$
Cát nhỏ	$e < 0,60$	$0,60 < e \leq 0,75$	$e < 0,75$
Cát bụi	$e < 0,60$	$0,60 < e \leq 0,80$	$e < 0,80$

4. Giới thiệu trị số lực dính C (daN/cm^2) và góc nội ma sát φ ($^\circ$) của một số loại cát tùy thuộc vào hệ số rỗng e của đất (theo TCN - 263: 2000).

Bảng 2.10

Tên đất	Chỉ tiêu	Trị số e			
		0,45	0,55	0,65	0,75
Cát sỏi sạn và cát hạt thô	$C(daN/cm^2)$	0,02	0,01	-	-
	φ ($^\circ$)	43	40	38	-
Cát trung	$C(daN/cm^2)$	0,03	0,02	0,01	-
	φ ($^\circ$)	40	38	35	-
Cát nhỏ	$C(daN/cm^2)$	0,06	0,04	0,02	-
	φ ($^\circ$)	38	36	32	28
Cát bụi	$C(daN/cm^2)$	0,08	0,06	0,04	0,02
	φ ($^\circ$)	37	34	30	26

5. Giới thiệu áp lực tiêu chuẩn nền R^{tc} (daN/cm^2) dùng cho xây dựng công trình nhà dân dụng, công nghiệp và tường chắn đất - Bảng 2.11 theo 22TCN 263: 2000.

Bảng 2.11

Tên đất		R_{lc} (daN/cm ²)			
Đất cục	1. Dăm cuội		6,00		
	2. Sỏi sạn là mảnh vụn của đá kết tinh		5,00		
	3. Sạn sỏi là mảnh vụn của đá trầm tích		3,00		
Đất cát	4. Cát hạt to, không phụ thuộc vào độ ẩm		Trạng thái chặt	Trạng thái chặt vừa	
	5. Cát hạt vừa, không phụ thuộc độ ẩm		5,00	4,00	
	6. Cát hạt nhỏ	Ít ẩm	4,00	3,00	
		Rất ẩm đến bão hòa nước	3,00	2,00	
	7. Cát bụi (bột)	Ít ẩm	3,00	2,50	
		Rất ẩm	2,00	1,50	
		Bão hòa nước	1,50	1,50	
			Hệ số rỗng e	Độ sệt (I_L)	
				0	1
Đất loại sét	8. Cát pha		0,50	3,00	3,00
			0,70	2,50	2,00
	9. Sét pha		0,50	3,00	2,50
			0,70	2,50	1,80
			1,00	2,00	1,00
	10. Sét		0,50	6,00	4,00
			0,60	5,00	3,00
			0,80	3,00	2,00
			1,10	2,50	1,00

Ghi chú: 1. Với các loại đất có I_L và e nằm giữa các trị số ghi trong bảng trên thì cho phép nội suy bậc nhất. Trước tiên nội suy theo e đối với các $I_L = 0$ và $I_L = 1,0$, sau nội suy I_L nằm giữa các trị số R_{tc} mới tính được khi $I_L = 0$ và $I_L = 1,0$.

2. Phạm vi sử dụng của bảng 2.11 như sau:

- Số liệu cho trong bảng 2.11 này có thể sử dụng cho móng có chiều rộng từ 0,6 - 1,5m và chiều sâu đặt móng từ 1 - 2,5m không kể nhà được thiết kế có hầm hay không có hầm.

3. Với loại đất sét cứng ($I_L < 0$), R^* được xác định theo kết quả nén 1 trục.

$$R_{tc} = 1,5R^n \quad (2.3)$$

R^n - Kết quả nén một trục;

Cũng có thể lấy: $R^{tc} = 4 - 10 \text{ daN/cm}^2$ cho đất cát pha;

$R^{tc} = 6 - 20 \text{ daN/cm}^2$ cho đất sét pha;

$R^{tc} = 8 - 30 \text{ daN/cm}^2$ cho đất sét.

§2.3. ĐẤT YẾU VÀ SỰ PHÂN LOẠI

Đất yếu là những đất có khả năng chịu tải nhỏ, vào khoảng $0,5 - 1,0 \text{ daN/cm}^2$, có tính nén lún lớn, hầu như ở trạng thái bão hoà nước, có hệ số rỗng lớn ($e > 1$), môđun biến dạng thấp ($E_0 < 50 \text{ daN/cm}^2$), khả năng chống cắt nhỏ.

Ở Việt Nam thường gặp các loại đất sét mềm, bùn và than bùn. Ngoài ra có một số vùng còn gặp loại đất có ít nhiều tính chất của loại đất lún sập như đất badan ở Tây Nguyên và thỉnh thoảng còn gặp các vĩa cát chảy là những loại đất yếu có đặc điểm riêng biệt.

1. Nguồn gốc của đất yếu

Xét về nguồn gốc thì đất yếu có thể được hình thành trong điều kiện lục địa, vùng vịnh hoặc biển. Nguồn gốc lục địa có thể là trầm tích, sườn tích, bồi tích do gió, nước, do lũ bùn đá và cả sự hoạt động của con người gây ra. Nguồn gốc vùng vịnh có thể là ở cửa sông, tam giác châu hoặc vịnh biển. Đất yếu nguồn gốc biển được thành tạo ở khu vực nước nông (không sâu quá 200m), khu vực thềm lục địa (khoảng từ 200 - 300m kể từ bờ ra ngoài khơi) hoặc khu vực biển sâu cách bờ tới 3000m.

Tuỳ theo thành phần khoáng vật, kiểu và điều kiện hình thành, vị trí trong không gian, điều kiện địa lí và khí hậu v.v... mà tồn tại các loại đất yếu khác nhau như đất sét mềm, cát hạt mịn, than bùn, các loại trầm tích bị mùn hoá, than bùn hoá. Trong thực tế xây dựng thường gặp nhất là đất sét yếu bão hoà nước. Loại này có những tính chất đặc biệt đồng thời cũng có những tính chất tiêu biểu cho các loại đất yếu nói chung. Dưới đây giới thiệu một số loại đất yếu thường gặp.

a) Đất sét mềm. Theo quan điểm địa kĩ thuật thì không có sự phân biệt rõ ràng giữa sét mềm và bùn. Tuy nhiên ở đây ta hiểu đất sét mềm là các loại đất sét hoặc á sét tương đối chặt, bão hoà nước, có cường độ cao so với bùn. Đất sét mềm có độ sệt từ dẻo chảy đến chảy có cường độ kết cấu (σ_c hoặc q_{kc}) nhỏ. Trị số $\sigma_c = 0,2 - 0,3 \text{ daN/cm}^2$. Bảng 2.1 giới thiệu tính chất cơ lí của đất sét mềm ở một số địa phương phía Bắc và vùng Thanh - Nghệ - Tĩnh

Bảng 2.11

Tên địa phương	Hàm lượng nước W%	Trọng lượng thể tích (kN/m^3)	Hệ số rỗng e	Giới hạn chảy (LL)	Giới hạn dẻo PL	Độ sệt I_L	Góc nội ma sát $\varphi(o)$	Lực dính C(kPa)
Hà Nội	49,00	16,7	1,38	51,00	31,00	0,90	8,32	15
	61,90	16,0	1,80	-	-	1,00	3,00	20
	23,80	18,7	0,70	55,50	30,00	0,82	14,02	10
	30,40	19,7	0,91	32,70	19,00	0,83	18,16	22
Hải Phòng	-	21,6	0,45	26,40	15,40	0,60	17,25	64
	28,63	19,5	0,77	27,16	15,39	1,12	13,00	-
Thanh Hóa	25,30	18,0	0,80	25,00	13,15	1,02	-	-
Nghệ - Tĩnh	30,83	19,0	0,86	32,50	19,50	0,87	-	-
	39,53	18,2	1,08	44,47	23,72	0,76	8,45	38
Huyện Hoành Bồ Quảng Ninh	40,20	17,30	1,08	37,60	26,90	1,243	5,30	8,1
	39,70	17,40	1,11	33,40	19,60	1,457	6,12	8,0
	41,20	17,30	1,17	37,50	26,80	1,346	4,10	7,3
Việt Trì Phú Thọ	71,5	9,4	3,47	-	-	-	0,55	9
	75,7	9,3	3,70	-	-	-	1,02	7
	75,0	9,9	3,62	-	-	-	0,55	10
Sân bay Liên Khương Đà Lạt	37,70	15,40	1,438	61,6	33,20	0,87	12,45	22
	37,50	15,00	1,495	51,3	33,60	0,82	14,42	21
	38,80	15,70	1,407	50,7	33,00	0,79	14,38	22
	37,00	16,70	1,246	51,7	32,90	0,85	11,37	18

b) Bùn. Theo quan điểm địa chất thì bùn là các lớp đất mới được tạo thành trong môi trường nước ngọt và nước biển gồm các hạt đất mịn ($200\ \mu\text{m}$) với tỉ lệ phần trăm các hạt nhỏ hơn $2\ \mu\text{m}$ cao. Tỉ lệ phần trăm các chất hữu cơ nói chung nhỏ hơn 10%.

Bùn được tạo thành do sự lắng đọng tại đáy biển, vùng vịnh, hồ và các bãi bồi cửa sông, đặc biệt các cửa sông chịu ảnh hưởng của thủy triều.

Đất bùn luôn no nước (bão hòa) và khả năng chịu lực rất yếu. Độ ẩm của bùn luôn cao hơn giới hạn chảy, hệ số rỗng $e > 1$ với á cát và á sét, còn với sét $e > 1,5$. Môđun biến dạng nhỏ $E_0 = 5\text{daN/cm}^2$ với loại bùn sét từ 10 - 15daN/cm^2 với bùn á sét. Hệ số nén lún có thể đạt tới 2 - 3cm/daN . Bảng 2.13 giới thiệu tính chất cơ lí của bùn ở một số địa phương.

Bảng 2.13

Tên địa phương	W%	Trọng lượng thể tích (kN/m ³)	Hệ số rỗng e	LL (%)	PL (%)	I _p (%)	Độ sệt I _L	φ (o)	Lực dính C(kPa)
Hà Nội	61,9	99	1,68	46,2	28,10	18,10	1,07	5,00	6,00
Hải Dương	60,55	10,2	1,59	58,64	35,92	22,42	1,09	6,00	8,00
Hải Phòng	46,61	10,1	1,58	47,13	26,00	21,13	1,00	4,00	10,00
T.P Hồ Chí Minh	59,11	10,3	1,59	56,37	31,13	25,24	1,12	-	-
Ang Giang	61,89	10,0	1,67	59,16	35,34	22,82	1,12	6,00	8,00
Minh Hải	66,20	9,7	1,79	61,23	36,89	24,34	1,12	5,00	7,00
Thanh Hoá	52,63	10,5	1,46	44,59	29,49	15,09	1,53	-	-
Nghệ An	48,50	11,0	1,50	40,85	22,25	18,60	1,43	5,60	16,00
Quảng Bình	56,49	-	1,55	49,70	22,77	19,93	1,25	11,2	31,00

c) Đất yếu than bùn. Than bùn là đất yếu nguồn gốc hữu cơ được tạo thành theo kết quả phân huỷ các di tích hữu cơ thực vật tại các đầm lầy. Than bùn có dung trọng khô rất thấp 3 - 5 kN/m³, hàm lượng hữu cơ chiếm từ 20 - 80%, thường màu đen hoặc màu sẫm còn thấy tàn dư của thực vật như các sợi. Độ ẩm tự nhiên của than bùn cao từ 85 - 95%. Hệ số nén lún từ 3 - 10cm/daN.

Bảng 2.14 giới thiệu tính chất cơ lí của than bùn.

Bảng 2.14

Loại than bùn	Độ ổn định	Thành phần	Tính chất cơ lí					Chất lượng
			Hàm lượng tro (%)	Hệ số rỗng	Độ sệt I _L	tgφ	C (daN/cm ²)	
I	Tương đối ổn định	Hàm nhiều hạt khoáng có cấp phối gần với cát mịn	60 - 90	3	0,5	0,07	0,04	Tương đối tốt
II	Không ổn định	Hàm nhiều hạt khoáng chủ yếu do hạt sét tạo thành	15 - 60	10	10/8	0,05	0,03	Tương đối kém
III	Rất không ổn định	Hàm ít hạt khoáng chủ yếu do chất hữu cơ	10 - 15	15	10/3	0,03	0,01	Kém

d) Các loại đất yếu khác

+ *Cát chảy*. Cát chảy là loại cát hạt mịn, có kết cấu rời rạc, khi bão hoà nước có thể bị nén chặt hoặc pha loãng đáng kể, có chứa nhiều chất hữu cơ hoặc sét. Loại cát này khi chịu tác dụng chấn động hoặc ứng suất thủy động thì chuyển sang trạng thái lỏng nhớt gọi là cát chảy.

Trong thành phần hạt của cát chảy, hàm lượng cát hạt bụi (0,05 - 0,002mm) chiếm 60 - 70% hoặc lớn hơn.

Ở trạng thái thiên nhiên cát chảy có thể có cường độ và khả năng chịu tải tương đối cao nhưng khi bị phá hoại kết cấu và làm rời rạc thì không còn tính chất đó nữa, lúc đó cát chuyển sang trạng thái chảy như chất lỏng và đặc biệt nguy hiểm khi động đất.

Ngoài ra còn có loại cát chảy giả, chỉ bị chảy khi có áp lực thủy động thành phần cát chảy giả là cát mịn sạch không lẫn vật liệu keo.

Khi gặp cát chảy cần nghiên cứu kỹ, xác định chính xác nguyên nhân phát sinh, phát triển để có giải pháp xử lý thích hợp.

+ *Đất badan*. Đất badan cũng là một loại đất yếu có đặc điểm là độ rỗng rất lớn, dung trọng khô rất thấp. Thành phần hạt của đất badan gần giống với thành phần hạt của đất á sét, khả năng thấm nước khá cao. Dưới đây trình bày tính chất cơ lý chủ yếu của đất badan vùng Gio Linh - Bình Trị Thiên.

Thành phần hạt: Hạt lớn hơn 5mm chiếm 6%;

Cát chiếm 39%;

Bụi 31%;

Sét 24%.

Khối lượng riêng: $2,75\text{g/cm}^3$

Dung trọng khô: $\gamma_k = 1,1\text{g/cm}^3$

Hệ số rỗng: $e = 1,32$

Giới hạn chảy: $LL = 53,5\%$

Giới hạn dẻo: $PL = 18\%$

Góc nội ma sát: $\varphi = 17^\circ$.

Lực dính: $C = 0,25\text{ daN/cm}^2$ (25kPa).

Hệ số thấm: $K = (0,5 - 2,4) \times 10^{-3}\text{m/s}$

Đất badan có một số tính chất tương tự loại đất bùn sập cần chú ý khi xây dựng công trình trên nó.

§2.4. PHÂN CẤP ĐẤT THEO ĐIỀU KIỆN THI CÔNG

1. Phân cấp đất dùng cho công tác đào vận chuyển đắp đất bằng thủ công (bảng 2.15)

Bảng 2.15. Bảng phân cấp đất
(Dùng cho công tác đào vận chuyển, đắp đất bằng thủ công)

Cấp đất	Nhóm đất	Tên đất	Dụng cụ tiêu chuẩn xác định nhóm đất
1	2	3	4
I	1	- Đất phù sa, cát bồi, đất mầu, đất mùn, đất đen, hoàng thổ. - Đất đồi sụt lở hoặc đất nơi khác đem đến đổ (thuộc loại đất nhóm 4 trở xuống) chưa bị nén chặt.	Dùng xẻng xúc dễ dàng
	2	- Đất cát pha sét hoặc đất sét pha cát. - Đất mầu ẩm ướt nhưng chưa đến trạng thái dính dẻo. - Đất nhóm 3, nhóm 4 sụt lở hoặc đất nơi khác đem đến đổ đã bị nén chặt nhưng chưa đến trạng thái nguyên thổ. - Đất phù sa, cát bồi, đất mầu, đất bùn, đất nguyên thổ toi xốp có lẫn rễ cây, mùn rác, sỏi đá, gạch vụn, mảnh sành kiến trúc đến 10% thể tích hoặc 50kg đến 150kg trong 1m³.	Dùng xẻng cải tiến ấn nặng tay xúc được
II	3	- Đất sét pha cát. - Đất sét vàng hay trắng, đất chua, đất kiềm ở trạng thái ẩm mềm. - Đất cát, đất đen, đất mùn có lẫn sỏi đá, mảnh vụn kiến trúc, mùn rác, gốc rễ cây từ 10 đến 20% thể tích hoặc từ 150 đến 300kg trong 1m³. - Đất cát có lượng ngậm nước lớn, trọng lượng từ 1,7 tấn/1m³ trở lên	Dùng xẻng cải tiến đập bình thường đã ngập xẻng
		- Đất đen, đất mùn gậm nước nát dính. - Đất sét, đất sét pha cát, ngậm nước nhưng chưa thành bùn. - Đất do thân cây, lá cây mục tạo thành, dùng mai cuốc đào không thành tảng mà vỡ vụn ra rời rạc như xỉ. - Đất sét nặng kết cấu chặt. - Đất mặt sườn đồi có nhiều cỏ cây sim, mua, dành dành. - Đất màu mềm.	Dùng mai xắn được

Bảng 2.15 (tiếp theo)

1	2	3	4
	5	- Đất sét pha màu xám (bao gồm màu xanh lam, màu sẫm của vôi) - Đất mặt sườn đồi có ít sỏi. - Đất đỏ ở đồi núi. - Đất sét pha sỏi non. - Đất sét trắng kết cấu chặt lẫn mảnh vụn kiến trúc, hoặc rễ cây đến 10% thể tích hoặc 50kg đến 150kg trong 1m³. - Đất cát, đất mùn, đất đen, đất hoàng thổ có lẫn sỏi đá, mảnh vụn kiến trúc từ 25% đến 35% thể tích hoặc từ > 300kg đến 500kg trong 1m³.	Dùng cuốc bàn cuốc được
III	6	- Đất sét, đất nâu rắn chắc cuốc ra chỉ được từng hòn nhỏ. - Đất chun, đất kiềm thổ cứng. - Đất mặt dề, mặt đường cũ. - Đất mặt sườn đồi lẫn sỏi đá, có sim, mua, dành dành mọc lên đây. - Đất sét kết cấu chặt lẫn cuội, sỏi, mảnh vụn kiến trúc, gốc rễ cây > 10% đến 20% thể tích hoặc 150kg đến 300kg trong 1m³. - Đá vôi phong hóa già nằm trong đất đào ra từng tảng được, khi còn trong đất thì tương đối mềm đào ra rắn dần lại, đập vỡ vụn ra như xỉ.	Dùng cuốc bàn cuốc chổi tay, phải dùng cuốc chìm to lưỡi để đào
	7	- Đất đồi lẫn từng lớp sỏi, lượng sỏi từ 25% đến 35% lẫn đá tảng, đá trái đến 20% thể tích. - Đất mặt đường đá dăm hoặc đường đất rải mảnh sành, gạch vỡ. - Đất cao lanh, đất sét, đất sét kết cấu chặt lẫn mảnh vụn kiến trúc, gốc rễ cây từ 20% đến 30% thể tích hoặc > 300kg đến 500kg trong 1m³.	Dùng cuốc chìm nhỏ lưỡi nặng đến 2,5kg
IV	8	- Đất lẫn đá tảng, đá trái > 20% đến 30% thể tích. - Đất mặt đường nhựa hỏng - Đất lẫn vỏ loại trai, ốc (đất sò) kết dính chặt tạo thành tảng được (vùng ven biển thường đào để xây tường) - Đất lẫn đá bọt.	Dùng cuốc chìm nhỏ lưỡi nặng trên 2,5kg hoặc dùng xà beng đào được
	9	- Đất lẫn đá tảng, đá trái > 30% thể tích, cuội sỏi giao kết bởi đất sét - Đất có lẫn từng vĩa đá, phiến đá ong xen kẽ (loại đá khi còn trong lòng đất tương đối mềm). - Đất sỏi đỏ rắn chắc.	Dùng xà beng choong búa mới đào được

2. Phân cấp đất dùng cho công tác đào vận chuyển và đắp đất bằng máy (bảng 2.16).

Bảng 2.16. Bảng phân cấp đất
(Dùng cho công tác đào, vận chuyển và đắp đất bằng máy)

Cấp đất	Tên các loại đất	Công cụ tiêu chuẩn xác định
I	- Đất cát, đất phù sa cát bồi, đất mầu, đất đen, đất mùn, đất cát, cát pha sét, đất sét, đất hoàng thổ, đất bùn. Các loại đất trên có lẫn sỏi sạn, mảnh sành, gạch vỡ, đá dăm, mảnh chai từ 20% trở lại, không có rễ cây to, có độ ẩm tự nhiên dạng nguyên thổ hoặc rơi xộp, hoặc từ nơi khác đem đến đổ đã bị nén chặt tự nhiên. Cát đen, cát vàng có độ ẩm tự nhiên, sỏi, đá dăm, đá vụn đổ thành đống.	
II	- Gồm các loại đất cấp I có lẫn sỏi sạn, mảnh sành, gạch vỡ, đá dăm, mảnh chai từ 20% trở lên. Không lẫn rễ cây to, có độ ẩm tự nhiên hay không. Đất á sét, cao lanh, đất sét trắng, sét vàng, có lẫn sỏi sạn, mảnh sành, mảnh chia, gạch vỡ không quá 20% ở dạng nguyên thổ hoặc nơi khác đổ đến đã bị nén tự nhiên có độ ẩm tự nhiên hoặc khô rắn.	Dùng xẻng, mai hoặc cuốc bàn xắn được miếng mỏng
III	- Đất á sét, cao lanh, sét trắng, sét vàng, sét đỏ, đất đồi núi lẫn sỏi sạn, mảnh sành, mảnh chai, gạch vỡ từ 20% trở lên có lẫn rễ cây. Các loại đất trên có trạng thái nguyên thổ có độ ẩm tự nhiên hoặc khô cứng hoặc đem đổ ở nơi khác đến có dăm nén.	Dùng cuốc chim mới cuốc được
IV	- Các loại đá trong đất cấp II có lẫn đá hòn, đá tảng. Đá ong, đá phong hóa có cuội sỏi dính kết bởi đá vôi, xít non, đá quặng các loại đã nổ mìn vỡ nhỏ.	

3. Phân cấp đất dùng cho công tác đóng cọc (bảng 2.17).

Bảng 2.17. Bảng phân cấp đất
(Dùng cho công tác đóng cọc)

Cấp đất	Tên các loại đất
I	Cát pha lẫn 3 ÷ 10% sét ở trạng thái dẻo, sét và á sét mềm, than, bùn, đất lẫn thực vật, đất đắp từ nơi khác chuyển đến.
II	Cát đã được đầm chặt, sỏi, đất sét cứng, cát khô, cát bão hòa nước. Đất cấp I có chứa 10 ÷ 30% sỏi, đá.

4. Phân loại bùn dùng cho công tác đào bùn (bảng 2.18).

Bảng 2.18. Bảng phân loại bùn
(Dùng cho công tác đào bùn)

Loại bùn	Đặc điểm và công cụ thi công
1. Bùn đặc	Dùng xẻng, cuốc bần đào được và bùn không chảy ra ngoài
2. Bùn lỏng	Dùng xô và gầu để mức.
3. Bùn rác	Bùn đặc, có lẫn cỏ rác, lá cây, thân cây mục nát.
4. Bùn lẫn đá, sỏi, hàu hến	Các loại bùn trên có lẫn đá, sỏi, hàu hến.

5. Phân cấp đá dùng cho công tác đào phá đá -Bảng 2.19

Bảng 2.19. Bảng phân cấp đất đá
(Dùng cho công tác đào phá đá)

Cấp đá	Cường độ chịu ép
1. Đá cấp I	Đá cứng, có cường độ chịu ép $> 1000 \text{ kg/cm}^3$
2. Đá cấp II	Đá tương đối cứng, cường độ chịu ép $> 800 \text{ kg/cm}^2$
3. Đá cấp III	Đá trung bình, cường độ chịu ép $> 600 \text{ kg/cm}^3$
4. Đá cấp IV	Đá tương đối mềm, giòn dễ đập, cường độ chịu ép $\leq 600 \text{ kg/cm}^2$

Chương 3

CÁC PHƯƠNG PHÁP TÍNH TOÁN ỔN ĐỊNH NỀN ĐƯỜNG VÀ MÁI ĐỐC TALUY

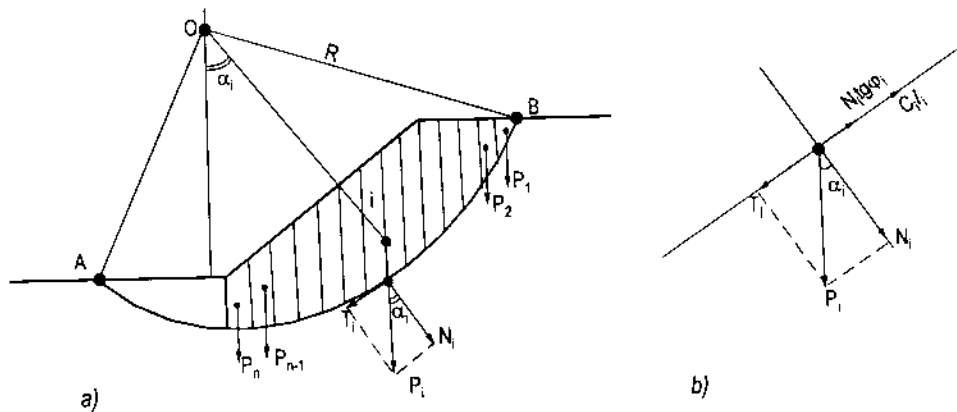
§3.1. CÁC PHƯƠNG PHÁP KIỂM TOÁN ỔN ĐỊNH NỀN ĐƯỜNG

Trong tiết này trình bày 4 phương pháp kiểm toán ổn định toàn khối của nền đường thường được sử dụng khi thiết kế.

1. Phương pháp mặt trượt tròn. Phương pháp phân mảnh cổ điển do Fellenius người Thụy Điển đề xướng từ năm 1926 với các giả thiết sau:

(+) Khi mái ổn định nền đường sẽ trượt theo mặt trượt trụ tròn.

(+) Tất cả các bộ phận của khối trượt đồng thời trượt, không có sự tương tác (không có sự cản trở lẫn nhau) giữa các mảnh trượt với nhau. Sơ đồ tính toán theo hình 3.1 dưới đây:



Hình 3.1: Sơ đồ tính toán cung trượt theo phương pháp phân mảnh cổ điển

Hệ số ổn định K (hệ số an toàn) = $\frac{\text{Tổng mômen giữ}}{\text{Tổng mômen gây trượt}}$

$$K = \frac{M_{\text{giữ}}}{M_{\text{trượt}}} = \frac{\sum_{i=1}^n N_i \tan \varphi_i + C_i l_i}{\sum_{i=1}^n T_i} \quad (3.1)$$

trong đó:
$$\left. \begin{aligned} N_i &= P_i \times \cos \alpha_i \\ T_i &= P_i \sin \alpha_i \end{aligned} \right\} \quad (3.2)$$

Thay các trị N_i và T_i từ (3.2) vào (3.1) ta có:

$$K = \frac{\sum_{i=1}^n (P_i \cos \alpha_i \operatorname{tg} \varphi_i + C_i l_i)}{\sum_{i=1}^n (P_i \sin \alpha_i)} \quad (3.3)$$

Nếu xét đến ảnh hưởng của động đất thì hệ số an toàn K được tính theo công thức (3.4)

$$K = \frac{\sum_{i=1}^n (P_i \cos \alpha_i \operatorname{tg} \varphi_i + C_i l_i)}{\sum_{i=1}^n (P_i \sin \alpha_i + W_i \frac{Z_i}{R})} \quad (3.4)$$

trong đó: $W_i = (0,1 - 0,2) P_i$ đây chính là phần xét đến tác động của lực động đất gây ra trong khối trượt. Nếu đường cấp cao như đường cao tốc, đường cấp I, II thì chọn trị số lớn, các công trình còn lại dùng trị số nhỏ 0,1.

- C_i và φ_i là lực dính và góc nội ma sát của lớp đất mà cung trượt thứ i chạy qua.

Nếu đất là đồng nhất thì hệ số an toàn K được tính theo công thức (9.5)

$$K = \frac{\operatorname{tg} \varphi \left(\sum_{i=1}^n P_i \cos \alpha_i \right) + C.L}{\sum_{i=1}^n \left(P_i \cos \alpha_i + W_i \frac{Z_i}{R} \right)} \quad (3.5)$$

trong đó: C - lực dính của đất (kG/cm^2);

L - chiều dài cung trượt (m).

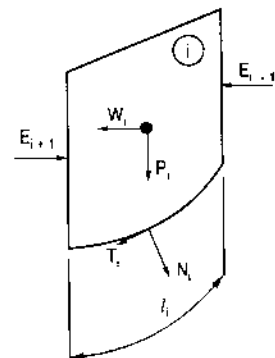
Mặt trượt nguy hiểm là mặt trượt có trị số K nhỏ nhất ($K_{\min}$).

Để xác định trị số $K_{\min}$ (xác định mặt trượt nguy hiểm) có thể tính bằng tay và tính bằng chương trình lập sẵn. Hiện tại, ngoài thực tế đã có rất nhiều phần mềm tính toán của trong và ngoài nước, ví dụ như chương trình tính toán "Geoslop" của Canada.

2. Tính theo Bishop

Như trên đã thấy, Fellenius đã bỏ qua tác dụng tương tác giữa các mảnh trượt, còn Bishop xét đến ảnh hưởng này trong công thức tính hệ số an toàn K .

Hình 3.2 trình bày các lực tác động lên mảnh trượt thứ i khi xét đến lực đẩy ngang do các mảnh trượt trước (E_{i-1}) và sau nó (E_{i+1}) gây cho mảnh trượt thứ i .



Hình 3.2

Trị số hệ số an toàn (K) tính theo Bishop thường lớn hơn theo mặt trượt trụ tròn từ 5 - 10%.

Phương trình cân bằng theo hướng của mặt trượt tại phân mảnh thứ i như sau:

$$T_i + (E_{i+1} - E_{i-1}) \cos \alpha_i = P_i \sin \alpha_i + W_i \cos \alpha_i \quad (3.6)$$

Thay $(E_{i+1} - E_{i-1}) = \Delta E_i$ vào (3.6)

$$\Delta E_i = P_i \operatorname{tg} \alpha_i + W_i - T_i / \cos \alpha_i \quad (3.7)$$

cho $\Delta E_i = 0$ ta có:

$$P_i \operatorname{tg} \alpha_i + W_i - T_i / \cos \alpha_i = 0$$

$$T_i / \cos \alpha_i = P_i \operatorname{tg} \alpha_i + W_i$$

$$\sum (T_i / \cos \alpha_i) = \sum (P_i \operatorname{tg} \alpha_i + W_i) \quad (3.8)$$

Giả thiết các mảnh trượt đều có cùng hệ số an toàn (K) thì sẽ có:

$$T_i = \frac{l}{K} (C_i l_i + P_i \cos \alpha_i \operatorname{tg} \varphi_i) \quad (3.9)$$

$$\text{mà} \quad P_i = N_i \cos \alpha_i + T_i \sin \alpha_i \quad (3.10)$$

Thay T_i từ (3.9) vào (3.10) được:

$$N_i = \frac{P_i - \frac{C_i l_i \sin \alpha_i}{K}}{\cos \alpha_i + \frac{\operatorname{tg} \varphi_i \sin \alpha_i}{K}} \quad (3.11)$$

$$K = \frac{\sum_{i=1}^n \left[\frac{P_i \operatorname{tg} \varphi_i}{\cos \alpha_i} + C_i l_i \right] \times m_i}{\sum_{i=1}^n \left[P_i \sin \alpha_i + W_i \frac{z_i}{R} \right]} \quad (3.12)$$

$$\text{trong đó:} \quad m_i = \left(1 + \frac{1}{K} \operatorname{tg} \varphi_i \operatorname{tg} \alpha_i \right) \quad (3.13)$$

Từ (3.12) và (3.13) cho thấy, để tính được K phải biết được m_i mà m_i lại chứa K. Vậy để tính K phải tính thử dần, tức là giả thiết trị số K (K_{gt}), tính được m_i và đưa m_i vào công thức (3.12) tính được K_{tt} . So sánh K_{tt} với K_{gt} , nếu hai trị số này chênh nhau dưới $\pm 5\%$ thì K_{gt} chính là trị số $K_{c\acute{a}n\grave{a}n\grave{a}m}$, nếu không phải giả thiết lại K và lập lại các tính toán như trên cho tới khi K_{gt} xấp xỉ K_{tt} (sai số giữa K_{gt} và $K_{tt} \leq \pm 5\%$).

Theo "Quy trình khảo sát thiết kế nền đường ô tô đắp trên đất yếu. Tiêu chuẩn thiết kế 22TCN 262-2000" thì $K_{min} = 1,2$ khi áp dụng phương pháp nghiệm toán ổn định theo phương pháp phân mảnh cổ điển với mặt trượt trụ khoét xuống vùng đất yếu và các thông số tính toán được xác định theo mục V-3 của quy trình này. Với trường hợp dùng kết quả thí nghiệm cắt nhanh không thoát nước ở trong phòng thí nghiệm để nghiệm toán thì $K_{min} = 1,20$.

Khi áp dụng phương pháp Bashop để tính thì $K_{\min} = 1,40$.

3. Phương pháp đường đẳng k

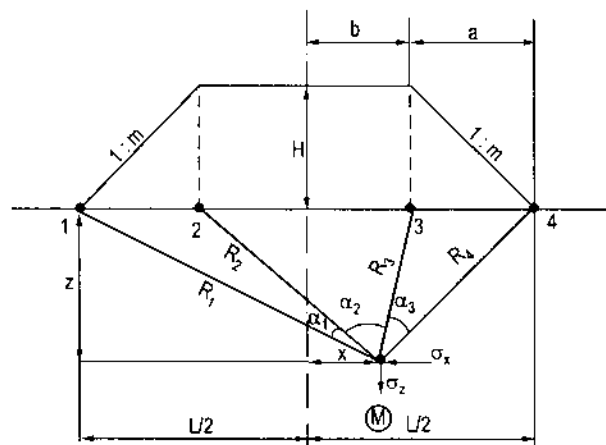
Phương pháp này dùng để kiểm tra sự mất ổn định do trượt trôi của nền đất yếu dưới nền đường đắp.

Hình 3.3 trình bày sơ đồ tính với các giả thiết:

(+) Nền đất là môi trường biến dạng tuyến tính;

(+) Nền đắp sẽ ổn định (không phát sinh trượt trôi) nếu ứng suất do nền đắp gây ra trong nền đất yếu ở tất cả mọi điểm không tạo ra biến dạng dẻo tại các điểm đó;

(+) Dùng lời giải của Flamand để tính các ứng suất σ_x và σ_z cho tải trọng nền đắp hình thang.



Hình 3.3

Hệ số ổn định cường độ tại một điểm bất kì M theo một hướng bất kì qua M ở độ sâu z (kể từ mặt đất tự nhiên) và cách trục tim đường một khoảng x, xem hình 3.3.

$$K = \frac{f \cdot \sigma_\alpha + C}{\tau_\alpha} = f(\sigma_1, \sigma_2 \text{ và } \alpha) \quad (3.14)$$

trong đó:
$$\sigma_1 = \frac{\sigma_x + \sigma_z}{2} \pm \sqrt{(\sigma_z - \sigma_x)^2 + 4\tau_{zx}^2} \quad (3.15)$$

$$\sigma_\alpha = \sigma_1 \cos^2 \alpha + \sigma_2 \sin^2 \alpha \quad (3.16)$$

$$\tau_\alpha = (\sigma_1 - \sigma_2) \sin \alpha \cos \alpha \quad (3.17)$$

σ_1, σ_2 - ứng suất chính lớn nhất và nhỏ nhất tại điểm M;

$\sigma_\alpha, \tau_\alpha$ - ứng suất pháp và tiếp trên một hướng nào đó (tạo với mặt chứa ứng suất chính một góc α) qua M.

Để tìm trị số $K_{\min}$ ta chỉ việc đạo hàm bậc nhất của phương trình (3.14) và cho bằng không.

$$\frac{dK}{d\alpha} = 0 \text{ tìm được trị số } K_{\min} \text{ theo công thức (3.18)}$$

$$K_{\min} = 2\sqrt{A(A-f)} \quad (3.18)$$

trong đó
$$A = \frac{f \times \sigma_1 + c}{\sigma_1 - \sigma_2}$$

Khi $K_{\min}^i \geq 1$ (i là chỉ một điểm thứ i nào đó) thì chắc chắn rằng tại đó (điểm i) sẽ không phát sinh biến dạng dẻo.

Ta có thể chia lưới để tính các trị số K_i tại các nút của lưới, sau đó vẽ đường đẳng K.

Tất cả các điểm nằm trong phạm vi của đường đẳng $K_{\min} = 1$ đều phát sinh biến dạng dẻo.

Song xét đến điều kiện kinh tế và theo kinh nghiệm thực tế, ở dưới nền đắp cho phép xuất hiện một vùng biến dạng dẻo với chiều rộng miền xuất hiện biến dạng dẻo R nếu:

$$R \leq \frac{1}{2} B \quad (3.20)$$

thì nền đường đắp vẫn ổn định. Trong đó B là bề rộng đáy nền đắp.

Nếu xét đến hoạt tải (tải trọng xe cộ) tác dụng lên nền đắp thì đổi nó thành một tải trọng phân bố đều trên khắp bề rộng nền đắp với chiều cao h_{td} theo công thức (3.21).

$$h_{td} = \frac{n \times G}{\gamma_d \times b \times L} \quad (3.21)$$

trong đó: n - số xe nặng tối đa có thể xếp được trong phạm vi chiều rộng nền đường;

G - trọng lượng (có tải) của mỗi xe (kG);

b - bề rộng hàng xe xếp hàng ngang theo chiều rộng nền đường (m);

L - chiều dài từ mép trước của lớp (m) trước đến mép sau của lớp sau của loại xe nặng dùng để tính toán;

γ_a - dung trọng của đất đắp đã đầm nén đạt yêu cầu về độ chặt (kG/m^3).

Thông thường tính trị số $K_{\min}$ trên trục của tim đường. Nếu tại đây các $K_{\min} \geq 1$ thì có thể kết luận nền đắp ổn định không bị trượt trôi.

4. Phương pháp tải trọng giới hạn

Theo phương pháp này trị số $K_{\min}$ được tính theo công thức sau:

$$K_{\min} = \frac{C}{\tau_{\max}} \quad (3.22)$$

trong đó: C - lực dính của đất yếu (kG/cm^2);

$\tau_{\max}$ - ứng suất tiếp lớn nhất của các điểm nằm trên trục tim, đường của nền đất yếu:

$$\tau_{\max} = \frac{z \times p}{\pi \times a} \ln \frac{z^2 + (a+b)^2}{z^2 + b^2} \quad (\text{kG/cm}^2) \quad (3.23)$$

trong đó: $p = \gamma_d \times H$ (t/m);

z, a, b giống như trên.

Trong phạm vi nền đắp thông thường hay gặp trong thực tế (3.24) $\varphi \approx 0$ thì

$$\tau_{\max} = (0,27 - 0,33)p.$$

Thay (3.24) vào (3.22) tìm được P_{gh} (tải trọng nền đắp giới hạn).

Với nền đắp có tải trọng $\leq P_{gh}$ thì nền đường bảo đảm ổn định, công thức (3.25) dùng để xác định P_{gh} .

$$P_{gh} = \eta_1 \times C \quad (3.25)$$

Trị số η_1 có thể tra đường ở bảng 3.1.

Bảng 3.1. Trị số η_1

$\varphi(\circ)$ a/b	0	5	10	15	20	30
1	3,59	4,05	4,62	5,29	6,13	8,49
2	3,82	4,31	4,90	5,65	6,50	9,01
3	3,96	4,46	5,10	5,85	6,75	9,35
5	4,11	4,66	5,32	6,13	7,05	9,80
10	4,29	4,91	5,55	6,40	7,47	10,33
20	4,41	5,03	5,70	6,62	7,68	10,60

§3.2. TÍNH ĐỘ LÚN CỦA NỀN ĐẮP TRÊN ĐẤT YẾU

Nền đường đắp cao trên nền đất yếu cần phải giải quyết hai vấn đề chính

- Sự ổn định toàn khối của nền đường đắp;

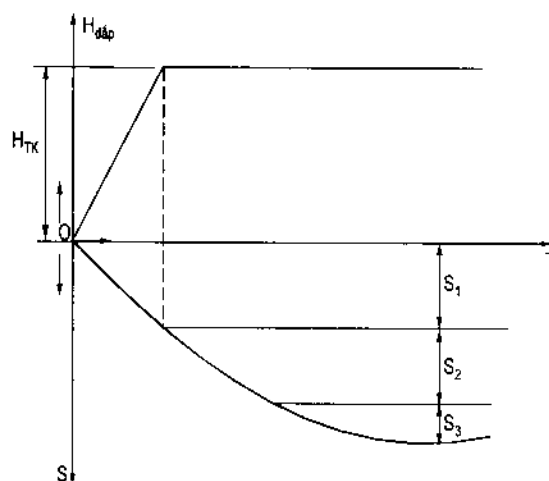
- Độ lún của nền đất yếu dưới tác dụng của tải trọng nền đắp. Trong tiết này giải quyết vấn đề thứ 2 là tính toán tổng độ lún và độ lún theo thời gian - độ lún cố kết.

Tổng độ lún của nền đất yếu do tải trọng nền đắp sinh ra được tính theo công thức tổng quát sau:

$$S = S_1 + S_2 + S_3 \quad (3.26)$$

trong đó: S - tổng độ lún (cm);

S_1 - độ lún tức thời (cm);



Hình 3.4

S_2 - độ lún cố kết sơ cấp (cm);

S_3 - độ lún cố kết thứ cấp (cm).

Đặt $S_c = S_2 + S_3$ - độ lún cố kết.

Độ lún tức thời S_i không phụ thuộc vào thời gian, còn độ lún cố kết phụ thuộc vào thời gian, nó sẽ tăng theo thời gian tùy thuộc vào đặc trưng của đất yếu.

1. Tính độ lún cố kết S_c

Sơ đồ tính theo hình 3.4.

$$S_c = \sum_{i=1}^n \frac{H_i}{1 + e_0^i} \left[C_r^i \lg \left(\frac{\sigma_{pz}^i}{\sigma_{vz}^i} \right) + C_c^i \lg \left(\frac{\sigma_z^i + \sigma_{vz}^i}{\sigma_{pz}^i} \right) \right] \quad (3.27)$$

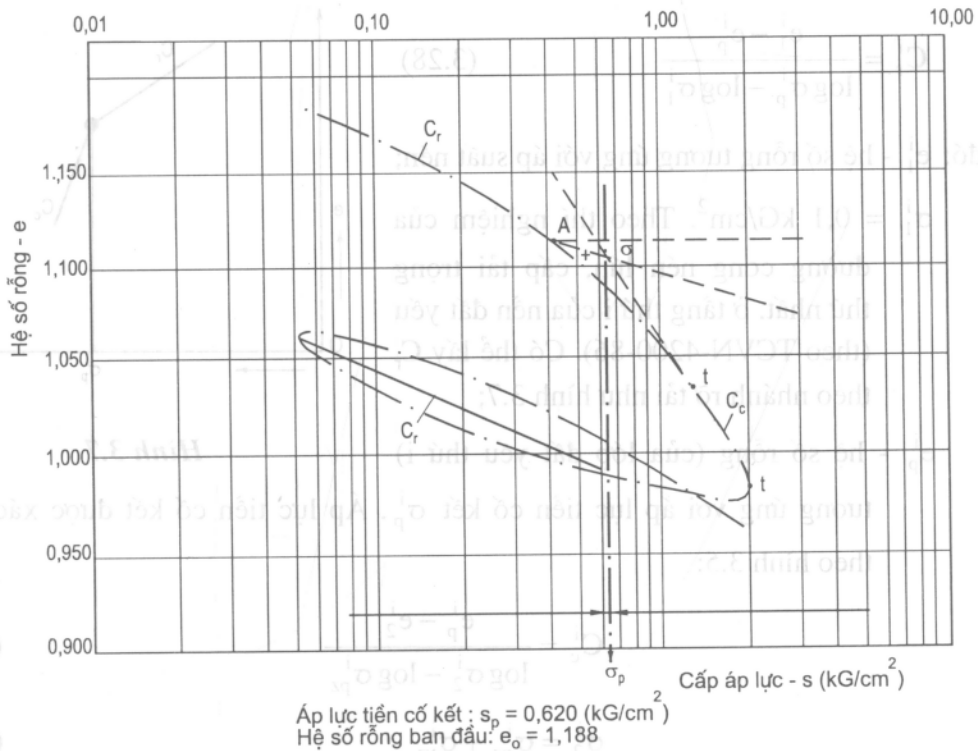
trong đó: $H_i = \frac{h_i}{n}$ - chiều dày lớp đất được chia để tính toán (cm hoặc m) khi tính H_i

thường lấy bằng 1m;

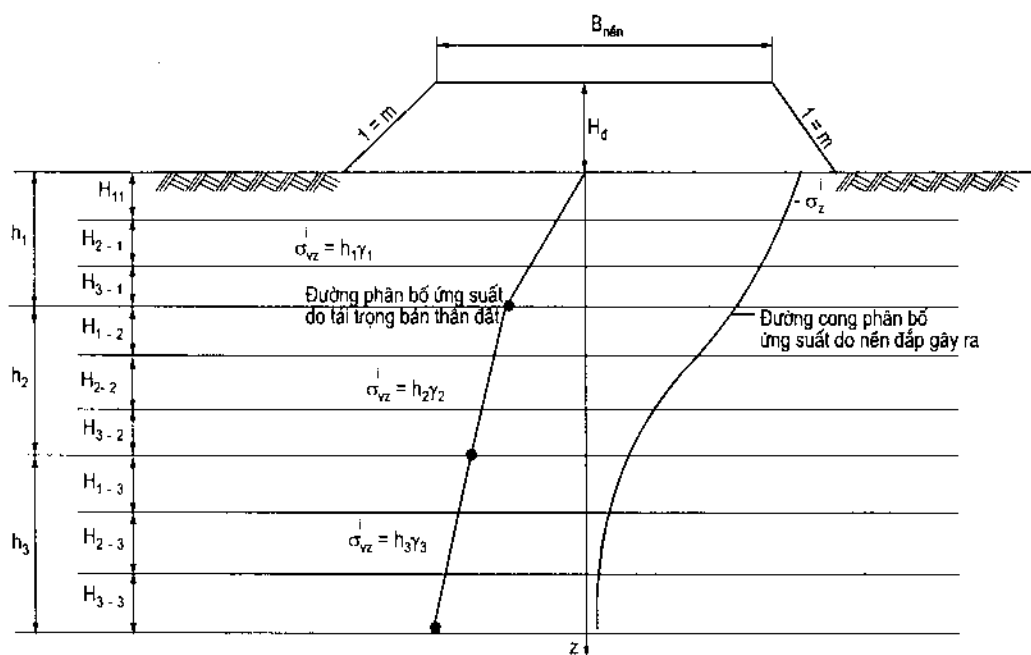
h_i - chiều dày lớp đất yếu thứ i ;

n_i - số lớp chia trong một lớp đất yếu (có thể 2, 3, 4 hoặc 5 tùy thuộc vào chiều dày của từng lớp đất yếu).

e_0^i - hệ số rỗng của đất ở tầng đất yếu thứ i .



Hình 3.5: Cách xác định áp lực tiền cố kết



Hình 3.6: Trình bày đường phân bố ứng suất do bản thân nền đất (σ_{vz}) và ứng suất do tải trọng nền đắp và tải trọng xe gây ra (σ_z) theo chiều sâu

C_r^i - chỉ số nén lún ở giai đoạn quá cố kết.

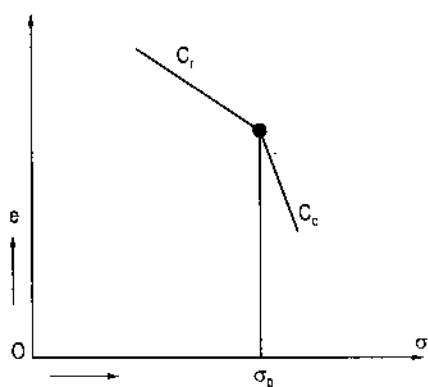
$$C_r^i = \frac{e_1^i - e_p^i}{\log \sigma_1^i - \log \sigma_p^i} \quad (3.28)$$

trong đó: e_1^i - hệ số rỗng tương ứng với áp suất nén;

$\sigma_1^i = 0,1 \text{ kG/cm}^2$. Theo thí nghiệm của đường cong nén lún, cấp tải trọng thứ nhất. ở tầng thứ i của nền đất yếu (theo TCVN-4200-86). Có thể lấy C_r theo nhánh rõ tải như hình 3.7;

e_p^i - hệ số rỗng (của lớp đất yếu thứ i)

tương ứng với áp lực tiền cố kết σ_p^i . Áp lực tiền cố kết được xác định theo hình 3.5:



Hình 3.7

$$C_c^i = \frac{e_p^i - e_2^i}{\log \sigma_2^i - \log \sigma_{pz}^i} \quad (3.29)$$

$$\sigma_2^i = \sigma_{pz}^i + \sigma_{vz}^i \quad (3.30)$$

e_2^i - hệ số rỗng tương ứng với áp suất σ_2^i và;

σ_2^i - tính được trên đường cong nén lún.

trong đó: σ_{vz}^i - áp suất nén thẳng đứng do trọng lượng bản thân lớp đất gây ra.

$$\sigma_{vz}^i = \gamma_i \times h_i \quad (3.28)$$

σ_{pz}^i - áp suất tiền cố kết ở lớp thứ i, cách xác định như trình bày ở hình 3.5.

σ_z^i - áp suất do tải trọng nền đắp gây ra ở chiều cao đắp (H_d) cũng có thể tính thêm cả phần gia tải ($H_d + H_{gia\text{tải}}$). Dùng toán đồ Osterberg (hình 3.8).

Nếu $\sigma_{vz}^i > \sigma_{pz}^i$ thì đất ở trạng thái chưa cố kết xong, vẫn còn tiếp tục cố kết.

+ $\sigma_{vz}^i = \sigma_{pz}^i$ đất ở trạng thái cố kết bình thường: Trường hợp này độ lún cố kết S_c được tính theo công thức (3.31).

$$S_c = \sum_{i=1}^n \frac{H_i}{1 + e_{o_i}^i} \left[C_c^i \lg \frac{\sigma_z^i + \sigma_{vz}^i}{\sigma_{pz}^i} \right] \quad (3.31)$$

+ Khi $\sigma_{vz}^i < \sigma_{pz}^i$ có thể xảy ra 2 trường hợp

$\sigma_z^i > \sigma_{pz}^i - \sigma_{vz}^i$ khi tính theo công thức (3.27).

$\sigma_z^i < \sigma_{pz}^i - \sigma_{vz}^i$ thì tính theo công thức (3.31).

2. Cách xác định các tham số tính toán

(+) Trị số C_r^i và C_c^i và σ_{pz}^i dựa vào kết quả thí nghiệm trên đường cong nén lún - nén lún không nở hống của mẫu đất nguyên dạng ở lớp thứ i theo TCVN-420-1986. Điều 4.9. Không được dùng kết quả của mẫu nén nhanh.

(+) $\sigma_{vz}^i = \gamma_i \times h_i$

(+) σ_z^i . Theo toán đồ Osterberg, hình 3.8.

(+) Chiều sâu tính lún: Thường chọn chiều sâu tính lún thỏa mãn điều kiện sau:

$$\sigma_z^i = 0,15\sigma_{vz}^i \quad (3.32)$$

3. Tính độ lún tổng cộng S

$$S = m.S_c \quad (3.33)$$

Hệ số $m = 1,1 \div 1,4$. Nếu có các giải pháp xử lý hạn chế đất đẩy trôi thì $m = 1,1$, các trường hợp khác, khi chiều cao đất đắp lớn thì $m = 1,4$.

4. Độ lún tức thời

Độ lún tức thời được tính theo công thức (3.34):

$$S_i = (m - 1)S_c \quad (3.34)$$

Như trên cho thấy, tính lún là một quá trình tính lặp. Trình tự tính lún theo các bước sau:

Bước 1: Giả thiết một độ lún (S_{gt}) - theo kinh nghiệm thì nên giả thiết một trị số từ (5 - 10%) H_{dy} , tức là $S_{gt} = (5 - 10)\% H_{dg}$. Nếu đất yếu là than bùn $S_{gt} = (20 - 30)\% H_{dy}$.

Bước 2: Dùng toán đồ Osterberg để tính ứng suất do tải trọng nền đắp gây ra trong nền đất yếu với chiều cao tính toán (Tính σ_z^i)

$$H_{đắp}^{t,kế} = H_{đắp}^{t,kế} + S_{gt} \quad (3.35)$$

Bước 3: Tính S_c^u (độ lún cố kết tính toán ứng với S_{gt}) theo công thức (3.27) hoặc (3.31) nếu $\sigma_{vz}^i = \sigma_{pz}^i$.

Bước 4: So sánh S_c^u với S_{gt}/m , nếu $S_c^u = S_{gt}/m$ (cho phép sai số $\pm 5\%$) thì S_{gt} chính là S_c cần tìm và quá trình tính toán kết thúc.

Nếu điều kiện trên không thoả mãn thì giả thiết lại (S_{gt}) và lập lại các bước tính toán nêu trên cho đến khi thoả mãn yêu cầu.

Bước 5. Chiều cao đắp thực tế $H_{đắp}^{t,kế}$ sẽ là

$$H_{đắp}^{t,kế} = H_{đắp}^{t,kế} + S_c^{t,t} \quad (3.35)$$

Chú ý: Chiều rộng nền đất tại cao độ ứng với $H_{đắp}^{t,kế}$ phải bằng chiều rộng nền đường thiết kế.

§2.3. TÍNH LÚN THEO THỜI GIAN

Tính lún theo thời gian ở đây là chỉ việc xác định thời gian cần thiết để đạt một độ lún yêu cầu định trước (đạt độ cố kết yêu cầu). Nói cách khác với độ cố kết yêu cầu thì cần một khoảng thời gian bao lâu.

Sau thời gian t (ngày, tháng, năm) kể từ khi đắp (chất tải) tới một độ cao nào đó (kể cả gia tải trước nếu có) được tính qua *nhân tố thời gian T*. Nhân tố thời gian T được tính theo công thức sau:

$$T_v = \frac{C_v^{t,b}}{H^2} \times t \quad (3.36)$$

trong đó: $C_v^{t,b}$ - hệ số cố kết trung bình theo phương đứng (Vertical Consolidation) của các lớp đất yếu theo chiều sâu tính lún z_a .

Theo Taylo.

$$C_v^{t,b} = 0,197 \frac{H^2}{t_{50}} \text{ với độ cố kết đạt 50\%} \quad (3.37)$$

$$\text{hoặc} \quad C_v^{t,b} = 0,848 \frac{H^2}{t_{90}} \text{ với độ cố kết đạt 90\%} \quad (3.38)$$

Theo thí nghiệm

$$C_v^{t,b} = \frac{z_a^2}{\left(\frac{\sum_{i=1}^n h_i}{\sqrt{C_v^i}} \right)^2} \quad (3.39)$$

$H = z_a$ (tổng chiều sâu tính lún).

C_v^i - hệ số cố kết theo phương đứng của lớp đất yếu thứ i . Trị số này được xác định theo thí nghiệm nén lún trên mẫu nguyên dạng với điều kiện không nở hông, e_0 , C_c , C_v theo TCVN - 4200 : 1986.

Khi tính ổn định toàn khối nền đắp trên đất yếu thì sức chống cắt không thoát nước được xác định bằng thí nghiệm cắt cánh hiện trường (Field Vanen Shear Test in Cohesive Soils)

Bảng 3.2

U_v	T_v	U_v	T_v	U_v	T_v
0,080	0,004	0,303	0,072	0,698	0,400
0,104	0,008	0,357	0,100	0,764	0,500
0,125	0,012	0,399	0,125	0,816	0,600
0,160	0,020	0,461	0,167	0,887	0,800
0,189	0,028	0,504	0,200	0,931	1,00
0,214	0,036	0,562	0,250	0,994	2,00
0,247	0,048	0,631	0,300	-	-
0,276	0,060	0,650	0,350	-	-

Áp suất thí nghiệm $\left(\frac{\sigma_{vz}^i + \sigma_z^i}{2} \right)$ mà mỗi lớp thứ i phải chịu trong quá trình cố kết.

Đơn vị tính C_v (cm^2/s), H_i , h_i (cm), t (s)

Tính độ lún cố kết sau thời gian t kể từ lúc bắt đầu đắp.

$$S_t = U_v \times S_c \quad (3.40)$$

(3.37)

Hình 3.8: Toán đồ Osterberg để xác định ứng suất do tải trọng nền đắp gây ra

Theo 22TCV-262 : 2000 "Quy trình khảo sát thiết kế nền đường ô tô đắp trên đất yếu. Tiêu chuẩn thiết kế" quy định về độ lún còn dư ở các vị trí khác nhau trên tuyến như bảng 3.2.

Cấp đường	Vị trí đoạn nền đắp trên đất yếu (ΔS)		
	Gần móng cầu	Chỗ có cống hoặc đường dân sinh chiu dưới	Các đoạn và nền đắp thông thường
Đường cao tốc và đường có cấp tốc độ 80km/h	$\leq 10\text{cm}$	$\leq 20\text{cm}$	$\leq 30\text{cm}$
Đường có cấp tốc độ $\leq 60\text{km/h}$ có tầng mặt là đường cấp cao	$\leq 20\text{cm}$	$\leq 30\text{cm}$	$\leq 50\text{cm}$

Chương 4

CÁC PHƯƠNG PHÁP TÍNH TOÁN GIA CƯỜNG NỀN ĐÁP CAO TRÊN ĐẤT YẾU BẰNG THIẾT BỊ TIÊU NƯỚC THẲNG ĐỨNG CÓ GIA TẢI TRƯỚC

§4.1. KHÁI NIỆM CHUNG

Đất yếu như §2.3 của chương 2 đã trình bày cho thấy các loại đất cát pha bụi và sét yếu bão hoà nước, bùn biển, bùn nước ngọt v.v.. đều thuộc loại đất yếu bão hoà nước, nén lún mạnh, thường có trị số $E_0 \leq 50 \text{ kG/cm}^2$, cường độ chịu nén $R_{tc} < 1 \text{ kG/cm}^2$, $I_L \geq 1$, $e_0 \geq 1$.

Theo Viện sỹ N.A. Tsutôvit, I.U.K. Zarevsky và một số người khác (1967) thì với các loại đất yếu kể trên dưới tác dụng của tải trọng công trình độ lún lớn, thậm chí rất lớn có thể đạt tới 2 - 2,5m và kéo dài tới vài chục năm đến hàng trăm năm.

Thiết bị tiêu nước thẳng đứng nói ở đây có thể là giếng cát (SW-Sandy Well), và bác thấm (PVD - Prefabridated Vertical Drainage). Loại thiết bị này được sử dụng rất rộng rãi để xử lý nền đất yếu của các công trình xây dựng nói chung và xây dựng cầu đường nói riêng. Ví dụ ở Nhật Bản năm 1996 tổng chiều dài giếng cát gia cố nền đất yếu bão hoà nước nén lún mạnh tới 15 triệu mét trên đất liền và dưới biển tới 40 triệu mét, dùng để cố kết thoát nước nền công trình tới 6 triệu mét ở đất liền và 20 triệu mét dưới biển để làm chặt đất đạt độ tin cậy cao, giảm giá thành xây dựng và đạt tốc độ thi công lớn. Trong lĩnh vực xây dựng sân bay như sân bay quốc tế Kansai đã sử dụng biện pháp thoát nước đứng đều có hiệu quả tốt.

Ở Việt Nam việc sử dụng giải pháp thoát nước đứng gia tải trước được áp dụng nhiều tại các đoạn nền đường đắp cao trên đất yếu ở các QL5, QL1, QL10, QL18, đường Láng Hoà Lạc, đường tránh thành phố Vinh, đường khu công nghiệp Trới - Vũ Oai - Hoàn Bồ - Quảng Ninh v.v...

Vấn đề cố kết của đất yếu là một bài toán phức tạp. Người đầu tiên công bố lời giải bài toán cố kết thấm một chiều của đất yếu bão hoà nước là K. Teraghi (1925). Năm 1943 trong công trình của N. G. Gersevanov "Động lực học của khối đất" Ông đã nghiên cứu bài toán nén chặt một chiều khối đất 2 thành phần và đưa ra lời giải về sự phân bố các ứng suất sau khi truyền tải trọng phân bố đều lên nó - bài toán phẳng.

Từ 1937 - 1961 V.A. Florin đã công bố hàng loạt các công trình trong đó đã thiết lập được các bài toán lý thuyết nén chặt đất có xét tới các yếu tố riêng biệt đặc trưng cho đất

tự nhiên. Hơn nữa Ông còn giới thiệu phương pháp tổng quát tích phân xác định những phương trình vi phân về cố kết đất và bằng phương pháp phân tử hữu hạn có xét đến các yếu tố kể trên. Vào những năm của thập kỷ 50 đến 80 của thế kỷ XX nhiều công trình nghiên cứu về bài toán cố kết của đất yếu bão hoà nước lần lượt ra đời đó là các công trình của N. Carillo (1942), R. A. Barron (1947 - 1948), Hansbo (1979).

Khi tính toán cố kết của nền đất sét yếu bão hoà nước, bằng các thiết bị tiêu nước thẳng đứng như giếng cát, bắc thấm có thể phân theo hai sơ đồ:

Sơ đồ biến dạng tự do, không kể đến ảnh hưởng của miền xáo động (Nonsmear zone), không xét đến ma sát thành giếng (Non Resistance well).

Sơ đồ biến dạng đều - có xét đến ảnh hưởng của miền xáo động (effective of Smear zone) và ma sát thành giếng (effective of Resistance well).

§4.2. GIỚI THIỆU CÁC PHƯƠNG PHÁP TÍNH TOÁN

1. Phương pháp tính toán độ lún cố kết theo sơ đồ biến dạng tự do

Phương pháp này không xét đến ảnh hưởng của vùng xáo động và ma sát thành giếng. Ở đây chủ yếu dựa trên lời giải các phương trình cố kết của K. Teraghi và L. Rendulick.

Theo K. Teraghi (1952) phương trình vi phân cơ bản của lý thuyết cố kết một chiều như sau:

Theo phương đứng:

$$\frac{\partial U}{\partial t} = \frac{K_v}{\gamma_w \cdot m_v} \cdot \frac{\partial^2 U}{\partial z^2} = C_v \cdot \frac{\partial^2 U}{\partial z^2} \quad (4.1)$$

Theo phương ngang:

$$\frac{\partial U}{\partial t} = C_h \left(\frac{\partial^2 U}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \times \frac{\partial U}{\partial r} \right) \quad (4.2)$$

Trong đó: U - áp lực nước lỗ rỗng còn dư;

r - khoảng cách từ điểm cần tính đến tâm của thiết bị thoát nước;

$$C_v - \text{hệ số cố kết theo phương đứng } C_v = \frac{K_v}{\gamma_w \cdot m_v} \quad (4.3)$$

C_h - hệ số cố kết theo phương ngang

$$C_h = \frac{K_h}{\gamma_w \times m_v} \quad (4.4)$$

γ_w - tỉ trọng của nước lấy xấp xỉ bằng 1 g/cm^3 ;

K_v - hệ số thấm của đất theo phương đứng;

K_h - hệ số thấm của đất theo phương ngang;

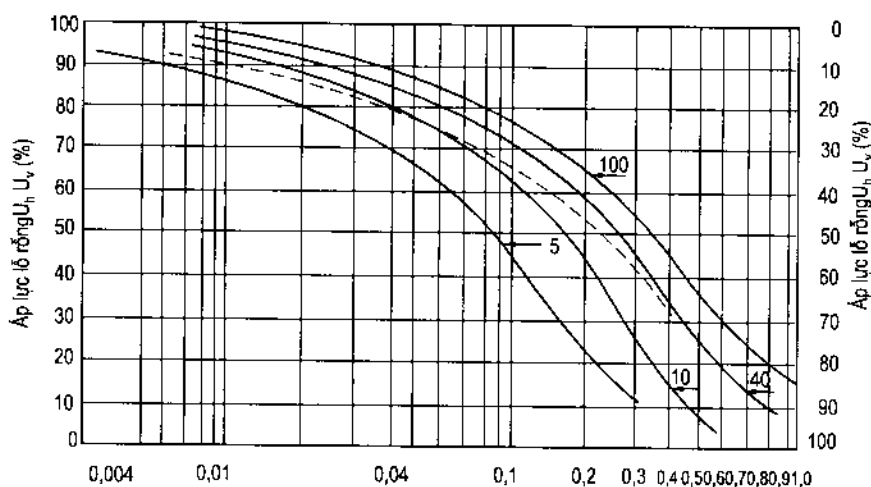
m_v - hệ số nén thể tích

$$m_v = \frac{a_o}{1 + \bar{e}} = \frac{\Delta e}{E\sigma(1 + \bar{e})} \quad (4.5)$$

a_o - hệ số nén lún của đất;

$\bar{e}$ - hệ số rỗng trung bình của đất theo cấp tải trọng ngoài tác dụng.

Để giải các phương trình (4.1) và (4.2) có thể dùng phương pháp đồ thị lập sẵn - hình 4.1 tùy thuộc vào yếu tố thời gian.



Hình 4.1

T_v , T_h , hai yếu tố này là hàm của hệ số cố kết C_v và thời gian làm việc t của thiết bị tiêu nước, khoảng cách giữa các giếng tiêu nước (đường kính vùng hoạt động của thiết bị tiêu nước D_e) và tỉ lệ giữa đường kính vùng hoạt động của thiết bị tiêu nước với đường kính giếng tiêu nước $n = \frac{D_e}{d_w}$, trị số n được viết trên đường cong của hình 4.1, chúng ta

xác định được mức độ cố kết của một lớp đất yếu bão nước sau thời gian t . Nếu mức độ cố kết chưa đạt yêu cầu ta có thể: giảm khoảng cách giữa các giếng tiêu nước, hoặc tăng đường kính của nó lên.

2. Phương trình vi phân của bài toán cố kết 2 chiều

Bài toán cố kết hai chiều không xét đến ảnh hưởng của vùng xáo động và ma sát thành giếng được biểu diễn bằng phương trình (4.6)

$$\frac{\partial U}{\partial t} = C_h \left(\frac{\partial^2 U}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial U}{\partial r} \right) + C_v \frac{\partial^2 U}{\partial z^2} \quad (4.6)$$

Lời giải phương trình (4.6) cơ bản dựa trên định lí phân chia dòng chảy toả tia không gian ra dòng chảy phẳng và thẳng (N. Carillo - 1942) đồng thời bằng phương pháp tích phân xác định sẽ nhận được các số liệu để xây dựng nên đồ thị mức độ cố kết hướng tâm U_h , dọc trục U_v và tổng mức độ cố kết ΣU , hình 4.2.

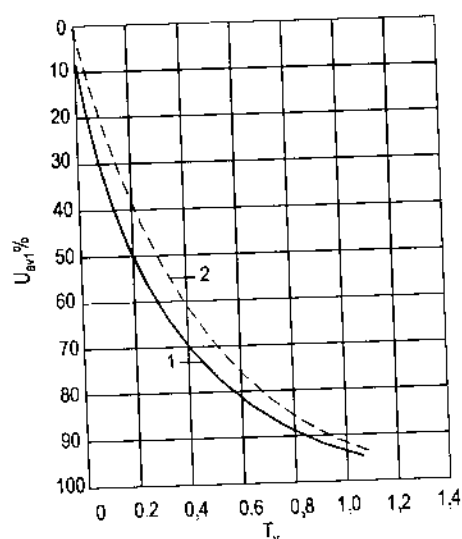
Theo định lí N. Carillo, sau khi kết hợp hiệu quả tiêu nước theo phương ngang và tiêu nước theo phương đứng đã nhận được lời giải sau:

$$\Sigma U = 1 - (1 - U_h)(1 - U_v) \quad (4.7)$$

trong đó: ΣU - tổng mức độ cố kết (là tỉ số độ lún theo thời gian t với trị số độ lún cuối cùng);

U_h - mức độ cố kết thoát nước theo phương ngang (tra bảng 4.1);

U_v - mức độ cố kết thoát nước theo phương đứng - xem hình 4.2 và bảng 4.2.



Hình 4.2: Đồ thị quan hệ $\bar{U} = f(T_v)$

Bảng 4.1. Yếu tố thời gian T_h khi gia tải tức thời của nền đất có các giếng tiêu nước thẳng đứng (điều kiện biến dạng đều)

U_h	Th khi dưới các trị số $n = D_c/d_w$										
	5	10	15	20	25	30	40	50	60	80	100
5	0,006	0,010	0,013	0,014	0,016	0,017	0,019	0,020	0,021	0,032	0,025
10	0,012	0,021	0,026	0,030	0,032	0,035	0,039	0,042	0,044	0,048	0,051
15	0,019	0,032	0,040	0,046	0,050	0,054	0,060	0,064	0,068	0,074	0,079
20	0,026	0,044	0,055	0,063	0,069	0,074	0,082	0,088	0,092	0,101	0,107
25	0,034	0,057	0,071	0,081	0,089	0,096	0,106	0,114	0,120	0,131	0,139

Bảng 4.1 (tiếp theo)

U_h	Th khi dưới các trị số $n = D_v/d_w$										
	5	10	15	20	25	30	40	50	60	80	100
30	0,042	0,070	0,088	0,101	0,110	0,118	0,131	0,141	0,149	0,162	0,172
35	0,050	0,085	0,106	0,121	0,133	0,143	0,158	0,170	0,180	0,196	0,208
40	0,060	0,101	0,125	0,144	0,158	0,170	0,188	0,202	0,214	0,232	0,246
45	0,070	0,118	0,147	0,169	0,185	0,198	0,220	0,236	0,250	0,291	0,288
50	0,081	0,137	0,170	0,195	0,214	0,230	0,255	0,274	0,290	0,315	0,334
55	0,094	0,157	0,197	0,225	0,247	0,265	0,294	0,316	0,334	0,363	0,385
60	0,107	0,180	0,226	0,258	0,283	0,304	0,337	0,362	0,383	0,416	0,441
65	0,123	0,207	0,259	0,296	0,325	0,348	0,386	0,415	0,439	0,477	0,506
70	0,137	0,231	0,289	0,330	0,362	0,389	0,431	0,463	0,490	0,532	0,564
75	0,162	0,273	0,342	0,391	0,429	0,460	0,510	0,548	0,579	0,629	0,668
80	0,188	0,317	0,397	0,453	0,498	0,534	0,592	0,636	0,673	0,730	0,775
85	0,222	0,373	0,467	0,534	0,587	0,629	0,697	0,750	0,793	0,861	0,914
90	0,270	0,455	0,567	0,649	0,721	0,764	0,847	0,911	0,963	1,046	1,100
95	0,351	0,590	0,738	0,844	0,926	0,994	1,102	1,185	1,253	1,360	1,444
99	0,539	0,907	1,135	1,298	1,423	1,528	1,693	1,821	1,925	2,091	2,219

Bảng 4.2. Biến thiên của T_v theo $\bar{U}$

$U_{av}, \%$	T_v	$U_{av}, \%$	T_v
0	0	60	0,287
10	0,008	65	0,342
20	0,031	70	0,403
30	0,071	75	0,478
35	0,096	80	0,567
40	0,126	85	0,684
45	0,159	90	0,848
50	0,197	95	1,127
55	0,238	100	∞

Dưới đây giới thiệu một số phương pháp tính toán của một số tác giả hiện đang được sử dụng để tính độ lún cố kết đất sét yếu bão hoà nước.

3. Phương pháp tính của Barron

Barron xuất phát từ phương trình vi phân (4.2) tính độ cố kết của đất theo phương ngang của Rendulic

$$\frac{\partial U}{\partial t} = C_h \left(\frac{\partial^2 U}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial U}{\partial r} \right) \quad (4.2)$$

cho điều kiện lí tưởng: không xét đến ảnh hưởng của vùng xáo động và ảnh hưởng của masát thành giếng

$$\bar{U}_h = 1 - \exp \left(\frac{-8T_h}{F_{(u)}} \right) \quad (4.8)$$

$$\text{trong đó: } T_h \text{ (nhân tố thời gian)} = \frac{C_h}{D_c^2} \times t \quad (4.9)$$

D_e - đường kính vùng hoạt động của thiết bị tiêu nước PVD, SW;

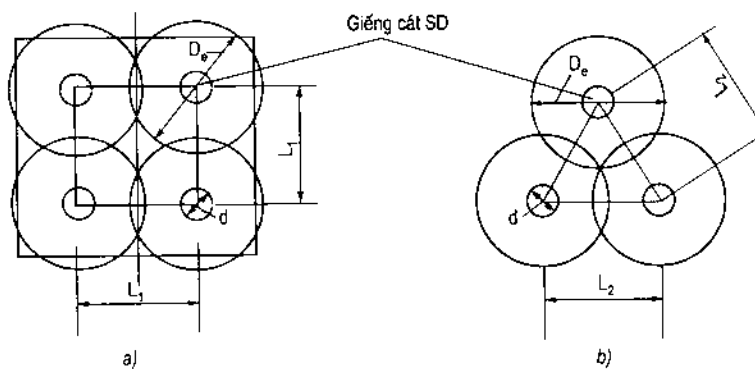
$$D_c = \alpha \times S_d \quad (4.10)$$

S_d - khoảng cách từ tâm đến tâm của PVD hoặc SW chính là chiều dài của cạnh tam giác đều nếu bố trí theo lưới tam giác, hoặc là chiều dài của cạnh hình vuông nếu bố trí theo lưới hình vuông.

$\alpha = 1,05$ nếu bố trí PVD hoặc SW theo lưới tam giác đều.

$\alpha = 1,13$ nếu bố trí PVD hoặc SW theo lưới hình vuông.

Hình 4.3 trình bày 2 sơ đồ bố trí PVD hoặc SW.



Hình 4.3

Thực tế sử dụng cho thấy bố trí PVD hoặc SW theo lưới tam giác có hiệu quả tốt hơn theo lưới hình vuông.

$$F_{(n)} = \frac{n^2}{n^2 - 1} \ln(n) - \frac{3n^2 - 1}{4n^2} \quad (4.11)$$

trong đó:
$$n = \frac{D_c}{d_w} \quad (4.12)$$

d_w - đường kính của thiết bị tiêu nước (của PVD/SW). Với SW chính là đường kính của giếng cát;

còn PVD thì theo Hansbo (1979)
$$d_w = \frac{a+b}{\pi} \quad (4.13)$$

theo Hansbo (1987)
$$d_w = \frac{a+b}{2} \quad (4.13a)$$

a - chiều dày của PVD thông thường từ 3-5mm (cá biệt $a = 10\text{mm}$).

b - chiều rộng băng PVD. Hiện nay $b = 100\text{mm}$.

C_h - hệ số cố kết theo phương ngang tính theo công thức (4.14).

$$C_h = \frac{K_h}{K_v} \times C_v \quad (4.14)$$

Theo Rixnex có thể sử dụng các trị số sau của K_h/K_v khi tính toán

Bản chất của loại đất sét yếu bão hoà nước	K_h/K_v
Đất trầm tích đồng nhất	1 - 1,5
Đất sét trầm tích có thấu kính, thoát nước tốt	2 - 4

Theo G.S Becgado (1992) với đất sét yếu Bangkok Thái Lan $\frac{K_h}{K_v} = (4 - 10)$. Tức là

$C_h = (4 - 10) C_v$. Theo một số chuyên gia nước ngoài và theo 22TCN-262 : 2000 trong giai đoạn lập dự án khả thi cho phép sử dụng hệ số như sau:

$$C_h = (2 \sim 5) C_v^{t,b} \quad (4.15)$$

trong đó:
$$C_v^{t,b} = \frac{z_a^2}{\left[\sum \left(h_i / \sqrt{C_v^i} \right) \right]^2};$$

h_i - chiều dày lớp đất yếu thứ i ;

z_a - chiều dày hoạt động, tức là chiều dày tính lún dưới tác dụng của tải trọng đắp hay phạm vi chịu ảnh hưởng của tải trọng đắp. Theo 22TCN 262-2000 được tính từ điều kiện sau:

$$\sigma_{za} = 0,15 \sigma_{vza} \quad (4.16)$$

σ_{za} - ứng suất do tải trọng nền đất đắp gây ra ở độ sâu z_a ;

σ_{vza} - ứng suất do trọng lượng bản thân các lớp phía trên gây ra ở độ sâu z_a (có xét đến áp lực đẩy nổi nếu các lớp này nằm dưới mực nước ngầm hoặc nước ngập thường xuyên).

Như vậy khi tính lún theo phương pháp phân tầng lấy tổng chỉ thực hiện đến độ sâu z_a mà thôi và đó cũng là độ sâu cần thăm dò khi tiến hành khảo sát địa kĩ thuật vùng đất yếu.

Theo kinh nghiệm của tác giả, nếu chưa có cơ sở chắc chắn của tỉ số K_h/K_v thì nên chọn giá trị ở cận thấp để tính như vậy thiên về an toàn, tất nhiên giá thành công trình sẽ lớn hơn.

Trong trường hợp có thể dùng thử khoan thí nghiệm tại hiện trường và biết được hệ số nén lún tương đối (m_v) nhờ thí nghiệm ở trong phòng thì có thể dùng công thức do Jamiolkovski để tính.

$$C_h = \frac{K_h}{m_v \times \gamma_w} \quad (4.17)$$

a - hệ số nén lún của đất;

e_o - hệ số rỗng của đất yếu.

Nếu xem $\frac{n^2}{n^2 - 1} \approx 1$ và

$$\frac{3n^2 - 1}{4n^2} \approx 0,75 \text{ thì}$$

hàm $F_{(n)}$ trong công thức (4.8) có thể tính như sau:

$$F_{(n)} = \ln(n) - 0,75 \quad (4.19)$$

Khi biết độ cố kết $\bar{U}_h$ theo thời gian đã cho (trường hợp của bài toán biết độ cố kết yêu cầu tại thời điểm định trước), bài toán thiết kế thường gặp trong thực tế.

$$t = \frac{D_c^2}{8C_h} \left[\ln(n) - \frac{3}{4} \right] \ln \left(\frac{1}{1 - q_w} \right) \quad (4.20)$$

q_w - khả năng tiêu nước (lưu lượng thoát được) của PVD với gradient thủy lực bằng 1, $q_w = 5 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}$.

4. Theo phương pháp của Hansbo (1979)

Hansbo cũng xuất phát từ phương trình vi phân (4.2) nhưng có xét đến ảnh hưởng của vùng xáo động (Effect of Smear zone) và ảnh hưởng của masát thành giếng (Effect of well Resistance), độ cố kết trung bình theo phương ngang được xác định theo phương trình 4.21.

$$\bar{U}_h = 1 + \exp \left(\frac{-8T_h}{F} \right) \quad (4.21)$$

Trong đó hàm số F được tính theo phương trình (4.22)

$$F = F_{(n)} + F_s + F_r \quad (4.22)$$

$$F_{(n)} = \ln(n) - 0,75$$

$$F_s = [(K_h/K_s) - 1] \times \ln(d_s/d_w) \quad (4.23)$$

d_s - là đường kính của thiết bị thoát nước thẳng đứng có xét đến ảnh hưởng của xáo động khi cắm PVD hoặc SW.

K_s - hệ số thấm theo phương ngang đã kể đến ảnh hưởng của vùng xáo động do thi công PVD hoặc SW gây ra.

Thường trị số $K_s < K_h$ nhưng bằng bao nhiêu, đây là một vấn đề còn tồn tại chưa có phương pháp đo đạc được nên khi tính thường lấy.

$$\frac{K_h}{K_s} = \frac{K_h}{K_v} = \frac{C_h}{C_v} = (2 \sim 5)$$

Theo Jamiolkovski

$$d_s = (2,5 - 3,0) \sqrt{\frac{a \times b}{\pi}} \quad (4.24)$$

F_r - hệ số kể đến ảnh hưởng của ma sát thành giếng.

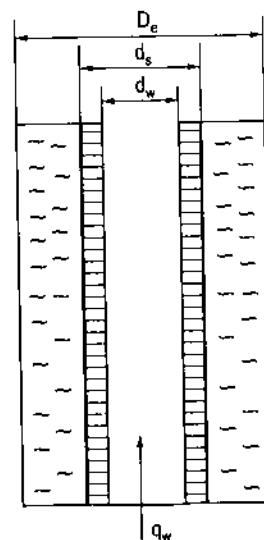
$$F_r = \frac{2}{3} \pi L^2 (K_h/q_w) \quad (4.25)$$

Như trên đã chỉ rõ q_w là khả năng thoát nước (lưu lượng thoát được) của PVD với gradien thủy lực bằng 1.

Thường q_w được chỉ ra ở chứng chỉ sản phẩm của nhà sản xuất PVD, nó thường dao động trên dưới $5 \times 10^{-6} \text{ m}^3/\text{s}$. Ta có thể kiểm tra trị số q_w bằng thí nghiệm ở trong phòng thí nghiệm của Viện Khoa học công nghệ GTVT (ISTTS).

Bảng 4.3 đưa ra một số trị số của tỉ số (K_h/q_w) cho một số loại đất để độc giả tham khảo.

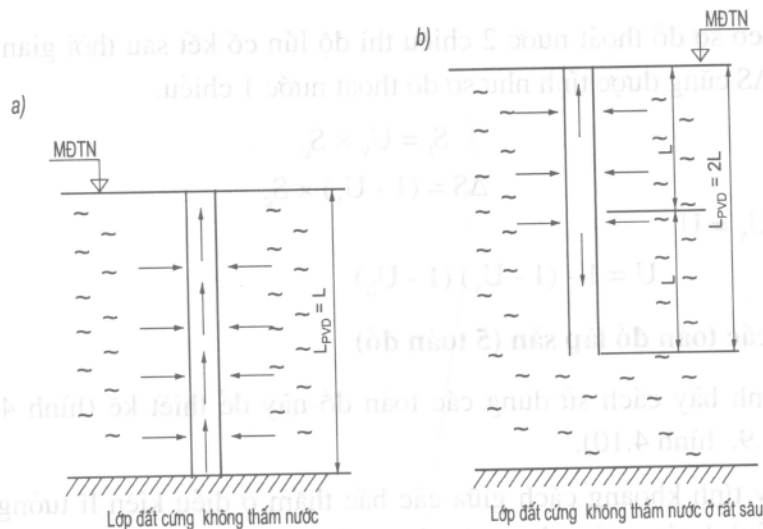
L - là chiều dài thoát nước của thiết bị thoát nước thẳng đứng. Có hai trường hợp: thoát nước một chiều và thoát nước 2 chiều. Hình 4.4 trình bày sơ đồ thoát nước một chiều và 2 chiều.



Hình 4.3

Bảng 4.3

TT	Loại đất sét yếu bão hoà nước	(K_h/q_w)
1	Với đất yếu loại sét hoặc á sét	$1 \times 10^{-5} \div 1 \times 10^{-3} (\text{m}^{-2})$
2	Với than bùn	$1 \times 10^{-3} \div 1 \times 10^{-2} (\text{m}^{-2})$
3	Với bùn cát	$1 \times 10^{-2} \div 1 \times 10^{-1} (\text{m}^{-2})$



Hình 4.4: Sơ đồ thoát nước

a) Thoát nước một chiều; b) Thoát nước hai chiều.

a) Thoát nước 1 chiều $L = L_{PVD}$

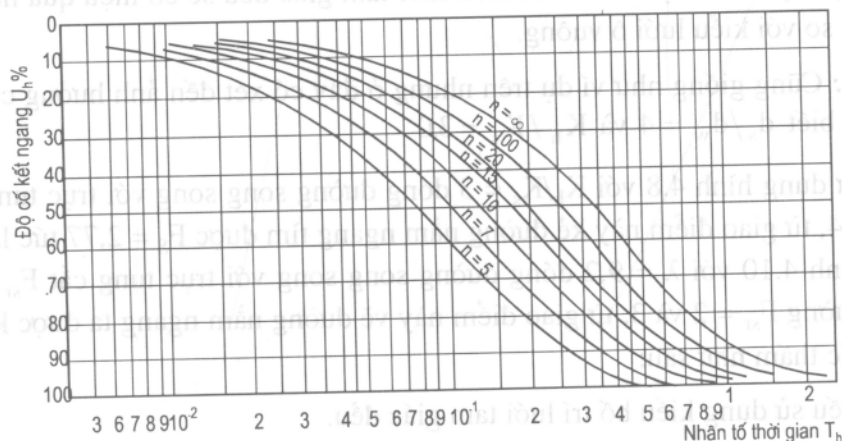
b) Thoát nước 2 chiều $L = \frac{1}{2} L_{PVD}$

Nếu kể đến ảnh hưởng của vùng xáo động do quá trình thi công PVD hoặc SW gây ra thì thời gian cố kết t đạt được độ cố kết cho trước nào đó U_h được tính theo công thức sau:

$$t = \frac{D_e^2}{8C_h} \left[\ln \left(\frac{D_e}{d_w} \right) - \frac{3}{4} + \left(\frac{K_h}{K_s} - 1 \right) \times \ln \left(\frac{d_s}{d_w} \right) \times \ln \left(\frac{1}{1 - U_h} \right) \right] \quad (4.26)$$

Một số ghi chú:

- Khi dùng thiết bị thoát nước đứng là giếng cát thì có thể dùng toán đồ hình 4.5 (toán đồ này lấy từ hình VI.1 trang 37 của 22TCN 262-2000), có nghĩa là $F_s = F_r = 0$, không xét đến ảnh hưởng của vùng xáo động và ma sát thành giếng.



Hình 4.5

- Khi tính theo sơ đồ thoát nước 2 chiều thì độ lún cố kết sau thời gian t (S_t) và phần độ lún còn lại ΔS cũng được tính như sơ đồ thoát nước 1 chiều.

$$S_t = U_v \times S_c$$

$$\Delta S = (1 - U_v) \times S_c$$

nhưng lúc này $U_v = U$

và
$$U = 1 - (1 - U_v)(1 - U_h) \quad (4.27)$$

5. Sử dụng các toán đồ lập sẵn (5 toán đồ)

Dưới đây trình bày cách sử dụng các toán đồ này để thiết kế (hình 4.6, hình 4.7, hình 4.8, hình 4.9, hình 4.10).

Ví dụ 1. Hãy tính khoảng cách giữa các bậc thấm ở điều kiện lí tưởng (có nghĩa là không xét đến ảnh hưởng của vùng xáo động và ma sát thành giếng) khi biết hệ số cố kết của đất yếu $C_h = 2,6 \times 10^{-1} - 1 \times 10^{-7}$ ($m^2/tháng$) và thời gian yêu cầu đạt độ cố kết $\bar{U} = 90\%$ là 10 tháng.

Giải: Từ trục hoành ở hình 4.6 với $t = 10$ dóng đường song song với trục tung cắt đường có $C_h = 2,6 \times 10^{-1} - 1 \times 10^{-7}$ ($m^2/tháng$), từ giao điểm này kẻ đường nằm ngang cắt trục tung (trục $C_h \times t$) ở vị trí 2,64.

Với $C_h \times t = 2,64$ trên hình 4.9 dóng đường nằm ngang cắt đường có $U = 0,90$, từ giao điểm này dóng đường song song với trục tung tìm được $\lambda = 9,2$.

Với $\lambda = 9,2$ ở hình 4.10 trên trục hoành kẻ đường song song với trục tung cắt đường $F_{sr} = 0$ (nghĩa là không xét đến ảnh hưởng của miền xáo động và ma sát thành giếng), từ giao điểm này dóng đường nằm ngang ta tìm được khoảng cách giữa các bậc thấm:

1,83m nếu sử dụng kiểu bố trí lưới tam giác đều.

1,70m nếu sử dụng kiểu bố trí lưới ô vuông.

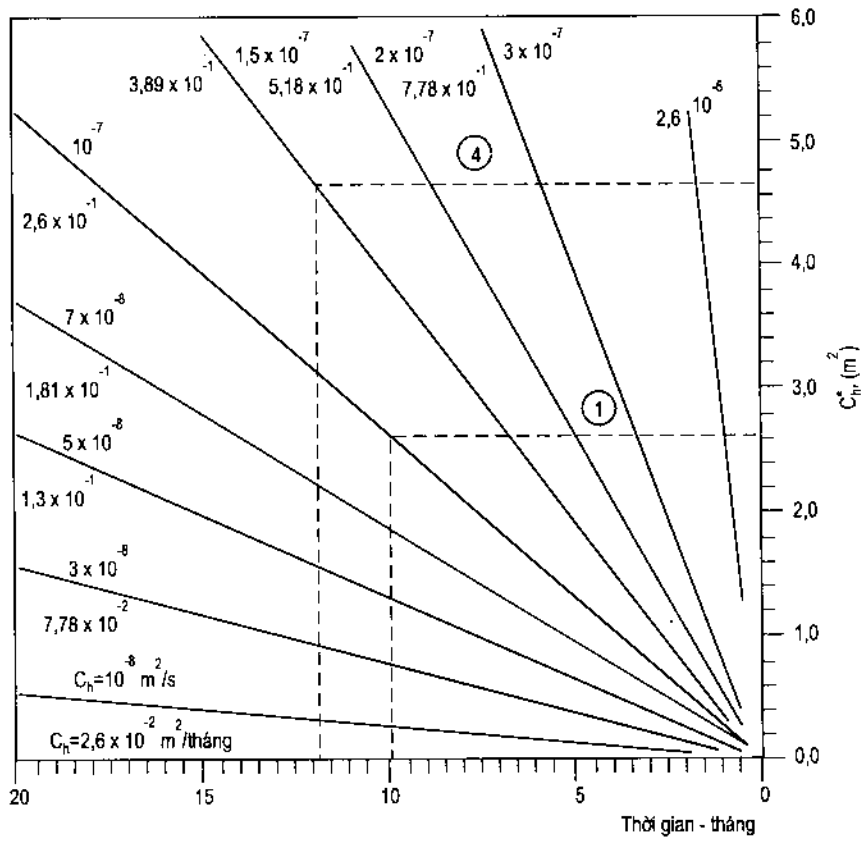
Từ ví dụ này cho thấy nếu bố trí kiểu lưới tam giác đều sẽ có hiệu quả hơn (số lượng bậc ít hơn) so với kiểu lưới ô vuông.

Ví dụ 2: Cũng giống như ví dụ trên nhưng ở đây có xét đến ảnh hưởng của vùng xáo động - cho biết $d_s/d_w = 4$ và $K_h/K_s = 3,0$

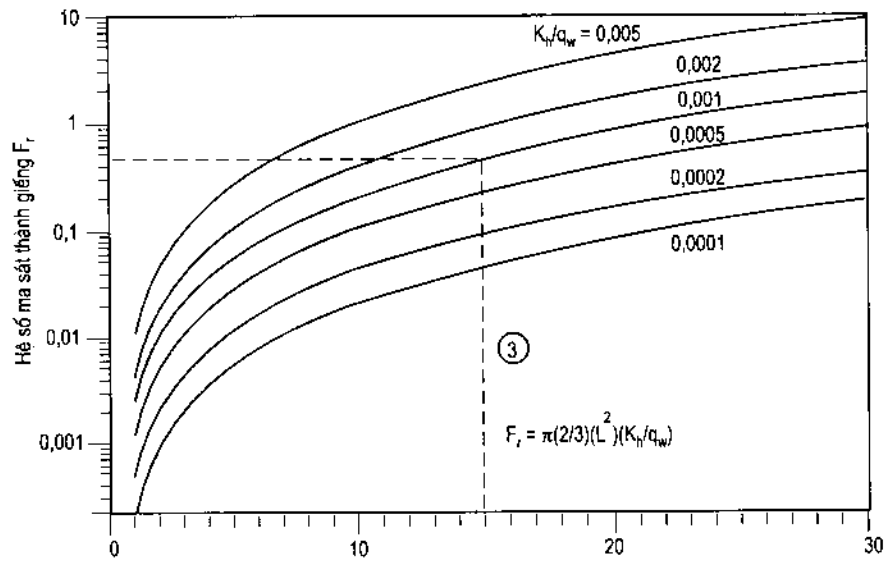
Giải: Sử dụng hình 4.8 với $K_h/K_s = 3$ dóng đường song song với trục tung cắt đường có $d_s/d_w = 4$, từ giao điểm này kẻ đường nằm ngang tìm được $F_S = 2,77$ tức là $F_{sr} = 2,77$. Sử dụng hình 4.10 với $\lambda = 9,2$ dóng đường song song với trục tung cắt $F_{sr} = 2,77$ (nội suy giữa đường $F_{sr} = 2$ và 3, từ giao điểm này vẽ đường nằm ngang ta được khoảng cách giữa các bậc thấm như sau:

1,30m nếu sử dụng kiểu bố trí lưới tam giác đều.

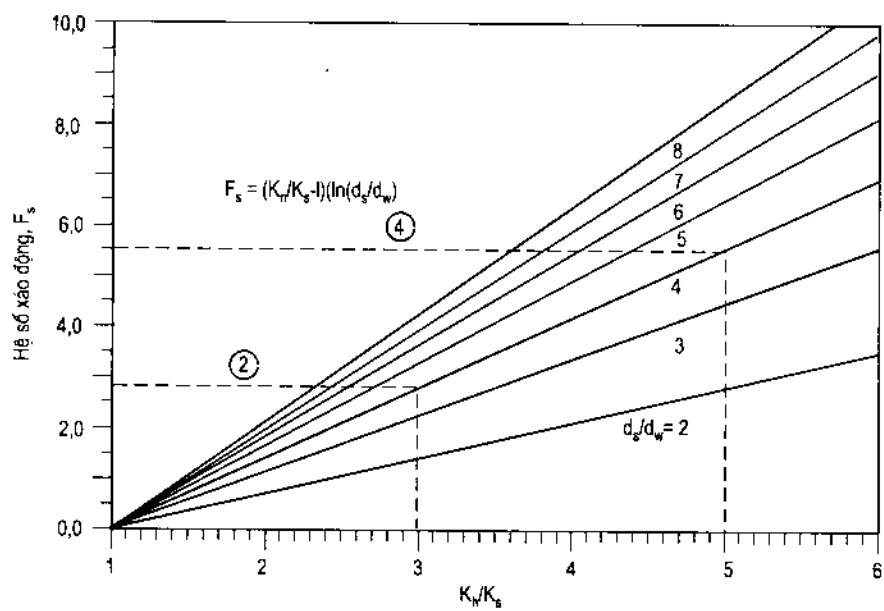
1,22m nếu sử dụng kiểu bố trí lưới ô vuông.



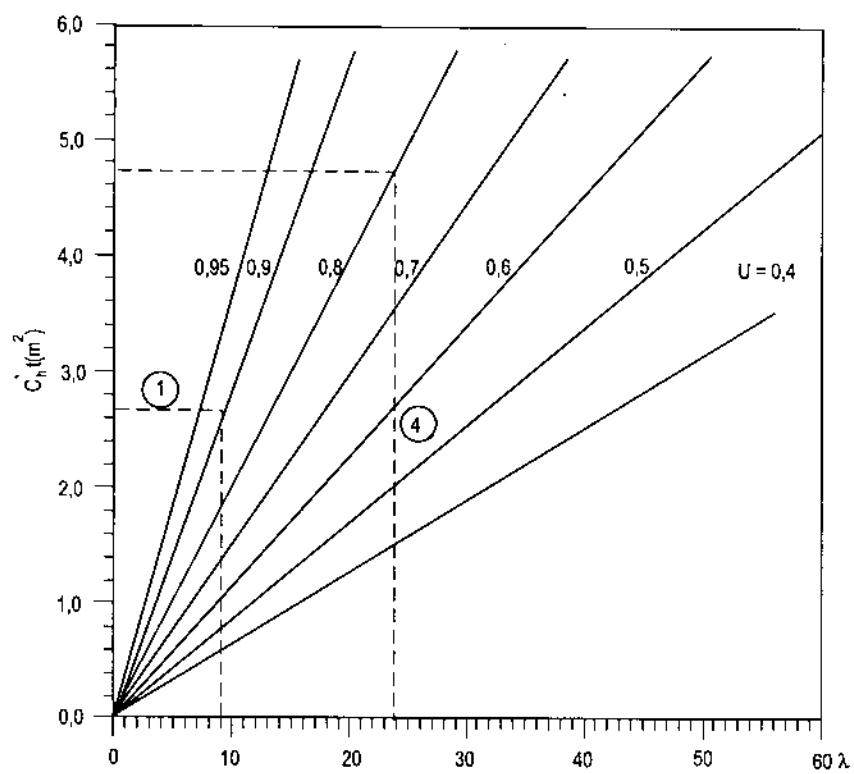
Hình 4.6



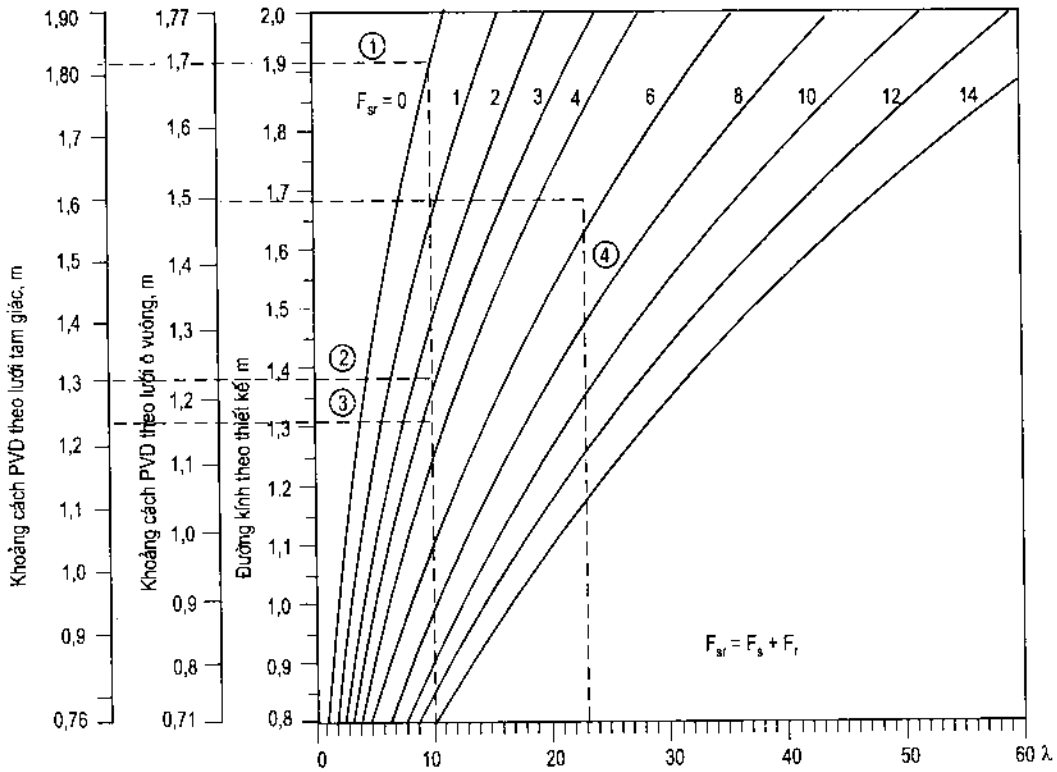
Hình 4.7



Hình 4.8



Hình 4.9



Hình 4.10

$$\lambda = \frac{8 \times c_h \times t}{\ln\left(\frac{1}{1-U}\right)} = D_c^2 \times F; F = F(n) + F_s = F_r$$

Ví dụ 3. Cũng giống điều kiện ở ví dụ 1, ở đây có xét đến ảnh hưởng của các sự xáo động và ma sát thành giếng, tức là $K_h/q_w = 0,001$.

Giải: Giống như ở ví dụ 2 có $F_s = 2,77$, với chiều dài cấm bắc 15m sử dụng hình 4.7 từ trục hoành ứng với chiều dài PVD = 15m kẻ đường song song với trục tung để cắt đường cong có $K_h/q_w = 0,001$, từ giao điểm này dóng đường nằm ngang tìm được trị số F_r trên trục tung bằng 0,47.

$$F_{sr} = F_s + F_r = 2,77 + 0,47 = 3,24$$

Sử dụng hình 4.10: với $\lambda = 9,2$ và $F_{sr} = 3,24$ tìm được khoảng cách giữa các bắc thấm:

1,24m nếu sử dụng kiểu bố trí lưới tam giác đều.

1,17m nếu sử dụng kiểu bố trí lưới ô vuông.

Sự xáo động của đất trong quá trình cấm PVD hoặc SW sẽ gây ảnh hưởng xấu đến sự làm việc của PVD. Muốn đạt độ cố kết như nhau trong cùng một thời gian giống nhau thì khoảng cách giữa các bắc thấm phải nhỏ lại, lượng PVD phải tăng lên do ảnh hưởng của xáo động và ma sát thành giếng gây ra.

Vậy trong quá trình thi công PVD hoặc SW cần giảm đến mức tối đa ảnh hưởng xấu do xáo động gây nên.

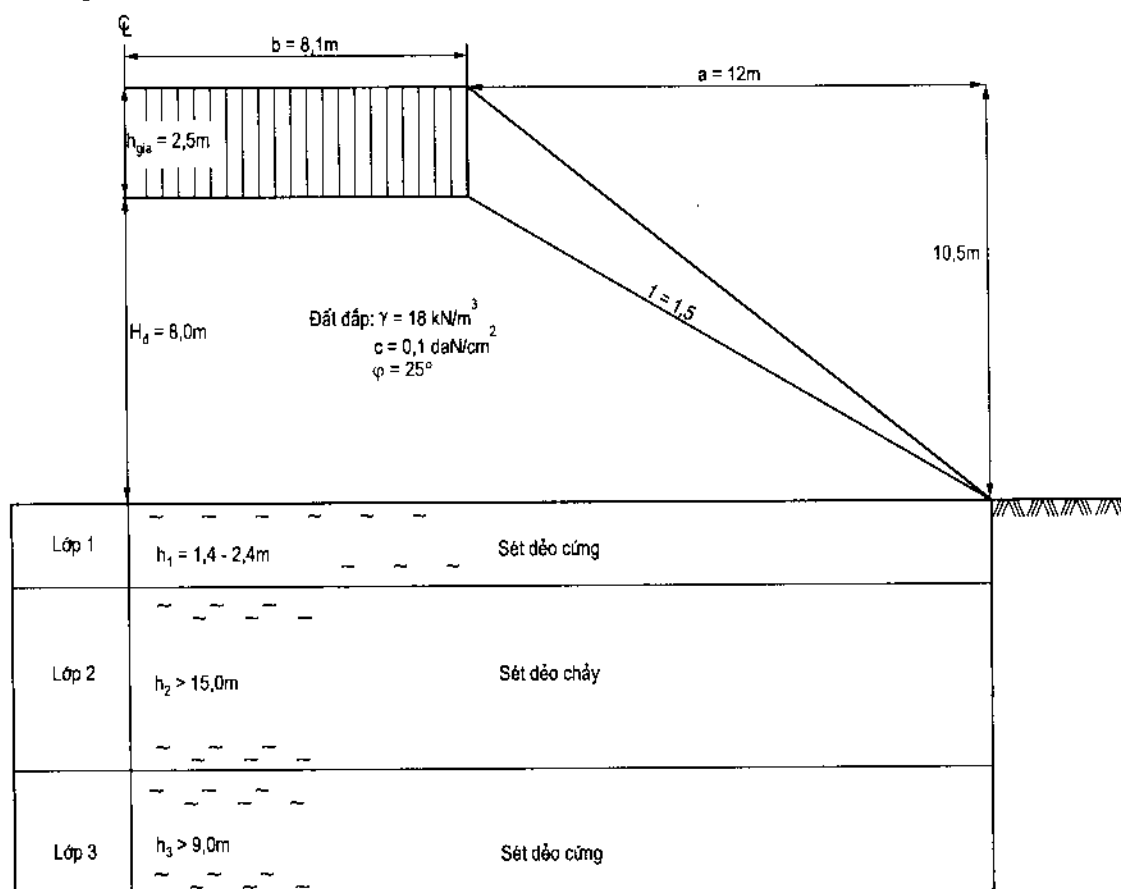
Ví dụ 4. Tìm độ cố kết đạt được bao nhiêu sau 12 tháng sử dụng biện pháp thoát nước đứng bằng PVD có khoảng cách giữa PVD 1,5m theo kiểu lưới ô vuông của nền đất yếu dày 20m thoát nước một chiều với $C_h = 1,5 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$, $d_s/d_w = 4$ và $K_h/K_s = 5$.

Giải: Giống như ví dụ 3 với $K_h/K_s = 5$, $d_s/d_w = 4$ sử dụng hình 4.7 được $F_s = 5,5$.

Từ hình 4.10, từ khoảng cách giữa các bậc thềm theo lưới ô vuông giống đường nằm ngang cắt đường có $F_s = 5,5$ (nội suy giữa 5 và 6) từ giao điểm này kẻ đường song song với trục tung tìm được trên trục hoành $\lambda = 23,5$.

Từ hình 4.9 với $\lambda = 23,5$ với $C_{h,xt} = 4,35 \text{ m}^2$ được $U = 0,80$ - Độ cố kết sau 12 tháng là 80%.

Ví dụ 5: Đường tránh thành phố Vinh trên quốc lộ 1 phải vượt qua đường sắt. Đường dẫn lên cầu vượt đường sắt bên trái (theo hướng nhìn đường sắt từ Bắc vào Nam) nền đắp cao nhất $h = 8,0\text{m}$ trên nền đất yếu. Chiều rộng nền $B_{nền} = 16,0\text{m}$, như vậy $b = B_{nền}/2 = 8,00\text{m}$. Độ dốc taluy nền đắp $i = 1,5$ tức là $a = 12\text{m}$. Theo kết quả khảo sát địa chất ở đây có 3 lớp đất. Tính chất cơ lý của 3 lớp đất được trình bày ở bảng 4.4 và kích thước hình học của nền đắp như hình 4.11.



Hình 4.11: Mặt cắt ngang nền đường tại vị trí tính toán $H_d = 8,0\text{m}$.

Bảng 4.4. Tính chất cơ lí của các lớp đất

TT	Lớp đất	h_i (m)	Tính chất cơ lí của các lớp đất							
			W%	LL%	PL%	γ kN/m ³	G_s	e_0	C_c	C_v (10 ⁻⁴ cm ² /s)
1	Sét dẻo cứng	1,4 - 2,4	60,7			18,0				
2	Đeo sét chảy	> 15	49,9- 60,7	51,5- 54,0	26,4- 32,8	15,0	2,70	1,200	0,200	7,5
3	Sét dẻo cứng	> 9	21,7 - 23,6	40,6 - 55,1	17,5 - 22,4	20,0	2,72	0,700	0,020	20,0

Hãy tính độ ổn định của nền đắp và biện pháp xử lí sao cho thời gian thi công trong vòng 10 tháng mà đạt độ cố kết 90%.

Giải:

1. Tính toán ổn định toàn khối của nền đắp cao $H_d = 8\text{m}$ nằm trên nền có 3 lớp đất (hình 4.11) theo phần mềm Geoslop theo phương pháp phân mảnh cổ điển của Fellenich (Canada) tìm được $K_{\min} = 0,9882 < 1,2$. Theo tiêu chuẩn 22TCN-262-2000 thì nền đường không ổn định, vậy ta phải có giải pháp xử lí. Ở đây chọn PVD cộng với gia tải trước.

2. Dự tính độ lún cố kết S_c và độ lún tổng cộng S_t dưới nền đắp khi không có xử lí bằng bác thấm.

+ Tính phân bố ứng suất trong nền đắp $H_d = 8,0\text{m}$ và có gia tải $2,5\text{m}$ ($8,0 + 2,5 = 10,5\text{m}$) - xem bảng 4.5.

+ Bảng 4.6 trình bày kết quả tính độ lún cố kết và độ lún tổng cộng S_t dưới nền đất không gia tải và có gia tải $2,5\text{m}$.

+ Tốc độ cố kết khi không có xử lí bằng PVD. Tốc độ cố kết được tính theo lí thuyết cố kết một chiều của Terzaghi, nền tự nhiên gồm 2 lớp đất 1 và 2 với các số liệu đầu vào: $C_v = 7,50 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$. Chiều dài đường thấm lực đại là $16,5\text{m}$ - kết quả được trình bày ở bảng 4.7.

3. Khi được xử lí bằng PVD

Tính toán theo lí thuyết của Barroon với các số liệu đầu vào như sau: Chọn $C_h/C_v = 2,0$ tức là $C_h = 2,0 \times 7,5 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s} = 15 \times 10^{-4} \text{ (cm}^2/\text{s)}$; đường kính của thiết bị tiêu nước $d_w = (3 + 100)/2 = 51,5\text{mm}$ chiều dài PVD bằng 12m . Ở đây đã tính với 2 loại khoảng cách của bấc thấm $S_d = 1,2\text{m}$ và $S_d = 1,4\text{m}$ để có phương án so sánh lựa chọn. Với $S_d = 1,2\text{m}$ thì $F_{(n)} = 2,4823$ và $S_d = 1,4\text{m}$ thì $F_{(n)} = 2,6352$

Bảng 4.5. Phân bố ứng suất trong nền đất đắp cao 8m bên trái cầu vượt

Chiều cao nền đắp, h (m) đo đó a(m) =			8,0		8,1		Đắp cao 8,0m				Đắp cao 8,0m + 2,5m gia tải	
			b(m)=	a/z	b/z	l	$\Delta\sigma_z = 21 \times p$ kPa	σ'_{vo} kPa	$\Delta\sigma_z / \sigma'_{vo}$ (%)	$\Delta\sigma_z = 21 \times p$ kPa	σ'_{vo} kPa	$\Delta\sigma_z / \sigma'_{vo}$ (%)
Lớp đất	STT	Độ sâu, z (m)										
Sét yếu	1	1,50	8,00	5,37	0,500	144,00	27,00	533	189,00	27,00	701	
	2	3,00	4,00	2,68	0,496	142,85	49,515	289	187,49	49,50	379	
	3	4,50	2,67	1,79	0,487	140,26	72,06	195	184,09	72,00	256	
	4	6,00	2,00	1,34	0,478	137,66	94,50	146	180,68	94,50	19	
	5	9,00	1,33	0,89	0,466	132,48	139,50	95	173,88	139,50	125	
	6	12,00	1,00	0,67	0,425	122,40	184,50	66	160,65	184,50	87	
Sét nửa cứng	7	18,00	0,67	0,45	0,343	98,78	274,50	36	129,65	274,50	47	
	8	24,00	0,50	0,34	0,312	89,86	394,50	23	117,94	394,50	30	
	9	30,00	0,40	0,27	0,264	76,03	514,50	15	99,79	514,50	19	

Bảng 4.6. Dự tính độ lún cố kết, S_c , và độ lún tổng cộng, S_t , dưới nền đất

Lớp đất		Đắp cao 8,0m					Đắp cao 8,0m + 2,5m gia tải				
		STT	Chiều dày (cm)	e_o	C_c	$\Delta\sigma'_v$ (kPa)	σ'_{vo} kPa	S_{ci} (cm)	$\Delta\sigma'_v$ (kPa)	σ'_{vo} kPa	S_{ci} (cm)
Sét nửa cứng Sét yếu	1	150	1,200	0,02	0,02	144,00	27,00	1,88	189,00	27,00	2,08
	2	150				142,85	49,511	11,53	187,49	49,511	13,17
	3	150				140,26	72,00	8,91	184,09	72,00	10,37
	4	150				137,66	94,50	7,27	180,68	94,50	8,59
	5	300				132,48	139,50	11,36	173,88	139,50	3,66
	6	300				122,40	194,50	8,59	160,65	184,50	10,50
	7	600				98,78	274,50	11,65	129,65	274,50	14,51
Sét nửa cứng	8	600	0,700	0,02	89,86	275,50	0,90	117,94	275,50	1,14	
						$S_c (FG) =$ $S_c (FG + 2,5) =$					
					$S_t (FG) =$ $S_t (FG + 2,5) =$						
					$S_c (FG + 2,5) =$ $S_t (FG + 2,5) =$						

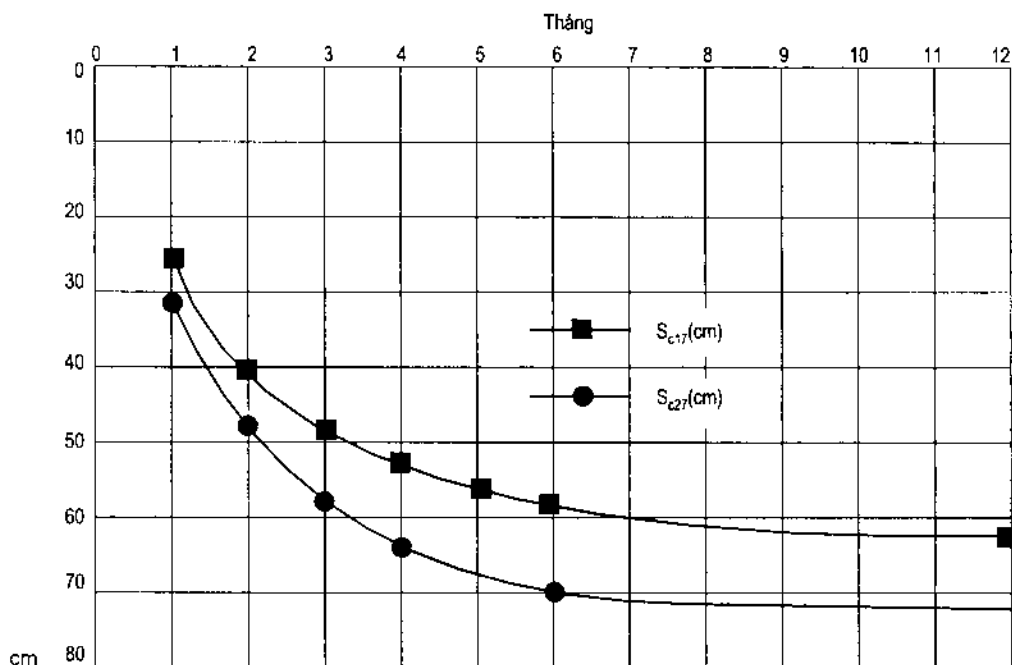
Bảng 4.7. Tốc độ cố kết khi không xử lý bằng bác thấm

t (tháng)	2	4	6	12	24	30	1188,1
T_v	0,02	0,003	0,005	0,009	0,018	0,023	0,848
U (%)	4,49	6,36	7,78	11,01	15,57	17,41	90,00

Trường hợp 1, $S_d = 1,2\text{m}$ được trình bày ở bảng 4.8.

Trường hợp 2, $S_d = 1,4\text{m}$ được trình bày ở bảng 4.9.

Từ bảng 4.8 và 4.9 cho thấy với $S_d = 1,2\text{m}$ thì chỉ sau 3 tháng độ cố kết đạt 90%, còn $S_d = 1,4\text{m}$ thì sau 4,5 tháng mới đạt độ cố kết 90% tuy nhiên lượng bác thấm sẽ giảm đi 1,166 lần so với trường hợp 1 ($S_d = 1,2\text{m}$). Theo yêu cầu đặt ra của bài toán thì ta nên chọn phương án 2 sẽ kinh tế hơn.



Hình 4.12: Quan hệ của độ lún theo thời gian thi công

Tóm tắt kết quả tính toán:

PVD bố trí theo kiểu tam giác đều $S_d = 1,4\text{m}$, chiều dài PVD = 12m chiều dày lớp cát đệm 0,8m. Chiều cao gia tải trước 2,5m. Đắp theo giai đoạn.

Giai đoạn 1: Tốc độ đắp 10cm/ngày, đắp liên tục 50 ngày đạt cao độ 5m, chờ lún 45 ngày.

Giai đoạn 2: Tốc độ đắp 10cm/ngày, đắp liên tục 35 ngày đạt chiều cao đắp 8,5m, chờ lún 45 ngày.

Trường hợp 1:Ch ($10^{-4} \times \text{cm}^2/\text{s}$) = **Bảng 4.8. PVD bố trí theo mạng tam giác với khoảng cách $S_d(\text{m}) =$** F(n) = Chiều dài PVD (m) =

t (tháng)	1	2	3	4	5	6	12
Th	0,245	0,490	0,735	0,980	1,224	1,469	2,939
U (%)	54,58	79,37	90,00	95,74	98,07	99,12	99,99
C_{c1} t(cm)	33,40	48,57	55,07	58,59	60,01	60,65	61,19
$S_{\text{ống công 1}}$ t(cm)	39,52	54,69	61,19	64,71	66,13	66,77	67,30
S_{c2} t (cm)	39,77	57,84	65,58	69,77	71,46	72,23	72,86
$S_{\text{ống công 2}}$ t(cm)	47,06	65,13	72,87	77,06	78,75	79,52	80,15
$S_2 t/S_{1\text{ống}}$ (%)	69,92	96,76	108,26	114,48	117,00	118,14	119,08

Trường hợp 2:Ch ($10^{-4} \times \text{cm}^2/\text{s}$) = **Bảng 4.9. PVD bố trí theo mạng tam giác với khoảng cách $S_d(\text{m}) =$** F(n) = Chiều dài PVD (m) =

t (tháng)	1	2	3	4	5	6	12
Th	0,180	0,360	0,540	0,720	0,900	1,080	2,159
U (%)	42,09	66,46	80,58	88,75	93,49	96,23	99,86
C_{c1} t(cm)	25,75	40,67	49,30	54,31	57,20	58,88	61,10
$S_{\text{ống công 1}}$ t(cm)	31,87	46,79	55,42	60,43	63,32	65,00	67,22
S_{c2} t (cm)	30,67	48,43	58,72	64,67	68,12	70,12	72,77
$S_{\text{ống công 2}}$ t(cm)	37,96	55,72	66,00	71,96	75,41	77,41	80,05
$S_2 t/S_{1\text{ống}}$ (%)	56,39	82,78	98,06	106,91	112,03	115,00	118,93

Ghi chú: S_1 và S_2 là độ lún tương ứng với cao độ nền đường cuối cùng và khi có gia tải trước.Độ lún tổng cộng tại thời điểm t (S_t) = Độ lún tức thời + Độ lún do cố kết tại thời điểm t.

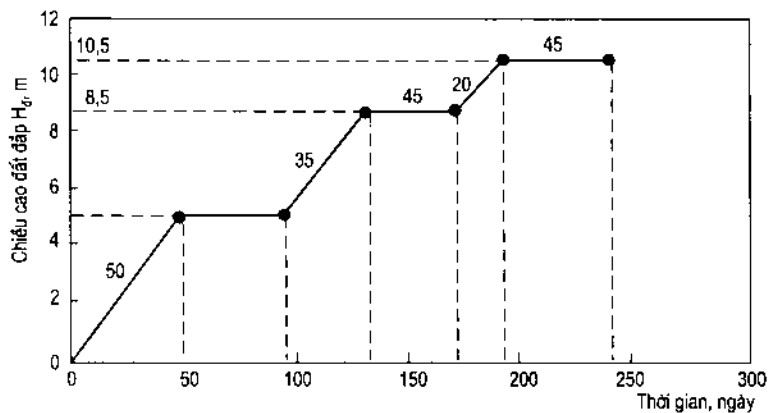
Giai đoạn 3: Tốc độ đắp 10cm/ngày, đắp liên 20 ngày đạt chiều cao đắp 10.5m, hoàn thành 2,5m gia tải trước.

Tổng thời gian vừa đắp vừa chờ lún 195 ngày (6,5 tháng) và dung từ 45 ngày chờ lún, sau đó dỡ tải đạt cao độ thiết kế ($H_{\text{đắp}} = 8,0\text{m}$). Sau 8 tháng, độ cố kết đạt trên 96%, hoàn toàn đáp ứng tiến độ thi công và đảm bảo ổn định nền - mặt đường.

Bảng 4.10 và hình 4.13 trình bày thời gian đắp và chờ đợi cho từng giai đoạn thi công.

Bảng 4.10. Thời gian đắp và chờ đợi cho từng giai đoạn

Giai đoạn	Chiều cao đắp, H_d (m)	Số ngày đắp	Số ngày chờ đợi
1 - 2	5,00	50	
2-3	8,50	35	45
3-4	10,50	20	45
4-5	10,50		45
5-6	10,50		



Hình 4.13: Biểu đồ quan hệ giữa chiều cao đất đắp với thời gian đắp và chờ đợi

§4.3. MỘT SỐ NHẬN XÉT KHI SỬ DỤNG PVD HOẶC SW ĐỂ XỬ LÝ NỀN ĐƯỜNG ĐẮP TRÊN NỀN ĐẤT YẾU

1. PVD hoặc SW là một biện pháp có hiệu quả tốt để xử lý nền đường đắp cao trên đất yếu: Tăng nhanh tốc độ cố kết của nền đất yếu rút ngắn được thời gian thi công, sớm đưa đường vào sử dụng mà vẫn đảm bảo an toàn trong quá trình khai thác.

Lí thuyết tính toán cho PVD hoặc SW đều như nhau. Theo lí thuyết cố kết 2 chiều của bài toán phẳng.

Nhưng thực tế cho thấy sử dụng PVD có nhiều ưu điểm hơn SW: Tốc độ thi công PVD nhanh hơn, khả năng thoát nước cũng cao hơn SW, giá thành rẻ vì PVD sản xuất

công nghiệp, công vận chuyển ít, trong trường hợp độ lún lớn thì SW dễ bị cắt đứt đường thoát nước bị cắt còn PVD không bị cắt đứt vẫn đảm bảo thoát nước bình thường.

2. Điều kiện cần và đủ để PVD hoặc SW đạt mục đích xử lý

+ Áp suất của nền đắp công với phần gia tải nếu có phải thẳng được áp suất tiền cố kết của đất yếu, có như vậy mới đẩy được nước trong đất ra và mới tạo thành quá trình cố kết trong đất.

Loại đất yếu khác nhau sẽ có áp suất tiền cố kết khác nhau. Trị số của nó được xác định bằng đường cong thí nghiệm nén lún. Chi tiết xem hình 1,2 phụ lục 1 của 22TCN-262 : 2000 trang 41 và 42. Điều kiện này chỉ đạo người thiết kế khi xử lý nền đường đắp bằng PVD.

+ Điều kiện đủ: Nước thoát ra trong quá trình cố kết của đất yếu phải được đưa ra ngoài phạm vi nền đắp. Đây là vấn đề rất quan trọng chỉ đạo trong quá trình thi công nền đắp trên đất yếu. Nếu điều kiện này không được thực hiện sẽ dẫn đến nền bị phá hỏng (trượt toàn khối) trong quá trình thi công. Nhiều ví dụ thực tế như: đường dẫn đầu cầu Hoàng Long trên QL1, đoạn km 120 + 880 - km 121 + 004 trên QL 1 (đoạn Hà Nội - Lạng Sơn).. bị phá hỏng chính là vì nguyên nhân này.

3. Công việc tính toán không có gì khó khăn vì hiện nay đã có nhiều chương trình phần mềm tính toán ở trong và ngoài nước. Vấn đề quan trọng ở đây là lựa chọn các số liệu đầu vào của đất yếu như trị số C_v , C_h , K_v , K_h , áp tiền cố kết σ_p^i (kg/cm^2). Độ tin cậy của các số liệu thí nghiệm đưa vào tính toán. Điều này liên quan đến các phương pháp và các thiết bị thí nghiệm khi tiến hành công tác khảo sát địa chất.

4. Vấn đề bố trí thiết bị quan trắc lún, kết quả quan trắc lún và phân tích kết quả quan trắc lún trong thời kỳ thi công. Phương pháp quan trắc đúng, số liệu chính xác sẽ giúp cho chúng ta có biện pháp xử lý kịp thời đảm bảo ổn định nền đường, có thể rút ngắn được thời gian so với thiết kế ban đầu.

Kinh nghiệm của nhiều tác giả cho thấy với các loại đất sét yếu ở các tỉnh vùng đồng bằng sông Hồng và cả vùng đồng bằng Bắc Bộ, PVD hoặc SW thực sự đạt hiệu quả khi chiều cao nền đắp nhỏ nhất (H_d) $\min \geq 3,50\text{m}$. Khi chiều cao nền đắp $H_d < 3,0\text{m}$ thì không nên sử dụng giải pháp này.

§4.4. CÔNG NGHỆ THI CÔNG NỀN ĐƯỜNG ĐẮP TRÊN ĐẤT YẾU CÓ XỬ LÝ BẰNG PVD

1. Công tác chuẩn bị

+ Kiểm tra chất lượng của PVD. Hiện nay ở nước ta chưa sản xuất được PVD, còn phải nhập ngoại nên khi kiểm tra cần xem xét các chi tiết sau:

- Lõi và vỏ lọc đều được chế tạo từ polypropylene.
- Chiều rộng lõi nhựa $b = 100 \pm 0,05\text{mm}$.
- Chiều dày $a \geq 3\text{mm} \pm 0,01\text{mm}$.
- Kích thước lỗ vỏ lọc (theo ASTM D4571) : $0_{95} \leq 75 \mu\text{m}$
- Hệ số thấm của vỏ lọc (theo ASTM D4491) : $\geq 1 \times 10^{-4}\text{m/s}$.
- Cường độ chịu kéo ứng với độ giãn dài dưới 10% (ASTM D4595) nhằm chống đứt trong thi công không nhỏ hơn 1kN/bấc.

Khả năng thoát nước dưới áp lực 350 kN/m^2 (ASTM D4716) $\geq 60 \times 10^{-6}\text{m}^3/\text{s}$.

+ Kiểm tra VĐKT dùng làm lớp ngăn cách giữa lớp đệm cát và đất yếu:

- Cường độ chịu kéo dọc từ (150 - 200) kN/m.
- Cường độ kéo theo chiều ngang vải $\geq 50\text{kN/m}$.
- Độ giãn dài $\leq 65\%$.
- Khả năng chống xuyên thủng (1500 - 5000) kN.
- Kích thước lỗ vải $0_{90} \leq 0,15\text{mm}$.
- Hệ số thấm của vải $\geq 1,4 \times 10^{-4}\text{m/s}$.

+ Yêu cầu đối với cát làm lớp đệm cát: Tốt nhất là cát hạt thô nếu không cũng phải là hạt trung, không được dùng cát bụi hoặc cát phù sa. Hàm lượng hạt $\geq 0,25\text{mm}$ chiếm $\geq 65\%$. Hàm lượng hạt nhỏ hơn 0,08mm phải nhỏ hơn 5%. Hàm lượng chất hữu cơ $< 5\%$ và phải thỏa mãn một trong hai điều kiện sau:

$$D_{60}/D_{10} > 6 \text{ hoặc } 1 < (D_{30}^2/D_{10} \times D_{60}) < 3$$

+ Kiểm tra năng lực làm việc của máy cắm PVD. Thông thường với chiều dài cắm bấc từ 8 - 10m thì đối trọng của máy để có thể cắm bấc xuống tới độ sâu thiết kế $P = 35 - 40T$. Trước khi cho thi công cắm bấc nhất thiết phải cho cắm thử. Chỉ khi cắm được mới cho máy vào thi công.

+ Định phạm vi thi công: Xác định vị trí tim đường, chân taluy nền đường và phạm vi dải đất giành cho đường.

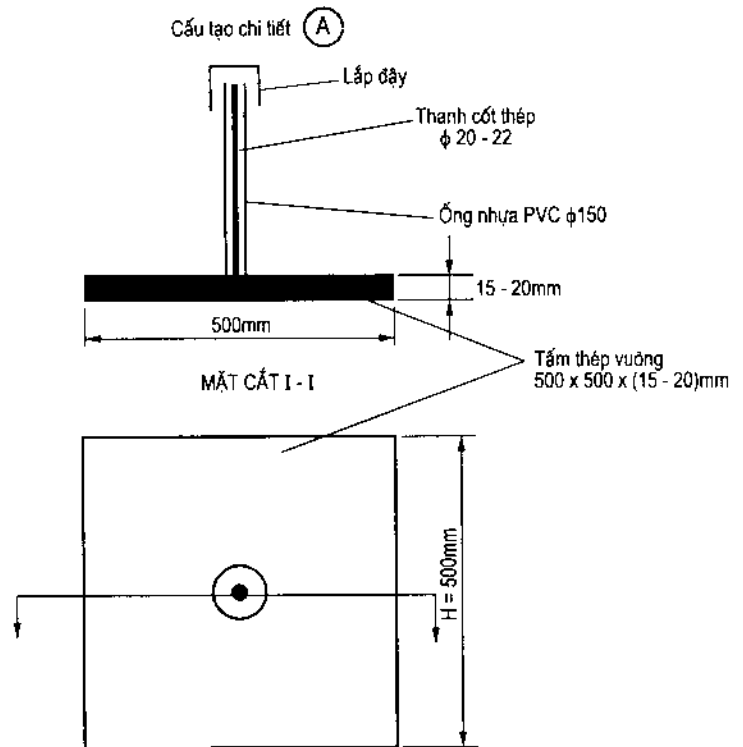
2. Các bước thi công chính

+ Đào bảo lớp đất yếu theo đồ án thiết kế kỹ thuật đã duyệt. Thông thường chiều sâu đào thường từ 0,5 - 1,0m. Vận chuyển đất đào đưa ra ngoài phạm vi thi công và đổ vào nơi quy định, không gây ô nhiễm môi trường.

+ Rải VĐKT lên bề mặt lớp đất yếu vừa đào bỏ. Đặt cuộn vải song song với tim đường và rải vải vuông góc với tim đường. Vải được rải phẳng, tiếp xúc tốt với nền đất.

Cấu tạo chi tiết (A) - Hình 4.15 trình bày cấu tạo chi tiết thiết bị quan trắc lún thẳng đứng.

Hình 4.15: Cấu tạo chi tiết thiết bị quan trắc lún thẳng đứng



+ Đắp lớp cát đệm

+ Đặt thiết bị quan trắc chuyển vị ngang: Kể từ chân taluy ra đặt 3 cọc. Cọc thứ 1 cách chân taluy đắp 3cm. Cọc thứ 2 cách cọc thứ nhất 2m và cọc thứ 3 cách cọc thứ hai 2m. Dọc theo tim đường cứ 25m đặt một mặt cắt (xem hình 4.14).

+ Cắm bắc thăm: Để đảm bảo an toàn và cắm đúng vị trí khi thi công PVD cần phải làm các việc sau:

- Làm phẳng bề mặt lớp đệm cát đảm bảo an toàn cho máy cắm PVD trong quá trình thi công.
- Định vị trí PVD trên bề mặt lớp đệm cát bằng thước gỗ tam giác đều, có cạnh bằng khoảng cách PVD.
- Thiết kế đường đi của máy sao cho ngắn nhất mà đảm bảo được toàn bộ số bắc thăm theo thiết kế đã duyệt.
- Di dời toàn bộ các đường dây điện ở phần trên không trong phạm vi thi công.
- Cho cắm thử để rút kinh nghiệm.
- Thi công đại trà.

Những điều cần chú ý khi thi công (cắm) PVD:

- Để cần ấn của bấc thấm theo phương thẳng đứng cần phải điều chỉnh cần cắm bấc thấm theo phương thẳng đứng, nói cách khác bấc thấm phải vuông góc với bề mặt đệm cát và phải cắm tới độ sâu thiết kế.
- Đầu mỗi bấc phải cao hơn bề mặt đệm cát từ 15 - 20cm.
- + Đắp đất - khi đắp đất phải tuân thủ công nghệ đắp đất và tốc độ đắp phải tuân thủ theo đồ án thiết kế kỹ thuật đã duyệt - Đắp theo giai đoạn - chờ lún ví dụ như hình 4.13 ở ví dụ 5 đã nêu ở trên.



Hình 4.16: Máy cắm bấc thấm khi thi công

- + Yêu cầu quan trắc độ lún thẳng đứng và chuyển vị ngang

Một ngày sau khi bố trí thiết bị quan trắc lún thẳng đứng và chuyển vị ngang cần phải theo dõi (đo) lún ngay. Tần suất độ lún tuân theo yêu cầu của đồ án thiết kế kỹ thuật đã duyệt. Thời điểm quan trắc thường vào cuối ngày thi công (17 - 18h mỗi ngày). Kết quả đo lún phải được ghi chép cẩn thận và chính xác và được vẽ trên biểu đồ quan hệ giữa độ lún với tốc độ (thời gian) thi công. Đây là một hồ sơ rất quan trọng trong khi thi công và quá trình khai thác sau này, đồng thời cũng giúp chúng ta có biện pháp xử lý kịp thời tránh mọi sự cố có thể xảy ra trong quá trình thi công nền đường đắp cao trên đất yếu.

Chương 5

TƯỜNG CHẮN ĐẤT CÓ CỐT

§5.1. CÁC LOẠI TƯỜNG CHẮN ĐẤT

Tường chắn đất (Retaining Walls) nền đường là kết cấu chống đỡ nền đắp hoặc nền đào trên sườn dốc lớn. Ở nơi do địa vật hoặc bị hạn chế sử dụng đất, cần thu hẹp chân mái taluy hoặc sử dụng độ dốc mái taluy lớn, hoặc ở nơi cần tăng sức chống trượt tại các chỗ trượt sườn dốc cần phải xem xét sử dụng tường chắn đất.

Như chúng ta đã biết, có nhiều loại tường chắn đất khác nhau tùy thuộc vào vật liệu sử dụng và cấu tạo của bản thân kết cấu tường mà gọi tên như: tường chắn kiểu trọng lực chủ yếu bằng đá hoặc xây, tường bê tông cốt thép, tường bê tông cốt thép có sườn cánh gia cường. Các loại tường chắn này được sử dụng từ rất sớm.

Từ thập kỷ 70 của thế kỷ XX bắt đầu xuất hiện một số loại kết cấu tường chắn kiểu mới, được gọi là tường chắn đất có cốt. Nhờ có cốt trong đất đã làm thay đổi sơ đồ chịu lực sau lưng tường và cả hình dáng bên ngoài. Nhờ có lực ma sát giữa "đất - cốt - đất" chống lại áp lực đất sau lưng tường nên tường có thể dựng đứng và chiều cao tường tới vài chục mét và vẫn đảm bảo an toàn đồng thời giảm diện tích sử dụng đất đi rất nhiều.

Cốt dùng có thể là cốt mềm hoặc cốt cứng.

Cốt mềm là: VĐKT, LĐKT. LĐKT có thể một chiều hoặc 2 chiều - xem hình 1.9 ở chương 1.

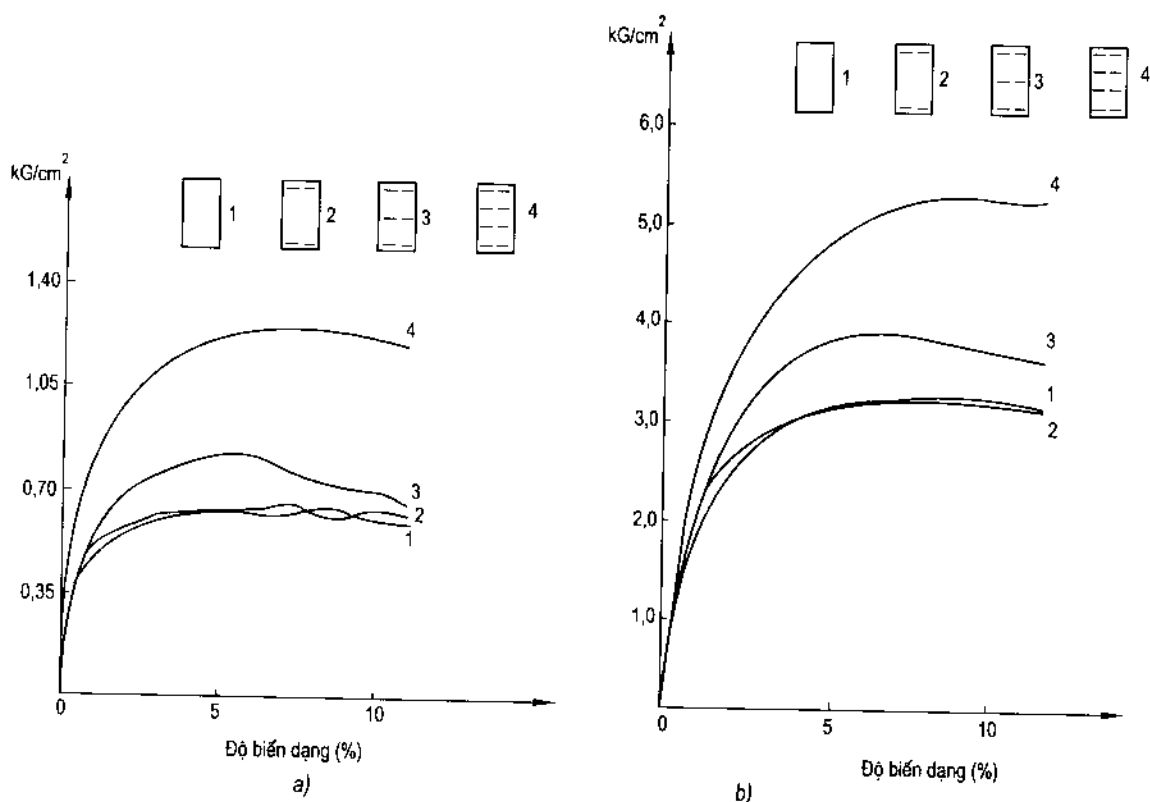
Cốt cứng đó là các loại cốt thép mạ trơn hoặc có gờ để tăng ma sát giữa đất - cốt. Xem hình 1.8.

Ở chương này trình bày chi tiết loại tường chắn có cốt. Các loại tường chắn truyền thống: tường chắn trọng lực, tường chắn bê tông cốt thép đã được trình bày trong các giáo trình nền móng, thiết kế nền đường, ở đây không nhắc lại.

Trước khi đi sâu vào tính toán chúng ta cần tìm hiểu sự khác nhau về cơ chế làm việc của đất và đất - cốt.

§5.2. CƠ CHẾ LÀM VIỆC CỦA ĐẤT - CỐT

Hình 5.1 trình bày kết quả thí nghiệm nén 3 trục của 4 loại mẫu: đất không có cốt, đất có 2 lớp cốt, 3 lớp cốt và 4 lớp cốt.



Hình 5.1: Các kết quả thí nghiệm nén 3 trục biểu thị ảnh hưởng của VDKT làm cốt đến quan hệ giữa ứng suất - biến dạng.

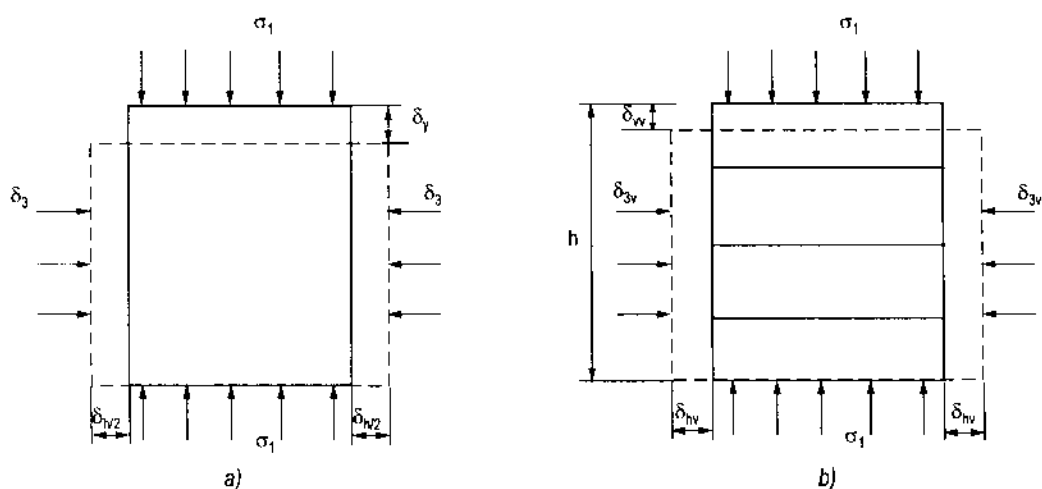
a) Các mẫu cát được nén chặt dưới áp lực 3 psi (0,2111 kG/cm²);

b) Các mẫu cát được nén chặt dưới áp lực 30 psi (2,11 kG/cm²).

Ta có thể lý giải cơ chế làm việc của đất - cốt như sau:

Đất là vật liệu có độ bền nén tương đối cao, không chịu kéo. Độ bền của đất chỉ bị giới hạn bởi sức kháng ứng suất cắt. Mục đích kết hợp đất với cốt là để tiếp nhận lực kéo hoặc ứng suất cắt do đó giảm được tải trọng phá hỏng đất vì ứng suất lớn hoặc vì biến dạng quá mức. Điều này gần tương tự như nguyên lý bê tông cốt thép. Khối có cốt được coi là một khối vật liệu hỗn hợp có các đặc tính đã được cải thiện, đặc biệt khả năng chịu kéo, chịu cắt so với riêng đất.

Cho dù đất chỉ chịu tải trọng nén trong khối đất dưới tác dụng của lực thẳng đứng (σ_1) đất vẫn xuất hiện biến dạng kéo, nó được mô tả bằng mô hình giản đơn - hình 5.2, trong đó mẫu cát khô bị chặn (hạn chế nở hông) bởi ứng suất nén σ_3 tác dụng theo phương ngang từ ngoài vào mẫu đất và $\sigma_1 > \sigma_3$. Dưới chế độ tải trọng này mẫu đất không có cốt sẽ phát sinh biến dạng dọc trục σ_v và biến dạng nở ngang ($\sigma_h/2$) (tổng biến dạng nở ngang (σ_h)) như hình 5.2a. Rõ ràng sự nở ngang này có liên quan đến biến dạng kéo ngang trong đất.



Hình 5.2: Tác dụng của cốt đối với phân tử đất

a) Không có cốt; b) Có cốt

Nếu ta đưa vào đất một hay nhiều lớp cốt nằm ngang như hình 5.2b, dưới tải trọng ngoài không đổi ($\sigma_1 = \text{const}$) thì biến dạng dọc trục sẽ là δ_{vv} (biến dạng dọc trục khi có VĐKT) và biến dạng nở ngang δ_{hv} (biến dạng nở ngang khi có VĐKT). Kết quả thí nghiệm cho thấy $\delta_{vv} < \delta_v$ và $\frac{1}{2}\delta_{hv} < \frac{1}{2}\delta_h$. Mức giảm biến dạng này là kết quả trực tiếp của ứng suất chặn (ứng suất hạn chế nở hông) bổ sung $\Delta\sigma_3$ do tương tác giữa đất và cốt tạo ra ($\sigma_{3v} > \sigma_3$). Nếu bề mặt cốt đủ nhám, chuyển vị tương đối này (giữa đất - cốt) sẽ tạo ra ứng suất cắt trên bề mặt tiếp xúc đất cốt. Ứng suất cắt này làm giảm ứng suất kéo trong cốt và phân phối lại vào đất dưới dạng ứng suất kéo $\Delta\sigma_3$ bổ sung vào ngoại ứng suất nén σ_3 . Ảnh hưởng rõ rệt của tương tác nội tại đất - cốt làm giảm biến dạng ngang δ_h và biến dạng dọc δ_v so với đất không cốt.

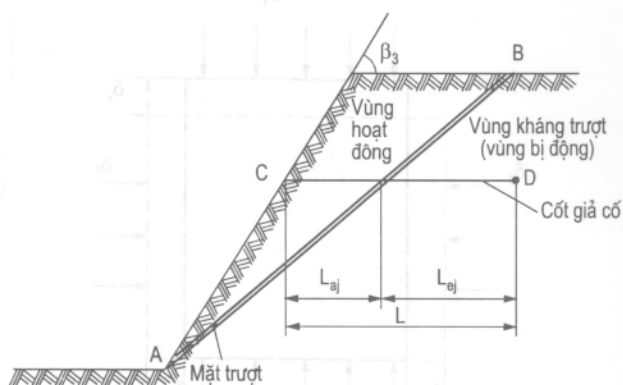
Mình hoạ nêu trên, khi các mẫu đất có cốt và không có cốt cùng chịu một mức tải trọng ngoài như nhau (σ_1) thì cốt đã làm giảm biến dạng (theo cả chiều đứng và ngang) so với đất không cốt. Vậy cốt đã nâng cao độ bền của đất. Nếu đất không cốt chịu nén dưới ứng suất không đổi σ_3 và σ_1 tăng dần đất chịu ứng suất cắt tăng dần $\frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)$.

Trượt cắt xảy ra khi ứng suất cắt đạt đến độ bền kháng cắt của đất. Khi đất có cốt, giá trị σ_1 sẽ lớn hơn nhiều mới gây ra trượt cắt vì sự gia tăng $\Delta\sigma_3$ kéo theo việc ứng suất cắt $\frac{1}{2}[\sigma_1 - (\sigma_3 + \Delta\sigma_3)]$ tăng tương đối ít.

Giới hạn thực tế về độ bền của đất có cốt được thể hiện là do sự kéo đứt cốt hoặc sự phá hỏng cơ chế ngàm bám do trượt ở bề mặt tiếp xúc đất - cốt.

§5.3. CÁC CƠ CHẾ GIA CƯỜNG ĐẤT TRONG TƯỜNG CHẤN VÀ MÁI DỐC

Hình 5.3 thể hiện mái dốc đất rời khô có góc nghiêng β_3 so với phương nằm ngang và $\beta_3 > \varphi$ (góc ma sát trong của đất). Nếu không có cốt gia cường thì mái dốc đã mất ổn định, bị trượt theo mặt A-B. Nhưng do bố trí cốt hợp lý đã giữ cho mái dốc ổn định.



Hình 5.3: Cơ chế gia cường tường và mái dốc có cốt

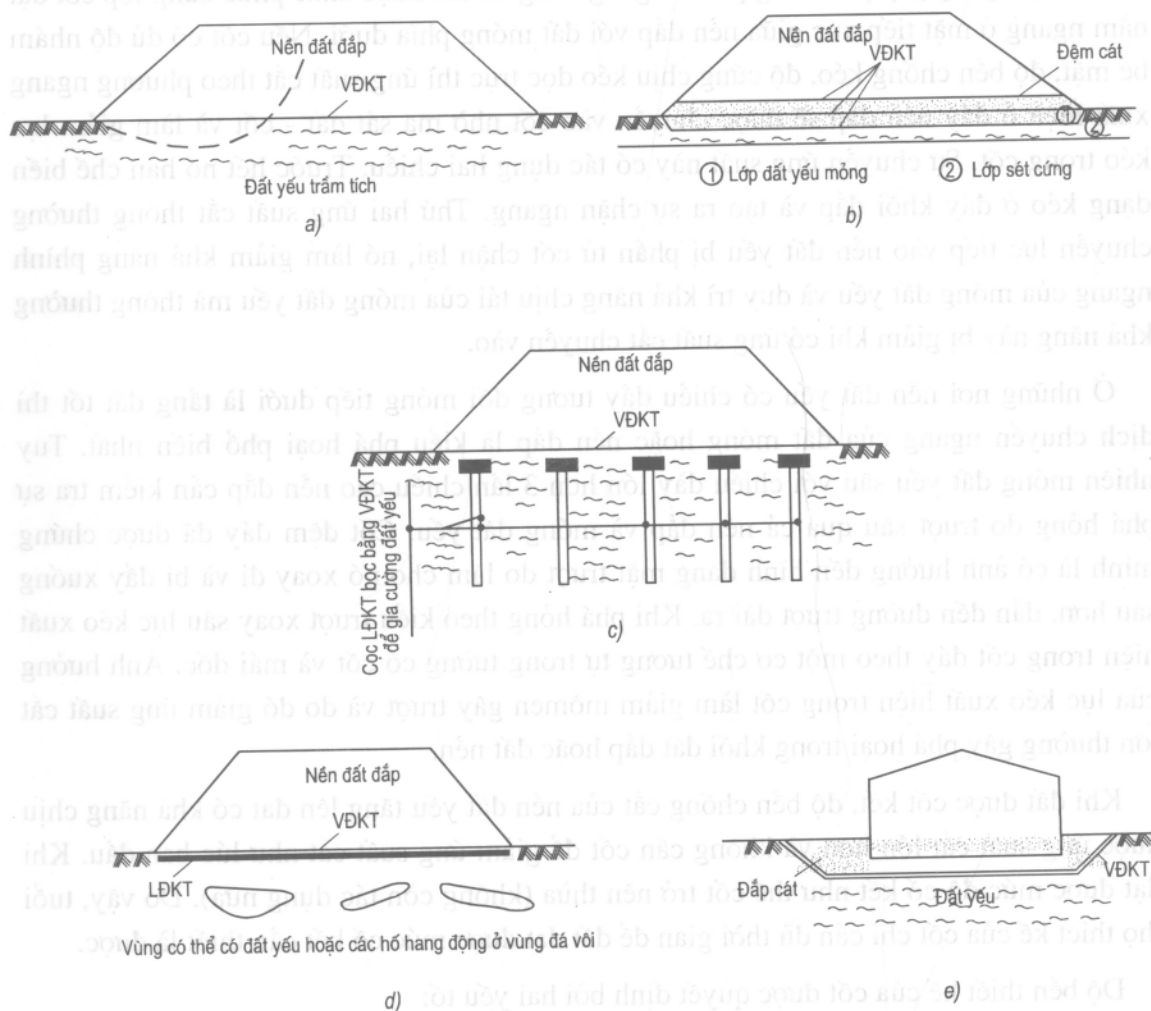
Khảo sát cơ chế gia cường cơ bản cho thấy đất trong mái dốc có cốt gồm 2 vùng riêng biệt: vùng chủ động (vùng hoạt động) và vùng kháng trượt (vùng bị động). Nếu không có cốt vùng hoạt động sẽ mất ổn định, dịch (chuyển dịch) ra phía trước và trượt xuống so với vùng kháng. Cốt gia cường nằm ngang qua 2 vùng đất. Cốt có thể làm cho vùng chủ động ổn định. Trên hình 5.3 trình bày một lớp cốt đơn (cốt chịu lực 1 chiều, khác với cốt kép, chịu lực 2 chiều; chiều ngang và cả chiều dọc theo tim đường) có chiều dài L_{aj} trong vùng chủ động và L_{ej} trong vùng kháng. Trong thực tế thường bố trí nhiều lớp cốt chứ không phải chỉ bố trí một lớp. Trên hình chỉ trình bày một lớp thứ j nào trong nhiều lớp cốt gia cường. Cơ chế gia cường rõ ràng chịu ảnh hưởng của các đặc tính của cốt. Cốt mềm (VĐKT hay LĐKT) tăng cường sự ổn định của khối đất có cốt bằng cách truyền lực gây mất ổn định từ vùng chủ động vào vùng kháng ở những nơi mà chúng được tiếp nhận an toàn. Trong quá trình này lực kéo dọc trục sẽ do cốt mềm tiếp thu hoặc phân tán đi.

Tạo cho cốt có được cơ chế neo bám thích hợp và có độ cứng chống kéo thích hợp thì cốt sẽ tiếp thu được biến dạng kéo xuất hiện trong đất ở vùng chủ động. Biến dạng kéo được truyền đi từ đất sang cốt nhờ vào cơ chế neo bám đất - cốt - đất. Biến dạng kéo trong đoạn cốt thuộc vùng chủ động làm tăng tương ứng lực kéo của cốt trong vùng này.

Nếu tổng chiều dài cốt chỉ bằng L_{aj} thì quá trình truyền tải từ đất vào cốt không đủ ngăn chặn hiện tượng trượt của vùng chủ động. Để có đủ khả năng kháng trượt, phần tử cốt phải được kéo dài thêm một đoạn L_{ej} nằm vào vùng kháng. Giả thiết rằng cốt có sức kháng kéo đủ để chịu được tải trọng kéo tiếp thu từ vùng chủ động, lực này được phân tán vào đất trong vùng kháng nhờ có cốt. Lực kéo trong cốt được phân bố không đều theo chiều dài, nó giảm dần về phía đầu tự do của đoạn L_{ej} . Nói cách khác lực kéo sẽ giảm dần về phía sau của vùng kháng. Tại đầu tự do của cốt - (điểm D) trong vùng kháng lực kéo trong cốt bằng 0.

§5.4. CÁC CƠ CHẾ LÀM VIỆC CỦA ĐẤT - CỐT - ĐẤT TRONG MÓNG DƯỚI NỀN ĐẤP

Hình 5.4 trình bày các dạng dùng cốt để gia cường móng dưới nền đắp.



Hình 5.4: Các dạng đất - cốt gia cường móng dưới nền đắp hoặc dưới nền móng nhà

a) Cốt đáy - ngăn cách và gia cường; b) VĐKT đệm đáy chống trượt trôi sang hai bên

c) Nền đắp trên cọc (LDKT bọc bằng VĐKT) có cốt VĐKT trên đỉnh cọc;

d) Cốt đặt trên nền để bị lún sụt do có các hố, hang động,

catơ dùng LDKT đặt dưới và VĐKT rải lên trên; e) VĐKT gia cường nền móng nhà

Cũng như những ứng dụng trong gia cường tường chắn và mái dốc, đất có cốt còn được dùng để cải thiện năng lực chịu tải của móng dưới các công trình nền đắp như dè, đập, các xilô kho xăng dầu v.v...

Ở các trường hợp nền đắp nêu trên (hình 5.4a, b, d) trong đất móng ngay dưới nền đắp, hướng của biến dạng kéo chính là nằm ngang, nếu không có cốt thì có khả năng

trượt do biến dạng ngang của nền đắp và cả móng phía dưới. Kiểu phá hỏng này có thể khắc phục được bằng cách đưa vào một hay nhiều lớp cốt nằm ngang bằng VĐKT hay LĐKT ở đáy nền đắp nên có tên gọi là cốt đáy.

Sự đẩy ngang gây phá hỏng phình ngang cũng có thể được khắc phục bằng lớp cốt đặt nằm ngang ở mặt tiếp xúc giữa nền đắp với đất móng phía dưới. Nếu cốt có đủ độ nhám bề mặt, độ bền chống kéo, độ cứng chịu kéo dọc trục thì ứng suất cắt theo phương ngang xuất hiện ở đáy nền đắp sẽ được chuyển vào cốt nhờ ma sát đất - cốt và làm giảm lực kéo trong cốt. Sự chuyển ứng suất này có tác dụng hai chiều. Trước hết nó hạn chế biến dạng kéo ở đáy khối đắp và tạo ra sự chận ngang. Thứ hai ứng suất cắt thông thường chuyển lực tiếp vào nền đất yếu bị phần tử cốt chận lại, nó làm giảm khả năng phình ngang của móng đất yếu và duy trì khả năng chịu tải của móng đất yếu mà thông thường khả năng này bị giảm khi có ứng suất cắt chuyển vào.

Ở những nơi nền đất yếu có chiều dày tương đối mỏng tiếp dưới là tầng đất tốt thì dịch chuyển ngang của đất móng hoặc nền đắp là kiểu phá hoại phổ biến nhất. Tuy nhiên móng đất yếu sâu với chiều dày lớn hơn 3 lần chiều cao nền đắp cần kiểm tra sự phá hỏng do trượt sâu qua cả nền đắp và móng đất yếu. Cốt đệm đáy đã được chứng minh là có ảnh hưởng đến hình dạng mặt trượt do làm cho nó xoay đi và bị đẩy xuống sâu hơn, dẫn đến đường trượt dài ra. Khi phá hỏng theo kiểu trượt xoay sâu lực kéo xuất hiện trong cốt đáy theo một cơ chế tương tự trong tường có cốt và mái dốc. Ảnh hưởng của lực kéo xuất hiện trong cốt làm giảm mômen gây trượt và do đó giảm ứng suất cắt lớn thường gây phá hoại trong khối đất đắp hoặc đất nền.

Khi đất được cốt kết, độ bền chống cắt của nền đất yếu tăng lên đất có khả năng chịu được ứng suất cắt lớn hơn và không cần cốt để giảm ứng suất cắt như lúc ban đầu. Khi đạt được mức độ cốt kết như thế cốt trở nên thừa (không còn tác dụng nữa). Do vậy, tuổi thọ thiết kế của cốt chỉ cần đủ thời gian để đất đạt được mức cốt kết cần thiết là được.

Độ bền thiết kế của cốt được quyết định bởi hai yếu tố:

- Hoặc - Đủ để tạo ra lực kéo cần thiết đảm bảo ổn định ngang cho nền và khối đắp.
- Hoặc là lực kéo cần thiết đủ để đảm bảo ổn định trượt (quay) sâu cả nền đắp và móng đất yếu.

Sự phá hỏng của đường dẫn phía bắc cầu vượt đường sắt cầu Hoàng Long trên QL1 là dạng mất ổn định trượt sâu xuyên qua cả nền đắp và móng đất yếu.

§5.5. TRẠNG THÁI PHÁ HỎNG TÍNH TOÁN - TƯƠNG TÁC GIỮA ĐẤT VÀ CỐT

Trạng thái phá hỏng (giới hạn) tính toán. Hiện nay thường có 2 trạng thái giới hạn khi tính toán ổn định tường chắn có cốt. Trong Tiêu chuẩn Anh BS 8006 - 1995 "Tiêu chuẩn

thực hành đất và các vật liệu đắp khác có gia cường (có cốt)" cũng có 2 trạng thái giới hạn tính toán.

Trạng thái thứ nhất là trạng thái giới hạn phá hoại về trượt (về cường độ). Nó thể hiện trên 2 khía cạnh: phá hoại đứt cốt và phá hoại neo bám giữa đất và cốt, có thể là bị kéo nhổ bật phần cốt ở vùng kháng.

Trạng thái giới hạn thứ hai là trạng thái giới hạn sử dụng. Trạng thái xảy ra khi trong quá trình khai thác (sử dụng) biến dạng của khối đất có cốt hoặc biến dạng trong cốt vượt quá giới hạn đã định.

Tuỳ theo loại đất sử dụng (đất rời hay đất dính) và loại cốt được dùng (loại mềm hay cứng, loại một chiều hay 2 chiều, độ thô nhám bề mặt cốt) mà cơ chế tương tác giữa đất - cốt có phần khác nhau, nhưng vẫn tồn tại hai loại tương tác chính giữa đất - cốt như sau:

Với đất đắp kém dính (đất rời như các loại cát) sức neo bám này chính là nhờ ma sát giữa đất - cốt, nó phụ thuộc vào kích cỡ hạt đất, sự sần sùi bề mặt (góc cạnh hay tròn cạnh) của hạt đất, trạng thái ẩm ướt, trạng thái về độ chặt của đất và loại cốt (độ thô nhám bề mặt của cốt).

Ngược lại, với đất dính (góc ma sát trong (φ) của đất kém, lực dính C tương đối lớn) thì sức neo bám giữa đất và cốt chính là lực dính giữa cốt - đất.

Như chúng ta đã thấy, hiện có 2 loại cốt được dùng để gia cố đó là cốt cứng (LDKT, lưới cốt thép mạ có gờ hoặc trơn - hình 1.8 và 1.9) và cốt mềm (VĐKT - hình 1.8), cơ chế tương tác đất - cốt có phần khác nhau.

Với cốt cứng như LDKT, lưới cốt thép mạ có gờ hoặc trơn thì sự móc kết giữa các hạt đất với các kẽ hở của lưới cốt có thể xuất hiện. Khi đó sức neo bám có thể bị khống chế bởi độ bền kháng cắt đất với đất ở chỗ cách mặt tiếp xúc đất - cốt một khoảng cách nhỏ. Độ lớn của sức neo bám này bị chi phối bởi đặc tính tương quan của đất - cốt. Cụ thể là độ bền kháng cắt của đất và độ nhám bề mặt của cốt. Nếu cốt đủ cứng và đủ nhám nó sẽ tiếp nhận tải trọng từ đất mà không cần chú ý đến sự phá hỏng về tính năng sử dụng. Để tiếp nhận được tải trọng tác dụng thì cốt phải chịu được tải trọng đó trong suốt tuổi thọ thiết kế đã chọn sao cho không bị đứt cốt dẫn đến xảy ra trạng thái giới hạn phá hoại do sụp đổ hoặc sao cho cốt không bị biến dạng theo thời gian đến mức có thể phá hỏng tính năng sử dụng trong kết cấu tường chắn có cốt, các mái dốc đất cốt theo từng bậc cấp, tải trọng được truyền từ đất vào cốt trong vùng chủ động gồm mặt tường hoặc mái dốc. Toàn bộ hoặc một phần của tải trọng này sẽ do cốt truyền vào vùng kháng (vùng ổn định) của đất ở sau vùng chủ động. Để truyền lực này có hiệu quả thì cốt cần phải có đủ độ nhám và độ cứng dọc trục.

Với cốt mềm: Những đơn nguyên cốt mềm sẽ không có tác dụng gia cường đất bởi bất kì sự tương tác nào liên quan uốn hoặc cắt qua tiết diện ngang của chúng đều không

được thực hiện. Sự tương tác giữa cốt mềm với đất thông qua (nhờ) sự tiếp thu lực kéo dọc trục. Nhằm tăng tối đa khả năng chịu tải kéo và dễ dàng trong thi công. Các cốt mềm được đặt nằm ngang trong tường, trong mái dốc và dưới nền đắp trùng với trục biến dạng chính trong đất không có cốt. Các lực dọc trục tiếp thu bởi cốt mềm được xác định theo phương pháp tĩnh.

Vậy bài toán thiết kế xét ổn định nội bộ cho tường chắn, mái dốc, cốt đáy của nền đắp chính là bài toán xác định các lực kéo dọc trục mà cốt phải tiếp nhận ở vùng chủ động và phân bố chúng vào vùng kháng trong giới hạn đã định bởi 2 trạng thái giới hạn phá hoại trượt và những giới hạn quy định bởi trạng thái giới hạn sử dụng.

Về ổn định nội bộ, mục tiêu thiết kế tổng thể đối với cốt cứng dọc trục là bảo đảm một sự phân bố ứng suất và biến dạng từ vùng chủ động đến vùng kháng sao cho an toàn. Ở đây ngoài việc liên quan đến lực kéo dọc trục còn bao gồm cả tác động uốn và cắt xuất hiện trong cốt. Trong trường hợp này các lực được phân tích theo mômen hơn là theo lực kéo dọc trục.

§5.6. THIẾT KẾ TƯỜNG CHẮN VÀ MỐ CẦU

Đất có cốt dùng trong các công trình giao thông thường thấy là các loại tường chắn đất ở nền đường đắp và đường đắp cao dẫn lên cầu tức là phân đắp ở sau mố cầu. Hình 5.5 trình bày các loại tường chắn và nền đắp sau mố cầu và đập nước (hình 5.5f).

1. Những yếu tố cần xem xét khi thiết kế

Khi thiết kế cần xem xét các yếu tố sau:

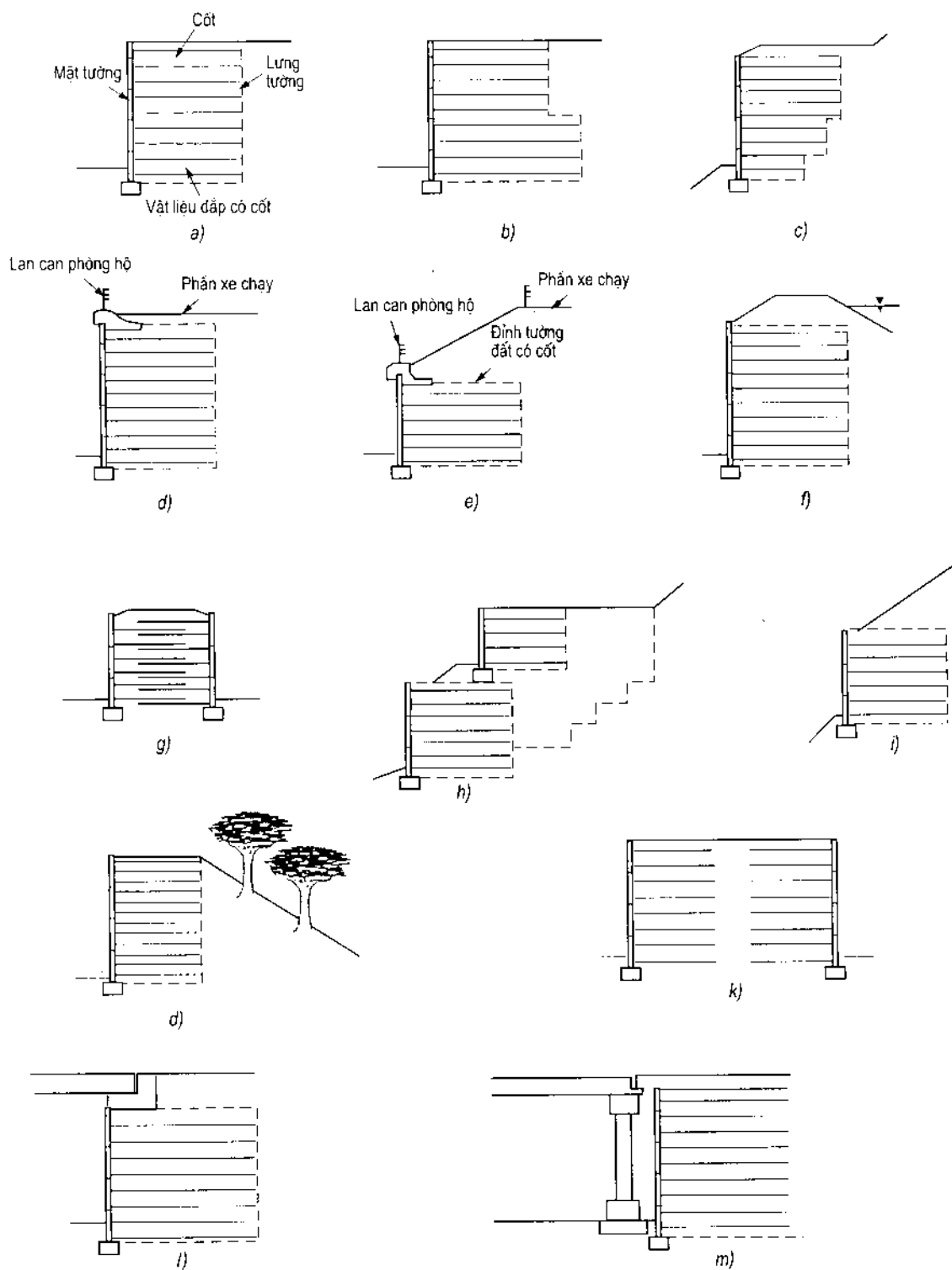
- Điều kiện địa hình, địa chất và kích thước hình học của nền đắp;
- Chọn kiểu tường chắn và loại cốt, loại đất dự kiến sử dụng;
- Xác định tổ hợp tải trọng tác dụng lên tường;
- Các hệ số an toàn cho từng loại vật liệu (gọi là hệ số riêng phần);
- Tính toán ổn định đảm bảo an toàn trong thi công và suốt thời kì khai thác đã chọn.

Dưới đây xin trình bày tóm tắt nội dung của từng phần.

a) Điều kiện địa hình, địa chất và kích thước hình học của nền đắp

+ Về điều kiện địa hình chủ yếu là độ dốc ngang địa hình.

+ Về địa chất thủy văn: căn cứ vào kết quả khảo sát địa chất nắm vững mặt cắt địa chất, các tầng lớp địa chất cùng các chỉ tiêu cơ lí và khả năng chịu tải của mỗi lớp đất. Sự ảnh hưởng của nước mưa, nước mặt và nước ngầm đến sự làm việc của kết cấu tường đất - cốt.

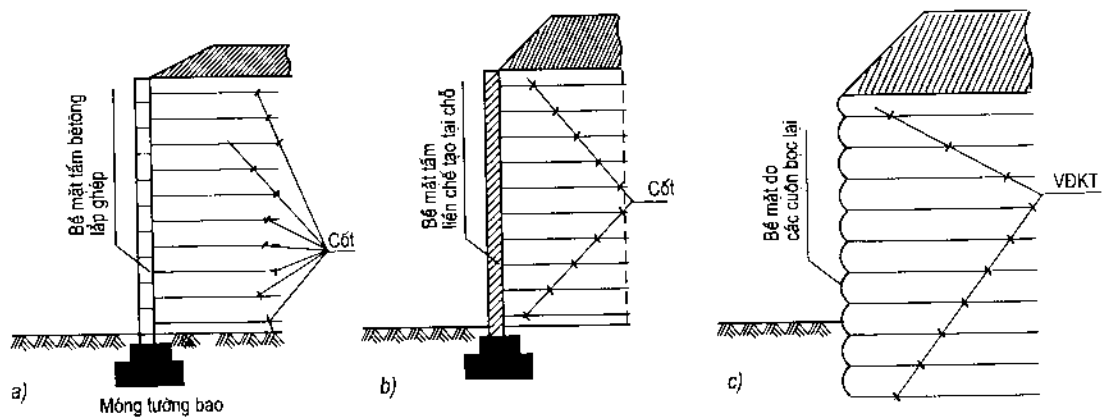


Hình 5.5: Các định nghĩa và các loại tường hoặc móng cầu
g) Tường ngăn; h) Tường chống tường; i) Mái dốc vô hạn; j) Tường chắn ổn;
k) Tường đối lưng; l) Móng cầu bằng đất có cốt; m) Móng hỗn hợp.

+ Về kích thước hình học của nền đắp tuân thủ theo cấp hạng đường mà lựa chọn: chiều rộng nền đường, độ dốc mái taluy đắp.

b) Kiểu tường chắn

Chủ yếu là loại mặt tường như hình 5.6.



Hình 5.6: Cấu tạo bề mặt tường bao

a) Loại mặt là tấm bê tông lắp ghép b) Tấm mặt liền suốt cả chiều cao tường (chế tạo tại chỗ) c) Bề mặt được cốt cuộn bọc lại (cốt mềm)

Hiện nay thường sử dụng loại a) và c) còn loại b) ít được dùng. Loại a) là các tấm bê tông lắp ghép được chế tạo sẵn có móc chờ. Chiều dày tấm thường từ 8 - 10cm được thi công rất nhanh mà thiết bị rất đơn giản chỉ cần có một cần cẩu nhỏ móc các tấm đưa lên với 2 - 3 công nhân lắp vào là được. Mặt khác hình dạng tấm đa dạng tạo trang trí bề mặt rất đẹp. Loại này được sử dụng đường dẫn lên cầu An Dương trên QL5 ở Hải Phòng, đường dẫn lên cầu vượt Ngã Tư Vọng và đường dẫn cầu vượt QL32 từ đường Thăng Long - Nội Bài tới Sân vận động Mỹ Đình ở Hà Nội. Loại c) được dùng khi cốt là VĐKT. Tường chắn cốt mềm VĐKT đã được sử dụng trên đường cao tốc ở Đà Bắc, Đà Loan, với chiều cao tường trên 50m.

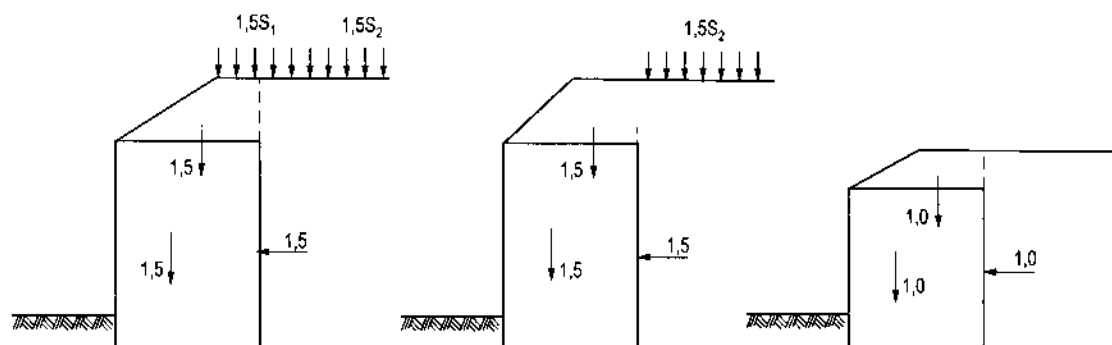
Còn đất, tốt nhất chọn loại đất rời như các loại cát hạt trung hay thô, hoặc cấp phối tự nhiên song cũng có thể dùng đất dính. Chọn loại nào cần xem xét kỹ điều kiện thực tế và tính ổn định lâu dài (tuổi thọ) của công trình kết hợp với tận dụng vật liệu địa phương để giảm giá thành công trình.

c) Chọn tổ hợp tải trọng

Hình 5.7 trình bày 3 dạng tổ hợp tải trọng và các hệ số tải trọng tương ứng.

Bảng 5.1 trình bày các hệ số tải trọng riêng phân đối với các tổ hợp tải trọng có liên quan đến tường chắn [4].

Bảng 5.2 trình bày các hệ số tải trọng riêng phần đối với các tổ hợp tải trọng có liên quan đến móng [4].



Hình 5.7: Các dạng tổ hợp tải trọng và hệ số tải trọng tương ứng (xem bảng 5.1)

a) Kiểm toán ổn định ngoài và ổn định nội bộ; b) Kiểm toán ổn định ngoài và ổn định nội bộ; c) Kiểm toán lún và kiểm toán yêu cầu sử dụng.

Bảng 5.1. Các hệ số tải trọng riêng phần đối với các tổ hợp tải trọng có liên quan đến tường chắn [4]

Các tác động (các loại tải trọng)		Các tổ hợp		
		A	B	C
Khối lượng của thân tường đất có cốt		$f_{fs} = 1,5$	$f_{fs} = 1,0$	$f_{fs} = 1,0$
Khối lượng của đất đắp trên đỉnh tường đất có cốt		$f_{fs} = 1,5$	$f_{fs} = 1,0$	$f_{fs} = 1,0$
Áp lực đất ở sau tường		$f_{fs} = 1,5$	$f_{fs} = 1,5$	$f_{fs} = 1,0$
Tải trọng xe cộ	Trên khối đất có cốt	$f_{fs} = 1,5$	$f_q = 0$	$f_q = 0$
	Sau khối đất có cốt	$f_q = 1,5$	$f_q = 1,5$	$f_q = 0$

Ghi chú: Các trường hợp tải trọng được miêu tả dưới đây là tổ hợp bất lợi nhất thường lấy theo các tiêu chuẩn khác nhau, tuy nhiên nó mang tính chất hướng dẫn. Tất cả các tổ hợp tải trọng phải được kiểm tra đối với từng lớp cốt tăng cường nằm trong mỗi kết cấu để bảo đảm tìm được và xét được điều kiện nguy hiểm nhất.

Tổ hợp A: Tổ hợp này chấp nhận chỉ số lớn nhất của tất cả các tải trọng và nhờ đó thường gây ra lực kéo lớn nhất trong cốt và sức chịu tải lớn nhất của móng. Tổ hợp này cũng có thể dùng để xác định yêu cầu đối với cốt tăng cường nhằm đảm bảo đáp ứng đủ sức chống kéo trượt (nhỏ bậc), mặc dù sức chống kéo trượt thường bị khống chế bởi tổ hợp B.

Tổ hợp B: Tổ hợp này xét đến các tải trọng gây lật lớn nhất cùng với khối lượng bản thân kết cấu nhỏ nhất và tải trọng xe cộ được đặt ở trên. Tổ hợp này thường quyết định các yêu cầu đối với cốt tăng cường về sức chống kéo trượt và thường là trường hợp bất lợi nhất về trượt trên móng.

Tổ hợp C: Tổ hợp này chỉ xét đến tải trọng tĩnh không nhân với hệ số tải trọng riêng phần. Tổ hợp này được dùng để xác định độ lún của nền móng cũng như lực kéo phát sinh trong cốt tăng cường để kiểm tra trạng thái giới hạn sử dụng.

Bảng 5.2. Các hệ số tải trọng riêng phần đối với các tổ hợp tải trọng có liên quan đến mố cầu [4]

Các tác động		Các tổ hợp		
		A	B	C
Tải trọng tĩnh của kết cấu		$f_{fs} = 1,5$	$f_{fs} = 1,0$	$f_{fs} = 1,0$
Tải trọng tĩnh của vật liệu đắp trên đỉnh kết cấu		$f_{fs} = 1,5$	$f_{fs} = 1,0$	$f_{fs} = 1,0$
Tải trọng tĩnh của cầu và bệ kê gối cầu		$f_f = 1,2$	$f_f = 1,0$	$f_f = 1,0$
Áp lực đất đắp sau bệ kê gối cầu		$f_{fs} = 1,5$	$f_{fs} = 1,5$	$f_{fs} = 1,0$
Áp lực đất đắp sau kết cấu mố		$f_{fs} = 1,5$	$f_{fs} = 1,5$	$f_{fs} = 1,0$
Tải trọng ngang do từ biến và co ngót		$f_f = 1,2$	$f_{fs} = 1,2$	$f_f = 1,0$
Tải trọng xe cộ		$f_{fs} = 1,5$ (ở hần ngoài phạm vi công trình)	$f_{fs} = 1,5$ (ở sau vùng có cốt)	$f_{fs} = 1,0$
Hoạt tải thẳng đứng của cầu	HA	$f_q = 1,5$	$f_q = 1,5$	
	HA và HB	$f_q = 1,3$	$f_q = 1,3$	
Tải trọng động do hãm xe	HA	$f_q = 1,25$	$f_q = 1,25$	
	HA và HB	$f_q = 1,1$	$f_q = 1,1$	
Tác dụng của nhiệt độ		$f_q = 1,3$	$f_q = 1,3$	

Ghi chú: Các trường hợp tải trọng được miêu tả dưới đây là tổ hợp bất lợi nhất thường thấy đối với các tiêu chí khác nhau; nhưng đó cũng chỉ mang tính hướng dẫn. Tất cả các tổ hợp tải trọng cần phải được kiểm tra đối với từng lớp cốt tăng cường nằm trong mỗi kết cấu để đảm bảo tìm được và xét được điều kiện nguy hiểm nhất.

Tổ hợp A: Tổ hợp này công nhận trị số lớn nhất của tất cả các tải trọng và nhờ đó thường gây ra lực kéo lớn nhất trong cốt tăng cường và sức chịu tải lớn nhất của móng. Tổ hợp này cũng có thể dùng để xác định yêu cầu đối với cốt tăng cường nhằm đảm bảo đáp ứng đủ sức chống kéo trượt, mặc dù sức chống kéo trượt thường bị khống chế bởi tổ hợp B.

Tổ hợp B: Tổ hợp này xét đến các tải trọng gây lật lớn nhất cùng với khối lượng bản thân kết cấu nhỏ nhất và tải trọng xe cộ được đặt ở trên. Tổ hợp này thường quyết định các yêu cầu đối với cốt tăng cường về sức chống kéo trượt và thường là trường hợp bất lợi nhất về trượt trên móng.

Tổ hợp C: Tổ hợp này chỉ xét đến các tải trọng tĩnh không có hệ số tải trọng riêng phần. Tổ hợp này được dùng để xác định độ lún của nền móng cũng như lực kéo phát sinh trong cốt tăng cường để kiểm tra trạng thái giới hạn sử dụng.

d) Các hệ số an toàn cho từng loại vật liệu (hệ số riêng phần)

Ngoài hệ số riêng phần về tổ hợp tải trọng trình bày ở bảng 5.1 và 5.2 còn có các hệ số riêng phần về: vật liệu đất đắp sau lưng tường, về vật liệu cốt tăng cường, về hệ số tương tác giữa đất và cốt, về hệ số an toàn. Các hệ số riêng phần này có thể tham khảo ở bảng 5.3 [4].

e) Trình tự tính toán (thiết kế) kết cấu đất có cốt

+ Trước tiên lựa chọn sơ bộ kích thước ban đầu. Bảng 5.4 [4] đưa ra chỉ dẫn khi lựa chọn sơ bộ kích thước. Trị số lựa chọn không được nhỏ hơn trị số nêu ở bảng 5.4 dưới đây.

Bảng 5.4. Trị số tối thiểu các kích thước hình học của tường và móng [4]

Loại kết cấu	Chiều dày tối thiểu của cốt tăng cường
Tường có chức năng chống đỡ thông thường	0,7H (tối thiểu 3,0m)
Móng cầu	$> 0,62H + 2\text{m}$ hoặc $> 7,0\text{m}$
Tường và móng có mặt cắt hình thang (loại c ở hình 5.5)	0,7H (đối với cốt tăng cường ở tại vị trí 1/2H) 0,4H hoặc tối thiểu 3m đối với cốt ở nửa dưới của kết cấu.
Tường và móng giằng cấp (hình 5.5b)	0,7H tại vị trí 1/2H cho đến đáy tường
Tường chịu lực đẩy nhỏ từ vật liệu đắp, như tường có mái dốc ngược ở phía sau (hình 5.5j) hoặc tường chắn cả 2 phía (hình 5.5g)	0,6H hoặc tối thiểu 3,0m
Tường có chiều cao thấp ($H < 1,5\text{m}$)	Được xét riêng

+ Đối với móng có mặt cắt hình thang, khoảng cách giữa các cốt tăng cường cần phải tuân thủ các yêu cầu sau:

Khi $L/H < 0,55$ thì $S_v/H \leq 0,125$

Khi $0,55 \leq L/H < 0,65$ thì $S_v/H \leq 0,167$

Khi $0,65 \leq L/H < 0,75$ thì $S_v/H \leq 0,222$

trong đó: S_v - khoảng cách theo phương đứng giữa các lớp cốt tăng cường - L chiều dài cốt tăng cường ở từng độ cao khác nhau, H - chiều cao tường.

Hình 5.8. đưa ra chỉ dẫn khi xác định sơ bộ kích thước của các kết cấu có cốt.

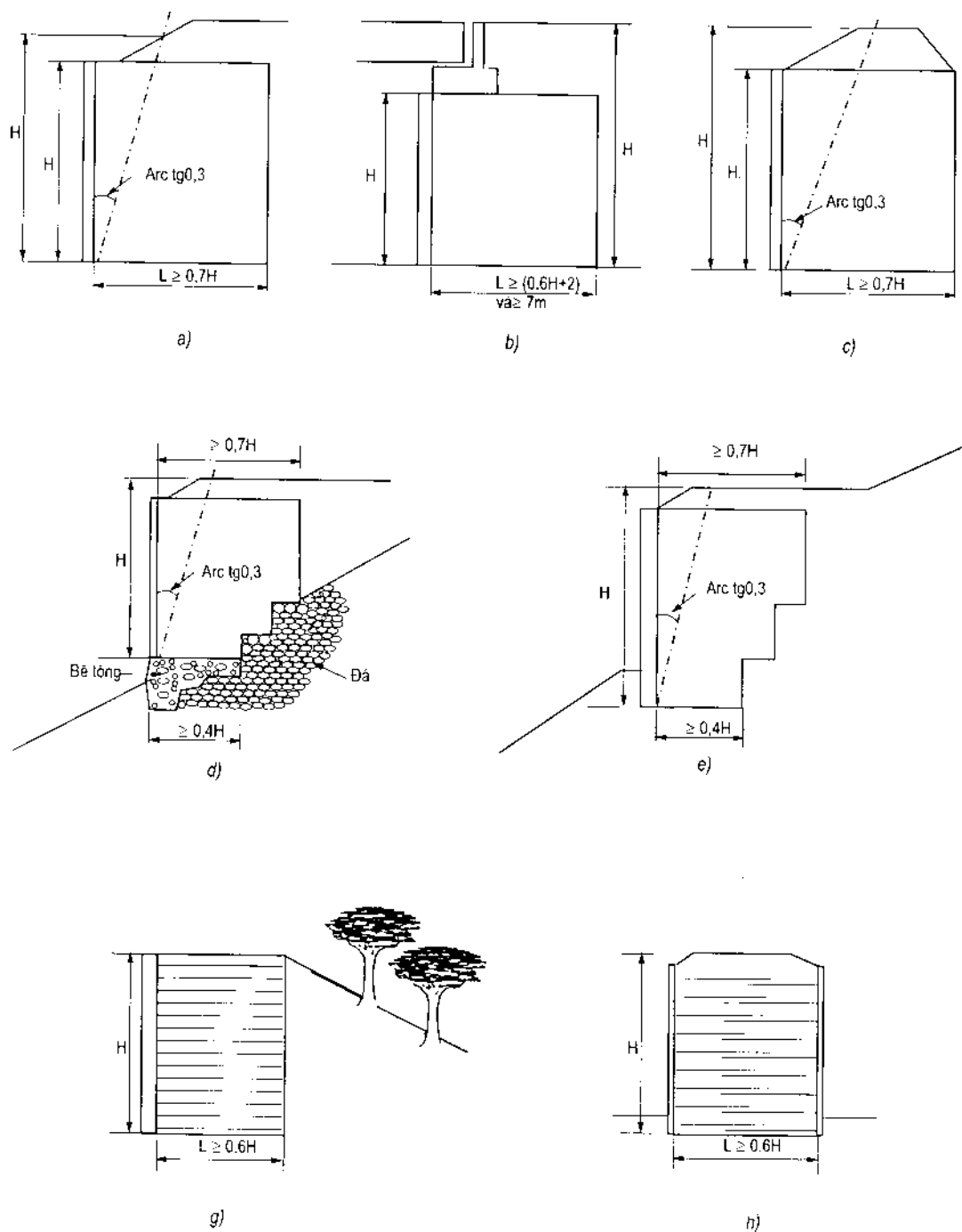
Hình 5.9. xác định sơ bộ kích thước một số tường có dạng khác.

+ Chiều sâu chôn tường: Để xác định độ sâu chôn tường (kể từ bề mặt đất tự nhiên xuống) cần xét các yếu tố sau:

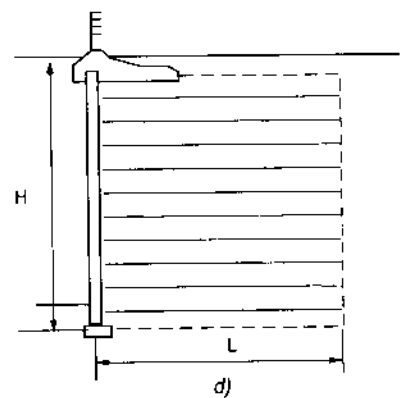
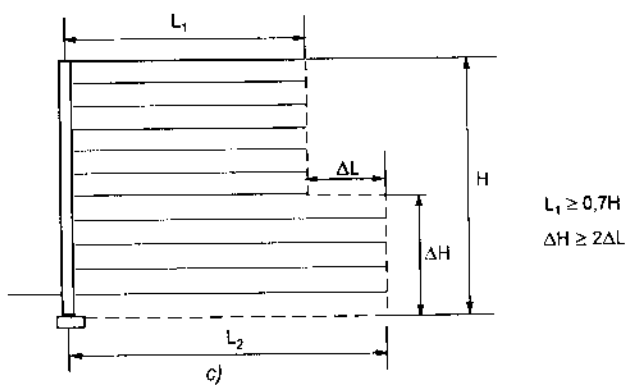
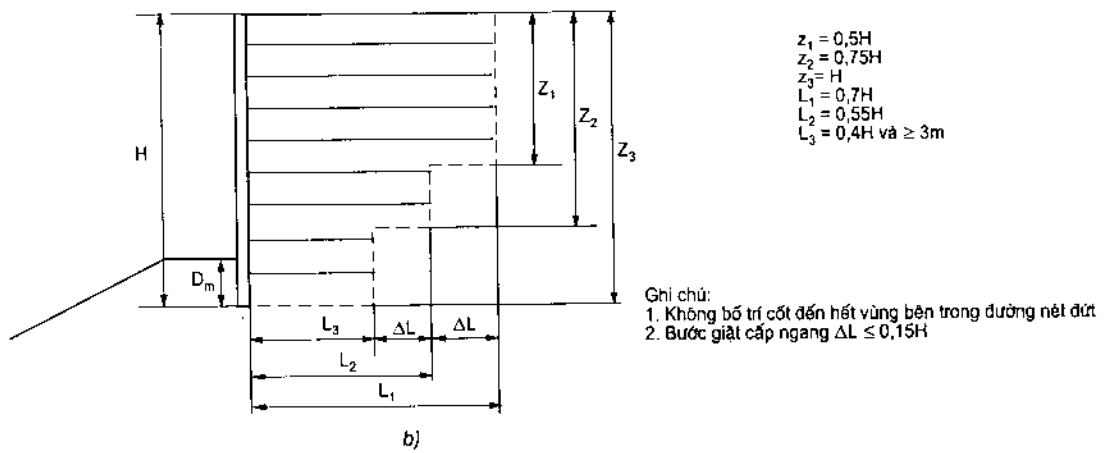
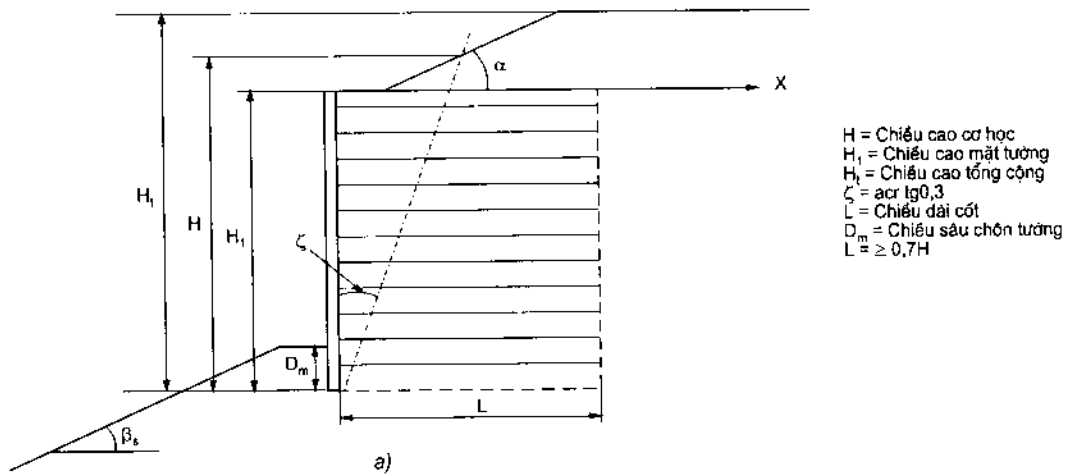
- Áp lực của kết cấu chuyển lên mặt móng.

- Sự thay đổi chiều cao mực nước ở sau lưng tường đối với các tường ven sông, ven hồ, ven biển.

- Nguy cơ bị xói mòn ở chân tường do xói gây ra hay do sự đào bới của con người làm hở chân tường.



Hình 5.8: Xác định sơ bộ kích thước của kết cấu đất có cốt
a) Tường lưng chùng (trên tường còn đắp nền); b) Mố cầu;
c) Nền đắp; d và e) Tường hình thang; f) Tường chắn ổn; g) Tường ngàm



Hình 5.9: Xác định sơ bộ kích thước của một số tường có dạng khác
 a) Mặt cắt chữ nhật; b) Mặt cắt hình thang; c) Mặt cắt giắt cấp;
 d) Tường chắn lan can phòng hộ.

- Nguy cơ do sự nạo vét lòng sông đối với các tường điều chỉnh dòng sông và các tường biển.

Chiều sâu chôn tường tối thiểu không được nhỏ hơn trị số cho ở bảng 5.5. [4].

Bảng 5.5. Chiều sâu chôn tường tối thiểu

Độ dốc của mái dốc tự nhiên ở chân tường β_s		Độ sâu chôn tường tối thiểu $H_{\min}(m)$	Độ sâu chôn tường tùy thuộc vào áp lực móng phải chịu q_r (kN/m^2) H_m/q_r
$\beta_s = 0$	Tường	$H/20$	$1,35 \times 10^{-3} (m^3/kN)$
$\beta_s = 0$	Mố	$H/10$	$2,70 \times 10^{-3} (m^3/kN)$
$\beta_s = 18^\circ (\cotg\beta_s = 3/1)$	Tường	$H/10$	$2,70 \times 10^{-3} (m^3/kN)$
$\beta_s = 27^\circ (\cotg\beta_s = 2/1)$	Tường	$H/7$	$4,00 \times 10^{-3} (m^3/kN)$
$\beta_s = 34^\circ (\cotg\beta_s = 3/2)$	Tường	$H/5$	$59 \times 10^{-3} (m^3/kN)$

$$H_{(\min)} \geq 0,45m$$

2. Tính ổn định nội bộ

Ổn định nội bộ tức là sự ổn định (không bị phá hoại) của bản thân khối đất - cốt ở sau lưng tường. Các dạng phá hỏng nội bộ cần phải xem xét:

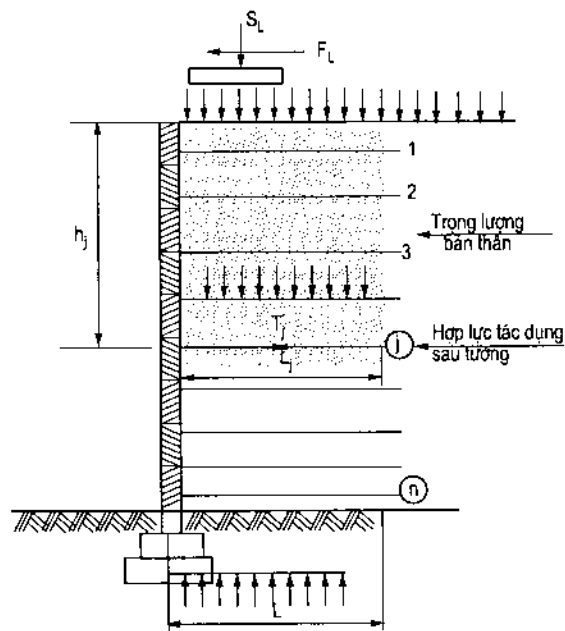
- + Sức bền vững của các đơn nguyên cốt;
- + Sức chống trượt của các phần trên thuộc kết cấu;
- + Sự ổn định của "khối nê" vật liệu đất cốt.

Dưới đây giới thiệu 2 phương pháp dùng để kiểm tra ổn định nội bộ của khối đất đất cốt [4].

a) Phương pháp thứ nhất:

Áp dụng phương pháp "khối nê cân bằng sau lưng tường".

Khi kiểm tra ổn định nội bộ theo trạng thái giới hạn phá hoại cần tính toán 2 nội dung: Tính ổn định cục bộ với một lớp cốt thứ j nào đó nằm ở độ sâu h_j kể từ bề mặt của tường xuống và kiểm tra sức chịu tải của lớp cốt thứ j về kéo đứt và phá hoại dính bám khi chịu tải trọng đã kể cả hệ số tính toán.



Hình 5.10

- Tính toán ổn định cục bộ với một lớp đất bất kỳ thứ j nào đó

Lực kéo giới hạn lớn nhất của đơn nguyên cốt thuộc lớp j nằm ở độ sâu h_j được xác định theo công thức sau cho vật liệu j đắp là vật liệu rời, $C \approx 0$

$$T_j = T_{pj} + T_{sj} + T_{fj} \quad (5.1)$$

Còn đối với vật liệu dính vừa có ma sát vừa có lực dính được tính theo (5.2)

$$T_j = T_{pj} + T_{sj} + T_{fj} - T_{cj} \quad (5.2)$$

+ Với tải trọng thẳng đứng, do trọng lượng bản thân vật liệu đắp cộng thêm tải trọng phụ thêm và mômen uốn gây ra bởi ngoại lực tác dụng lên tường - hình 5.11.

$$T_{pj} = K_a \times \sigma_{vj} \times S_{vj} \quad (5.3)$$

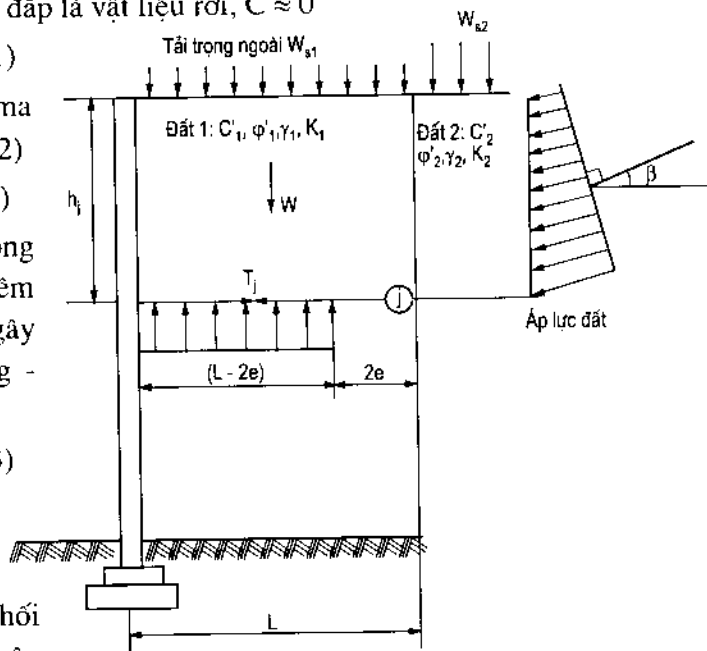
trong đó:

T_{pj} - lực kéo trên 1m dài tường;

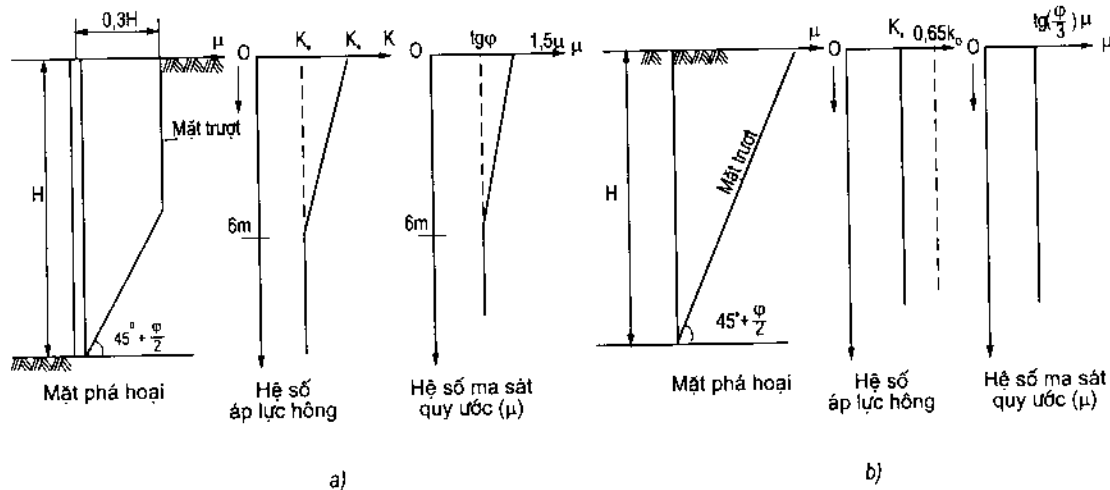
K_a - hệ số áp lực đất bên trong khối đất có cốt. Trị số K_a được xác định trên hình 5.12 cho 2 trường hợp:

Dùng cốt dài bằng thép hoặc cốt lưới thép - Hình 5.12a.

Dùng cốt bằng lưới polime hoặc lưới sợi thép (hình 5.12b).



Hình 5.11: Ứng suất gây ra do trọng lượng bản thân, tải trọng ngoài (W_{s1} , W_{s2}) và đất đắp sau tường



Hình 5.12: Mặt phá hoại của các loại kết cấu

Hệ số áp lực hông và hệ số ma sát quy ước

a) Trường hợp dùng cốt dài bằng thép và cốt lưới thép;

b) Trường hợp cốt bằng lưới polime (LDKT) hoặc lưới sợi thép.

K_o - áp lực đất ở trạng thái tĩnh;

μ - áp lực quy ước thay đổi trong phạm vi 0,5 - 1,5. Khi sử dụng cốt dãi mỏng có gờ bằng kim loại thường giả thiết $\mu = 1,5$ tại đỉnh tường, càng xuống sâu μ càng giảm và tới độ sâu 6m thì $\mu = \text{tg}\varphi$ và giữ trị số này kể từ độ sâu 6m trở xuống. Với loại cốt dãi trơn

nhẵn bằng kim loại hoặc cốt mềm (VĐKT) hoặc lưới sợi thép thì $\mu = \text{tg}\left(\frac{2}{3}\varphi\right)$ cho toàn bộ chiều sâu tường.

σ_{vj} - ứng suất thẳng đứng (có kể đến hệ số) tác động lên lớp cốt thứ j , xác định theo Meyerhof, công thức (5.4),

$$\sigma_{vj} = \frac{R_{vj}}{L_j - 2c_j} \quad (5.4)$$

trong đó: R_{vj} - hợp lực của tất cả các thành phần tải trọng thẳng đứng tại độ sâu h_j (đã kể đến các hệ số). Các hệ số lấy theo bảng 5.1 và 5.2;

L_j - chiều dài cốt tăng cường ở lớp thứ j ;

e_j - độ lệch tâm của hợp lực R_{vj} so với điểm giữa của lớp cốt thứ j ;

S_{vj} - khoảng cách theo chiều đứng của cốt lớp thứ j trong tường.

Còn với vật liệu đắp là đất dính vừa có ma sát vừa có lực dính thì:

$$T_{pj} \geq 0,5\gamma_w \cdot S_{vj} \times \left[h_j + \frac{f_{ts} \times W_s}{\gamma_d} \right] \quad (5.5)$$

trong đó: γ_w - trọng lượng đơn vị của nước - lấy 1 g/cm^3 ;

f_{ts} - hệ số tải trọng riêng phân áp dụng cho tải trọng phụ thêm là tĩnh tải - bảng 5.3;

W_s - tĩnh tải tác dụng thêm;

γ_d - trọng lượng đơn vị của đất (g/cm^3).

Trường hợp tải trọng phụ thêm phân bố đều thì T_{pj} tính theo công thức (5.6)

$$T_{pj} = \frac{K_{a1}(f_{ts} \times \gamma_1 \times h_j + f_q \times W_{s1}) \times S_{vj}}{\left[1 - \frac{K_{a2}(f_{ts} \times \gamma_2 \times h_j + 3f_q W_{s2}) \left(\frac{h_j}{L} \right)^2}{3(f_{ts} \times \gamma_1 \times h_j + f_q W_{s1})} \right]} \quad (5.6)$$

trong đó: f_{ts} , f_q là các hệ số riêng phân được lấy tùy thuộc tổ hợp tải trọng, lấy theo bảng 5.1 và 5.2.

+ Trường hợp có tải trọng băng thẳng đứng S_L tác dụng trên một phạm vi tiếp xúc hẹp có bề rộng b ở trên đỉnh tường như hình 5.13 trình bày. Để tính T_{sj} ta xác định đường nghiêng từ đỉnh tường theo độ dốc 1:2 đường nét đứt ở hình 5.13.

$$T_{sj} = K_a \times S_{vj} \frac{f_f \times S_L}{D_j} \quad (5.7)$$

trong đó:

$$D_j = h_j + b \text{ nếu } h_j \leq (2d - b) \quad (5.8)$$

$$D_j = \frac{h_j + b}{2} + d \text{ nếu } h_j > (2d - b) \quad (5.9)$$

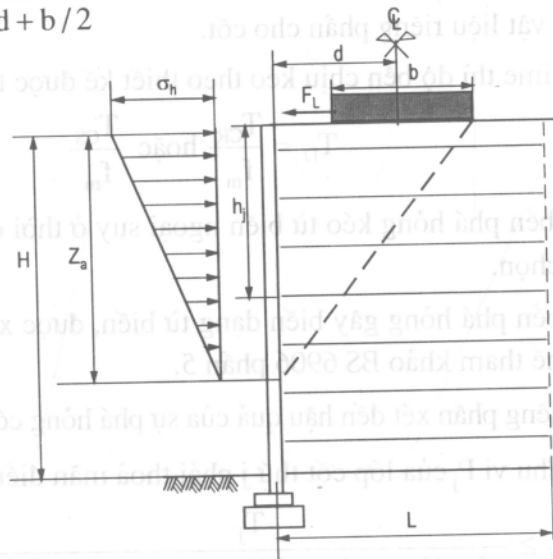
f_f - là hệ số tải trọng riêng phân đối với tải trọng tĩnh lệch tâm lấy theo bảng 5.3.

Cần chú ý rằng: lực kéo tính được theo (5.7) phải được lấy sao cho không nhỏ hơn trị số tính được từ mômen uốn do chỉ có tải trọng thẳng đứng S_L tác dụng lên tường gây ra (lúc này tường được xem là vật thể cứng).

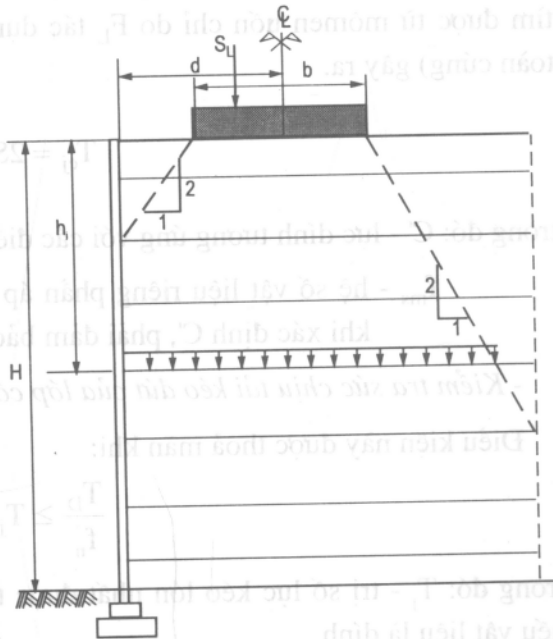
+ Trường hợp có lực cắt ngang F_L tác dụng trên một vùng tiếp xúc hẹp có bề rộng b tại đỉnh tường, hình 5.14. T_{ij} lực kéo phân bố của tải trọng F_L được xác định theo công thức sau:

$$T_{ij} = 2S_{vj}f_f \times F_L \times Q(1 - h_j/Q) \quad (5.10)$$

trong đó: $Q = \frac{\tan(45^\circ - \varphi'/2)}{d + b/2} \quad (5.11)$



Hình 5.14: Phân bố lực cắt ngang (do lực F_L gây ra) trong khối đất có cốt theo phương pháp khối nền cân bằng sau tường.



Hình 5.13: Phân bố tải trọng hình băng thẳng đứng trong khối đất có cốt theo phương pháp tính toán khối nền cân bằng sau lưng tường.

f_f - là hệ số tải trọng riêng phần đối với tải trọng ngang, lấy theo bảng 5.3.

Cần chú ý là lực kéo tính được theo (5.10) phải được lấy sao cho không nhỏ hơn trị số tìm được từ mômen uốn chỉ do F_L tác dụng lên tường (xen tường là một vật thể hoàn toàn cứng) gây ra.

$$T_{vj} = 2S_{vj} \times \frac{C'}{f_{ms}} (K_s)^{\frac{1}{2}} \quad (5.12)$$

trong đó: C' - lực dính tương ứng với các điều kiện ứng suất hữu hiệu;

f_{ms} - hệ số vật liệu riêng phần áp dụng cho C' - Bảng 5.3. Cần đặc biệt chú ý khi xác định C' , phải đảm bảo đủ độ tin cậy.

- Kiểm tra sức chịu tải kéo đứt của lớp cốt thứ j .

Điều kiện này được thoả mãn khi:

$$\frac{T_D}{f_n} \geq T_j \quad (5.13)$$

trong đó: T_j - trị số lực kéo lớn nhất được tính theo (5.1) cho vật liệu rời và theo (5.2) nếu vật liệu là dính.

T_D - cường độ tính toán của cốt.

+ Nếu là cốt kim loại thì độ bền chịu kéo thiết kế được tính theo (5.14)

$$T_D = \frac{T_u}{f_m} \quad (5.14)$$

trong đó: T_u - độ bền kéo cực hạn của cốt (độ bền cơ bản của cốt);

f_m - hệ số vật liệu riêng phần cho cốt.

+ Nếu là cốt polime thì độ bền chịu kéo theo thiết kế được tính theo công thức (5.15):

$$T_D = \frac{T_{CR}}{f_m} \text{ hoặc } \frac{T_{CS}}{f_m} \quad (5.15)$$

trong đó: T_{CR} - độ bền phá hỏng kéo từ biến ngoại suy ở thời điểm cuối tuổi thọ thiết kế đã chọn.

T_{CS} - độ bền phá hỏng gây biến dạng từ biến, được xác định bằng thí nghiệm - có thể tham khảo BS 6906 phần 5.

f_n - hệ số riêng phần xét đến hậu quả của sự phá hỏng công trình về mặt kinh tế.

- Về dính bám. Chu vi P_j của lớp cốt thứ j phải thoả mãn điều kiện cục bộ sau:

$$P_j \geq \frac{T_j}{\frac{\mu L_{ej}(f_{fs}\gamma_l \times h_j + f_l W_s)}{f_p \times f_n} + \frac{\alpha_{bc'} \times C' \times L_{ej}}{f_{ms} \times f_p \times f_n}} \quad (5.16)$$

trong đó: P_j - tổng bề mặt trên và dưới của các cốt thuộc lớp j trong 1m dài tường;

T_j - trị số lực kéo lớn nhất của cốt, tính theo (5.1) hoặc (5.2);

f_{fs} - hệ số tải trọng riêng phần áp dụng cho trọng lượng bản thân của đất được sử dụng theo tổ hợp tải trọng như đối với T_j (bảng 5.3);

f_f - hệ số tải trọng riêng phần áp dụng cho tải trọng bên ngoài tính tác dụng thêm, được lấy theo tổ hợp tải trọng như đối với T_j (bảng 5.3);

μ - hệ số ma sát giữa vật liệu đắp với cốt;

L_{ej} - chiều dài cốt trong vùng neo (vùng bị động) nằm ngoài khối nê-m phá hoại tại lớp thứ j ;

W_s - áp lực chỉ do ngoại tải tác dụng thêm gây ra;

f_p - hệ số riêng phần đối với sức chống kéo tuột (nhỏ) của cốt (bảng 5.3);

f_n - hệ số riêng phần xét đến hậu quả do công trình bị hư hỏng gây ra về mặt kinh tế - thường có 3 loại như bảng 5.6:

Bảng 5.6

Loại kết cấu	Hệ số riêng phần	Ví dụ cụ thể kết cấu
1 yêu cầu thấp	Không áp dụng	Tường chắn và mái dốc mà phần "neo giữ" có chiều cao nhỏ hơn 1,5m khi phá hỏng chỉ gây tổn hại nhỏ
2 yêu cầu trung bình	1,0	Nền đắp và kết cấu khi phá huỷ sẽ gây tổn hại ở mức vừa phải, làm giảm khả năng phục vụ của công trình ở mức vừa phải
3 yêu cầu cao	1,1	Các móng trụ cầu, những kết cấu trực tiếp chịu tải trên đường cao tốc, đường trục quốc gia, đường bộ chủ yếu, đường sắt, nhà ở, đê đập, tường chắn và mái dốc vùng biển và đường chạy dọc ven sông.

α_{bc} - hệ số sức dính bám giữa đất và cốt;

C' - lực dính của đất được xác định ở điều kiện ứng suất hữu hiệu;

f_{ms} - hệ số vật liệu riêng phần áp dụng cho C' (bảng 5.3);

Để tiện cho tính toán ta có thể lấy μ như sau:

$$\mu = \frac{\alpha \times \operatorname{tg} \varphi'_p}{f_{ms}} \quad (5.17)$$

α' - hệ số tương tác biểu thị liên hệ giữa sự neo bám cốt đất;

f_{ms} - hệ số vật liệu riêng phần áp dụng cho $\operatorname{tg} \varphi'_p$ (bảng 5.3).

- Khả năng chịu kéo tuột của cốt neo phải thoả mãn điều kiện ổn định cục bộ dưới đây.

$$\frac{P_{uj}}{f_p \times f_n} \geq T_j \quad (5.18)$$

Trong đó: P_{uj} - sức chịu kéo tuột cực hạn của neo;

f_p và f_n như chú thích ở công thức 5.16.

$$P_{uj} = P_{sj} + P_{aj} \quad (5.19)$$

$$P_{sj} = 2\mu.B_s.\sigma'_{vj} \times L_{ej} \quad (5.20)$$

$$P_{aj} = 4K_p.B_a \times t_a \times \sigma'_{vj} \quad (5.21)$$

P_{sj} - sức chịu do ma sát của phần cọc neo hoặc còng neo ở phía bên ngoài mặt phá hoại dự kiến của các neo thuộc lớp thứ j .

P_{aj} - sức chịu của các neo thuộc lớp thứ j ;

μ - hệ số ma sát giữa đất và cốt như phương trình (5.17);

B_s - bề rộng hình chiếu bằng của cọc hoặc còng neo trong tương lai;

B_a - bề rộng của đầu neo trong tương lai;

K_p - hệ số áp lực đất bị động theo phương ngang;

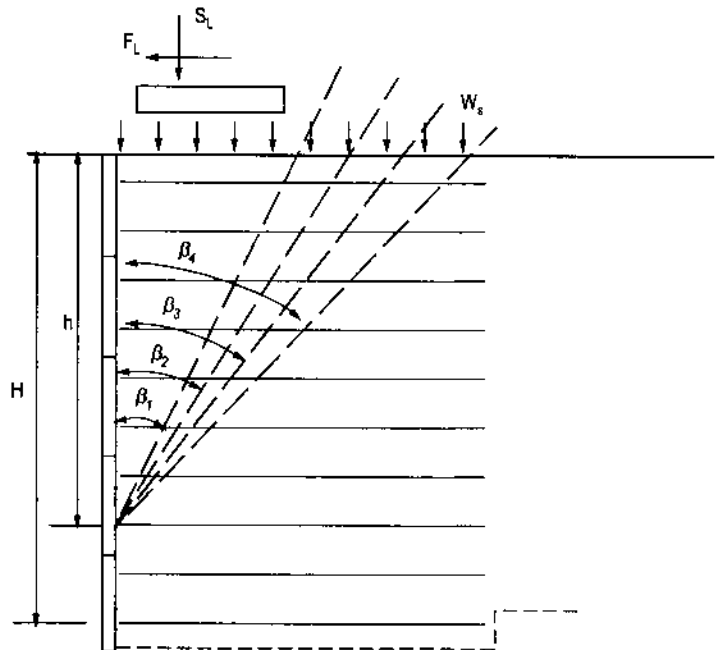
t_a - chiều cao của đầu neo trong tương lai;

σ'_{vj} - áp lực thẳng đứng tác dụng lên neo tại lớp thứ j ;

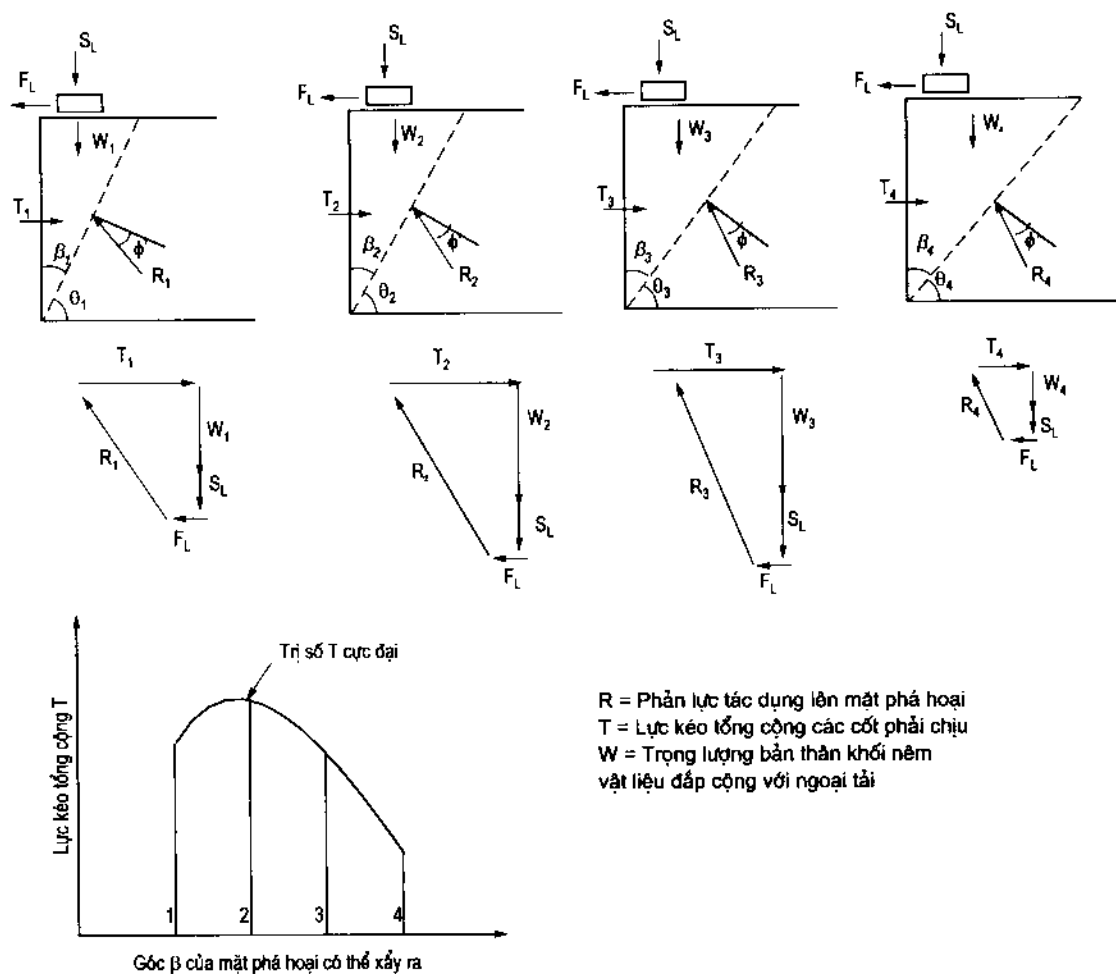
L_{ej} - chiều dài cọc neo (nằm trong vùng bị động) nằm ngoài mặt phá hoại dự kiến.

- Kiểm tra ổn định của khối nêm.

Hình 5.15 phân tích ổn định khối nêm nội bộ đối với bài toán đơn giản



Hình 5.15: Phân tích ổn định khối nêm nội bộ đối với bài toán đơn giản



Hình 5.15: Phân tích ổn định khối nêm nội bộ đối với bài toán đơn giản

Sức chịu của một lớp cốt đơn lẻ phải lấy trị số nhỏ hơn trong 2 trị số sau:

+ Sức chịu ma sát của phần cốt chôn trong vật liệu đắp nằm ngoài mặt phá hoại nguy hiểm, hoặc trong trường hợp đất neo là sức chịu kéo trượt của phần neo chôn trong vật liệu đắp nằm ngoài phạm vi mặt phá hoại nguy hiểm (sức chịu kéo trượt này sẽ được bỏ qua khi khoảng cách giữa mặt phá hoại nguy hiểm đến đầu neo $< 1\text{m}$).

+ Sức kéo của lớp cốt.

Đối với đất có cốt, tổng sức chịu của các lớp neo giữ khối nêm phải thỏa mãn điều kiện sau:

$$\sum_{i=1}^m \left[\frac{T_{dj}}{f_n} \times g \right] \geq T \quad (5.22)$$

hoặc

$$\sum_{i=1}^m \left[\frac{P_j \times L_{ej}}{f_p \times f_n} \left(\mu \cdot f_{ts} \times \gamma \times h_j + \mu f_f w_s + \frac{a_{bc'} + C'}{f_{ms}} \right) \right] \geq T \quad (5.23)$$

trong đó: T_{dj} - cường độ tính toán của cốt ở lớp thứ j trong tường có thể tính theo (5.14) hoặc (5.15).

Các kí hiệu khác giống như trên đã trình bày.

Khi tính tổng phải dùng trị số nhỏ hơn đối với mỗi lớp.

b) Phương pháp thứ 2

Phương pháp "trọng lực dính kết", theo phương pháp này, đối với cả 2 trạng thái giới hạn phá hoại và trạng thái giới hạn sử dụng, hệ số áp lực đều được lấy bằng K_0 ở đỉnh tường và giảm dần (theo quan hệ bậc nhất với chiều sâu) đến K_a tại độ sâu $Z \geq 6m$. Hình 5.16 trình bày quan hệ này.

Khi $Z \leq Z_0 = 6,0m$

$$K = K_0 \left(1 - \frac{Z}{Z_0} \right) + K_a \frac{Z}{Z_0} \quad (5.24)$$

Khi $Z > Z_0 = 6,0m$

$$\text{thì} \quad K = K_a \quad (5.25)$$

- Trạng thái giới hạn phá hoại

+ Kiểm tra ổn định cục bộ của 1 lớp cốt.

Tại độ sâu h_j kể từ đỉnh tường xuống lực kéo lớn nhất T_j mà lớp cốt thứ j phải chịu được tính như sau cho 1m dài tường.

Với đất đắp là đất rời (chỉ có ma sát, $C = 0$).

$$T_j = T_{pj} + T_{sj} + T_{fj} \quad (5.26)$$

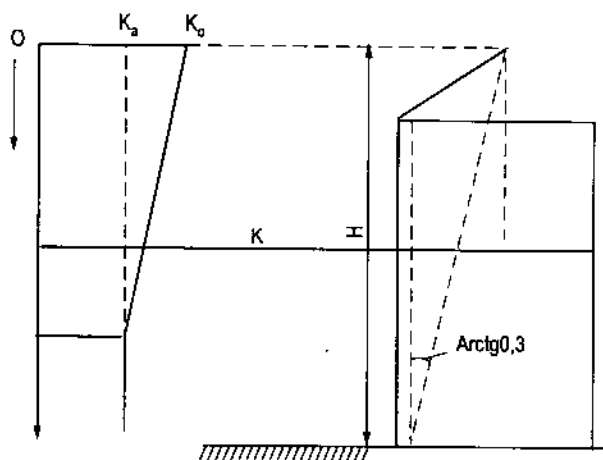
Với đất dính, có cả ma sát và lực dính

$$T_j = T_{pj} + T_{sj} + T_{fj} - T_{cj} \quad (5.27)$$

Lực kéo sinh ra trong cốt là do các lực sau: Tải trọng thẳng đứng (gồm trọng lực bản thân + tải trọng khác phụ thêm + mômen uốn do ngoại tải tác dụng lên tường gây ra - xem hình 5.11). Lực kéo do tải trọng thẳng đứng S_L tác dụng trên phạm vi tiếp xúc hình băng - xem hình 5.17 và lực kéo do lực cắt ngay F_L tác dụng trên một diện tích tiếp xúc hình thang có bề rộng trên đỉnh tường (xem hình 5.18).

Do tải trọng thẳng đứng (trọng lượng bản thân + tải trọng khác phụ thêm mômen uốn ngoại tải tác dụng lên tường gây ra).

$$T_{pj} = K \cdot \sigma_{vj} \cdot S_{vj} \quad (5.28)$$

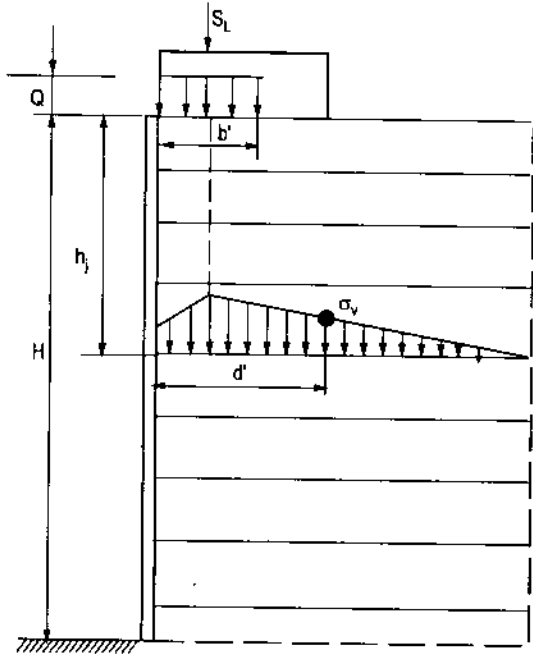


Hình 5.16: Sự biến đổi hệ số áp lực đất theo chiều sâu theo phương pháp "trọng lực dính kết"

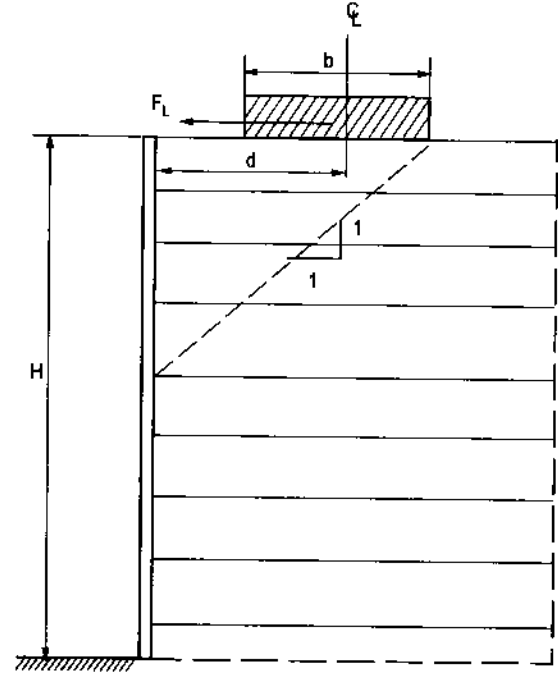
trong đó: K - hệ số áp lực đất bên trong khối đất có cốt, được tính theo công thức (5.24) hoặc (5.25).

σ_{vj} - ứng suất thẳng đứng phân bố trên lớp cốt thứ j, tính theo (5.4);

S_{vj} - khoảng cách theo phương đứng (trục Z) của các cốt ở lớp j.



Hình 5.17: Phân bố tải trọng thẳng đứng hình băng trong đất có cốt theo phương pháp "Trọng lực dính kết"



Hình 5.18: Phân bố lực cắt nằm ngang trong khối đất có cốt theo phương pháp "Trọng lực dính kết"

Mômen uốn do trọng lượng bản thân, do các tải trọng khác phụ thêm và ngoại tải bao gồm cả tác dụng ngoại tải hình băng như S_L , F_L , h_j .

- Lực kéo do tải trọng thẳng đứng S_L tác dụng trên một phạm vi tiếp xúc hình băng - hình 5.17.

$$T_{sj} = K \cdot \sigma_v(h_j d') S_{vj} \quad (5.29)$$

trong đó:
$$\sigma_v(h_j, d') = f_t \times \frac{Q}{2} \left[F_B \left(\frac{d' + b'}{h_j} \right) - F_B \left(\frac{d' - b'}{h_j} \right) \right] \quad (5.30)$$

$$F_B = \frac{2}{\pi} \left[\frac{X}{1 + X^2} + \text{tg}^{-1}(X) \right] \quad (5.31)$$

$\text{tg}^{-1}(x)$ được tính bằng radian:

X là $\left(\frac{d'+b'}{h_j}\right)$ và $\left(\frac{d'-b'}{h_j}\right)$ như biểu thị trong phương trình trên đối với $\sigma_v(h_j, d')$.

Q - áp lực dưới tác dụng của tải trọng cục bộ, xem trên hình 5.17. Các kí hiệu khác giống như trước.

Rõ ràng σ_v sẽ thay đổi theo chiều dài của từng lớp cốt và thay đổi theo cả chiều sâu. Trên hình 5.17 biểu diễn σ_v thay đổi theo chiều dài L của mỗi lớp cốt. Trị số $\sigma_v(h_j, d')$ tìm được rồi thay vào (5.29) để tính T_{sj} ở các vị trí tương ứng trên mỗi lớp cốt. Sự biến đổi σ_v dọc theo cốt có thể dùng để xác định khả năng dính bám của cốt.

- Lực kéo sinh ra do lực cắt ngang F_L tác dụng như vẽ trên hình 5.18.

$$T_{ij} = \frac{2f_r \cdot F_L \cdot S_{vj}}{\left(d + \frac{b}{2}\right)} \left[1 - \frac{h_j}{\left(d + \frac{b}{2}\right)} \right] \quad (5.32)$$

Trị số T_{si} (theo 5.29) và T_{fj} (theo 5.32) chưa xét đến bất kì sự phân bố dọc nào theo hướng song song với mặt tường. Ta có thể xét nó như sau:

$0 < h_j < 0,75 S_{L1}$: phân phối dọc theo độ dốc 1 : 4 (1 đứng, 4 ngang) $h_j > 0,75 S_{L1}$, phân phối dọc theo độ dốc 3 : 4 (3 đứng, 4 ngang). S_{L1} - chiều dài của tải trọng hình băng theo chiều dọc với mặt tường.

$$T_{cj} = 2S_{vj} \times \frac{C'}{f_{ms}} \times \sqrt{K} \quad (5.32a)$$

Các kí hiệu và công thức tính như trên đã trình bày.

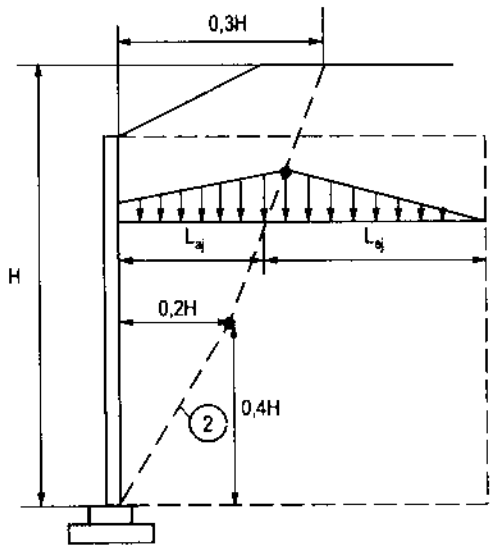
Ở đây độc giả cần phải thận trọng sao cho trị số C' đưa vào trong tính toán thiết kế đảm bảo độ tin cậy. Với đất sỏi sạn, trị số C' xác định được có thể bị ảnh hưởng do khó xác định đường bao phá hoại (đường tiếp tuyến với vòng tròn Mohr) một cách thích đáng. Với đất dính trị số này lại chịu ảnh hưởng bởi sự phá hoại cân bằng áp lực lỗ rỗng khi thí nghiệm trong phòng hoặc bởi sự phát triển theo thời gian tại hiện trường.

Làm thế nào xác định được đường có ứng suất σ_v lớn nhất theo chiều sâu tường. Thực tế đường này có dạng xoắn ốc lôgarít, song để đơn giản và tiện trong tính toán mà vẫn đảm bảo độ tin cậy có thể lấy như hình 5.19 trình bày, đường ②.

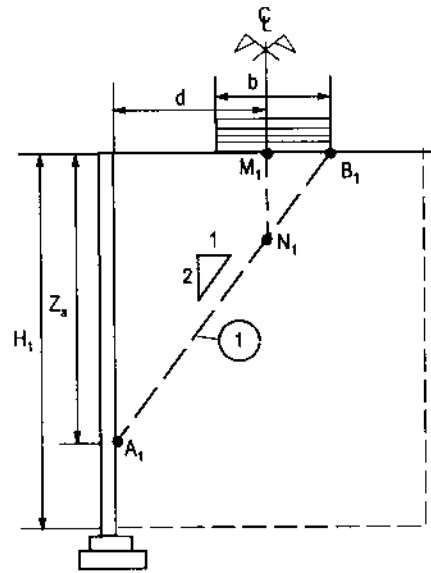
Ngoài ra còn có thể có đường ① nối các điểm có lực kéo lớn nhất, nó cũng là đường xoắn ốc Logarit, song để tiện trong tính toán ta có thể xác định nó như hình 5.20.

Vậy lực kéo lớn nhất được giả thiết sẽ xảy ra tại chỗ cốt cắt qua đường ① (hình 5.20) hoặc ② (hình 5.19). Để tiện tính toán dung đường ① (hình 5.20).

Lực kéo trong cốt thường được tính ở 3 vị trí: tại mặt tường, tại dọc theo đường ① và dọc theo đường ②.



Hình 5.19: Đường ② đường lực kéo lớn nhất trong phương pháp "trọng lực dính kết". Tường chắn nằm ngoài phạm vi tác dụng của tải trọng hình băng.



Hình 5.20: Đường ①, đường nối các vị trí có lực kéo lớn nhất theo phương pháp "trọng lực dính kết"

Tại mỗi độ cao, trị số T_j được tính theo (5.26) cho đất rời và (5.27) cho đất dính.

Ta đã biết, lực tác dụng trong cốt thay đổi theo chiều dài cốt và các hệ số được áp dụng để xác định lực kéo cũng sẽ khác nhau đối với các vị trí khác nhau.

- Trường hợp đất đắp là đất rời ($C = 0$).

$$\text{Ở mặt tường: } T_j = \alpha_o \times T_{pj} + T_{sj} + T_{fj} \quad (5.33)$$

$$\text{Ở đường ① : } T_j = \alpha_o \times T_{pj} + T_{sj} + T_{fj} \quad (5.34)$$

$$\text{Ở đường ① : } T_j = T_{pj} + T_{sj} + T_{fj} \quad (5.35)$$

- Trường hợp đất dính ($C \neq 0, \varphi \neq 0$)

$$T_j = (T_{pj} - T_{cj}) \quad (5.36)$$

trong đó: α_o và α_1 đều là biến số.

Đối với trường hợp tường gồm các mảnh rời (tường lắp ghép) thì

$$\alpha_o = 0,85 \text{ khi } h_j \leq z_a \quad (5.37)$$

$$\alpha_o = 1 - 0,15 \frac{(H_1 - h_j)}{(H_1 - z_2)} \text{ khi } h_j > z_2 \quad (5.38)$$

$$\alpha_1 = 1 \text{ khi } h_j \leq z_1$$

$$\alpha_1 = \alpha_0 + \frac{(1 - \alpha_0)(z_0 - h_j)}{(z_0 - z_1)} \quad \text{khi } z_1 < h_j < z_0 \quad (5.39)$$

$$\alpha_1 = \alpha_0 \text{ khi } h_j > z_0$$

Ở đây: z_0 trị số nhỏ nhất giữa $\left(d + \frac{b}{2}\right)$ và H_1

z_1 - bề rộng b của tải trọng hình băng

$$z_2 = 1,5 \left(\frac{H_1}{2} - X \right) \quad (5.40)$$

X - bề rộng của khu vực chủ động ở mặt dưới của vùng phân bố hình băng.

Tính lực dính bám của cốt T_j

$$T_j \leq \frac{2B\mu}{f_p \times f_n} \int_{L-L_{dj}}^L f_{fs} \cdot \sigma_{vx} dx \quad (5.41)$$

Tất cả các kí hiệu trong (5.41) và cách xác định nó giống như trên.

3. Trạng thái giới hạn sử dụng

Khi đưa tường có cốt vào sử dụng, cần phải kiểm tra bảo đảm các mặt sau: Trạng thái giới hạn về biến dạng, tổng độ dãn dài của cốt trong quá trình thi công và khai thác.

Mặt tường bao che cần bền vững với thời gian.

Mối nối không bị phá hoại trong suốt thời gian sử dụng đã định trước.

Dưới đây lần lượt trình bày các công thức tính và yêu cầu cấu tạo.

a) Mặt tường

Mặt tường cần phải chắc chắn, tính chống lão hóa lớn. Để neo các thanh cốt gia cường nên mặt tường phải chắc chắn, bền có tính mỹ quan cao. Mặt tường có thể được làm bằng các tấm bê tông chế tạo sẵn được lắp ghép ở hiện trường. Tùy vị trí của tấm ở trên tường mà lựa chọn dạng cho thích hợp: chữ thập, lục giác đều nửa lục giác đều, ngũ giác v.v... Mặt tường cũng có thể là chế tạo liền một khối ngay ở hiện trường (ít sử dụng), có thể là lưới polime hoặc VĐKT (VĐKT mặt tường).

b) Mối nối bền vững

Phải chịu được các lực tác dụng lên mối nối. Cường độ (độ bền) của các bộ phận thép trong mối nối:

+ Cường độ (độ bền) của các bộ phận chịu kéo dọc trục - ứng suất kéo cần thỏa mãn các điều kiện sau:

$$\sigma_c \leq \frac{T_c}{a_c} \leq \frac{\sigma_t}{f_m \times f_n} \quad (5.42)$$

trong đó: T_c - lực kéo lớn nhất tác dụng lên bộ phận hợp thành mỗi nối;

a_c - diện tích chịu kéo của mỗi nối;

σ_t - cường độ chịu kéo giới hạn tương thích, có thể chọn theo các bảng 5.6, 5.7, 5.8.

f_m - hệ số vật liệu riêng phần tương thích.

f_n - hệ số riêng phần xét đến hậu quả phá hỏng về mặt kinh tế.

Bảng 5.6. Những đặc trưng tối thiểu của một số loại thép dùng làm cốt [4]

Loại thép làm cốt	Chiều dày tối đa chịu ứng suất tác dụng (mm)	Cường độ chịu kéo σ_t (N/mm ²)	Cường độ chịu cắt σ_q (N/mm ²)	Cường độ chịu nén σ_{bc} (N/mm ²)
Thép cacbon theo BSEN 10025-1993 S235JB	16	340	205	340
Thép cacbon theo BS.EN 10025 - 1993 S355JR	16	490	295	490
Thép cacbon gi theo BS 1449. Phần 2: 1983 - 316831 - 316833	10	510	305	510
Thép không gỉ theo BS 1449 Phần 2: 1983.316831 CR	6	650	390	650
Thép cacbon tròn theo BS 4449, 1988	40 (đường kính)	485	290	485

Bảng 5.7. Tính năng của bulông và đinh vít cỡ thông dụng dưới 40mm [4]

Vật liệu	Độ bền chịu kéo σ_t (N/mm ²)	Độ bền chịu cắt σ_q (N/mm ²)	Độ bền chịu nén σ_{bc} (N/mm ²)
Thép cacbon cỡ 4,6 của BS 3692.1967	395	235	395
Thép hợp kim theo BS 3692-1967			
+ Cấp 8,8	785	470	785
+ Cấp 10,9	980	590	980
Thép không gỉ cấp A4-700 của BS-6105 - 1981	700	420	700

Bảng 5.8. Tính năng của chốt và thanh cờ thông dụng 40mm [4]

Vật liệu	Độ bền chịu kéo σ_t (N/mm ²)	Độ bền chịu cắt σ_q (N/mm ²)	Độ bền chịu nén σ_{bc} (N/mm ²)
Thép cacbon cấp 250 của BS. 499-1988	290	170	290
Thép cacbon cấp 50B của BS 4360-1990	490	295	490
Thép không gỉ loại 316 S31 của BS 4360 - 1990	725	435	725

+ Cường độ của các bộ phận chỉ chịu cắt. Ứng suất cắt trung bình xuất hiện tại mỗi nối phải thỏa mãn điều kiện sau:

$$\tau_c = \frac{V_c}{n \cdot a_q} \leq \frac{\sigma_q}{f_m \cdot f_n} \quad (5.43)$$

trong đó: τ_c - lực lớn nhất tác dụng lên bộ phận chịu cắt của mỗi nối;

a_q - diện tích tiết diện của mặt chịu cắt của mỗi nối;

n - số mặt chịu tác dụng của lực cắt;

σ_q - cường độ chịu cắt tương thích, có thể chọn theo bảng 5.6; 5.7 và 5.8.

+ Cường độ của các bộ phận chịu kéo và cắt. Ứng suất kéo và cắt sinh ra ở mỗi nối phải thỏa mãn điều kiện sau:

$$\sqrt{\left(\frac{\sigma_c}{\sigma_t}\right)^2 + 2 \left(\frac{\tau_c}{\sigma_q}\right)^2} \leq \frac{1}{f_m \cdot f_n} \quad (5.44)$$

Các kí hiệu trong công thức giống như trên.

+ Cường độ của các bộ phận chịu tải.

Áp lực chịu tải lớn nhất σ_q giữa các bộ phận liên kết với nhau phải thỏa mãn yêu cầu (5.45).

$$\sigma_b = \frac{V_c}{a_{cb}} \leq \frac{K_b \times \sigma_{bc}}{f_m \cdot f_n} \quad (5.45)$$

trong đó: V_c - lực tác dụng lớn nhất được truyền đến mỗi bộ phận liên kết;

a_{cb} - diện tích chịu lực tác dụng ở các bộ phận liên kết;

$K_b = 4,0$ khi khoảng cách đến đầu mút $\geq 3d_c$ và

$K_b = 1,92$ khi khoảng cách đến đầu mút $= 1,2d_c$. Nếu khoảng cách ở giữa $1,2d_c$ và $3d_c$ có thể nội suy để tính K_b .

d_c - đường kính danh định của chốt nối xuyên qua bộ phận liên kết.

σ_{bc} - cường độ chịu tải tương thích có thể lấy theo bảng 5.6, 5.7 và 5.8 f_m và f_n - các hệ số riêng phần như trên đã giới thiệu.

Ghi chú: Các mối nối làm việc lâu dài thì cường độ của tất cả các bộ phận tính ở trên phải nhân với hệ số triết giảm K_r cho các trường hợp có khoảng cách L giữa tâm các chốt cuối của một mối nối lớn hơn $1,5d_c$ và hệ số K_r tính theo công thức sau:

$$K_r = \frac{1 - (L - 1,5d_c)}{200} \geq 0,75 \quad (5.46)$$

+ Cường độ (độ bền) chịu uốn - có hai trường hợp như sau.

- Chịu uốn một trục (một chiều) của các bộ phận mối nối sức chống uốn một chiều M_d được xác định như sau:

$$M_d = \frac{\sigma_t \times z}{f_m \times f_n} \geq M \quad (5.47)$$

trong đó: M - mômen uốn lớn nhất trong bộ phận mối nối;

z - môđun của tiết diện;

Các kí hiệu khác như trên đã trình bày.

- Chịu uốn hai trục (hai chiều) của các bộ phận mối nối.

$$\frac{M_{x\max}}{M_{dx}} + \frac{M_{y\max}}{M_{dy}} \geq 1,0 \quad (5.48)$$

trong đó: $M_{x\max}, M_{y\max}$ - mômen uốn lớn nhất đồng thời xảy ra đối với trục x-x và y-y;

M_{dx} và M_{dy} - sức chịu uốn tương ứng được tính theo (5.47) cho trục x-x và y-y.

+ Các bộ phận mối nối chịu tổ hợp: uốn và kéo dọc trục ở mỗi tiết diện phải có:

$$\frac{T_c}{a_c} + \frac{M_x}{z_x} + \frac{M_y}{z_y} \leq \frac{\sigma_t}{f_m \cdot f_n} \quad (5.49)$$

trong đó: M_x, M_y - các mômen uốn lớn nhất đồng thời xảy ra đối với trục x-x, y-y.

z_x, z_y - môđun chống uốn của tiết diện bộ phận mối nối đối với các trục x-x; y-y.

σ_t, f_m, f_n giống như đã trình bày ở trên.

+ Các bộ phận mối nối chịu tổ hợp uốn - cắt.

Tại từng tiết diện đều phải thỏa mãn điều kiện sau:

$$\left[\sigma_{ct}^2 + 3\tau^2 \right]^{1/2} \leq \frac{\sigma_t}{f_m \cdot f_n} \quad (5.50)$$

$$\text{hoặc} \quad \left[\sigma_{cc}^2 + 3\tau^2 \right]^{1/2} \leq \frac{\sigma_t}{f_m \cdot f_n} \quad (5.50a)$$

trong đó: σ_{ct}, σ_{cc} - ứng suất lớn nhất ở thớ biên về kéo và nén;

τ - ứng suất cắt lớn nhất tồn tại đồng thời;

σ_t - cường độ chịu kéo tương thích;

f_m, f_n - giống như trên.

+ Các bộ phận nối chịu tổ hợp uốn - ép và cắt. Ở từng tiết diện đều phải thỏa mãn điều kiện sau:

$$\left[\sigma_{ct}^2 + \sigma_b^2 + \sigma_{ct} \cdot \sigma_b + 3\tau^2 \right]^{1/2} \leq \frac{\sigma_t}{f_m \cdot f_n} \quad (5.51)$$

hoặc
$$\left[\sigma_{cc}^2 + \sigma_b^2 + \sigma_{cc} \cdot \sigma_b + 3\tau^2 \right] \leq \frac{\sigma_t}{f_m \cdot f_n} \quad (5.51a)$$

trong đó: $\sigma_{ct}, \sigma_{cc}, \sigma_b, \tau$ - ứng suất uốn, ép và cắt lớn nhất cùng tồn tại;

σ_t - cường độ chịu kéo tương thích;

f_m, f_n - các hệ số như trên đã biết.

c) Sự phát triển biến dạng

Biến dạng ở đây là chỉ tổng độ dãn dài của cốt trong quá trình thi công và quá trình chịu tải cộng với biến dạng từ biến trong suốt thời gian phục vụ của chúng. Với cốt kim loại hoặc neo kim loại thì biến dạng từ biến có thể bỏ qua. Độ dãn dài tương đối ε_j của các cốt thứ j (hoặc neo thứ j) có thể tính theo công thức sau:

$$\varepsilon_j = \frac{T_{avj} \cdot L}{E \cdot A_j} \quad (5.52)$$

trong đó: T_{avj} - lực kéo trung bình dọc theo chiều dài các cốt của lớp thứ j;

L - chiều dài cốt hoặc neo;

E - mô đun đàn hồi của vật liệu làm cốt hoặc neo;

A_j - diện tích tiết diện của cốt hoặc neo thứ j.

§5.7. XÁC ĐỊNH CÁC THAM SỐ TÍNH TOÁN

Như ta đã biết ở phần trên, độ tin cậy của kết quả tính toán tường chắn có cốt (mềm cũng như cứng) phụ thuộc rất lớn vào các tham số đưa vào trong các công thức tính toán như: hệ số vật liệu riêng phần đối với cốt, góc nội ma sát hữu hiệu (φ') và lực dính hữu hiệu (C') của vật liệu đất đắp sau tường, hệ số ma sát và sức dính bám giữa vật liệu với các phân tử cốt hoặc với các phân tử neo dùng trong các công trình đất có cốt và các công trình đất neo.

Hiện nay ở nước ta còn thiếu các thiết bị thí nghiệm cũng như các quy trình thí nghiệm để xác định các hệ số nói trên. Đây là một thực tế tồn tại để ta áp dụng các công nghệ tiên tiến này vào thực tế.

Trước mắt chúng ta có thể tham khảo các phụ lục A, B, D và E trong tiêu chuẩn thực hành "Đất và các vật liệu khác có gia cường (có cốt)" - Tiêu chuẩn Anh BS 8006-1995 [4]

Chương 6

CÔNG NGHỆ MÓI GIA CỐ TALUY BẰNG BÊTÔNG PHUN LƯỚI CỐT THÉP

Nền đường đào sâu, mái taluy cao khi xây dựng đường ở vùng núi tại nơi lớp đá bị phong hoá, bề mặt nứt nẻ nhiều, sau một thời gian đưa đường vào khai thác, do tác động bất lợi của điều kiện thời tiết (mưa, nắng v.v...) bất lợi làm cho lớp đá trên bề mặt taluy tiếp tục phong hoá dẫn đến taluy bị phá hỏng: đá lăn, lở, trượt v.v... làm biến dạng kích thước hình học của nền đường, gây ách tắc giao thông, tăng tai nạn giao thông, làm thiệt hại về kinh tế không nhỏ.

Để khắc phục hiện tượng này, trước kia phương pháp truyền thống được sử dụng thường là: trát lớp vữa mỏng lên mặt taluy, phun vữa xi măng vào các chỗ có nhiều vết nứt trên bề mặt taluy, đôi khi chấp nhận giảm độ dốc mái taluy. Tuy nhiên các phương pháp truyền thống nếu trên giá thành cao, kém bền vững theo thời gian.

Vào những năm 90 của thế kỷ XX, để giải quyết vấn đề này người ta đã sử dụng: công nghệ "bê tông phun lưới cốt thép". Trong chương này tác giả chỉ trình bày những vấn đề chủ yếu của công nghệ này.

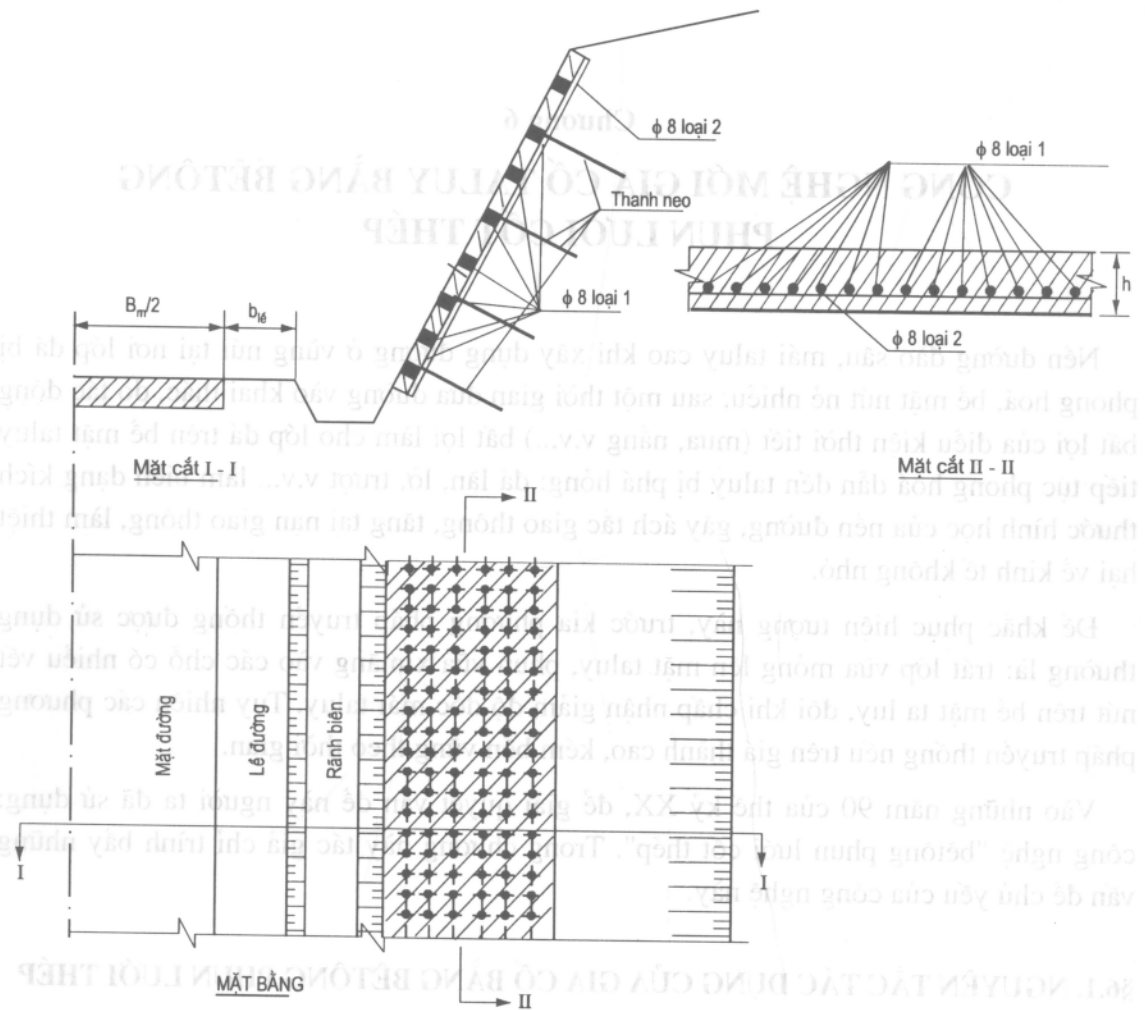
§6.1. NGUYÊN TẮC TÁC DỤNG CỦA GIA CỐ BẰNG BÊTÔNG PHUN LƯỚI THÉP

Trên bề mặt khối đá taluy ta đặt một lưới cốt thép vuông hoặc chữ nhật nằm trên bề mặt mái taluy và được các thanh neo cố định lại, rồi phun vào lưới cốt thép bằng vữa xi măng. Chủ yếu lợi dụng lưới cốt thép của bê tông phun gia cố khối đá taluy một cách chính xác và đạt hiệu quả tốt. Lưới cốt thép được bọc bằng bê tông phun đã gắn kết chặt khối đá lại với nhau làm tăng khả năng liên kết (chịu tải) của toàn bộ khối đá ở taluy, hơn nữa nó lại như lớp áo bọc ngoài chống lại mọi sự phá hoại do điều kiện bất lợi của môi trường trong suốt thời kỳ khai thác của đường. Hình 6.1 trình bày cách bố trí "bê tông phun lưới cốt thép". Trên hình vẽ trình bày lưới cốt thép là hình vuông, có lúc là hình chữ nhật, có lúc là lưới hình thoi tùy thuộc vào địa hình hoặc ý đồ của người thiết kế.

§6.2. ƯU ĐIỂM CỦA LOẠI HÌNH "BÊTÔNG PHUN LƯỚI CỐT THÉP"

1. Tính kịp thời

Ngay sau khi hoàn thành mặt công tác (mái taluy) có thể thi công ngay phần chống đỡ bảo vệ lưới neo phun và nó nhanh chóng cung cấp kháng lực chống đỡ liên tục.



Hình 6.1: Bản vẽ cấu tạo gia cường taluy bằng "bê tông phun lưới cốt thép"

Các thí nghiệm tại hiện trường chứng tỏ cường độ của đá taluy tăng lên theo lực nén giới hạn. Việc chống đỡ bảo vệ của lưới thép phun là theo bề mặt của khối đá taluy được tăng thêm một lực nén hướng thành sẽ có tác dụng giữ và nâng cao cường độ của đá taluy do đó giữ được taluy ổn định. Thực tế công trình cho thấy tính kịp thời chống đỡ, bảo vệ taluy là rất quan trọng. Kết quả đo đạc hiện trường và tính toán theo phương pháp phân tử hữu hạn của vật thể đàn hồi cho hay, cùng với công tác đào nền đường khối đá taluy sẽ có hiện tượng phân bố lại ứng suất và phát sinh biến dạng do vậy kịp thời khống chế sự biến dạng này sẽ cải thiện được trạng thái chịu lực của taluy là vô cùng quan trọng. Do tính kịp thời của công việc chống đỡ, bảo vệ lưới neo phun có thể khống chế được sự phát sinh và phát triển biến dạng có hại của đá taluy.

2. Tính liên kết

Thực tế nhờ bê tông phun trên lưới thép đã làm tăng lực dính kết và khả năng chống cắt trên mặt khối đá tăng lên. Ở những nơi có đá đơn lẻ (mô côi) nhờ có lực dính của bê tông phun đã liên kết chặt các khối đá mô côi này với khối đá ổn định ở xung quanh nó, do đó làm cho các khối đá đơn lẻ ổn định không bị xô dịch. Việc dính kết giữa bê tông phun với đá taluy làm cho mặt tiếp xúc không những có thể chịu được lực hướng bức xạ mà còn có thể chịu được lực tiếp tuyến nên có thể cải thiện được tính phân bố không đều của tải trọng và giảm được hệ số mômen uốn trong lớp chống đỡ bảo vệ.

3. Tính dẻo dai

Qua phân tích tính đàn hồi - dẻo cho thấy với điều kiện đá taluy không bị rời rạc, cho phép đá taluy có biến dạng nhất định, giải phóng được một phần năng lượng biến dạng, lực chống đỡ bảo vệ cần thiết để duy trì ổn định của taluy sẽ nhỏ đi. Kết cấu chống đỡ bảo vệ liên hợp lưới neo phun có được ưu điểm này. Do lớp bê tông phun dày 10 - 15m khả năng biến dạng thích ứng tương đối lớn. Hơn nữa, trong khối đá taluy thanh neo, do thanh neo có chiều dài nhất định theo hướng trục chịu kéo nên tạo được tính dẻo dai (lâu bền) tương đối lớn của khối đá taluy.

4. Tính linh hoạt

Tính linh hoạt ở đây là chỉ tính có thể dễ dàng điều chỉnh thông số, loại hình chống đỡ, cách bảo vệ lưới neo phun, phương thức gia cố, bước (kích thước bố trí) chống đỡ bảo vệ và trình tự thi công sao cho thích hợp với điều kiện địa hình và chiều cao của taluy nền đào.

Như chúng ta đã biết, đá taluy nền đường thiên biến vạn hoá, đan xen nhau rất phức tạp. ứng suất ban đầu của khối đá (bao gồm sự ứng suất và ứng suất kết cấu), kết cấu khối đá, cường độ của đá, nước ngầm và quy luật hoạt động của nước ngầm, nước mặt, điều kiện nhiệt độ và sự thay đổi nhiệt độ theo thời gian đều có ảnh hưởng hoặc nhiều hoặc ít hoặc gián tiếp hay trực tiếp đến tính ổn định của taluy. Phương pháp này cho ta xét được nhiều yếu tố ảnh hưởng để lựa chọn được phương án thích hợp thông qua điều chỉnh các thông số chống đỡ, bảo vệ một cách linh hoạt, kịp thời. Căn cứ vào tình hình khác nhau của địa chất taluy, có thể chỉ gia cố cục bộ cũng có thể phải gia cố cả khối, nghĩa là có thể neo đơn, phun đơn, phun neo, cũng có thể chống đỡ bảo vệ liên hợp lưới neo phun.

Tính linh hoạt của giải pháp chống đỡ bảo vệ lưới neo phun còn biểu hiện ở tính dễ "bù sửa", nghĩa là khi taluy đã gia cố mà bị nứt, phá hoại cục bộ thì có thể dùng lưới neo phun chống đỡ bảo vệ, khôi phục lại nhanh chóng mà không gây nhiều khó khăn.

5. Tính bịt kín

Giải pháp "bê tông phun lưới thép" ở bề mặt khối đá taluy, nó không chỉ nâng cao cường độ kết cấu của khối đá bề mặt mà còn có tác dụng bịt kín bề mặt taluy, chống xói mòn bề mặt, chống phong hoá và xâm thực của các điều kiện bất lợi của thiên nhiên như

gió, mưa, bão giông v.v... Nó được xem là một lớp "áo giáp" bảo vệ taluy. Đặc tính này rất có hiệu quả trong điều kiện đường các vùng miền núi nước ta.

Từ những ưu điểm nêu trên của công nghệ "bê tông phun lưới thép" nên phạm vi sử dụng của nó rất rộng rãi cho gia cố, sửa chữa bảo vệ bề mặt khối đá, đặc biệt ở các mái taluy nền đào sâu ở các tuyến đường cấp cao, cao tốc thuộc địa hình miền núi có đá bị phong hoá mạnh.

Tuyến đường cao tốc dài trên 100km từ thủ đô Bắc Kinh đến Vạn Lý Trường Thành ở Trung Quốc đã sử dụng rất thành công công nghệ "bê tông phun lưới thép" theo công nghệ của OVM - nhà máy cơ khí xây dựng Liễu Châu - Trung Quốc.

Và 26-8-2002 một hợp đồng giữa Ban Quản lý đường Hồ Chí Minh - Bộ Giao thông Vận tải Việt Nam với OVM - nhà máy cơ khí Xây dựng Liễu Châu đã được kí kết để phía OVM chuyển giao công nghệ xử lý taluy với các loại hình sau:

1. Công nghệ gia cố taluy bằng bê tông phun lưới cốt thép;
2. Công nghệ gia cố taluy bằng thạch cao;
3. Công nghệ gia cố taluy bằng cáp neo ứng suất trước;
4. Công nghệ gia cố taluy bằng kết cấu tổ hợp.

Ba công nghệ 2, 3, 4 sẽ được trình bày ở chương 7.

§6.3. NGUYÊN VẬT LIỆU SỬ DỤNG CHO CÔNG NGHỆ "BÊ TÔNG PHUN LƯỚI THÉP"

Vật liệu chính được sử dụng là - xi măng, cát, đá và nước.

1. Xi măng

Xi măng Portland, ưu tiên dùng xi măng Pocland mới hoặc xi măng Portland thông thường mới, cũng có thể dùng xi măng Portland xỉ quặng hoặc xi măng Portland tro núi lửa với cấp cường độ xi măng không thấp hơn 32,5MPa. Thời gian không được quá 6 tháng kể từ ngày xuất xưởng.

2. Cát

Dùng cát hạt trung hoặc thô, sạch, mô đun độ lớn không lớn hơn 2,5mm, hàm lượng nước của cát không chế trong phạm vi 5 - 7%.

3. Đá

Có thể dùng đá cuội hoặc đá dăm có cường độ từ cấp II trở lên $R \geq 800 \text{ kG/cm}^2$, đường kính hạt lớn nhất $d_{\max} = 15\text{mm}$ và có thành phần cấp phối theo bảng sau:

Đường kính hạt (mm)	15,00	10,00	5,00	2,50	1,20	0,60	0,30	0,15
Tốt (%)	100	78 - 82	50 - 60	34 - 43	17 - 22	17 - 22	10 - 15	5 - 7
Vừa (%)	100	62 - 80	40 - 70	26 - 54	13 - 31	5 - 22	5 - 22	4 - 8

4. Nước

Nước sạch có thể uống được, không có tạp chất và các lượng muối ảnh hưởng đến ninh kết bình thường và hoá cứng của xi măng, độ pH ≤ 4 và lượng SO_4 không được vượt quá 1% theo khối lượng nước.

§6.4. MÁY MÓC VÀ THIẾT BỊ THI CÔNG

1. Máy phun bê tông

Máy phun bê tông cần thoả mãn các yêu cầu sau:

- + Kín, không rò rỉ bê tông, cấp bê tông liên tục và đều đặn.
- + Công suất sản xuất của máy 3 - 5m³/h có thể cung cấp bê tông có đường kính cốt liệu lớn nhất $d_{\max} = 25\text{mm}$.
- + Cự li cấp bê tông không dưới 100m khi nằm ngang và không nhỏ hơn 30m khi thẳng đứng (đưa lên cao).
- + Nền dùng máy phun bê tông CP - 5A.

2. Máy nén

Máy nén khí phải thoả mãn các yêu cầu sau:

- + Khí nén của máy nén khí phải thoả mãn áp lực gió làm việc của máy phun bê tông và lượng gió tiêu hao, lượng gió ra ít nhất là 9m³/ph. Nên sử dụng loại máy nén khí VP 600.

3. Máy trộn

Dùng loại máy trộn liên hợp cưỡng bức, nếu không có tình hình đặc biệt không được dùng nhân lực để trộn. Quá trình trộn phải đều.

4. Ống dẫn bê tông và ống nước

Ống dẫn bê tông và ống nước phải chịu được áp lực 0,8MPa và tính chịu mài mòn tốt. áp lực nước tại chỗ đầu phun với ống nước phải lớn hơn áp lực gió trên 1kg/cm².

§6.5. DÂY CHUYỀN CÔNG NGHỆ

1. Dọn sạch bề mặt taluy. dọn sạch các viên đá rời rạc trên mặt taluy, dùng khí nén thổi sạch bụi bẩn.

2. Gia công thanh neo

3. Treo lưới cốt thép

Thao tác treo lưới cốt thép phải làm tốt 4 khâu sau:

- + Đánh rỉ cốt thép trước khi sử dụng.
- + Đan thành lưới, cốt thép sử dụng $\phi 8$, lưới ô vuông 200mm $\times$ 200mm. Tại chỗ cốt thép giao nhau có thể dùng dây thép buộc hoặc hàn chấm lại.

+ Thực hiện thao tác treo lưới thường bằng cần cẩu, đặt xuôi theo mái dốc taluy và làm cho lưới cốt thép áp sát bề mặt mái taluy.

+ Lưới cốt thép được liên kết chắc chắn với thanh neo, khi phun bê tông không cho phép lưới cốt thép xô dịch.

4. Chọn móc khống chế chiều dài bê tông phun

Chọn móc khống chế chiều dài bê tông phun để đảm bảo bê tông không bị nứt do sự thay đổi nhiệt độ. Thông thường chiều rộng (4 - 5m) theo chiều rộng mái taluy, chiều dài (theo tim đường) từ 8 - 10m.

5. Cấp phối bê tông và trộn

+ Cấp phối bê tông phải phù hợp với cấp phối đã thiết kế. Thường tỉ lệ giữa xi măng: Cát đá là 1:4: Sai số cho phép xi măng + 2% và cát đá sai số $\pm 3\%$. Tỉ lệ $N/XM = 0,45$.

+ Thời gian trộn bê tông. Nếu dùng máy trộn bê tông cưỡng bức có dung tích nhỏ hơn 400 lít thời gian trộn không dưới 60s, dùng máy trộn tự rơi hoặc máy trộn con lăn thì thời gian trộn ít nhất 120s.

+ Bê tông trộn đến đâu dùng đến đấy, thời gian giữ bê tông không nên quá 3h.

6. Công tác phun bê tông

+ Chia đoạn, chia mảnh lần lượt phun, thứ tự phun trong cùng một đoạn từ dưới lên, giữa các đoạn, các lớp tạo thành một góc 45° .

+ Khi phun nên cấp gió trước, sau đó mở máy rồi mới cấp bê tông, khi kết thúc, đợi sau khi phun hết bê tông mới được đóng gió, đóng máy.

+ Trong thùng chứa bê tông của máy phun phải có đủ bê tông để bảo đảm máy phun được liên tục và đều.

+ Khi phun nên giữ cho đầu phun vuông góc với mặt được phun và giữ một khoảng cách từ 0,6 - 1,0m. Nếu phải phân lớp phun thì phải đợi bê tông lớp trước ninh kết mới được phun tiếp lớp sau. Chú ý trước khi phun lớp sau phải dùng khi thổi sạch lớp trước và phun lên một lớp "sương nước" để liên kết giữa 2 lớp được tốt.

7. Công tác bảo dưỡng

Sau khi bê tông ninh kết 2h thì phải tưới nước bảo dưỡng liên tục 7 - 14 ngày; lượng nước dùng khoảng $3 - 5l/m^2$, chia 2 lần trong 1 ngày.

8. Công tác kiểm tra chất lượng

+ Kiểm tra chất lượng vật liệu tại công trường, chất lượng đạt yêu cầu mới cho sử dụng.

+ Kiểm tra tỉ lệ cấp phối của hỗn hợp và tính đồng đều của bê tông trộn

+ Lấy mẫu thí nghiệm: cứ $75m^3$ lấy 1 tô mẫu, mỗi tô mẫu ít nhất 3 mẫu.

+ Thí nghiệm mẫu với 28 ngày tuổi.

+ Kiểm tra cường độ bê tông ở hiện trường so sánh với chỉ tiêu thiết kế.

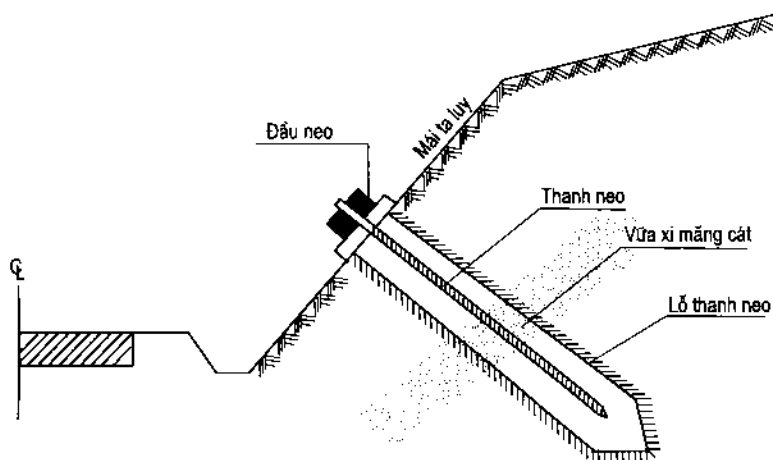
Chương 7

CÔNG NGHỆ GIA CỐ TALUY BẰNG THANH NEO

§7.1. NGUYÊN LÝ TÁC DỤNG CỦA CÔNG NGHỆ GIA CỐ TALUY BẰNG THANH NEO

1. Nguyên lý làm việc của thanh neo gia cố

Hình 7.1. Trình bày sơ đồ kết cấu thanh neo.



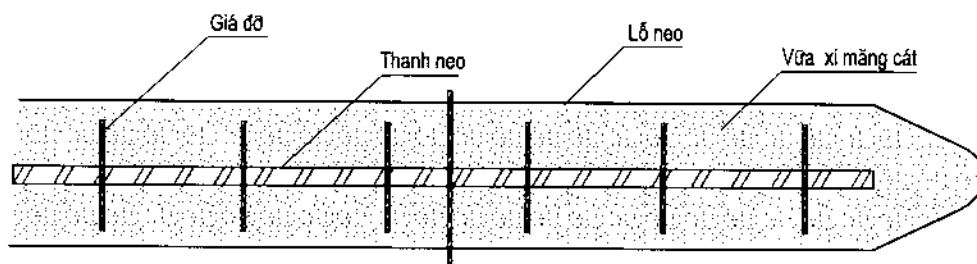
Hình 7.1: Sơ đồ kết cấu thanh neo

Thanh neo ở đây là chỉ toàn bộ chiều dài thanh neo được dính kết bằng vữa xi măng cát. Thanh neo thường bằng cốt thanh gai. Toàn thể cốt thép - vữa xi măng cát được neo cố vào đất đá taluy. Khi đất đá mái taluy phát sinh biến dạng nhờ môđun đàn hồi của thanh kim loại tương đối lớn nên hạn chế biến dạng của khối đất đá taluy nên đã làm ổn định khối đất đá này. Bản đệm đầu ngoài thanh neo sẽ có tác dụng lớn đối với biến dạng của khối đất. Nếu tạo vào đầu ngoài thanh neo một ứng suất trước thì sau khi lắp thanh neo sẽ tác dụng vào bề mặt khối đất đá taluy một lực nén dương nên cải thiện được trạng thái chịu lực bề mặt, khối đất đá sẽ có tác dụng giữ và nâng cao cường độ của khối đất đá taluy, tạo thành một chỉnh thể nên giữ ổn định mái taluy.

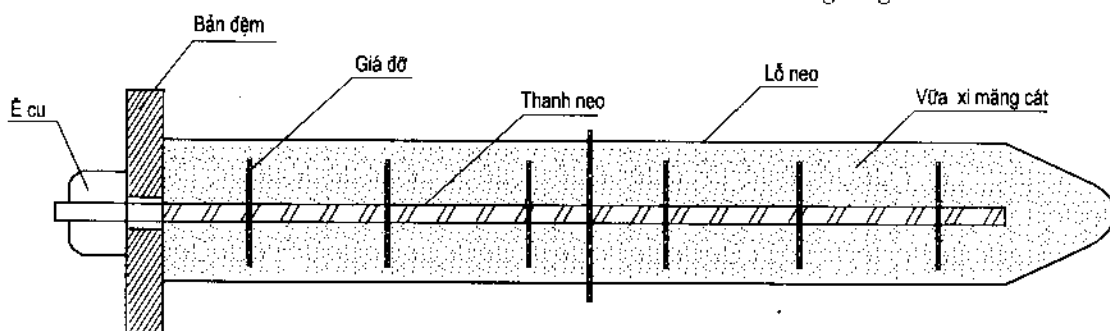
Có nhiều loại thanh neo dùng để gia cố: có thanh neo thông thường, thanh neo ứng suất trước, thanh neo tự khoan và thép làm thanh neo thường là cốt gai cấp II, III, thép gai cán tĩnh và ống thép gai.

Hình 7.2, 7.3, 7.4 trình bày sơ đồ kết cấu các loại thanh neo

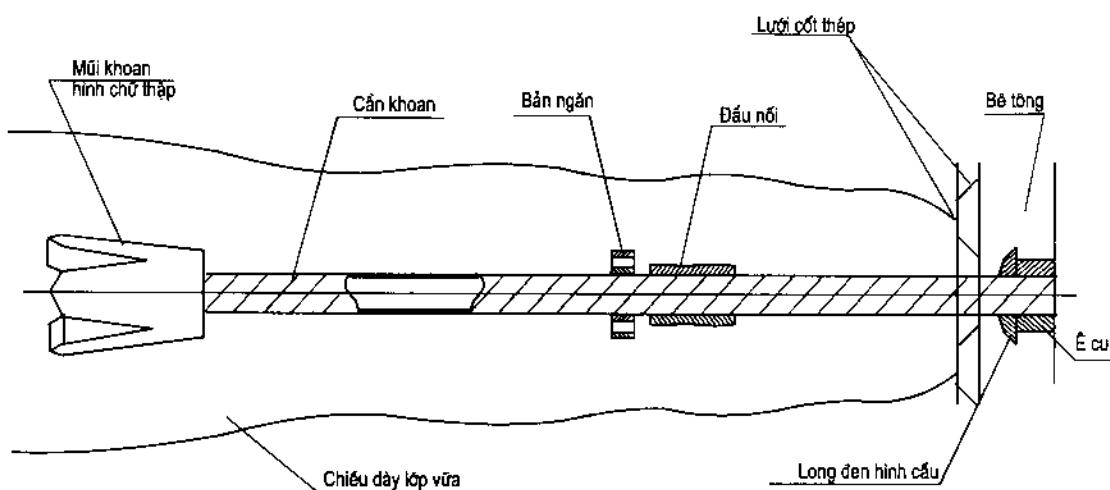
2. Phạm vi sử dụng của các loại thanh neo



Hình 7.2: Sơ đồ thanh neo dính kết cả chiều dài không ứng suất trước



Hình 7.3: Sơ đồ thanh neo dính kết cả chiều dài không ứng suất trước



Hình 7.4: Sơ đồ kết cấu thanh neo tự khoan

Bảng 7.1 dưới đây trình bày tổng quát về phạm vi sử dụng của mỗi loại thanh neo

Bảng 7.1. Phân loại thanh neo dính kết cả chiều dài và phạm vi ứng dụng

Hạng mục Loại thanh neo	Phạm vi ứng dụng	Vật liệu sử dụng	Phương thức phòng rỉ
Thanh neo dính kết cả chiều dài, không ứng suất trước	Dùng trong điều kiện địa chất thông thường	Cốt thép gai cấp II, đường kính cốt thép > 20mm	Vữa xi măng cát
Thanh neo dính kết cả chiều dài có ứng suất trước	Dùng trong điều kiện địa chất thông thường và taluy cần thêm ứng suất trước	Cốt thép cường độ cao trên cấp II, hoặc cốt thép gai cán tĩnh có đường kính lớn hơn 20mm	Vữa xi măng cát
Thanh neo bơm vữa cả chiều dài tự khoan	Nơi taluy đất đá rời rạc, khó khoan hành lỗ	Cần khoan là thanh neo	Vữa xi măng cát

§7.2. CÁC THÔNG SỐ KHI THIẾT KẾ THANH NEO

Hình 7.2, 7.3 và 7.4 trình bày sơ đồ kết cấu có 3 loại thanh neo. Các thông số thiết kế bao gồm:

1. Gian cách thanh neo

+ Khoảng cách giữa các hàng theo chiều cao của mái taluy. Theo kinh nghiệm thực tế cho thấy, khoảng cách này không nên nhỏ hơn 2,5m.

+ Khoảng cách giữa các neo trong cùng một hàng không nên nhỏ hơn 2m.

2. Chiều dài thanh neo

Chiều dài thanh neo phụ thuộc vào tình hình thực tế của mái taluy mà quyết định. Các yếu tố quyết định chiều dài của thanh neo thường là: kết cấu của khối đá taluy, đặc tính dân nở của đất đá, chiều dày của tầng phủ. Thông thường chiều dài của thanh neo từ 5 - 12m. Các thanh neo dùng để bảo vệ mặt taluy có khối đất đá phong hoá nhiều, không chặt chẽ, dễ sạt lở có thể dùng chiều dài 2 - 5m.

3. Đường kính thanh thép neo

Nếu là thép gai $\phi 20 - 30\text{mm}$. Nếu sử dụng thanh neo có đường kính lớn hơn 32mm thì phải bố trí giá đỡ.

4. Ứng suất trước

Thanh neo dính kết cả chiều dài, ứng suất trước thường sử dụng trong khoảng 30 - 50kN, trị số lớn nhất không được lớn hơn 40% cường độ kéo đứt của thanh neo.

5. Xác định lực dính kết

Trước khi tiến hành thi công đại trà cần tiến hành xác định tại hiện trường lực dính kết giữa vữa xi măng cát với thành lỗ khoan neo. Công việc này nhằm đảm bảo độ tin cậy và hiệu chỉnh thiết kế thanh neo. Lực dính kết được tính theo công thức sau:

$$q_0 = \frac{P}{\pi \cdot D \cdot L} \quad (7.1)$$

trong đó: q_0 - lực dính kết giữa xi măng cát với thành lỗ;

D - đường kính lỗ thanh neo;

L - chiều dài thanh neo;

P - lực nhổ.

§7.3. CÔNG NGHỆ THI CÔNG THANH NEO

Chất lượng của thanh neo gia cố taluy phụ thuộc nhiều vào chất lượng thi công. Trình tự các bước thi công: Định vị trí lỗ neo → Tạo lỗ → Dọn sạch lỗ Nghiệm thu chất lượng công tác tạo lỗ → Chế tạo thanh neo → Bơm vữa xi măng cát → Lắp mũi neo ngoài → Tạo ứng suất trước → Bịt neo.

1. Định vị lỗ neo

Dùng máy định lỗ theo đúng đồ án thiết kế trên bề mặt taluy rồi đánh dấu vị trí lỗ neo trên bề mặt taluy bằng các dấu thép.

2. Tạo lỗ

Dùng máy khoan có thanh neo chuyên dùng thích hợp với đất đá taluy để tạo lỗ theo đúng đồ án thiết kế. Dùng máy khoan thanh neo MD-50, đường kính lỗ khoan 65-85mm. Nên thực hiện công nghệ khoan khô. Trong quá trình khoan nên kiểm tra (kiểm chứng) các tầng lớp, cấu tạo và chiều dày thực tế của đá đang được khoan. Nếu có sự khác biệt với kết quả khảo sát ban đầu phải có biện pháp xử lý thích hợp cho phù hợp với thực tế chỉnh góc xiên của mũi khoan cho phù hợp với góc xiên đã thiết kế không được tự động chỉnh góc xiên đã thiết kế, cho phép sai số $\pm 1\%$ so với đồ án thiết kế đã được duyệt. Trong quá trình khoan nên thường xuyên tăng cường tác dụng dẫn hướng của công cụ khoan, kịp thời kiểm tra sai số xiên của lỗ. Tùy yêu cầu của lỗ khoan mà lựa chọn biện pháp chỉnh sửa cho hợp lý. Dưới đây xin trình một số biện pháp cụ thể tăng cường tác dụng dẫn hướng của công cụ khoan:

+ Tăng độ chắc của cần khoan, tăng chiều dài ống lõi đá và khi ống lõi đá có biến dạng phải kịp thời chỉnh sửa.

+ Tăng độ vững chắc của sàn đạo máy làm việc, phải hiệu chỉnh đường trục của công cụ khoan, bảo đảm góc xiên của lỗ khoan ở giai đoạn mở miệng lỗ khoan thật chính xác, thành vách lỗ khoan phải thẳng, trơn.

+ Mở rộng tiếp điểm nhằm đảm bảo trong suốt quá trình khoan lỗ khoan có điểm tựa chắc chắn và không tăng phụ tải cho máy khoan, đảm bảo cần khoan chỉ dao động xung quanh tim lỗ khoan và không cho phép cần khoan rung tự do va vào thành lỗ.

3. Dọn lỗ và nghiệm thu lỗ

Dùng hơi ép để thổi sạch bụi sét có ở thành và lỗ khoan ra ngoài.

4. Chế tạo thanh neo

Dùng cốt thép gai chế tạo thanh neo theo đúng yêu cầu thiết kế về đường kính và chiều dài. Nếu là thanh neo tự khoan thì không cần phải làm việc này vì bản thân cần khoan đã là thanh neo rồi.

5. Đặt thanh neo

Sau khi lỗ khoan được kiểm tra thì dùng nhân lực đặt thanh neo.

6. Bơm vữa thanh neo

Dùng máy bơm vữa cao áp 3SNS bơm liên tục, đều từ đáy lỗ lên miệng lỗ, bơm đến khi có vữa trào ra miệng lỗ thì dừng lại. Vữa xi măng được chế tạo theo thiết kế, thông thường tỉ lệ giữa X/C = 1: 1 (theo trọng lượng), tỉ lệ N/X = 0,38 - 0,45. Cát được sử dụng là cát mịn trung bình, đường kính hạt lớn nhất (d_{max}) = 2,5mm. Trước khi trộn cát phải được qua sàng 2,50mm. Vữa được trộn đều, theo đúng tỉ lệ và trộn đến đâu dùng hết ngay đến đó. Cần chú ý trước khi bơm vữa hoặc khi bơm phải dừng 30 phút thì phải dùng nước hoặc nước xi măng thông máy bơm vữa và đường ống dẫn vữa. Chiều dài của thanh neo cắm vào lỗ không được nhỏ hơn 95% chiều dài thiết kế: đối với thanh neo không ứng suất trước chiều dài thò ra ngoài không quá 15cm còn với thanh neo ứng suất trước chiều dài thò ra ngoài không nhỏ hơn chiều dài cần thiết để tạo ứng suất trước. Sau khi bơm vữa đầy thanh neo (đã lắp xong thanh neo) không được gõ vào đầu thanh neo.

7. Lắp đầu neo ngoài

Sau khi sửa xong, làm sạch miệng lỗ, lắp bản đệm neo theo thiết kế.

8. Tạo ứng suất trước

Nếu là thanh neo ứng suất trước. Để tạo ứng suất trước thường sử dụng máy xiết YC 60B, YCW60C, YDC 500 và đầu nối chuyên để căng kéo. Trình tự khống chế kéo căng nên căn cứ vào tình hình thực tế của taluy mà tiến hành, điều chỉnh ngay ở hiện trường.

9. Bịt neo

Bước cuối cùng dùng vữa xi măng để bịt đầu neo.

§7.4. THI CÔNG THANH NEO KIỂU TỰ KHOAN

Như trên đã biết loại thanh neo tự khoan thì mũi khoan chính là thanh neo trình tự thi công khác với thanh neo đính kết thông thường.

(1) Trước khi lắp thanh neo tự khoan phải kiểm tra lỗ trong thanh neo tự khoan và cả lỗ trước mũi khoan có thông không, nếu không phải thông ngay.

(2) Sau khi thanh neo khoan tới độ sâu thiết kế phải dùng nước và khí ép thổi sạch lỗ, thổi cho đến khi nước hoặc gió trào ra miệng lỗ thì mới được dỡ máy khoan, tháo đầu nối và nhanh chóng lắp lại bản đệm êcu và tạm thời cố định thanh neo.

(3) Vữa bơm - Dùng vữa xi măng cát theo tỉ lệ X/C = 1:1 và tỉ lệ N/X = 0,4 - 0,5. Cát dùng chế tạo vữa là cát mịn $d_{\max} = 1\text{mm}$.

(4) Khi cường độ ở trong thanh neo đạt 5MPa thì xiết chặt êcu lại

Để giúp bạn đọc lựa chọn vật liệu thanh neo, dưới đây giới thiệu tính năng cơ học của cốt thép gai cán tĩnh (bảng 7.2); kí hiệu quy cách neo thanh có ren loại OVM - LM (bảng 7.3) và thông số kĩ thuật neo thép gai cố định JLM (bảng 7.4); Bảng thông số kĩ thuật thanh neo kiểu tự khoan (bảng 7.5).

Bảng 7.2. Tính năng cơ học của cốt thép gai cán tĩnh

Cấp	Vật liệu	Đường kính danh nghĩa (mm)	Điểm gãy trên đường cong ứng suất - biến dạng σ không nhỏ hơn (MPa)	Cường độ chịu kéo σ (MPa) không nhỏ hơn	Hệ số dẫn dài δ (%) không nhỏ hơn
540/835	40Si ₂ MnV 45Si ₂ MnV	18	840	835	10
		25			
		32			
		36			80
		40			
735 935 (980)	K40Si ₂ MnV	18	735	935 (980)	8
		25			
		32	735	935 (980)	7

Bảng 7.3. Kí hiệu, quy cách neo thanh có ren loại OVM - LM

Quy cách neo	Đường kính danh nghĩa của cốt thép (mm)	Quy cách ren của neo thanh đầu có ren (d)	Đường kính thân thanh neo (d_o)	a × h (a - kích thước bản đệm h chiều dày bản đệm)
LM 20	20	M22 × 1,5	φ 20	90 × 14
LM 22	22	M27 × 2	φ 22	90 × 16
LM 28	28	M30 × 3	φ 28	90 × 20
LM 31	31	M33 × 3	φ 31	90 × 20
LM 35	35	M39 × 3	φ 38	90 × 20
LM 39	39	M42 × 3	φ 39	100 × 20
LM 43	43	M45 × 3	φ 43	110 × 28

Bảng 7.4. Thông số kĩ thuật neo thép gai cố định JLM

Kiểu	ϕ_o	h	A	B	L	ϕ_c
JLM - 25	57,1	65	110	25		
JLM - 32	67	72	130	30		
JL - 25					160	45
JLL - 32					180	55

 ϕ_o - Đường kính ngoài của êcu;

B - Kích thước bản đệm;

L - Chiều dài đầu nối;

h - Chiều dày êcu;

A - Chiều dày bản đệm;

 ϕ_c - Đường kính ngoài của đầu nối**Bảng 7.5. Thông số kĩ thuật thanh neo kiểu tự khoan**

Hạng mục	R25N	R32N	R32S	R38N
Cường độ chịu kéo (kN)	200	280	360	500
Cường độ chuyển trạng thái (khuất phục) (kN)	130	220	260	430
Trọng lượng (kg/m)	2,5	3,6	3,9	6,4
Ren	25,4cm 1	37,5cm 1,25	31,73cm 1,25	38,1cm 1,5
Chiều dài tiêu chuẩn (m)	2, 3, 4, 6			
Chiều dài thông thường (m)	6 - 12			

§7.5. GIÁM SÁT THI CÔNG THANH NEO Ở HIỆN TRƯỜNG

Công tác giám sát thi công thanh neo ở hiện trường là một phần của nội dung thiết kế gia cố taluy. Dựa vào số liệu đo đạc được trong quá trình giám sát hiện trường cho ta độ tin cậy đánh giá thiết kế. Nội dung công tác giám sát hiện trường gồm các hạng mục sau:

1. Giám sát, đo đạc chịu lực của thanh neo. Nội dung của công việc này là giám sát sự phân bố lực hướng dọc thanh neo theo chiều dài của thanh neo. Thực tế nhiều công trình cho thấy lực chịu của thanh neo dính kết cả chiều dài thanh neo thì phần ở giữa lớn nhất còn lực chịu ở 2 đầu là nhỏ nhất. Xét thấy đặc tính phân bố chịu lực của thanh neo mới có thể biết rõ được tác dụng cụ thể của thanh neo trong gia cố. Đồng hồ đo lực của thanh neo là loại thanh neo đo CGN-III. Thanh neo C.GNIII trực tiếp đo lượng giãn dài của thanh neo. Do tiết diện của thanh neo đo này và mô đun đàn hồi của nó giống với thanh neo dùng để neo nên số đo là thực, độ tin cậy cao và có tính đại diện.

Độ chính xác của thanh neo đo CGN-III là 5kN, phạm vi đo rộng có thể đo cả quá trình chịu lực của thanh neo từ trị số đàn hồi dẻo đến phá hoại. Do thanh neo đo CGN-III là kiểu cơ khí lắp đơn giản, không sợ ẩm, không sợ nắng mưa có thể thích hợp với mọi hoàn cảnh. Số liệu lắp thanh neo đo vào khoảng 3% tổng số thanh neo thi công ở công trường.

2. Giám sát đo chuyển vị tương đối của khối taluy trong phạm vi bảo vệ của thanh neo

Đá ở mặt ngoài taluy bị rơi xộp hoặc phình lên là một trong những nguyên nhân quan trọng dẫn đến taluy mất ổn định. Với các mái taluy đá rời rạc, dùng thanh neo dính hết cả chiều dài để gia cố taluy có thể ngăn chặn có hiệu quả đá taluy rơi xộp, rời rạc do đó mà tăng cường tính ổn định toàn khối của khối taluy. Để thấy được rõ hiệu quả của thanh neo cần chôn chuyển vị kế một điểm trong phạm vi gia cố bằng thanh neo, đo chuyển vị tương đối của đá taluy trong phạm vi gia cố và kết quả đo được đưa vào trong trình tự phân tích phân tử hữu hạn 2D-5 thì có thể dễ dàng phán đoán được kết quả gia cố bằng thanh neo.

Ở Trung Quốc, OVM dùng chuyển vị kế JW-II để quan trắc chuyển vị tương đối của khối taluy trong phạm vi gia cố của thanh neo. Phạm vi (tầm) đo của chuyển vị kế JW-II là 75mm, độ chính xác đạt 0,1mm. Chuyển vị kế JW-II lắp đặt đơn giản, có thể dùng dài hạn từ 3-5 năm.

3. Đo đạc định vị mái taluy trong và sau khi đưa đường vào sử dụng. Đo đạc định vị mái taluy là đo đạc tất cả các điểm được định vị sẵn trên mái taluy (một lưới định vị được đánh dấu trên bề mặt taluy) để phán đoán sự ổn định toàn khối của mái taluy. Dù là dùng thanh neo, tổ hợp cáp neo để gia cố taluy thì kết quả cuối cùng cũng nhằm mục đích làm cho khối taluy ổn định mà đo đạc định vị này là kiểm tra tính ổn định của taluy.

§7.6. KIỂM TRA VÀ NGHIỆM THU CHẤT LƯỢNG THANH NEO

Công tác kiểm tra, nghiệm thu chất lượng thanh neo là mọi khâu rất quan trọng trong công tác kiểm tra ổn định của công trình. Nội dung công tác kiểm tra này gồm các bước sau:

1. Kiểm tra độ sâu, đường kính và độ xiên của lỗ khoan

- + Chiều sâu hữu hiệu của lỗ khoan không lớn hơn 5cm, thường không lớn hơn 1% chiều sâu lỗ khoan theo thiết kế.

- + Sai số vị trí lỗ khoan không lớn hơn 1,5cm so với vị trí thiết kế.

2. Yêu cầu kiểm tra vật liệu làm thanh neo

- + Vật liệu thanh neo phải phù hợp với đồ án thiết kế.

- + Phải có giấy chứng nhận xuất xưởng của nhà sản xuất.

- + Tuân thủ quy trình lưu kho của vật liệu kim loại, đặc biệt chú ý biện pháp chống ẩm, chống rỉ ở trong kho.

- + Chiều dài hạ liệu thanh neo phải thoả mãn yêu cầu thiết kế kết cấu và công nghệ thao tác.

- + Khi hạ liệu thanh neo chỉ được cắt bằng máy, không được cắt bằng hàn hồ quang.

- + Sau khi thanh neo được chế tác xong phải được kiểm tra có xác nhận bằng phiếu hợp cách do kỹ sư tư vấn ký nhận.

- + Thanh neo sau khi chế tác xong phải đưa lên giá, xếp thứ tự theo lớp.

- + Tuyệt đối không để thanh neo bị cong, xoắn.

3. Yêu cầu kiểm tra vữa bơm lỗ neo

Quy trình sản xuất vật liệu vữa phun: như sau.

- + Xi măng silicat (hoặc portland) thông thường, có cường độ không thấp hơn C32.5. Hàm lượng muối clo trong vữa không lớn hơn 0,1%. Không nên dùng xi măng tro núi lửa có tính co ngót cao.

- + Trộn vữa xi măng cát. Tỷ lệ cấp phối theo đúng yêu cầu thiết kế vữa phải trộn đều bằng máy trộn, thời gian trộn không dưới 2 phút. Không được trộn thủ công. Sau khi trộn xong được chứa vào thùng chứa và khuấy từ từ, đều đặn.

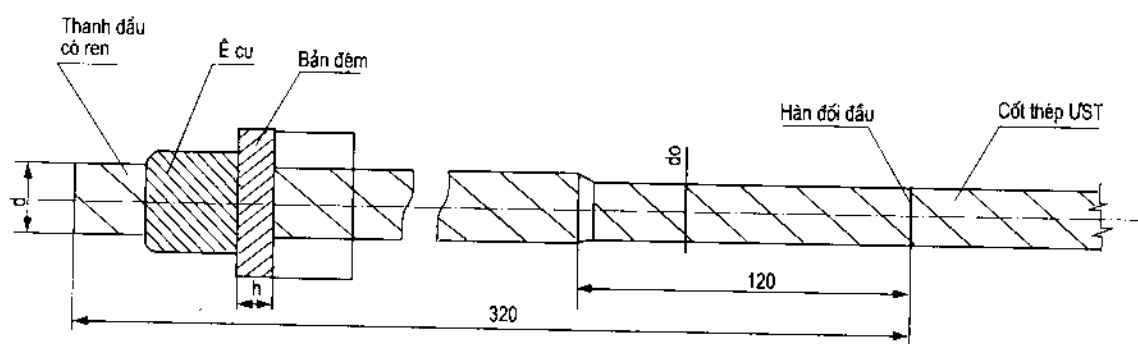
- + Công nghệ bơm vữa: Dùng bơm có áp lực bơm từ 0,10 - 0,12 MPa để bơm vữa vào lỗ neo. ống dẫn vữa có đường kính trong 20 - 30mm để đưa vữa vào tận đáy lỗ. Khi bơm thì vừa bơm vừa kéo ống lên nhưng phải đảm bảo cửa ra vữa ngập trong vữa một chiều sâu nhất định khoảng 20 - 25cm.

4. Kiểm tra chất lượng kéo căng thanh neo ứng suất trước - Phải đợi vữa xi măng có đủ cường độ (70-80% cường độ thiết kế ở tuổi 28 ngày). Sau khi kéo căng mẫu phải lấy

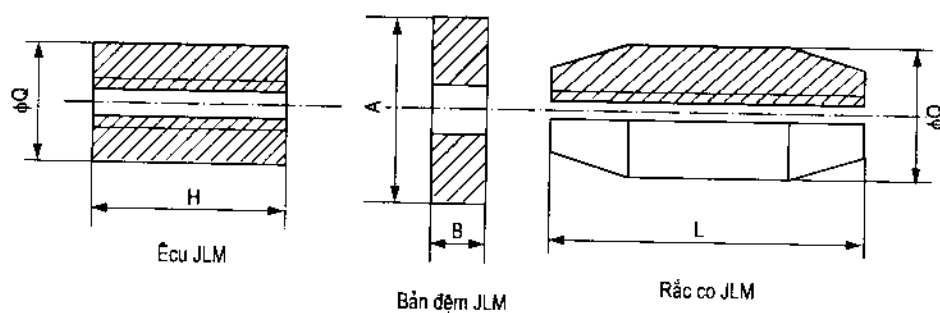
mẫu nghiệm thu kiểm tra. Số lượng kiểm tra thường không lớn hơn 3% tổng số lượng, nhưng không nhỏ hơn 3 thanh.

Hình 7.5 trình bày sơ đồ kết cấu thanh đầu có ren.

Hình 7.6 trình bày sơ đồ đầu nối và neo JLM.



Hình 7.5: Sơ đồ kết cấu thanh đầu có ren



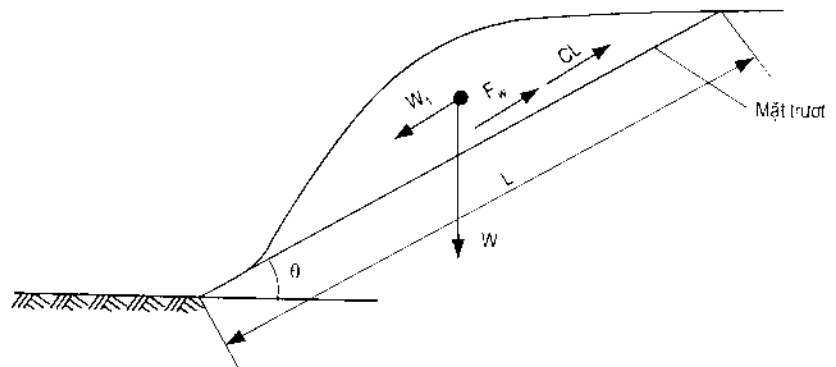
Hình 7.6: Đầu nối và neo JLM

Chương 8

CÔNG NGHỆ GIA CỐ TALUY BẰNG CÁP NEO ỨNG SUẤT TRƯỚC

§8.1. NGUYÊN LÝ TÁC DỤNG CỦA CÔNG NGHỆ GIA CỐ TALUY BẰNG CÁP NEO

Thông qua neo cáp ứng suất trước (NCUST) tạo một lực pháp hướng vào bề mặt đất đá taluy, cải thiện được trạng thái chịu lực của đất đá mái taluy, giảm rõ rệt tốc độ chuyển vị của taluy, giữ cho đất đá không sụt trượt.



Hình 8.1: Phân tích mô hình khối trượt

W - trọng lượng của khối trượt.

W_1 - lực gây trượt.

$$W_1 = W \cdot \sin \theta \quad (8.1)$$

F_w - lực cản khối trượt

$$F_w = C \times L + W \cos \theta \cdot \tan \varphi \quad (8.2)$$

K - hệ số an toàn

$$K = (C \cdot L + W \cos \theta \tan \varphi + P_r) / W \sin \theta \quad (8.3)$$

P_r - lực chống trượt, do cáp neo ứng suất trước tạo ra

$$P_r = W \sin \theta - C \cdot L - W \cos \theta \tan \varphi \quad (8.4)$$

Lực chống trượt (kìm hãm trượt) do cáp neo ứng suất trước một sợi cáp được tính theo công thức sau:

$$P = P_o [(\cos(\theta + \alpha) + \sin(\theta + \alpha) \cdot \tan \varphi)] \quad (8.5)$$

Trong đó: P_o - ứng suất trước hướng trục cáp neo 1 sợi;

θ - góc tạo bởi mặt trượt với đường nằm ngang (góc trượt);

P - lực kìm hãm do cáp neo 1 sợi cáp;

α - góc kẹp giữa đường nằm ngang với đường trục cáp neo;

φ - góc ma sát trong của đất đá;

L - chiều dài mặt trượt;

Các kí hiệu khác như trên.

Từ các phân tích trên cho hay CNUST đã làm thay đổi trạng thái ứng suất của đất đá, tăng thêm cường độ của đất đá, làm cho các vết nứt ở các lớp khác nhau được ép chặt lại, nâng cao tính hoàn chỉnh của đá và tăng tính ổn định nguyên khối của đất đá taluy.

§8.2. CÁC LOẠI CNUST DÙNG ĐỂ GIA CỐ

Tuỳ thuộc trạng thái chịu lực của đoạn neo cổ mà phân loại:

Loại sức kéo.

Loại sức nén.

Loại phân tán tải trọng: phân tán lực nén, phân tán lực kéo và phân tán kéo nén.

Bảng 8.1. Trình bày tính năng cơ học của một số loại CNUST

Bảng 8.1

Kết cấu cáp	Đường kính danh nghĩa của cáp (mm)	Cáp cường độ cao (MPa)	Tải trọng lớn nhất của cả sợi cáp (kN)	Lực khuất phục (kN)	Hệ số giãn dài (%)	Hệ số nhả tải ra 1000h(%) không lớn hơn			
			Không nhỏ hơn			Cấp I		Cấp II	
						Tải trọng ban đầu			
						70% tải trọng lớn nhất danh nghĩa	80% tải trọng lớn nhất danh nghĩa	70% tải trọng lớn nhất danh nghĩa	80% tải trọng lớn nhất danh nghĩa
1 × 7	Loại tiêu chuẩn	9,5	1860	102	86,6	3,5	8,0	12	2,5
		11,1	1860	138	117				
		12,7	1860	184	156				
		15,2	1720	239	203				
			1860	259	220				
		15,7	1720	258	219				
			1860	279	237				
		12,7	1860	209	178				
		15,2	1820	300	255				

Dưới đây trình bày cấu tạo và đặc điểm của từng loại

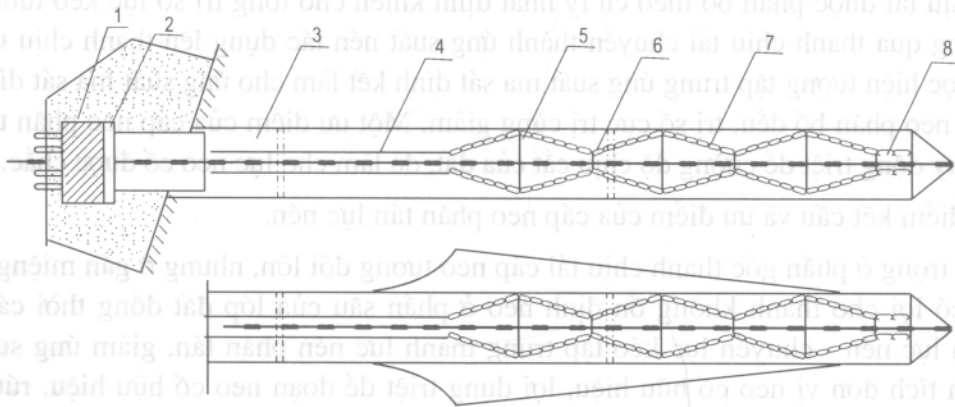
1. Cáp neo UST cải thiện lực kéo

Hình 8.2 trình bày sơ đồ cáp neo cải thiện lực kéo.

Cáp neo UST cải thiện lực kéo được cải tiến trên cơ sở cáp neo truyền thống. Đặc điểm của CNUST cải thiện lực kéo là đoạn neo cổ cáp neo cường độ cao mật nhãn còn đoạn tự do thì đối với cáp cường độ cao (C.Đ.C) mật nhãn qua xử lí phòng rỉ rồi quét đều lên cáp một lớp mỡ và được luồn vào ống nhựa để tạo thành cáp neo. Toàn bộ lỗ

được bơm vữa một lần. Thi công đơn giản, kinh tế. Đoạn neo có cáp neo cố kết vào bộ phận ổn định của taluy.

Khi lực kéo tăng thì đoạn tự do chịu nén còn vữa ở đoạn neo cố chịu kéo làm cho vữa ở đoạn tự do chịu một phần ứng suất cắt cải thiện trạng thái chịu lực của cáp neo.

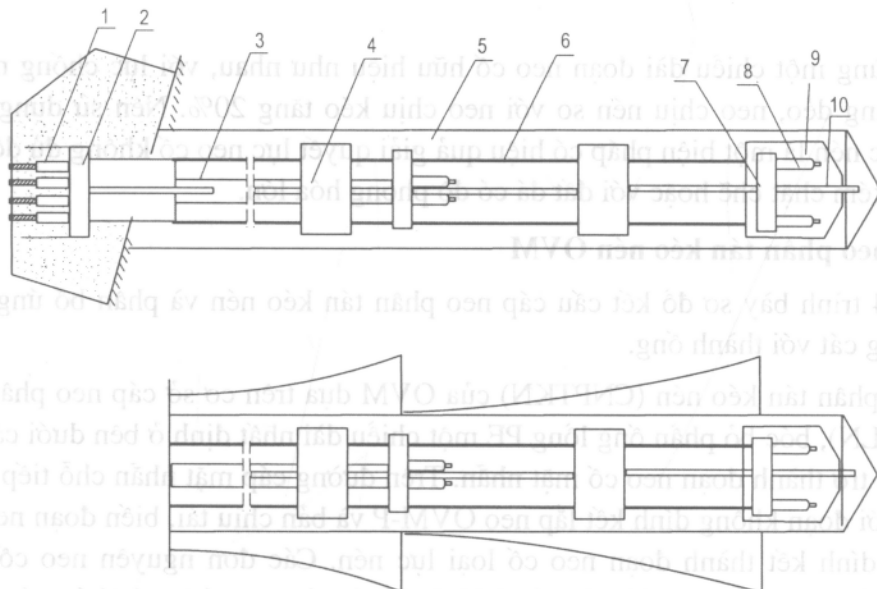


Hình 8.2: Sơ đồ kết cấu cáp neo cải thiện lực kéo và phân bố ứng suất cắt giữa vữa xi măng cát và thành lỗ

1. Neo; 2. Bản đệm neo; 3. Vữa xi măng cát; 4. Đoạn tự do của cáp neo;
5. Vòng khuếch trương; 6. Vòng co lại; 7. Đoạn neo cố cáp neo; 8. Ống bơm vữa.

2. Cáp neo phân tán lực nén

Hình 8.3 trình bày sơ đồ kết cấu phân tán lực nén và phân bố ứng suất cắt giữa vữa xi măng cát với thành lỗ.



Hình 8.3: Sơ đồ kết cấu phân tán lực nén và phân bố ứng suất cắt giữa vữa xi măng cát với thành lỗ

1. Neo; 2. Bản đệm; 3. Giá đỡ trong; 4. Giá đỡ ngoài; 5. Vữa xi măng cát;
6. Cáp không dính kết; 7. Bản chịu nén P; 8. Mũ dẫn hướng; 9. Cáp mặt nhẵn; 10. Mũ dẫn hướng

CNUST phân tán lực nén là dùng cáp không dính kết. Dựa trên thực tế của đất đá trong đoạn neo cố, cần phân tán, lấp đặt mấy thanh chịu tải. Trên mỗi thanh chịu tải dùng neo loại P cố định 2-4 sợi cáp không dính kết, bơm vữa một lần vào cả lỗ neo. Khi kéo căng đầu neo ngoài, vì cáp là loại cáp không dính kết nên khi kéo căng, dựa vào thanh chịu tải được phân bố theo cự ly nhất định khiến cho tổng trị số lực kéo tương đối lớn, thông qua thanh chịu tải chuyển thành ứng suất nén tác dụng lên thanh chịu tải nên tránh được hiện tượng tập trung ứng suất ma sát dính kết làm cho ứng suất ma sát dính kết thành lỗ neo phân bố đều, trị số cực trị cũng giảm. Một ưu điểm của cáp neo phân tán lực nén là huy động triệt để cường độ chịu cắt của đất, đá làm cho lực neo cố được chắc.

Đặc điểm kết cấu và ưu điểm của cáp neo phân tán lực nén.

- + Tải trọng ở phần gốc thanh chịu tải cáp neo tương đối lớn, nhưng ở gần miệng lỗ lại nhỏ sẽ có lợi cho thanh không ổn định neo ở phần sâu của lớp đất đồng thời cáp neo phân tán lực nén - chuyển lực kéo tập trung thành lực nén phân tán, giảm ứng suất cắt trên diện tích đơn vị neo cố hữu hiệu, lợi dụng triệt để đoạn neo cố hữu hiệu, rút ngắn chiều dài đoạn neo cố.

- + Khối vữa chịu nén, làm cho vữa bơm nở ra theo hướng bức xạ, làm tăng cường độ chống ma sát nên lực neo cố tăng lên.

- + Cáp neo dùng cáp không dính kết, sau khi bôi mỡ bên ngoài, hong nóng luôn vào ống PE dùng vữa xi măng cát bọc lại tạo thành lớp bảo vệ nhiều lớp, nâng cao được tính năng bảo vệ và kéo dài tuổi thọ sử dụng.

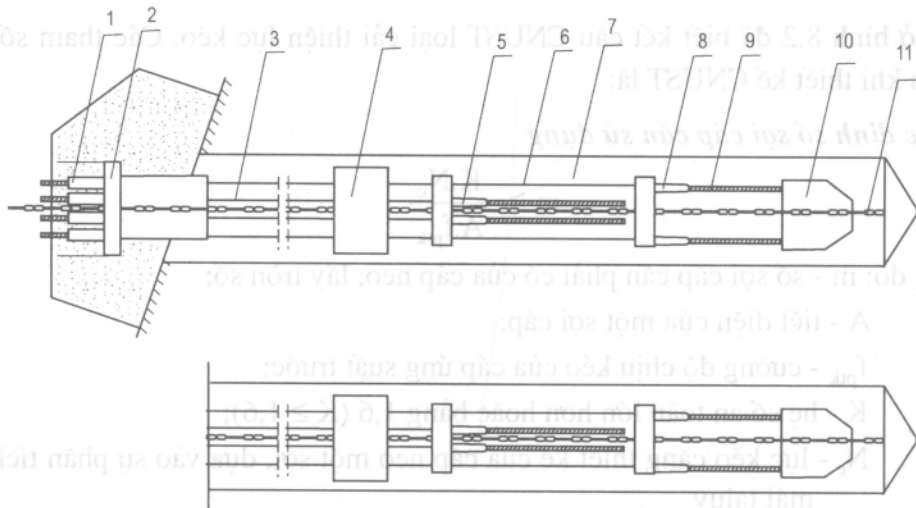
- + Sau khi định vị cáp có thể bơm vữa một lần cả chiều dài lỗ, công nghệ bơm vữa đơn giản.

Trong cùng một chiều dài đoạn neo cố hữu hiệu như nhau, với lực chống nhổ trước khi biến dạng dẻo, neo chịu nén so với neo chịu kéo tăng 20%. Nên sử dụng cáp neo phân tán lực nén là một biện pháp có hiệu quả giải quyết lực neo cố không đủ đối với đất đá rời rạc, kém chặt chẽ hoặc với đất đá có độ phong hóa lớn.

3. Cáp neo phân tán kéo nén OVM

Hình 8.4 trình bày sơ đồ kết cấu cáp neo phân tán kéo nén và phân bố ứng suất cắt giữa xi măng cát với thành ống.

Cáp neo phân tán kéo nén (CNPTKN) của OVM dựa trên cơ sở cáp neo phân tán lực nén (CNPTLN), bóc bỏ phần ống lồng PE một chiều dài nhất định ở bên dưới cáp không dính kết, sẽ trở thành đoạn neo cố mặt nhãn. Trên đường cáp mặt nhãn chỗ tiếp giáp cáp mặt nhãn với đoạn không dính kết lắp neo OVM-P và bản chịu tải, biến đoạn neo cố chỗ cáp không dính kết thành đoạn neo cố loại lực nén. Các đơn nguyên neo cố của các thanh chịu tải cũng dựa vào đó mà bố trí, hình thành cáp neo phân tán kéo nén. Khi cáp không dính kết lúc kéo căng, thanh chịu tải chịu nén, cáp mặt nhãn phía sau thanh chịu tải chịu kéo. Do thanh chịu tải và cáp mặt nhãn nối liền với nhau thành một khối, lực dính kết giữa lõi vữa xi măng trên cáp mặt nhãn với thành hố khoan sẽ có tác dụng ngăn



Hình 8.4: Sơ đồ kết cấu cáp neo phân tán kéo nén và phân bố ứng suất cắt giữa vữa xi măng cát với thành ống

1. Neo; 2. Bản đệm; 3. Giá đỡ trong; 4. Giá đỡ ngoài; 5. Neo P; 6. Cáp không dính kết;
7. Vữa xi măng - cát; 8. Bản chịu nén; 9. Cáp mặt nhãn; 10. Mũ dẫn hướng; 11. Ống bơm vữa.

cản lõi vữa xi măng mặt trước thanh chịu tải bị co nén. Cơ chế truyền lực độc đáo này làm cho việc tạo ứng suất trước của cáp neo được phân lớp phân đoạn và phân tán truyền cho lõi vữa xi măng, làm cho cường độ chống cắt giữa lõi neo với lõi vữa xi măng được phát huy đầy đủ. Nhờ ứng suất cắt giữa lõi vữa xi măng và thành lõi neo phân tán đều hết cả chiều dài đoạn neo cổ của cáp neo, tránh được việc xuất hiện trị số cực trị ứng suất cắt thành lõi neo và lõi vữa xi măng với thành lõi neo bị cắt trước phá hoại. Với điều kiện ứng suất trước như nhau, có thể rút ngắn chiều dài neo cổ so với neo cổ bằng cáp neo phân tán lực nén hiệu quả tốt hơn.

Theo tính toán lí thuyết và thực tiễn chứng tỏ, trong trường hợp chiều dài đoạn neo cổ hữu hạn như nhau, đối với lực chống nhỏ trước khi di chuyển trượt dềo, dùng neo phân tán kéo nén so với neo chịu kéo tập trung có thể tăng lên khoảng 50%, so với cáp neo phân tán lực nén có thể tăng lên 15%. Do vậy sử dụng CNPTKN của OVM không những kinh tế mà còn giải quyết được khi lực neo cổ ở taluy hay đất yếu không đủ, nó là một phương pháp rất có hiệu quả.

§8.3. THIẾT KẾ VÀ THI CÔNG CNUST

1. Thiết kế CNUST

Khi thiết kế CNUST, trước tiên nên căn cứ vào phân tích tính ổn định của taluy và trị số lực kéo hướng trục cáp neo một sợi được tính theo một đơn vị diện tích taluy - kí hiệu N_c (giá trị lực thiết kế) sau đó tùy thuộc tình hình đất đá của taluy để chọn kết cấu cáp neo cho thích hợp.

Như ở hình 8.2 đã biết kết cấu CNUST loại cải thiện lực kéo. Các tham số cần phải xác định khi thiết kế CNUST là:

a) Xác định số sợi cáp cần sử dụng

$$m \geq \frac{K.N_c}{A.f_{pk}} \quad (8.6)$$

Trong đó: m - số sợi cáp cần phải có của cáp neo, lấy tròn số;

A - tiết diện của một sợi cáp;

f_{pk} - cường độ chịu kéo của cáp ứng suất trước;

K - hệ số an toàn lớn hơn hoặc bằng 1,6 ($K \geq 1,6$);

N_c - lực kéo căng thiết kế của cáp neo một sợi, dựa vào sự phân tích ổn định mái taluy

b) Xác định chiều dài của cáp neo L

+ Xác định chiều dài neo cố L_1 của cáp neo - Chiều dài neo cố L_1 thông thường dựa vào thí nghiệm cơ bản ở hiện trường, hoặc so sánh với các loại công trình tương tự để xác định. Công thức lý thuyết để tính chiều dài L_1 như sau:

$$L_1 = \frac{KN_c}{\pi.D.C} \quad (8.7)$$

Trong đó: D - đường kính lỗ neo;

C - cường độ dính kết của vữa xi măng với thành lỗ;

K - hệ số an toàn cho chiều dài đoạn neo cố, $K \geq 1,5$;

N_c - giống như trên, lực kéo căng thiết kế.

+ Xác định chiều dài đoạn cáp tự do: Chiều dài đoạn tự do được xác định theo nguyên tắc: tránh xô dịch khi khoá chặt neo và tránh kết cấu chống đỡ bị biến dạng khi tạo ứng suất trước, tránh tổn thất ứng suất trước do ma sát và biến dạng của đất và làm ổn định lớp đất neo cố. Chiều dài tự do này không nhỏ hơn 5m và nên vượt quá mặt trượt 1,5m.

+ Xác định chiều dài làm việc (L_{lv}) của cáp neo. Chiều dài này được xác định theo tình hình thực tế của thiết kế và thi công.

Vậy tổng chiều dài của cáp neo được tính theo (8.8)

$$L = L_1 + L_{l,d} + L_{lv} \quad (8.8)$$

c) Vật liệu dùng làm cáp neo

Thường sử dụng cáp ứng suất trước cường độ cao, mặt nhẵn. Độc giả có thể tham khảo bảng 8.1 đã trình bày ở trên.

d) Định góc xiên của cáp neo.

Góc xiên của cáp neo là góc của lỗ neo với đường nằm ngang. Thực tế sử dụng của các công trình ở Trung Quốc thấy rằng góc xiên nên từ $15^\circ - 35^\circ$.

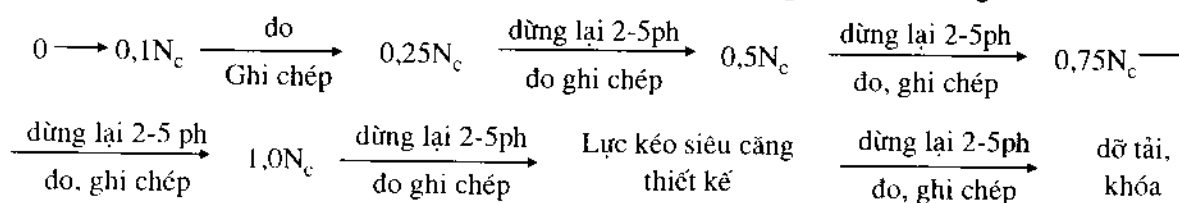
e) Thiết kế neo cổ đầu neo ngoài

Đầu neo ngoài bao gồm: bản đệm neo, neo và bộ phận bịt neo với các công trình taluy thì bản đệm neo, và neo nên chọn chất lượng tốt và tương ứng với cấp sử dụng. Hệ số hiệu suất neo cổ $\eta_A \geq 0,95$. Dùng vữa xi măng cát để bịt neo:

Vữa xi măng thường dùng tỉ lệ $N/X = 0,38 - 0,45$, tỉ lệ $X/C = 1:1$. Thường có thêm phụ gia cho vữa, tùy theo tình hình cụ thể từng công trình mà lựa chọn chất phụ gia phải hợp lí. Tại đoạn thí nghiệm ở Đèo Đá đẽo, đường Hồ Chí Minh đã dùng 2 loại phụ gia: Phụ gia nở nở trợ bơm JR.02A và phụ gia siêu dẻo giảm nước SELFILL-2010S.

f) Trình tự kéo căng cáp neo:

Quá trình kéo căng tiến hành như sau: N_c là lực kéo căng thiết kế khống chế.



2. Thiết kế CNKPTLN

a) Thiết kế đoạn neo cổ:

+ Tính tổng chiều dài đoạn neo cổ

$$L_1 = \frac{K_1 N_c}{K_2 d_A \cdot C \times \pi} \quad (8.8)$$

Trong đó: K_1 - hệ số an toàn đoạn neo cổ lấy theo bảng 8.2;

K_2 - hệ số nâng lên của suất lợi dụng lực dính kết lỗ neo với lõi vữa xi măng sau cấp neo phân tán lực nén, thường lấy $K_2 = 1,0 - 2,2$;

d_A - đường kính của thanh neo, do thiết kế xác định theo tình hình thực tế;

C - cường độ dính kết của vữa xi măng với thành lỗ.

Bảng 8.2. Hệ số an toàn neo cổ kiểu gắn kết - K_1

Tính chất công trình và hướng lỗ neo	Công trình neo cổ vĩnh cửu		Công trình neo cổ tạm	
	Lỗ ngửa	Lỗ úp	Lỗ ngửa	Lỗ úp
Hệ số an toàn K_1	2,0	1,5	1,6	1,2

+ Số lượng sợi cáp cần thiết

$$m = \frac{N_c}{K_3 \cdot A \cdot f_{pk}} \quad (8.9)$$

Trong đó: K_3 - hệ số lợi dụng công suất cấp ứng suất trước $K_3 = 0,4 - 0,6$;

A - tiết diện sợi cáp neo;

m - số sợi cáp, lấy tròn số;

N_c - giống như trên.

+ Lực chịu nhỏ thanh chịu tải T_α , do tính năng của thanh chịu tải quyết định, số thanh chịu tải m_2 được tính theo công thức sau:

$$m_2 = \frac{N_c}{K_3 \cdot T_\alpha} \quad (8.10)$$

+ Cự li (khoảng cách) giữa các thanh chịu tải

$$L_i = \frac{L}{m_2} \quad (8.11)$$

b) Xác định chiều dài đoạn tự do L_{td}

Mục đích là để phòng khi neo đã khoá bị xô dịch và kết cấu chống đỡ bị biến dạng, xác định UST sẽ tăng hoặc giảm một cách rõ rệt giảm bớt độ trùng của gân UST và UST neo cố do lớp đất bị yếu đi rõ rệt, đồng thời để tăng tính ổn định của lớp đất neo cố, chiều dài đoạn tự do của cáp neo không nên nhỏ hơn 5m và phải vượt quá mặt trượt của taluy khoảng 1,5m.

c) Xác định chiều dài làm việc L_{lv}

Chiều dài làm việc do tính hình cụ thể của thiết kế và thi công quyết định. L_{lv} thường được xác định bằng thực nghiệm ở hiện trường.

Tổng chiều dài cáp neo:

$$L = L_1 + L_{td} + L_{lv} \quad (8.12)$$

d) Vật liệu cáp neo

Thông thường dùng cáp neo UST trùng ít, cường độ cao, mặt nhẵn. Bảng 8.1 trình bày tính năng cáp UST. Thông số kĩ thuật chủ yếu của cáp không dính kết được trình bày ở bảng 8.3. Yêu cầu chất lượng lớp phòng gỉ và lớp bọc ngoài của cáp UST không dính kết và phương pháp kiểm tra xem bảng 8.4. Thông số kĩ thuật HDPE xem bảng 8.5, thông số kĩ thuật cáp neo loại phân tán, xem bảng 8.6.

Bảng 8.3. Bảng thông số kĩ thuật chủ yếu của cáp không dính kết

Lượng mỡ bôi phòng gỉ (kg/10m)			> 0,50
Chiều dài lớp PE(mm)	2 lớp	Lớp ngoài	0,80 - 1,0
		Lớp trong	0,80 - 1,20
	1 lớp		0,80 - 1,20
Hệ số ma sát giữa lớp PE với thép			0,12
Trọng lượng sản phẩm (kg/m)		1 lớp	2 lớp
	Φ 15,2	1,218	1,27
	Φ 12,7	0,871	0,907

e) Thiết kế phòng chống gỉ cáp neo

+ Yêu cầu lớp vữa xi măng bọc ngoài cáp có chiều dày lớn hơn 2cm.

+ Kết cấu cáp neo dùng cáp loại phân tán lực nén, đoạn neo cố và đoạn tự do của cáp neo đều dùng cáp không gỉ và dùng vữa xi măng bơm để bọc ngoài thành nhiều lớp bảo vệ, khi cáp neo làm việc, vữa xi măng chịu nén, khó bị nứt nên nâng cao độ bền của cáp neo.

+ Sau khi bơm vữa lỗ khoan, do vữa ngót lại làm cho đoạn tự do mặt sau đầu neo ngoài có một đoạn nhất định bị rỗng nên cần phải bơm bổ sung lần 2 cho vữa lấp kín, chặt có như vậy mới bảo vệ cáp được tốt.

Bảng 8.4. Yêu cầu chất lượng lớp vật liệu phòng gỉ và lớp bọc ngoài của cáp ứng suất trước không dính kết và phương pháp kiểm tra

(Chú ý: Phối hợp sử dụng với bảng 8.3)

Tên gọi	Hạng mục	Chỉ tiêu chất lượng	Phương pháp kiểm tra
Cáp UST	Kiểm tra lại tính năng cơ học	CD chịu kéo $\geq 1470\text{N/mm}^2$. Hệ số dẫn dài ≥ 4	GB5224
Lớp VL phòng gỉ	Bên ngoài	Đầy đủ, không sơn sót, chiều dày đều	Bằng mắt
	Lượng dùng trong 1m: kg/m	Không dưới 0,035	Mỗi đợt lấy 2 nhóm mẫu, mỗi nhóm 3 sợi dài 1m; sau khi cân xong mỗi sợi, bóc ống nhựa, dùng đầu máy rửa sạch cân riêng cáp UST và lớp vỏ bọc ngoài, sau đó tính lượng mở bình quân
Lớp bọc ngoài (1 lớp)	Bên ngoài	Nhẵn trơn, trị số hư hỏng không quá 3 diện tích	Bằng mắt
	Chiều dày thành (mm)	đều, 0,8 - 1,2	Mỗi đợt lấy 2 nhóm mẫu, mỗi nhóm 3 sợi 1m, dùng thước kẹp 1/1000 đo chỗ mỏng nhất và dày nhất, mỗi sợi đo ít nhất 2 chỗ, lấy trị số bình quân, sau đó dùng cân tiểu li cân, tính trọng lượng bình quân
	Lượng dùng trong 1m: kg/m	0,03-0,06	
Lớp bọc thứ nhất (2 lớp)	Bên ngoài	Nhẵn trơn, hệ số hư hỏng không quá 3% diện tích	Bằng mắt
	Chiều dày thành (mm)	Đều 0,5 - 0,9	Mỗi đợt lấy 2 nhóm mẫu, mỗi nhóm 3 sợi 1m, dùng thước kẹp 1/1000 đo chỗ mỏng nhất và dày nhất, mỗi sợi đo ít nhất 2 chỗ, lấy trị số bình quân, sau đó dùng cân tiểu li cân, tính trọng lượng bình quân
	Lượng dùng trong 1m:kg/m	0,02 - 0,05	

Bảng 8.4 (tiếp theo)

Tên gọi	Hạng mục	Chỉ tiêu chất lượng	Phương pháp kiểm tra
Lớp bọc thứ hai (2 lớp)	Bên ngoài	Nhẵn trơn, hệ số hư hỏng không quá 3% diện tích	Bằng mắt
	Chiều dày thành (mm)	Đều 1,2 - 1,7 hoặc theo yêu cầu thiết kế	Mỗi đợt lấy 2 nhóm mẫu, mỗi nhóm 3 sợi 1m, dùng thước kẹp 1/1000 đo chỗ mỏng nhất và dày nhất, mỗi sợi đo ít nhất 2 chỗ, lấy trị số bình quân, sau đó dùng cân tiểu li cân, tính trọng lượng bình quân.
	Lượng dùng trong 1m: kg/m	0,04 - 0,08	

8.5. Bảng thông số kỹ thuật HDPE

TT	Hạng mục	Yêu cầu kỹ thuật
1	Mật độ	0,942 - 0,978g/cm ³
2	Chỉ số nung chảy	≤ 0,45g/min
3	Cường độ kéo dãn	≤ 20MPa
4	Hệ số dãn dài	≤ 650%
5	Độ cứng	> 59
6	Nhiệt độ mềm Vibba	> 110C
7	Nhiệt độ hoá đôn	-70°C
8	Cường độ va đập	≤ 25kJ/m ²
9	Ứng suất chịu nhiệt nứt	> 96h
10	Ứng suất chịu nứt tự nhiên	> 1500h
	IU Igcpalco 630	
11	Hiện tượng muối than	2,6 ± 0,25
12	Hạt muối than	< 20µm
	Độ phân tán muối than	> 4000
13	Phương pháp sắc phổ	
	Phương pháp kính hiển vi	

8.6. Bảng thông số kỹ thuật cáp neo loại phân tán

Quy cách thép (cáp không dính kết)	Loại cáp	Số sợi cáp	Số thanh chịu tải	Tiết diện của thép (mm ²)	Trọng lượng thép/1m (kg/m)	Tải trọng neo có (kN)	Tải trọng kéo căng (kN)
1	2	3	4	5	6	7	8
9f _{pk} = 1860MPa Φ 15,24 (Φ 12,7)	MS-2	2	1	279,96(178,9)	2,202(1,548)	520(332)	312(199,2)
	MS-3	3	2	419,94(268,35)	3,303(2,322)	780(498)	468(298,8)
	MS-4	4	2	559,92(357,8)	4,404(3,096)	1040(664)	624(398,4)
	MS-5	5	2	699,9(447,25)	5,505(3,87)	1300(830)	780(498)
	MS-6	6	2/3	839,88(536,7)	6,606(4,644)	1560(996)	936(597,6)

Bảng 8.6 (tiếp theo)

1	2	3	4	5	6	7	8
	MS-7	7	3	979,86(626,15)	7,707(5,418)	1820(1162)	1092(697,2)
	MS-8	8	3/4	1119,84(715,6)	8,808(6,192)	2080(1328)	1248(796,8)
	MS-9	9	3/4	1259,82(805,05)	9,909(6,966)	2340(1494)	1404(896,4)
	MS-10	10	4/5	1399,8(894,5)	11,01(7,74)	2600(1660)	1560(996)
	MS-11	11	4/5	1539,78(983,95)	12,111(8,514)	2860(1826)	1716(1095,6)
	MS-12	12	4/5/6	1679,76(1073,4)	13,212(9,288)	3120(1992)	1872(1195,2)
	MS-14	14	5/6/7	1959,72(1252,3)	15,414(10,836)	3640(3224)	2184(139,44)
	MS-15	15	5/6	2099,7(1343,1)	16,515(11,61)	3900(2490)	2340(1494)
	MS-16	16	6/8	2239,68(1431,2)	17,616(12,384)	4160(2656)	2496(1593,6)
	MS-18	18	6/7/8/9	2519,64(1610,1)	19,818(13,932)	4680(2988)	2808(1792,8)

+ Cần quét sơn phòng rỉ vào đầu neo trong của cáp neo loại phân tán lực nén rồi bọc ngoài bằng ống VPC. Sau cùng dùng bê tông bịt neo để bảo vệ, chống rỉ cho đầu neo.

+ Cần khống chế mức độ chịu lực của cáp neo để không được vượt quá 60% trị số tiêu chuẩn cường độ kéo cáp, hạn chế hiện tượng dòn đứt cáp do ứng suất kéo quá cao gây ra.

f) Chọn góc xiên của cáp neo

Góc xiên $\alpha = 15 - 35^\circ$.

f) Thiết bị neo cố đầu neo ngoài

Thiết bị neo cố đầu neo ngoài gồm các bộ phận sau: bản đệm neo, neo và bịt neo. Với các công trình gia cố taluy thường dùng neo, bản đệm neo chất lượng tốt và phối hợp tương xứng với cáp còn bịt neo dùng vữa xi măng cát.

g) Thiết kế cáp phối vữa bơm

Yêu cầu dùng vữa xi măng cát mác cao, cường độ vữa xi măng cát được tính như sau:

$$\text{Tải trọng mà thanh chịu tải: } T = \frac{N_c}{m} \quad (8.13)$$

$$\text{Diện tích chịu nén của thanh chịu tải: } S = \frac{\pi D^2}{4}$$

$$\text{Cường độ thiết kế của vữa: } M \geq \frac{K.T}{S} \quad (8.14)$$

Trong đó: N_c - lực kéo căng thiết kế của cáp neo sợi;

m_2 - tổng số thanh chịu kéo;

D - đường kính thanh chịu tải;

K - hệ số an toàn từ 1,5 - 20.

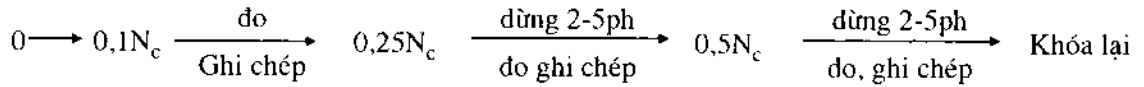
Trị lệ $N/X = 0,38 - 0,45$, tỉ lệ $XM/C = 1/1$. Chất phụ gia tùy thuộc vào tình hình thi công cụ thể mà chọn.

h) Thiết kế kéo căng cáp neo

Căn cứ vào chiều dài khác nhau của sợi cáp trên thanh chịu tải khác nhau của CNPTLN, việc tạo UST với thanh chịu tải của mỗi sợi cáp neo sẽ tiến hành theo phương thức: đối với thanh chịu tải của mỗi sợi cáp neo theo thứ tự từ trong ra ngoài. Đối với cáp neo trên cùng một thanh chịu tải dùng nhiều kích kéo nâng một sợi, kéo căng đối xứng.

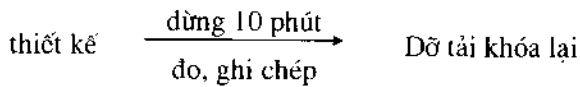
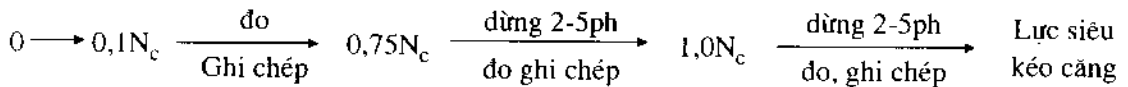
Trình tự kéo căng cáp trên cùng một thanh chịu tải như sau:

Lần thứ nhất



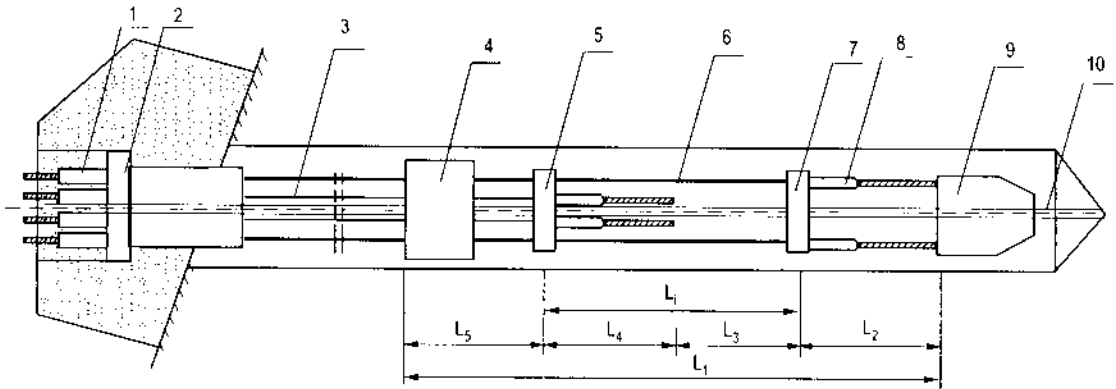
Đối với cáp trên các thanh chịu tải, theo thứ tự từ trong ra ngoài, lần lượt kéo căng đối xứng theo trình tự như ở lần thứ nhất nêu trên.

Lần thứ hai:



Đối với cáp trên các thanh chịu tải theo thứ tự từ trong ra ngoài, lần lượt kéo căng đối xứng theo trình tự như lần thứ hai ở trên đã trình bày.

3. Thiết kế cáp neo phân tán kéo nén



Hình 8.5: Hình thức kết cấu cáp neo phân tán kéo nén

1. Neo; 2. Bản đệm neo; 3. Giá chống trong; 4. Giá chống ngoài; 5. Vữa xi măng cát;

6. Cáp không dính kết; 7. Bản chịu nén; 8. Neo P; 9. Mũ dẫn hướng; 10. ống dẫn vữa;

L_5 . Đoạn chịu nén; L_2, L_3, L_4 Đoạn chịu kéo; L_1 . Đoạn neo cố; L_1 . Cự li giữa 2 thanh chịu tải.

a) Thiết kế đoạn neo cố

+ Tổng chiều dài đoạn neo cố:

$$L_1 = \frac{K_1 \cdot N_c}{K_L \cdot \pi \cdot d_A \cdot C} \quad (8.5)$$

trong công thức:

K_1 - trị số an toàn đoạn neo cố, lấy theo bảng 3.2;

N_c - lực kéo căng thiết kế cáp neo 1 sợi;

K_L - hệ số nâng cao suất lợi dụng lực dính kết giữa ổ neo với lõi vữa xi măng cát sau cáp neo loại kéo nén, lấy 1,2 - 1,4;

d_A - đường kính của thanh neo, do thiết kế xác định theo tình hình cụ thể.

C - cường độ ma sát do dính kết.

$$+ \text{Số sợi cáp của cáp neo } m_1 = \frac{N_c}{K_3 \cdot A \cdot f_{ptk}} \quad (8.16)$$

trong công thức:

N_c - lực kéo căng thiết kế của cáp neo một sợi;

K_3 - hệ số lợi dụng ứng suất cáp ứng suất trước, lấy 0,4 - 0,6;

A - tiết diện sợi cáp;

f_{ptk} - cường độ chịu kéo của cáp;

m - số sợi cáp lấy tròn số.

+ *Lực chịu kéo nhỏ của thanh chịu tải*: T_u do tính năng của thanh chịu tải quyết định.

+ *Số thanh chịu tải*:

$$m_2 = \frac{N_c}{K_3 \cdot T_u}, m_2 \text{ lấy tròn số} \quad (8.17)$$

$$L_i - \text{cự li giữa các thanh chịu tải } L_i = \frac{L_1}{m_2} \quad (8.18)$$

- Xác định đoạn chịu lực nén L_5 và đoạn chịu kéo L_2 , cáp neo phân tán kéo nén

$$L_2 = L_5 = L_3 = L_4 = L_i/2 \quad (8.19)$$

b) Xác định chiều dài L_f của đoạn tự do

Nguyên lí xác định: Để đề phòng khi neo đã khoá bị di dịch và sự thay đổi (tăng giảm) ứng suất tăng thêm do kết cấu chống đỡ bị biến dạng gây nên, giảm bớt độ chùng của gân ứng suất trước và làm suy giảm ứng suất trước neo cố do lớp đất nhu biến sẽ yếu đi một cách rõ rệt; đồng thời để tăng tính ổn định của lớp đất neo cố, chiều dài đoạn tự do của cáp neo không nên nhỏ hơn 5m và vượt quá mặt nứt trượt của taluy 1,5m.

c) Xác định chiều dài làm việc L_w

Chiều dài làm việc L_w :

Chiều dài làm việc do tình hình cụ thể của thiết kế và thi công quyết định

$$\text{Tổng chiều dài cáp neo: } L = L_l + L_r + L_w \quad (8.20)$$

d) Vật liệu cáp neo: Thông thường dùng cáp ứng suất trước dính kết, trùng ít, cường độ cao, phần chịu kéo của đoạn neo cổ của cáp neo; theo chiều dài thiết kế quy định, bọc HDPE, dùng đầu rửa sạch lớp mỡ của cáp UST không dính kết để cho phần chịu kéo có được tính dính kết. Tính năng cơ học của cáp ứng suất trước, xem bảng 8.1. Thông số kỹ thuật chủ yếu của cáp không dính kết xem bảng 8.3. Thông số kỹ thuật HDPE, xem bảng 8.5; thông số kỹ thuật cáp neo loại phân tán, xem bảng 8.6.

e) Thiết kế phòng gỉ cáp neo

- Thiết kế và thi công cáp neo ứng suất trước bảo đảm lớp vữa xi măng bọc ngoài cáp có chiều dày lớn hơn 2cm.

- Kết cấu cáp neo dùng cáp loại phân tán lực nén, phần chịu nén của đoạn neo cổ của cáp neo và ở phần tự do dùng cáp không dính kết và dùng vữa xi măng bơm vào bọc ngoài thành nhiều lớp bảo vệ, khi cáp neo làm việc, vữa xi măng chịu nén, khó bị nứt, có thể nâng cao độ bền của cáp neo.

- Sau khi bơm vữa vào lỗ khoan, do nước vữa ngót lại làm cho đoạn tự do mặt sau đầu neo ngoài, có một chiều dài nhất định bị rỗng cho nên phải bơm bổ sung lần 2 ngay cho vữa được kín, chặt, việc phòng gỉ mới có hiệu quả.

+ Đối với thanh chịu tải đầu neo trong của cáp neo phân tán kéo phải mạ kẽm và sơn lót chống gỉ; neo P và phần cáp lộ ra ngoài phải quét bitum. Đầu neo ngoài của cáp neo cũng phải phòng gỉ ngay sau thời gian thi công, quét sơn phòng gỉ tấm đệm neo, sau khi kéo căng xong phải dùng bê tông bịt neo.

f) Cần khống chế ứng suất suất của cáp neo, để không được vượt quá 60% trị số tiêu chuẩn cường độ kéo cáp, hạn chế hiện tượng dòn đứt cáp do ứng suất kéo quá cao gây ra.

g) Chọn góc xiên của cáp neo

Căn cứ vào tình hình thực tế của công trình, nên chọn góc xiên $15^\circ - 35^\circ$. Trị số cụ thể phải thông qua thử nghiệm tại hiện trường.

h) Thiết bị neo cổ đầu neo ngoài

Thiết bị đầu neo ngoài gồm có: bản đệm neo, neo và bộ phận bịt neo. Đối với công trình taluy nói chung dùng neo, bản đệm neo chất lượng tốt và phối hợp tương xứng với cáp (hệ số hiệu suất neo cổ là $\eta \geq 0,95$); bịt neo dùng vữa xi măng cát.

i) Thiết kế cáp phối vữa bơm

Đặc điểm của kết cấu cáp neo phân tán lực nén là dùng vữa xi măng cát mác cao. Cường độ vữa xi măng cát tính như sau:

$$\text{Tải trọng và thanh chịu tải chịu: } T = \frac{N_c}{m_2} \quad (8.21)$$

$$\text{Diện tích chịu nén của thanh chịu tải: } S = \frac{\pi D^2}{4} \quad (8.22)$$

$$\text{Cường độ thiết kế của vữa: } M \geq \frac{KT}{S} \quad (8.23)$$

trong công thức: N_c - lực kéo căng của cáp neo sợi;

m_2 - tổng số thanh chịu kéo;

D - đường kính thanh chịu tải;

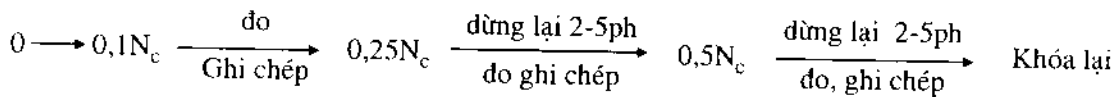
K - hệ số an toàn từ 1,5 - 20.

Vật liệu vữa bơm, thông thường dùng xi măng silicat phổ thông C42,5 tỉ lệ $N/X = 0,38 - 0,45$, tỉ lệ xi măng cát là 1/1; chất phụ gia tùy tình hình cụ thể của công trình mà cho vào. Trước khi thi công cần phải làm thí nghiệm để chọn được cấp phối vữa tốt nhất cho điều kiện đất đá cụ thể.

k) Thiết kế kéo căng cáp neo

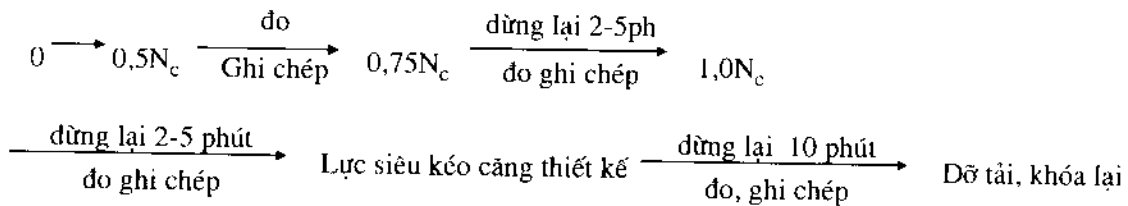
Căn cứ vào đặc điểm chiều dài khác nhau của sợi cáp trên thanh chịu tải khác nhau của cáp neo phân tán lực kéo nén, việc tạo ứng suất trước đối với thanh chịu tải của mỗi sợi cáp neo sẽ tiến hành theo phương thức: đối với thanh chịu tải của mỗi sợi cáp neo, theo thứ tự từ trong ra ngoài, đối với cáp trên cùng một thanh chịu tải, dùng nhiều kích kéo căng một sợi (như OVM - YDC240Q) tiến hành kéo căng đối xứng. Trình tự kéo căng cáp trên cùng một thanh chịu tải như sau:

A. Lần thứ nhất:



Đối với cáp trên các thanh chịu tải, theo thứ tự từ trong ra ngoài, lần lượt kéo căng đối xứng theo trình tự như ở mục A.

B. Lần thứ hai:



Đối với cáp trên các thanh chịu tải, theo thứ tự từ trong ra ngoài, lần lượt kéo căng đối xứng theo trình tự như ở mục B.

4. Thí nghiệm cơ bản ở hiện trường cáp neo ứng suất trước (thí nghiệm lực nhỏ)

Để có được số liệu và tài liệu thực tế ở hiện trường, cần xác định lực chịu tải giới hạn của đất, qua đó mà xác định được chiều dài thực tế của đoạn neo cố cáp neo ứng suất trước và phân bố kết cấu, đồng thời kiểm nghiệm công nghệ thi công cáp neo ứng suất trước, trước khi thi công công trình neo cố cần tiến hành thí nghiệm cơ bản ở hiện trường cáp neo.

Các quy định về thí nghiệm cơ bản

Các thông số kết cấu, vật liệu và công nghệ thi công cáp neo thí nghiệm ở hiện trường phải giống với cáp neo dùng thi công công trình, số lượng cáp neo dùng thí nghiệm không ít hơn 3 sợi.

Tải trọng thí nghiệm lớn nhất không được quá 0,8 lần trị số tiêu chuẩn cường độ vật liệu ứng suất trước.

Cấp tải trọng tăng dần trong thí nghiệm cơ bản cáp neo và đo chuyển vị đầu neo phải theo các quy định sau.

+ Áp dụng gia tải tuần hoàn, tải trọng ban đầu nên lấy bằng 0,1 lần $A \cdot f_{ptk}$, sau đó, tăng tải = 1/10 - 1/15 $A \cdot f_{ptk}$.

+ Cấp tăng tải trọng cáp neo trong đất sét cứng, đất cát pha và thời gian quan trắc xem bảng 8.7.

+ Trong thời gian quan trắc mỗi cấp gia tải, phải đọc chuyển vị đầu neo ít nhất 3 lần.

+ Trong thời gian quan trắc mỗi cấp gia tải, khi chuyển vị đầu neo không quá 0,1mm thì có thể gia tải cấp tiếp theo; nếu không, phải kéo dài thời gian quan trắc cho đến khi tăng lượng chuyển vị đầu neo trong 2 giờ phải nhỏ hơn 2,0mm, mới được tăng tải cấp tiếp theo.

Tiêu chuẩn phá hoại cáp neo: nếu lượng tăng chuyển vị đầu neo ở cấp gia tải sau ≥ 2 lần chuyển vị đầu neo của cấp gia tải trước, chuyển vị đầu neo dừng lại, tổng chuyển vị đầu neo vượt quá trị số chuyển vị cho phép thiết kế.

Hệ số an toàn cáp neo có được qua thí nghiệm, xác định qua công thức sau:

$$K_c = R_u / N_c \quad (8.24)$$

trong công thức:

R_u - lực chịu tải giới hạn của cáp neo, lấy 95% tải trọng phá hỏng;

N_c - lực kéo hướng trục thiết kế của cáp neo 1 sợi.

Bảng 8.7. Cấp tăng tải thí nghiệm cơ bản cáp neo trong đất sét cứng, đất cát pha và thời gian quan trắc.

Bảng 8.7

Lượng tăng tải (f_{ptk} , %)	Tải trọng ban đầu	-	-	-10	-	-	-	
	Tuần hoàn 1	10	-	-	30	-	-	10
	Tuần hoàn 2	10	20	30	40	30	20	10
	Tuần hoàn 3	10	30	40	50	40	30	10
	Tuần hoàn 4	10	30	50	60	50	30	10
	Tuần hoàn 5	10	30	50	70	50	30	10
	Tuần hoàn 6	10	30	60	80	60	30	10
Thời gian quan trắc (phút)		8	5	5	10	5	5	5

5. Thi công cáp neo ứng suất trước

Dây chuyền công nghệ thi công cáp neo ứng suất trước:

Bạt, Sửa taluy → Bố trí lỗ → Sắp xếp cáp → Tạo lỗ → Dọn lỗ → Nghiệm thu lỗ → Lắp cáp neo → Bơm vữa → Làm ụ neo → Lắp đầu neo ngoài → Kéo căng → Bịt neo.

a) Bạt, sửa taluy

Bạt sửa, dọn sách đất đá... trên mặt taluy theo yêu cầu thiết kế, làm cho mái taluy bằng phẳng.

b) Bố trí lỗ

Theo yêu cầu của thiết kế, dùng máy đo đạc phóng thật chính xác vị trí lỗ neo lên mặt taluy và đánh dấu vị trí lỗ neo; nếu do địa hình hoặc vật kiến trúc che khuất, phải dịch chuyển vị trí lỗ, thì phải được phía thiết kế đồng ý, lúc ấy mới được di dịch.

c) Sắp xếp cáp

Căn cứ vào kết cấu cáp neo và yêu cầu kỹ thuật chế tác bố trí sắp xếp cáp. Công nghệ bố trí cáp như sau: lập yêu cầu bố trí cáp → hạ liệu → làm vệ sinh → buộc bó → lắp giá cách li, vòng đỡ → lắp ống bơm vữa → nghiệm thu → cho vào kho.

- Hạ liệu phải cắt bằng máy cắt, làm vệ sinh sạch sẽ cáp, sau khi hạ liệu theo yêu cầu của bản vẽ, đặt lên giá đỡ, cứ 1,5m đặt một giá đỡ; cáp phải buộc chặt, không để sợi cáp chổng chéo lên nhau, phải thẳng, song song (xem hình 8.7).

- Đối với sợi cáp của cáp neo phân tán lực nén và cáp neo phân tán kéo nén thì phải đánh dấu tạm và vịnh cửu phần cáp lộ ra ngoài tương ứng với từng thanh chịu tải ở những vị trí khác nhau.

- Trước khi bó cáp neo, phải bảo đảm mỗi sợi cáp phải thật thẳng, không bị vắn, chéo lên nhau, đối với chỗ bị cong, xây xát phải bỏ ra, đối với ống PE bọc ngoài cáp không dính bết, không được vỡ nát.

- Đầu cáp neo phải có mũi (chụp) dẫn hướng, để dễ xỏ vào lỗ (xem hình 8.7).

- Ống bơm vữa buộc vào cáp neo, đầu ống bơm vữa phải cách đáy lỗ 5 đến 10cm; trước khi dùng ống bơm vữa phải kiểm tra xem có nứt, có tịt không.

- Sau khi kiểm tra cáp neo đạt yêu cầu, đánh dấu xong, để riêng từng khu, đồng thời phải chú ý tránh mưa nắng.

Kiểm tra chất lượng: chỉ định kỹ thuật viên và nhân viên kiểm tra chất lượng theo dõi kiểm tra cả quá trình chế tác cáp neo, bảo đảm cáp neo và các vật liệu khác đạt yêu cầu thiết kế mới được sử dụng. Giá cách li phải buộc thật chắc chắn, vỏ nhựa PE bọc cáp phải nguyên vẹn không vỡ nứt, biện pháp phòng rỉ cáp neo phải phù hợp yêu cầu thiết kế. Vật liệu ứng suất trước phải có giấy chứng nhận chất lượng, xuất xứ và qua thí nghiệm tính năng.

d) Tạo lỗ

Dùng máy khoan thanh neo chuyên dùng thích hợp với đất đá taluy để khoan lỗ theo yêu cầu thiết kế và quy trình kỹ thuật liên quan. Máy khoan thanh neo chuyên dùng nên dùng máy khoan MD - 50 và khoan dòng (khoan đập) KQJ (xem hình 8.8).

- Khoan lỗ cấp neo, yêu cầu khoan khô, không được cho nước vào lỗ khoan để không làm thay đổi điều kiện địa chất công trình của đất đá ở khu vực khoan và đảm bảo tính năng dính kết của thành lỗ khoan.

- Khi khoan lỗ cấp neo phải định vị máy khoan theo yêu cầu thiết kế, sai số cho phép của góc xiên là $\pm 1^\circ$. Để đảm bảo chiều sâu của lỗ khoan, chiều sâu lỗ khoan thực tế phải lớn hơn chiều sâu thiết kế 20cm nhưng cũng không nên quá 1% chiều sâu thiết kế.

- Trong quá trình khoan nên ghi chép lại sự thay đổi địa tầng của mỗi lỗ khoan, trạng thái khoan (tốc độ khoan, tăng tải khi khoan...) nước ngầm và một số tình hình đặc biệt khác, nếu gặp địa tầng tồi xốp, rời rạc thì dùng kỹ thuật khoan có ống vách, nếu lỗ khoan bị sạt lở khó khoan thì nên bơm vữa gia cố thành lỗ.

- Sau khi tạo lỗ xong phải được bộ phận kiểm tra, sau đó mới được tiến hành bước sau.

- Khi khoan lỗ phải có nhật ký nêu điều kiện địa chất không phù hợp với thiết kế hoặc tình hình đặc biệt khác phải đồng thời thông báo với đơn vị hữu quan để kịp thời xử lý.

Kiểm tra chất lượng: Sai số định vị lỗ khoan là $\pm 10\text{cm}$, sai số góc xiên lỗ neo là $\pm 1^\circ$. Chiều sâu lỗ khoan không nhỏ hơn chiều sâu thiết kế nhưng không được quá 1% chiều sâu thiết kế. Công tác khoan phải có cán bộ kỹ thuật khoan phụ trách, khi tạo thành lỗ phải có nhân viên chất lượng nghiệm thu, nắm chắc chất lượng khoan, phải làm tốt công tác kiểm tra.

e) Dọn lỗ và nghiệm thu lỗ

Sau khi tạo lỗ xong phải dùng hơi cao áp thổi sạch các bột đá trong lỗ khoan.

f) Lắp cấp neo

Sau khi kiểm tra lỗ khoan đạt yêu cầu thì dùng nhân lực đưa cáp neo đã được chế tác vào lỗ neo. Trước khi xỏ cáp vào phải kiểm tra lại ống dẫn vữa, bảo đảm thông suốt. Khi xỏ cáp neo vào lỗ tránh làm sây sát ống nhựa PE và làm rơi giá dẫn hướng, cáp neo phải để thẳng, bảo đảm chất lượng, chiều dài thò ra ngoài phải phù hợp với yêu cầu thiết kế và đủ điều kiện làm việc.

g) Bơm vữa

- Vật liệu vữa bơm như sau:

- + Dùng xi măng silicat phổ thông có mác như thiết kế, xi măng phải có tính ổn định đối với nước và đất. Tổng hàm lượng muối trong vữa không vượt quá 0,1%. Khi cần thiết

có thể dùng xi măng chịu muối sunphat, không được dùng xi măng tro núi lửa có tính ngót khô cao và xi măng xỉ quặng có tính tiết nước cao.

+ Nước: Tốt nhất là dùng nước uống để trộn vữa. Hàm lượng muối sunphat trong nước không được lớn hơn 0,1%, hàm lượng muối Clo không được lớn hơn 0,5%. Trong nước không có thành phần đường và các tạp chất huyền phù (nổi lơ lửng).

+ Tỷ lệ nước xi măng và cấp phối. Tỷ lệ $N/X = 0,38 \div 0,45$, tỷ lệ cát/xi măng là 1/1, đường kính hạt cát nhỏ hơn 2mm.

+ Để cải thiện tính năng của vữa trong thi công và sau khi hoá cứng, tùy tình hình thực tế có thể cho thêm một lượng phụ gia thích hợp như phụ gia chống uốn, phụ gia chậm ninh kết, phụ gia chống tiết nước, phụ gia giảm nước..., nhưng hàm lượng ion Cl không được lớn hơn 0,02% trọng lượng xi măng.

- Trộn vữa xi măng cát

+ Xi măng và cát trộn theo tỷ lệ trọng lượng.

+ Vữa phải trộn đồng nhất (đều) thời gian trộn bằng máy không được ít hơn 2 phút, hết sức tránh trộn bằng nhân lực. Hình 8.10 là máy trộn vữa OVM.

+ Vữa trộn xong phải cho vào thùng chứa đặc biệt và khuấy từ từ.

- Công nghệ bơm vữa

Dùng máy bơm vữa (3SNS của Trung Quốc) bơm vữa vào lỗ neo. Trộn vữa phải bằng máy trộn vữa, phải trộn đều; vữa trộn vừa dùng và phải dùng hết trước khi vữa sơ ninh. áp lực làm việc của máy bơm vữa là 0,1 đến 12MPa. Vữa đưa vào lỗ khoan bằng ống dẫn vữa có đường kính trong là 20 đến 30mm. Khi bơm vữa, phải vừa bơm vữa vừa rút ống dẫn vữa lên và đảm bảo ống dẫn vữa luôn ngập trong vữa một độ sâu nhất định.

Bơm vữa nên bơm liên tục một lần từ đáy lỗ lên đầy miệng lỗ (có vữa tràn ra miệng lỗ). Cường độ của vữa phải đạt yêu cầu thiết kế. Trong quá trình bơm phải có nhật ký và lấy mẫu thí nghiệm theo yêu cầu. Hình 8.11 máy bơm vữa cao áp 3 SNS OVM.

Kiểm tra chất lượng: Vữa phải mịn, nhuyễn và lấy mẫu thí nghiệm theo yêu cầu. Đối với xi măng, nước phải kiểm tra theo đúng chỉ tiêu. Các nguyên vật liệu phải có giấy chứng nhận chất lượng xuất xưởng và có kết quả thí nghiệm tính năng.

h) Làm ụ neo

Ụ neo phải đúc tại hiện trường bằng bê tông M300 theo yêu cầu thiết kế. Trước khi đổ bê tông phải cố định bản đệm neo, các gân xoắn trong neo vào với thép trong ụ và phải cùng chiều với lỗ neo, bản đệm neo phải vuông góc với góc xiên của lỗ neo, đặt thật gọn, khi đổ phải đầm kỹ, nhất là ở xung quanh lỗ neo, bảo đảm chất lượng tốt: chặt và phẳng

i) Lắp đầu neo ngoài

Bóc lớp nhựa PE ở phần nhô ra của cáp neo, rửa sạch dầu mỡ, lắp neo vào.

k) Kéo căng cáp neo ứng suất trước

Căn cứ vào số tấn neo có cáp neo ứng suất trước và hình thức kết cấu, chọn kích kéo căng cho phù hợp. Cáp neo cải thiện lực kéo dùng kích kéo căng chỉnh thể để neo có kéo căng chỉnh thể, còn cáp neo phân tán lực nén và cáp neo phân tán kéo nén thì dùng kích nhỏ (như kích YDC 2HOQ) kéo căng đối xứng sợi cáp trên mỗi thanh chịu tải của mỗi sợi cáp neo. Trình tự không chế kéo căng cáp neo tùy theo tình hình thực tế và thiết kế taluy cụ thể mà quy định. Việc phân cấp tăng tải lực kéo căng cáp neo thì tăng dần từng cấp cho đến tải trọng thiết kế. Khi ứng suất trước tổn thất vượt quá 10% lực kéo căng thiết kế thì nên kéo căng bổ sung trên cơ sở trị số khoá kéo căng một lần đến khi vượt tải trọng kéo căng, lực siêu kéo căng không được vượt quá 115% lực căng thiết kế.

Kiểm tra chất lượng:

Phải đảm bảo thời gian ổn định mỗi cấp kéo căng, giám sát viên và kỹ thuật thi công phải làm công việc này. Khi kéo căng dựa vào áp lực đầu kéo căng là chính, tiến hành hiệu chỉnh trị số dần dần. Khi có tình hình đặc biệt phải ngừng ngay tác nghiệp và tiến hành kiểm tra, sau khi xác định ra nguyên nhân mới được tiếp tục tác nghiệp.

m) Bịt neo

Dùng vữa xi măng cát bịt neo, sau khi bịt phải đảm bảo bên ngoài sạch sẽ, mỹ quan.

§8.4. CÔNG TÁC ĐO GIÁM SÁT CÁP NEO ỨNG SUẤT TRƯỚC

1. Mục đích giám sát

Tình hình biến đổi ứng suất của cáp neo sau khi tạo ứng suất trước tương đối phức tạp và bản thân neo thuộc loại công trình ẩn dấu, có rất nhiều yếu tố ảnh hưởng đến hiệu quả neo, khi thiết kế chưa dự kiến đến, do đó công tác giám sát là rất quan trọng đối với công trình neo có ứng suất trước có tính vĩnh cửu. Theo quy định về thiết kế và thi công thanh neo trong tầng đất của Trung Quốc, việc biến đổi ứng suất trước của cáp neo ứng suất trước có tính vĩnh cửu cần phải giám sát lâu dài, số lượng không ít hơn 5% tổng số cáp neo, thời gian quan trắc không nên ít hơn 12 tháng.

Mục đích của đo giám sát theo dõi cáp neo là:

a) Cung cấp tư liệu

Cung cấp tư liệu cần thiết để không chế và làm rõ tính năng công trình trong các trường hợp bất lợi, đánh giá liên tục mức độ an toàn của công trình trong thời gian thi công và khai thác.

b) Sửa đổi thiết kế công trình

Căn cứ vào kết quả đo giám sát theo dõi công trình để sửa đổi cần thiết thiết kế công trình và thông qua các số liệu quan trắc, lý luận và các chỉ tiêu đặc tính công trình dự định trước khi thí nghiệm để so sánh, tìm hiểu mức độ hợp lý của thiết kế.

2. Nội dung chủ yếu của công tác giám sát

a) Nội dung giám sát đo đặc cáp neo ứng suất trước trong thời gian thi công có

Lực kéo căng cáp neo, lượng dẫn dài của sợi cáp, cáp neo, sự tổn thất ứng suất trước, trạng thái làm việc của cáp neo (xem bảng 8.7) được giám sát đo đặc theo tiêu chuẩn khống chế ứng suất của thiết kế. Tiêu chuẩn khống chế kéo căng ứng suất và khống chế lượng dẫn dài sẽ thực hiện theo yêu cầu thi công và thiết kế thanh neo tảng đất của Trung Quốc. Phạm vi biến đổi cho phép của ứng suất trước là $-10\% \sim +15\%$, khi thấp hơn 10% ứng suất khống chế thì phải bù ứng suất, khi lớn hơn 15% ứng suất khống chế thì phải bớt ứng suất, nhằm đảm bảo cáp neo chịu lực luôn ở trạng thái làm việc tốt.

Nội dung giám sát đo đặc cáp neo ứng suất trước thời kì khai thác, chủ yếu là kiểm tra tình hình biến đổi trị số ứng suất trước và sự trùng ứng suất trước của cáp neo. Phạm vi khống chế là $-10\% \sim +15\%$ ứng suất khống chế khoá, vượt qua giới hạn này phải có biện pháp xử lí thích hợp.

Bảng 8.7. Nội dung và hạng mục giám sát đo đặc công trình neo cổ ứng suất trước

Giai đoạn làm việc của cáp neo UST	Nội dung giám sát đo đặc		Hạng mục giám sát
Giai đoạn thi công	Vật liệu cáp neo	Trạng thái làm việc của cáp neo, chất lượng thi công cáp neo	1. Lực kéo căng cáp neo 2. Trị số dẫn dài cáp neo 3. Tổn thất UST
	Đối tượng neo cổ	Kết quả neo cổ	Chuyển vị và biên dạng của khối neo cổ
Giai đoạn khai thác công trình	Cáp neo	Trạng thái làm việc của cáp neo	Biến đổi trị số ứng suất trước
	Đối tượng neo cổ	Tình hình an toàn của công trình neo cổ	Tình hình nước ngầm và chuyển vị khối u neo cổ

b) Phương tiện và phương pháp đo giám sát

+ Khống chế lực kéo căng ở thời kì thi công, chủ yếu là dùng đường cong suất định phối hợp máy; căn cứ vào ứng suất kéo căng tính đổi ra trị số lực thêm tương ứng. Đo giám sát lượng dẫn dài khi dùng lượng dẫn dài tính toán lí thuyết so sánh với lượng dẫn dài đo thực tế để nhận định tính hợp lí của việc tạo ứng suất nhằm bảo đảm việc khống chế ứng suất phù hợp với yêu cầu thực tế, để tiến hành kiểm nghiệm tiêu chuẩn khống chế lượng dẫn dài.

+ Việc khống chế giám sát ứng suất ở thời kì thi công và khai thác, chủ yếu dùng đồng hồ đo lực (lực kế) thông qua việc quan trắc và phân tích ứng suất cáp neo đã tạo ứng suất trước ở các thời kì khác nhau và ở trạng thái khác nhau để phân tích cáp neo

chịu lực có ở trạng thái làm việc tốt hay không, do đó mà đánh giá tính an toàn của taluy. Phương pháp đo giám sát là trước khi tạo lực trực cấp neo ứng suất trước, chọn lỗ neo có tính đại diện, sau đó lắp neo vào, thông qua việc tạo ứng suất trước và quan trắc ứng suất cấp neo ở các giai đoạn khác nhau, có thể xác định tình hình biến đổi chịu lực cấp neo ở các thời kì khác nhau, do đó mà có sự điều chỉnh và phân tích tương ứng.

c) Chọn thiết bị

Căn cứ vào kiểm nghiệm thực tế các công trình đã làm, lực kế đầu neo có tầm đo tương ứng với GMS, có tính ổn định tốt, tính năng ưu việt, thi công đơn giản, có thể dùng quan trắc vĩnh cửu cấp neo. Các thông số kĩ thuật có liên quan của lực kế này được trình bày ở bảng 8.8.

Bảng 8.8. Thông số kĩ thuật lực kế cấp neo GMS

Tên máy	Loại	Tầm đo (kN)	Độ chính xác (kN)	Nhiệt độ làm việc (°C).
Lực kế cấp neo	GMS	1000	10	-30 - 70

d) Tần suất và thời gian quan trắc

Sau khi lắp xong máy quan trắc phải hiệu chỉnh và kiểm nghiệm ngay để nhanh chóng đưa lực kế vào sử dụng, thu thập số liệu.

Sau khi lắp và hiệu chỉnh xong phải đưa thiết bị quan trắc vào đo thử ngay ứng suất. Thời gian và tần suất quan trắc phải quy định rõ ràng.

Sau khi tạo ứng suất trước cho cấp neo ứng suất trước, trong vòng 24 giờ phải tiến hành đo ngay; trong tuần đầu mỗi ngày 1 lần, tuần thứ 2:2 ngày/1 lần; tuần thứ 3: 2 lần/1 tuần; sau tuần thứ 4:2 lần/tháng; sau 3 tháng 1 lần/tháng; thời gian quan trắc không dưới 12 tháng.

e) Yêu cầu kĩ thuật và những vấn đề cần chú ý

+ Việc mua sắm thiết bị đo đạc nên căn cứ vào yêu cầu thiết kế, các thông số và chất lượng máy; các máy loại đặc biệt nên căn cứ vào bản vẽ kết cấu thiết bị hữu quan do thiết kế yêu cầu, đến nhà máy chuyên sản xuất gia công, mua; các máy móc thiết bị yêu cầu đặc biệt phải phù hợp với yêu cầu thiết kế và thi công.

+ Chất lượng chôn lắp máy quan trắc là khâu quan hệ đến tư liệu quan trắc được tin tưởng hay không; máy phải lắp đặt chính xác đồng thời phải có biện pháp bảo vệ thích đáng.

+ Sau khi tập hợp các số liệu quan trắc phải kịp thời phân tích chỉnh lí; sau khi phân tích chỉnh lí tài liệu, nếu thấy có biến dạng khác thường phải báo cáo ngay với nhân viên hữu quan và nghiên cứu tìm nguyên nhân và có biện pháp giải quyết kịp thời.

Đồng thời tài liệu quan trắc phải được chỉnh lí đưa vào hồ sơ để có số liệu đánh giá mức độ an toàn của công trình.

Sau khi tập hợp các số liệu quan trắc nên lập đồ thị đường cong quan hệ giữa thời gian với lực neo cố của CNUST tương ứng để tiện phân tích.

§8.5. KIỂM TRA VÀ NGHIỆM THU CHẤT LƯỢNG

1. Các hạng mục kiểm tra

- + Lỗ neo: vị trí, đường kính lỗ (d), góc neo α , chiều dài đoạn neo cố trong.
- + Gia công và lắp thanh cáp neo.
- + Bơm vữa: cấp phối chế tạo vữa, cường độ vữa xi măng cát, độ ngập sâu của ống dẫn vữa khi bơm.
- + Quá trình kéo căng và khoá: cường độ bê tông ụ neo ngoài, mặt phẳng của bản đệm neo và độ thẳng đứng của đường trục lỗ, tải trọng kéo căng, tải trọng khoá neo, lớp bảo vệ neo.
- + Kiểm tra lực chịu tải của cáp neo, tùy theo máy, lấy 3% tổng số cáp neo để kiểm nghiệm sức kéo căng, không được ít hơn 3 sợi, lực kéo căng bằng 120% lực neo cố thiết kế.
- + Điều kiện hợp cách chất lượng cáp neo: lực neo cố cáp neo thí nghiệm phải đạt 120% lực neo cố thiết kế.

2. Tiêu chuẩn đánh giá chất lượng

- + Các hạng mục phải bảo đảm
- + Đường kính lỗ, chiều dài đoạn neo cố, tính năng cáp, chiều dài thanh, cường độ vữa xi măng cát phải đạt yêu cầu thiết kế.
- + Cáp 1 sợi không cho phép có sợi đứt, nổ.
- + Kích, đồng hồ đo, thước thép phải qua kiểm định trước khi dùng.
- + Neo phải kiểm tra hợp cách mới cho sử dụng.
- + Tải trọng khoá phải phù hợp với yêu cầu thiết kế.

Các hạng mục sai số cho phép - theo bảng 8.9.

Bảng 8.9. Các hạng mục sai số cho phép

TT	Hạng mục kiểm tra		Sai số cho phép	Phương pháp kiểm tra
1	Sai số cự li lỗ	Hướng nằm ngang	$\pm 50\text{cm}$	Đo bằng máy kinh vĩ, thước thép
		Hướng thẳng đứng	$\pm 100\text{cm}$	Đo bằng máy thuỷ bình, thước thép
2	Góc neo cố		$\pm 1^\circ$	Máy đo xiên

Để bạn đọc hiểu rõ thêm về công nghệ cáp neo ứng suất trước (theo công nghệ của OVM - Liễu Châu, Trung Quốc) tác giả giới thiệu tổng quan về công trình gia cố mái dốc trên đèo Đá đẽo đường Hồ Chí Minh từ lí trình km 511 + 630 đến km 511 + 810 với tổng chiều dài $L = 178\text{m}$.

1. Về điều kiện địa hình: địa hình miền núi, bên trái tuyến là núi cao (đi theo hướng từ Bắc vào Nam), bên phải là vực sâu. Khi thi công nền đường đã bạt mái dốc để mở rộng nền và cải thiện yếu tố hình học của tuyến. Hiện tại đỉnh taluy nền đào cao 45 - 50m so với cao độ mặt đường, tiềm ẩn khả năng mất ổn định cao. Taluy âm và vực sâu trên 40m.

2. Điều kiện địa chất - kết quả khảo sát địa chất cho hay ở đây có 3 lớp địa chất khác nhau:

Lớp 1 - Phần dưới, ở độ cao từ 4 - 6m (kể từ cao độ mặt đường lên) là cát bột kết phong hóa mạnh, góc nghiêng của lớp đá xấp xỉ góc dốc của mái taluy thiết kế, α (góc tạo của lớp đá so với đường nằm ngang) 55 - 60°.

Lớp 2 - từ độ cao 25 - 35m là cát kết, bột kết phong hóa vừa đến mạnh, đất đá cấu tạo phân lớp bề dày lớp từ 5 - 25m, góc nghiêng hướng ra mặt đường.

Lớp 3 - từ độ cao 40 - 50m là đất lẫn dăm sạn, lẫn đá hộc. Tính đến cuối năm 2002 mái dốc này đã 3 lần sụt trượt.

3. Điều kiện khí tượng thủy văn: Đây là vùng núi thuộc địa phận tỉnh Quảng Bình. Nhiệt độ trung bình năm vào khoảng 22 - 23°C mùa đông từ 15 - 18°C. Tháng 6 - 7 nhiệt độ trung bình 30°C, nhiệt độ cao trung bình 34°C. Mùa mưa từ tháng 8 đến tháng 11 dương lịch. Lượng mưa hàng năm rất lớn 2500 - 3000mm. Số ngày mưa hàng năm vào khoảng 140 - 150 ngày. Độ ẩm tương đối cao, trung bình 85 - 88%. Thời kì ẩm ướt kéo dài từ tháng 9 đến tháng 4 năm sau với độ ẩm trung bình từ 90 - 93%, còn từ tháng 5 đến tháng 8 có độ ẩm trung bình từ 75 - 80%.

4. Đặc điểm thủy văn khu vực: Đoạn tuyến này nằm trong lưu vực sông Rinh, là một nhánh của sông Gianh. Sông này cắt qua tuyến tại vị trí km 489 + 270.

Căn cứ vào kết quả khảo sát của TEDI (Tổng công ty Tư vấn thiết kế công trình giao thông), Công ty 471 thuộc Tổng công ty Xây dựng công trình giao thông 4 và Viện Khoa học công nghệ - Giao thông Vận tải với sự cộng tác của chuyên gia OVM - Trung Quốc đã lập hồ sơ thiết kế công trình thí điểm tại Đèo Đá Đẽo từ km 511 + 630 đến km 51 + 810, như sau:

- Bàng neo thép gìm $\phi 32$ kết hợp với phun bê tông lưới thép.
- Bàng tổ hợp neo dự ứng lực kết hợp với dầm khung bê tông cốt thép.

Tiêu chuẩn kĩ thuật áp dụng:

- Quy phạm kĩ thuật neo bê tông trong đất GB 50086 - 2001 Trung Quốc.

- Quy phạm nghiệm thu chất lượng thi công GB 50204 - 2002 Trung Quốc.

- Tiêu chuẩn cáp neo: cáp cường độ cao, độ trùng thấp, loại tạo có đường kính 15,24mm, cường độ cực hạn 1860 MPa loại OVM 15.

4. Tính toán thiết kế CNUST theo OVM:

+ Chọn đơn nguyên km 511 + 660 là ví dụ thiết kế mái dốc đất chiều rộng đơn nguyên 5m thuộc đoạn km 511 + 6575 - km 511 + 662,5.

+ Tính lực trượt của vách trượt đơn nguyên. Theo kết quả tính toán của phần mềm phân tích ổn định mái dốc đất STAB.95 của Viện nghiên cứu Khoa học Thủy điện - Thủy lợi Trung Quốc $W = 2085\text{kN}/\text{đơn nguyên}$.

+ Chọn trong đơn nguyên bố trí 6 tạo cáp dự ứng lực, đường kính lỗ neo $D = 0,13\text{m}$, dài 20m và bình quân chiều dài đoạn neo 12m, góc nghiêng của lỗ neo $\alpha = 15^\circ$, lực neo bám $\tau = 102\text{kN}/\text{m}^2$.

+ Tổng lực neo cho 1 đơn nguyên như sau:

$$\begin{aligned}P_{\text{tổng}} &= \tau \times D \times \pi \times L_{\text{neo}} \times n \\&= 102 \times 0,13 \times 3,14 \times 12 \times 6 = 2998 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\text{Hệ số an toàn } K = P_{\text{tổng}}/W = \frac{2998}{2085} = 1,438$$

Xác định sức chịu tải của neo P_n theo Quy phạm kỹ thuật cột chống bê tông phun móc neo GB 50086 - 2001 thuộc tiêu chuẩn quốc gia Trung Quốc. P_0 là trị số nhỏ trong hai trị số sau:

- P_{01} - lực neo bám giữa đất đá với thân neo:

$$P_{01} = \frac{L_{\text{neo}} \times \pi \times D \times q_r}{K} \quad (8.25)$$

- P_{02} - lực bám của vữa với thân neo

$$P_{02} = \frac{L_{\text{neo}} \times \pi \cdot n \cdot d \cdot \xi \cdot q_r}{K} \quad (8.26)$$

Trong đó:

L_{neo} - chiều dài đoạn neo trong vùng ổn định (m);

D - đường kính thân neo - ở đây $D = 0,13\text{m}$;

d - đường kính thép hàn thân neo (m);

n - số sợi thép;

q_r - trị số cường độ bám với vách thân neo $q_r = 0,8$ trị số tiêu chuẩn theo bảng 8.10.

Bảng 8.10. Trị số q_r theo loại đất đá

Loại đất đá	Cường độ kháng nén ở trạng thái bão hòa của đất đá (MPa)	Trị số tiêu chuẩn cường độ liên kết giữa đất đá và xi măng (MPa)
Đất đá cứng	> 60	1,5 - 3,0
Đất đá trung bình	30 - 60	1,0 - 1,5
Đất đá mềm	5 - 30	0,3 - 1,0

q_s - Trị số thiết kế cường độ neo bám giữa xi măng với dây thép theo bảng 8.11.

Bảng 8.11. Trị số q_s

Loại	Trị số tiêu chuẩn cường độ liên kết q_s (MPa)
Giữa xi măng đông cứng với thép gân xoắn	2,0 - 3,0
Giữa xi măng đông cứng với thép xoắn	3,0 - 4,0

K - hệ số an toàn kể đến mức độ lực hại gây mất an toàn sau khi cọc neo bị phá hoại - bảng 8.12.

Bảng 8.12. Trị số K

Mức độ nguy hại sau khi cọc neo bị phá hỏng	Hệ số an toàn nhỏ nhất K	
	Hạn sử dụng ≤ 2 năm	Hạn sử dụng > 2 năm
Nguy hại nhẹ, không ảnh hưởng đến an toàn xã hội	1,4	1,8
Nguy hại lớn nhưng chưa trở thành vấn đề an toàn xã hội	1,6	2,0
Nguy hại lớn trở thành vấn đề an toàn xã hội	1,8	2,2

ξ - hệ số triết giảm cường độ liên kết mặt khi dùng nhiều hơn 2 sợi thép $\xi = 0,60 - 0,85$.

Trong đoạn này phân 3 khu vực xử lý tùy thuộc đặc tính kết cấu đất đá của mái dốc.

Khu vực A - Từ km 511 + 655 - km 511 + 700, chiều dài $L = 45\text{m}$.

- Từ cao độ 438m lên đỉnh taluy gia cố bằng neo thép kết hợp phun bê tông.

- Từ cao độ 396m đến 438m gia cố bằng cáp neo UST kết hợp với dầm khung BTCT mức 300, trong các ô bê tông trồng cỏ hoặc phun BT mức 200 (độ dốc taluy 1 : 0,6).

- Từ cao độ 396m xuống tới chân taluy gia cố bằng đá học xây dày 30cm vữa XM mức 100.

- Khoảng cách neo: Theo chiều ngang 5m (khoảng cách theo hàng song song với tim đường), theo chiều đứng (khoảng cách theo hàng vuông góc với tim đường) 4m.

- Loại cáp neo: có 4 loại.

Cáp neo số 1 - cáp neo kiểu chịu nén và kéo (8 tao $\phi 15,24\text{mm}$) chia thành 4 đoạn neo dài 25m, lực thiết kế $N_c = 1100\text{kN}$. Kích thước BTCT (mức 300 (100×70)cm, dầm chôn sâu dưới mặt đất taluy 35cm.

Cáp neo số 2 - cáp neo kiểu phân tán lực nén (6 tao $\phi 15,24\text{mm}$) chia 3 đoạn neo dài 20m, lực thiết kế $N_c = 900\text{kN}$. Kích thước dầm BTCT mức 300 (80×60)cm, dầm chôn sâu dưới mặt đất taluy 30cm.

Cáp neo số 3 - cáp neo kiểu chịu kéo (6 tao $\phi 15,24\text{mm}$) dài 20m, lực thiết kế $N_c = 800\text{kN}$. Kích thước dầm BTCT mức 300 (60×60)cm, dầm chôn sâu dưới mặt đất taluy 30cm.

Cáp neo số 4 - cáp neo kiểu chịu kéo (4 tao $\phi 15,24\text{mm}$) dài 20m lực thiết kế $N_c = 600\text{kN}$. Kích thước dầm BTCT mức 300 (60×60)cm, dầm chôn sâu dưới mặt đất taluy 30cm.

Cụ thể bố trí cho từng đoạn như sau:

Từ cao độ 396 - 402m, taluy 1 : 0,6 sử dụng cáp neo cỡ số 3. Dầm ô BTCT mức 300 phun vữa mức 200 trong ô.

Đoạn km 511 + 655 - km 511 + 660, L = 305m và đoạn

km 511 + 660 - km 511 + 700, L = 40m sử dụng cáp neo số 4.

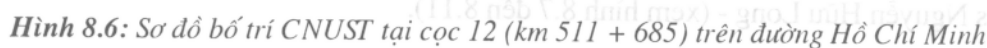
Đoạn km 511 + 660 - km 511 + 675, L = 15m và đoạn

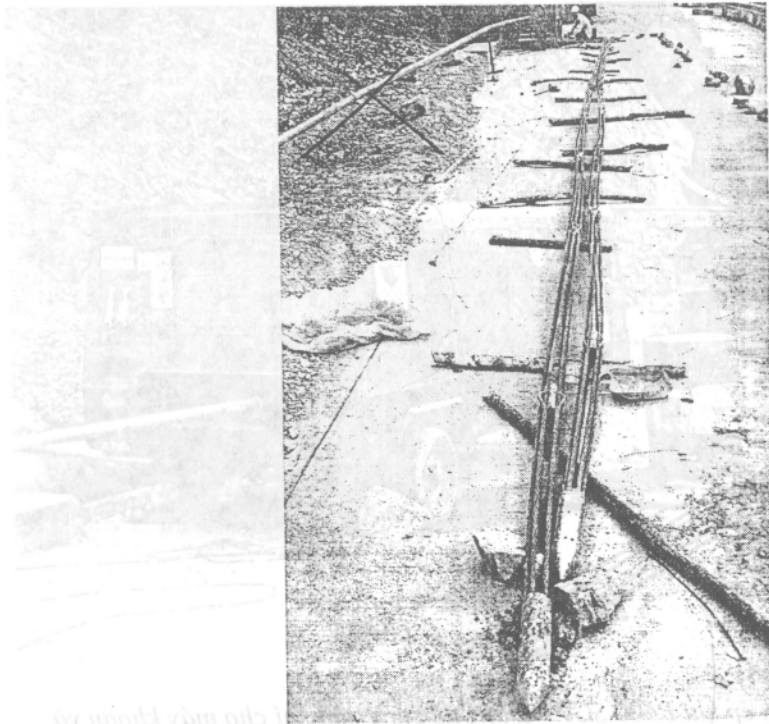
km 511 + 605 - km 511 + 690, L = 85m sử dụng cáp neo số 1.

Đoạn km 511 + 675 - km 511 + 685, L = 10m sử dụng cáp neo số 2.

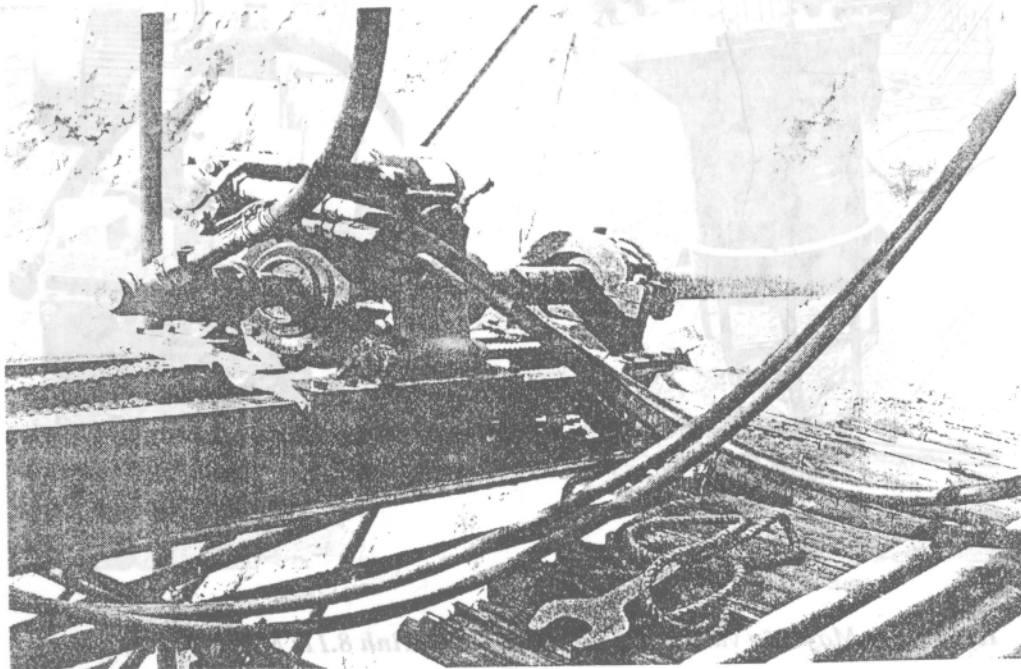
Hình 8.6 trình bày cách bố trí các loại cáp neo ở mặt cắt ngang tại cọc 12 (km 511 + 685)

Để bạn đọc tìm hiểu về các thiết bị dùng để thi công CNUST chúng tôi xin giới thiệu một số hình ảnh về quá trình chế tạo cáp neo tại hiện trường và các thiết bị thi công theo công nghệ của OVN được áp dụng vào đoạn đèo Đá đẽo trên đường Hồ Chí Minh được thực hiện bởi Th.s Nguyễn Hữu Long - (xem hình 8.7 đến 8.11).

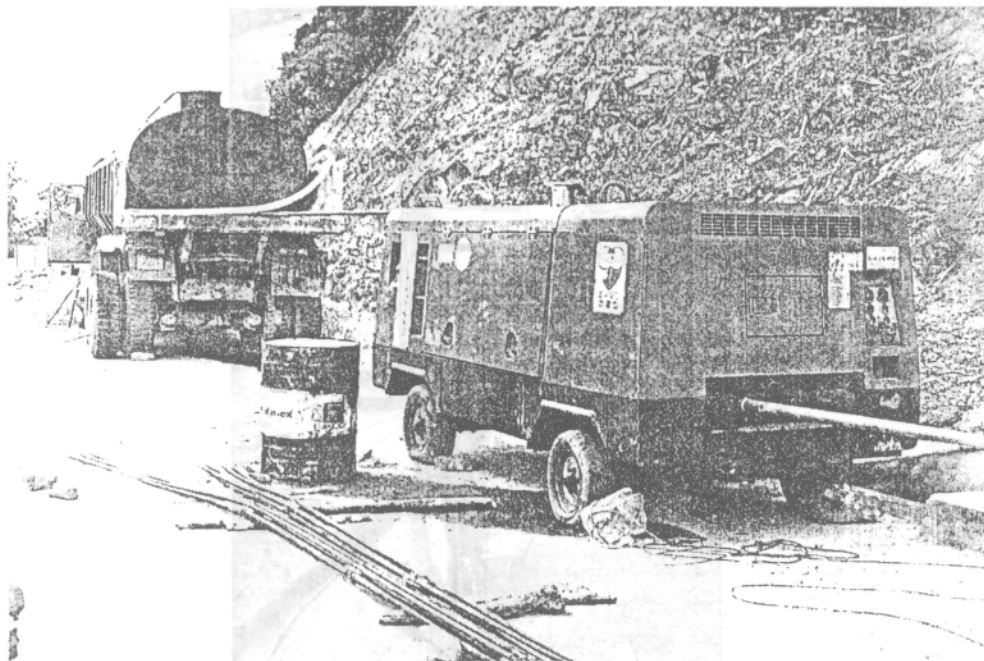




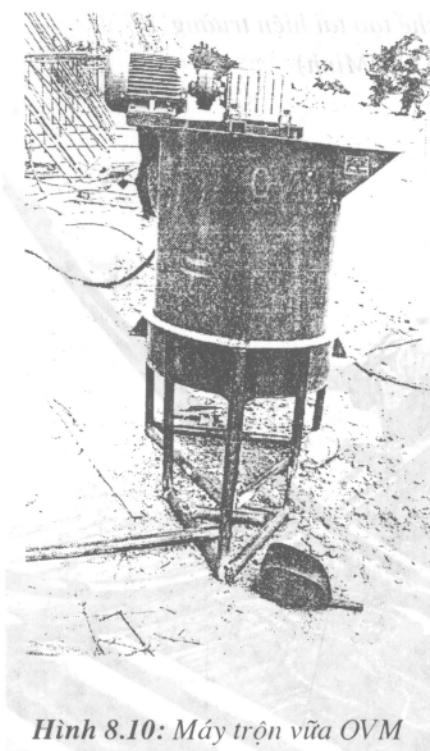
Hình 8.7: Cáp neo dự ứng lực được chế tạo tại hiện trường
(km 511 + 640 đường Hồ Chí Minh)



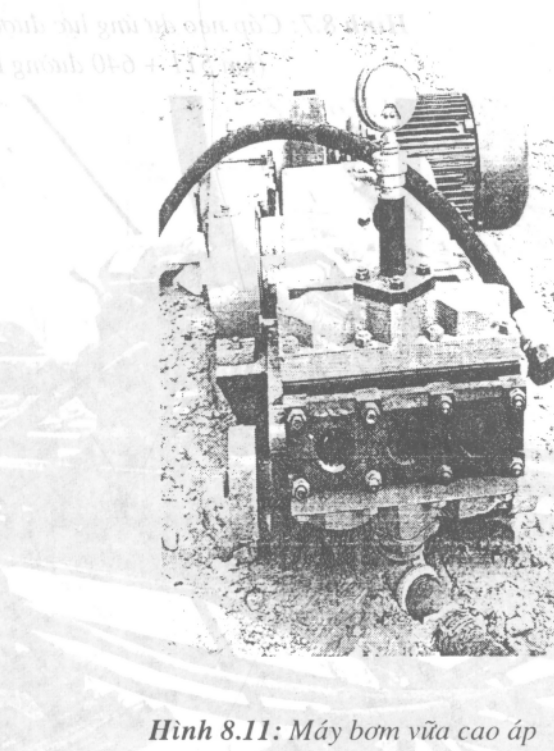
Hình 8.8: Máy khoan đường kính 130mm, loại YE60
(Đang khoan lỗ lắp đặt cáp neo km 511 + 640 - km 511 + 810 đường Hồ Chí Minh)



Hình 8.9: Máy ép khí P600 SCV - Dùng để cung cấp khí cho máy khoan và thổi làm sạch lỗ khoan



Hình 8.10: Máy trộn vữa OVM



Hình 8.11: Máy bơm vữa cao áp loại 3SNS bơm vữa lỗ khoan (km 511+640 - km511 + 810 đường Hồ Chí Minh)

Chương 9

CÔNG NGHỆ GIA CỐ TALUY BẰNG KẾT CẤU TỔ HỢP

§9.1. NGUYÊN TẮC CƠ BẢN CỦA TỔ HỢP KẾT CẤU

Khi taluy tương đối cao hoặc đất đá taluy mềm yếu và rời rạc, nếu áp dụng riêng cáp neo ứng suất trước hoặc thanh neo thì khó đạt được mục đích gia cố. Trong trường hợp này, tất nhiên sẽ có mấy loại kết cấu để gia cố tổ hợp taluy. Khi tổ hợp phải tuân theo mấy nguyên tắc sau:

1. Căn cứ vào quy luật biến dạng và phân bố chịu lực của đất đá taluy mà chọn kết cấu tương ứng thích hợp với quy luật chịu lực, biến dạng.

+ Mặt taluy và lớp mặt vữa phải nhất trí với taluy. Lớp mặt vữa chính là mặt trượt tiềm ẩn.

+ Taluy đất tương đối cao, thông thường cường độ dính kết giữa thành lỗ neo với lõi vữa xi măng cát không thể thỏa mãn nhu cầu chịu lực; do đó cần phải dùng cáp neo ứng suất trước phân tán lực nén hoặc cáp neo ứng suất trước phân tán kéo nén.

+ Phần chân taluy là nơi ứng suất tập trung cao, là trọng điểm gia cố taluy, đặc biệt là trong điều kiện ở phần chân taluy có lớp kẹp mềm yếu hoặc đá tương đối vụn, rời rạc cần phải tăng cường kết cấu bảo vệ chân taluy.

2. Gia cố taluy trước tiên là khống chế ổn định nguyên khối sau đó là gia cố ổn định cục bộ và lớp mặt. Gia cố ổn định nguyên khối chủ yếu chân taluy, thường là gia cố bằng kết cấu tổ hợp tường chắn với cáp neo ứng suất trước, còn gia cố cục bộ và lớp mặt, phần lớn dùng kết cấu tổ hợp dầm ô khung, phun bê tông lưới cốt thép, thanh neo ứng suất trước.

3. Khi dùng kết cấu tổ hợp gia cố taluy, ngoài việc phải xét đến sự phân tích chịu lực của mỗi loại kết cấu, còn phải xét đến sự nhịp nhàng làm việc giữa kết cấu tức là vấn đề tương ứng về độ chắc giữa các bộ phận của tổ hợp với nhau.

4. Dùng kết cấu tổ hợp gia cố taluy, trình tự thi công kết cấu có liên quan với trình tự thi công mái dốc.

+ Khi bạt mái gia cố từ trên xuống, kết cấu gia cố thi công phần trên sẽ tiến hành khi bạt mái xuống dưới, chịu lực sẽ tăng dần. Nhờ kết cấu bảo vệ của cáp neo ứng suất trước và bê tông phun, lưới cốt thép, thanh neo mà có thể thích ứng với biến dạng tương đối lớn của đất đá, do đó về cơ bản, trình tự thi công không bị gò bó. Kết cấu của dầm ô

khung bê tông cốt thép, trình tự thi công phải chú ý đến độ chắc của kết cấu có thích ứng với biến dạng của đất đá hay không. Thông thường, gia cố taluy bạt mái từ trên xuống; sau khi thi công xong lưới cốt thép, cáp neo ứng suất trước và thanh neo, mới thi công đầm ô khung.

+ Chỉ trong trường hợp đặc biệt được phép, mới bạt mái taluy từ dưới lên, nhưng phải chú ý, mỗi lần đào bạt mái taluy không được cách chân taluy xa quá 3-5m; bạt đoạn nào gia cố đoạn ấy, khi bạt phải bảo đảm taluy luôn luôn ổn định. Khi gia cố taluy từ dưới lên, có thể đồng thời thi công neo cố kết cấu, cọc kéo neo.

§9.2. THIẾT KẾ KẾT CẤU TỔ HỢP

1. Thiết kế bê tông phun, lưới cốt thép

Bê tông phun, lưới cốt thép chỉ là mặt bảo vệ, do đó không cần phân tích tính toán tính ổn định; các thông số của bê tông phun, lưới cốt thép theo công nghệ lưới cốt thép bê tông phun. Các ô lưới của lưới cốt thép, nói chung là 200×200 , đường kính cốt thép $\Phi 8$, chiều dày lớp bê tông phun 10cm, cường độ M250.

2. Thiết kế tổ hợp cáp neo ứng suất trước và thanh neo

Cáp neo ứng suất trước là một kỹ thuật gia cố chủ động chống trượt. Thông qua việc tạo ứng suất trước, tăng cường ứng suất pháp hướng (thẳng đứng) của dải trượt, tăng cường hữu hiệu tính ổn định của taluy; mặt khác, tạo ứng suất trước cải thiện được trạng thái chịu lực của bề mặt taluy, như thế có lợi cho ổn định taluy.

Cáp neo ứng suất trước, chủ yếu dùng để khống chế ổn định nguyên khối taluy, thanh neo dùng để khống chế khối đất đá không ổn định cục bộ giữa các cáp neo. Để cho cáp neo ứng suất trước và thanh neo cùng lúc hạn chế biến dạng đá taluy, thông thường dùng tổ hợp thanh neo ứng suất trước và cáp neo ứng suất trước.

Trong trường hợp thông thường, giãn cách giữa các cáp neo ứng suất trước là 4 - 10m; giữa cáp neo ứng suất trước thiết kế một thanh neo. Cáp neo ứng suất trước thiết kế theo công nghệ cáp neo ứng suất trước; thanh neo dài 2,5 - 4m, thanh neo thiết kế theo công nghệ thanh neo.

3. Thiết kế tổ hợp cáp neo ứng suất trước, thanh neo và đầm ô khung neo gia cố (theo kết cấu ô)

Tổ hợp cáp neo ứng suất trước và đầm ô khung, về hệ thống chịu lực giống như tổ hợp cáp neo ứng suất trước và thanh neo. Cáp neo khống chế ổn định nguyên khối taluy; đầm ô khung gia cố đất đá rời rạc cục bộ. Khi taluy không lớn, có thể dùng tổ hợp thanh neo với đầm ô khung. Thông thường, gia cố bằng kết cấu ô dùng ở taluy đất hoặc ở taluy đá bị phong hoá và rời rạc vỡ vụn.

Vật liệu kết cấu ô có thể là đá hộc xây, bê tông cốt thép đổ tại chỗ hoặc bê tông ứng suất trước đúc sẵn. Kỹ thuật kết cấu ô, nói chung kết hợp mỹ quan xung quanh: giữa các ô khung có thể trồng hoa, cỏ, nhằm mục đích mỹ quan.

Căn cứ vào đặc trưng kết cấu khối trượt, chọn vật liệu kết cấu ô khác nhau và tổ hợp cáp neo ứng suất trước hoặc thanh neo.

+ Tính ổn định taluy tốt nhưng khi đào lớp mặt phía trước làm mất ổn định, sẽ xuất hiện sạt lở; như thế thì có thể dùng tổ hợp thanh neo với kết cấu đá xây.

+ Khi tính ổn định taluy kém, chiều dày khối trượt không lớn, có thể dùng tổ hợp thanh neo với kết cấu ô bê tông cốt thép đổ tại chỗ.

+ Khi tính ổn định taluy kém, chiều dày khối đất trượt tương đối lớn thì dùng tổ hợp cáp neo ứng suất trước với kết cấu ô bê tông hoặc kết cấu ô bê tông cốt thép đổ tại chỗ.

4. Cấu tạo neo cổ kết cấu ô

+ *Kết cấu ô đá xây*

Kết cấu ô đá xây có thể chia làm mấy loại:

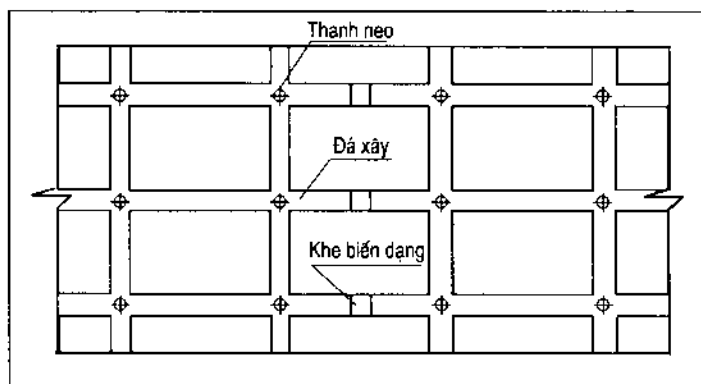
Bố trí mặt bằng kết cấu ô:

- *Hình vuông*: là chỉ đá hộc xây theo ô vuông theo hướng xiên của taluy và đi theo taluy. Gian cách nằm ngang của kết cấu ô nên nhỏ hơn 3m.

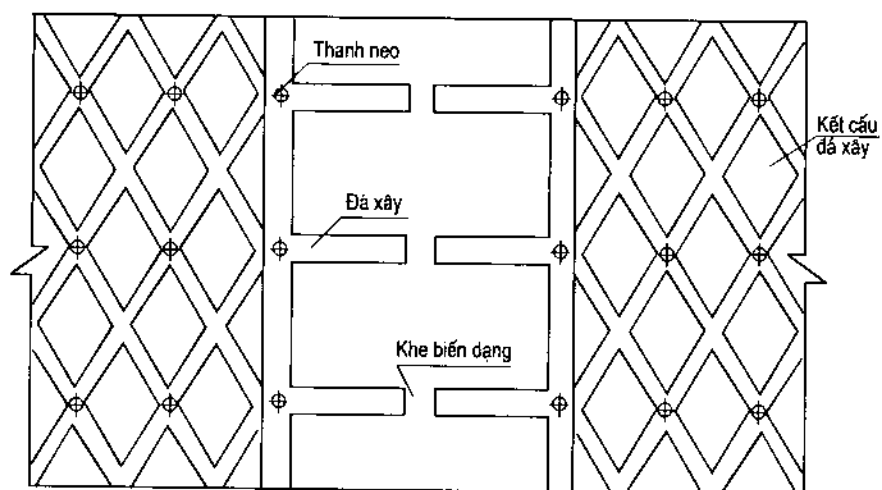
- *Hình thoi*: là chỉ đá hộc xây theo hướng xiên của mái taluy và hết cả taluy. Gian cách không nên nhỏ hơn 3m.

- *Loại chữ λ*: là chỉ vệt đá hộc xây theo hướng xiên của mái taluy giữa các vệt, xây lên vòm đá hình chữ λ; gian cách ngang của các kết cấu ô nên nhỏ hơn 3m.

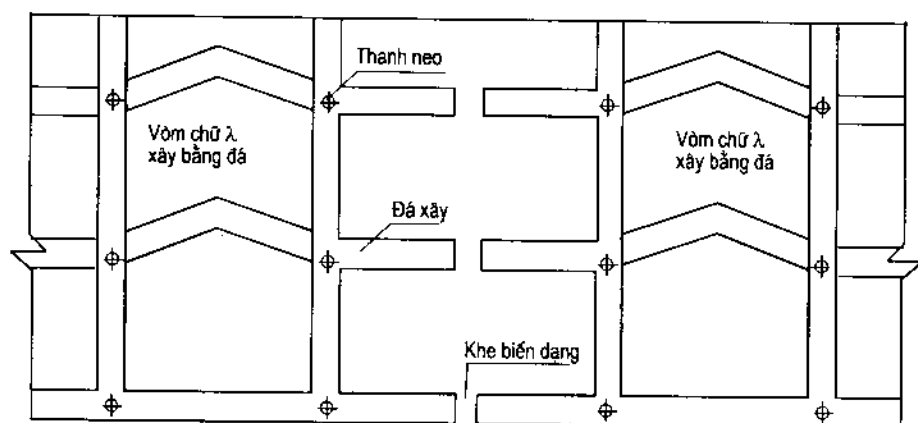
- *Hình cung tròn*: là chỉ vệt đá hộc xây theo hướng xiên của mái taluy giữa các vệt, xây lên vòm đá hình cung tròn; gian cách ngang của các kết cấu ô nên nhỏ hơn 3m.



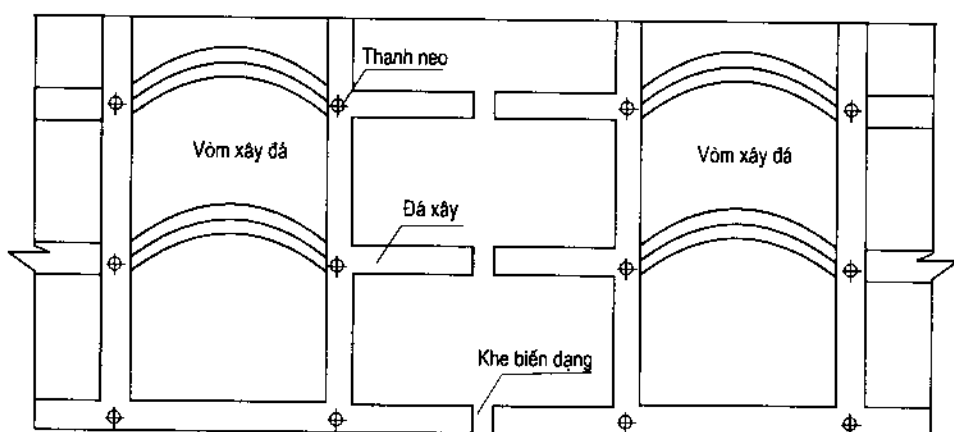
Hình 9.1: Kết cấu ô hình vuông



Hình 9.2: Kết cấu ô hình thoi



Hình 9.3: Kết cấu hình chữ λ



Hình 9.4: Kết cấu ô vòm cung tròn

+ Kích thước kết cấu ô đá xây

- Kích thước kết cấu đá xây: (cao × rộng) mặt cắt ngang không được nhỏ hơn $300 \times 200\text{mm}$, lớn nhất không quá $450 \times 350\text{mm}$, vữa xi măng cát dùng loại M75, khung kết cấu ô là loại sườn trong hoặc sườn trụ, cứ 10 - 20m đặt một khe biến dạng.

- Mặt taluy kết cấu ô đá xây phải bằng phẳng, độ dốc không lớn hơn 35° , khi taluy cao hơn 30m phải làm bậc.

+ Cốt thép và mặt cắt bê tông cốt thép đổ tại chỗ

- Thiết kế mặt cắt bê tông cốt thép áp dụng phương pháp gối đơn giản tính toán mô men uốn và kiểm toán (chiều cao × chiều rộng) mặt cắt không được nhỏ hơn $300 \times 250\text{mm}$, lớn nhất không quá $500 \times 400\text{mm}$.

- Cốt thép dùng loại cốt thép gai cấp II, $\Phi 14$ trở lên, cốt thép đai dùng cốt thép $\Phi 8$ trở lên.

- Cường độ bê tông không nhỏ hơn M250.

- Cường độ kết cấu ô bê tông cốt thép:

$$\text{Mômen uốn của kết cấu ô: } M = f_y \cdot A_{s1} \cdot \gamma_s \cdot h_0 + f'_y \cdot A'_{s1} (h_0 - a') \quad (9.1)$$

trong đó:

f_y - cường độ chịu kéo của cốt thép (N/mm^2);

f'_y - cường độ chịu nén của cốt thép (N/mm^2);

A_{s1} - tiết diện cốt thép chịu kéo (mm^2);

A'_{s1} - tiết diện cốt thép chịu nén (mm^2);

γ_s - hệ số ảnh hưởng tính dẻo của bê tông khu vực chịu kéo;

h_0 - chiều cao hữu hiệu của mặt cắt (mm);

a' - chiều dày lớp bảo vệ vữa xi măng cát hợp lực cốt thép chịu nén dọc (mm).

Đã biết trị số thiết kế mômen uốn mà kết cấu ô chịu là $M_{\max}$, do đó, cường độ kết cấu ô phải thỏa mãn:

$$M > k \cdot M_{\max} \quad (9.2)$$

trong đó:

$M_{\max}$ - trị số thiết kế mômen uốn mà kết cấu ô chịu;

K - hệ số an toàn, lấy = 1,5.

5. Thi công neo cố kết cấu:

+ Kết cấu ô đá học xây

- Kết cấu ô đá học xây phải ngậm vào taluy, chiều sâu ngậm vào phải lớn hơn $2/3$ chiều cao mặt cắt ngang.

- Mặt taluy được bảo vệ bằng kết cấu ô đá xây phải bằng phẳng chặt chẽ.
- Kết cấu ô phải xây bằng đá hộc hoặc đá gia công. Kích thước nhỏ nhất của đá hộc phải lớn hơn 150mm, còn kích thước của đá gia công là $300 \times 300 \times 900\text{mm}$, vữa xây phải là vữa xi măng, có cường độ M75 - 100.

- Cự 10 - 25m làm một khe biến dạng (khe co dãn), khe rộng 20 - 30mm, khe chèn bao tải nhựa đường hoặc gỗ tấm nhựa đường.

+ Kết cấu ô bê tông cốt thép đổ tại chỗ

- Kết cấu ô bê tông cốt thép phải ngậm vào taluy hoặc phủ lên taluy.
- Mặt taluy được bảo vệ bằng kết cấu ô bê tông cốt thép phải bằng phẳng, đầm chặt và không có đá rời rạc.

- Cốt thép kết cấu ô phải để trong kho chuyên dụng, tránh bị bẩn và rỉ, xi măng bị ẩm, hàm lượng tạp chất và chất hữu cơ có trong cát, đá phải phù hợp yêu cầu thiết kế.

- Phải ghi chép và phân tích tổng hợp kết cấu và tính chất của đá đào ở taluy, so sánh tính chất của đá đào ra với thiết kế, nếu chênh lệch tương đối nhiều thì phải đệ trình kỹ sư trưởng xem xét xử lý.

- Đá đào ra bỏ đi phải đổ đồng theo yêu cầu của thiết kế hoặc đơn vị thi công, tránh làm ảnh hưởng đến taluy sau này.

- Cốt thép có thể gia công và lắp ráp tại hiện trường, số lượng và bố trí cốt thép phải làm theo thiết kế, chỗ đầu nối phải buộc, chiều dài cốt thép chập nhau ít nhất 30 lần đường kính cốt thép và các đầu nối phải so le nhau.

- Đổ bê tông có ván khuôn, ván khuôn phải chống đỡ chắc chắn, chỗ tiếp xúc với đá không được đặt ván khuôn; khi đổ bê tông, bê tông phải bám chặt vào đó.

- Trong quá trình đổ bê tông phải chừa khe co dãn, nên chừa ở phần trung tâm tác dụng của lớp neo ứng suất trước hoặc thanh neo liên kết.

- Sau khi đổ xong bê tông kết cấu phải cử người bảo dưỡng, thời gian bảo dưỡng phải trên 7 ngày.

Công nghệ gia cố taluy bằng kết cấu tổ hợp nêu ở trên (hình 9.1 đến hình 9.4) đã được sử dụng rất thành công, đem lại hiệu quả lớn về kinh tế và ổn định mái taluy đào cũng như đắp trên nhiều tuyến đường cấp cao, đường cao tốc ở Trung Quốc trong những năm vừa qua và hiện nay. Điển hình cho việc sử dụng công nghệ này là ở đường cao tốc từ Bắc Kinh - Trường Thành dài trên 100km với các mái taluy đào cao 40 - 50m, thậm chí tới 70 - 80m đảm bảo ổn định và tạo dáng rất đẹp.

Ở Việt Nam ô hình vuông, đầm bê tông cốt thép có thanh neo cố kiểu như hình 9.1 đã được thi công để gia cố mái taluy ở cửa hầm phía Bắc của Hầm Hải Vân và ở taluy đào nền đường ở đoạn Đá đèo đường Hồ Chí Minh như đã trình bày ở chương 8.

Chương 10

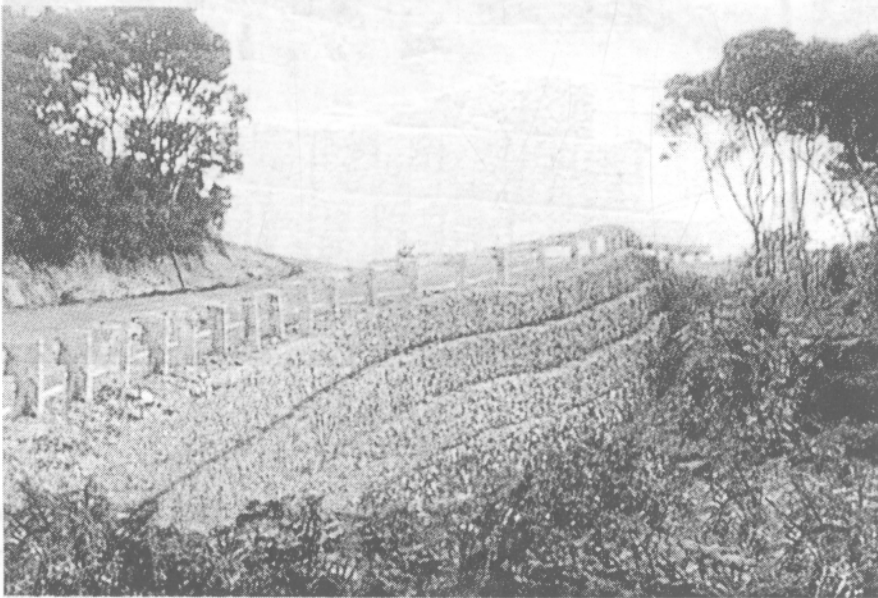
RỌ ĐÁ TRONG CÁC CÔNG TRÌNH XÂY DỰNG

§10.1. KẾT CẤU RỌ ĐÁ

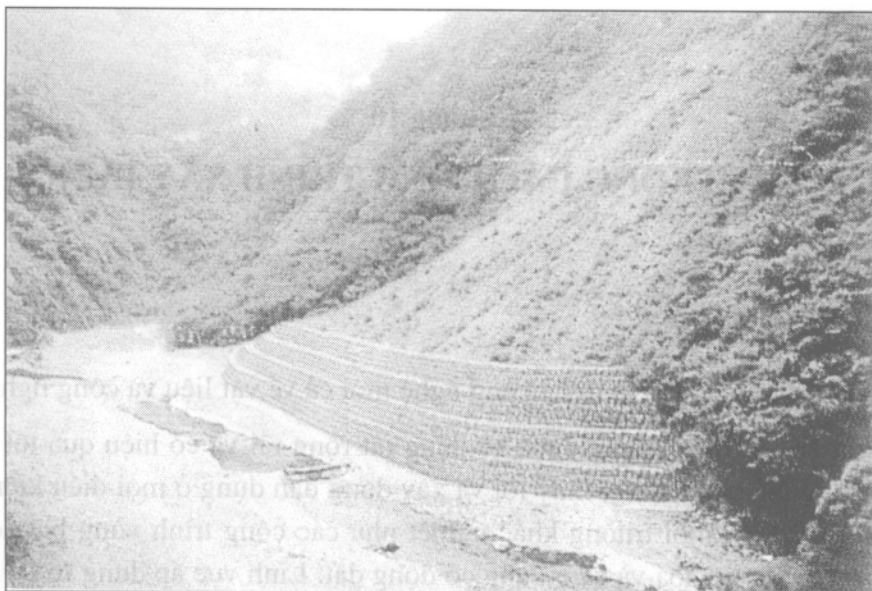
Rọ đá nói ở đây được hiểu là rọ đá công nghệ mới cả về vật liệu và công nghệ chế tạo.

Cho đến nay rọ đá đã và đang được sử dụng rất rộng rãi và có hiệu quả tốt trong các công trình xây dựng cầu đường, thuỷ lợi và xây dựng dân dụng ở mọi điều kiện địa hình ngay tại nơi điều kiện môi trường khắc nghiệt như các công trình vùng biển đảo, vùng núi cao đất đá bị phong hoá và cả ở vùng có động đất. Lĩnh vực áp dụng rọ đá rộng như: làm tường chắn đất cho nền đường đào, đắp đường ô tô, đường sắt (hình 10.1); Bảo vệ chân taluy nền đường đào (hình 10.2); Hình 10.3 trình bày rọ đá bảo vệ xói mòn của đất; Hình 10.4 rọ đá làm kè chống xói mòn của nước và sóng biển ở các công trình dọc theo bờ biển; Hình 10.5 rọ đá được dùng để lát kênh đào chống xói mòn đáy và mái taluy của kênh đào khi tốc độ nước chảy trong kênh lớn.

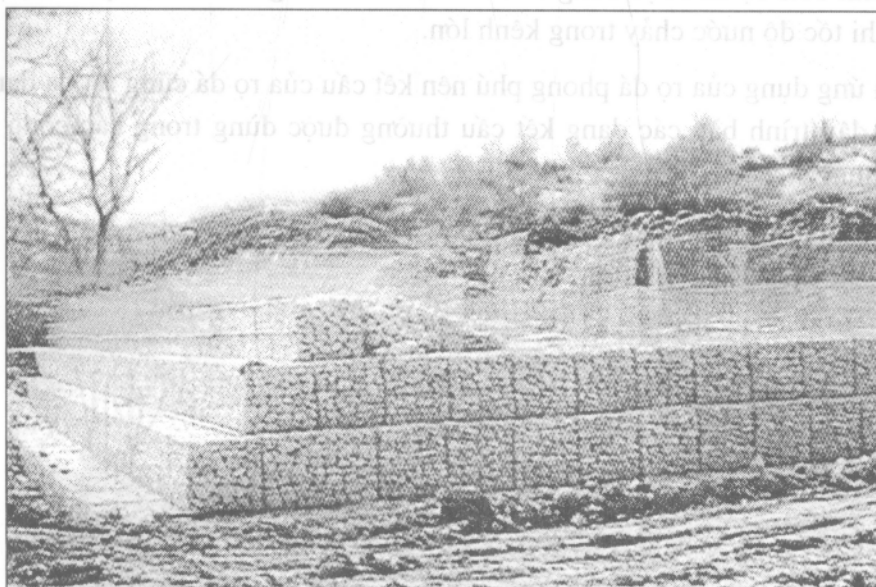
Phạm vi ứng dụng của rọ đá phong phú nên kết cấu của rọ đá cũng rất đa dạng và linh hoạt. Dưới đây trình bày các dạng kết cấu thường được dùng trong các công trình xây dựng nói chung.



Hình 10.1: Rọ đá làm tường chắn đường ô tô

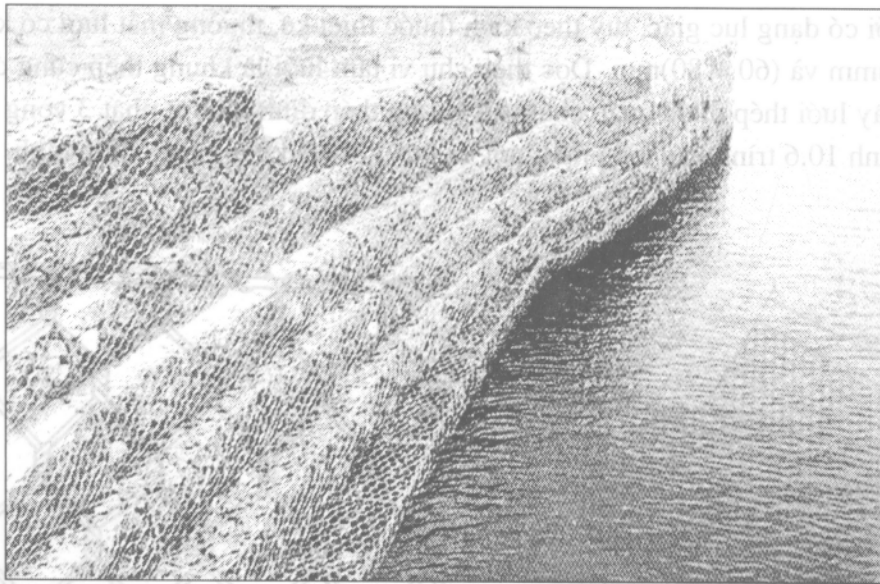


Hình 10.2: Rọ đá bảo vệ chân taluy nền đường đào

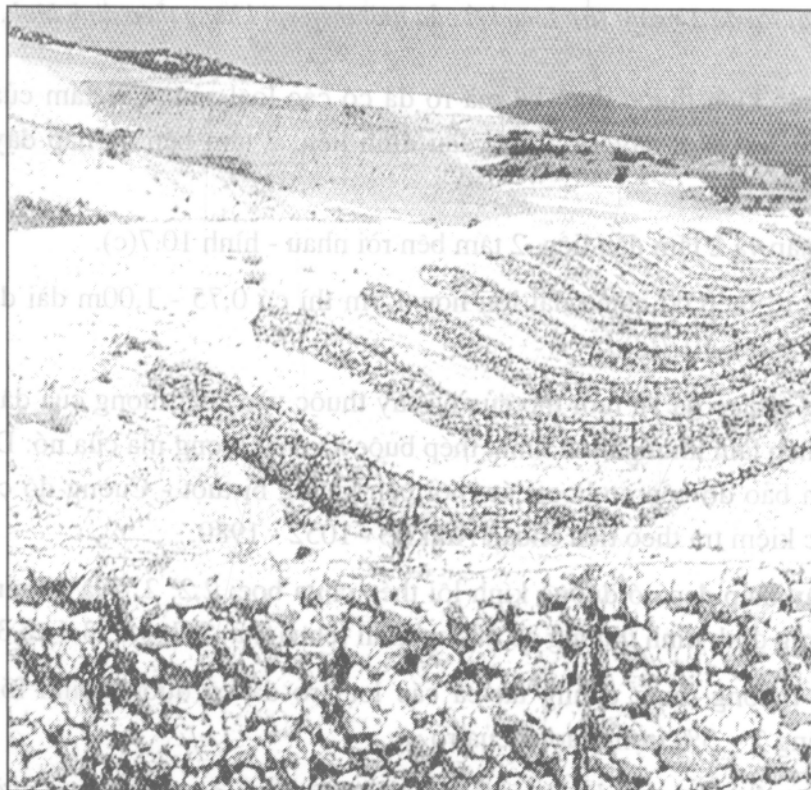


Hình 10.3: Rọ đá bảo vệ xói mòn của đất

Kết cấu rọ đá gồm 4 phần: tấm đáy, các tấm mặt bên, các tấm vách và nắp đáy. Từng tấm được làm bằng lưới thép thường hoặc lưới thép mạ kẽm bằng phương pháp nhúng nóng với trọng lượng lớp kẽm phủ từ 200 - 280 g/m² và nếu cần lưới thép mạ trên được bọc một lớp nhựa PVC có chiều dày tối thiểu cho một mặt là 0,5mm.

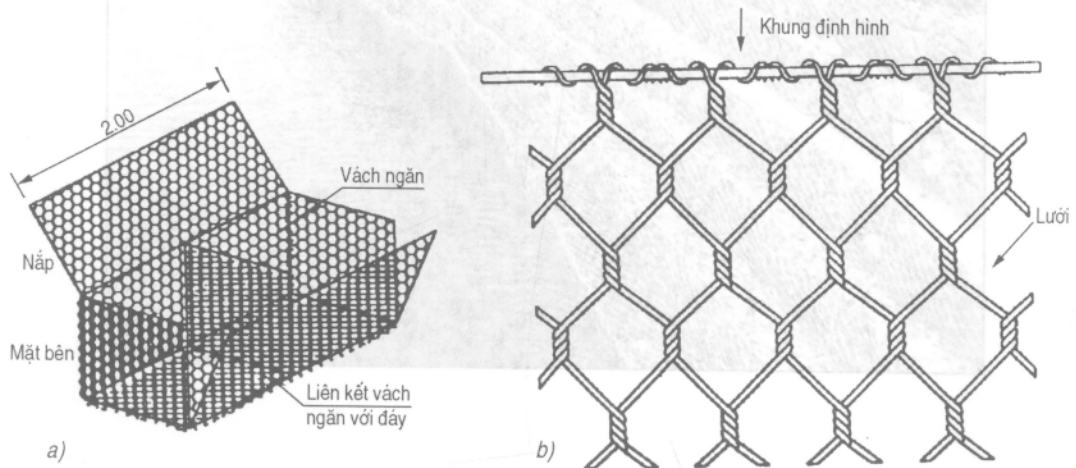


Hình 10.4: Rọ đá làm kè chống xói mòn của nước và sóng biển cho các công trình dọc theo bờ biển



Hình 10.5: Rọ đá dùng lát kênh đào, chống xói mòn đáy và taluy của kênh

Mắt lưới có dạng lục giác, tùy theo kích thước thiết kế, thường mắt lưới có kích thước $(80 \times 100)\text{mm}$ và $(60 \times 80)\text{mm}$. Dọc theo chu vi tấm lưới là khung thép cứng định hình. Các đầu dây lưới thép được quấn chặt vào khung thép định hình ít nhất 3 vòng để không bị tuột - hình 10.6 trình bày kiểu mắt lưới và liên kết với khung thép định hình.



Hình 10.6: Cấu tạo của rọ đá và kiểu mắt lưới
(a) Rọ đá 2 ngăn; (b) Liên kết của lưới thép với khung thép định hình.

Tùy theo các kích thước thiết kế mà rọ đá có các loại sau: Các tấm của rọ rời hẳn nhau. Hình 10.7(a) tấm đáy và 2 tấm đầu dính liền, 2 tấm bên và nắp đáy rời nhau - hình 10.7(b).

Tấm đáy, nắp và 2 tấm đầu liền, 2 tấm bên rời nhau - hình 10.7(c).

Với những rọ thép có chiều dài lớn hơn 1,5m thì cứ 0,75 - 1,00m dài đặt một vách ngăn. Hình 10.6 (a), 10.7(d).

Chất lượng của rọ đá và tuổi thọ của nó tùy thuộc vào chất lượng của dây thép dùng để đan lưới, thép làm khung định hình, thép buộc và chất lượng mạ của nó: Dây thép đan lưới phải đảm bảo độ bền cơ học, các mối bên không bị tuột - Cường độ chịu kéo của dây thép được kiểm tra theo tiêu chuẩn Anh BS - 1052 - 1980.

Thông thường dây thép đan có đường kính lõi thép chưa bọc: 2,2; 2,7 và 3,0mm. Dây thép làm khung cứng định hình thường có đường kính (chưa mạ) 2,7; 3,0; 3,4 và 3,9mm

Dây buộc thường dùng chung tất cả các loại rọ đá có đường kính lõi 2,2mm và thường lấy bằng 2 ~ 3% trọng lượng của rọ.

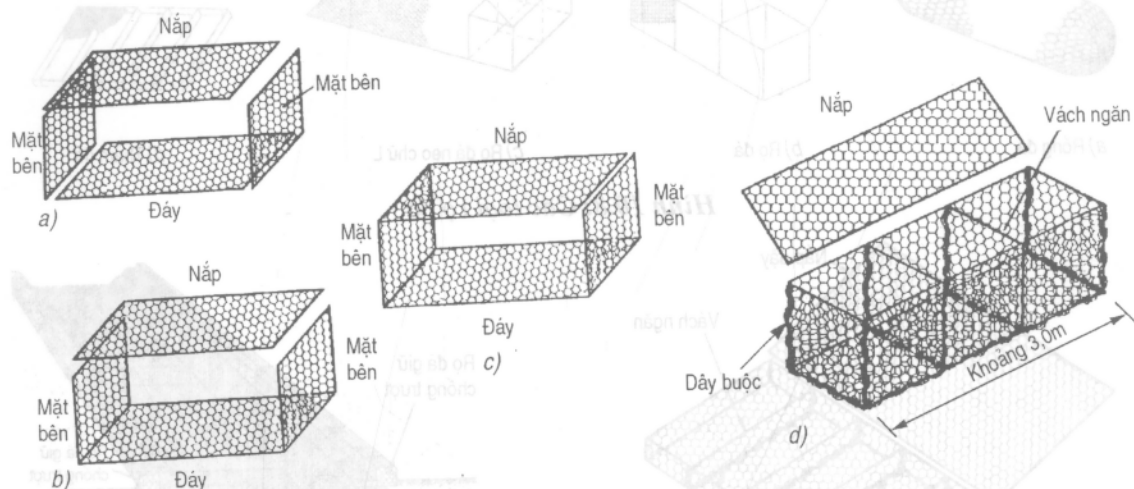
Để giúp bạn đọc tham khảo tác giả xin giới thiệu loại dây thép theo đường kính lõi (chưa mạ) và phạm vi ứng dụng của mỗi loại bảng 10.1.

Bảng 10.1. Phân loại dây thép theo đường kính và phạm vi ứng dụng

Kiểu rọ đá	Lớp bảo vệ	Đường kính (mm)	Phạm vi ứng dụng
Rọ hình khối	Mạ kẽm	2,4	Chế độ làm việc nhẹ, công trình tạm, khô ráo. Chế độ làm việc trung bình, khô ráo. Chế độ làm việc nặng, khô ráo.
		2,7	
		3,0	
	PVC	2,4	Chế độ làm việc nhẹ, điều kiện khô và ẩm. Chế độ làm việc trung bình, điều kiện khô và ẩm. Chế độ làm việc nặng điều kiện khô và ẩm.
		2,7	
		3,0	
Rọ mỏng	Mạ kẽm	2,0 (2,2)	Chế độ làm việc nhẹ và trung bình, công trình tạm, điều kiện khô. Chế độ làm việc trung bình, điều kiện khô.
		2,7	
	PVC	2,0 (2,2)	Chế độ làm việc nhẹ và trung bình, điều kiện khô và ẩm. Chế độ làm việc nặng, điều kiện khô và ẩm.
		2,4 (2,7)	

**Bảng 10.2. Đường kính tối thiểu của các loại dây thép (mm)
(sau khi mạ và trước khi bọc PVC) để làm rọ đá.**

Dây thép lưới (mm)	2,0	2,2	2,4	2,7	3,0
Dây thép hàn khung định hình (mm)	2,7	2,7	3,0	3,4	3,9
Dây thép buộc (mm)	2,2	2,2	2,2	2,2	2,4



Hình 10.7: Các loại kết cấu ghép tấm lưới của rọ kiểu hộp
a) Các tấm của rọ rời nhau; b) Tấm đáy và 2 tấm đầu liền, các tấm còn lại rời nhau; c) Trừ 2 tấm bên rời còn lại liền nhau; d) Kết cấu tấm nhiều ngăn có nắp đáy liền cho tất cả các ngăn.

§10.2. PHÂN LOẠI RỌ ĐÁ

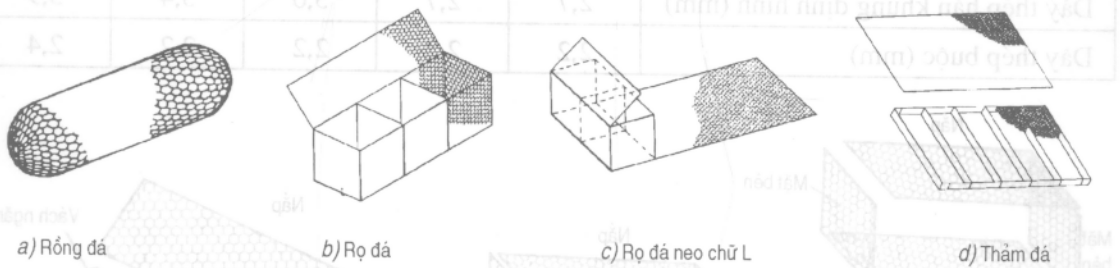
1. Theo kích thước có các loại sau: Tùy thuộc vào yêu cầu thực tế và mục đích sử dụng người ta phân loại như sau:

+ Rỗng đá - Rỗng đá có chiều dài từ 2,0 - 6,0m, tiết diện ngang hình tròn có đường kính từ 0,60 - 0,95m. Loại này được sử dụng để ngăn dòng chảy, gia cố bề mặt công trình ở những vị trí có vận tốc nước chảy lớn - hình 10.8a)

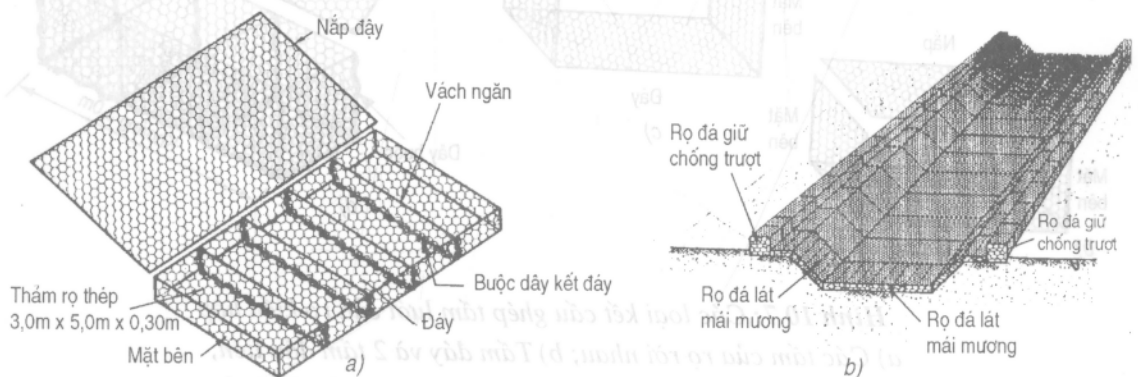
+ Rọ đá hình khối có chiều cao lớn hơn 30cm như hình 10,7 và hình 10.8. Kết cấu rọ khối lớn được sử dụng trong các công trình khối lớn như đập dâng trọng lực, tường chắn đất, trụ mố cầu, kè bảo vệ mái đất, đê, đường dọc ven biển, ven sông, ven hồ. Kích thước thông dụng của rọ khối lớn (dài - rộng - cao) từ $1 \times 1 \times 1$ m đến $5 \times 2 \times 1$ m.

+ Rọ đá neo chữ L - nhờ có "tấm đáy của chữ L" nên rất tốt cho các công trình tường chắn gia cường (hình 10.8c) Đôi khi trong thực tế có tên gọi rọ đá có đuôi.

+ Rọ đá loại hình thảm, hình 10.8d, hình 10.9a loại này có chiều cao (dày) từ 0,23 - 0,30m, rộng 2,0 - 3,0m và dài từ 3,0 - 6,0m có vách ngăn cách nhau 1,0m. Loại này còn có tên là rọ đá mỏng. Rọ thảm được sử dụng để lát mặt các công trình đất, chống lại xói mòn của dòng chảy như lòng kênh, mương dẫn hay tiêu nước, mái taluy nền đường đắp, hay đê v.v..., xem hình 10.9b. Đáy của hệ thống kênh thoát nước Thủ đô Bắc Kinh đã dùng loại rọ đá thảm để lát đáy và taluy các kênh đào thoát nước của hệ thống kênh thoát nước mưa đạt hiệu quả tốt và đẹp..



Hình 10.8: Các loại rọ đá

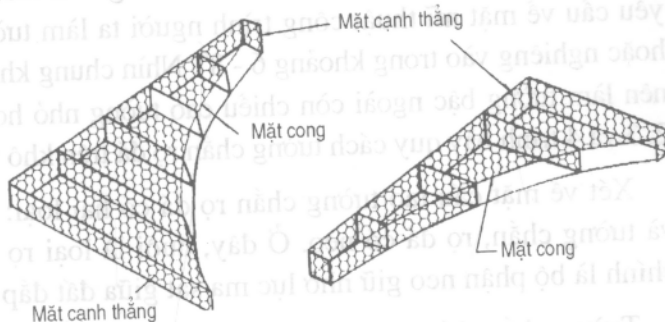


Hình 10.9: Cấu tạo chi tiết và ứng dụng của rọ đá thảm.

+ Loại rọ đá có kích thước đặc biệt - hình 10.10 là một dạng rọ đá có kích thước đặc biệt. Loại này được chế tạo đơn chiếc theo hình dạng riêng của công trình như rọ đá trên bề mặt cong, nghiêng nghiêng cong 2 chiều.

Việc gia công, lắp đặt rọ đá không định hình này tốn nhiều công sức, giá thành cao, vì vậy trong khi thiết kế cần giảm tối đa số lượng rọ đá không định hình này.

Các phụ lục 1 và 5 trình bày kích thước của các loại rọ đá ở trong và ngoài nước để giúp đọc giả tiện tham khảo.

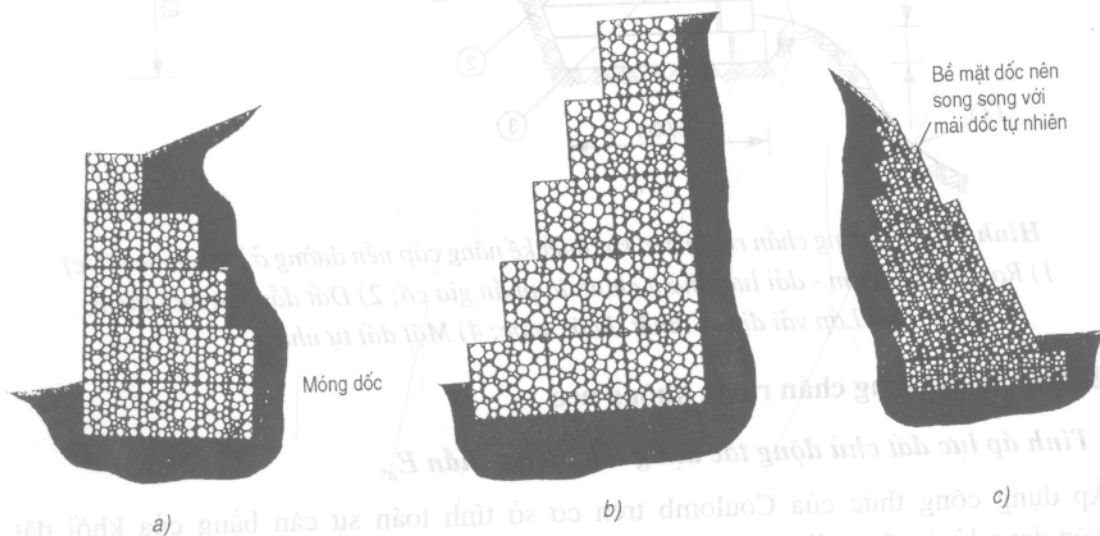


Hình 10.10: Rọ đá không định hình
(cấu tạo đặc biệt)

§10.3. TƯỜNG CHẮN ĐẤT BẰNG RỌ ĐÁ

1. Kiểu tường

Tường chắn đất là một dạng kết cấu được sử dụng nhiều trong xây dựng nền đường đào cũng như đắp, ở cửa vào, cửa ra của công trình dẫn nước, kè giữ bờ sông, mái đất v.v... Tùy theo điều kiện địa hình khác nhau mà mặt cắt ngang tường chắn có các dạng khác nhau. Hình 10.11 trình bày 3 dạng cắt ngang tường chắn bằng rọ đá.



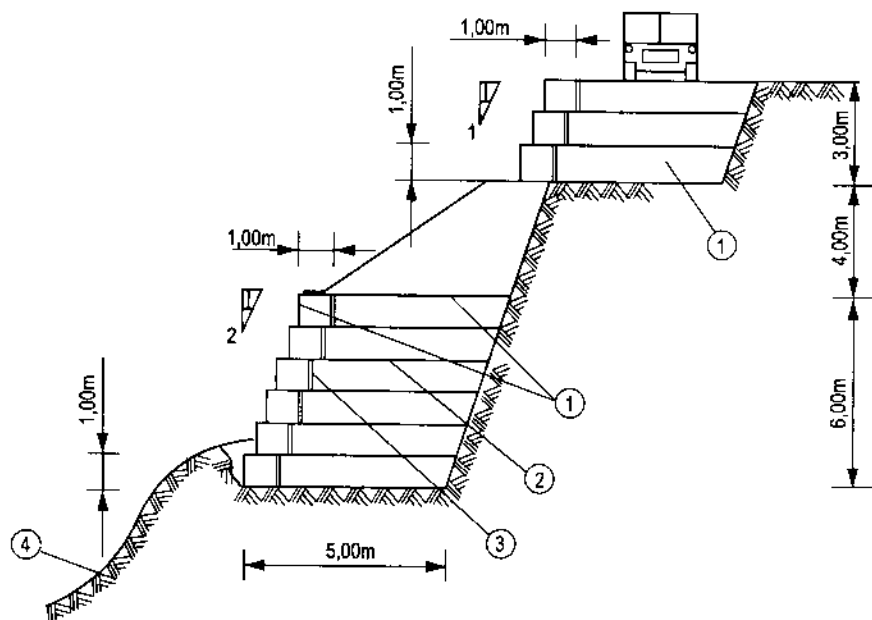
Hình 10.11: Mặt cắt ngang tường chắn bằng rọ đá

a) Tường kiểu bậc trong; b) và c) Tường kiểu bậc ngoài bề mặt dốc song song với mái dốc tự nhiên.

Xét về mặt ổn định tĩnh người ta thường làm tường chắn bậc ngoài song nhiều khi do yêu cầu về mặt mỹ thuật công trình người ta làm tường bậc trong, mặt ngoài thẳng đứng hoặc nghiêng vào trong khoảng $6 - 8^\circ$. Nhìn chung khi chiều cao tường chắn lớn hơn 5m thì nên làm tường bậc ngoài còn chiều cao tường nhỏ hơn 5m thường làm bậc trong. Phụ lục 2, 3 và 4 trình bày quy cách tường chắn rọ đá trên khô với các chiều cao tường khác nhau.

Xét về mặt cấu tạo tường chắn rọ đá có hai loại: loại tường chắn rọ đá thông thường và tường chắn, rọ đá có neo. Ở đây, dưới là loại rọ đá hình thảm, phần thảm của rọ đá chính là bộ phận neo giữ nhờ lực ma sát giữa đất đắp và lưới thép thảm.

Tường chắn đất rọ đá không neo được thiết kế như các tường chắn trong lực thông thường. Kích thước của tường đều phải thỏa mãn các yêu cầu về ổn định chống lật, chống trượt và ổn định tổng thể của tường trong điều kiện, làm việc bất lợi nhất. Còn tường chắn rọ đá neo được tính tương tự như tường chắn có cốt cứng. Dưới đây trình bày tính toán 2 loại tường chắn rọ đá này kiểu không neo và có neo.



Hình 10.12: Tường chắn rọ đá neo khi thiết kế nâng cấp nền đường ở Lawrence (Úc)

1) Rọ đá hình thảm - dải lưới thảm chính là phần gia cố; 2) Đất đắp lên lưới thảm;

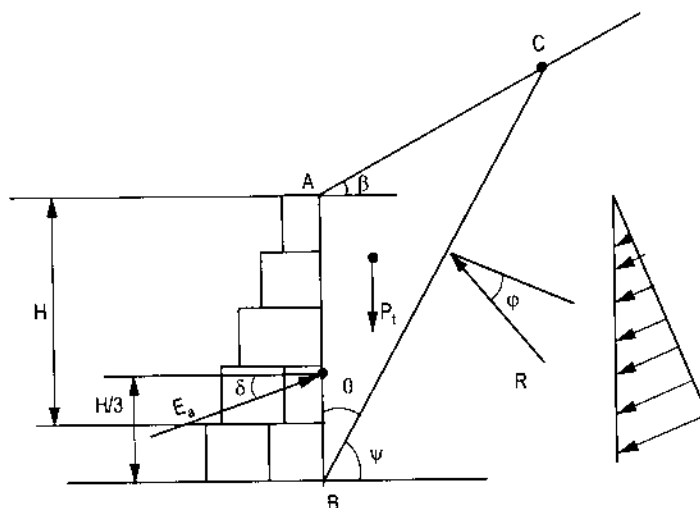
3) Lớp vải địa kỹ thuật thoát nước; 4) Mặt đất tự nhiên

2. Tính toán tường chắn rọ đá không neo

- **Tính áp lực đất chủ động tác dụng lên tường chắn E_a .**

Áp dụng công thức của Coulomb trên cơ sở tính toán sự cân bằng của khối đất nguyên dạng hình nêm với các lực tác dụng là trọng lượng của khối đất hình nêm và lực ma sát.

- Với đất rời ($C = 0$) E_a được tính theo công thức (10.1)



Hình 10.13: Các lực tác dụng lên tường chắn bậc ngoài

$$E_a = \frac{1}{2} \gamma_d \cdot H^2 \cdot \lambda_a \quad (10.1)$$

Trong đó:

$$\lambda_d = \frac{\cos^2(\varphi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cos(\alpha + \delta) \left[1 + \left(\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \cos(\beta - \alpha)} \right)^{1/2} \right]^2} \quad (10.2)$$

H - chiều cao của tường chắn đất (m);

γ_d - dung trọng tự nhiên của đất đắp sau lưng tường (T/m^3);

φ - Góc ma sát trong của đất (o);

δ - góc ma sát giữa đất và lưng tường (o), với đất rời $\delta = \varphi$;

α - góc nghiêng của mặt tường chắn phía trong so với mặt thẳng đứng (o);

β - góc nghiêng của mặt đất đắp sau lưng tường (o).

Áp lực đất theo phương nằm ngang E_x và phương thẳng đứng E_y được tính theo công thức sau:

$$\left. \begin{aligned} E_x &= E_a \times \cos(\alpha + \delta) \\ E_y &= E_a \times \sin(\alpha + \delta) \end{aligned} \right\} \quad (10.3)$$

+ Trường hợp sau lưng tường là đất dính, tức là $C \neq 0$, $\alpha = \beta = \delta = 0$, thì:

$$E_d = \frac{1}{2} \gamma_d \cdot H^2 \cdot \lambda_d - 2 \times C \cdot H \lambda_a + \frac{2C^2}{\gamma_d} \quad (10.4)$$

Nếu trên mặt đất đắp có tải trọng phân bố (ví dụ như tải trọng xe cộ) với cường độ là p_0 (T/m^2), lấy $\delta = \varphi$, $\alpha \neq 0$, $\beta \neq 0$.

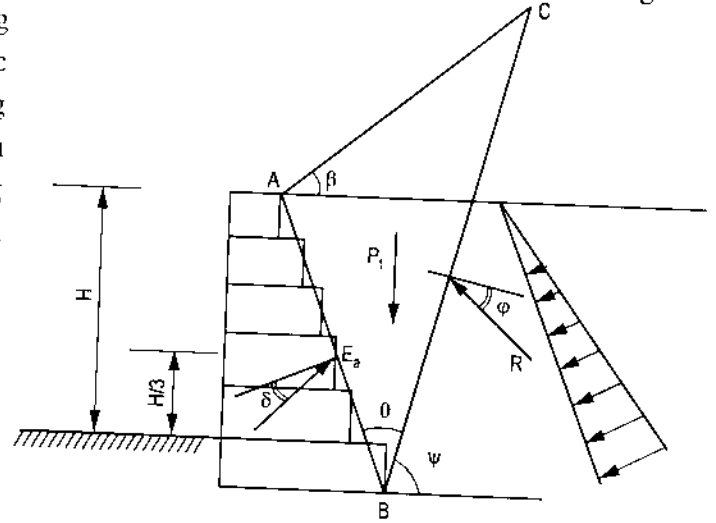
$$E_a = \frac{1}{2} \gamma_d \cdot H^2 \cdot \lambda_a \left[1 + \frac{2p_0}{\gamma_d H (1 + \operatorname{tg} \alpha \operatorname{tg} \beta)} \right] \quad (10.5)$$

Với $\alpha = \beta = \delta = 0$ và $p_0 \neq 0$ thì:

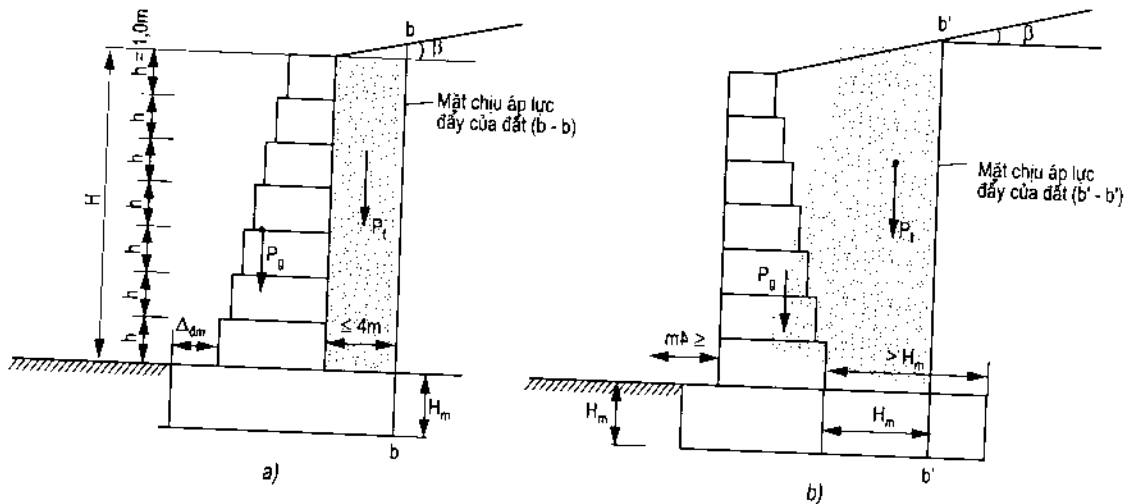
$$E_a = \frac{1}{2} \gamma_d \cdot H^2 \cdot \lambda_a \left(1 + \frac{2p_0}{\gamma_d \cdot H} \right) \quad (10.6)$$

Khi tường chắn có bậc trong thì thay bậc bằng đường thẳng AB rồi tính bình thường.

Trường hợp chiều rộng gia tăng của móng 10.15a thì mật chịu lực đáy của đất là (b-b), trọng lượng khối đất trên tấm móng P_1 được tính vào các lực giữ ổn định của tường chắn. Trường hợp chiều rộng gia tăng thêm của tấm móng tường lớn hơn H_m thì mật chịu áp lực đẩy của đất cũng chỉ tính bằng (b'-b'), hình 10.15b, (b'-b') trùng với (b-b), phần còn lại được coi là chiều dài neo của tấm móng. Chiều dài đoạn neo chỉ có tác dụng chuyển một phần lực kéo ngang vào đất mà không có tác dụng chống lật tường.



Hình 10.14: Các lực tác dụng lên tường chắn bậc trong (lưng tường có bậc).



Hình 10.15: Khi chiều rộng của móng được kéo dài thêm
a) Chiều rộng móng kéo dài bằng chiều dày móng (H_m);
b) Chiều rộng móng kéo dài lớn hơn chiều dày móng (H_m).

- Tính tác động của động đất.

Ở nơi có động đất, khi tính toán áp lực đất E_a lên tường chắn cần phải kể đến tác động của động đất. Động đất gây ra một áp lực được kí hiệu là ΔE_a và lực quán tính E_i . Hiện nay ở Việt Nam chưa có tiêu chuẩn để xét đến hai lực trên do động đất gây ra. Ở đây giới thiệu phương pháp tính theo các quy định của Italia và tiêu chuẩn của Pháp như sau:

+ Áp lực gia tăng ΔE_a :

$$\Delta E_a = E'_a - E_a \quad (10.7)$$

$$E'_a = \bar{E}_a \times A \quad (10.8)$$

trong đó:
$$A = \frac{\cos^2(\varepsilon + \theta)}{\cos^2 \varepsilon \cdot \cos \theta} \quad (10.9)$$

ε - góc nghiêng của mặt tường so với mặt phẳng đứng

$$\theta = \arctg C \quad (10.10)$$

C - hệ số cường độ động đất lấy như sau:

$C = 0,04$ đối với vùng ảnh hưởng động đất yếu;

$C = 0,07$ đối với những vùng ảnh hưởng động đất trung bình;

$C = 0,10$ đối với những vùng ảnh hưởng động đất mạnh.

$\bar{E}_a$ - áp lực đất được tính theo công thức (10.1) và (10.2) với các trị số

$$\bar{\varepsilon} = \varepsilon + \theta \text{ và } \bar{\beta} = \beta + \theta$$

Vị trí tác dụng của ΔE_a là tại $\frac{1}{3}H$ kể từ đáy tường lên.

+ Lực quán tính $E_i = C \cdot P_g \quad (10.11)$

P_g - trọng lượng của tường rọ đá. C - hệ số cường độ động đất như đã nêu ở trên.

Tính toán kiểm tra của tường chắn rọ đá. Cũng giống như ở tường trọng lực cần kiểm tra: ổn định lật, trượt, khả năng chịu tải của bản thân tường và nền đất dưới tường.

+ Tính ổn định trượt. Hệ số ổn định trượt của tường được tính theo công thức (10.12)

$$K_{tr} = \frac{F_c}{F_{tr}} \geq 1,3 \quad (10.12)$$

trong đó: F_c - lực chống trượt và F_{tr} là lực gây trượt.

Lực chống trượt (F_c) bao gồm lực ma sát của đáy móng với nền đất, áp lực đất bị động (E_p), (thường bỏ qua áp lực đất bị động - thiên về an toàn), lực neo của tấm đáy và các tường chân đanh (nếu có), lực dính của rọ đá với nền đất. F_c được tính theo công thức sau:

$$F_c = f \times N + C \cdot B + E_p \cos \delta + F_n \quad (10.13)$$

f - hệ số ma sát giữa rọ đá với đất nền;

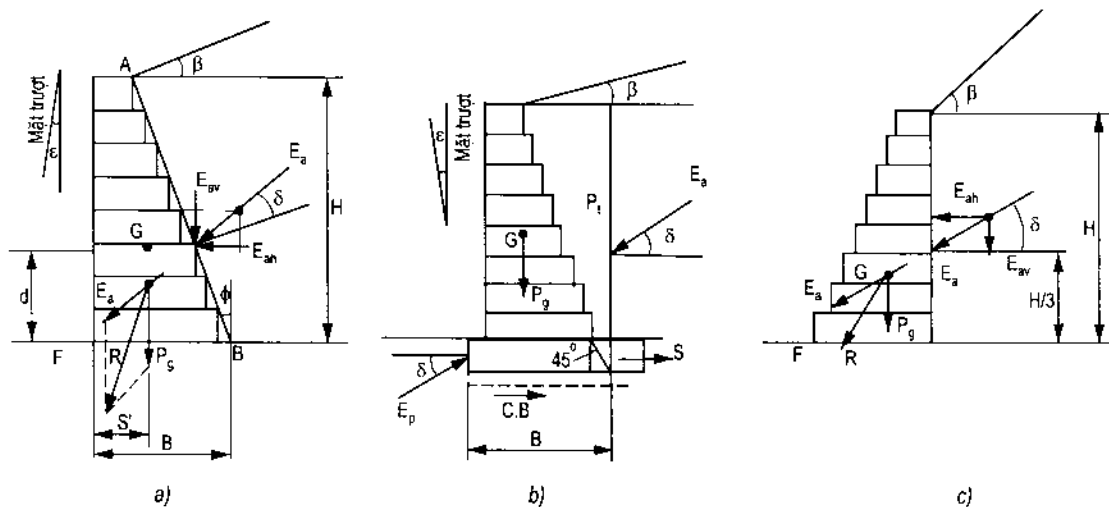
N - tổng lực theo phương đứng tác dụng lên lăng thể trượt cho 1m chiều dài tường gồm: Trọng lượng bản thân tường rọ đá, khối đất nằm trong phạm vi lăng thể trượt, thành phần áp lực đất theo phương đứng, áp lực động trên mặt đất do động đất gây ra, $f = \tan \varphi$ là hệ số ma sát giữa rọ và đất F_{lr} - lực gây trượt, được tính như sau:

- Với tường trọng lực - hình 10.16 (a) và (c)

$$F_{lr} = E_a \cos(90 + \delta - \theta) \times \cos \varepsilon \quad (10.14)$$

- Với tường trọng lực móng riêng (hình 10.16b)

$$F_{lr} = E_s \cdot \cos \delta \times \cos \varepsilon \quad (10.15)$$



Hình 10.16: Sơ đồ lực để tính kiểm tra tường chắn rọ đá
a) Tường bậc trong; b) Tường có móng cọc; c) Tường bậc ngoài

- **Tính kiểm tra ổn định lật**

+ Điều kiện để tường chắn không bị lật:

$$K_1 = \frac{M_g}{M_l} > 1 \quad (10.16)$$

trong đó:

M_g - mômen giữ (chống lật):

$$M_g = p_g \times S' + P_l \cdot b + E_a \times S \quad (10.17)$$

M_l - mômen gây lật:

$$M_l = E_{ah} \times d \quad (10.18)$$

P_g - trọng lượng của rọ đá;

P_l - trọng lượng đất trên chiều rộng tính toán của móng;

E_{av} và E_{ah} - lực thành phần theo phương đứng và ngang của áp lực đất chủ động (E_a) lên tường chắn - gồm cả áp lực động đất nếu có.

S' - khoảng cách từ trọng tâm của tường (G) đến điểm F, mũi trước của chân tường, tính theo công thức (10.19).

S và d - khoảng cách từ áp lực đất thành phần theo phương đứng và ngang của áp lực đất chủ động (E_a) đến điểm mũi F.

$$S' = x_g \cos \varepsilon + y_g \sin \varepsilon \quad (10.19)$$

x_g và y_g là tọa độ của trọng tâm tường chôn trong tọa độ vuông góc với điểm mũi F.

$$S = B \times \cos \varepsilon - \frac{H}{3} \left(\frac{H + 3p_o / \gamma_d}{H + 2p_o / \gamma_d} \right) \quad (10.20)$$

$$d = \frac{H}{3} \left(\frac{H + 3p_o / \gamma_d}{H + 2p_o / \gamma_d} \right) - B \sin \varepsilon \quad (10.21)$$

$$\text{Nếu } p_o = 0 \text{ thì } d = H/3 - B \sin \varepsilon \quad (10.22)$$

- Tính ổn định trượt sâu (tuột toàn khối).

Khi tường chôn đặt trên đất yếu thì sử dụng phương pháp mặt trượt tròn hay theo phương pháp Bishop và hệ số an toàn lấy theo điều II.1.1 của 22TCN 262-2000 "Quy trình khảo sát thiết kế nền đường ô tô đắp trên đất yếu - Tiêu chuẩn thiết kế".

- Kiểm tra độ bền của tường chôn rọ đá

Trên suốt chiều cao, tại bất kỳ mặt cắt ngang nào của tường chôn đều chịu mômen uốn M , lực cắt T và lực nén N . Ứng suất tại mặt cắt này được xác định như sau:

+ Ứng suất nén lớn nhất tính cho 1m tường

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B_y - 2e} \quad (10.23)$$

trong đó: B_y - chiều rộng tại mặt cắt nằm ngang ở cao độ y (cao độ tính toán);

e - độ lệch tâm của lực nén $e = M/N$.

và phải thỏa mãn điều kiện sau:

$$\sigma_{\max} < [\sigma] \quad (10.24)$$

$$[\sigma] = 5\gamma_d - 3 \quad (10.25)$$

+ Ứng suất tiếp trung bình

$$\tau = \frac{T}{B_y} \quad (10.26)$$

và

$$\tau < [\tau] = \frac{N \times \operatorname{tg} \varphi'}{B_y} + C_g \quad (10.27)$$

trong đó: $\varphi' = 25\gamma_d - 10^\circ$ với γ_d tính (T/m^3)

C_g - lực dính khi có lưới thép được tính theo (10.28)

$$C_g = 0,03P_g - 0,05 \quad (\text{kG/cm}^2) \quad (10.28)$$

thường $C_g = 0,15 - 0,4 \text{ (kG/cm}^2\text{)}$

P_g - trọng lượng của rọ lưới thép tính trung bình cho 1m^3 rọ đá trong công trình (kG/m^3).

+ Ứng suất lên đáy móng có thể có 2 trường hợp:

+ Nếu độ lệch tâm $e < B/6$ thì sử dụng công thức (10.29)

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{6M}{B^2} \quad (10.29)$$

và

$$\sigma_{\max} \leq [\sigma]$$

Bảng 10.2. Trị số $[\sigma]$ đối các loại đất

Loại đất	Đất đắp không đầm chặt	Đất rời đầm chặt			Đất dính theo độ dẻo					Đá
		$d_{\max} = 1\text{mm}$	$d_{\max} = 3\text{mm}$	Cát lẫn 1/2 sỏi	Chảy	Mềm dẻo	Dẻo cứng	Nửa cứng	Cứng	
$[\sigma]$ (kG/cm^2)	0,5 1,0	2	3	4	0	0,4	0,8	1,5	3,0	10 15

+ Khi $e > B/6$ thì sử dụng công thức (10.30)

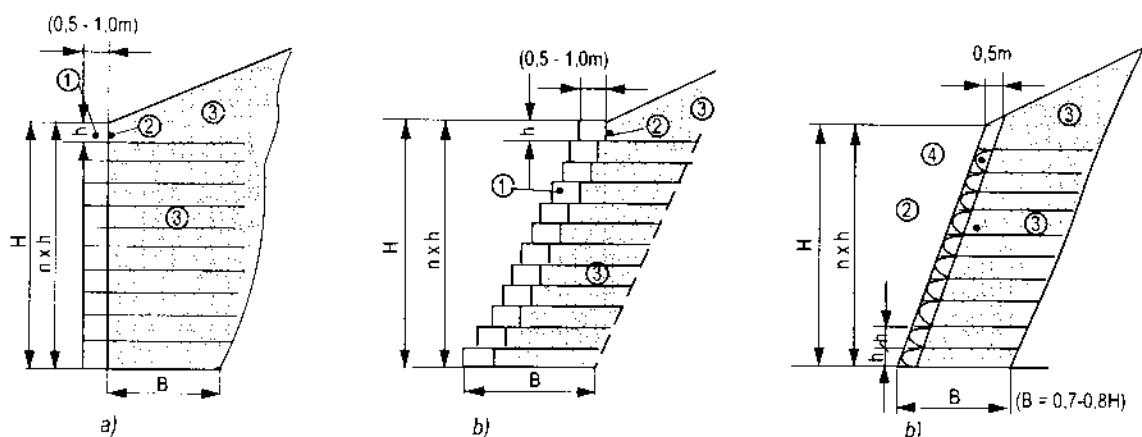
$$\sigma_{\max} = \frac{2N}{(B/2 - e)} \quad (10.30)$$

Khi thiết kế tường chắn rọ đá không ngập nước để sơ bộ chọn kích thước hợp lý của tường có thể sử dụng các kết quả tính sẵn do hãng Maccaferri đề nghị - phụ lục 1 đến 6.

3. Tính toán tường chắn rọ đá có neo

- **Cấu tạo:**

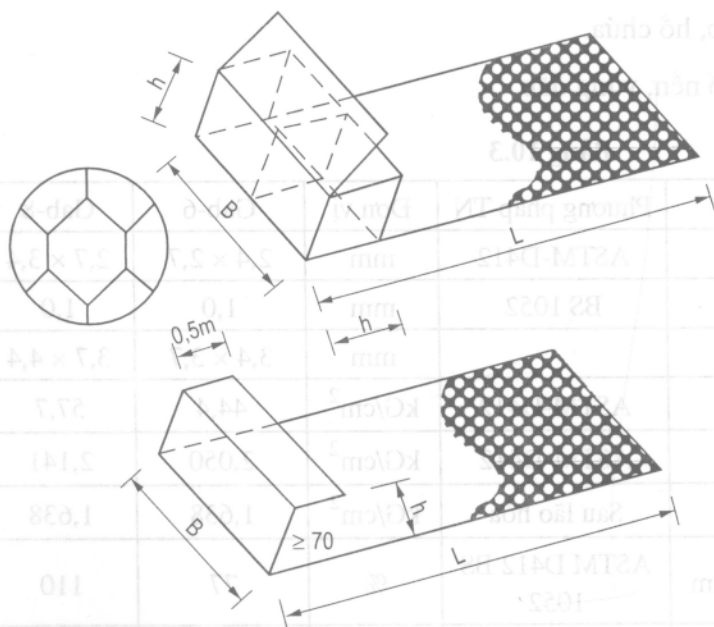
Tường chắn rọ đá thường có 3 loại cấu tạo mặt tường như hình 10.17 và kiểu rọ theo hình 10.18



Hình 10.17: Cấu tạo tường chắn rọ đá neo

a) Kiểu mặt tường đứng phẳng; b) Kiểu mặt tường bậc; c) Kiểu mặt nghiêng

1. Neo rọ đá (đất); 2) Vải lọc nước (vải địa kỹ thuật); 3) Đất đắp sau tường; 4. Kết cấu lưới neo bọc đất



Hình 10.18: Cấu tạo rọ lưới neo đất

- a) Rọ lưới neo;
b) Lưới neo bọc đất

- Tính toán kích thước tường

Kích thước cụ thể của tường chắn rọ đá neo được chọn trên cơ sở bảo đảm sự ổn định về chống lật và trượt của tường, chiều rộng đáy tường thường bằng $(0,6 - 0,7)H$.

Theo lý thuyết tính của Rankine - Coulomb có thể xác định mặt trượt giả định BC và tính được áp lực đất lên mặt tường ở độ sâu Z bất kỳ kể từ đỉnh tường xuống. Giả thiết có n dải lưới thép ($H = n \times h$), đất đắp sau tường là đất rời $C = 0$, không có tải trọng ngoài đặt trên bề mặt đường và tính cho 1m dài tường ta có:

Áp lực đơn vị theo chiều ngang của đất lên mặt lưng tường p_a ở độ sâu z sẽ là:

$$p_a = \gamma_d \times z \times \lambda_a \quad (10.31)$$

$$\text{trong đó: } \lambda_a = \text{tg}^2(45^\circ - \varphi/2) \quad (10.32)$$

Lực kéo tác dụng lên một dải lưới neo ở độ sâu Z kể từ đỉnh tường xuống:

$$T_z = P_a \times h \quad (10.33)$$

và yêu cầu

$$T_z \leq T_l = F_l \times [\sigma] \quad (10.34)$$

trong đó: T_l - khả năng chịu kéo của một dải lưới thép;

F_l - tiết diện ngang của dải lưới thép chịu kéo trong 1 lớp;

$[\sigma]$ - ứng suất kéo cho phép của lưới thép có thể sử dụng trị số cho ở bảng 10.3 dưới đây.

Bảng 10.3 đặc tính kỹ thuật của rọ thép - PVC tiêu chuẩn Maccaferri - Italia. Sử dụng trong các lĩnh vực:

Trong các công trình GTVT: cầu, đường, cảng.

Trong thủy lợi: kê, kênh, đập, hồ chứa.

Trong xây dựng: xử lý gia cố nền, vùng đắp.

Bảng 10.3

TT	Đặc tính kĩ thuật	Phương pháp TN	Đơn vị	Gab-6	Gab-8
1	Lõi thép mạ kẽm	ASTM-D412	mm	2,4 × 2,7	2,7 × 3,4
2	Chiều dày lớp bọc PVD	BS 1052	mm	1,0	1,0
3	Đường kính tổng thể		mm	3,4 × 3,7	3,7 × 4,4
4	Ứng suất kéo đứt lõi thép	ASTM-D412	kG/cm ²	44,4	57,7
5	Ứng suất kéo đứt lớp PVC	ASTM-D412	kG/cm ²	2,050	2,141
6	Ứng suất kéo đứt lớp PVC	Sau lão hóa	kG/cm ²	1,638	1,638
7	Độ giãn dài PVC trong 50mm	ASTM D412 BS 1052	%	77	110
8	Độ giãn dài PVC trong 50mm	Sau lão hóa	%	102	102
9	Độ bền tại 63°C	ASTM-D1499-67	h	2000	2000
10	Kích thước mỗi ô lưới Gabions		cm	6 × 8	8 × 10
11	Kích thước của rọ Gabions		m	2 × 1 × 1 2 × 1 × 0,5 2 × 1 × 0,3	
12	Có sức chống chịu trong mọi môi trường sinh hóa		Tia tử ngoại UV Dung dịch kiềm Dung dịch nước mặn		
13	Đảm bảo các đặc tính về cơ học - thủy lực thiết kế		Có độ bền cao khi lắp đặt Dây bọc không bị biến dạng trong đất Đa dạng về kết cấu		

Hệ số an toàn đối với lực kéo giữ một dải đất

$$K = \frac{T_1}{T_z} = \frac{F_1[\sigma]}{P_a \times h} \quad (10.35)$$

Tiết diện ngang của lưới thép cần phải có:

$$F_1 = \frac{K.T_z}{[\sigma]} \quad (10.36)$$

Chiều dài cần thiết của lưới thép L_z được tính theo công thức sau:

$$L_z = L_a + L_c = (H - z) \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) + L_c \quad (10.37)$$

hoặc
$$L_z = (H - z) \cdot \sqrt{\lambda_a} + L_c \quad (10.37a)$$

Ta đều biết lực neo giữ chính là lực ma sát giữa đất đắp với 2 mặt (mặt trên và dưới) của lưới thép (F_{ms}). Lực ma sát theo chiều sâu được tính như sau:

$$F_{ms} = 2\gamma_d \cdot z \cdot b \cdot L_c \cdot f_{ms} \quad (10.38)$$

trong đó: $f_{ms} = \operatorname{tg} \varphi$. Là hệ số ma sát giữa đất đắp và lưới thép. Nếu không có điều kiện làm thí nghiệm có thể tham khảo các trị số ở bảng 10.4.

Bảng 10.4. Trị số f_{ms} theo góc nội ma sát của đất đắp sau tường

TT	Vật liệu đắp sau tường	Góc nội ma sát (độ)	Hệ số ma sát f_{ms}
1	Đất dính	25 - 30	0,25 - 0,40
2	Đất rời	35	0,35 - 0,45
3	Cát sỏi, đất sỏi sạn	35 - 40	0,40 - 0,50
4	Đất đá dăm, đá sỏi	40 - 45	0,50 - 0,55
5	Đá dăm hoặc đá phong hóa khô	45 - 50	0,50 - 0,60

Hệ số an toàn chống tuột của lưới thép neo.

$$K_{tuột} = \frac{F_{ms}}{T_z} = \frac{2 \times b L_c \times f_{ms}}{\lambda_a \times h} \quad (10.39)$$

$$L_c = \frac{K_{tuột} \times \lambda_a \times h}{2 \times b \cdot f_{ms}} \quad (10.40)$$

trong đó: b - tổng chiều rộng của dây thép lưới neo trong 1m dài tường chắn. Vậy trị số L_z tính được nhờ công thức (10.41) dưới đây:

$$L_z = (H - z) \times \sqrt{\lambda_a} + \frac{K_{tuột} \times \lambda_a \times h}{2 \times b \cdot f_{ms}} \quad (10.41)$$

• Cần chú ý khi tính tiết diện ngang chịu kéo của lưới cốt thép phải tính đến sự ăn mòn của dây thép trong quá trình sử dụng của công trình. Có thể lấy tốc độ ăn mòn ở điều kiện thông thường là 0,025mm/năm.

• Hệ số chống tuột $K_{tuột}$ lấy như sau:

$K_{tuột} = 2$ đối với tổ hợp tải trọng cơ bản;

$K_{tuột} = 1,5$ đối với tổ hợp tải trọng đặc biệt;

$K_{tuột} = 1,2$ đối với nơi có động đất.

• Theo R. Whitlow hệ số an toàn tối thiểu cả phá hoại căng và kéo tuột lấy bằng 3,0

• Để an toàn chiều dài lưới thép lấy bằng nhau bằng L_{zmax} .

Ví dụ một tường neo lưới thép cao 12m. Đất đắp sau lưng tường là đất cát trung (đất rời) có $\varphi = 35^\circ$, $\gamma_d = 1,85 \text{ T/m}^3$. Lưới thép sử dụng có quy cách như sau: Trãi thành từng lớp ngang cách nhau 0,5m theo phương đứng ($h = 0,5\text{m}$). Góc ma sát bề mặt với đất 26° . Độ bền chịu kéo cho phép $[\sigma] = 45,00\text{kG/mm}^2$. Tốc độ ăn mòn $0,025\text{mm/năm}$. Tuổi thọ công trình được thiết kế 50 năm. Hệ số an toàn tổng hợp lấy bằng 3,0.

Giải:

+ Tính hệ số áp lực chủ động của đất theo công thức (10.32):

$$\lambda_a = \text{tg}^2(45^\circ - \varphi/2) = \text{tg}^2(45^\circ - 17,5^\circ) = 0,271$$

+ Tính cường độ áp lực đất lớn nhất ở chân tường theo công thức (10.33):

$$T_{\max} = \gamma_d \cdot H \cdot \lambda_a \times h = 1,85 \times 12 \times 0,271 \times 0,5 = 3,008 \text{ T}$$

+ Tiết diện ngang của dây thép F_l theo công thức (10.36):

$$F_l = \frac{K \cdot T_{\max}}{[\sigma]} \quad (10.36)$$

Lấy hệ số an toàn tổng hợp $K = 3$; $[\sigma] = 45\text{kG/mm}^2$ ta có

$$F_l = \frac{3 \times 2,2 \times 10^3}{45} = 146,67\text{mm}^2$$

Chọn lưới thép có mắt lưới 60×80 và đường kính dây thép $d = 2,4\text{mm}$ số dây thép trên 1m là $1000/60 = 16,67 \times 2 = 33$ sợi. Tiết diện lưới thép: $33 \times 4 \left(\frac{2,4}{2}\right)^2 = 149,3\text{mm}^2 > 146,67\text{mm}^2$.

Chiều dày lưới thép bị ăn mòn trong 50 năm là $50 \times 0,025 = 1,25\text{mm}$. Vậy để đảm bảo an toàn thì đường kính dây thép cần chọn:

$$2,4\text{mm} + 1,25\text{mm} = 3,65\text{mm} - \text{chọn } d = 3,7\text{mm}.$$

Vậy lưới thép được chọn: $d = 3,7\text{mm}$ loại $60 \times 80\text{mm}$.

+ Tính chiều dài yêu cầu của lưới thép: Tính theo công thức (10.41):

$$L_l = (H - z) \cdot \sqrt{\lambda_a} + \frac{K \cdot \lambda_a \times h}{2 \times b \times f_{ms}} \quad (10.41)$$

Thay số vào (10.41) ta có:

$$\begin{aligned} L_l &= (12 - 0,5) \times \sqrt{0,271} + \frac{3 \times 0,271 \times 0,5}{2 \times (33 \times 0,0024) \text{tg} 26^\circ} \\ &= 11,5 \times 0,52 + \frac{0,4065}{0,1584 \times 0,4877} = 5,98 + 5,265 = 11,265\text{m} \end{aligned}$$

Làm tròn $L_l = 11,3\text{m}$, chiều dài này lấy đều từ trên xuống dưới

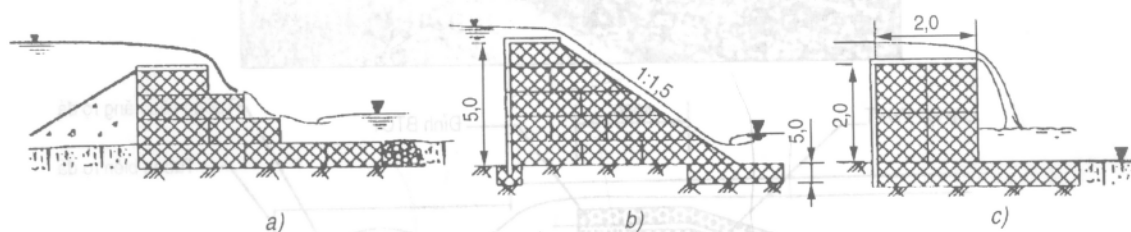
§10.4. RỌ ĐÁ DỪNG TRONG XÂY DỰNG CÁC CÔNG TRÌNH THỦY LỢI

Trong những năm gần đây, do tính ưu việt của công nghệ rọ đá nên ở nước ngoài việc xây dựng các công trình thủy lợi bằng rọ đá được sử dụng khá phổ biến như đập dâng nước, đê, kè, tường chắn...

Trong tiết này chỉ nêu các dạng kết cấu rọ đá trong các công trình thủy lợi, không trình bày phương pháp tính toán. Phương pháp tính toán có thể tham khảo [20] .

1. Đập rọ đá

Tùy theo cách sắp xếp (cấu tạo) rọ đá, có thể chia đập rọ đá thành 3 dạng chính như hình 10.19 trình bày. Tùy theo mục đích sử dụng thường có các loại sau:

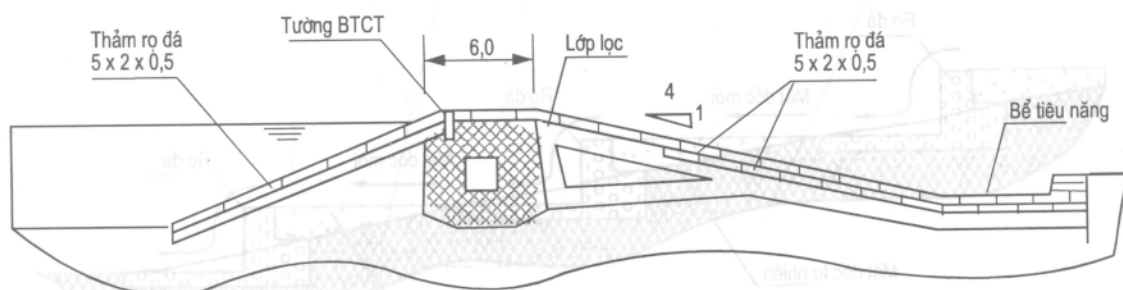


Hình 10.19: Một số kiểu đập rọ đá

a) Đập nhiều bậc; b) Đập hình thang; c) Đập hình vuông

2. Đập dâng - tràn sự cố

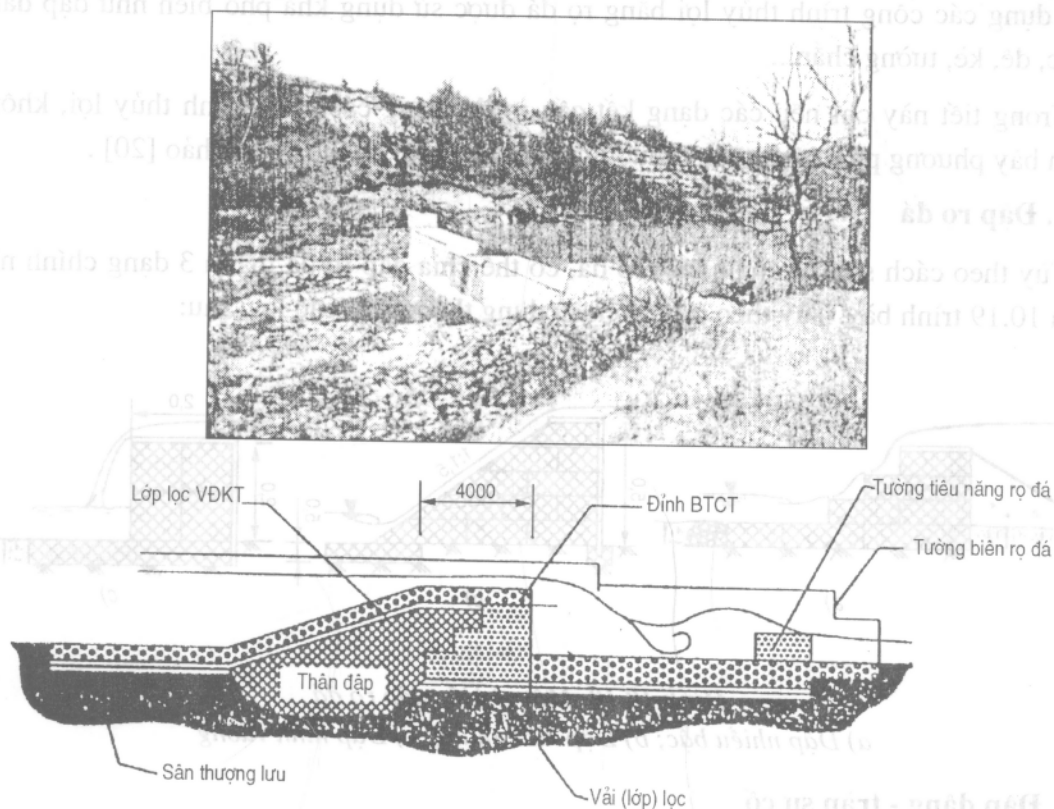
Thông thường đập làm nhiệm vụ giữ nước trong hồ, nhưng về mùa lũ khi mực nước thượng lưu vượt quá cao trình thiết kế cho phép thì cho nước tràn qua đỉnh đập về hạ lưu để đảm bảo an toàn cho toàn bộ hệ thống công trình. Trong trường hợp này sử dụng kết cấu rọ đá để gia cố mặt tràn ở thượng, hạ lưu sẽ tiết kiệm hơn so với kết cấu đá lát. Hình 10.20 trình bày cấu tạo mặt cắt dọc kiểu đập dâng - tràn sự cố.



Hình 10.20: Cấu tạo mặt cắt dọc đập dâng tràn sự cố

3. Đập tràn xả lũ

Hình 10.21 vẽ cấu tạo một kiểu đập tràn xả lũ có bố trí bề tiêu năng a) Hình phối cảnh; b) Mặt cắt dọc đập tràn.

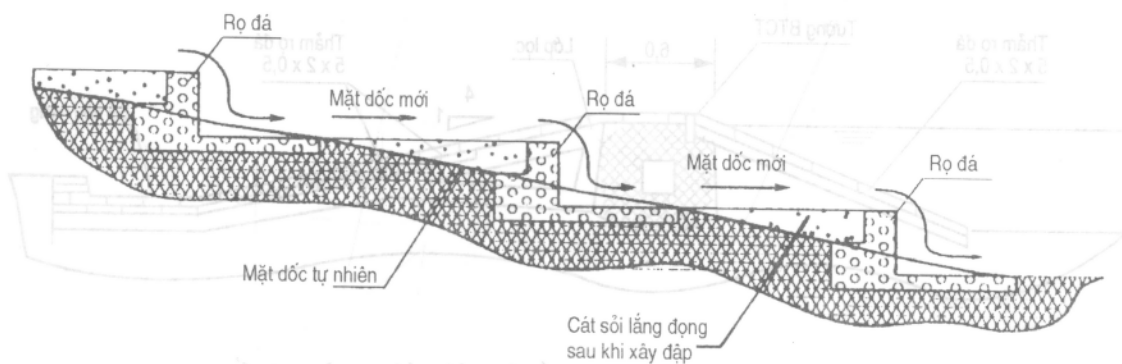


Hình 10.21: Đập tràn xả lũ bằng rọ đá

a) Hình phối cảnh; b) Mặt cắt dọc đập

4. Đập ngăn

Đập ngăn với mục đích phục hoá (cải tạo đất) những vùng đất đồi trung du có độ dốc mặt đất tự nhiên lớn, bị xói mòn người ta thường xây dựng các bờ ngăn bằng rọ đá cốt



Hình 10.22: Đập (bờ) ngăn rọ đá

ngang qua các đường tụ thủy bị xói mòn để giữ đất và làm chậm dòng chảy nên nước mưa sẽ thấm xuống đất nhiều và làm tăng độ phì nhiêu của đất. Công nghệ rọ đá xây dựng bờ ngăn rất thích hợp ở những vùng đồi núi xa, không gần đường ô tô, rọ đá được vận chuyển bằng thủ công rồi sử dụng đá khai thác tại chỗ. Hình 10.22 trình bày kiểu đập ngăn rọ đá.

5. Khi kênh dẫn (hoặc thoát nước) đi qua chỗ địa hình thay đổi đột ngột từ cao xuống thấp thì phải bố trí công trình chuyển tiếp

Nhiệm vụ của công trình là tiêu hao năng lượng dòng chảy, tránh xói mòn ở hạ lưu như công trình bậc nước trong đường ô tô, rọ đá được xếp thành bậc giảm dần từ trên xuống dưới. Hình 10.23 thể hiện cấu tạo bậc nước bằng rọ đá không và có bố trí tường tiêu năng tránh xói mòn hạ lưu.

6. Gia cố bờ sông

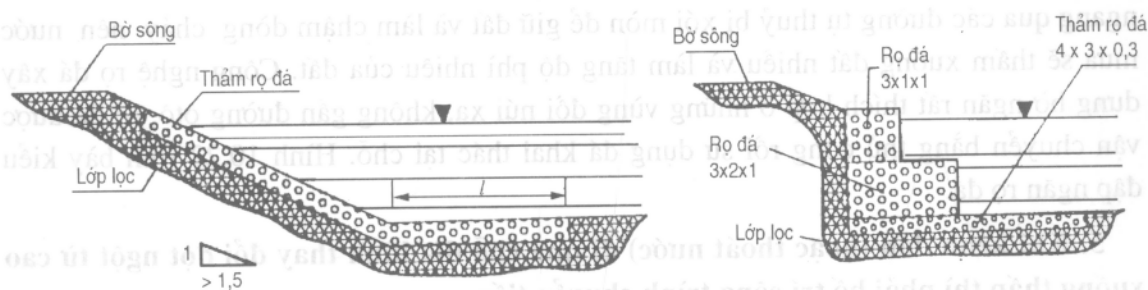
Tuỳ theo mái dốc bờ sông; Thoải hay thẳng đứng mà bố trí rọ đá ven theo mái dốc hay xếp bậc. ở công trình Cầu Đấp cầu mới, Bắc Giang mới đã sử dụng rọ đá lát theo mái dốc lòng sông để chống xói mòn ở thượng, hạ lưu cầu mỗi phía dài 100m. Hình 10.24 trình bày 2 dạng thường gặp khi sử dụng rọ đá.



Hình 10.23: Bậc nước bằng rọ đá

a) Bậc nước không có tường tiêu năng; b) Bậc nước có tường tiêu năng

1. Đáy sông; 2. Mặt nước; 3. Bậc nước nghiêng; 4. Bậc nước có tường tiêu năng; 5. Ngưỡng tràn.

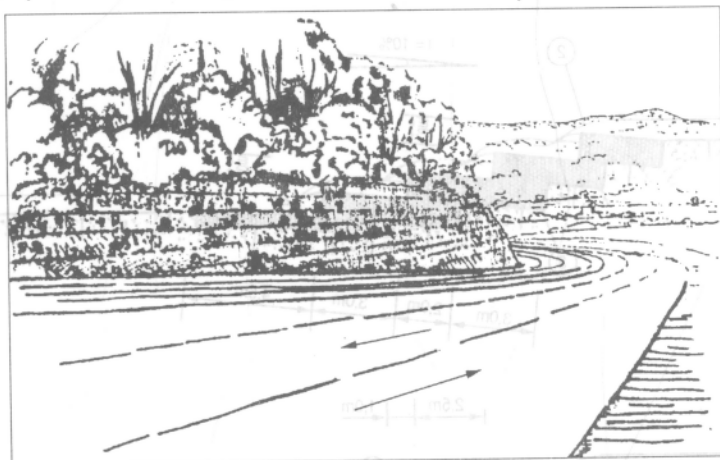


Hình 10.24: Rọ đá gia cố mái bờ sông
a) Kiểu lát theo mái dốc; b) Kiểu xếp bậc

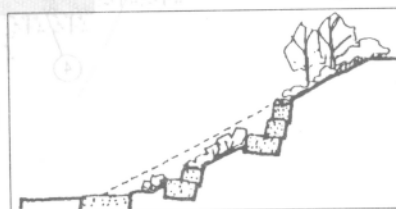
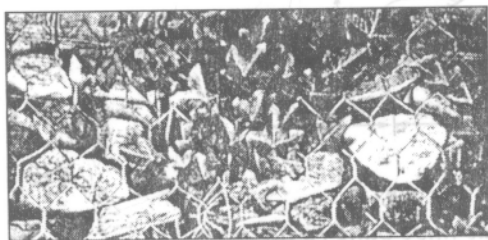
§10.5. CÁC ỨNG DỤNG KHÁC CỦA RỌ ĐÁ

Ngoài các ứng dụng kể trên, rọ đá còn dùng trong các công trình bảo vệ môi trường chống xói mòn mái đất mà vẫn cho phép các cây cỏ, cây hoa, cây leo để tạo dáng cho hoà nhập với môi trường xung quanh. Hình 10.25 và 10.26 trình bày dạng tạo phong cảnh.

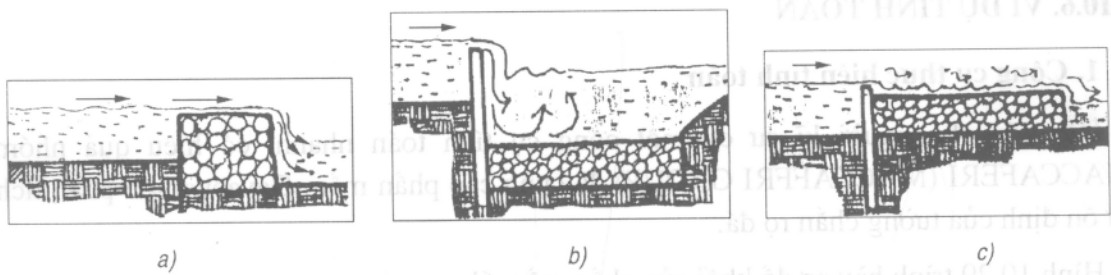
Tại các công viên vui chơi giải trí, trên các sân golf rọ đá làm đập nhỏ ngăn dòng chảy, hoặc lát chống xói mòn đáy dòng chảy và làm đáy sân tạo sóng tự nhiên làm đa dạng dòng chảy, tạo nơi vui chơi giải trí (hình 10.27).



Hình 10.25: Bảo vệ mái dốc giữ thảm sinh vật tự nhiên của khu vực



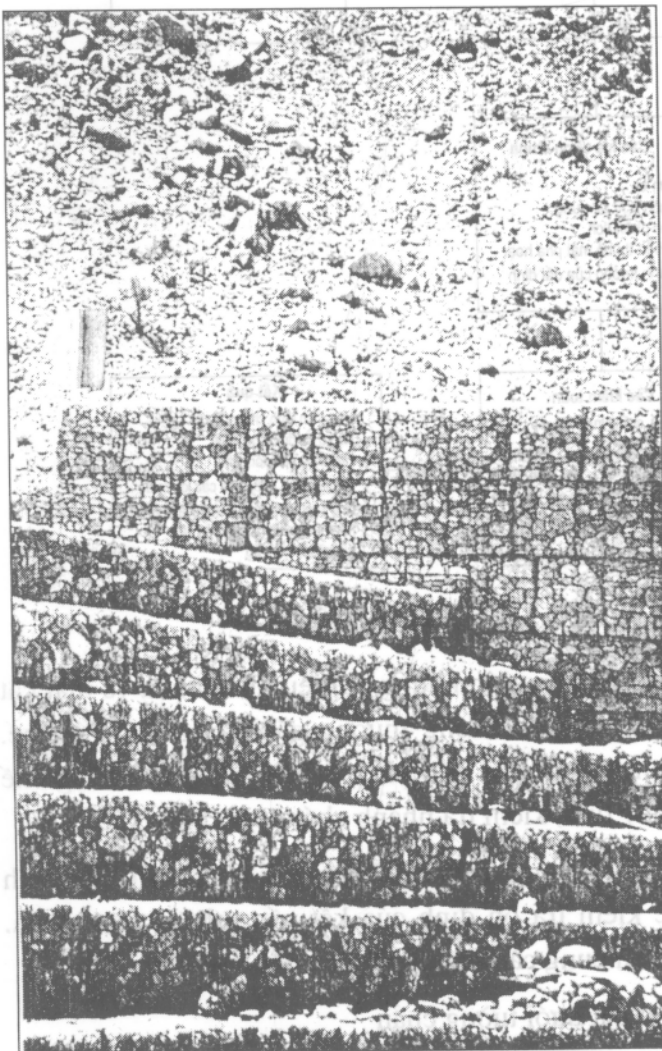
Hình 10.27: Rọ đá bảo vệ mái taluy và giữ ổn định của các hàng cây trên đỉnh mái taluy làm đẹp phong cảnh dọc bên đường



Hình 10.27: Tạo sự đa dạng dòng nước

a) Ngăn dòng tạo bậc nước; b) Gia cố chống xói đáy dòng chảy;
c) Tạo sóng tự nhiên ở dòng chảy

Rọ đá còn làm tường bảo vệ chống đá lở, đá lăn ở các mái taluy nền đường đào qua vùng đất đá bị phong hoá mạnh (xem hình 10.28).



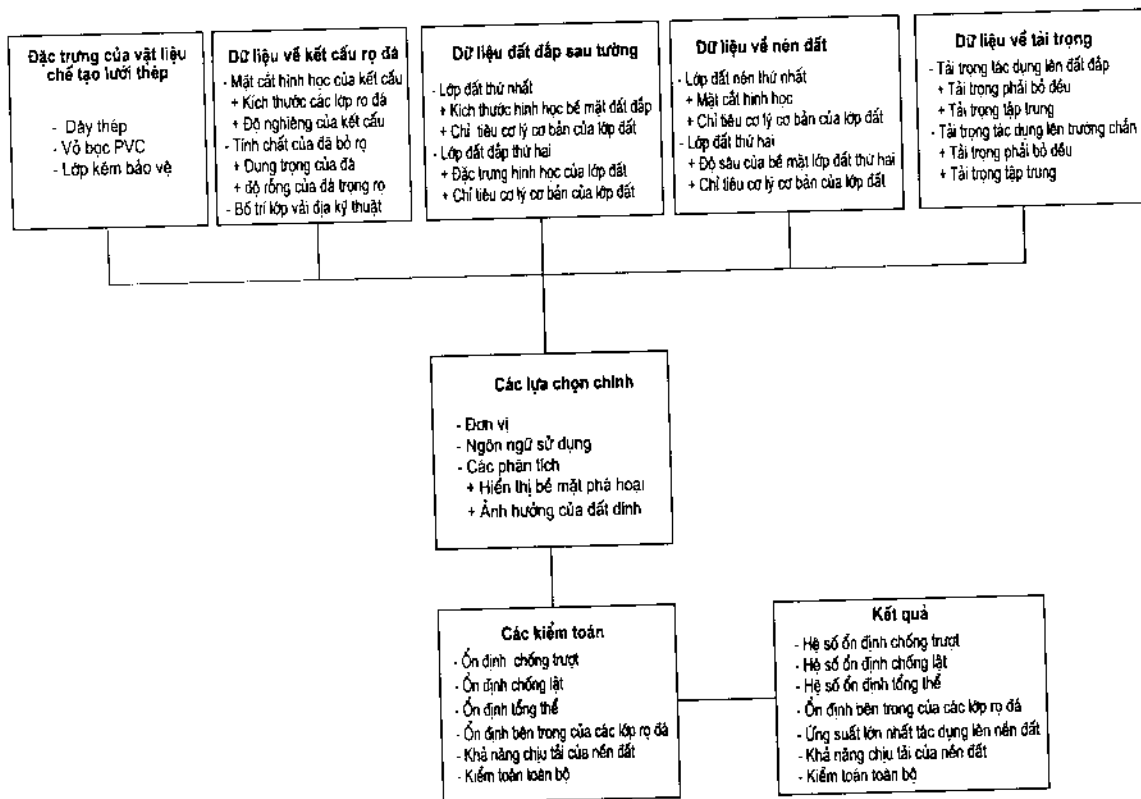
Hình 10.28: Tường chắn rọ đá chống đá lăn xuống đường đảm bảo an toàn và tránh tắc nghẽn giao thông

§10.6. VÍ DỤ TÍNH TOÁN

1. Công cụ thực hiện tính toán

Để giúp cho người kỹ sư có một công cụ tính toán nhanh, có hiệu quả nhóm MACCAFERI (MACCAFFRI GROUP) đã cung cấp phần mềm Gavacwin để phân tích sự ổn định của tường chắn rọ đá.

Hình 10.29 trình bày sơ đồ khối của phần mềm Gavacwin.



Hình 10.29: Sơ đồ khối của phần mềm Gavacwin

Chương trình cho phép kiểm tra một số lượng lớn những dữ liệu khác nhau về mặt cắt hình học của kết cấu tường chắn, các dạng tải trọng thường gặp trong khi thiết kế. Chương trình cung cấp giao diện đồ họa đơn giản cho phép người sử dụng không chế được quá trình cung cấp số liệu cho máy tính, kiểm tra nhanh chóng và chính xác.

Thuật toán mà chương trình sử dụng là phương pháp cân bằng giới hạn, áp lực đất tính theo Rankine, Coulomb và Bishop để kiểm tra ổn định của kết cấu tường chắn rọ đá. Chương trình yêu cầu người sử dụng phải cung cấp những dữ liệu đầu vào như:

Cấu tạo các tầng lớp địa chất của nền đất dưới tường chắn

Các chỉ tiêu cơ lý của đất đắp sau lưng tường.

Cao độ mức nước ngầm.

Độ dốc ngang địa hình tự nhiên.

Vật liệu và các dạng của loại rọ đá sử dụng.

Dự kiến kích thước và kiểu của từng chấn rọ đá.

Loại đá sử dụng và thực hiện các lệnh phân tích mà chương trình đã chỉ dẫn.

Các bước thực hiện cụ thể.

a) Phân tích số liệu đầu vào

+ Đặc trưng về vật liệu

- Vật liệu đan lưới thép (quy cách thép đan lưới) tham khảo bảng 10.1, bảng 10.2.
- Thép đường viền khung.
- Hàm lượng phủ kẽm và
- Chiều dày bọc PVC.

Hiện nay ở Việt Nam ngoài hãng Maccaferri chuyên cung cấp các sản phẩm rọ đá chế tạo sẵn như giới thiệu ở trên, còn (bắt đầu) có một số doanh nghiệp quan tâm về vấn đề sản xuất rọ đá - ví dụ như công ty cổ phần sản xuất lưới thép, rọ đá Việt Nam (tên giao dịch BICO) hiện đang sản xuất các sản phẩm rọ thép trên dây chuyền công nghệ hiện đại nhập ngoại bảo đảm đúng các chỉ tiêu kỹ thuật.

+ Đặc trưng về tường chấn rọ đá

- Kích thước mặt cắt hình học của tường.
- Vật liệu đá trong rọ.
- Vấn đề bố trí các lớp VĐKT ở lưng tường và ở đáy móng của tường chấn.
- Kích thước riêng lẻ của từng loại rọ, sự liên kết giữa các rọ kề liền trong cùng một hàng và giữa các hàng (lớp) rọ đá với nhau.

+ Dữ liệu về đất đắp sau tường : γ_d (T/m³); φ (o) và lực dính C (kG/cm²), W(%).

+ Điều kiện thủy văn, thủy lực: cao độ mực nước mặt, hoặc nước ngầm (nếu có) - độ dốc mặt nước chảy và độ cao của nó so với đáy tường chấn, tốc độ nước chảy và lưu lượng của nó.

+ Dữ liệu về đất nền. Trong chương trình chỉ cho phép khai báo 3 lớp đất nền khác nhau. Mỗi lớp đất cần khai báo: γ_d (T/m³) W(%), lực dính C (kG/cm²), góc nội ma sát φ (o), sức chịu tải cho phép - cường độ chịu nén và kháng cắt ở trạng thái bình thường và ở trạng thái bão hòa nước.

+ Dữ liệu về tải trọng. Chương trình cho phép khai báo 3 loại tải trọng.

- Tải trọng theo phương đứng tác dụng lên kết cấu đang xét : tải trọng đất đắp sau lưng tường.

- Tải trọng xe cộ.
- Tải trọng động như động đất.

b) Kết quả tính toán - số liệu đầu ra:

- + Hệ số ổn định chống trượt.
- + Hệ số ổn định chống lật.
- + Hệ số ổn định tổng thể (toàn khối)
- Mức độ ổn định bên trong (cục bộ) của từng lớp rọ đá thông qua các giá trị pháp tuyến và tiếp tuyến tác dụng lên từng lớp rọ đá.
- Xác định được khả năng chịu tải của nền đất không qua các áp lực pháp tuyến tác dụng lên bề mặt lớp đất nằm dưới móng của tường chắn.

2. Ví dụ cụ thể

Ví dụ 1: Thiết kế đường chắn rọ đá tại đoạn PoVai - Quảng Lâm trên đường Si Pha Phèn (ở đoạn km 23 + 000 đến km 57 + 000) tỉnh Điện Biên - tường chắn cho nền đường đắp.

Theo số liệu khảo sát địa chất do Công ty TVXDCTGT 1 như sau:

Lớp 1: Thành phần chủ yếu là dăm sạn lẫn cuội sỏi, sức chịu tải trung bình ($< 2\text{kg/cm}^2$). Cao độ đáy lớp biến đổi từ + 587,22m đến 588,52 bề dày lớp khoảng 2,5m.

Lớp 2: Sét bột kết, phong hóa vừa đến mạnh nằm dưới lớp 1. Lớp 2 có sức chịu tải lớn ($> 2,5\text{kg/cm}^2$), biến dạng nhỏ, ổn định.

Chọn tường chắn kiểu rọ đá chiều cao 4m, móng đặt trên lớp đất 1. Sử dụng phần mềm Gavacwin của MACCAFERi kiểm toán kết cấu tường chắn từ km 24 + 66,07 (TD1) đến km 24 + 111,63 (TD2) với 5 mặt cắt = Km24 + 66,07 (TD1); km 24 + 78,43 (P1), km 24 + 90,79 (TC1), km 24 + 99,53 (mặt cắt 2), km 24 + 111,63 (TD2).

Kết quả kiểm toán cho thấy kết cấu hoàn toàn ổn định - xem bảng 10.5.

Bảng 10.5. Kết quả tính toán của 5 mặt cắt

TT	Lí trình	Hệ số ổn định chống trượt (K_1)	Hệ số ổn định chống lật (K_2)	Hệ số ổn định tổng thể (K_3)	$\sigma_{\max}$ (ứng suất lớn nhất ở đáy móng (kg/cm^2))
1	km 24 + 66,07	$2,64 < 1,5$	$3,40 > 1,5$	$1,70 > 1,2$	$1,37 < 2$
2	km 24 + 78,43	$2,57 > 1,5$	$3,58 > 1,5$	$1,52 > 1,2$	$1,21 < 2$
3	km 24 + 90,79	$2,85 > 1,5$	$3,75 > 1,5$	$1,53 > 1,2$	$1,15 < 2$
4	km 24 + 99,53	$2,48 > 1,5$	$3,96 > 1,5$	$1,55 > 1,2$	$1,18 < 2$
5	km 24 + 111,63	$2,50 > 1,5$	$3,99 > 1,5$	$1,58 > 1,2$	$1,21 < 2$

Ví dụ 2: Thiết kế tường chắn rọ đá cho nền đường đào miền núi

Để xử lý sụt trượt mái taluy nền đường đào trên tuyến nối cảng Vũng Áng - Biên giới Việt Lào, đoạn Xóm Sung - Khe vẽ, lý trình từ km 86 + 770 đến km 87 + 420, công ty TVTK cầu đường thuộc TEDI đã dùng tường chắn BTCT mác 200 với chiều cao thay đổi từ 2 - 3m trên đoạn từ km 86 + 980 đến km 87 + 270 (290m dài).

Chúng tôi đã sử dụng tường chắn rọ đá với mục đích so sánh hiệu quả kinh tế giữa 2 loại tường chắn này, (hình 10.30).

Kết quả khảo sát địa chất thấy có 3 lớp địa tầng khác nhau:

Lớp 1: Sét pha cát màu xám vàng lẫn sạn, dăm tảng, trạng thái cứng, hệ số rỗng lớn. Bề dày của lớp thay đổi trung bình từ 6 - 8m phân bố trên bề mặt địa hình với các chỉ tiêu cơ lý cơ bản sau:

$$\gamma_1 = 1,83 \text{ g/cm}^3, e = 0,8 - 0,9, c = 0,32 \text{ kG/cm}^2, \varphi = 15^\circ 36'$$

Lớp 2: Sét màu xám nâu là sản phẩm của phong hóa sườn từ các đá sét, bột kết, sét than, sét vôi. Mức độ chứa nước lớn về mùa mưa. Các chỉ tiêu cơ lý $\gamma_2 = 1,92 \text{ g/cm}^3$, $c = 0,73 - 1,09$, $C = 0,2 \text{ kG/cm}^2$, $\varphi = 23^\circ 24'$.

Lớp 3: Đá sét, bột kết, sét than, sét vôi, mức độ phong hóa nứt nẻ mạnh - Lớp nằm dưới lớp 2 - các chỉ tiêu cơ lý $\gamma_3 = 2,15 \text{ g/cm}^3$, $e = 0,700 - 0,900$, $C = 0,3 \text{ kG/cm}^2$, $\varphi = 25\%$.

Giải pháp thiết kế

1. Theo Công ty TVTK cầu đường TEDI - Thiết kế tường chắn BT mác 200 chiều cao tường thay đổi từ 2 - 3m kết hợp với hạ mái dốc taluy đào, làm 7 dốc nước ở 7 vị trí khác nhau, 2 bậc nước và ở chân các bậc nước có bố trí hố tiêu năng - bố trí 2 hệ thống rãnh đỉnh bằng bê tông mác 150.

Từ km 86 + 980 đến km 87 + 230 (250m dài), chiều cao tường 3m.

Từ km 87 + 230 đến km 87 + 24 (10m dài), chiều cao tường từ 2- 3m.

Từ km 87 + 240 đến km 87 + 270 (30m dài), chiều cao tường 2m.

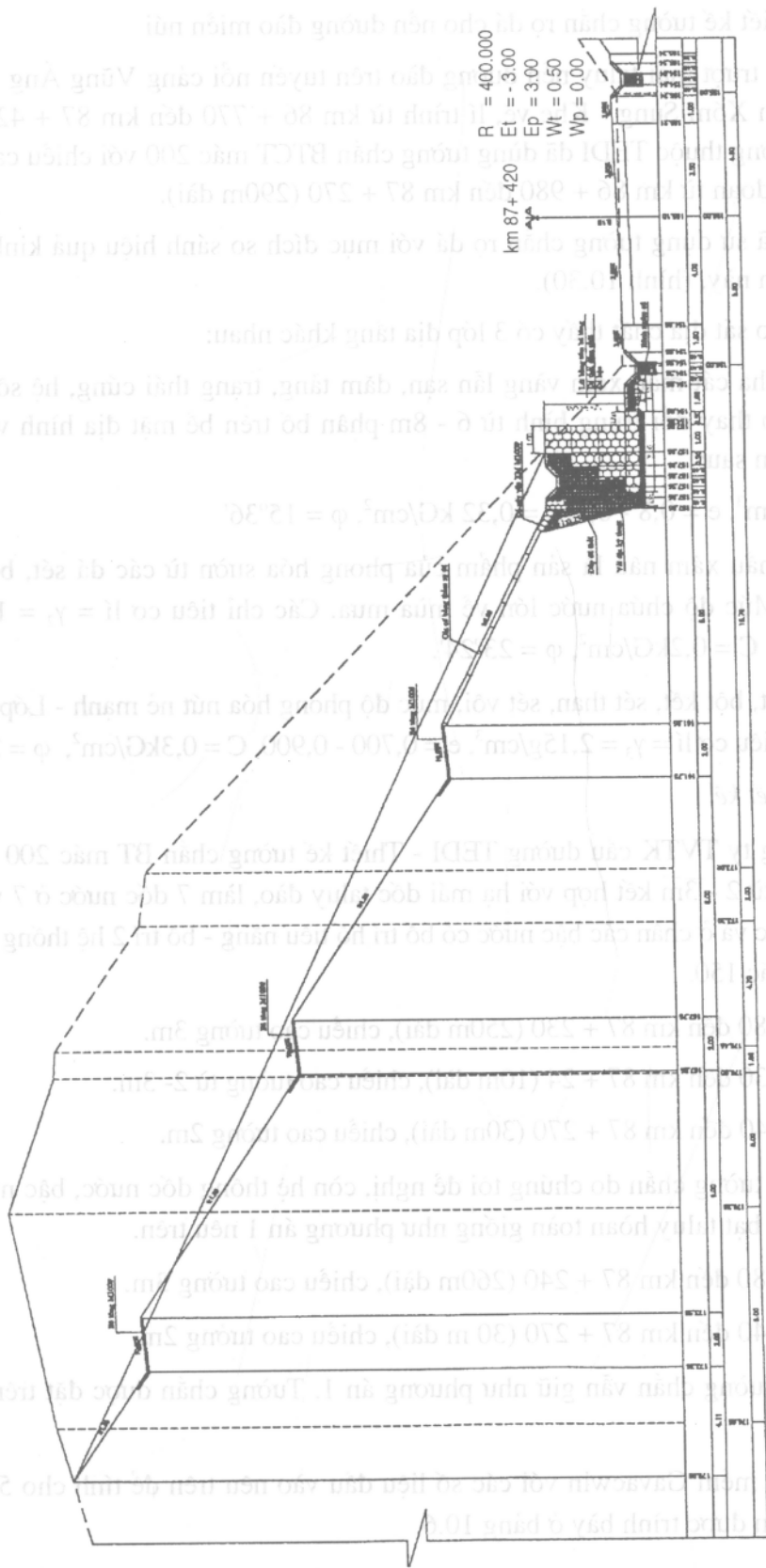
2. Phương án tường chắn do chúng tôi đề nghị, còn hệ thống dốc nước, bậc nước, rãnh đỉnh, rãnh biên, bạt taluy hoàn toàn giống như phương án 1 nêu trên.

Từ km 86 + 980 đến km 87 + 240 (260m dài), chiều cao tường 3m.

Từ km 87 + 240 đến km 87 + 270 (30 m dài), chiều cao tường 2m.

Cao độ đỉnh tường chắn vẫn giữ như phương án 1. Tường chắn được đặt trên nền đất tự nhiên.

Sử dụng phần mềm Gavacwin với các số liệu đầu vào nêu trên để tính cho 5 mặt cắt. Kết quả tính toán được trình bày ở bảng 10.6.



Hình 10.30: Quy đổi đo dọc tương đương đưa vào chương trình tính toán

Bảng 10.6. Kết quả tính toán của 6 mặt cắt

TT	Lí trình	Hệ số ổn định chống trượt (K_1)	Hệ số ổn định chống lật (K_2)	Hệ số ổn định tổng thể (K_3)	$\sigma_{\max}$ ở đáy móng (kG/cm^2)
1	km 86 + 983	$3,00 > 1,5$	$4,29 > 1,5$	$2,38 > 1,2$	$0,87 < 1,5$
2	km 87 + 040	$2,32 > 1,5$	$4,30 > 1,5$	$1,51 > 1,2$	$0,87 < 1,5$
3	km 87 + 100	$2,62 > 1,5$	$4,30 > 1,5$	$2,31 > 1,2$	$0,87 < 1,5$
4	km 87 + 150	$2,33 > 1,5$	$4,32 > 1,5$	$1,53 > 1,2$	$0,87 < 1,5$
5	km 87 + 202	$1,84 > 1,5$	$5,50 > 1,5$	$2,19 > 1,2$	$0,75 < 1,5$
6	km 87 + 260	$3,73 > 1,5$	$5,31 > 1,5$	$2,77 > 1,2$	$0,53 < 1,5$

Công ty TVXDCTGT 4 đường Sĩ Pha Phen - Quảng Lâm (ở ví dụ 1) đã sử dụng tường chắn trọng lực bằng đá xây cao từ 4 - 6m.

Chúng tôi đã tiến hành so sánh kinh tế của các phương án tường xây (ở ví dụ 1) và tường bê tông (ở ví dụ 2) với phương án tường chắn rọ đá cho thấy như ở bảng 10.7.

Bảng 10.7.

Ví dụ 1			Ví dụ 2		
Giá thành xây dựng theo tường chắn đá xây (đồng)	Giá thành xây dựng theo tường chắn rọ đá (đồng)	Hạ giá thành xây dựng (%)	Giá thành xây dựng tường chắn BT M200 (đồng)	Giá thành xây dựng tường chắn rọ đá (đồng)	Hạ giá thành xây dựng (%)
254683957	156771174	38,45	1.151972.500	973186879	15,5%

Kết quả so sánh trình bày ở bảng 10.7 cho thấy sử dụng tường chắn kiểu rọ đá để làm tường chắn cho nền đường đào, đắp trên đường miền núi do tận dụng được vật liệu đá tại chỗ nên đã giảm giá thành xây dựng. Hơn nữa hiện nay ở Việt Nam đã sản xuất được các loại rọ đá hiện đại, giá thành (với cùng chất lượng kỹ thuật như nhau) giảm từ 15 - 25% tạo điều kiện thuận lợi để sử dụng tường chắn kiểu rọ đá vào các công trình xây dựng các tuyến đường vùng núi. Hiện nay trên đường Hồ Chí Minh đã và đang sử dụng tường chắn kiểu rọ đá để xử lý những đoạn sụt trượt mái taluy.

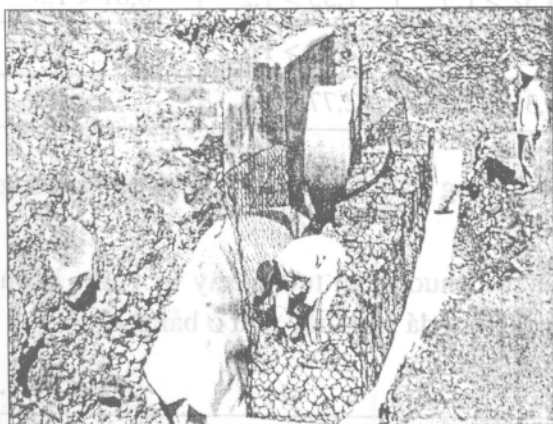
§10.7. TỔ CHỨC THI CÔNG RỌ ĐÁ

Thi công các công trình rọ đá trong các công trình giao thông, thủy lợi hay bảo vệ môi trường nói chung đơn giản, không cần các thiết bị, máy móc thi công phức tạp. Có thể thi công thủ công, thủ công kết hợp với một số máy móc đơn giản như máy ủi, ô tô cần cẩu loại nhỏ. Hình 10.31 trình bày thi công lớp móng và thân tường chắn bằng rọ đá.

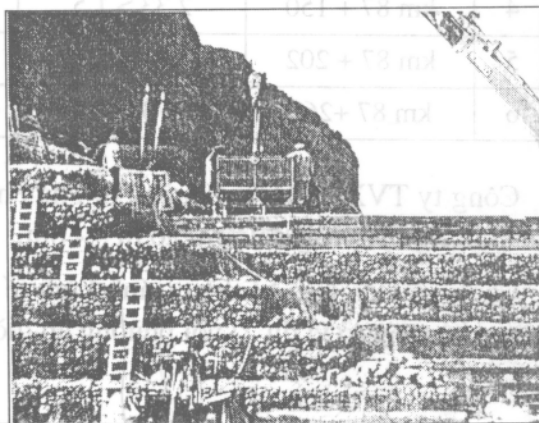
Dưới đây trình bày thứ tự các bước thi công.

1. Công tác chuẩn bị

Đây là công việc rất quan trọng. Muốn công tác xây dựng công trình rọ đá tiến hành thuận lợi, nhanh chóng, an toàn và đạt chất lượng tốt cần phải làm tốt công tác chuẩn bị như: giải phóng mặt bằng, dọn vệ sinh, đào bỏ lớp đất hữu cơ, đào móng theo đúng yêu cầu đồ án thiết kế và bề mặt móng phải bằng phẳng, đủ độ chặt yêu cầu.



a)



b)

Hình 10.31: Thi công tường chắn rọ đá

a) Thi công móng; b) Thi công thân tường bằng cần cẩu nhỏ - nhân lực.

2. Chuẩn bị rọ thép

Rọ thép phải theo đúng kích thước và đúng yêu cầu kỹ thuật, được chế tạo trong nhà máy, đóng kiện và chuyên chở tới chân công trình. Hình 10.32 trình bày các kiện rọ thép xuất xưởng.

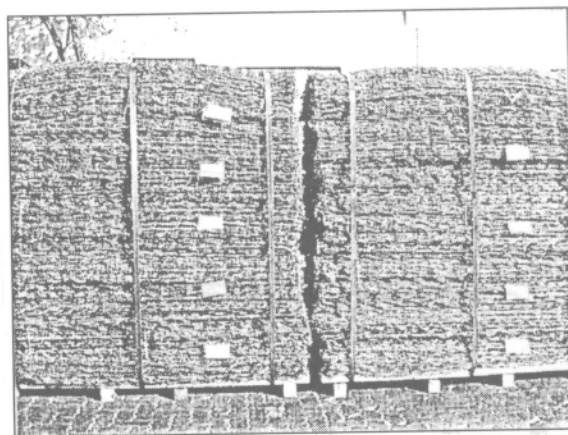
Trước khi đưa lên xe chở đi phải kiểm tra chất lượng và số lượng của rọ đá.

3. Dụng cụ và thiết bị thi công

Hình 10.33 trình bày một số dụng cụ chính để thi công rọ đá: Kìm, Móc khoá, móc thép, cọc gỗ, giá nâng rọ, thép, dây thép buộc, xà beng và cọc thép. Móc khoá dùng để kéo xiết khung thép định hình của rọ đá kê bên cho dễ buộc. Ngoài các dụng cụ trên còn phải có giá khuôn, cọc thép neo, dây thép buộc, cọc móc thanh văng, tăng đơ... phải được chuẩn bị sẵn ngay tại vị trí thi công.

4. Làm nền công trình

Kiểm tra vị trí và độ chính xác về toạ độ (x, y) và độ cao của các cọc định vị phạm vi xây dựng. Các cọc này phải được bảo vệ, duy trì đến khi hoàn công công trình. Một số cọc phục vụ cho việc quan trắc chuyển vị của công trình cần được bảo vệ lâu dài.



Hình 10.32: Rọ đá được đóng kiện để xuất xưởng

Các yêu cầu về kỹ thuật đối với nền nằm dưới: Đủ cường độ và đạt độ chặt yêu cầu (K_{yc}). Bề mặt nền phải bằng phẳng.

5. Ghép buộc rọ thép

Làm phẳng các tấm lưới thép của các mặt các hộp

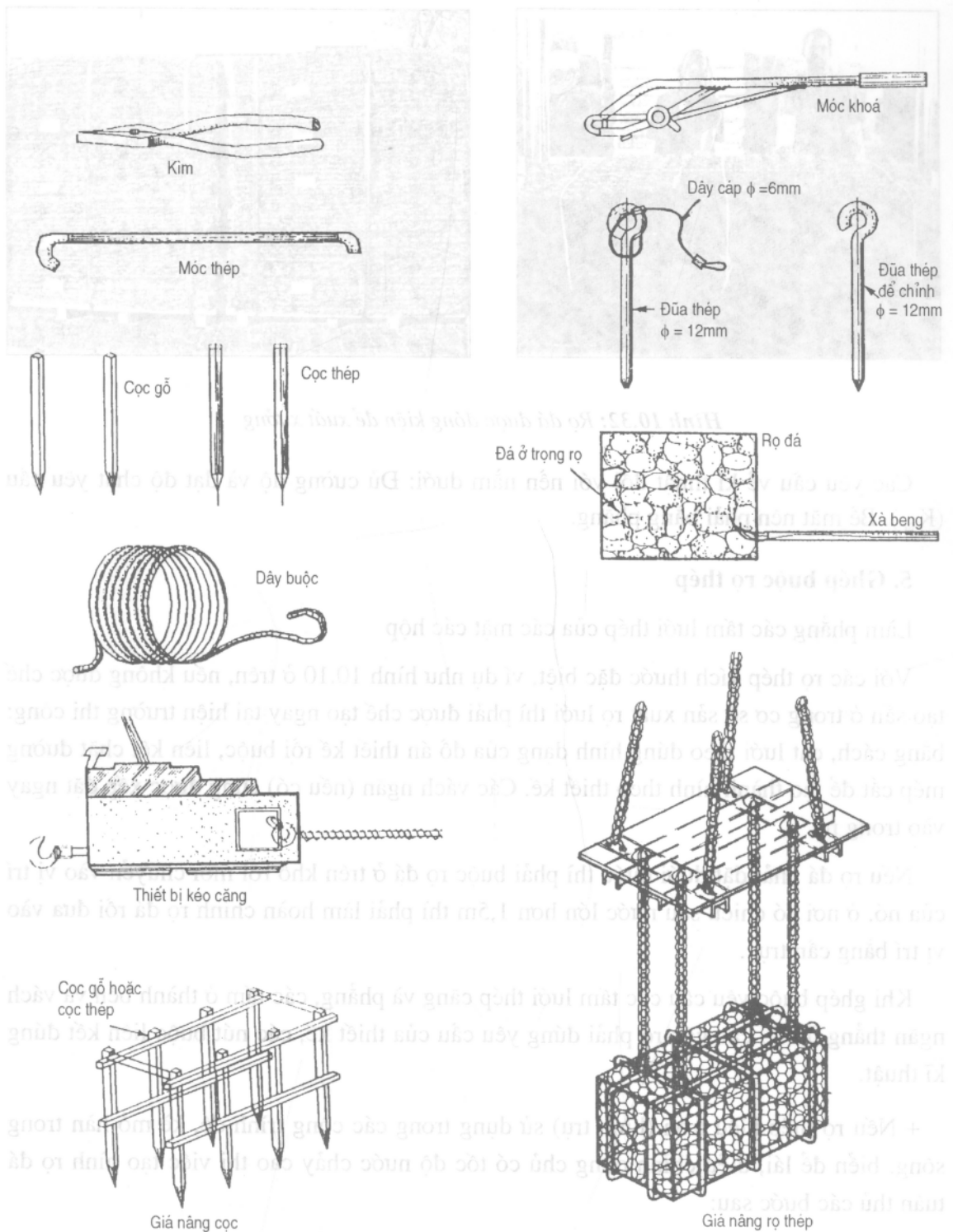
Với các rọ thép kích thước đặc biệt, ví dụ như hình 10.10 ở trên, nếu không được chế tạo sẵn ở trong cơ sở sản xuất rọ lưới thì phải được chế tạo ngay tại hiện trường thi công: bằng cách, cắt lưới theo đúng hình dạng của đồ án thiết kế rồi buộc, liên kết chặt đường mép cắt để tạo thành hình theo thiết kế. Các vách ngăn (nếu có) cũng được xếp đặt ngay vào trong rọ.

Nếu rọ đá phải đặt dưới nước thì phải buộc rọ đá ở trên khô rồi mới chuyển vào vị trí của nó. ở nơi có chiều sâu nước lớn hơn 1,5m thì phải làm hoàn chỉnh rọ đá rồi đưa vào vị trí bằng cần trục.

Khi ghép buộc yêu cầu các tấm lưới thép căng và phẳng, các tấm ở thành bên và vách ngăn thẳng đứng, các góc rọ phải đúng yêu cầu của thiết kế, các nút buộc liên kết đúng kỹ thuật.

+ Nếu rọ thép kiểu tròn (hình trụ) sử dụng trong các công trình đê, kè mở hàn trong sông, biển để lái, điều chỉnh dòng chủ có tốc độ nước chảy cao thì việc tạo hình rọ đá tuân thủ các bước sau:

Buộc lưới thép thành hình ống, có 2 vòng cốt thép định hình ở 2 đầu. Bịt một đáy còn đáy kia sẽ được bịt sau khi đổ đầy đá vào rọ. Có 2 cánh bịt đầu: buộc túm hay làm đáy tròn rồi buộc ghép vào 2 đầu. Hình 10.34 trình bày rọ đá kiểu hộp đã được ghép buộc xong.



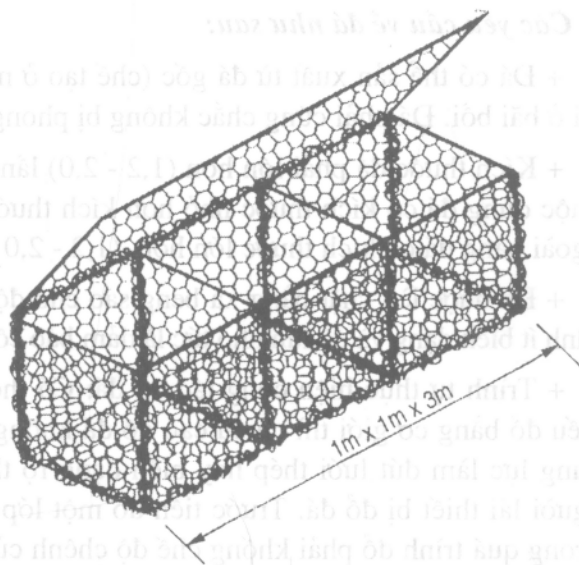
Hình 10.33: Các dụng cụ thi công

6. Đặt rọ thép

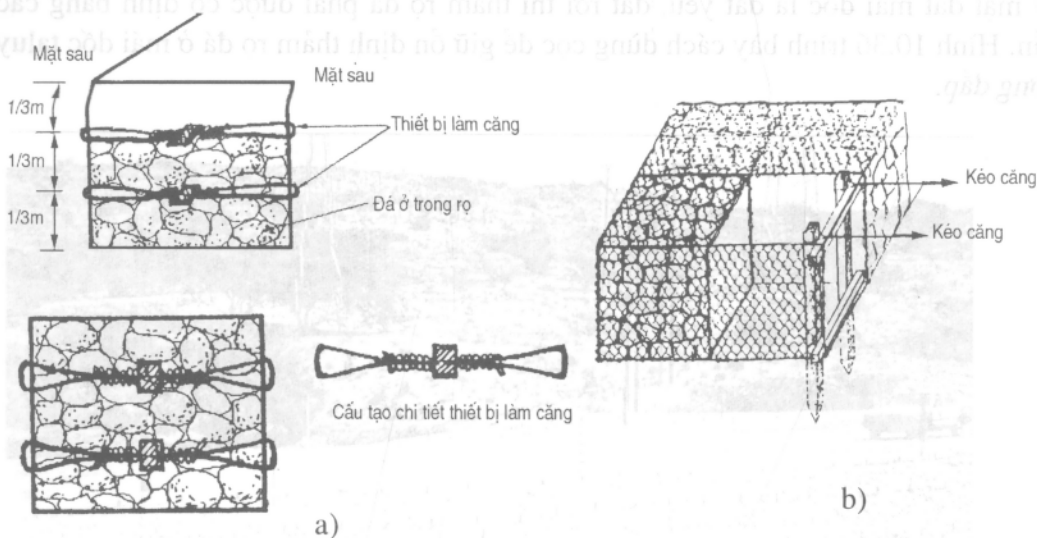
Các rọ thép sau khi được chế tạo sẽ được xếp vào đúng vị trí thiết kế. Trước khi đổ đá vào rọ phải thực hiện các công việc sau:

+ Buộc liên kết các rọ với nhau. Nguyên tắc liên kết là cạnh (thép khung định hình) giáp cạnh rồi buộc lại với nhau. Kỹ thuật buộc giống như buộc ghép rọ thép, dây buộc phải liên tục. Các rọ đá sau khi buộc liên kết với nhau sẽ có khả năng chịu lực và tính ổn định cao hơn khi các rọ đá không được liên kết với nhau.

+ Kéo căng rọ thép trước và sau khi đổ đá để mặt rọ đá phẳng đẹp, tránh "phình bụng", tránh "xệ", tránh méo. Dụng cụ làm căng là tời cáp, các cọc bằng gỗ hay thép - hình 10.35.



Hình 10.34: Rọ đá hình hộp đã được ghép buộc xong



Hình 10.35: Thiết bị làm căng và cọc ghép vào rọ
a) Làm căng; b) Ghép cọc (gỗ/thép) vào rọ

Sau khi đổ đá vào rọ, các cọc này có thể thu hồi (lấy ra) hoặc để lại ở những nơi cần thiết. Công việc kéo căng do một nhóm công nhân chuyên nghiệp làm.

7. Đổ đá vào rọ

Các yêu cầu về đá như sau:

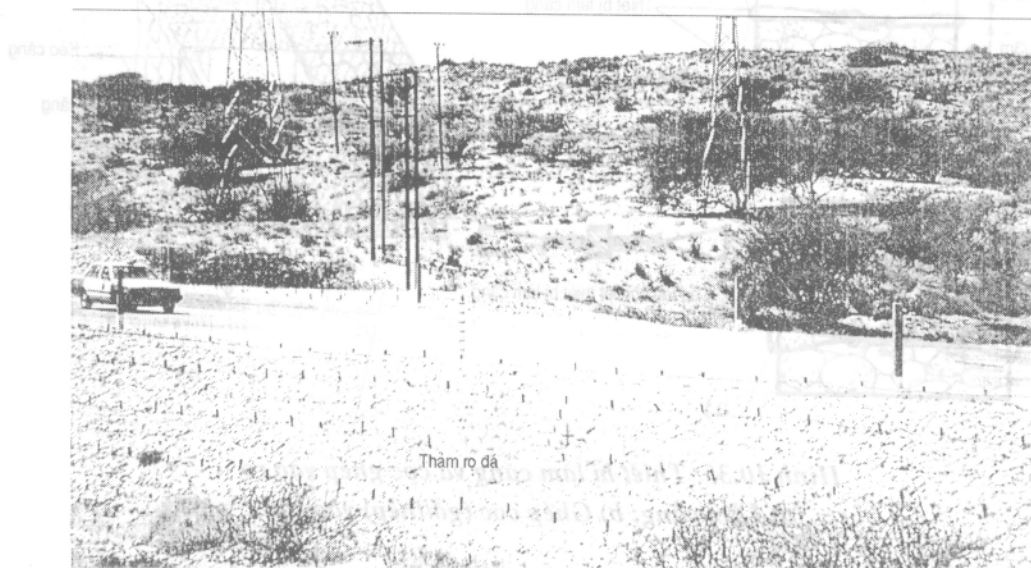
+ Đá có thể sản xuất từ đá gốc (chế tạo ở mỏ đá) hoặc đá thu gom ở sông suối hoặc đá ở bãi bồi. Đá phải cứng chắc không bị phong hoá hay rỗng, có dung trọng cao ($\gamma_{\text{đá}}$).

+ Kích thước đá phải lớn hơn (1,2 - 2,0) lần kích thước của lưới thép. Trường hợp bắt buộc dùng đá có kích thước nhỏ hơn kích thước lưới thép thì nên đổ vào giữa rọ và bọc ngoài bằng đá có kích thước lớn hơn (1,2 - 2,0 lần kích thước của lưới thép).

+ Đá được lèn chặt bằng xà beng sao cho độ rỗng của đá là nhỏ nhất để sau này công trình ít biến dạng và độ lún nhỏ tức là đảm bảo công trình ổn định trong quá trình khai thác.

+ Trình tự thực hiện công tác đổ đá: Có thể đổ đá bằng cơ giới hay bằng thủ công. Nếu đổ bằng cơ giới thì chiều cao đổ đá không được lớn hơn 1m và phải đổ từ từ, tránh xung lực làm đứt lưới thép hay biến dạng rọ thép. Phải bố trí một người để điều khiển người lái thiết bị đổ đá. Trước tiên đổ một lớp đáy trước rồi đổ cao dần lên đến đầy rọ. Trong quá trình đổ phải khống chế độ chênh của mặt đá đổ trong rọ kề nhau không vượt quá 0,5m để rọ không bị biến dạng. Lớp trên cùng đổ cao hơn rọ thép từ 2,5 - 5cm nhằm dự trữ khi đá bị lún.

Khi thi công các tấm rọ đá gia cố mái dốc, việc đổ đá vào rọ thép được tiến hành tuần tự từ chân mái dốc lên đỉnh mái dốc. Trong quá trình đổ đá các tấm thảm rọ thép được neo cố định ở đỉnh mái dốc. Thông thường người ta đặt trên đỉnh dốc một hàng rọ đá đè lên thảm rọ đá giữ cho thảm lát mái không bị tụt. Trường hợp độ dốc mái lớn hơn 1:5 hay mặt đất mái dốc là đất yếu, đất rời thì thảm rọ đá phải được cố định bằng các cọc ngắn. Hình 10.36 trình bày cách dùng cọc để giữ ổn định thảm rọ đá ở mái dốc taluy nền đường đắp.



Hình 10.36: Thảm rọ đá trên mái dốc được ghim bằng cọc

Cần chú ý kéo ép rọ đá trong quá trình đổ đá vào rọ. Khi kéo ép cần đều ở cả 2 mặt bên đối diện của rọ là biện pháp chính giữ cho rọ đá không bị phình và biến dạng so với hình dạng thiết kế. Hình 10.35 thể hiện cách kéo ép rọ đá.

Vị trí của dây kéo thường quy định như sau:

Theo chiều cao cứ 1/3m có một hàng, trên mặt bằng mỗi tầng có ít nhất 2 dây kéo như hình 10.35 a và b.

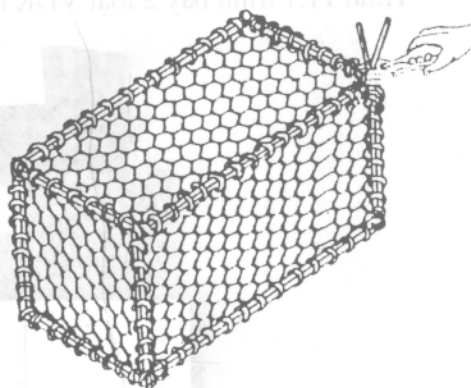
Với những rọ đá có trên 2 mặt bên lộ ra ngoài thì cần kéo ép theo cả 2 hướng: hướng dọc và ngang.

Trình tự thi công đổ đá vào rọ đến 1/3m thì buộc dây và kéo ép; đổ tiếp 1/3m lại buộc dây và kéo ép - hình 10.35a, b. Nếu các thảm rọ đá có chiều cao 0,5m thì chỉ bố trí một hàng dây kéo ép ở giữa (0,25m kể từ đáy lên). Khi chiều cao thảm đá bằng 0,3m thì không phải bố trí dây kéo ép.

8. Đậy và buộc nắp rọ đá (xem hình 10.37)

Sau khi đổ đá đầy rọ (cao hơn rọ từ 2,5 - 5cm) người ta san phẳng bề mặt bằng xà beng rồi đậy và buộc nắp lại. Dây buộc nắp cũng chính là dây thép đã sử dụng để buộc rọ. Nút cuối cùng phải ở góc và quấn chặt ít nhất 3 vòng.

Trong quá trình thi công rọ đá cần đặc biệt chú ý đảm bảo an toàn lao động trong thi công, nhất là khi sử dụng máy móc để đổ đá vào rọ.



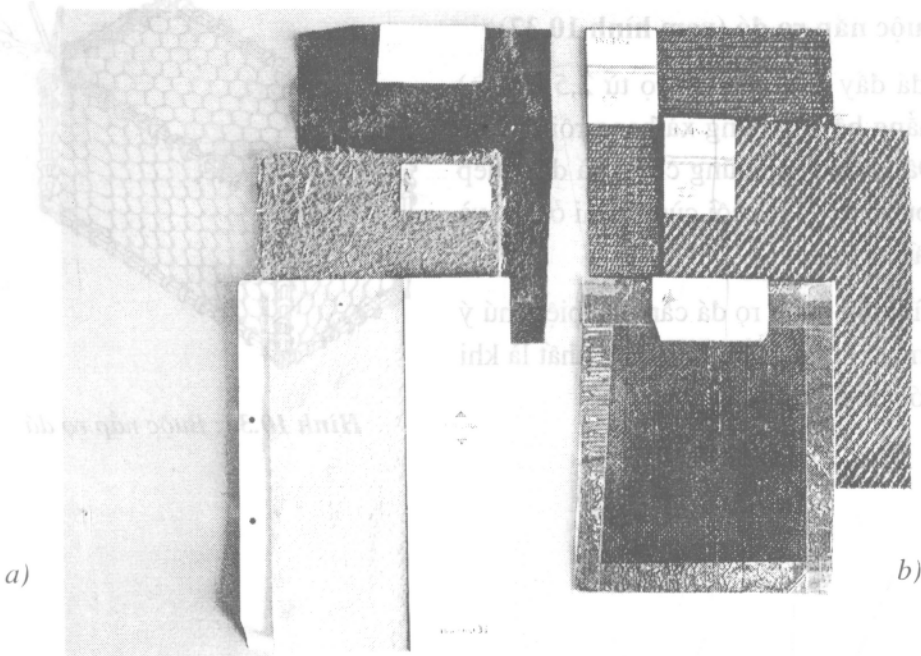
Hình 10.37: Buộc nắp rọ đá

VẢI ĐỊA KỸ THUẬT

§11.1. GIỚI THIỆU LỊCH SỬ PHÁT TRIỂN CỦA VẢI ĐỊA KỸ THUẬT

Vải địa kỹ thuật (Geof textile), là những tấm hoặc dải băng dài được cuộn lại thành cuộn. Đây là loại vật liệu có khả năng thấm nước. Vải địa kỹ thuật (VĐKT) được làm từ vật liệu polymer tổng hợp hoặc các sản phẩm có liên quan của polymer nhờ các quá trình công nghệ sản xuất khác nhau. Cho đến nay có hai loại chính: VĐKT không dệt (Non woven Geof textile) và VĐKT dệt (Woven Geof textile).

Hình 11.1 trình bày 2 loại VĐKT - hình 11.1a VĐKT không dệt và 11.1b là VĐKT dệt.



Hình 11.1: Các loại vải địa kỹ thuật (VĐKT)

a) VĐKT không dệt; b) VĐKT dệt

Các ứng dụng sớm nhất (đầu tiên) của vật liệu địa kỹ thuật để gia cường đất đá được tiến hành 3000 năm trước công nguyên ở Ziggurat (Cổ Ai Cập), Vạn Lý Trường Thành (Trung Quốc).

Vào năm 1926 vải cốt tông nặng đã được sử dụng như vật ngăn cách để cải tạo và ổn định đất nền đường do cục đường bộ Carilia thực hiện. Từ năm 1926 đến những năm 60 của thế kỷ XX hầu hết các ứng dụng VĐKT làm lớp ngăn cách, lớp bảo vệ chống xói lở trong xây dựng đường ô tô, trong các công trình đê, đập đắp bằng vật liệu (đất) kém dính.

Các sản phẩm VDKT này được dùng như một lớp ngăn cách, một tầng lọc ngược và lớp tiêu (thoát) nước. Một ví dụ điển hình về việc sử dụng VDKT làm nhiệm vụ ngăn cách (phân ly), làm tầng lọc ngược là dự án bảo vệ bờ biển "Duch Delta Works Scheme - Hà Lan (1956)". Dự án này đã sử dụng tới $10 \times 10^6 \text{ m}^2$ VDKT, đóng vai trò mở màn đặc biệt quan trọng trong lịch sử ứng dụng và phát triển VDKT trong ngành xây dựng.

Từ những năm 60 - 80 thế kỉ XX hàng loạt những sản phẩm mới của VDKT ra đời và mở rộng phạm vi ứng dụng của nó. Ví dụ như lưới VDKT (Geotextilenet, Geofextile grid) đã xuất hiện lần đầu tiên ở Anh làm nhiệm vụ gia cường đất. Năm 1968 lần đầu tiên một công ty ở Pháp đã sản xuất VDKT chân kim (Nowoven Geotextile) dưới các tên thương mại Bidim sau đó ICI sản xuất VDKT kiểu kim đột - liên kết bằng nhiệt (là ép bằng nhiệt). Công ty Chemic Line ở Áo là một hãng lãnh đạo tiên phong sản xuất VDKT không dệt.

Những năm 70, nhiều nước, nhiều tác giả phương Tây tập trung vào nghiên cứu, đánh giá các ứng dụng của VDKT trong lĩnh vực các công trình xây dựng và đã đưa ra nhiều kết luận có giá trị thực tiễn. Trong vòng 10 năm (1970 - 1980) ở Bắc Mỹ đã dùng tới $90 \times 10^6 \text{ m}^2$ VDKT cho các công trình xây dựng đường, sân bay, đê đập v.v...

Một sự kiện được coi là quan trọng nhất là năm 1977 hội thảo quốc tế lần thứ nhất về VDKT đã được tổ chức ở Pháp. Những năm 80 có thể nói là thập kỉ học hỏi và tìm ra các phương án dùng VDKT để thay thế các phương pháp thông thường (truyền thống trước nó). Nhiều phương pháp tính toán lí thuyết có sử dụng VDKT đã lần lượt ra đời. Nhiều tạp chí, chuyên san và VDKT đã được xuất bản "Geotechnical Fabric Report", "Geotextile News"). Lượng VDKT tăng lên nhanh chóng, ví dụ 12 triệu m^2 ở thị trường Tây Âu, 30 triệu m^2 ở Pháp, 15 triệu m^2 ở Anh và 300 triệu m^2 trên toàn thế giới với 100.000 dự án khác nhau đã dùng VDKT. Hội thảo quốc tế lần thứ 2 về VDKT được tổ chức ở Lasvegas - Mỹ (1982). Hội thảo lần thứ 3 ở Vienna - Áo (1986) và lần thứ 4 Hague (1990) và sau đó một vài hội thảo nữa được tổ chức ở Trung Quốc, Ấn độ, Thái Lan, Indônêxia vào những năm 1991 - 1992. Đỉnh cao của các hoạt động này là sự ra đời của hiệp hội VDKT quốc tế và hàng loạt các tổ chức tiêu chuẩn về VDKT ASTM D35, ASTM D751, ASTM D 4355, ASTM, 01-80-01, ASTM D1682 v.v... Viện nghiên cứu Vật liệu VDKT: GRI, SSMFE - T9 Geofextile.

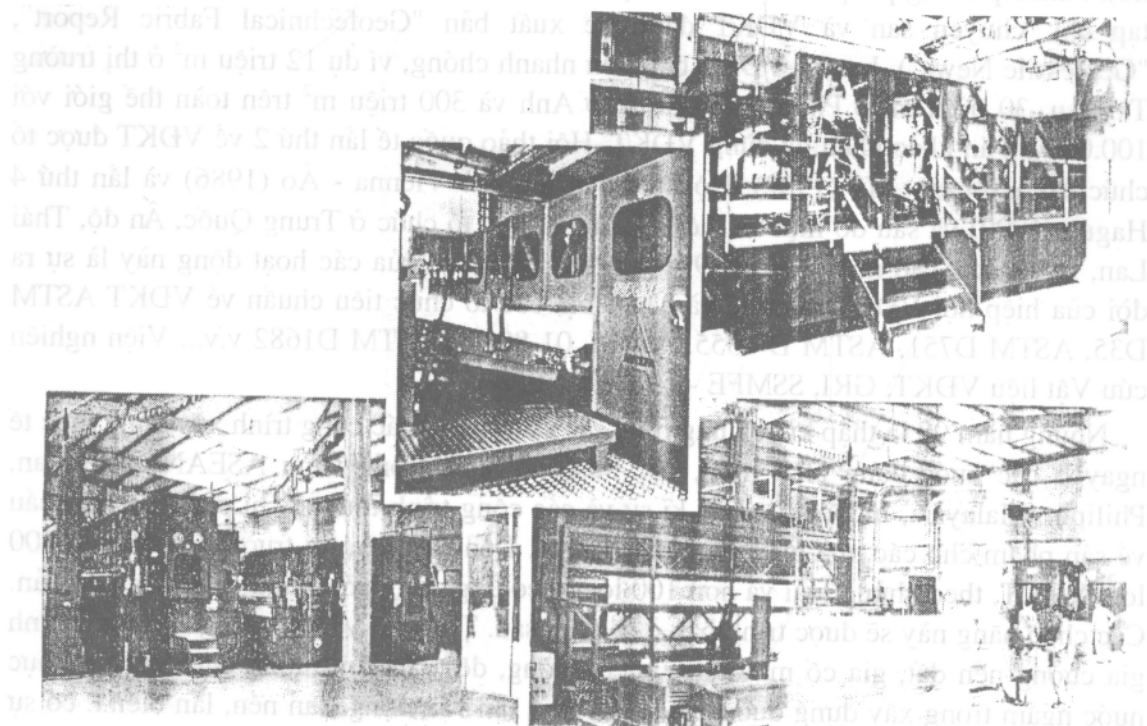
Những năm 90 là thập kỉ sử dụng rộng rãi VDKT vào các công trình xây dựng thực tế ngay ở các nước đang phát triển, đặc biệt các nước trong vùng ASEAN: Thái Lan, Philipin, Malaysia, Indônêxia. Các kĩ sư và các công trình thực tế chi phối, đặt yêu cầu về sản phẩm cho các nhà máy sản xuất VDKT. Đến nay trên thị trường có tới hơn 400 loại VDKT, theo chủng loại và hơn 100 loại theo ứng dụng với nhiều chức năng cơ bản. Các chức năng này sẽ được trình bày ở các tiết sau. Thiết kế VDKT trong các công trình gia cường nền đất, gia cố máy taluy, nền đường, đê, đập làm tường chắn đất, hạ mực nước ngầm trong xây dựng đường ôtô, sân bay, sân vận động, sân nền, lấn biển... có sự trợ giúp của các chương trình vi tính đã mang lại hiệu quả tốt cả về kinh tế - kĩ thuật, tạo điều kiện thuận lợi trong thi công, rút ngắn thời gian thi công, sớm đưa công trình vào khai thác, nâng cao chất lượng khai thác và tuổi thọ của công trình.

Ở Việt Nam VDKT lần đầu tiên (6 - 1996) được dùng trong dự án nâng cấp QL5 từ Hà Nội đi Hải Phòng dài 106km. Trong dự án này đã sử dụng khoảng 1 triệu m² VDKT không dệt loại P550 của hãng NYLEX - Malaysia sản xuất với ba chức năng chính làm lớp ngăn cách, gia cường nền đất yếu và gia cố chống xói mòn mái taluy nền đường đắp. Tác giả cuốn sách này là kỹ sư thường trú trực tiếp chỉ đạo và giám sát chất lượng thi công cho cả 3 chức năng này trên suốt chiều dài 90km (trừ 15km từ km 47+000 - km 63 + 000).

Ngày 10-10-2003 chào mừng 49 năm Giải phóng thủ đô, Công ty dệt vải công nghiệp Hà Nội (Hanoi Industrial Canvas Textile company - HAICATEX) đã đưa ra thị trường 10 loại VDKT không dệt - xem bảng 71. VDKT không dệt của HAICATEX được sản xuất trên dây chuyền thiết bị đồng bộ được chế tạo bởi tập đoàn DILO - Đức - Hệ thống thiết bị đạt tiêu chuẩn DINI SO 9001/EN 29001 - xem hình 11.2. Từ khi sản phẩm VDKT không dệt của HAICATEX ra đời đã tạo điều kiện hạ giá thành từ 15 - 20% so với giá thành nhập ngoại có cùng chất lượng và tạo điều kiện để VDKT sử dụng vào nhiều công trình ở các địa phương.

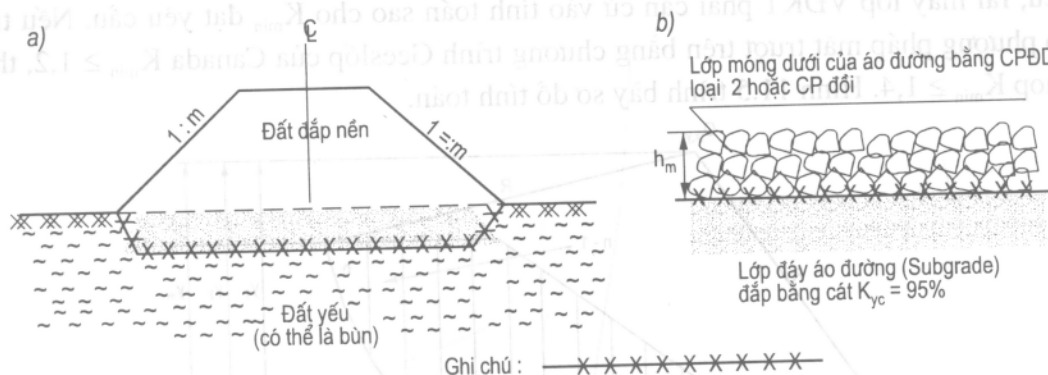
§11.2. CÁC CHỨC NĂNG CỦA VDKT

VDKT có nhiều chức năng tùy thuộc vào yêu cầu của người thiết kế. Tuy nhiên để bạn đọc tiện theo dõi và sử dụng ở đây nêu ra 7 chức năng chính của VDKT như sau:



Hình 11.2: Hệ thống thiết bị dây chuyền sản xuất VDKT không dệt DINISO 9001, ENI 29001.

1. Chức năng thứ nhất - làm lớp ngăn cách giữa các lớp vật liệu với nhau



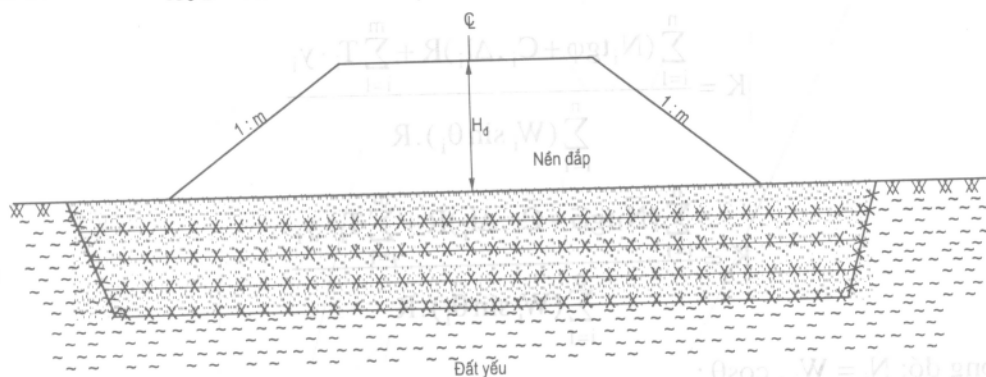
Hình 11.3: VĐKT làm lớp ngăn cách

a) Ngăn cách giữa lớp đệm cát với lớp bùn ở dưới; b) VĐKT làm lớp ngăn cách giữa lớp móng dưới (Subbase) với lớp đáy áo đường đắp bằng cát.

Trước kia nếu không có VĐKT, sau khi đào bỏ một phần đất yếu thay bằng cát thì cát sẽ chìm xuống đất yếu (bùn sét) và đất vẫn sẽ trôi lên lẫn vào cát và cát + bùn thành một lớp không thể lu chặt được, làm mất tác dụng của lớp đệm cát. Khi có VĐKT thì hiện tượng trên không xảy ra và máy vào thi công tốt. Cũng như vậy, khi thi công lớp CPĐD loại 2 trên lớp bề mặt nền đường đắp bằng cát phải có một lớp VĐKT ngăn cách, ngăn không cho các hạt cấp phối đá dăm chui xuống và các hạt cát trôi lên, có như vậy mới thi công lớp CPĐD loại 2 đạt $K_{yc} = 100\%$. Trong xây dựng đường sắt cũng vậy, VĐKT làm lớp ngăn cách giữa nền đất với lớp đá dăm (ba lát) ở trên của kết cấu nền đường sắt. Chức năng này đã được dùng khi nâng cấp các QL5, QL1, QL10, QL18... ở nước ta.

2. Chức năng thứ hai - gia cường đất yếu

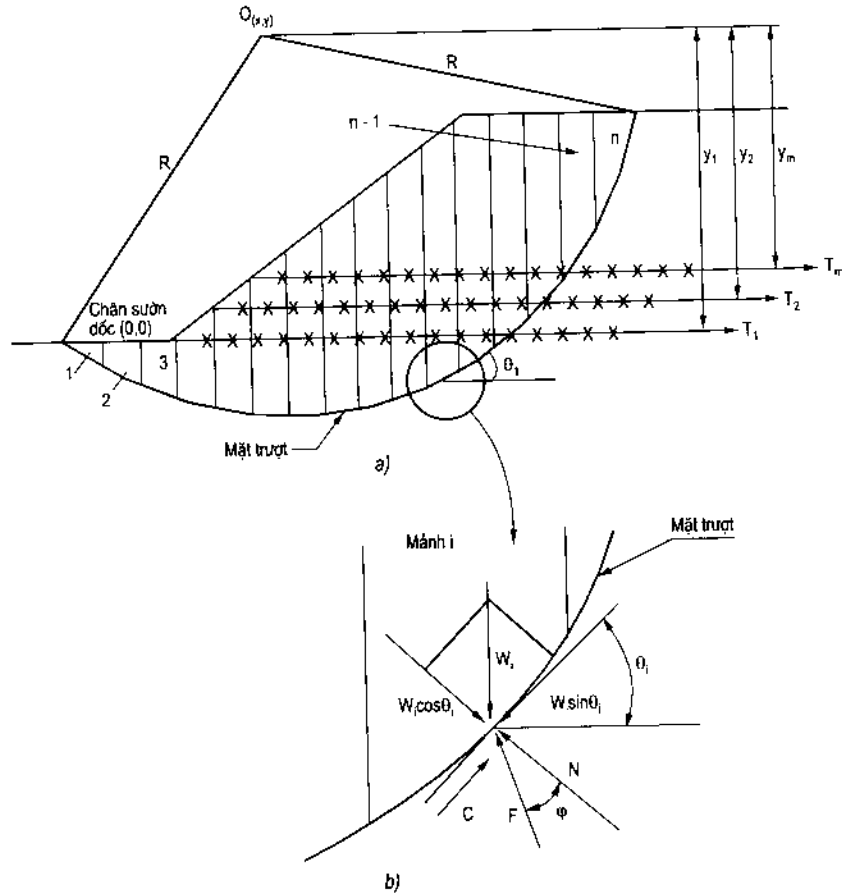
Hình 11.4 trình bày cách sử dụng VĐKT để gia cường đất yếu



Hình 11.4

Nền đắp cao trên đất yếu (H_d) đạt tới độ cao nào đó nền sẽ bị trượt trôi (trượt toàn khối). Để chống lại sự phá hỏng này người ta dùng VĐKT để gia cố. Đào bỏ một phần

đất yếu rồi rải VĐKT, đắp cát lên trên, rải tiếp lớp VĐKT - đắp cát ... Đào sâu bao nhiêu, rải mấy lớp VĐKT phải căn cứ vào tính toán sao cho $K_{\min}$ đạt yêu cầu. Nếu tính theo phương pháp mặt trượt trên bằng chương trình Geeslóp của Canada $K_{\min} \geq 1,2$, theo Bishop $K_{\min} \geq 1,4$. Hình 11.5 trình bày sơ đồ tính toán.



Hình 11.5: Sơ đồ tính hệ số ổn định K khi bố trí VĐKT

$$K = \frac{\sum_{i=1}^n (N_i \tan \phi + C_i \cdot \Delta l_i) R + \sum_{i=1}^m T_i \cdot y_i}{\sum_{i=1}^n (W_i \sin \theta_i) \cdot R} \quad (11.1)$$

hoặc

$$K = \frac{\sum_{i=1}^n (\bar{N}_i \tan \bar{\phi} + \bar{C}_i \cdot \Delta l_i) R + \sum_{i=1}^m T_i \cdot y_i}{\sum_{i=1}^n (W_i \sin \theta_i) \cdot R} \quad (11.2)$$

Trong đó: $N_i = W_i \cdot \cos \theta_i$;

W_i - khối lượng của khối trượt thứ i;

θ_i - góc tạo bởi đường nằm ngang với tiếp tuyến tại vị trí giữa của cung trượt thứ i;

$$K = C.R + \sum_{i=1}^m T_i \cdot y_i \quad (11.3)$$

Trong đó:

K - hệ số an toàn. Lấy $K \geq 1,2$;

$C = 0,5 q_w$ - lực dính của đất đắp;

q_w - cường độ cắt không thoát nước của đất đắp nền;

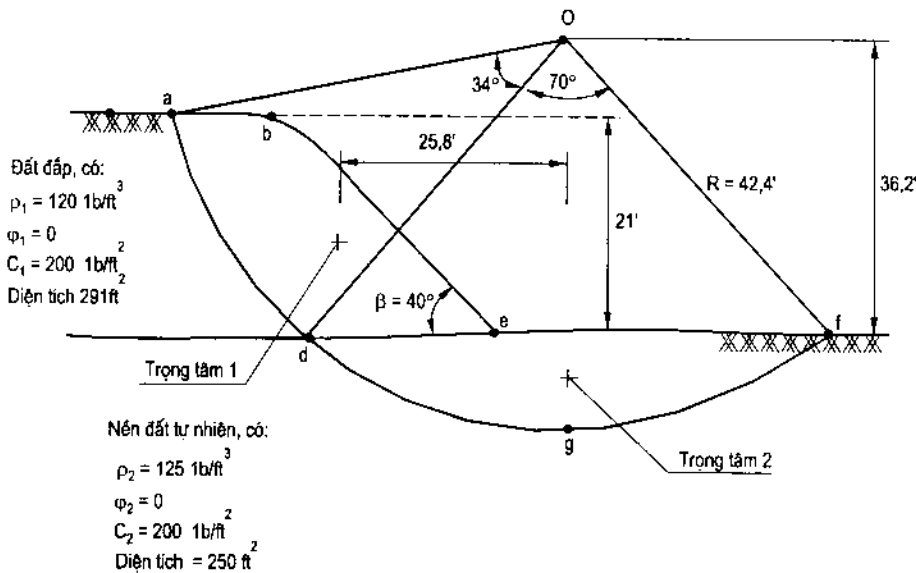
R - bán kính của cung trượt (tâm trượt O);

W_i - khối lượng của khối đất trượt thứ i ;

X - khoảng cách từ trọng tâm của khối đất trượt đến tâm trượt O ;

T_i và y_i - giống như trên.

Ví dụ 1. Một nền đường đắp cao 21 ft (6,40m), mái dốc taluy $\beta = 40^\circ$. Đất đắp là đất á sét có γ (1920 kG/m³), góc ma sát trong $\varphi = 0^\circ$, lực dính $C = 200 \text{ lb/ft}^2$ (0,0976 kG/cm²), phần diện tích mặt trượt nằm trong phần nền đất là 291ft² (27m²). Nền đất tự nhiên nằm dưới nền đắp là á sét: $\gamma = 125 \text{ lb/ft}^2$ (2000 kG/m³), góc nội ma sát trong $\varphi = 0^\circ$, lực dính $C = 30 \text{ lb/ft}^2$ (0,1464 kG/cm²) diện tích mặt trượt nằm trong nền tự nhiên 250 ft² (23m²). Hình 11.7 trình bày cấu tạo chi tiết. Trọng tâm của khối đất trượt của nền đắp tới tâm trượt O : $X_1 = 25,8\text{ft}$ (7,87m) và trọng tâm của khối đất trượt ở nền tự nhiên tới tâm trượt O : $X_2 = 0$. Hãy kiểm tra hệ số an toàn K khi không có VĐKT gia cường và có VĐKT gia cường.



Hình 11.7: Sơ đồ trình bày cấu tạo của ví dụ 1

Lời giải:

1. Khi không có VĐKT

- Khối lượng của phần đất đắp:

$$W_d = (219 \text{ ft}^2) \times 120 \text{ lb/ft}^3 \times 1 \text{ ft} = 34900 \text{ lb (1583 kG)}$$

Khối lượng phần đất nằm trong nền:

$$W_n = (250 \text{ ft}^2) \times (125 \text{ lb/ft}^3 \times \text{ft}) = 31200 \text{ lb (14,164 kG)}$$

- Tính chiều dài cung trượt:

Chiều dài cung trượt ở phần nền $L_d = 2 \times (42,4) \times \pi \times \left(\frac{34}{360} \right) = 252 \text{ ft (7,56m)}$ đáp:

$$L_n = 2(42,4) \times \pi \times \left(\frac{70}{360} \right) = 51,8 \text{ ft (= 15,54m)}$$

Tính hệ số ổn định khi không có VĐKT gia cường:

$$\begin{aligned} K_{\text{không có VĐKT}} &= \frac{(C_d \cdot L_d + C_n \cdot L_n)R}{W_d \cdot 258 + W_n \cdot D} \\ &= \frac{[(200)(25,2) + (300)(51,8)]42,4}{34900 \cdot 25,8 + 0} = 0,97 < 1,2 \end{aligned}$$

Vậy nếu không có VĐKT gia cường nền đắp sẽ bị phá hoại trượt rồi.

2. Khi có bố trí một lớp VĐKT ngay trên bề mặt của nền đất tự nhiên với chiều dài $\overline{ed}$ và cho rằng tại d đảm bảo đủ độ neo cố thì

$$\begin{aligned} K_{\text{VĐKT}} &= \frac{[(200)(25,2) + (300)(51,8)]42,4 + (250) \cdot (12) \cdot (36,2)}{34900 \cdot 25,8} \\ &= \frac{873000 + 108600}{900420} = 1,04 < 1,2 \end{aligned}$$

Vậy nếu chỉ bố trí một lớp VĐK ở trên bề mặt đất tự nhiên cũng không bảo đảm nền đường ổn định.

3. Bố trí 5 lớp VĐKT, lớp một đặt trực tiếp trên nền thiên nhiên và sau đó bố trí 4 lớp nữa bốn lớp này đều nằm trong nền đường đắp, mỗi lớp cách nhau 1,25ft (38cm) và đảm bảo mỗi lớp đều đủ độ neo cố (không bị nhổ tuột).

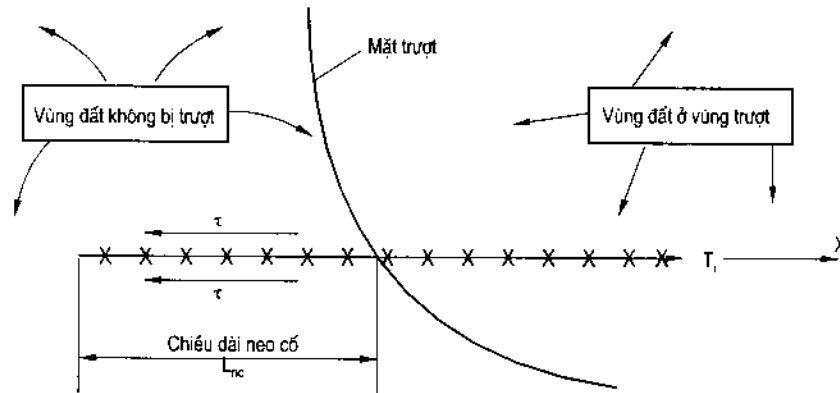
$$K_{\text{VĐKT}} = \frac{373000 + (250)(12) \cdot (36,2 + 31,2 + 26,2 + 21,2 + 16,2)}{900420}$$

$$K_{\text{VĐKT}} = 1,41 > 1,2$$

Vậy để đảm bảo nền đường đắp cao 21 ft (6,4m) được ổn định phải bố trí 5 lớp VĐKT. Lớp thứ nhất (kể từ trên xuống) nằm cách bề mặt đất tự nhiên 5ft (1,52m). Lớp thứ 5 nằm ngay bề mặt đất tự nhiên, mỗi lớp cách nhau 1,25 ft (0,38m).

5 lớp VĐKT bố trí như trên để gia cố bắt buộc phải thoả mãn điều kiện đó là mỗi lớp VĐKT phải đủ chiều dài neo cố vào phần đất sau cung trượt, nói cách khác là các lớp VĐKT không bị kéo tuột khỏi phần đất sau cung trượt. Hình 11.8 trình bày điều kiện cần này.

Chiều dài neo cố được tính theo phương trình (11.4), phương trình cân bằng theo phương ngang (phương X)



Hình 11.8: Sơ đồ tính chiều dài neo cố

$$\sum_{i=1}^m F_i = 0 \quad (11.4)$$

(ở ví dụ này $m = 5$).

$$2\tau \cdot E \cdot L_{n.c} = K_{at} \cdot T \quad (11.5)$$

Để tính L_{nc} theo (11.5), ở đây đã chọn lực dính giữa đất và VĐKT bằng 0,8 lực dính của đất đắp, hệ số an toàn $K_{at} = 1,5$ và chọn VĐKT có cường độ kéo cho phép $T = 250 \text{ lb/in}$ ($44,7 \text{ kN/m}$) thay số vào (11.5):

$$2 \cdot (200) \cdot (0,8) \cdot L_{nc} = 250 \times 12 \times 1,5$$

$$L_{nc} = 14,1 \text{ ft} = 4,3 \text{ m.}$$

Làm tròn số nên chọn $L_{nc} = 14,5 \text{ ft} = 4,5 \text{ m}$.

Kết luận - trong trường hợp này, để nền đắp cao 21ft (6,4m) đảm bảo ổn định không bị trượt phải có 5 lớp VĐKT, loại VĐK có cường độ kéo cho phép $T = 250 \text{ lb/in}$ ($44,7 \text{ kN/m}$).

Ví dụ 2. Dùng VĐKT để gia cường nền đất khi xây dựng mặt đường hờ (mặt đường đá dăm nước, mặt đường cấp phối hờ). Dưới đây giới thiệu phương pháp tính theo Giroud, J.P và Noiray, L. đề nghị năm 1981. 1981 Girouud, J. P. và Noiray, L. đưa ra mô hình tính toán gia cường nền đất bằng VĐKT theo phương pháp giải tích. Hình 11.9 trình bày sơ đồ tính.

Hình 11.9a là sơ đồ tính chiều dày lớp đá dăm làm mặt đường khi không có VĐKT gia cường.

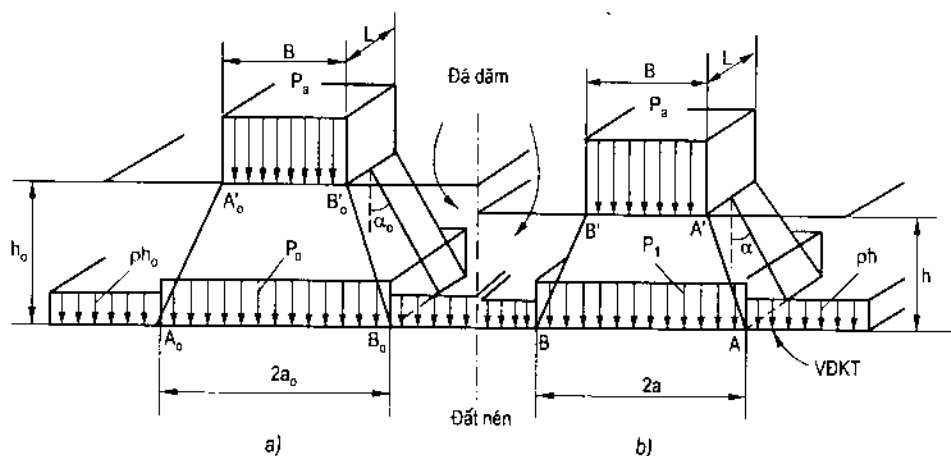
Gọi P là tải trọng bánh xe tính toán (kG) phân bố đều trên diện tích truyền tải $B \times L$ (chiều rộng $\times$ chiều dài) và áp lực truyền xuống bề mặt đất ngay ở đáy áo đường P_o được tính như sau:

$$P_o = \frac{P}{2(B + 2h_o \text{tg}\alpha_o)(L + 2h_o \text{tg}\alpha_o)} + \rho \cdot h_o \quad (11.6)$$

Trong đó: P - tải trọng bánh xe tác dụng lên bề mặt lớp đá dăm (kG);

ρ - dung trọng của vật liệu làm mặt đường sau khi đầm chặt đạt độ chặt yêu cầu kG/m^3 ;

h_0 - chiều dày của lớp dăm mặt đường khi không có VĐKT (m). Các kí hiệu khác đã nói ở trên.



Hình 11.9: Sơ đồ tính toán theo Giroud, J. P và Noiray, L.

Với chiều dày lớp đá dăm h_0 và giả thiết dưới tác dụng của tải trọng bánh xe P (kG) nền đất làm việc trong giai đoạn đàn hồi khi không có VĐKT thì P_0 được tính theo (11.7).

$$P_0 = \pi C + \rho h_0 \quad (11.7)$$

Trong đó: C - lực dính của nền đất (kG/cm^2).

Đưa giá trị P_0 từ (11.7) và (11.6) ta được (11.8)

$$C = \frac{P}{2\pi \left[\left(P/P_a \right)^{1/2} + 2h_0 \text{tg} \alpha_0 (p/2p_a)^{1/2} + 2h_0 \text{tg} \alpha_0 \right]} \quad (11.8)$$

Trong đó: P_a - áp suất trong năm xe (kG/cm^2);

α_0 - góc truyền tải, ta có thể lấy $\alpha_0 \approx 26^\circ$.

Khi có VĐKT gia cường (đặt một lớp VĐKT ngay dưới lớp đá dăm mặt đường), lúc này chiều dày lớp đá dăm h (m) và góc truyền tải trọng là α . Áp lực truyền qua mặt đường xuống bề mặt lớp VĐKT được tính theo công thức (11.9).

$$P_1 = \frac{P}{2(B + 2h \text{tg} \alpha)(L + 2h \text{tg} \alpha)} + \rho \cdot h \quad (11.9)$$

Coi nền đất làm việc trong giai đoạn đàn hồi. Nếu có VĐKT gia cường thì áp suất giới hạn tác dụng lên bề mặt VĐKT được xác định theo (11.10)

$$P'' = (\pi + 2) \cdot C + \rho \cdot h \quad (11.10)$$

Ta lại có:

$$P'' = P_1 + P_g \quad (11.11)$$

Trong đó: P_g - hàm của ứng suất của VĐKT, nó phụ thuộc rất nhiều vào độ dài của VĐKT - trên cơ sở độ võng chấp nhận được của hệ đất - VĐKT ta xác định được P_g theo công thức (11.12).

$$P_g = \frac{E \cdot \varepsilon}{a \left[1 + (a/2s)^2 \right]^{1/2}} \quad (11.12)$$

Trong đó: E - cường độ (môđun) của VĐKT (kG/m);

ε - độ dẫn dài của VĐKT dưới tác dụng của tải trọng bánh xe P ;

a - đặc trưng hình học, xem hình 11.9;

S - độ lún của lớp dăm tại tâm của vết bánh xe (m, cm).

Từ các phương trình (11.9), (11.10), (11.11) và (11.12) xác định được lực dính của nền đất có lớp VĐKT như sau:

$$(\pi + 2)C = \frac{P}{2(B + 2htg\alpha)(L + 2htg\alpha)} + \frac{E \cdot \varepsilon}{a \left[1 + (a/2s)^2 \right]^{1/2}} \quad (11.13)$$

Trị số giảm chiều dày lớp đá dăm khi có gia cường VĐKT so với không có VĐKT gia cường được xác định theo (11.14).

$$\Delta h = h_0 - h \quad (11.14)$$

Để tiện cho thực tế thiết kế, Hãng sản xuất VĐKT Terran Ostrôlia mà người đại diện là Giroud và Noiray đưa ra toán đồ tính toán. Δh và h_0 với một số loại VĐKT của Terran. Hình 11.10.

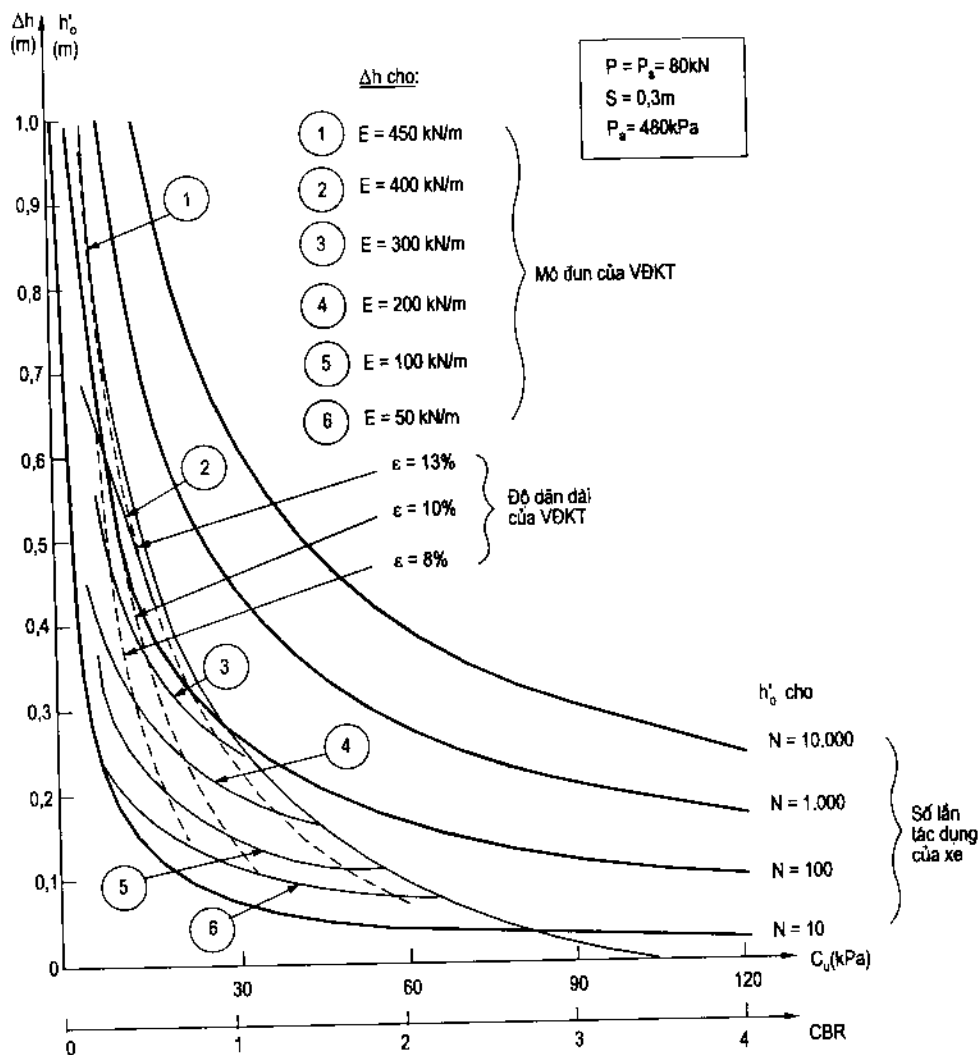
Ví dụ 3. Hãy xác định chiều dày của lớp đá dăm có VĐKT gia cường ở đáy lớp đá dăm (lớp mặt đường hờ) với các điều kiện đầu vào như sau: Nền đất có CBR = 1, tải trọng bánh xe $P = 80\text{kN}$, áp suất trong sấm xe $P_s = 480\text{ kPa}$ ($4,8\text{ kG/cm}^2$) với 340 lần tác dụng. Trị số độ lún dưới bánh xe là 0,3m, cường độ kéo cho phép (môđun) của VĐKT $E = 90\text{ kN/m}$.

Lời giải - sử dụng hình 11.10 để tính toán

Xét trường hợp không có VĐKT, với số lần tác dụng 340 lần, CBR = 1 (nội suy giữa số lần 100 và 1000 - đường nét liền) được $h_0 = 0,35\text{m}$. Khi có bố trí VĐKT. Tính Δh - với CBR = 1, $E = 90\text{kN/m}$, nội suy giữa 2 đường (5) và (6) trên hình được $h = 0,15\text{m}$. Vậy h_0 (chiều dày của lớp đá dăm khi có VĐKT có $E = 90\text{kN/m}$) sẽ bằng 0,20m

Nhờ có VĐKT gia cường nên chiều dày của lớp đá dăm mặt đường đã giảm được 0,15m, giảm 42,8% chiều dày. Ở những nơi giá thành đá dăm cao như ở Hà Nội, Hải Phòng, Đà Nẵng, thành phố Hồ Chí Minh thì giá thành giảm được từ 15 - 20% khi không có VĐKT, không những thế, tuổi thọ của lớp mặt đường đá dăm có VĐKT dài hơn từ 1,2 - 1,5 khi không có VĐKT. Chất lượng khai thác tốt hơn, không có hiện tượng phụt nước bùn ở nền đất lên mặt đường. Tại khu công nghiệp Bắc Thăng Long đã sử dụng VĐKT để gia cường nền đất cho toàn bộ hệ thống đường trong thời gian thi công 5 - 6 năm có hiệu quả kinh tế kỹ thuật cao.

Ở đây cần nói rõ thêm loại toán đồ tính toán kiểu như hình 11.10 cho các loại tải trọng xe khác nhau với độ võng cho phép 0,20m, 0,4m đã được Giroud, Noiray trình bày trong các toán đồ chỉ dẫn tính toán của hãng Terran Ostrolia.



Hình 11.10: Chiều dày lớp đá dăm h'_0 (khi không có VDKT, Δh - chiều dày lớp đá dăm giảm đi khi có VDKT (theo Giroud và Noiray, 1981)

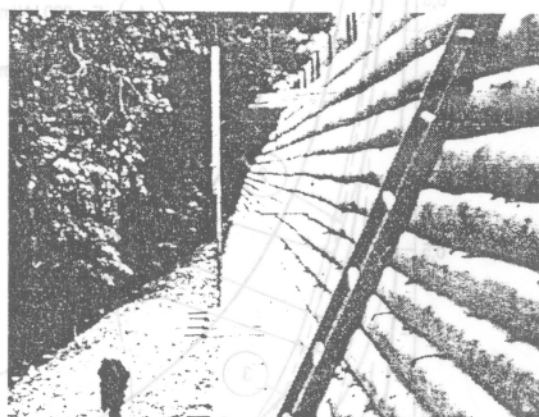
Năm 1982 - 1984 ở Mỹ đã có một số công trình nghiên cứu sâu về trạng thái ứng suất - biến dạng của nền đất yếu có gia cường bằng VDKT theo phương pháp phân tử hữu hạn của Andrawes, K. Z. Mc Grown, A. (1982) và của Rowe. R. K (1984).

3. Chức năng thứ 3 - VDKT làm tường chắn đất (tường chắn cốt mềm)

Hình 11.11 là hình ảnh thực của một tường chắn bằng VDKT được xây dựng ở Crown zellerback, Washougal, wash

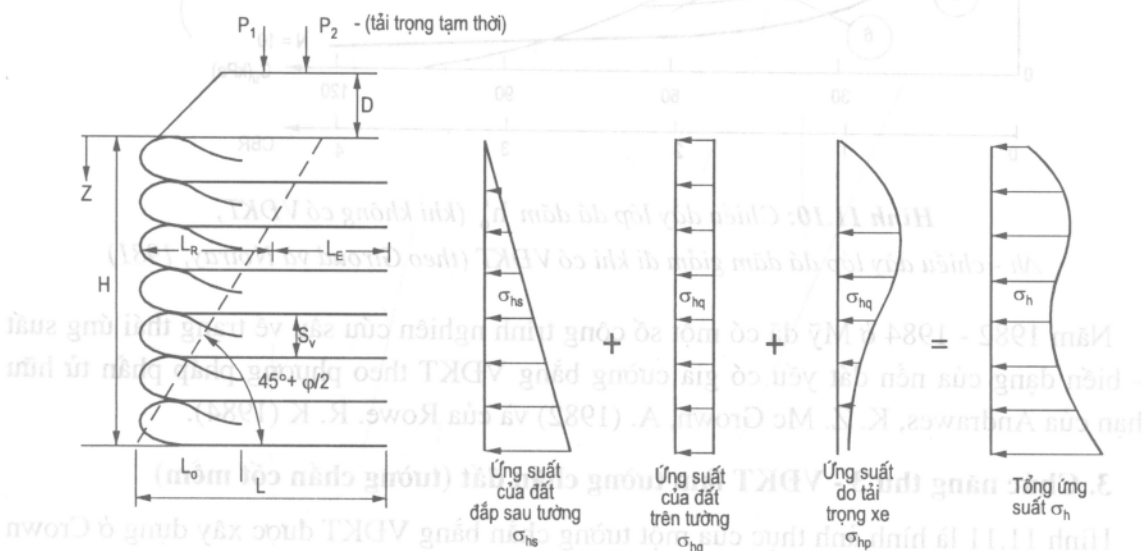
Hiện nay khi tính toán kết cấu tường chắn cốt mềm (VĐKT) tồn tại một số phương pháp tính toán, thiết kế khác nhau như: Broms (1978), White comb và Bell, J. R. (1979) Lee (1973), phương pháp của Tiêu chuẩn Anh BS 8006 đã trình bày chi tiết ở chương 5.

Dưới đây xin giới thiệu trình tự thiết kế tường chắn đất VĐKT theo Bell, J. R., Sfilley, A. N.



Hình 11.1: Tường chắn đất cốt mềm ở Crown Zellerback, Washougal, Wash

Hình 11.12 trình bày sơ đồ tính cùng với các biểu đồ áp lực đất dùng để thiết kế tường chắn VĐKT.



Hình 11.12: Sơ đồ tính các loại áp lực đất để thiết kế tường chắn VĐKT

Theo Boussinesq kể cả tải trọng xe tác dụng lên nền đất (P_1, P_2) trên hình 11.12 ta có:

Ứng suất của đất đắp sau lưng tường σ_{hs} :

$$\sigma_{hs} = k \cdot \rho \cdot z \quad (11.15)$$

Ứng suất của phần đất đắp trên tường có chiều cao D - σ_{hq} :

$$\sigma_{hq} = K_o \cdot q \quad (11.16)$$

Ứng suất do tải trọng xe trên nền đường σ_{hp} :

$$\sigma_{hp} = P \cdot \frac{x^2 \cdot z}{R^5} \quad (11.17)$$

Ứng suất tổng cộng sau lưng tường chắn σ_h :

$$\sigma_h = \sigma_{hs} + \sigma_{hq} + \sigma_{hp} \quad (11.18)$$

Trong đó: σ_{hs} - tính theo (11.15);

σ_{hq} - tính theo (11.16);

σ_{hp} - tính theo (11.17);

K_o - hệ số phụ thuộc vào góc ma sát trong của đất đắp sau tường

$$K_o = 1 - \sin \varphi \quad (11.19)$$

φ - góc ma sát trong của đất sau tường (o);

z - chiều sâu kể từ đỉnh tường tới điểm cần tính;

ρ - dung trọng của đất đắp sau lưng tường;

$q = \rho \cdot D$, D là chiều cao nền đắp nằm trên tường chắn;

x - khoảng cách nằm ngang tính từ vị trí của bánh xe đến mép tường chắn;

R - khoảng cách tính từ vị trí đặt tải đến điểm cần tính;

σ_{hp} - được tính theo (11.17) còn có thể tính được nhờ toán đồ lập sẵn như hình 11.13.

Xét một điểm ở độ sâu bất kì trên biểu đồ tổng ứng suất σ_h và lấy tổng các lực tác dụng theo phương ngang có thể xác định được chiều dày lớp đất đắp giữa 2 lớp VĐKT liền kề, kí hiệu S_v .

$$\sigma_h \cdot S_v = \frac{T_a}{K} \quad (11.20)$$

$$S_v = \frac{T_a}{K \cdot \sigma_h} \quad (11.21)$$

Trong đó: σ_h - tổng ứng suất theo phương ngang tại vị trí tính toán.

T_a - ứng suất cho phép của VĐKT, thường lấy $T_a = \frac{1}{3}$ cường độ kháng kéo

kép của VĐKT xác định theo thí nghiệm ASTM D 4595. Nếu không có điều kiện thí nghiệm có thể lấy theo chứng chỉ của nhà sản xuất.

K - hệ số an toàn, thường lấy $K = (1,3 - 1,5)$ tùy thuộc vào mức độ quan trọng của công trình. Công trình có tầm quan trọng lớn lấy trị số lớn, ngược lại lấy trị số nhỏ.

Tính chiều dài chôn vào (neo cố vào) của VDKT: L_{nc} . Chiều dài toàn bộ L được tính theo (11.22):

$$L = L_{nc} + L_R \quad (11.22)$$

Trong đó: L_R - chiều dài VDKT không hoạt động, theo cấu tạo

$$L_R = (H - Z) \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (11.23)$$

và

$$S_v \cdot \sigma_h \cdot K = 2 \cdot 2\tau \cdot L_{nc} = 2(C + \sigma_v \operatorname{tg} \delta) \cdot L_{nc}$$

$$L_{nc} = \frac{S_v \cdot \sigma_h \cdot K}{2(C + \rho Z \operatorname{tg} \delta)} \quad (11.24)$$

C - lực dính của đất đắp, nếu là đắp cát thì $C = 0$

δ - góc ma sát trượt giữa VDKT và đất. Trị số δ có thể tham khảo theo bảng 11.1

Bảng 11.1 Trị số δ theo các loại đất và VDKT khác nhau

Loại VDKT	Tên thương phẩm	Cát vàng $\varphi = 30^\circ$	Cát hạt tròn $\varphi = 28^\circ$	Cát bụi 26"
Loại dệt đơn, sợi nhỏ	Polyfilterx	87% = 26"	-	-
Dệt kép, có rãnh	500X	80% = 24"	86% = 24"	88% = 23"
Không dệt gia công nhiệt	3401	87% = 26"	-	-
Không dệt kiểu kim châm	CZ 600	100% = 30"	93% = 26"	96% = 25"

Ghi chú: Theo Martin J. P. 1984.

Sau cùng phải xác định đoạn VDKT gối chồng lên L_o

$$L_o = \frac{S_v \cdot \sigma_h \cdot K}{4(C + \rho Z \operatorname{tg} \delta)} \quad (11.25)$$

Ta có thể lấy $L_{omin} = 0,9 - 1,0\text{m}$ theo cấu tạo

Sau khi lựa chọn xong các lớp VDKT như tính ở trên cần phải kiểm tra ổn định lật, trượt toàn khối và độ bền của nền đất dưới tường chắn:

Ổn định lật - Hệ số an toàn lật được xác định như sau

$$K_l = \frac{\sum \text{Momen chống lật}}{\sum \text{Momen gây lật}} = \frac{W_1 x_1 + W_2 x_1 + (P_a \sin \delta) \cdot y}{(P_a \cos \delta) \cdot H/3} \quad (11.25a)$$

Trong đó: W_1 - trọng lượng 1/2 khối đất nằm ngay sau lưng tường có chiều cao H;

W_2 - trọng lượng của 1/2 khối đất còn lại sau lưng tường có chiều cao $\frac{2}{3}H$;

H - chiều cao của tường chắn;

x_1 - khoảng cách từ điểm đặt trọng lượng W_1 đến chân tường;

x_2 - khoảng cách từ điểm đặt trọng lượng W_2 đến chân tường.

Ổn định trượt:

$$K_{tr} = \frac{\sum \text{Lực chống trượt}}{\sum \text{Lực gây trượt}} \quad (11.26a)$$

Kiểm tra sức chịu tải của nền đất dưới tường chắn.

Kiểm tra ổn định toàn khối. Nếu tường chắn VĐKT nằm trên đất yếu thì bắt buộc phải kiểm tra ổn định toàn khối.

Ví dụ 4: Hãy thiết kế tường chắn đất có cốt mềm bằng VĐKT với chiều cao tường $H = 12\text{ft}$ (3,60m), áp lực tạm thời trong thời gian khi công tác dựng lên bề mặt đất sau lưng tường chắn 400 lb/bf^2 (1953 kg/m^2). Đất đắp sau lưng tường là loại đất rời có $\rho = 110 \text{ lb/ft}^3$ (1763 kg/m^3) $\varphi = 32^\circ$, $C = 0^\circ$. VĐKT làm cốt là loại dẹt có cường độ kéo kẹp $T_K = 250 \text{ lb} = 114 \text{ kG/m}$.

Lời giải:

Bước 1: Xác định ứng suất theo phương ngang

$$\sigma_h = \sigma_{hs} + \sigma_{hq} = K_o \rho_o \cdot Z + K_o q = K_o (\rho \cdot Z + q)$$

Trong đó: $K_o = 1 - \sin \varphi = 1 - \sin 32^\circ = 1 - 0,53 = 0,47$

$$\sigma_h = 0,47 (110 \times Z + 400) \times 1,3 = 51,7 \times Z + 188$$

Vậy σ_h rõ ràng là hàm của Z (Z là chiều sâu đặt cốt VĐKT kể từ đỉnh tường xuống).

Cường độ chịu kéo tính toán của VĐKT được tính như sau:

$$T_a = \frac{1}{3} \times T_K = \frac{1}{3} \times 250 \times (12) = 1000 \text{ lb/ft}$$

Hệ số an toàn là 3.

Bước 2: Tính khoảng cách theo chiều đứng (S_v) giữa các lớp VĐKT theo công thức (11.20) để tính S_v . Hệ số an toàn $K = 1,3$.

- Lớp cuối cùng: $Z = 12\text{ft}$

$$S_{v-12} = \frac{1000}{(51,7Z + 188) \cdot 1,3} = \frac{1000}{1051} = 0,95\text{ft} = 11,4\text{in} = 28,95\text{cm}$$

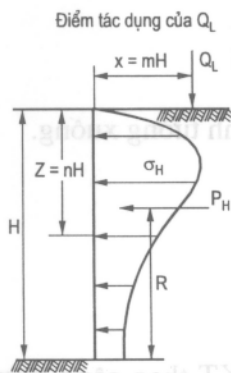
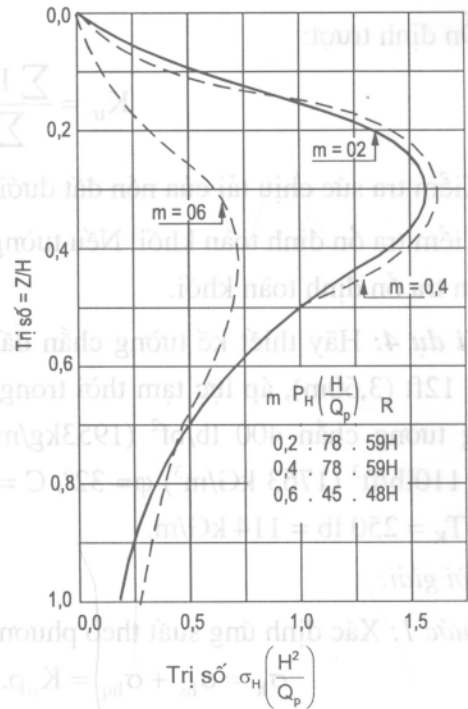
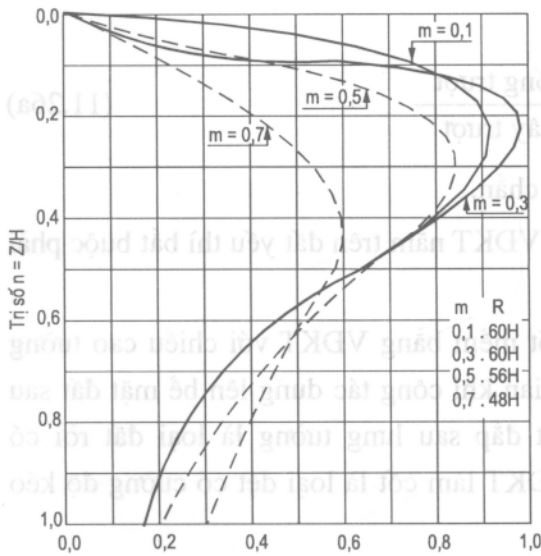
làm tròn $S_{v-12} = 12\text{ft}$ (30cm)

- Lớp VĐKT đặt cách lớp cuối cùng 1ft, vị trí đặt $Z = 11\text{ft}$

$$S_{v-11} = \frac{1000}{(51,7 \cdot Z + 188) \cdot 1,3} = 1,02\text{ft} = 12,2\text{in} = 30,988\text{cm}$$

làm tròn $S_{v-11} = 12\text{in}$ (30cm)

- Lớp VĐKT đặt ở độ sâu $Z = 9\text{ft}$ tính được $S_v = 1,18\text{ft} = 14,1 \text{ in}$ lấy $S_{v-9} = 12 \text{ in}$ (thiên về an toàn).



Áp suất do tải trọng Q_L gây ra
(Theo Boussinesq có hiệu chỉnh theo kinh nghiệm)

Với $m \leq 0,4$:

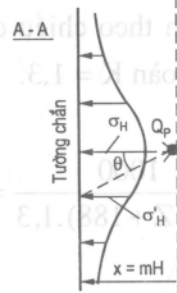
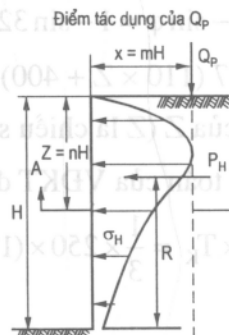
$$\sigma_H \left(\frac{H}{Q_L} \right) = \frac{0,20n}{(0,16+n^2)^2}$$

$$P_H = 0,55 Q_L$$

Với $m > 0,4$:

$$\sigma_H \left(\frac{H}{Q_L} \right) = \frac{1,28m^2n}{(m^2+n^2)^2}$$

$$P_H = \frac{0,64Q_L}{(m^2+1)}$$



Với $m \leq 0,4$:

$$\sigma_H \left(\frac{H^2}{Q_L} \right) = \frac{0,28n^2}{(0,16+n^2)^3}$$

Với $m > 0,4$:

$$\sigma_H \left(\frac{H^2}{Q_L} \right) = \frac{1,77m^2n^2}{(m^2+n^2)^3}$$

$$\sigma' = \sigma \cos^2 (1,10)$$

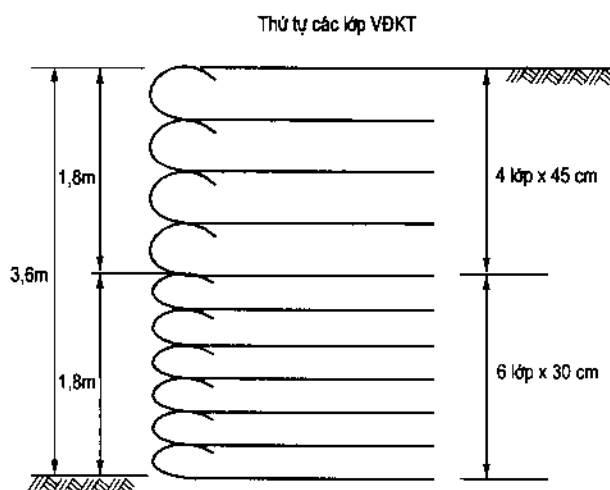
Áp suất do tải trọng Q_L gây ra

(Theo Boussinesq có hiệu chỉnh theo kinh nghiệm)

Hình 11.13: Áp lực đất theo phương ngang do tải trọng trên một tường chắn gây ra (theo NAVFAC, 1982)

- Lớp VĐKT đặt ở độ sâu $Z = 6\text{ft}$ tính được $S_v = 1,54\text{ft} = 18,5\text{in}$ làm tròn $S_{v.6} = 18\text{in}$ (45cm) và khoảng cách này sử dụng tới đỉnh tường.

Hình 11.14: Sơ đồ bố trí các lớp VĐKT



Bước 3: Tính chiều dài mỗi lớp VĐKT. Chiều dài mỗi lớp VĐKT được tính theo công thức (11.22), (11.23), (11.24) với $\delta = \varphi = 32^\circ$. Bảng 11.2 trình bày kết quả tính toán.

Bảng 11.2. Kết quả tính toán chiều dài các lớp VĐKT

Thứ tự lớp VĐKT	Chiều sâu Z (cm)	S_v (cm)	Chiều dài neo cố tính toán L_{nc} (cm)	Chiều dài neo cố theo cấu tạo L_{ncmin} (cm)	Chiều dài VĐKT không hoạt động (cm)	$L = L_{nc} + L_R$ (cm)	
						Tính toán	Lựa chọn
10	45	45	100	92	177	269	31,0
9	90	45	64	92	152	244	31,0
8	15	45	52	92	128	220	31,0
7	1,80	45	46	92	100	192	31,0
6	210	30	30	92	85	177	31,0
5	240	30	27	92	67	159	31,0
4	270	30	27	92	52	144	15,5
3	300	30	27	92	34	126	15,5
2	330	30	24	92	18	110	15,5
1	360	30	24	92	0	92	15,5

Bước 4: Kiểm tra ổn định lật - Hình 11.15 trình bày sơ đồ tính ổn định lật.

Tính $P_a = 0,5\rho \cdot H^2 \cdot K_a = 0,5 \cdot (110) \cdot (12)^2 (0,28) = 1881 \text{ lb/ft}$

$P_a \cdot \sin\varphi = 1881 \cdot \sin 32^\circ = 1175 \text{ lb/ft}$

Hệ số trượt: K_1

$$K_1 = \frac{\sum \text{Mo men chống lật}}{\sum \text{Mo men gây lật}} = \frac{W_1 \cdot x_1 + W_2 \cdot x_2 + P_a \sin \delta (10)}{P_a \cos \delta (4)}$$

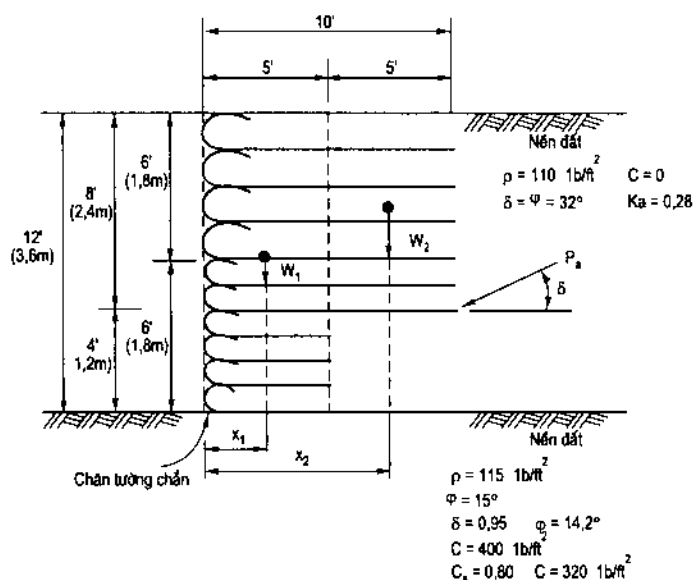
$$K_1 = \frac{(12)(5)(110)(2,5) + (8)(5)(110)(7,5) + (1175) \cdot (10)}{(1881)(4)} = 8,1$$

$K_1 = 8,1 > 3,0$ nên tường bảo đảm an toàn không bị lật.

Bước 3: Tính ổn định trượt - Tính hệ số K_2

$$K_1 = \frac{\sum \text{Mo men chống}}{\sum \text{Mo men gây trượt}}$$

$$K_2 = \frac{\left[C_a + \left(\frac{W_1 + W_2 + P_a \sin \delta}{5} \right) \text{tg} \delta \right] \cdot (5)}{P_a \cos \delta}$$



Hình 11.15: Sơ đồ tính toán ổn định lật của tường chắn VĐKT

$$K_2 = \frac{\left[320 + \left(\frac{6600 + 4400 + 1175}{5} \right) \text{tg} 42^\circ \right] \cdot 5}{1881} = 2,5.$$

$K_2 = 2,5 < 3,0$ nên tường không bảo đảm an toàn, sẽ bị trượt. Muốn đảm bảo an toàn không bị trượt thì chiều dài các lớp VĐKT đều phải lấy bằng 10ft (300cm). Hệ số chống trượt K_2 khi chiều dài VĐKT lấy bằng 10ft sẽ là:

$$K_2 = \frac{\left[320 + \left(\frac{660 + 4400 + 1175}{5} \right) \right] \cdot 10}{1881} = 3,3 > 3,0$$

Rõ ràng, muốn bảo đảm tường không bị trượt thì cả 6 lớp VĐKT phía dưới và cả 4 lớp VĐKT phía trên đều phải có chiều dài là 10ft (300cm), như hình 11.14 trình bày.

Bước 5: Kiểm tra khả năng chịu tải của nền đất dưới tường chắn.

Sử dụng công thức (11.26) tính khả năng chịu tải của nền đất:

$$P = CN_c + qN_q + 0,5\rho \cdot B \cdot N_p \quad (11.26)$$

Trong đó: C - lực dính của đất nền dưới tường chắn;

N_c , N_q và N_p các hệ số khả năng chịu tải không thứ nguyên, nó phụ thuộc vào lực dính, góc ma sát trong và độ chặt của đất;

ρ - dung trọng của đất nền dưới tường chắn;

B - chiều rộng của tường chắn;

q - áp lực tạm thời tác dụng lên tường chắn khi thi công.

Ở ví dụ này $q = 400 \text{ lb/ft}^2$.

Thay số vào (11.26) tính được P như sau:

$$\begin{aligned} P &= 400 \cdot (10,98) (0,95) + 0 + 0,5 (115) (10) (2,65) (0,7) \\ &= 5239 \text{ lb/ft}^2 = 25,566 \text{ kG/m}^2 \end{aligned}$$

Áp lực do tường chắn tác dụng lên nền đất P' được tính như sau:

$$P' = (110) (12) + 400 = 1720 \text{ lb/ft}^2$$

$$K_3 = \frac{P}{P'} = \frac{5239}{1720} = 3,05 > 3,0$$

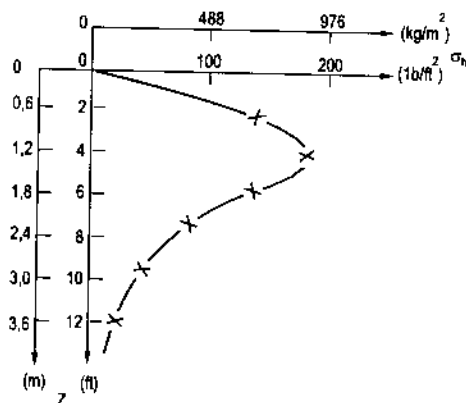
Nền của tường đủ khả năng chịu tải.

Ở ví dụ 4 chưa xét đến tải trọng của xe đặt trên bề mặt tường. Ví dụ 5 dưới đây tính khi tường chắn có đặt tải trọng xe trên mặt đường.

Ví dụ 5: Các số liệu đầu vào của ví dụ 5 hoàn toàn giống như ví dụ 4. Ở đây xét thêm điều kiện có tải trọng xe đặt vào. Kết quả tính được trình bày ở bảng 11.3.

Từ bảng 11.3 ta vẽ được biểu đồ phân bố ứng suất theo chiều sâu Z . (hình 11.16).

Z	$\Sigma(\sigma_h + \sigma'_h)$
0	0
2	136,7
4	181,2
6	134,2
8	85,3
10	45,8
12	23,9

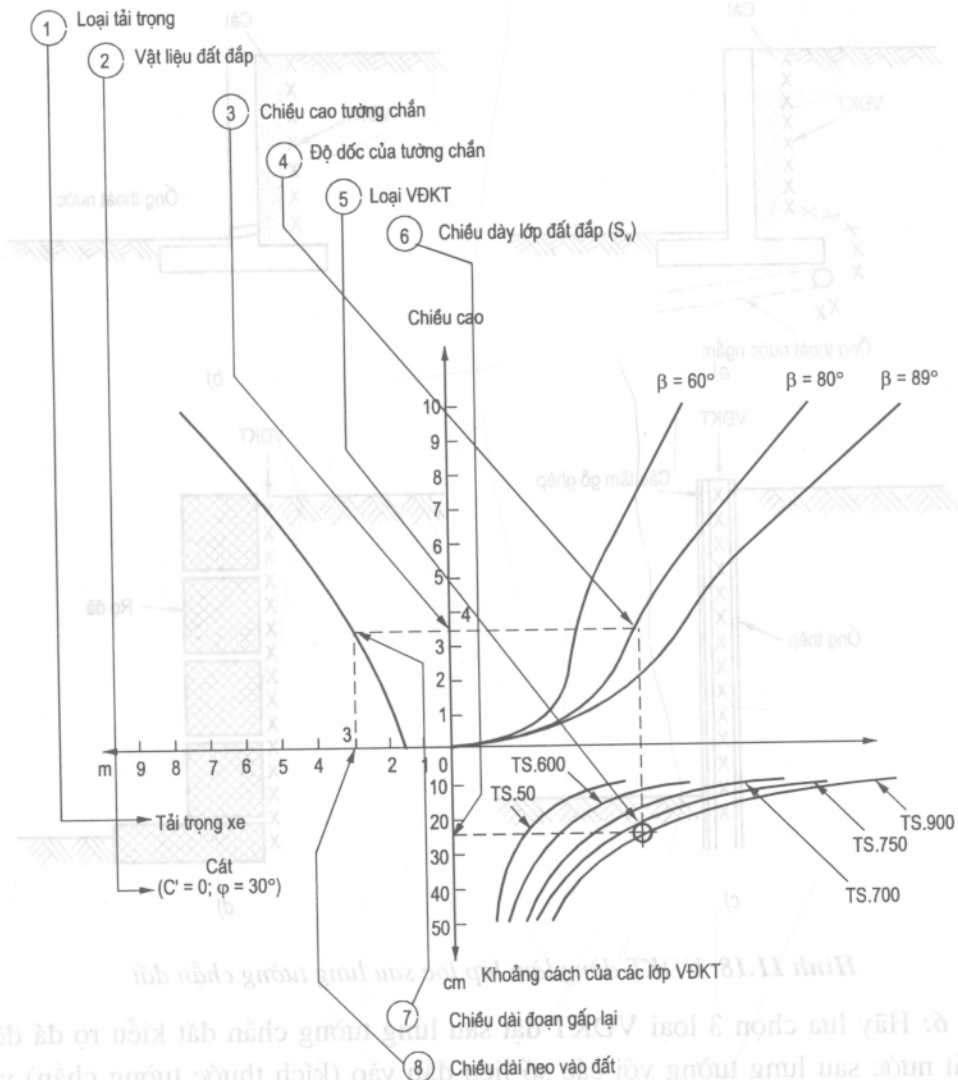


Hình 11.16: Biểu đồ phân bố ứng suất trong tường chắn theo chiều sâu khi có tải trọng xe $P = 40 \text{ kip} (18,160 \text{ T})$ phân bố trên 8 bánh.

Bảng 11.3

Bánh xe 1						Bánh xe 2
Z	$n = Z/H$	x	$m = x/H$	$\sigma_h H^2/Q_p$	σ_h	$\sigma'_h = 0,22\sigma_h$
0	0	3	0,25	0	0	0
2	0,17	3	0,25	1,3	45,1	10,0
4	0,35	3	0,25	1,6	55,5	12,3
6	0,50	3	0,25	1,0	34,7	7,7
8	0,67	3	0,25	0,6	20,8	4,6
10	0,83	3	0,25	0,3	10,4	2,3
12	1,00	3	0,25	0,1	3,5	0,8
Bánh xe 3						Bánh xe 4
Z	$n = Z/H$	x	$m = x/H$	$\sigma_h H^2/Q_p$	σ_h	$\sigma'_h = 0,40\sigma_h$
0	0	4,3	0,36	0	0	0
2	0,17	4,3	0,36	1,3	45,1	18,0
4	0,35	4,3	0,36	1,6	59,0	23,6
6	0,50	4,3	0,36	1,0	34,7	13,9
8	0,67	4,3	0,36	0,6	30,8	8,3
10	0,83	4,3	0,36	0,3	10,4	4,2
12	1,00	4,3	0,36	0,1	5,2	2,1
Bánh xe 5						Bánh xe 6
Z	$n = Z/H$	x	$m = x/H$	$\sigma_h H^2/Q_p$	σ_h	$\sigma'_h = 0,76\sigma_h$
0	0	9,0	0,75	0	0	0
2	0,17	9,0	0,75	0,2	6,9	5,3
4	0,35	9,0	0,75	0,3	10,4	7,9
6	0,50	9,0	0,75	0,4	13,8	10,6
8	0,67	9,0	0,75	0,3	10,4	7,9
10	0,83	9,0	0,75	0,2	6,9	5,3
12	1,00	9,0	0,75	0,1	3,4	2,6
Bánh xe 5						Bánh xe 6
Z	$n = Z/H$	x	$m = x/H$	$\sigma_h H^2/Q_p$	σ_h	$\sigma'_h = 0,76\sigma_h$
0	0	10,3	0,86	0	0	0
2	0,17	10,3	0,86	0,1	3,5	2,8
4	0,35	10,3	0,86	0,2	6,9	5,6
6	0,50	10,3	0,86	0,3	10,4	8,4
8	0,67	10,3	0,86	0,2	6,9	5,6
10	0,83	10,3	0,86	0,1	3,5	2,8
12	1,00	10,3	0,86	0,1	3,5	2,8

Để giúp người thiết kế tiện lợi khi tính toán, ở đây dẫn ra toán đồ chỉ dẫn thiết kế tường chắn cốt mềm VĐKT của hãng Chemic - Linz cho một số loại VĐKT của hãng sản xuất: TS 50, TS 600, TS 700, TS 750, TS 900 với ba góc dốc của mặt tường $\beta = 60^\circ$, 80° và 89° cho loại đất đắp là đất rời (cát) $C = 0$; $\varphi = 30^\circ$. Hình 11.17 trình bày toán đồ tính toán này.



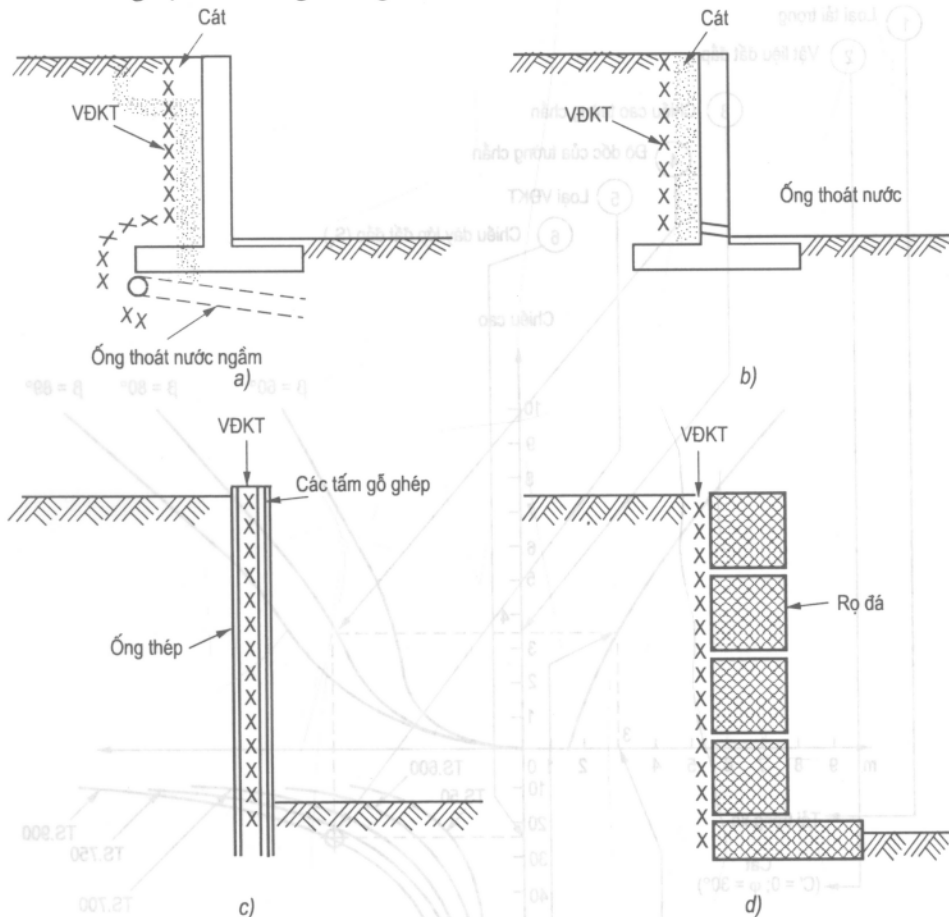
Hình 11.17: Toán đồ chỉ dẫn thiết kế tường chắn cốt VĐKT của hãng Chemic-Linz theo G.Werner và J.A. Suder Thuyết Sĩ

Chức năng thứ 4 - Làm tầng lọc nước sau lưng tường chắn

Để thoát nước sau các tường chắn đất hoặc của hệ thống thoát nước ngầm hạ cao độ mực nước ngầm ở những nơi có nước ngầm cao, trước kia người ta sử dụng vật liệu theo một cấp phối nhất định (vật liệu lọc ngược), nhưng sau một thời gian sử dụng do các hạt bụi, sét bám vào các hạt vật liệu này sẽ làm giảm khả năng thoát nước, thậm chí bị tắc

không thoát được nước. Nay người ta đã dùng VĐKT để thay vật liệu tầng lọc ngược sau lưng tường chắn và các công trình ở hệ thống hạ mực nước ngầm làm khô sân bay, sân vận động nền đường đào, các tầng hầm của nhà cao tầng có độ cao nằm dưới mực nước ngầm.

VĐKT làm tầng lọc sau lưng tường chắn đất (hình 11.18).



Hình 11.18: VĐKT dùng làm lớp lọc sau lưng tường chắn đất

Ví dụ 6: Hãy lựa chọn 3 loại VĐKT đặt sau lưng tường chắn đất kiểu rọ đá để đảm bảo thoát nước sau lưng tường với các số liệu đầu vào (kích thước tường chắn) và loại đất đắp sau lưng tường như sau:

Tường chắn đất dùng 2 loại rọ đá:

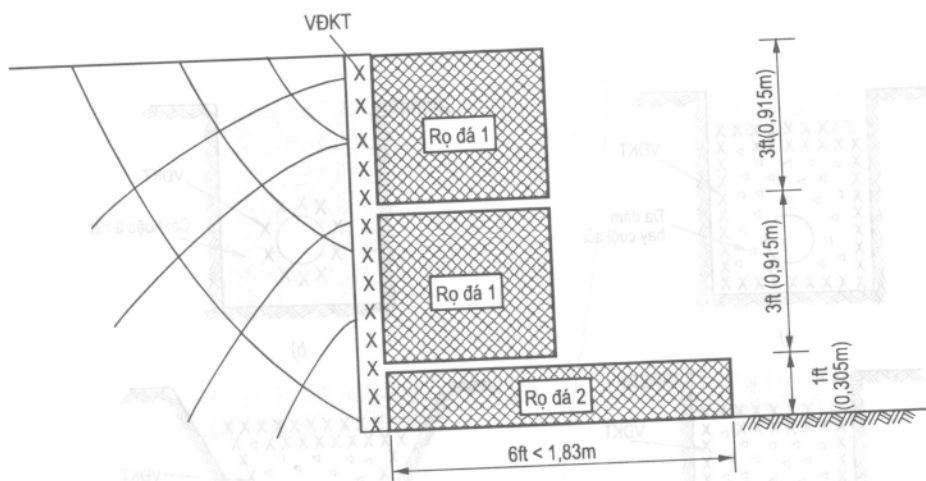
Loại làm thân tường (rộng $\times$ cao $\times$ dài) 3ft $\times$ 3ft $\times$ 12ft (0,915m $\times$ 0,915 $\times$ 3,66m).

Loại làm móng (rộng $\times$ cao $\times$ dài) 6ft $\times$ 1ft $\times$ 12ft (1,83m $\times$ 0,305m $\times$ 3,66m).

Đất đắp sau lưng tường là đất á cát chặt vừa $d_{10} = 0,03\text{mm}$ $C_u = 2,5$; hệ số thấm $K = 3,3 \times 10^{-3}\text{ft/s}$ ($1 \times 10^{-3}\text{m/s}$) $D_R = 70\%$.

Giải:

Hình 11.19 vẽ sơ đồ cấu tạo của tường chắn đất rọ đá này



Hình 11.19: Cấu tạo tường chắn rọ đá

Bài toán đặt ra là chọn 3 loại VĐKT khác nhau đều thoả mãn yêu cầu thoát hết nước sau lưng tường rồi chọn loại nào có giá thành rẻ - tức là loại VĐKT được chọn thoả mãn yêu cầu kinh tế - kĩ thuật.

1. Trước hết tính lưu lượng thực tế cần thoát q .

$$q = k \cdot h \left(\frac{F}{N} \right) \quad (11.27)$$

$$O_{95} < 2,5 \times 0,15 = 0,375\text{mm}$$

$$O_{95} < 0,375\text{mm}$$

$$\text{VĐKT}_1 = \text{AOS} = \text{No } 100 \text{ có } O_{95} = 0,300\text{mm} < 0,375\text{mm}$$

$$\text{VĐKT}_2 = \text{AOS} = \text{No } 70 \text{ có } O_{95} = 0,325\text{mm} < 0,375\text{mm}$$

$$\text{VĐKT}_3 = \text{AOS} = \text{No } 100 \text{ có } O_{95} = 0,327\text{mm} < 0,375\text{mm}$$

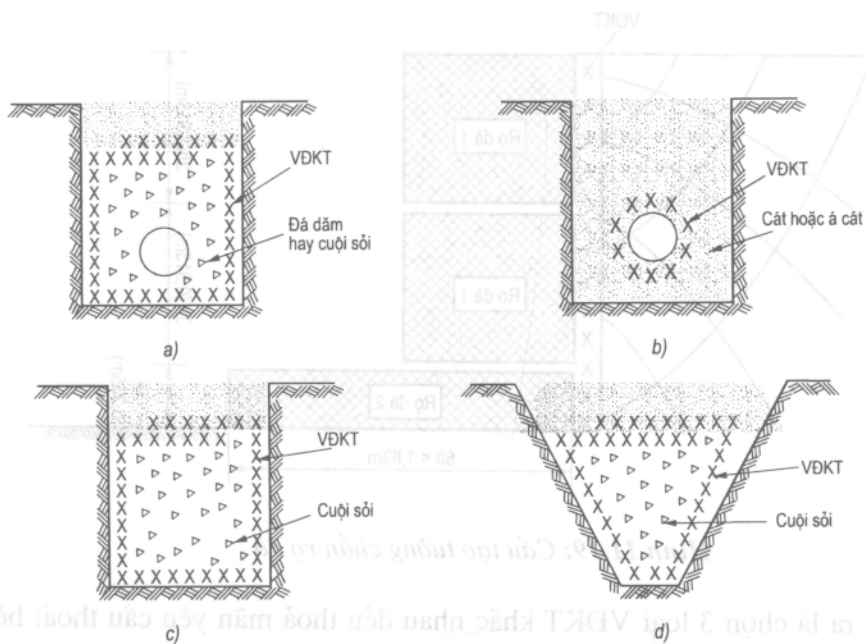
Cả 3 loại đều thoả mãn về điều kiện thoát nước. Ở đây loại VĐKT 2 có giá thành hạ hơn loại 1 và 3 nên chọn loại VĐKT2 đặt đơn là hợp lí vì thoả mãn cả 2 điều kiện kinh tế - kĩ thuật.

5. Chức năng thứ 5 - Vật liệu thấm để hạ mực nước ngầm

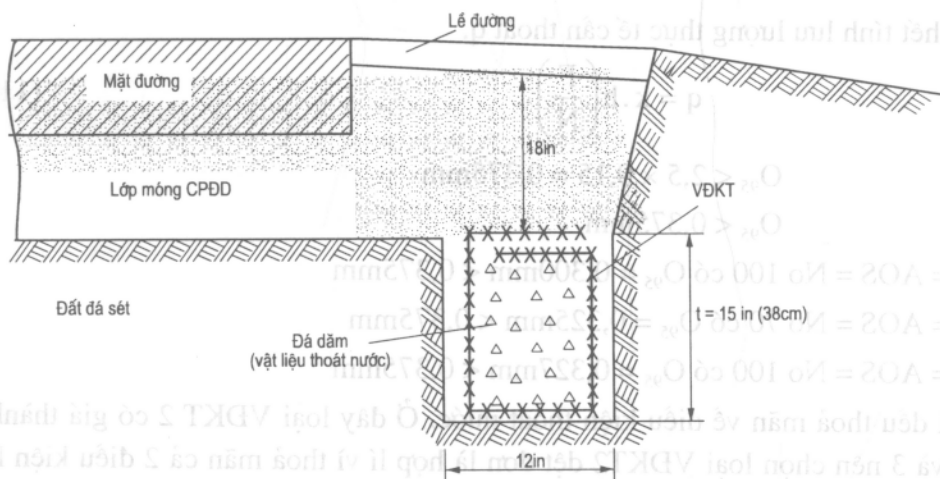
VĐKT làm chức năng lớp thấm nước để hạ mực nước ngầm trong các công trình xây dựng. Hình 11.20 trình bày một số dạng cấu tạo có VĐKT hạ mực nước ngầm.

a) VĐKT bao lấy vật liệu đá dăm cỡ nhỏ để thoát nước; b) VĐKT bao lấy ống thoát nước ngầm trước khi đắp cát, c) VĐKT bao (bọc) lấy vật liệu đá dăm (không có ống thoát nước như trường hợp a), d) VĐKT bao lấy vật liệu đá dăm có dạng cắt ngang thoát nước kiểu hình thang (không có ống thoát nước).

Ví dụ 7: Hãy lựa chọn VĐKT làm hệ thống thoát nước ngầm nằm dưới lề đường, xem hình 11.21. Các số liệu đầu vào như sau:



Hình 11.20: Mặt cắt ngang điển hình của hệ thống thoát nước ngầm có VDKT



Hình 11.21: Mặt cắt ngang đường có bố trí hệ thống rãnh thoát nước ngầm dưới phần lề đất

Đất nền đường là á sét: $d_{10} = 0,006\text{mm}$, $C_u = 5,5$, $k = 4,3 \times 10^{-5}\text{ft/sec}$ ($1,3115 \times 10^{-5}\text{m/sec}$), ở trạng thái chặt vừa $D_R = 85\%$.

VĐKT có hệ số thấm $k = 0,15\text{in/sec}$ ($3,81 \times 10^{-3}\text{m/sec}$), $Z = 45\text{mils}$ và AOS - 100.

Giải:

Trước hết phải xác định được lưu lượng lớn nhất tới VĐKT thông qua lớp móng đá dăm có chiều dày 12in (30cm). Theo toán đồ của Cadegren (1967) ta chọn lưu lượng lớn nhất chảy từ lớp móng CPDD về rãnh ngầm $450\text{ft}^3/\text{ngày}$ ($12,767\text{m}^3/\text{ngày} = 0,0052\text{ft}^3/\text{sec}$).

Tính hệ số thấm yêu cầu:

$$\begin{aligned}
 q &= k \times i \times A \\
 &= k \frac{\Delta h}{t} \times A \\
 \frac{k}{t} &= \frac{q}{\Delta h \times A} \\
 \psi_{yc} = \frac{k}{t} &= \frac{0,0052}{(1,5)(1,0 \times 1,0)} = 0,0035 \text{ sec}^{-1} / \text{ft} \text{ rãnh thoát nước} \\
 q &= 3,3 \times 10^{-2} (7) \left(\frac{4}{5} \right) = 0,185 \text{ ft}^3 / \text{sec} / \text{ft} \text{ tường} \\
 &= (0,01729 \text{ m}^3 / \text{sec} / 1 \text{ m dài})
 \end{aligned}$$

- Tính hệ số thấm yêu cầu:

$$q = k \cdot i \cdot A = k \frac{\Delta h}{t} \cdot A \quad (11.28)$$

$$\frac{k}{t} = \frac{q}{(\Delta h)(A)} \quad (11.29)$$

$$\psi_{yc} = \frac{k}{t} = \frac{0,185}{(7)(7.1)} = 0,38.10^{-1} \text{ sec}^{-1} / \text{ft} \text{ dài tường}$$

- Chọn loại VĐKT

Chọn loại VĐKT1 không dệt. Loại này có hệ số $K = 0,118 \text{ in/sec}$ ($2,997 \times 10^{-3} \text{ m/s}$), $t = 0,06 \text{ in}$ ($1,524 \times 10^{-3} \text{ m}$).

$$\frac{k}{t} = \frac{0,118}{0,060} = \psi_{VĐKT1} = 2 \text{ sec}^{-1} / \text{ft} \text{ dài tường}$$

So sánh $\psi_{VĐKT1}$ với ψ_{yc} thì hoàn toàn thoả mãn.

+ Chọn VĐKT dệt đơn (woven monofilament)

$K = 0,014 \text{ in/sec}$ ($3,556 \times 10^{-4} \text{ m/sec}$), $t = 0,03 \text{ in}$ ($7,62 \times 10^{-3} \text{ m}$)

$$\psi_{VĐKT2} = \frac{K}{t} = \frac{0,014}{0,03} = 0,47 \text{ sec}^{-1} / \text{ft} \text{ dài tường}$$

Loại VĐKT2 dệt đơn này thoả mãn yêu cầu thoát nước.

Nhưng ở đây chỉ ra rằng loại VĐKT2 này có rất nhiều loại nên cần phải kiểm tra toạ độ mở (O_{95}) sao cho thoát nước bình thường không bị bịt tắc: Theo tiêu chuẩn Carroll

$$\frac{O_{95}}{d_{85}} (\text{mm}) < 2,5$$

$d_{10} = 0,03 \text{ mm}$ vậy $d_{85} = 0,15 \text{ mm}$; $Cu = 2,5$.

Vậy $O_{95} < 2,5 \times d_{85}$

Tính hệ số thấm của VĐKT

$$\Psi_{VĐKT} = \frac{0,15}{0,045} = 3,3 \text{ sec}^{-1} / \text{ft rãnh}$$

Rõ ràng loại VĐKT AOS - 100 hoàn toàn thỏa mãn yêu cầu thoát nước ở đây
 $CU = 5,5 > 3$ thì ta có:

$$O_{95} < 18d_{50}/Cu$$

Trong đó: $d_{10} = 0,006 \text{ mm}$

$$d_{60} = Cu \times d_{10} = 5,5 \times 0,006 = 0,033 \text{ mm}$$

$$d_{50} \approx 0,03 \text{ mm}$$

Thay các giá trị của d_{50} và Cu vào công thức trên được.

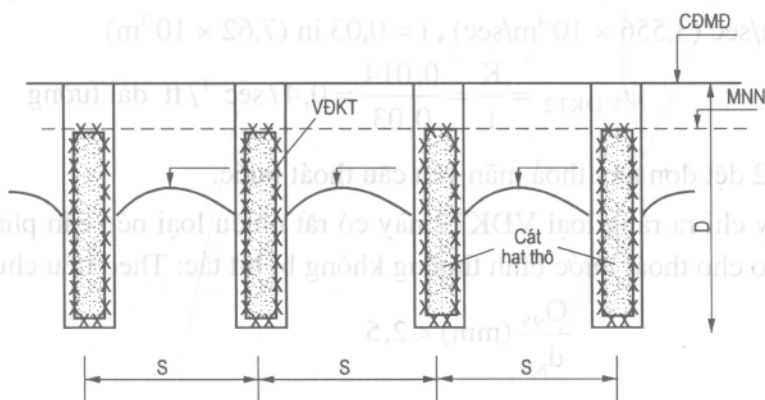
$$O_{95VĐKT} < \frac{18 \cdot 0,03}{5,5} = 0,098 \text{ mm}$$

Vậy VĐKT được chọn là AOS No 100 (độ mở rộng là 0,149mm)

Để giúp bạn đọc tham khảo dưới đây trình bày một số số liệu có thể sử dụng trong thực tế thiết kế thoát nước ngầm trong hệ thống làm khô sân bay, sân vận động hay sân gô - Xem bảng 11.4 và hình 11.23.

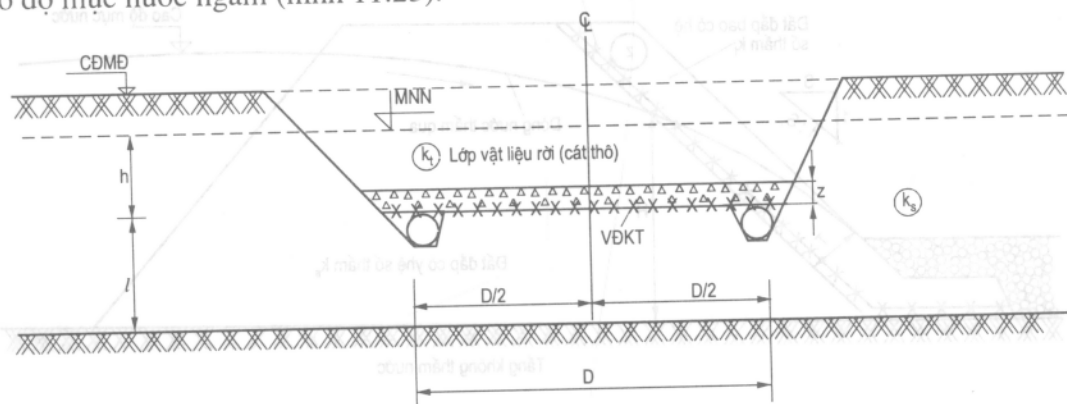
Bảng 11.4

Loại đất	Hệ số thấm K (m/s)	Khoảng cách giữa các rãnh thấm (s) tùy thuộc vào chiều sâu đặt (D)		
		D = 1,0m	D = 1,3m	D = 1,6m
Sét hữu cơ	$3,0 \cdot 10^{-7}$	5m	6m	8m
Sét	$5,0 \cdot 10^{-6}$	18m	25m	30m
Á sét	$3,0 \cdot 10^{-5}$	47m	62m	77m
Á cát	$7,0 \cdot 10^{-5}$	67m	88m	100m



Hình 11.22: Bố trí hệ thống rãnh ngầm, hạ mực nước ngầm làm khô bề mặt đất.

Bố trí rãnh thoát nước ngầm để hạ mực nước ngầm khi cao độ nền đường đào thấp hơn cao độ mực nước ngầm (hình 11.23).



Hình 11.23: Bố trí hệ thống rãnh thoát nước ngầm ở nền đường đào có cao độ thấp hơn cao độ mực nước ngầm (MNN)

Gọi D là khoảng cách 2 rãnh thoát nước ngầm, chính là khoảng cách từ tim rãnh đến tim rãnh, bằng chiều rộng nền đường cộng với chiều rộng rãnh ($B_{\text{nền}} + 0,4 - 0,6\text{m}$).

h - khoảng cách từ MNN tự nhiên đến vị trí đặt ống thoát nước ngầm ở 2 bên rãnh;

l - khoảng cách từ vị trí đặt ống thoát nước đến lớp đất không thấm nước ở dưới nó;

t - chiều dày của lớp vật liệu rời thoát nước đặt trên lớp VDKT;

k_s - hệ số thấm của lớp đất có chứa nước ngầm, đã biết trước;

k_1 - hệ số thấm của lớp vật liệu rời thoát nước, đã biết trước;

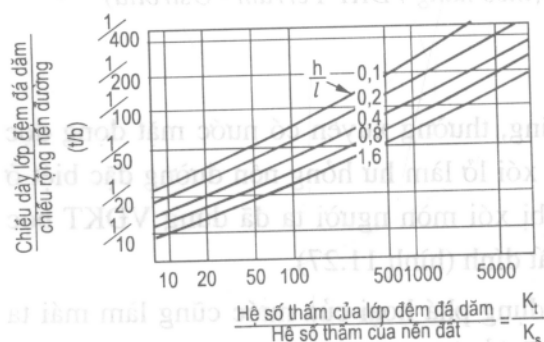
h - đã biết trước;

l - đã biết trước;

D - đã biết trước.

Thường ở đây là tính chiều dày lớp vật liệu rời để bảo đảm nước ngầm không ảnh hưởng đến sự làm việc của mặt đường.

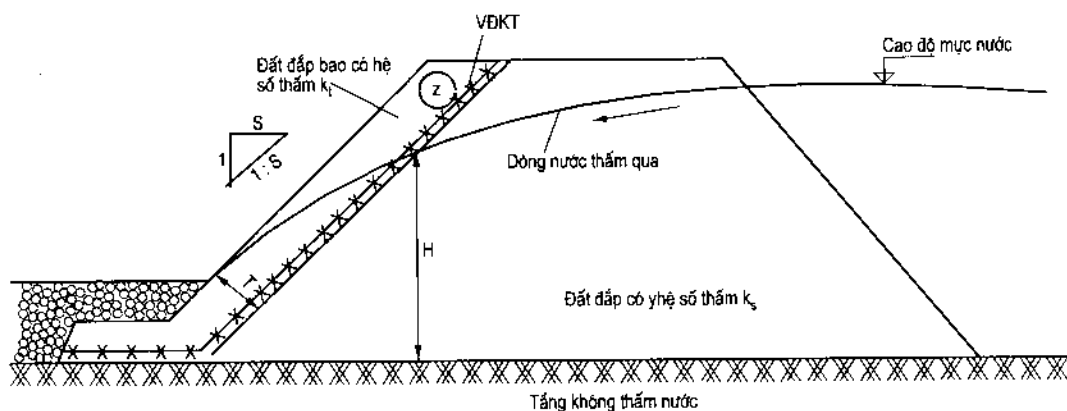
Để tính chiều dày t người ta sử dụng toán đồ do hãng sản xuất VDKT Terram đưa ra cho các loại VDKT của họ. Hình 11.24 là toán đồ để tính chiều dày t khi đã biết tỉ số kt/k_s và h/l .



Hình 11.24: Toán đồ xác định chiều dày lớp vật liệu thấm (cát hạt thô, đá dăm)

theo Terram - Ostroli

VĐKT dùng làm lớp thấm lọc của mái dốc (Sloping Filters).



Hình 11.25: Mặt cắt ngang thân đập cho thấm nước

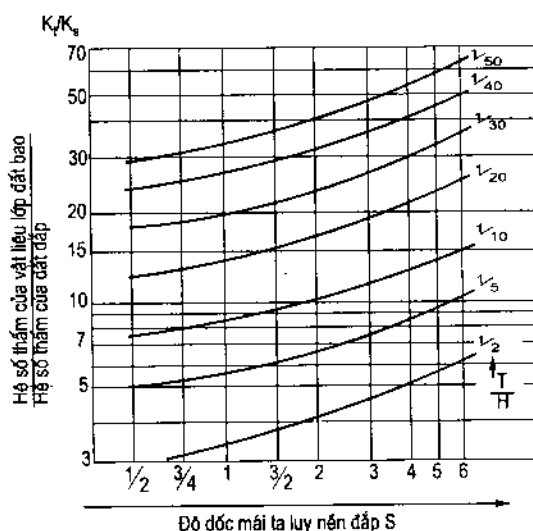
Yêu cầu đường thấm của đập thấm phải có đường thấm qua chân đập. Ở đây trước khi đắp lớp đất bao đã rải VĐKT Terram. Để đạt yêu cầu đường thấm như hình vẽ thì phải tính chiều dày lớp đất bao T là bao nhiêu khi biết hệ số thấm của vật liệu đắp đập k_s và hệ số thấm của lớp đất bao k_f và độ dốc mái ta luy $1 : s$. Để tiện cho tính toán Terram đưa ra toán đồ tính (hình 11.26).

6. Chức năng thứ 6 - chức năng chống xói mòn

VĐKT làm chức năng chống xói mòn ở các mái dốc nền đường, đê, đập, chống xói mòn mái dốc và đáy các kênh đào, tưới tiêu, chống xói mòn các khu lấp đất lấn biển ở các vùng đảo.

+ Nền đường đắp qua vùng đồng chiêm trũng, thường xuyên có nước mặt đọng dọc theo 2 bên đường, mái ta luy nền đường dễ bị xói lở làm hư hỏng nền đường đặc biệt ở mùa mưa bão. Để bảo đảm mái taluy không bị xói mòn người ta đã dùng VĐKT bọc trên mặt mái ta luy rồi làm lớp đắp bao bằng đất dính (hình 11.27).

+ Nền đường đắp theo ven sông, hồ do tác dụng phá hoại của nước cũng làm mái ta luy bị xói mòn, tụt lở người ta cũng dùng VĐKT để gia cường (hình 11.28).

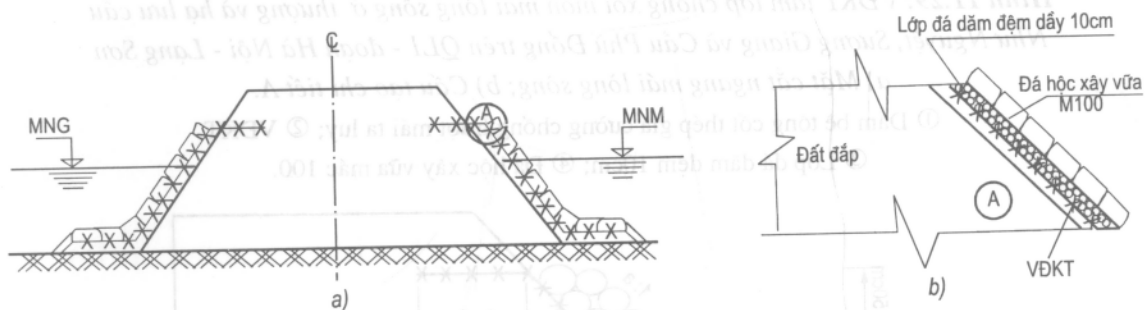


Hình 11.26: Toán đồ để tính chiều dày T của lớp đắp bao
(theo hãng VĐKT Terram - Ostrolia)

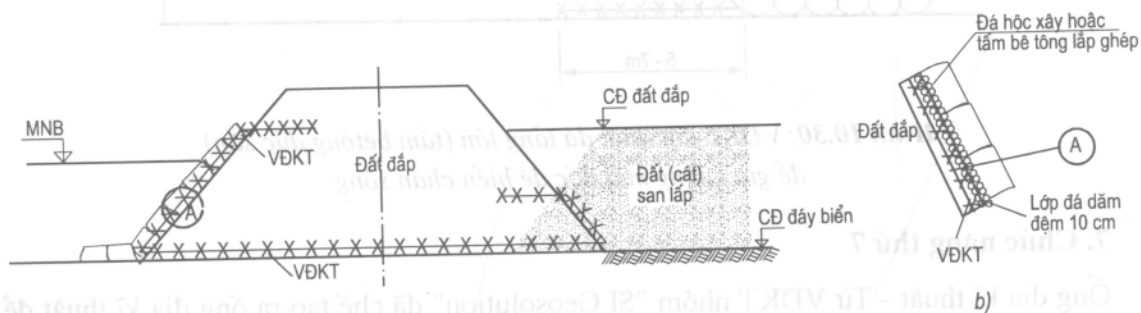
+ Ở đề bao lán biển các vùng Duyên Hải hay ở các đảo ngoài khơi trước khi xây kè đá hay các tấm lát bê tông người ta rải 1 lớp VDKT lên bề mặt mái taluy để bảo vệ không cho các hạt đất trên đi (hình 11.29).

+ VDKT dùng để gia cố mái dốc lòng sông ở thượng lưu cầu.

Như chúng ta đã biết, khi làm cầu qua sông dòng chảy dưới cầu bị thu hẹp phát sinh xói lở ở đáy sông và 2 bên mái dốc lòng sông ở cả thượng và hạ lưu. Trước khi xây kè chống xói người ta rải 1 lớp VDKT lên bề mặt đất của mái sông rồi mới xây kè chống xói. Nhờ có lớp VDKT này đã ngăn không cho đất ở sau kè trôi đi, giữ cho lớp đá xây chống xói ổn định. Giải pháp này lần đầu tiên được sử dụng để gia cố chống xói lòng sông ở thượng hạ lưu cầu Phù Đồng (tên gọi của cầu Đuống mới) vượt sông Đuống, cầu Như Nguyệt (tên gọi cầu Đáp cầu mới) vượt sông Cầu, cầu Sương Giang (tên gọi của cầu Bắc Giang mới) vượt sông Thương trên QL1 đoạn Hà Nội - Lạng Sơn. Hình 11.28 trình bày các bố trí VDKT để gia cường chống xói mòn.

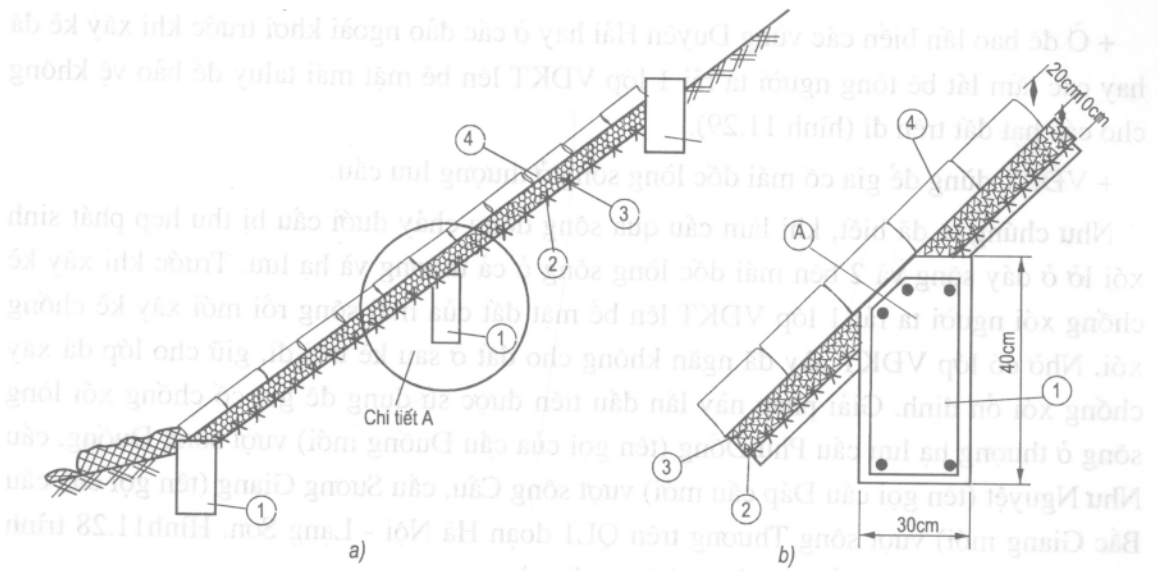


Hình 11.27: VDKT làm lớp chống xói taluy nền đắp ở vùng dòng chảy có mặt dòng thường xuyên
a) Mặt cắt ngang đường; b) Cấu tạo chi tiết



Hình 11.28: VDKT làm lớp chống xói mòn đê lấn biển
a) Mặt cắt ngang; b) Cấu tạo chi tiết

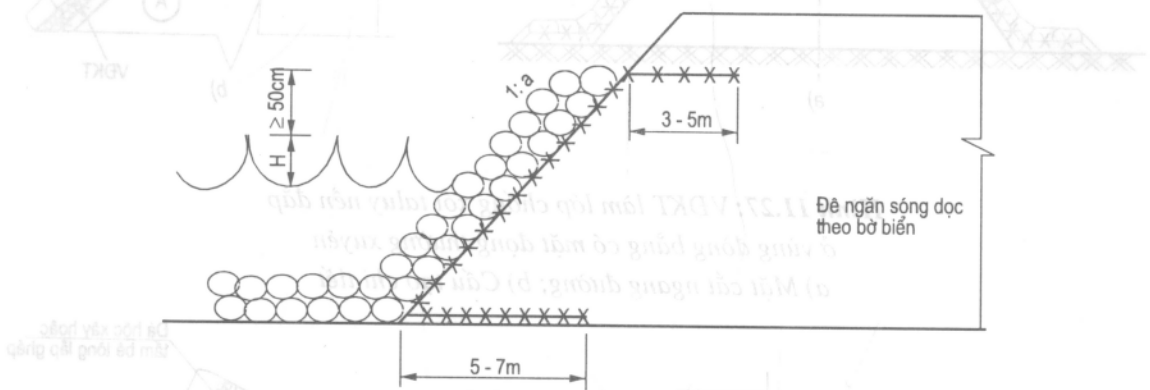
Phụ lục 7 giới thiệu một số loại VDKT sản xuất ở trong và ngoài nước để bạn đọc tìm hiểu và lựa chọn khi sử dụng vào các công trình thực tế.



Hình 11.29: VDKT làm lớp chống xói mòn mái lòng sông ở thượng và hạ lưu cầu Như Nguyệt, Sương Giang và Cầu Phù Đồng trên QL1 - đoạn Hà Nội - Lạng Sơn

a) Mặt cắt ngang mái lòng sông; b) Cấu tạo chi tiết A.

- ① Dầm bê tông cốt thép gia cường chống trượt mái taluy; ② VDKT
- ③ Lớp đá dăm dậm 10cm; ④ Đá học xây vữa mác 100.



Hình 10.30: VDKT đặt dưới đá tảng lớn (tấm bê tông đúc sẵn) để gia cường mái dốc đê biển chắn sóng

7. Chức năng thứ 7

Ống địa kỹ thuật - Từ VDKT nhóm "SI Geosolution" đã chế tạo ra ống địa kỹ thuật để phục vụ các công trình tiêu thoát nước, bảo vệ mái dốc taluy nền đắp không bị xói mòn đặc biệt đối với các tuyến đường chạy dọc theo ven biển chịu tác động xói mòn của sóng biển, dùng để quản lý nguồn nước và chất thải: ống ĐKT là VDKT được dệt từ sợi vải polypropylene và polyester chịu được (có) cường độ cao. Ống địa kỹ thuật được sử dụng khá đa dạng như sau:

Bảo vệ bờ biển, phục hồi bờ bị phá hỏng và xây dựng các công trình trên vùng đầm lầy.

Xử lý các vật liệu đến từ nạo vét sông biển - các bãi cát được đắp từ cát nạo vét sông biển đưa lên theo phương pháp đắp thủy lực rút (tháo) nước của các chất thải lỏng.

Từ VĐKT được may thành ống có đường kính khác nhau từ 50cm đến 1,50m, ống ĐKT được bơm đầy bằng cát hay vật liệu khác có thể xếp thành bờ bảo vệ chống xói mòn bảo vệ đê, bờ các công trình chạy dọc theo bờ biển hay các công trình bảo vệ chống sự xâm lấn đất ở các vùng đảo trên biển. Ống VĐKT là một cấu trúc hữu hiệu làm phân tán năng lượng của sóng biển khi xô bờ. Ống ĐKT này còn được dùng để rút (tháo) nước ra khỏi vật liệu từ các công trình nạo vét cát hay bùn quánh. Đây là một giải pháp xử lý nhanh và dễ dàng so với các biện pháp xử lý thông thường. Trong mọi tình huống VĐKT hầu như không có ảnh hưởng đến môi trường, giá thành rẻ, tốc độ thi công nhanh so với các phương pháp xử lý truyền thống như xây đá, rỗng đá hay tấm bê tông v.v...

- Cấu trúc bảo vệ bờ sông, biển và đầm lầy

Ống ĐKT được thiết kế để bảo vệ bờ biển, bờ sông, kênh và đầm lầy để chống bão, dòng chảy và các tác nhân gây xói mòn khác. Khi dùng có kết hợp với các sản phẩm khác của nhóm "SI Geosoketum" như lớp lót, chiếu gia cố đất cỏ và thảm chống xói mòn, chúng sẽ trở thành những hệ thống toàn diện trong việc chống xói mòn và phục hồi môi trường. Ống ĐKT còn được dùng để nắn dòng chảy của sông và đối phó với bão, lũ lụt rất tốt.

Khi ống ĐKT được đặt dọc theo bờ, ống ĐKT được bơm đầy bằng các vật liệu được nạo vét từ đáy sông, biển hoặc cát để che chắn bờ khỏi sự tấn công của sóng, thủy triều và dòng nước chảy. Sau khi được phủ một lớp đất ống sẽ làm cốt (lõi) cho một đụn cát, cùng với thảm thực vật mọc bên trên sẽ bảo vệ hữu hiệu cho phần đất phía sau hay những cơ sở hạ tầng tránh xói mòn và bão táp. Ống ĐKT cũng có thể đặt thẳng góc với bờ làm chức năng của đê chắn sóng, hầm khẩu hay nơi lắng đọng trầm tích.

- Xử lý các vật liệu đến từ nạo vét

Ống VĐKT là giải pháp lý tưởng để xử lý vật liệu từ nạo vét lòng sông hay biển. Thời gian rút nước và giá thành sẽ được giảm xuống đáng kể, hơn nữa tạo cơ hội để tái sử dụng những vật liệu phế thải này. Nước qua quá trình lọc này sẽ sạch hơn, nhanh hơn vì ống ĐKT giữ lại các chất rắn, các hạt mịn kể cả những thành phần gây ô nhiễm môi trường tốt hơn so với các phương pháp dùng ao chứa thải hay bồn chứa. Sử dụng ống ĐKT chỉ mất vài ngày để lọc tùy thuộc vào đặc tính của từng loại chất thải. Sau khi nước được rút hết vật liệu thải này có khối lượng và thể tích giảm đi rất nhiều nên phí tổn chuyên chở cũng như xử lý sẽ giảm đi. Chúng ta có thể chồng nhiều tầng ống ĐKT lên nhau để giảm tối đa diện tích sử dụng của bãi chứa nên giảm chi phí xây dựng và hoạt động.

Ống ĐKT còn được dùng để rút nước từ các vật liệu thải, nạo vét từ kênh, lạch, bến tàu, cảng, sông, bồn chứa, ao và hồ. Do khả năng làm tăng cường độ chịu lực cho các

loại đất yếu nên ống ĐKT không thể thiếu trong các công trình phục hồi môi trường liên quan đến nhu cầu tái sử dụng vật liệu nạo vét. Ví dụ dùng vật liệu này làm đảo nhân tạo, chuyển hướng dòng sông, làm đê chắn sóng để bảo vệ đầm lầy hay các ruộng muối đã được thực hiện thành công với ống ĐKT chứa vật liệu nạo vét là một phần của cấu trúc. Hơn nữa, các ống ĐKT này còn được dùng để tái phát triển cảng, bảo vệ bờ dốc đứng và phục hồi đê đã bị xói lở.

- Rút nước từ bùn

Ống ĐKT và hệ thống ngăn giữ là một giải pháp có tính kinh tế cao để xử lý các vấn đề môi sinh khó khăn dính líu đến chất thải có nhiều ô nhiễm và độ ẩm cao. Các vật liệu ẩm đến từ chất thải công nghiệp, bùn từ các nhà máy xử lý nước, chất thải nông nghiệp từ ao, hồ, đầm chứa, từ mỏ và các vật liệu được nạo vét đều cần rút hết nước trước khi xử lý ở khâu cuối cùng. Ống ĐKT có thể rút một số lượng nước lớn nhanh chóng nên giúp các ban quản lý tái thiết lập hệ thống kiểm soát ô nhiễm môi trường, hoàn thành hệ thống lọc và xử lý nước thải. Sau khi nước được rút hết, chất thải khô sẽ được đưa đến bãi rác ngầm, đây là một giải pháp xử lý chất thải có tính kinh tế cao. Các chất gây ô nhiễm sẽ được giữ lại trong ống mặc dù nó rất mịn. Các kim loại nặng, các chất PCB và PAH cũng đã được giữ lại trong các công trình sử dụng ống ĐKT.

Dưới đây trình bày một số ví dụ cụ thể về sử dụng ống ĐKT ở một số nước ngoài.

Ví dụ 1: Ống ĐKT chống xói mòn tại bờ biển Ecuador. Năm 1997 - 1998 dòng nước El Nino gây thời tiết bất thường đã ảnh hưởng xấu đến nhiều nước trên thế giới, đặc biệt tàn phá vực bờ biển phía bắc Ecuador. Đây là nơi quen thuộc của khách du lịch từ châu Âu và Nhật bản đến. Biển động liên hàng tháng do El Nino gây sóng dâng cao từ 3 đến 5m so với mực nước thủy triều thông thường. Nhiều nhà cửa và khu kinh doanh du lịch dọc theo bờ biển đã bị phá hủy. Tiềm năng kinh tế của hai ngành du lịch và kinh doanh bất động sản ở đây thiệt hại nặng nề.

Tại làng Tonsupa ở cửa sông Rio Tonsupa và biển Thái Bình Dương mưa lớn, biển động đã làm thay dòng chảy của sông Rio Tonsupa, đe dọa khu dân cư và các doanh nghiệp trong vùng. Cần thiết phải có giải pháp xử lý đơn giản, kinh tế phù hợp với một nước nghèo như Ecuador để khắc phục càng sớm càng tốt sự cố này. Ở đây đã đưa ra 2 nhóm giải pháp:

- Nhóm thứ nhất theo cách truyền thống: xây bằng đá hộc và tấm lát bê tông. Hai loại này đều không khả thi vì giá thành xây dựng rất cao.

- Nhóm thứ hai sử dụng ống ĐKT. Chính phủ Ecuador với sự giúp đỡ của các công ty tư vấn địa phương đã quyết định chọn ống ĐKT để gia cường. Ở đây đã sử dụng 2 loại ống ĐKT cho phù hợp với điều kiện môi sinh của bờ biển Ecuador. Cả hai loại ống đều được làm bằng vải Polypropylene (PP)/polyester (PET) với sức chịu lực cao để chứa bùn được vét từ lòng sông. Ống bằng vải Polypropylene được sử dụng để bảo vệ bờ sông còn ống làm bằng vải Polyester để chắn sóng, mỏ hàn chân đê. Khi bơm đầy cát vào ống,

ống sẽ có tác dụng giảm năng lượng sóng tương tự như đụn cát tự nhiên ở cửa sông. Các ống ĐKT được thiết kế có đủ khả năng chống mài mòn, chống xé rách, chống đâm thủng và chịu được áp lực lớn lúc bơm cát vào. Công trình được thiết kế bởi các kỹ sư của nhóm SI và được thi công bởi hãng "Geofrom International". Toàn bộ công trình có 7 ống ĐKT: 1 ống bằng Polypotylene dài 50m; 6 ống Polyester, trong đó 5 ống dài 100m và 1 ống dài 300m.

Thi công được chia làm 3 bước:

Bước đầu: lắp đặt ống ĐKT 4×6 PP có chu vi 4,6m dài 50m. Ống này được đặt dọc theo bờ sông có tác dụng đổi hướng dòng chảy tránh xói mòn nền của một khách sạn và các nhà dân ngay tại nơi đặt ống này.

Bước thứ 2: Lắp một ống ĐKT 10×10 PET có chiều dài 300m chu vi 9,2m. Ống này được thiết kế để có đủ khả năng chịu được các đợt sóng do bão bắt nguồn từ EI Enio. Kế đến là ống ĐKT 10×10 có chu vi 9,2m dài 100m lắp dọc theo phía đối diện, trải dài qua bờ để hấp thụ năng lượng của những đợt biển động do EI Nino gây ra. Năm ống này được lắp kế tiếp nhau thành một dải dài 500m. Ngoài tác dụng hấp thụ năng lượng của các đợt biển động nó có tác dụng làm cát tích tụ sau ống, phục hồi lại bãi biển, tăng thêm được sự bảo vệ lâu dài cho những tài sản sát bờ. 3 năm sau khi thi công các ống ĐKT này vẫn làm việc rất tốt, duy trì được bờ biển theo đúng yêu cầu thiết kế.

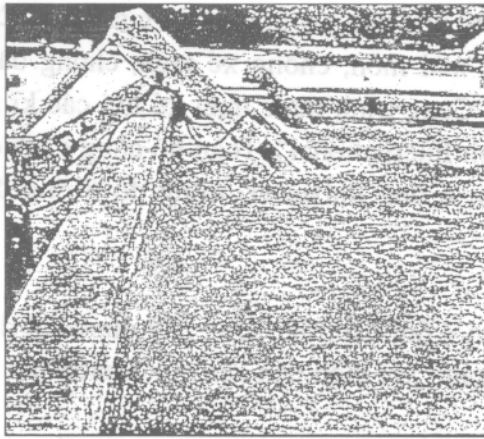
Ví dụ 2: Ống ĐKT chống sạt lở bờ biển Sourth Jersey của thành phố Sea Isle tiểu bang New Jersey Mỹ.

Tại đây sử dụng với 300m dài ống ĐKT. Ống sau khi bơm đầy cát ống cao chừng 1,8m, có chiều ngang chừng 3,6m với một lượng cát rất lớn $1800m^3$. Trên mặt ống được phủ thêm một lớp cát dày 0,5m để cung với ống tạo ra một cồn cát cao gần 2,5m chạy suốt bờ biển.

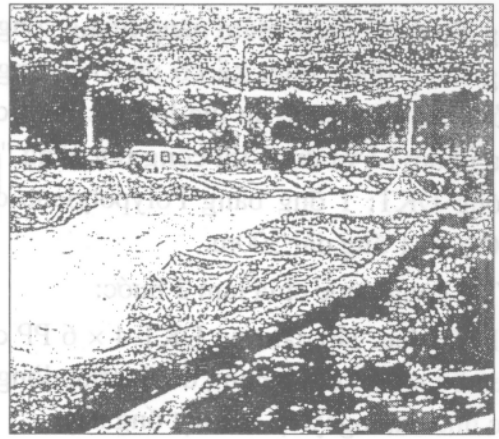
3 tháng sau khi cài đặt xong (thi công xong) ống ĐKT trải qua một thử thách ghê gớm khi các cơn bão đông bắc một lần nữa ập vào bờ biển tiểu bang New Jervey. Quns Caphe May thiệt hại rất nặng nề còn nơi có ống ĐKT vẫn giữ được khu chung cư khỏi bị hư hại. Đây là một minh chứng thực tế thể hiện tính ưu việt của loại ống ĐKT chống sạt lở bãi biển với kinh phí có hạn.

Ví dụ 3: Ống ĐKT lọc nước từ bùn thải của Xưởng Thuộc da (hình 11.31 và 11.32).

Một xưởng thuộc da vùng Mid Atlanfic đã khó khăn khi sản xuất vượt quá công suất của hệ thống xử lý nước thải. Bùn được thải ra theo thời gian đã tích tụ đáng kể và ngày càng tăng lên. Xưởng đã phải nộp tiền phạt cho chi nhánh quản lý môi trường của tiểu bang song vẫn bị người dân khu vực phản nản vì mùi hôi thối và xưởng có nguy cơ bị đóng cửa. Để giải quyết vấn đề nan giải này người ta đã sử dụng ống ĐKT với 5 ống ĐKT: 1 ống nhỏ làm từ PET có chu vi 5m, dài 12m; và 4 ống vải PP cường độ cao có chu vi 10m và chiều dài thay đổi từ 12 đến 61m. Khi ống được bơm đầy, vải siết chặt với áp suất làm cho những lỗ rỗng giữa các sợi vải càng nhỏ đi. Kết quả là ngay những hạt rắn có kích thước cực kỳ nhỏ bé vẫn không thoát ra khỏi ống và theo kết quả đo đạc



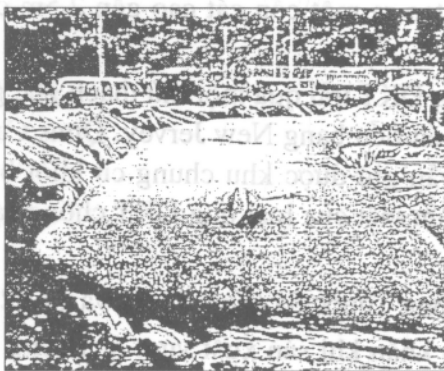
Hình 11.31: Bùn thải của Xưởng trước khi rút nước



Hình 11.32: Ống ĐKT trải trên đất đắp chuẩn bị bơm bùn thải của công trình lọc nước bùn thải của Xưởng Thuộc da vùng Mid Atlanfic.

cho thấy 99,98% của hàm lượng cặn đã được giữ lại trong ống. Sau khoảng 2 tuần toàn bộ chất thải rắn đã khô lại và dễ dàng được chuyển đến bãi rác. Bài toán khó của xưởng thuộc da Mid Atlanfic đã được giải quyết mà biện pháp cũ không làm được. Xưởng vẫn hoạt động trong điều kiện tối ưu mà đồng thời vẫn tuân thủ các quy định của ban quản lí môi trường.

Hình 11.37 trình bày hình ảnh bùn thải từ bồn lắng được bơm đầy vào ống ĐKT. Hình 11.37 trình bày hình ảnh hệ thống lọc nước thải từ xưởng thuộc da



Hình 11.33



Hình 11.34

Để giúp bạn đọc tìm hiểu về ống ĐKT, phụ lục 8 giới thiệu 3 loại ống ĐKT đang được sử dụng ở nước ngoài của nhóm SI.

Bảng phụ lục 8.1 - Chỉ tiêu kĩ thuật tấm chắn ngăn xói ống ĐKT 33T.

Bảng phụ lục 8.2 - Chỉ tiêu kĩ thuật - Ống địa kĩ thuật - Tấm chắn xói 46T.

Bảng phụ lục 8.3 - Chỉ tiêu kĩ thuật ống địa kĩ thuật 1014T.

Chương 12

LUỚI ĐỊA KỸ THUẬT - LUỚI SỢI THỦY TINH

§12.1. GIỚI THIỆU VỀ LUỚI ĐỊA KỸ THUẬT (GEOGRID) VÀ LUỚI SỢI THỦY TINH (GLASGRID)

Hình 12.1 giới thiệu cấu tạo lưới địa kỹ thuật.

Hình 12.5 giới thiệu cấu tạo lưới sợi thủy tinh.

1. Lưới địa kỹ thuật

Lưới địa kỹ thuật được chế tạo từ chất dẻo polyester qua xử lý nhiệt tạo thành các tấm đơn (hình 12.a), tấm kép (hình 12.1b) và tấm kép đặc biệt (hình 12.1c).

Bảng 12.1 giới thiệu tính chất cơ lý của lưới địa kỹ thuật do công ty Tensar ở Anh sản xuất.

Bảng 12.1a. Lưới địa kỹ thuật đơn SR2 và SR3

Các chỉ tiêu	Phương pháp thử	Đơn vị	SR2	SR3
1. Cường độ kéo ở 2% độ giãn dài	TTM 1.1 ⁽¹⁾	lb/ft	1465	2055
2. Cường độ kéo ở 5%	TTM 1.1 ⁽¹⁾	lb/ft	3030	3810
3. Độ giãn dài	T.TM1.1.1 ⁽¹⁾	lb/ft	5380	7125
Cường độ giới hạn				
4. Môđun ban đầu	T.TM.1.1 ⁽¹⁾	kíp/ft	136,2	175,9
5. Cường độ chỗ nối	T.T.M. 1.2 ⁽²⁾	%	80	80
6. Trọng lượng		lb/yd ²	1,55	1,88
7. Kích thước lỗ		in	390	4,50
8. Độ dày gân (Rib)		in	0,05	0,06
9. Chiều rộng cuộn		ft	3,3	3,3
10. Chiều dài		ft	98	9,8
11. Trọng lượng		lb	61	72
12. Polymer			HDPE	HDPE

Bảng 12.1b. Lưới địa kỹ thuật 2 chiều

Các chỉ tiêu	Phương pháp thử	Đơn vị	SS1	SS2	SS3
1. Cường độ kéo ở 2% độ dãn dài + M	TTM ⁽¹⁾ 1.1	lb/ft	330	590	300
+ XM		lb/ft	600	1015	681
2. Cường độ kéo 5% độ dãn dài + M			620	950	715
+ XM			1100	1690	1430
3. Cường độ dãn dài + M			840	1170	1070
+ XM			1370	2100	1830
4. Mô đun ban đầu + M	TTM ⁽¹⁾ 1.1	kip/ft	21,8	30,6	17,0
+ XM			30,6	68,1	34,0
5. Cường độ chỗ nối	TTM1.2 ⁽²⁾	%	90	90	90
6. Trọng lượng		lb/yd ²	0,36	0,55	0,45
7. Kích thước lỗ + M		in	1,0	1,0	1,8
+ XM			1,3	1,3	2,6
8. Độ dày: gân		in	0,02	0,04	0,03
chỗ nối			0,11	0,15	0,17
9. Polymer			PP	PP	PP
10. Chiều rộng		ft	9,8 & 13,3	9,8 & 13,3	9,8 & 13,3
11. Dài		ft	164	164	164
12. Trọng lượng cuộn		lb	71 & 95	102 & 135	96 & 128

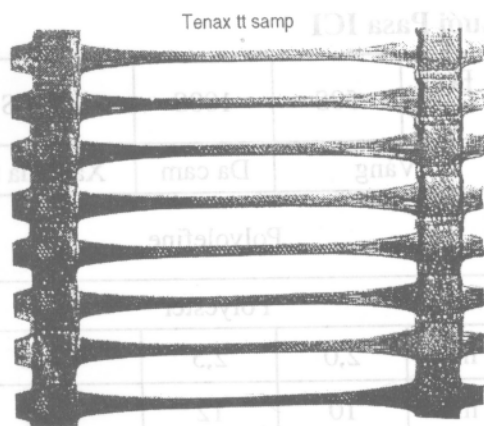
Ghi chú:

(1) Phương pháp thử nghiệm của Tensar (Tensar Test Method) cho cường độ kéo của loại lưới đơn với tốc độ dãn dài 2in/phút cho một đơn vị chiều dài lưới đơn.

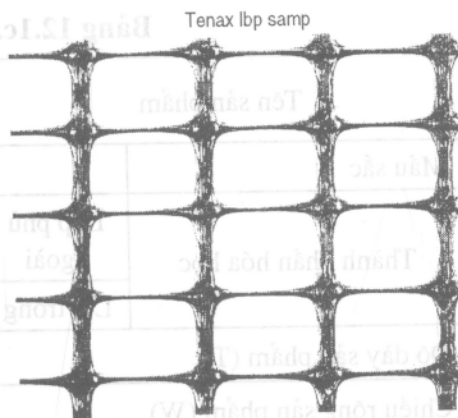
(2) Phương pháp thử nghiệm của Tensar tại chỗ nối.

(3) PP = polypropylene.

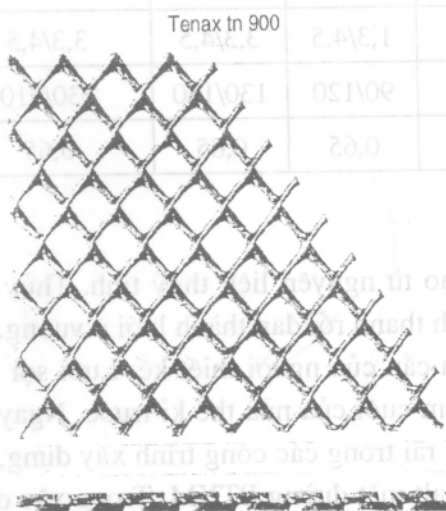
(4) HDPE = polyethylene mật độ cao.



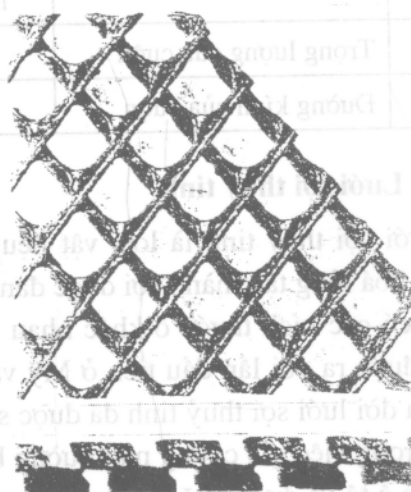
a)



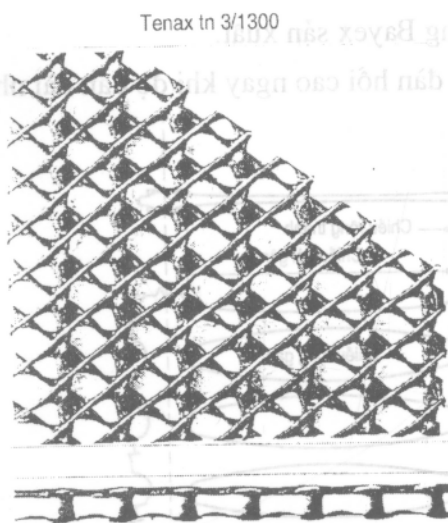
b)



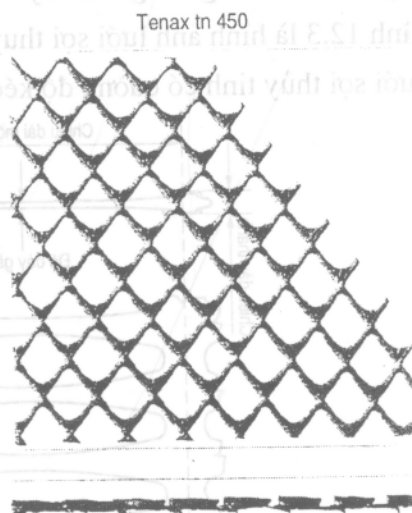
Tenax tn 900



Tenax tn 1200



Tenax tn 3/1300



Tenax tn 450

c)

Hình 12.1: Giới thiệu các loại lưới địa kỹ thuật
a) Loại lưới đơn; b) Loại lưới kép; c) Lưới địa kỹ thuật kép đặc biệt

Bảng 12.1c. Lưới Pasa ICI

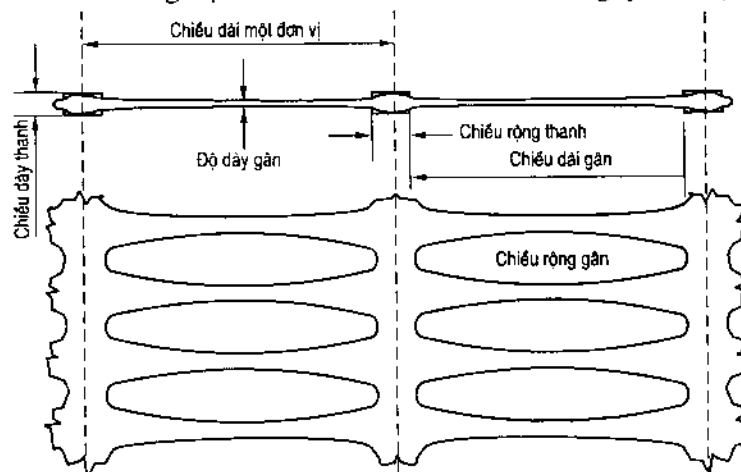
TT	Tên sản phẩm		Đơn vị	50S	100S	200S
1	Màu sắc			Vàng	Da cam	Xanh da trời
2	Thành phần hóa học	Lớp phủ ngoài	Polyolefine			
		Lõi trong	Polyester			
3	Độ dày sản phẩm (T)		mm	2,0	2,5	3,0
4	Chiều rộng sản phẩm (W)		mm	10	12	18
5	Kích thước cuộn	Dài	m	50	50	50
		rộng	m	1,3/4,5	3,3/4,5	3,3/4,5
6	Trọng lượng của cuộn		kG	90/120	130/180	230/310
7	Đường kính của cuộn		m	0,65	0,65	0,65

2. Lưới sợi thủy tinh

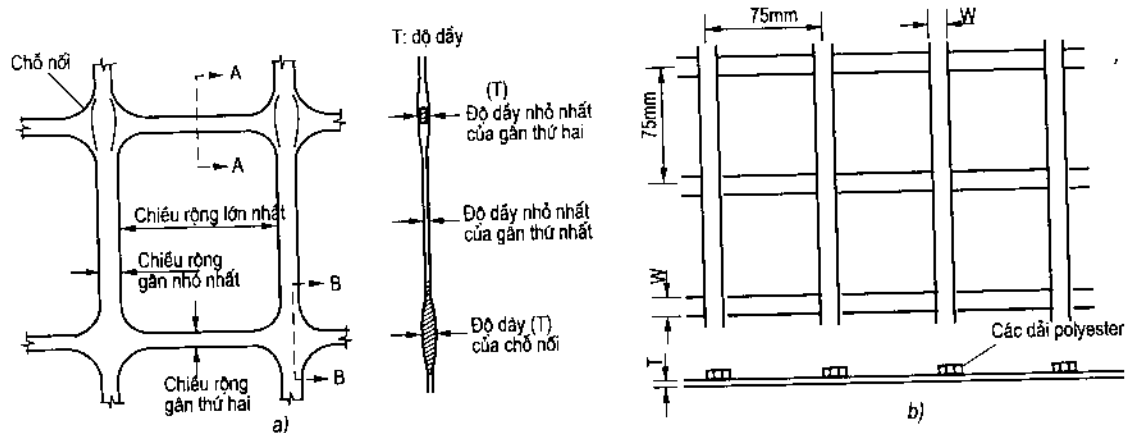
Lưới sợi thủy tinh là loại vật liệu được chế tạo từ nguyên liệu thủy tinh. Thủy tinh được hoá lỏng tạo thành sợi được đan (ghép) thành thanh rồi đan thành lưới ô vuông, chữ nhật có các kích thước ô khác nhau tùy theo yêu cầu của người thiết kế. Lưới sợi thủy tinh được ra đời lần đầu tiên ở Mỹ vào những năm cuối của nửa thế kỉ trước. Ngay sau khi ra đời lưới sợi thủy tinh đã được sử dụng rộng rãi trong các công trình xây dựng, đặc biệt trong việc gia cường mặt đường bê tông asphalt mặt đường BTXM. Trong xây dựng đường ô tô và đường băng sân bay.

Hình 12.3 là hình ảnh lưới sợi thủy tinh do hãng Bayex sản xuất.

Lưới sợi thủy tinh có cường độ kéo và mô đun đàn hồi cao ngay khi độ giãn dài nhỏ.



Hình 12.2: Kích thước lưới địa kĩ thuật Tensar SR2

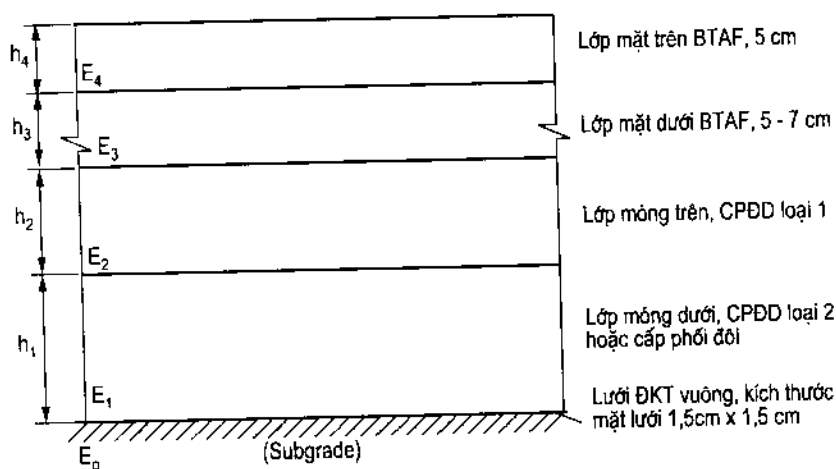


**Hình 12.2: Kích thước lưới địa kỹ thuật
Tensar SK 2 và (a) ICI Paragrid (b)**

§12.2. LƯỚI ĐKT SỬ DỤNG TRONG CÁC CÔNG TRÌNH XÂY DỰNG

1. Lưới ĐKT dùng để gia cường nền đất ngay đáy áo đường (Subgrade)

Hình 12.3 trình bày lưới ĐKT gia cường nền đất ngay đáy áo đường.



**Hình 12.3: Lưới ĐKT
gia cường nền đất ngay
đáy áo đường**

Lưới ĐKT ở đây có 3 tác dụng chính:

- Tăng được khả năng chịu tải của nền đất ngay đáy áo đường.
- Tăng sự liên kết của đáy áo đường với bề mặt của nền đất nằm dưới nên tăng được khả năng chống trượt giữa áo đường với nền đất.
- Tăng được khả năng chịu tải của kết cấu áo đường, giảm được chiều dày của mặt đường mà lại tăng được tuổi thọ và chất lượng khai thác của nền - mặt đường ô tô và sân bay.

Hệ thống đường nội bộ trong khu trung tâm Hội nghị Quốc gia ở Hà Nội đã sử dụng ĐKT để gia cố kết cấu áo đường. Lưới có kích thước mắt lưới $1,5\text{cm} \times 1,5\text{cm}$. Cuộn có chiều rộng 3,0m dài 100m.

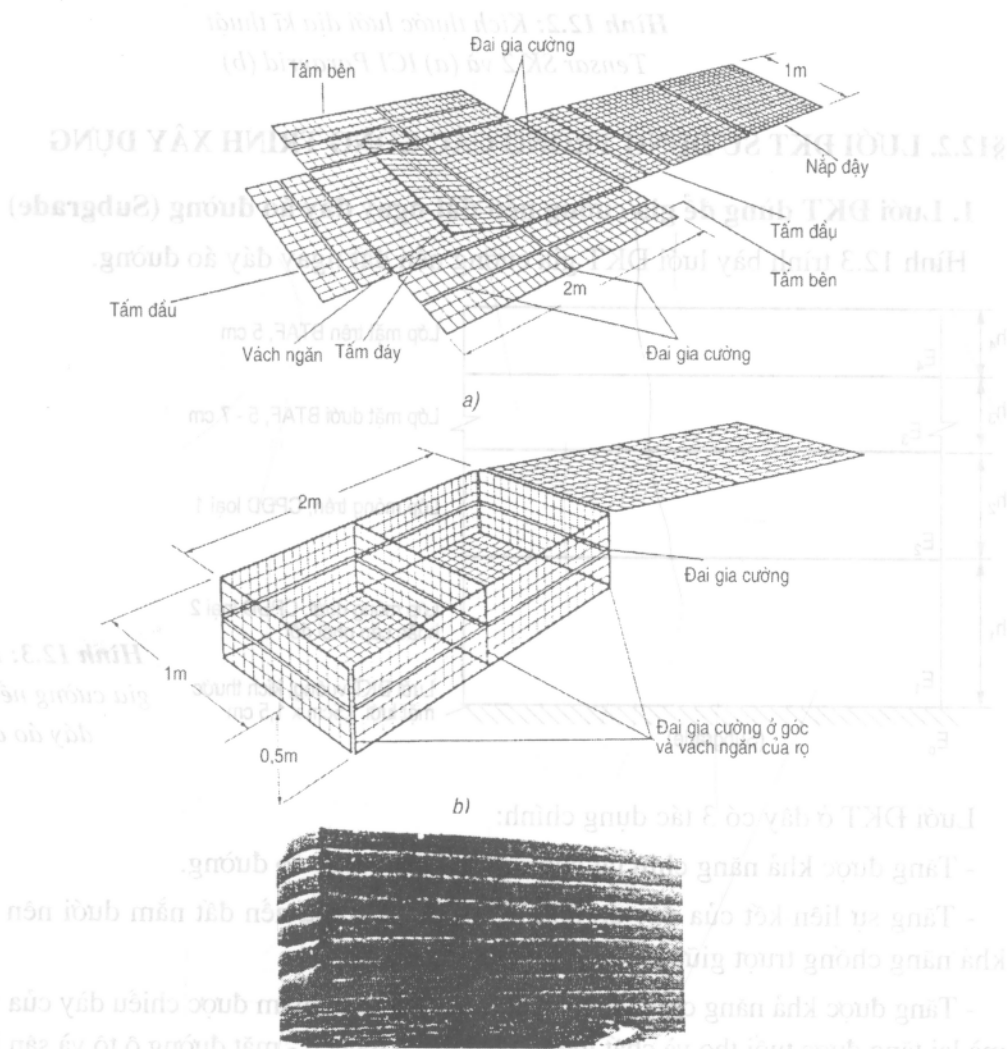
2. Làm tường chắn đất

Lưới ĐKT dùng làm cốt khi xây dựng tường chắn đất - gọi là tường chắn cốt mềm. Lí thuyết tính toán xem chương 5.

3. Lưới ĐKT làm rọ

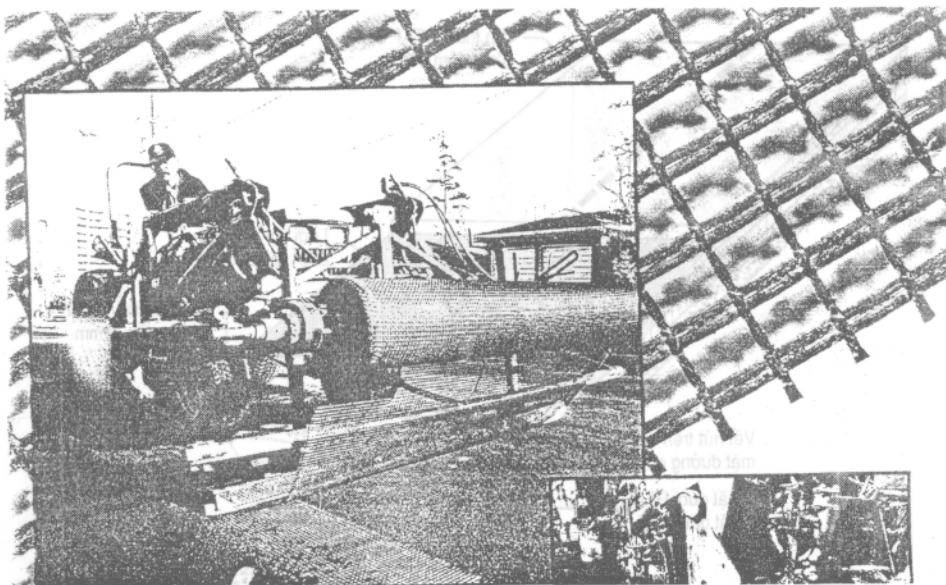
Rọ lưới ĐKT như hình 12.4 trình bày cấu tạo một dạng rọ có 2 ngăn. Kích thước và kiểu dáng của rọ tùy theo yêu cầu của người thiết kế, nhà sản xuất hoàn toàn thỏa mãn được các yêu cầu ấy, kể cả kiểu có "đuôi" để gia cường như kiểu rọ lưới thép công nghệ cao trình bày ở chương 10.

Lí thuyết tính toán tường chắn rọ lưới ĐKT cũng giống như tính toán tường chắn rọ đá đã trình bày ở chương 10.



Hình 12.4: Lưới ĐKT làm rọ để xây dựng tường chắn rọ lưới ĐKT
a) Các tấm của rọ; b) Ghép thành rọ 2 ngăn; c) Dạng tường chắn đất dùng rọ lưới ĐKT

Đây là một loại rọ 2 ngăn. Thực tế có nhiều loại kích thước khác nhau.



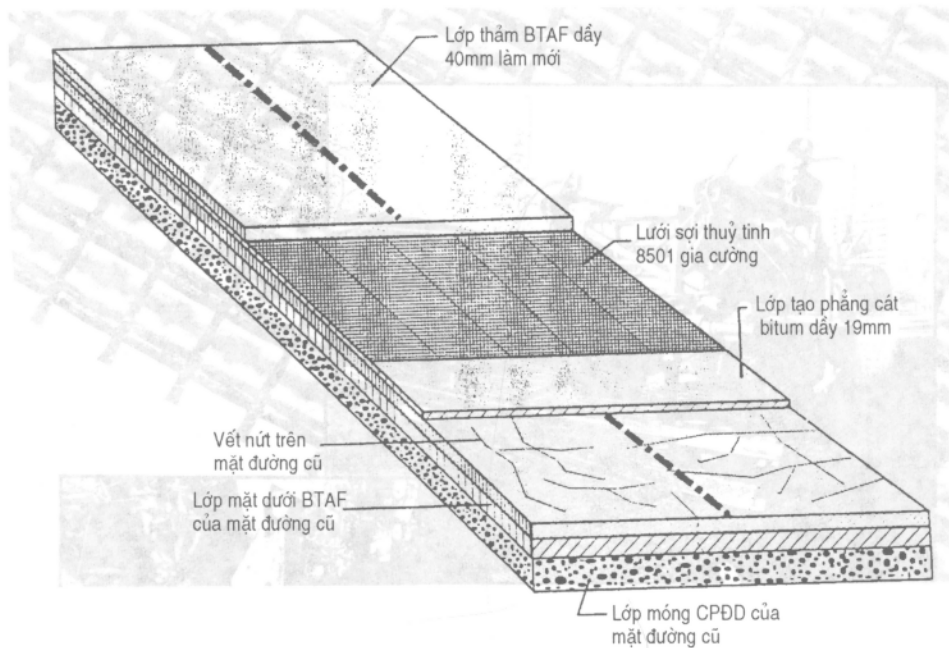
Hình 12.5: Lưới sợi thủy tinh

Bảng 12.2 giới thiệu đặc tính kỹ thuật của 2 loại lưới sợi thủy tinh 8501 và 8502 của hãng sản xuất Bayer

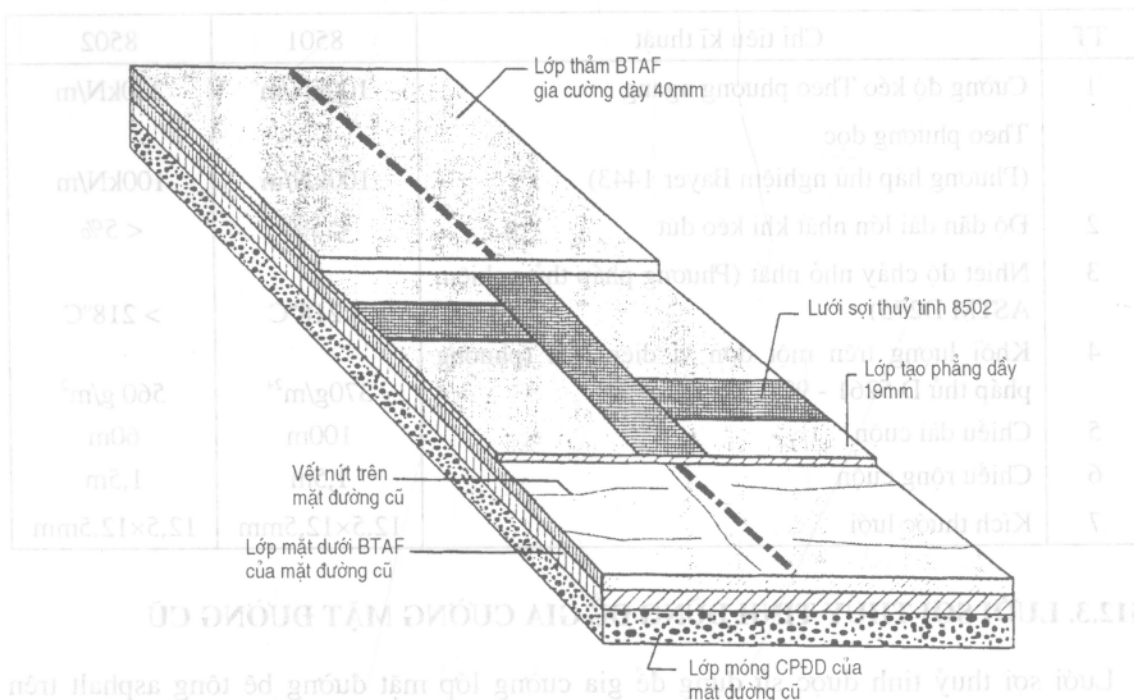
TT	Chỉ tiêu kỹ thuật	8501	8502
1	Cường độ kéo Theo phương ngang Theo phương dọc (Phương pháp thử nghiệm Bayer 1443)	100kN/m 100kN/m	200kN/m 100kN/m
2	Độ giãn dài lớn nhất khi kéo đứt	< 5%	< 5%
3	Nhiệt độ chảy nhỏ nhất (Phương pháp thử nghiệm ASTM D275)	> 218°C	> 218°C
4	Khối lượng trên một đơn vị diện tích (phương pháp thử D 5261 - 92)	370g/m ² +	560 g/m ²
5	Chiều dài cuộn	100m	60m
6	Chiều rộng cuộn	1,5m	1,5m
7	Kích thước lưới	12,5×12,5mm	12,5×12,5mm

§12.3. LƯỚI SỢI THỦY TINH DÙNG ĐỂ GIA CƯỜNG MẶT ĐƯỜNG CỨ

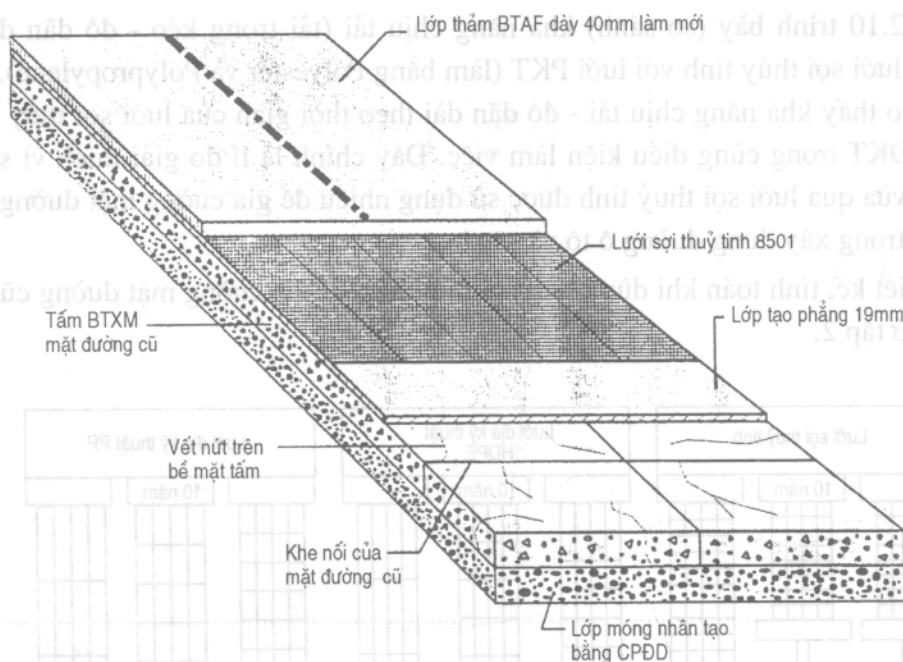
Lưới sợi thủy tinh được sử dụng để gia cường lớp mặt đường bê tông asphalt trên đường băng sân bay như các công trình ở Bắc Mỹ Hector Fargo N.D, sân bay quốc gia Grear d Base, WI, Inyokern. CA, Buttonville. ON, Abaniy NY, Timmeran WI; ở Chiangi Singapor; Saab Thụy Điển; Lima Paru Gawick, Anh; Cairo Ai Cập, Osaka Nhật Bản; Oostende Bỉ, Schipolh Niuzilan v.v...



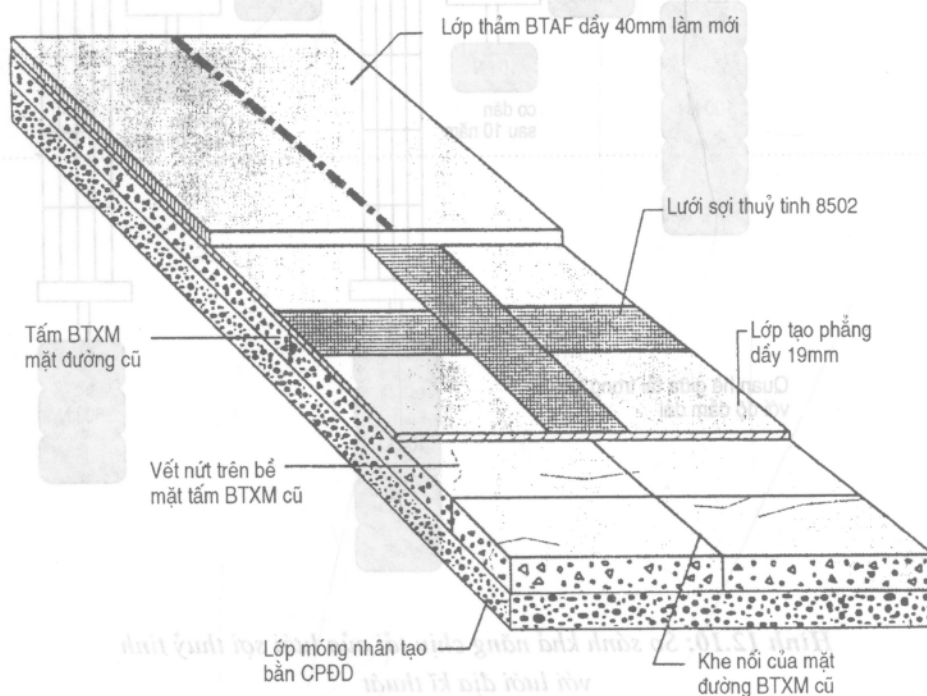
Hình 12.6: Lưới sợi thủy tinh 8501 gia cường mặt đường BTAF cũ trong xây dựng mặt đường ô tô và sân bay



Hình 12.7: Lưới sợi thủy tinh 8502 gia cường mặt đường BTAf cũ trong xây dựng mặt đường ô tô và sân bay



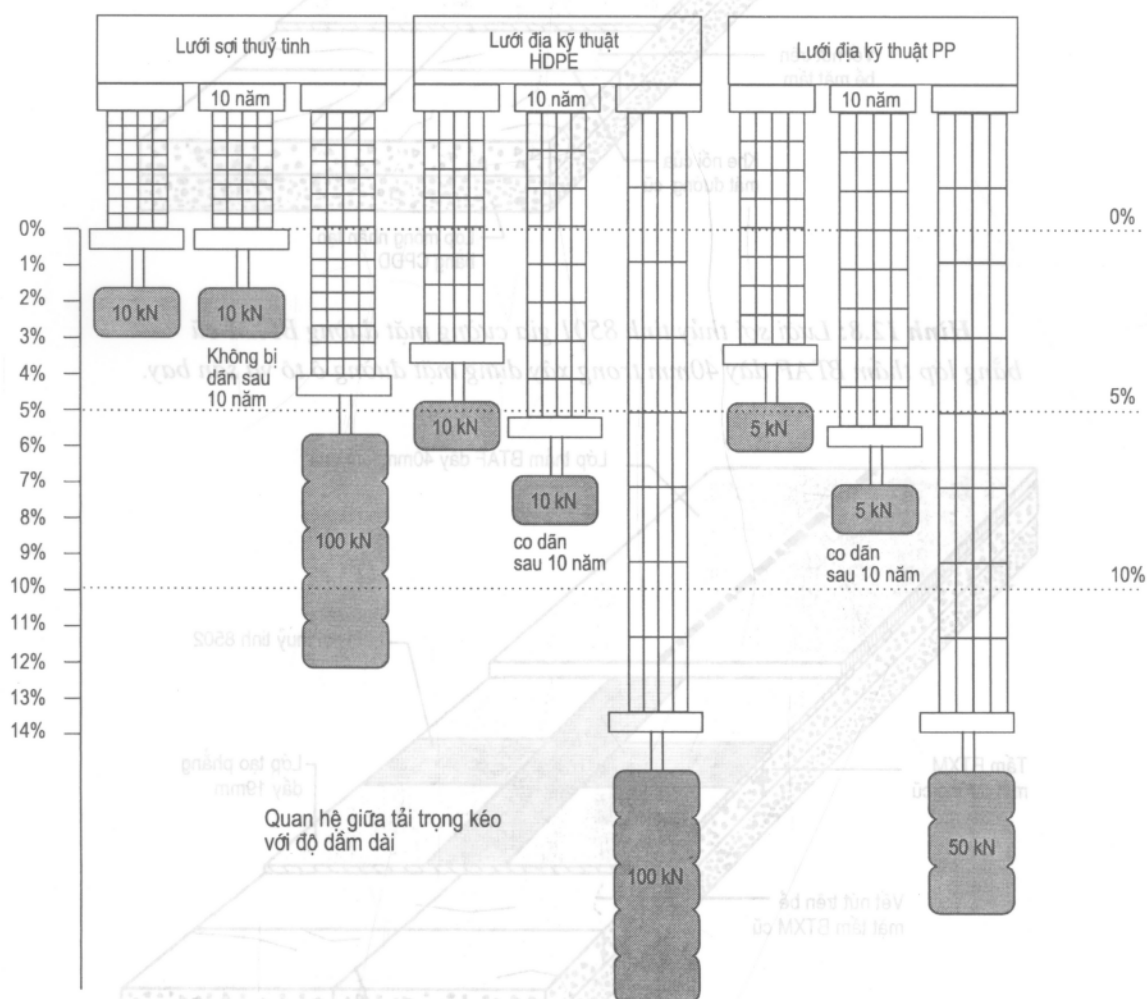
Hình 12.8: Lưới sợi thủy tinh 8501 gia cường mặt đường BTXM cũ bằng lớp thấm BTAF dày 40mm trong xây dựng mặt đường ô tô và sân bay.



Hình 12.9: Lưới sợi thủy tinh 8502 gia cường mặt đường BTXM cũ bằng lớp thấm BTAF dày 40mm trong xây dựng mặt đường ô tô và sân bay.

Hình 12.10 trình bày (so sánh) khả năng chịu tải (tải trọng kéo - độ dãn dài - thời gian) của lưới sợi thủy tinh với lưới PKT (làm bằng Polyester và Polypropylene). Từ biểu đồ này cho thấy khả năng chịu tải - độ dãn dài theo thời gian của lưới sợi thủy tinh hơn hẳn lưới ĐKT trong cùng điều kiện làm việc. Đây chính là lí do giải thích vì sao trong thời gian vừa qua lưới sợi thủy tinh được sử dụng nhiều để gia cường mặt đường BTXM, BTAF cũ trong xây dựng đường ô tô và sân bay.

Việc thiết kế, tính toán khi dùng lưới sợi thủy tinh để gia cường mặt đường cũ sẽ được trình bày ở tập 2.



Hình 12.10: So sánh khả năng chịu tải của lưới sợi thủy tinh với lưới địa kỹ thuật

Chương 13

CÁC LOẠI MÀNG MỎNG ĐỊA KỸ THUẬT (GEOMEMBRANES) DÙNG TRONG CÁC CÔNG TRÌNH XÂY DỰNG

§13.1. GIỚI THIỆU CHUNG

Màng mỏng ĐKT (Geomembranes) là những tấm được chế tạo từ chất dẻo hoặc cao su nhưng cũng có thể được chế tạo từ các chất làm ra VĐKT. Các loại màng mỏng có khả năng chống thấm rất cao đối với nước hoặc hơi nước. Nó là vật liệu chống thấm tốt trong các công trình xây dựng. Tốc độ thấm thông thường từ $0,3 (10^{-10} - 10^{-13})\text{m/phút}$.

1. Giới thiệu các loại màng mỏng

Dưới đây giới thiệu các loại màng mỏng chính đang được sử dụng:

- Màng mỏng bằng chất dẻo (Thermoplastic polyester):

PVC (Polyvinyl chloride).

Polyethylen (LDPE, LLDPE, HDPE

CPE (Chlorinated Polyethylene).

Elasticized polyolefin (3110)

PA (Polyamide)

- Các loại cao su (Thermoset Polymer):

Isoprene - Isobutylene (butyl)

Cao su Epichlorhydrin.

EPDM (Ethylene propylene diene monomer)

EPT (Ethylene Propylene terpolymer)

EVA (Ethylene vinyl acetate)

- Chất tổng hợp:

PVC (Cao su nitric).

PE - EPDM

PVC (Ethyl vinyl acetate).

CPE (Cross linked).

CSPE (Chlorosulfonate polyethylene) còn có tên "Hypalon"

2. Các đặc trưng chính của màng mỏng

Bảng 13.1 trình bày các chỉ tiêu cơ lí của màng mỏng

Bảng 13.1

TT	Loại màng mỏng và các đặc trưng	Đơn vị	Trị số
I	Các chỉ tiêu vật lí		
1	Độ dày	mm	0,25 - 2,50
2	Tỉ trọng		0,9 - 1,5
3	Khối lượng theo đơn vị diện tích	g/m ²	600 - 3000
4	Truyền hơi nước	g/m ² /24h	1 - 10
II	Chỉ tiêu cơ học		
	+ Cường độ kéo đến khi phá hỏng		
5	Không gia cường	kG/cm	1 - 5
6	Được gia cường	kG/cm	5 - 20
	+ Độ giãn dài đến khi phá hỏng		
7	Không gia cường	%	20 - 100
8	Được gia cường	%	10 - 30
	+ Mô đun đàn hồi		
9	Không gia cường	MPa	3,5 - 20
10	Được gia cường	MPa	3,5 - 140
	+ Cường độ xé rách		
11	Không gia cường	kG	2 - 15
12	Được gia cường	kG	10 - 50
	+ Cường độ chống va đập		
13	Không gia cường	kG-m	0,5 - 2,0
14	Được gia cường	kG-m	2 - 7,0
	+ Cường độ chống chọc thủng		
15	Không gia cường	kG	5 - 50
16	Được gia cường	kG	25 - 250
17	Hệ số ma sát với đất (% so với đất)	%	50 - 100
	+ Tính hoá học		
18	Chống lại Ozone		Thay đổi theo lớp vật liệu nằm dưới
19	Phản ứng đối với hoá chất		Cần đặc biệt chú ý
20	Độ bền theo thời gian - Khi hấp thụ nước	%	0 - 30

**Bảng 12.2. Giới thiệu đặc trưng cơ lí loại màng mỏng của
hãng NYLEX (MALAYSIA) BERHAD**

TT	Tên chỉ tiêu	Phương pháp thử	Đơn vị	Trị số
1	Độ dày	AS 1193 - 1974	mm	0,25 - 0,50
2	Tỉ trọng riêng ở 23°C	(phương pháp A)		1,29 - 1,25
3	Cường độ kéo khi phá hỏng	ASTM-882-1987		
	- Theo chiều dọc	(phương pháp A)	MPa	23,6 - 24,50
	- Theo chiều ngang			19,6 - 19,70
4	Modun đàn hồi	ASTM D882-1987	MPa	
	- Theo chiều dọc	(phương pháp A)		12,1 - 6,98
	- Theo chiều ngang			10,7 - 7,33
5	Độ giãn dài khi bị phá hỏng	ASTM D882-1987	%	
	- Theo chiều dọc	(phương pháp A)		334 - 380
	- Theo chiều ngang			343 - 373
6	Cường độ xé rách	ASTM D10	N/mm	
	- Theo chiều dọc	04-1987		887 - 73,24
	- Theo chiều ngang			88,6 - 72,54
7	Độ tổn thất khối lượng tại 70 ± 1°C trong 24 giờ	ASTMD-1204-1987	%	0,29 - 0,42
8	Độ trương nở ở 100°C/15 phút	ASTM D 1204-1987	%	
	- Theo chiều dọc			Giảm 3,37 - 2,83
	- Theo chiều ngang			Tăng 2,12 - 0,09
9	Kích thước cuộn			
	Dài		m	50 - 100
	Rộng		m	1,5 - 3,0

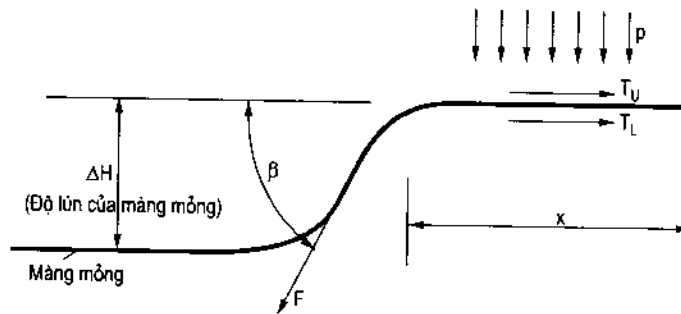
§13.2. LỰA CHỌN LOẠI MÀNG MỎNG TRONG CÁC CÔNG TRÌNH XÂY DỰNG

1. Chiều dày của màng mỏng khi sử dụng làm lớp chống thấm nước ở đáy của bồn (hồ hay ao)

Gọi t là chiều dày của màng mỏng. Để chọn chiều dày t ta giải phương trình cân bằng theo phương x , phương trình 13.1.

$$\Sigma F_x = 0 \quad (13.1)$$

$$F \cdot \cos \beta = T_u + T_L \quad (13.2)$$



Hình 13.1: Sơ đồ tính chiều dày t

$$(\delta, t) \cos \beta = (\text{ptg} \delta_u + \text{ptg} \delta_L) \cdot x \quad (13.3)$$

$$t = \frac{p}{\cos \beta} \cdot \frac{x}{\sigma_y} (\text{tg} \delta_u + \text{tg} \delta_L) \quad (13.4)$$

Trong đó: $p = 300 - 3000 \text{ lb/ft}^2$, tương đương với chiều sâu cột nước từ 5 đến 50 ft (từ 1,5m đến 15m).

$$\beta = 0 - 45^\circ$$

$$x = 0,5 - 3,0 \text{ in (1,3 - 7,6cm)}$$

$\sigma_y = 100.000$ đến 400.000 lb/ft^2 , ứng suất kéo giới hạn của các loại màng mỏng;

$\delta_u = 0$ khi giữ nước, bằng $20 - 40^\circ$ khi giữ đất;

$\delta_L = 20 - 40^\circ$ (xem bảng 13.2 a, b, c).

Xét một ví dụ trình bày ở hình 13.1.

Trong đó: ΔH - độ lún của màng mỏng (hình 13.1);

F - lực kéo xuất hiện trong màng mỏng do độ lún gây ra;

σ_y - ứng suất kéo giới hạn của loại màng mỏng;

t - chiều dày của màng mỏng sử dụng;

T_u - lực cắt xuất hiện trên bề mặt của màng mỏng.

Bảng 13.2. Trị số ma sát giữa màng mỏng với đất màng mỏng với VĐKT và đất với VĐKT.

Bảng 13.2a. Góc ma sát giữa đất với màng mỏng

TT	Loại màng mỏng	Góc nội ma sát loại đất		
		$\phi = 30^\circ$	$\phi = 28^\circ$	$\psi = 26^\circ$
1	EPDE	24° (0,8)	20° (0,71)	24° (0,92)
2	PVC			
	+ Thô nháp	27° (0,9)	-	25° (0,96)
	+ Nhấn (trơn)	25° (0,83)	-	21° (0,81)
3	CSPE	25° (0,83)	21° (0,75)	23° (0,88)
4	HDPE	18° (0,60)	18° (0,64)	17° (0,65)

Bảng 13.2b. Góc ma sát giữa màng mỏng với VĐKT

TT	Loại VĐKT	PVC				
		EPDM	Thô nháp	Nhấn	CSPE	DHPE
1	CZ 600	23°	23°	21°	15°	8°
2	3401	18°	20°	18°	21°	11°
3	Polyfitter X	17°	11°	10°	9°	6°
4	500X	21°	28°	24°	13°	10°

Bảng 13.2c. Góc ma sát giữa đất và VĐKT

TT	Loại VĐKT	Loại đất		
		$\phi = 30^\circ$	$\psi = 28^\circ$	$\psi = 26^\circ$
1	CZ600	30° (1,0)	26° (0,93)	25° (0,96)
2	3401	26° (0,87)	-	-
3	Polyfilter X	26° (0,87)	-	-
4	500 X	24° (0,80)	24° (0,86)	23° (0,88)

T_L - lực cắt ở dưới màng mỏng;

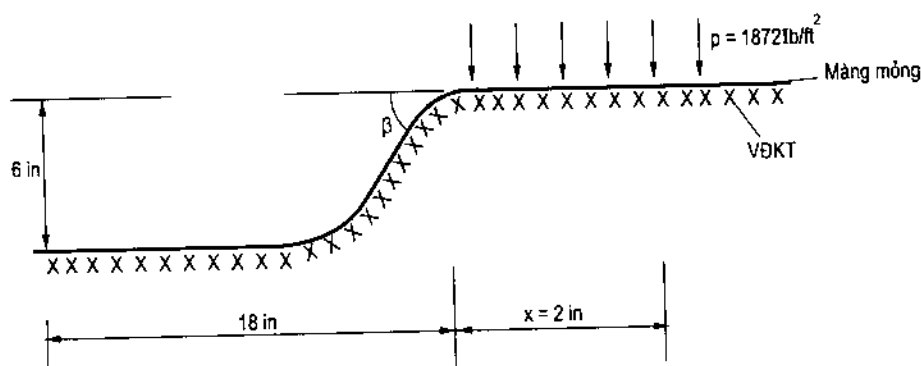
T = ptgđ;

p - áp suất tác dụng lên bề mặt lớp màng mỏng;

δ - góc ma sát giữa màng mỏng và với vật liệu tiếp xúc với màng mỏng, có thể là đất hoặc VĐKT;

x - khoảng cách từ điểm xem xét tới chỗ biến dạng;

Ví dụ 1. Hãy xác định chiều dày của màng mỏng (t) dùng để làm lớp chống thấm của cột nước cao 30ft (9m). ở đây có độ lún $\Delta H = 6$ in, cường độ của lớp màng mỏng lấy $\sigma_y = 120.000 \text{ lb/ft}^2$. Trên bề mặt lớp màng mỏng chỉ phủ một lớp đất mỏng; coi như $\delta_u = 0$, dưới lớp màng mỏng đặt lớp VĐKT.



Hình 13.2: Sơ đồ tính cho ví dụ 1

Giải:

$$\text{Tính } \tan \beta = \frac{6}{18} \rightarrow \beta = 18,4^\circ$$

$$p = 30 \times 62,4 = 1872 \text{ lb/ft}^2$$

$$\delta_u = 0.$$

$$\delta_L = 28^\circ - \text{xem bảng 13.2b}$$

$$\sigma_y = 120.000 \text{ lb/ft}^2$$

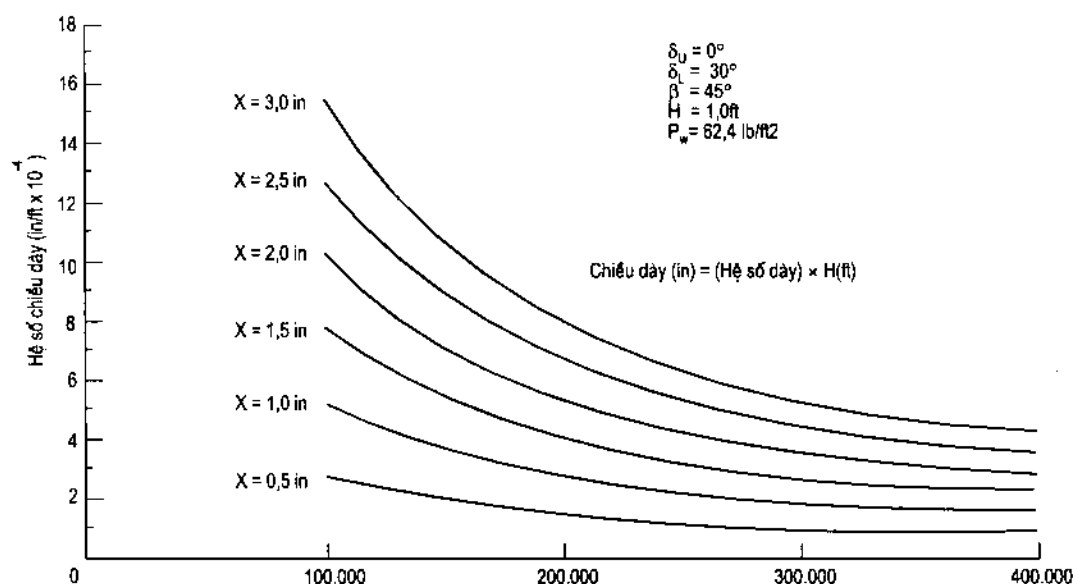
$$x = 2 \text{ in}$$

$$t = \frac{P}{\cos \beta} \cdot \frac{x}{\sigma_y} (\tan \delta_u + \tan \delta_L)$$

$$t = \frac{1872}{\cos 18,4^\circ} \cdot \frac{2}{120.000} (\tan 0^\circ + \tan 28^\circ) = 0,0175 \text{ in} = 0,044 \text{ cm}$$

$$t = 4,4 \times 10^{-2} \text{ cm.}$$

Để tiện trong khi thiết kế có sử dụng màng mỏng làm lớp chống thấm ở đáy người ta đã xây dựng toán đồ xác định hệ số chiều dày khi tính toán chiều dày của màng mỏng (hình 13.3).



Hình 13.3: Đường cong xác định hệ số chiều dày của màng mỏng dựa trên chiều cao cột nước H (ft)

2. Màng mỏng gia cường mái taluy nền đắp

Hình 13.4 thể hiện cách bố trí màng mỏng để gia cường mái dốc taluy với 4 mặt trượt xảy ra khác nhau:

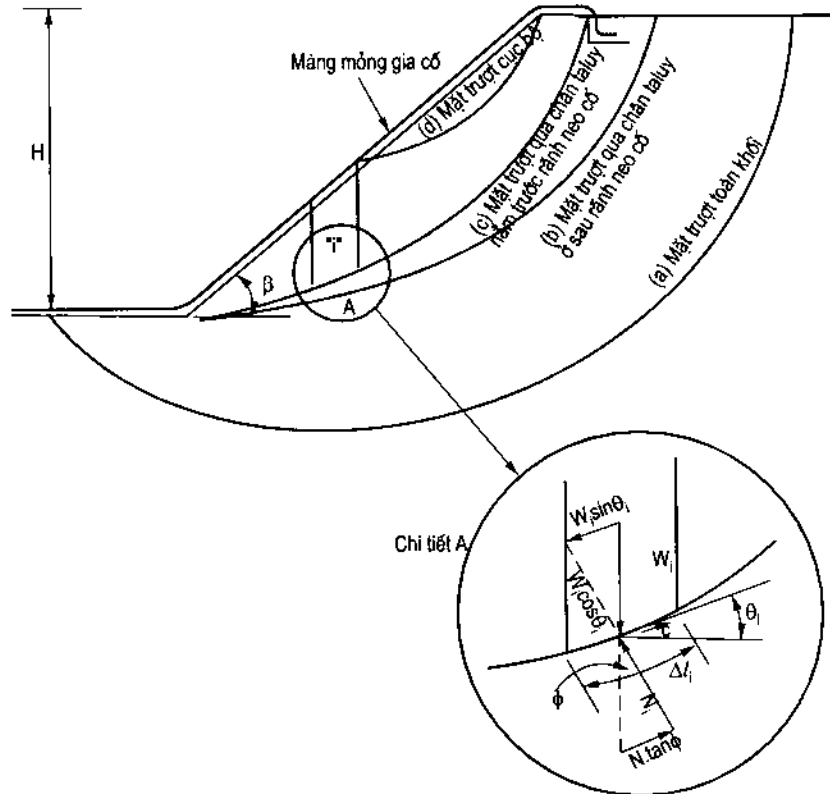
Mặt trượt a - gọi là mặt trượt cơ bản;

Mặt trượt b - mặt trượt qua chân ta luy nằm sau rãnh neo;

Mặt trượt c - mặt trượt qua chân ta luy nằm trước rãnh neo;

Mặt trượt d - mặt trượt cục bộ mái ta luy.

Với mặt trượt a, b thì hệ số an toàn được xác định thông thường như khi tính ở mặt trượt trụ tròn:



Hình 13.4: *Màng mỏng ĐKT rải trên mặt đất ta luy*

Hệ số định K được tính như sau:

$$K = \sum_{i=1}^m \frac{[(W_i \cos \theta_i) \operatorname{tg} \varphi_i + \Delta l_i \cdot C_i] \cdot R}{(W_i \sin \theta_i) \cdot R} \quad (13.5)$$

Trong đó: W_i - trọng lượng của mảnh trượt thứ i ;

θ_i - góc tạo bởi mảnh trượt thứ i với phương ngang;

Δl_i - chiều dài của cung trượt thứ i ;

φ_i - góc nội ma sát của đất nằm trong mặt trượt thứ i ;

C_i - lực dính của đất ở mặt trượt thứ i .

Để xây dựng toán đồ tính toán, người ta viết công thức xác định hệ số K theo công thức (13.6)

$$K = \frac{C}{N_s \cdot \gamma \cdot H} \quad (13.6)$$

Trong đó: K - hệ số an toàn;

C - cường độ của đất xác định theo thí nghiệm cắt không cho thoát nước;

γ - dung trọng của đất;

H - độ cao của mái taluy;

N_s - số ổn định được tính theo (13.7).

$$N_s = \frac{K \cdot \gamma \cdot H}{C} \quad (13.7)$$

Ví dụ 2. Ví dụ này trình bày cách sử dụng toán đồ 13.5 để tính toán mái dốc ta luy khi sử dụng màng mỏng bọc bề mặt ta luy nhằm gia cố mái ta luy.

Một lớp màng mỏng đặt ở độ sâu 10ft (3m). Đất nằm ngay dưới lớp màng mỏng có cường độ cắt không cho thoát nước $C = 260 \text{ lb/ft}^2$, $\gamma = 105 \text{ lb/ft}^3$. Mặt phá hoại thuộc loại a trên hình 13.4 đi qua lớp cát sỏi có độ sâu 10 ft kể từ chân ta luy xuống. Hệ số an toàn yêu cầu $K = 1,5$.

Lời giải:

Tính K theo công thức (13.6)

$$K = \frac{C}{N_s \cdot \gamma \cdot H} \quad (13.6)$$

$$1,5 = \frac{260}{N_s \cdot (105) \cdot (10)}$$

$$N_s = \frac{260}{1,5 \cdot (105)(10)} = 0,165$$

$$n = \frac{H + D}{H} = \frac{10 + 10}{10} = 2$$

Với $n = 2$ và $N_s = 0,165$ tra trên toán đồ 13.5 được $\beta = 22,5^\circ$, tức mái ta luy $1 = 2,5$.

Dạng phá hỏng loại c và d trên hình 13.4 thì hệ số an toàn được tính theo công thức (13.8).

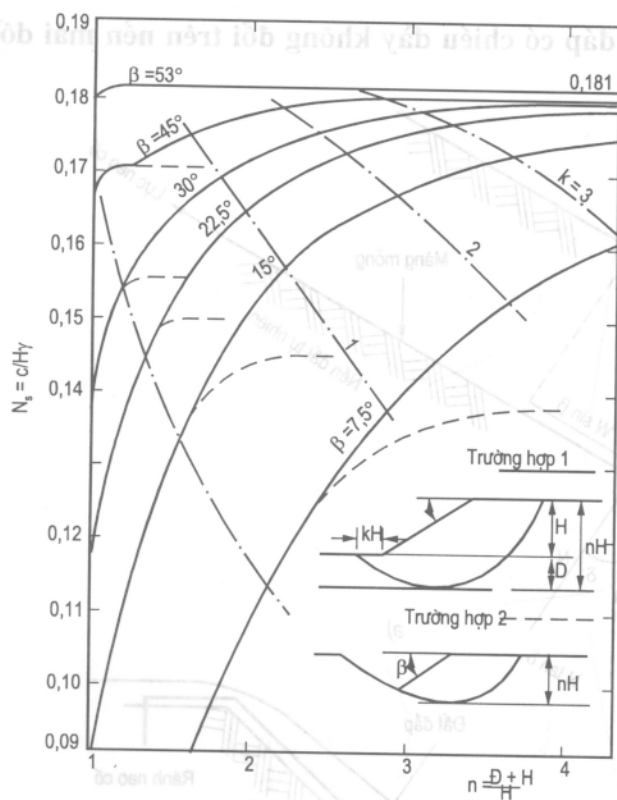
$$K = \sum_{i=1}^n \frac{[(W_i \cos \theta_i) \cdot \tan \phi + \Delta l_i \cdot C_i] \cdot R + T \cdot x}{(W_i \cdot \sin \theta_i) \cdot R} \quad (13.8)$$

$$\text{Trong đó: } T = \sigma_y \cdot t \quad (13.9)$$

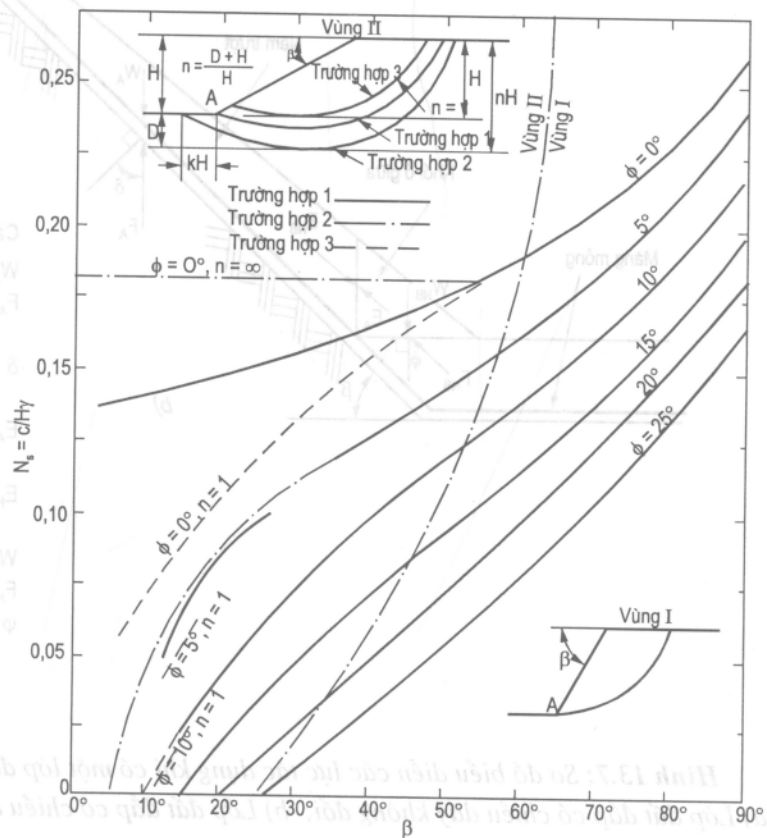
σ_y - ứng suất kéo giới hạn của lớp màng mỏng;

x - cánh tay đòn của mô men, trị số lớn nhất $x_{\max} = R$.

Các kí hiệu khác giống như trên.

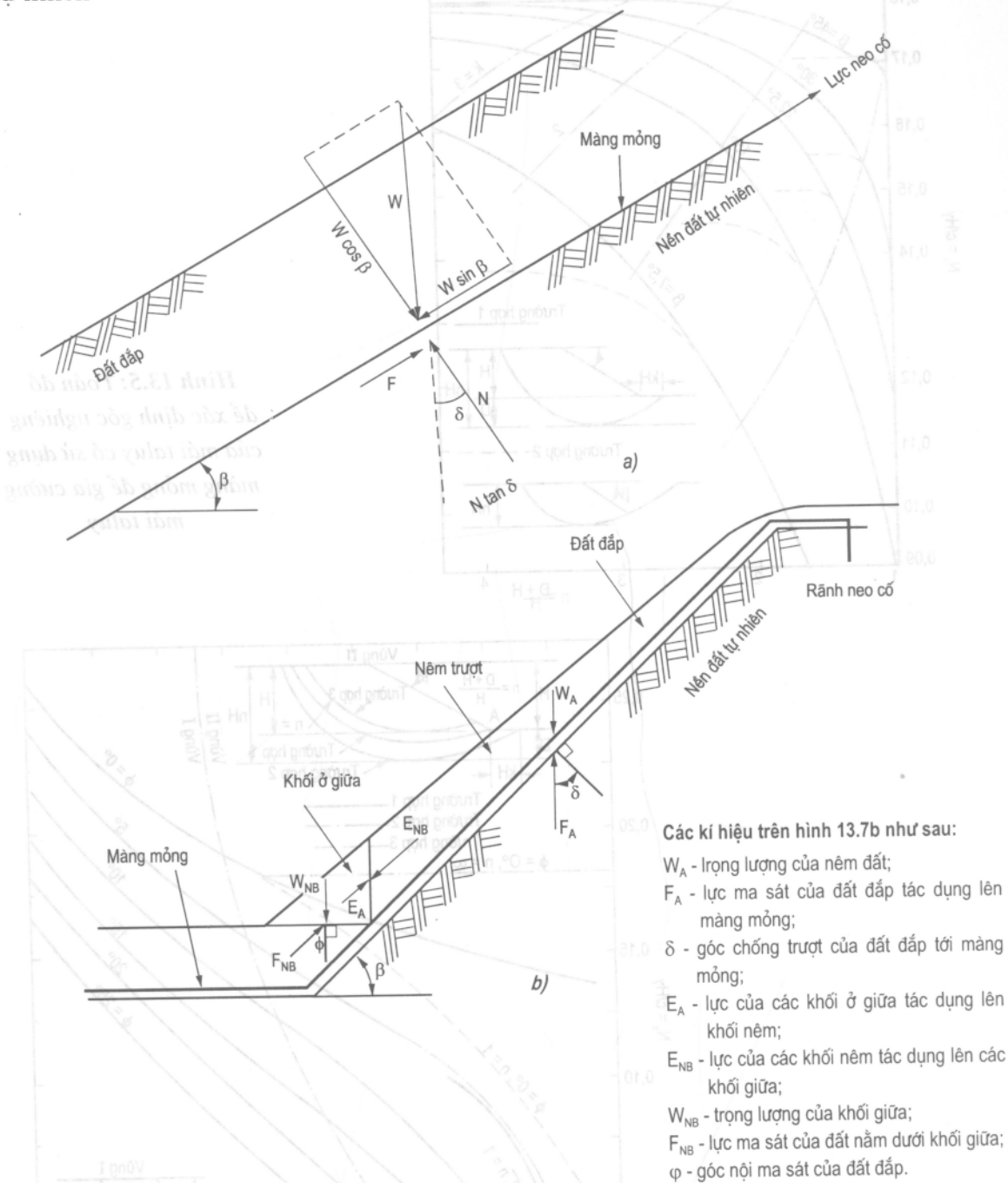


Hình 13.5: Toán đồ để xác định góc nghiêng của mái taluy có sử dụng màng mỏng để gia cường mái taluy



Hình 13.6: Toán đồ để xác định trị số ổn định N_s khi dùng màng mỏng để gia cường mái taluy

3. Màng mỏng để ổn định lớp đất đắp có chiều dày không đổi trên nền mái dốc tự nhiên



Hình 13.7: Sơ đồ biểu diễn các lực tác dụng khi có một lớp đất đắp trên lớp màng mỏng
a) Lớp đất đắp có chiều dày không đổi; b) Lớp đất đắp có chiều dày không đổi (hình búp măng)

Trong trường hợp này hệ số an toàn K được xác định như sau:

$$K = \frac{\sum \text{Các lực chống trượt}}{\sum \text{Các lực gây trượt}} \quad (13.10)$$

$$= \frac{F}{W \cdot \sin \beta} \quad (13.11)$$

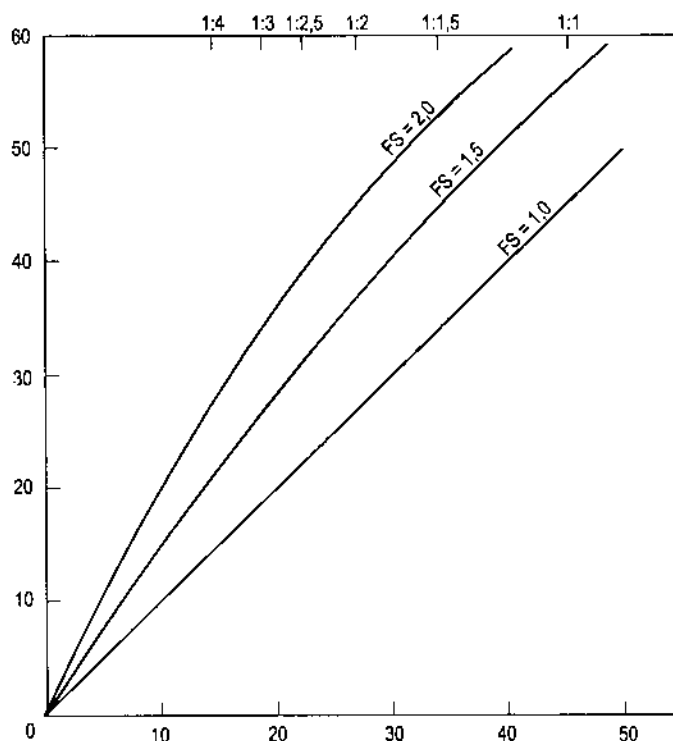
$$= \frac{N \cdot \operatorname{tg} \delta}{W \cdot \sin \beta} \quad (13.12)$$

$$= \frac{W \cdot \cos \beta \cdot \operatorname{tg} \delta}{W \sin \beta} = \frac{\operatorname{tg} \delta}{\operatorname{tg} \beta} \quad (13.13)$$

Trong đó: β - góc dốc của mái ta luy;

δ - góc ma sát giữa lớp màng mỏng với đất đắp lên trên nó.

Hình 13.8 giới thiệu toán đồ thiết kế cho lớp đất đắp có chiều dày không đổi trên lớp màng mỏng đặt trên mái dốc tự nhiên có góc dốc β đã biết.



Hình 13.8: Đường cong thiết kế chọn loại đất và loại màng mỏng đắp trên mái dốc tự nhiên khi đã biết góc dốc β .

Ví dụ 3: Trên mái dốc tự nhiên có độ dốc 1 : 3, yêu cầu hệ số an toàn $K = 1,3$, lớp màng mỏng dùng gia cường ở đây là EPDM.

Giải:

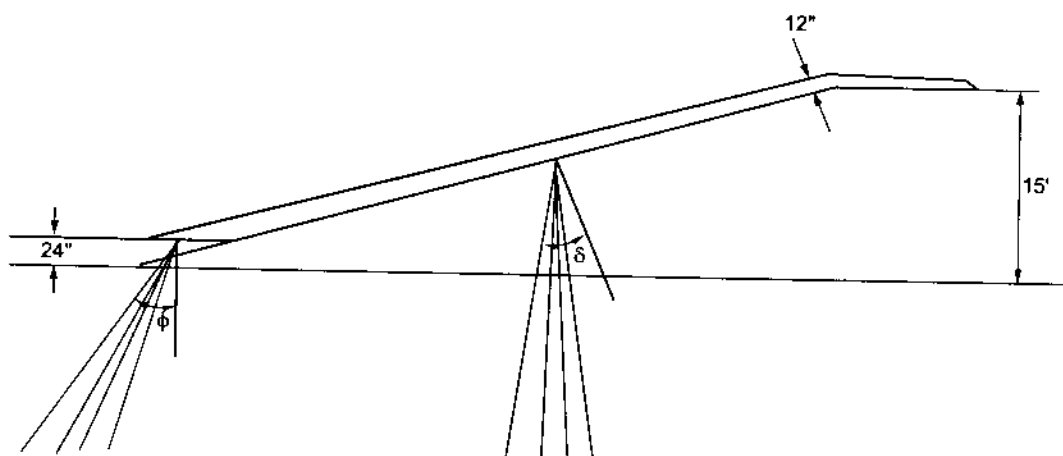
Độ dốc 1 : 3 tức là góc dốc $\beta = 18,4^\circ$.

Sử dụng hình 13.8 với $\beta = 18,4^\circ$, dóng đường song song với trục tung nó cắt đường có hệ số an toàn $K = 1,3$ (trường hợp này nội suy giữa được $K = 1$ và $K = 1,5$) được $\delta = 23,5^\circ$. Ta dùng cát có góc nội ma sa sát $\phi = \delta = 23,5^\circ$ để đắp lên trên lớp màng mỏng EPDM.

Khi lớp đất đắp có chiều dày thay đổi từ dưới lên trên, dưới dày trên mỏng tạo thành hình búp măng, hình 13.7.

Trường hợp này hoàn toàn có thể sử dụng phương pháp tính khi chiều dày lớp đất đắp không đổi, tuy nhiên ở đây sử dụng khái niệm về "nêm đất".

Ví dụ 4. Hãy xác định hệ số an toàn khi đắp một lớp đất theo dạng búp măng, chiều dày lớp đất đắp thay đổi từ dưới lên trên - ở dưới chân dày 24 in, ở trên đỉnh dày 12 in trên mái dốc tự nhiên có độ dốc 1 : 3. Xem hình 13.9 trình bày cấu tạo của lớp đất đắp ở ví dụ 4. Cát đắp có $\gamma = 100 \text{ lb/ft}^3$, $\phi = 30^\circ$ và $\delta = 25^\circ$ (theo bảng 12.3a - với loại màng mỏng CSPE).



Hình 13.9: Cấu tạo lớp đất đắp của ví dụ 4

Giải: Dưới đây trình bày các bước tính toán

+ Xác định trọng lượng của các khối nêm và các khối giữa

$$W_A = 43 \cdot 1,5 \cdot 100 = 6450 \text{ lb/ft}$$

$$W_{NB} = 0,5 \cdot 6,0 \cdot 2,1 \cdot 100 = 630 \text{ lb/ft}$$

+ Giả thiết chọn hệ số an toàn khác nhau.

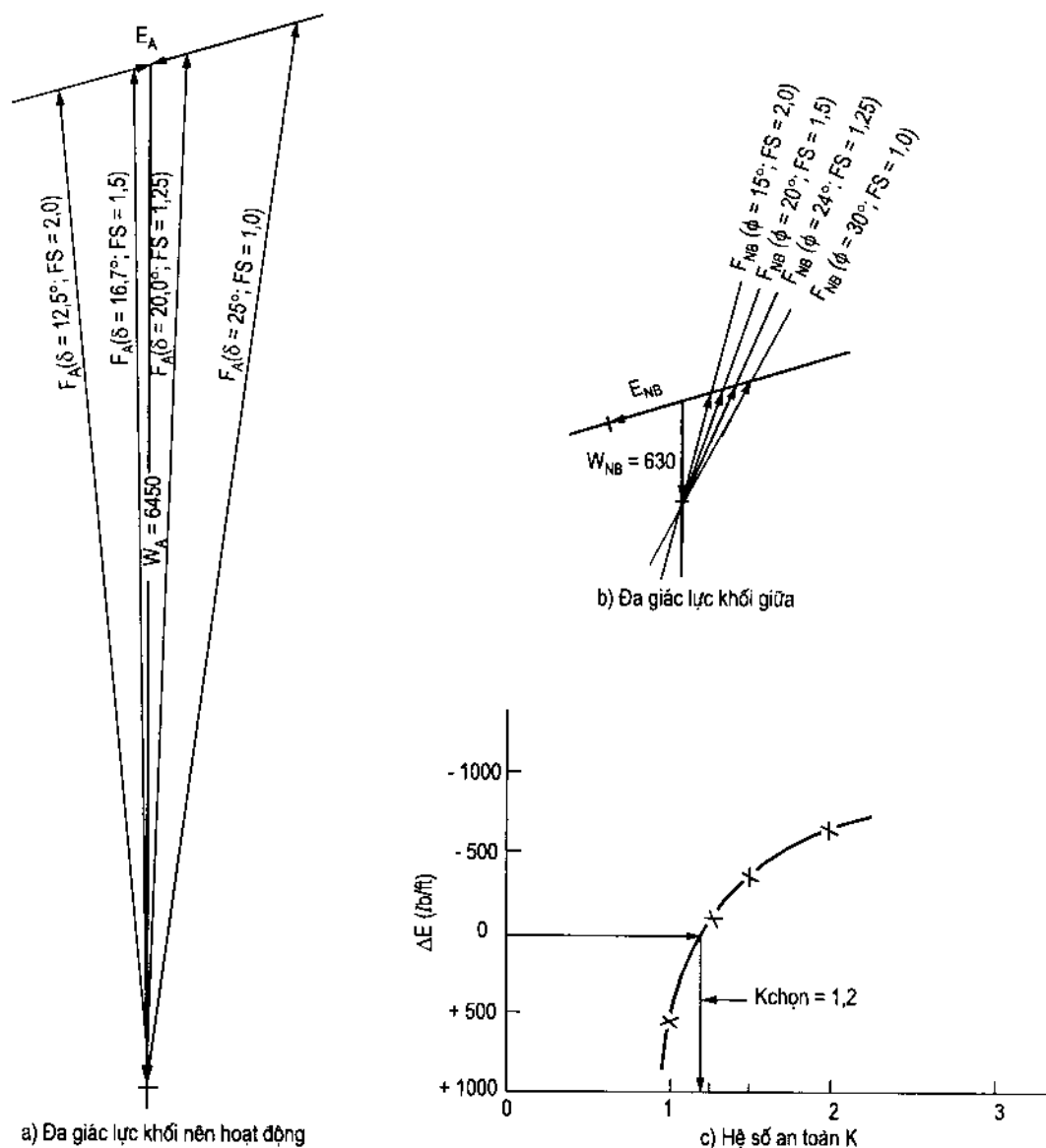
$$K_1 = 1,0, \phi = 30^\circ, \delta = 25^\circ$$

$$K_2 = 1,25, \phi = 24^\circ, \delta = 20^\circ$$

$$K_3 = 1,50, \phi = 20^\circ, \delta = 16,7^\circ, E_{NB} = 350 \text{ lb/ft.}$$

$$K_4 = 2,0, \phi = 15^\circ, \delta = 12,5^\circ; E_{NB} = 600 \text{ lb/ft}$$

Xem hình 13.10 trình bày trị số của $E_A - W_A$ hình 13.10a, $E_{NB} - W_{NB}$ hình 13.10b và hệ số an toàn 13.9b.



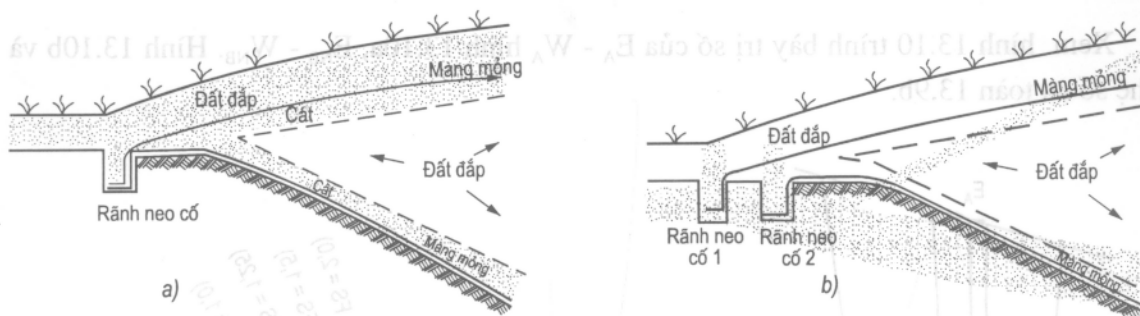
Hình 13.10:

a) Đa giác lực khối nền hoạt động; b) Đa giác lực khối giữa; c) Chịu hệ số an toàn K.

4. Màng mỏng neo giữa đất đắp

Hình 13.11a - Sử dụng một hố neo cho cả 2 lớp màng mỏng

Hình 13.11b - Sử dụng hai hố neo riêng biệt cho 2 lớp màng mỏng giữa đất đắp.

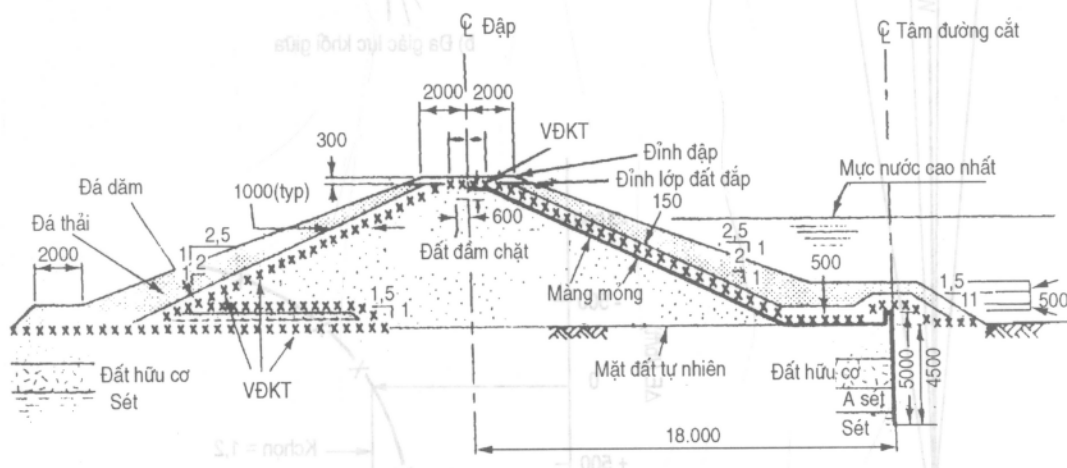


Hình 13.11: Cấu tạo sử dụng màng mỏng có hố neo để giữ đất đắp

- a) Sử dụng một hố neo chung cho cả 2 lớp màng mỏng;
- b) Sử dụng hố neo riêng cho từng lớp màng mỏng để giữ đất đắp

5. Màng mỏng sử dụng trong xây dựng đập nước

Màng mỏng được sử dụng làm lớp chống thấm phía thượng lưu của đập nước. Hình 13.12 trình bày cấu tạo đập nước có dùng màng mỏng làm lớp chống thấm ở phía thượng lưu đập.

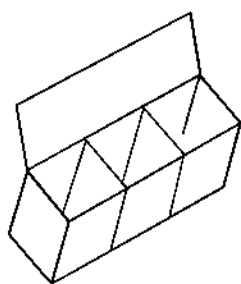


Hình 11.12: Cấu tạo mặt cắt ngang của đập có dùng màng mỏng làm lớp chống thấm ở phía thượng lưu đập nước. Đơn vị tính bằng mm.

PHỤ LỤC

Phụ lục 1. QUY CÁCH CÁC LOẠI RỌ THÉP NƯỚC NGOÀI

Rọ thép mắt lưới
80 × 100mm



Dài (mm)	Rộng (mm)	Cao (m)	Vách ngăn (cái)	Trọng lượng (kg)		
				2,4mm	2,7mm	3,0mm
1	1	1	-	7,50	9,60	11,4
1,5	1	1	-	10,00	12,50	15,25
2	1	1	1	13,50	17,00	20,50
3	1	1	2	20,00	24,00	30,50
4	1	1	3	26,50	32,00	39,00
1	1	0,5	-	5,00	6,40	8,00
2	1	0,5	1	10,00	12,00	15,00
3	1	0,5	2	14,40	17,50	21,60
4	1	0,5	3	19,00	23,00	27,60
2	2	0,5	1	16,25	21,45	24,60
3	2	0,5	2	23,75	30,40	36,50
4	2	0,5	3	31,25	41,25	48,75
5	2	0,5	4	38,75	51,20	62,00
3	2	1	2	32,50	42,00	49,00
4	2	1	3	42,50	54,40	65,20
5	2	1	4	52,50	67,20	82,00

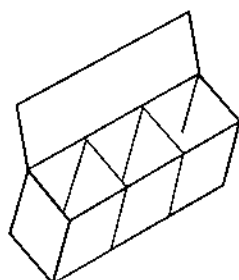
Rọ mạ kẽm bọc
PVC mắt lưới
80 × 100mm

Dài (mm)	Rộng (mm)	Cao (m)	Vách ngăn (cái)	Trọng lượng (kg)		
				2,0mm/ 3,0mm	2,2mm/ 3,3mm	2,4mm/ 4mm
2	1	0,5	1	8,00	9,00	11,00
3	1	0,5	2	11,90	13,75	16,00
4	1	0,5	3	15,70	18,20	21,00
1,5	1	1	-	8,70	10,00	11,60
2	1	1	1	12,00	13,75	16,00
3	1	1	2	17,30	20,00	23,20
4	1	1	3	22,70	26,25	30,50
3	2	0,5	2	20,60	23,75	27,60
4	2	0,5	3	27,00	31,25	36,25
5	2	0,5	4	33,50	38,75	45,00
3	2	1	2	28,10	32,50	38,00
4	2	1	3	36,80	42,50	49,40
5	2	1	4	45,40	52,50	61,00

Rọ thép mắt lưới
60 × 80

Dài (mm)	Rộng (mm)	Cao (m)	Vách ngăn (cái)	Trọng lượng (kg)	
				2,2mm	2,7mm
2	1	0,5	1	11,00	15,30
3	1	0,5	2	15,50	21,60
4	1	0,5	3	19,00	29,00
1,5	1	1	-	10,50	15,00
2	1	1	1	14,00	20,60
3	1	1	2	20,00	30,75
4	1	1	3	26,00	39,50

Rọ thép mạ kẽm
mắt lưới
100 × 120mm



Dài (mm)	Rộng (mm)	Cao (m)	Vách ngăn (cái)	Trọng lượng (kg)	
				2,7mm	3,0mm
1	1	1	-	8,10	10,00
1,5	1	1	-	10,80	13,50
2	1	1	1	15,20	18,00
3	1	1	2	20,50	26,20
4	1	1	3	27,20	33,50
2	1	0,5	1	11,00	13,50
3	1	0,5	3	19,50	24,50
2	2	0,5	1	17,60	21,50
3	2	0,5	2	26,50	33,20
4	2	0,5	4	43,00	43,00
5	2	0,5	4	43,00	53,00
3	2	1	2	36,00	43,00
4	2	1	3	47,25	57,00
5	2	1	4	59,00	69,00

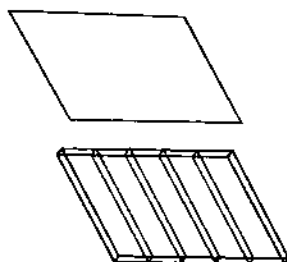
Rọ thép mạ kẽm
bọc PVC mắt lưới
100 × 120mm

Dài (mm)	Rộng (mm)	Cao (m)	Vách ngăn (cái)	Trọng lượng (kg)
				2,7mm/3,7mm
2	1	0,5	1	13,0
3	1	0,5	2	18,50
4	1	0,5	3	23,50
2	1	1	1	17,50
3	1	1	2	25,00
4	1	1	3	32,00
3	2	0,5	2	31,50
4	2	0,5	3	42,00
5	2	0,5	4	50,00
3	2	1	2	42,00
4	2	1	3	55,00
5	2	1	4	67,00

Rọ thép mạ kẽm
mắt lưới
60 × 80mm

Dài (mm)	Rộng (mm)	Cao (m)	Vách ngăn (cái)	Trọng lượng (kg)	
				2,2mm	2,7mm
2	1	0,5	1	11,00	15,30
3	1	0,5	2	15,50	21,60
4	1	0,5	3	19,00	29,00
1,5	1	1	-	10,50	15,00
2	1	1	1	14,00	20,60
3	1	1	2	20,00	30,75
4	1	1	3	26,00	39,50

Thảm rọ thép
mạ kẽm mắt lưới
60 × 80mm



Dài (mm)	Rộng (mm)	Cao (m)	Vách ngăn (cái)	Trọng lượng (kg)	
				2,0mm	2,2mm
3	2	0,23	2	17,80	21,00
4	2	0,23	3	22,50	27,00
5	2	0,23	4	28,00	32,50
6	2	0,23	5	32,00	38,20
3	2	0,30	2	19,00	21,00
4	2	0,30	3	24,00	28,20
5	2	0,30	4	29,50	33,50
6	2	0,30	5	33,00	40,00
3	3	0,23	2	25,20	27,80
4	3	0,23	2	25,20	27,80
5	3	0,23	4	38,50	44,25
6	3	0,23	5	44,20	53,25
3	3	0,30	2	25,00	29,50
4	3	0,30	3	33,00	39,00
5	3	0,30	4	41,00	46,80
6	3	0,30	5	46,00	54,00

Thảm rọ thép
mạ kẽm bọc PVC
mắt lưới
60 × 80mm

Dài (mm)	Rộng (mm)	Cao (m)	Vách ngăn (cái)	Trọng lượng (kg)	
				2,0mm/ 3,0mm	2,2mm/ 3,3mm
3	2	0,23	2	17,70	20,80
4	2	0,23	3	22,70	27,00
5	2	0,23	4	27,50	32,00
6	2	0,23	5	31,50	38,00
3	2	0,30	2	19,00	21,90
4	2	0,30	3	24,00	28,00
5	2	0,30	4	29,00	34,00
6	2	0,30	5	34,00	40,00
3	3	0,23	2	25,50	29,00

4	3	0,23	3	31,90	37,00
5	3	0,23	4	38,20	45,00
6	3	0,23	5	44,50	53,40
3	3	0,30	2	25,50	30,00
4	3	0,30	3	33,50	39,00
5	3	0,30	4	40,10	47,00
6	3	0,30	5	46,20	54,20

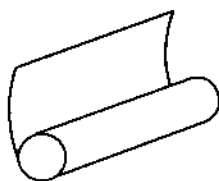
Bọc lưới thép
hình trụ mạ kẽm
mắt lưới
80 × 100mm

Dài (m)	Đường kính (m)	Thể tích (m ³)	Trọng lượng (kg) với d:3,0mm
2	0,65	0,65	11,00
3	0,65	1,00	13,00
2	0,95	1,40	16,00
3	0,95	2,15	21,50

Bọc lưới thép
hình trụ mạ kẽm
bọc PVC mắt lưới
80 × 100mm

Dài (m)	Đường kính (m)	Thể tích (m ³)	Trọng lượng (kg) với d:3,0mm
2	0,65	0,65	8,00
3	0,65	1,00	11,00
2	0,95	1,40	12,00
3	0,95	2,15	16,00

Lưới thép mạ kẽm,
mắt lưới sáu cạnh
quần ba



Mắt lưới	Đường kính dây thép (mm)	Trọng lượng (kg/m ²)	Chiều rộng lưới (m)
80 × 100mm	3,0	1,75	1-2-3
	2,7	1,45	1-2-3
	2,4	1,20	1-2-3
60 × 80mm	2,7	1,80	2-3
	2,2	1,20	2-3
	2,0	1,15	2-3

Dây thép tiêu chuẩn BS 1052 về ứng suất kéo. Ứng suất chịu kéo trong khoảng 38kG đến 55kG/mm². Phân loại của Mỹ QQ-W-461-4 Soft 1978.

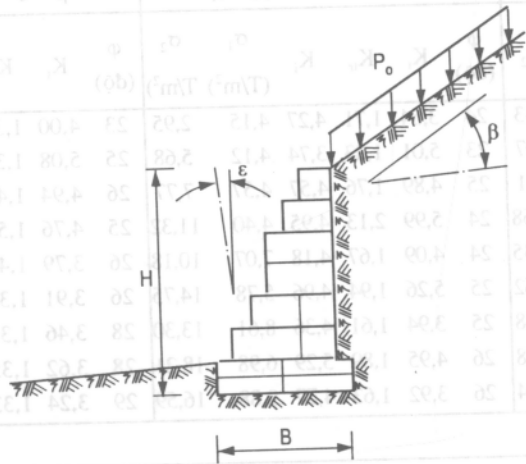
Mạ kẽm theo tiêu chuẩn BSS 443.1982.

Trọng lượng rọ lưới thép ghi trong bảng chưa tính đến dây buộc. Có thể lấy trọng lượng dây buộc chiếm (5-8)% trọng lượng rọ thép. Chiều cao và chiều rộng của rọ thép được phép sai 5%, chiều dài sai số 3%. Chiều dày thanh rọ thép được sai lệch 2,5cm.

Phụ lục 2. QUY CÁCH TƯỜNG CHẮN RỌ ĐÁ TRÊN KHÔ

Các thông số của tường chắn được sử dụng trong bảng:

H (m)	B (m)	β (°)	γ (T/m ³)	p_0 (T/m ²)	ϵ (°)
10.0	2.0	0	1.75	0.0	6
9.0	2.0	0	1.75	0.0	6
8.0	2.0	0	1.75	0.0	6
7.0	2.0	0	1.75	0.0	6
6.0	2.0	0	1.75	0.0	6
5.0	2.0	0	1.75	0.0	6
4.0	2.0	0	1.75	0.0	6
3.0	2.0	0	1.75	0.0	6
2.0	2.0	0	1.75	0.0	6
1.0	2.0	0	1.75	0.0	6



Sơ đồ tính toán tường chắn

Mặt phẳng của tường nghiêng so với mặt phẳng đứng một góc $\epsilon = 6^\circ$. Móng tường làm bằng rọ đá dày 0,50m khi chiều cao H lớn hơn 5-6m. Khi cần thiết cần mở rộng móng tường thường lấy chiều rộng gia tăng là 0,5m đối với tường có $H \leq 4m$ và 1m đối với tường có $H > 4m$. Trọng lượng đơn vị của rọ đá lấy bằng $\gamma = 1,75T/m^3$, trọng lượng đơn vị của đất $\gamma_1 = 180 T/m^3$, góc ma sát trong ϕ , tải trọng phân bố trên mặt đất là p_0 .

Với mỗi trị số H và B suy ra H/B, tính cho 3 trường hợp:

$$\beta = 0, p_0 = 0.$$

$$\beta = 0, p_0 = \gamma_1 \cdot 1m$$

$$\beta = \phi, p_0 = 0.$$

Kết quả tính ghi trong bảng các trị số sau:

- Hệ số ổn định lật K_l .

- Hệ số ổn định trượt K_w .

- Hệ số ổn định tổng thể K_t .

- Ứng suất nhỏ nhất và lớn nhất lên mặt đất nền σ_1 và σ_2 .

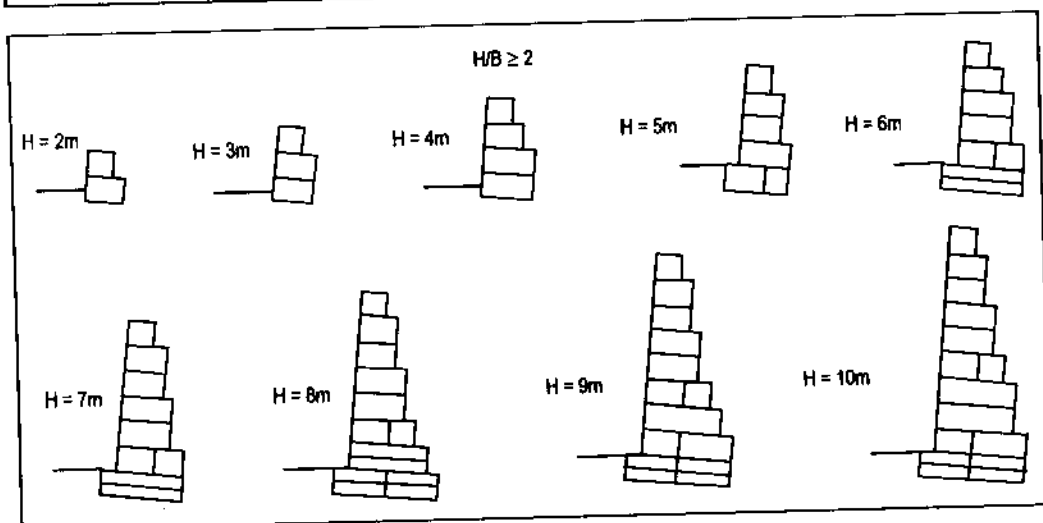
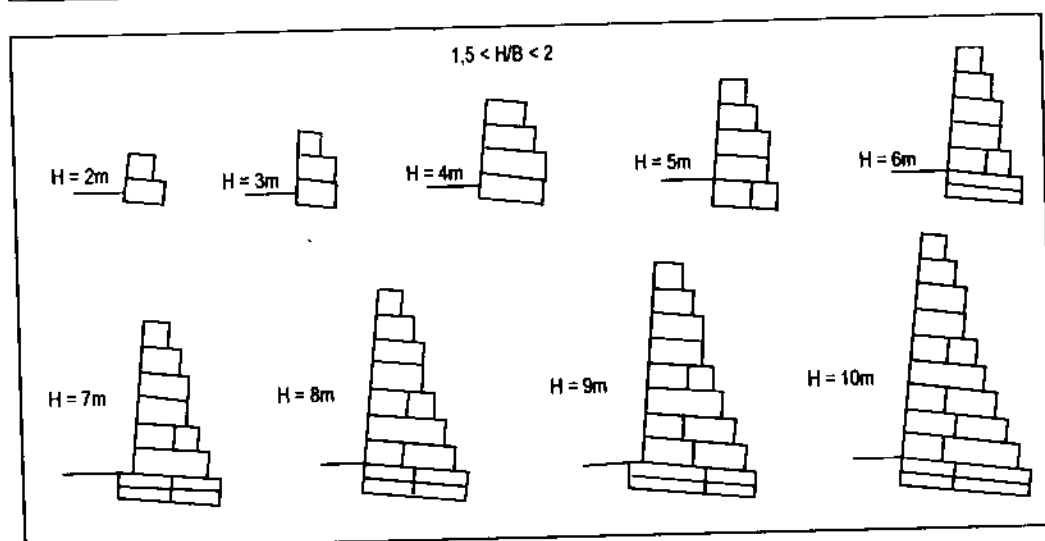
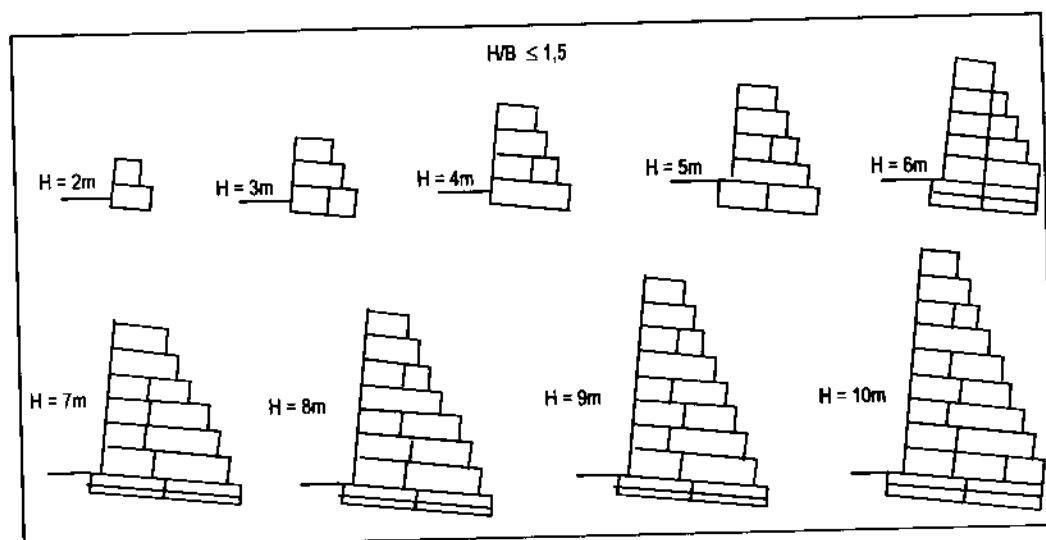
H (m)	B (m)	β (°)	γ (T/m ³)	p_0 (T/m ²)	ϵ (°)
10.0	2.0	0	1.75	0.0	6
9.0	2.0	0	1.75	0.0	6
8.0	2.0	0	1.75	0.0	6
7.0	2.0	0	1.75	0.0	6
6.0	2.0	0	1.75	0.0	6
5.0	2.0	0	1.75	0.0	6
4.0	2.0	0	1.75	0.0	6
3.0	2.0	0	1.75	0.0	6
2.0	2.0	0	1.75	0.0	6
1.0	2.0	0	1.75	0.0	6

Phụ lục 3. TƯỜNG TRỌNG LỰC CÓ BẠC MẶT NGOÀI

H/B ≤ 1,5																			
H (m)	B (m)	β = 0 p _o = 0						β = 0 p _o = γ _t						β = 0 p _o = 0					
		φ (độ)	K _t	K _u	K _i	σ ₁	σ ₂	φ (độ)	K _t	K _u	K _i	σ ₁ (T/m ²)	σ ₂ (T/m ²)	φ (độ)	K _t	K _u	K _i	σ ₁ (T/m ²)	σ ₂ (T/m ²)
2	1,5	22	7,82	2,68	4,37	2,14	4,33	24	3,64	1,71	4,27	4,15	2,95	23	4,00	1,32	2,38	3,9	3,44
3	2,5	24	10,42	2,91	5,47	2,16	7,07	23	5,01	1,83	3,74	4,12	5,68	25	5,08	1,37	3,04	4,07	6,44
4	3,0	25	8,42	2,56	5,50	2,50	9,21	25	4,89	1,76	4,57	4,57	7,77	26	4,94	1,49	3,63	4,54	8,44
5	4,0	24	9,10	2,86	5,77	3,00	11,68	24	5,99	2,13	4,95	4,40	11,32	25	4,76	1,55	3,75	6,13	12,54
6	4,0	24	6,03	2,18	4,83	4,19	12,35	24	4,09	1,67	4,18	7,07	10,18	26	3,79	1,41	3,57	7,99	10,68
7	5,0	25	7,23	2,41	5,60	3,89	15,62	25	5,26	1,94	4,96	5,78	14,75	26	3,91	1,33	3,37	9,14	13,11
8	5,0	25	5,33	1,98	4,89	5,48	15,68	25	3,94	1,61	4,36	8,61	13,30	28	3,46	1,38	4,11	10,65	13,71
9	6,0	26	6,40	2,25	5,85	4,81	19,38	26	4,95	1,89	5,29	6,98	18,21	28	3,62	1,35	4,04	11,59	16,48
10	6,0	26	5,01	1,92	5,25	6,65	19,04	26	3,92	1,63	4,77	9,88	16,59	29	3,24	1,33	4,32	13,63	16,33

1,5 < H/B < 2																			
H (m)	B (m)	$\beta = 0$ $p_o = 0$					$\beta = 0$ $p_o = \gamma_i$					$\beta = 0$ $p_o = 0$							
		φ ($^\circ$)	K_i	K_u	K_i	σ_1	σ_2	φ ($^\circ$)	K_i	K_u	K_i	σ_1 (T/m ²)	σ_2 (T/m ²)	φ ($^\circ$)	K_i	K_u	K_i	σ_1 (T/m ²)	σ_2 (T/m ²)
2	1,5	22	7,82	2,68	4,37	2,14	4,33	24	3,64	1,71	4,27	4,15	2,95	23	4,00	1,32	2,38	3,90	3,44
3	2,0	24	6,30	2,30	4,67	2,61	6,31	24	3,29	1,43	3,59	5,49	4,14	27	4,08	1,61	4,21	4,07	5,73
4	2,0	25	3,89	1,89	3,62	6,51	6,71	28	2,72	1,76	4,92	9,71	4,40	30	2,73	1,56	4,35	10,07	5,22
5	2,5	23	3,42	1,77	3,49	7,62	7,37	26	2,62	1,77	4,68	10,94	4,96	28	2,53	1,53	3,96	12,26	5,21
6	3,0	23	3,24	1,53	3,22	8,46	8,37	26	2,62	1,61	4,46	11,48	6,26	28	2,40	1,33	3,53	14,03	5,79
7	4,0	25	4,58	1,95	4,61	6,04	13,56	25	3,40	1,58	3,99	9,31	11,57	29	2,82	1,40	4,26	13,06	10,28
8	4,0	24	3,17	1,42	3,38	9,98	10,82	26	2,64	1,43	4,15	13,24	8,46	30	2,43	1,33	4,46	16,31	8,63
9	5,0	26	4,35	1,85	4,95	7,14	16,66	26	3,41	1,57	4,41	10,52	14,50	30	2,72	1,33	4,56	16,04	12,64
10	5,0	25	3,20	1,42	3,71	11,43	13,50	26	2,66	1,33	3,96	15,31	10,54	31	2,43	1,31	5,00	19,16	11,02

H/B ≥ 2																			
H (m)	B (m)	β = 0 p _o = 0						β = 0 p _o = γ _t						β = 0 p _o = 0					
		φ (độ)	K _t	K _u	K _i	σ ₁	σ ₂	φ (độ)	K _t	K _u	K _i	σ ₁ (T/m ²)	σ ₂ (T/m ²)	φ (độ)	K _t	K _u	K _i	σ ₁ (T/m ²)	σ ₂ (T/m ²)
2	1,5	22	7,82	2,68	4,37	2,14	4,33	24	3,64	1,71	4,71	4,15	2,95	23	4,00	1,32	2,38	3,90	3,44
3	1,5	25	4,12	2,23	4,01	5,48	5,25	29	2,72	2,10	6,18	8,47	3,14	29	2,79	1,68	4,14	8,52	3,74
4	2,0	25	3,89	1,89	3,62	6,51	6,71	28	2,72	1,76	4,92	9,71	4,40	30	2,73	1,56	4,35	10,07	5,22
5	3,0	24	5,08	2,24	4,65	4,69	10,24	24	3,47	1,68	3,84	7,65	8,67	26	2,85	1,34	3,13	10,61	6,81
6	3,0	23	3,24	1,53	3,22	8,46	8,37	26	2,62	1,61	4,46	11,48	6,26	28	2,40	1,33	3,53	14,03	5,79
7	3,0	26	2,79	1,69	4,26	10,83	8,73	28	2,26	1,65	5,21	15,16	5,42	31	2,04	1,42	4,76	19,83	4,03
8	4,0	25	3,50	1,63	3,87	9,10	13,14	26	2,84	1,50	4,00	12,57	11,04	30	2,31	1,30	4,09	18,91	8,20
9	4,0	26	3,03	1,63	3,80	13,60	13,11	28	2,66	1,69	4,82	16,50	11,64	32	2,09	1,41	5,03	26,32	6,67
10	5,0	27	3,90	1,89	4,95	9,8	18,86	26	3,03	1,49	3,70	14,73	15,63	32	2,36	1,40	5,40	23,86	12,06



Phụ lục 4. TƯỜNG TRỌNG LỰC CÓ BẠC MẶT TRONG

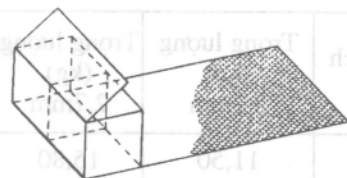
H/B ≥ 2																			
H B (m) (m)		β = 0						β = 0						β = 0					
		p ₀ = 0						p ₀ = γ _i						p ₀ = 0					
		φ (độ)	K _i	K _{ir}	K _i	σ ₁	σ ₂	φ (độ)	K _i	K _{ir}	K _i	σ ₁ (T/m ²)	σ ₂ (T/m ²)	φ (độ)	K _i	K _{ir}	K _i	σ ₁ (T/m ²)	σ ₂ (T/m ²)
2	1,5	23	6,11	2,54	4,42	4,49	2,69	27	3,46	2,05	5,77	6,45	1,98	27	3,80	1,56	3,09	6,18	3,22
3	2,5	24	7,12	2,41	4,48	6,47	4,11	26	4,39	1,91	4,77	8,28	3,68	26	4,81	1,54	2,88	7,85	5,26
4	3,0	26	5,92	2,39	5,07	9,29	4,82	28	4,17	2,09	5,77	11,40	4,40	29	3,95	1,57	3,50	12,11	6,47
5	4,0	22	5,47	1,90	3,62	9,21	6,85	24	4,32	1,76	4,06	11,31	6,49	26	4,03	1,42	2,85	12,24	8,67
6	4,0	25	6,77	2,69	4,92	7,24	14,11	26	5,41	2,43	4,95	8,32	15,54	28	2,94	1,43	3,50	16,69	9,83
7	5,0	25	7,64	2,73	4,83	8,49	16,90	26	6,35	2,55	4,97	9,33	18,89	28	3,01	1,37	3,27	19,94	12,46
8	5,0	26	6,21	2,59	4,86	10,48	18,75	27	5,31	2,48	5,08	11,66	20,49	30	2,62	1,43	3,88	26,07	11,93
9	6,0	26	6,97	2,68	4,90	11,65	21,65	27	6,10	2,61	5,21	12,62	23,79	30	2,73	1,41	3,97	29,15	15,01
10	6,0	27	6,01	2,64	5,13	13,66	23,57	27	5,09	2,36	4,60	15,71	24,74	31	2,48	1,51	4,87	35,59	14,66

1,5 < H/B < 2																			
H (m)	B (m)	$\beta = 0$ $p_u = 0$						$\beta = 0$ $p_u = \gamma_L$						$\beta = 0$ $p_u = 0$					
		φ (độ)	K_i	K_{ir}	K_i	σ_1	σ_2	φ (độ)	K_i	K_{ir}	K_i	σ_1 (T/m ²)	σ_2 (T/m ²)	φ (độ)	K_i	K_{ir}	K_i	σ_1 (T/m ²)	σ_2 (T/m ²)
2	1,5	23	6,11	2,54	4,42	4,49	2,69	27	3,46	2,05	5,77	6,45	1,98	27	3,80	1,56	3,09	6,18	3,22
3	1,5	26	4,39	2,58	4,42	6,51	5,49	29	3,16	2,35	5,62	8,53	5,56	31	2,42	1,78	4,98	11,91	2,57
4	2,0	27	4,47	2,55	4,57	8,36	7,71	23	3,47	2,35	5,16	10,32	8,46	33	2,27	1,75	5,96	17,11	3,35
5	2,5	28	3,38	2,68	6,47	15,01	3,42	30	2,66	2,51	7,60	19,12	1,58	33	2,26	1,96	6,47	25,00	0,41
6	3,0	26	4,26	2,53	4,32	13,21	11,1	27	3,50	2,31	4,28	16,09	11,67	33	2,11	1,82	6,25	29,49	3,10
7	4,0	26	5,24	2,74	4,75	15,82	16,87	27	4,41	2,32	4,84	11,33	17,16	32	2,41	1,61	5,50	24,63	9,38
8	4,0	27	4,38	2,52	4,49	17,01	15,64	28	3,82	2,42	4,66	19,52	16,76	34	2,03	1,73	6,49	41,13	4,01
9	5,0	27	5,20	2,50	4,94	12,87	20,58	27	4,36	2,22	4,36	15,48	21,36	33	2,27	1,57	5,68	35,32	10,84
10	5,0	27	4,34	2,38	4,11	21,33	19,58	28	3,91	2,36	4,39	23,78	20,93	35	2,01	1,73	7,38	52,43	5,59

1,5 < H/B < 2																			
H (m)	B (m)	$\beta = 0$ $p_0 = 0$						$\beta = 0$ $p_0 = \gamma_1$						$\beta = 0$ $p_0 = 0$					
		φ (độ)	K_i	K_{ir}	K_i	σ_1	σ_2	φ (độ)	K_i	K_{ir}	K_i	σ_1 (T/m ²)	σ_2 (T/m ²)	φ (độ)	K_i	K_{ir}	K_i	σ_1 (T/m ²)	σ_2 (T/m ²)
2	1,5	23	6,11	2,54	4,42	4,49	2,69	27	3,46	2,05	5,77	6,45	1,98	27	3,80	1,56	3,09	6,18	3,22
3	1,5	26	4,39	2,58	4,42	6,51	5,49	29	3,16	2,35	5,62	8,53	5,56	31	2,42	1,70	4,98	11,91	2,57
4	2,0	27	4,47	2,55	4,57	8,36	7,71	29	3,47	2,35	5,16	10,32	8,46	33	2,27	1,75	5,96	17,11	3,35
5	2,5	25	4,00	2,29	4,42	7,74	9,58	26	3,06	1,97	4,22	10,80	8,90	30	2,22	1,60	4,48	17,89	3,83
6	3,0	25	3,94	2,10	3,93	9,77	11,51	26	3,19	1,90	3,87	12,67	11,36	33	2,26	1,81	6,98	21,69	6,14
7	3,0	27	3,30	2,14	4,47	12,96	12,25	28	2,77	1,99	4,53	16,62	11,47	34	1,89	1,71	6,84	31,76	1,74
8	4,0	26	4,11	2,12	3,98	13,19	16,22	27	3,55	2,04	4,10	15,70	16,90	33	2,08	1,57	5,59	33,48	6,27
9	4,0	27	3,49	2,06	4,04	16,80	16,65	28	3,08	2,00	4,24	19,87	16,84	35	1,89	1,68	7,56	42,66	6,34
10	4,0	28	3,05	2,03	4,18	20,96	16,63	30	2,88	2,20	5,44	22,90	17,99	36	1,71	1,69	8,37	54,54	0,00

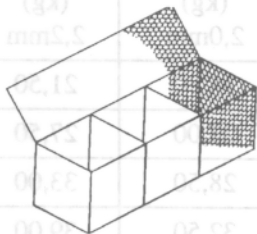
Phụ lục 5. THÔNG SỐ KỸ THUẬT CỦA RỌ ĐÁ GABICO VIỆT NAM

Rọ đá GABICO mạ kẽm - mắt lưới (80 × 100)mm



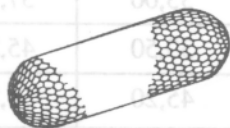
Kích thước (m) Dài × Rộng × Cao	Vách ngăn (cái)	Diện tích (m ²)	Trọng lượng (kg) 2,7mm	Trọng lượng (kg) 3,0mm
2 × 1 × 0,5	1	7	12,50	15,50
3 × 1 × 0,5	2	10	18,00	22,10
4 × 1 × 0,5	3	13	23,50	28,10
1 × 1 × 1	1	6	10,11	11,90
2 × 1 × 1	1	10	17,50	21,00
3 × 1 × 1	2	14	24,50	31,00
4 × 1 × 1	3	18	32,50	42,00
2 × 2 × 0,5	1	12	21,95	25,10
3 × 2 × 0,5	2	17	31,40	37,50
4 × 2 × 0,5	3	22	42,25	49,75
3 × 2 × 1	2	22	43,00	50,00
4 × 2 × 1	3	28	55,40	66,20
5 × 2 × 1	4	34	68,20	83,00

Rọ đá GABICO mạ kẽm bọc PVC - mắt lưới (80 × 100)mm



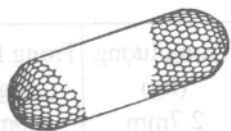
Kích thước (m) Dài × Rộng × Cao	Vách ngăn (cái)	Diện tích (m ²)	Trọng lượng (kg) 2,2mm/3,2mm	Trọng lượng (kg) 2,7mm/3,7mm
2 × 1 × 0,5	1	7	9,50	12,50
3 × 1 × 0,5	2	10	14,25	18,15
4 × 1 × 0,5	3	13	18,70	24,00
2 × 1 × 1	1	10	14,25	18,50
3 × 1 × 1	2	14	20,50	26,50
4 × 1 × 1	3	18	26,75	34,50
3 × 2 × 0,5	2	17	24,25	31,50
4 × 2 × 0,5	3	22	32,75	41,25
5 × 2 × 0,5	4	27	39,75	51,00
3 × 2 × 1	2	22	33,50	39,50
4 × 2 × 1	3	28	43,50	56,00

Ròng đá GABICO mạ kẽm - mắt lưới (80 × 100)mm



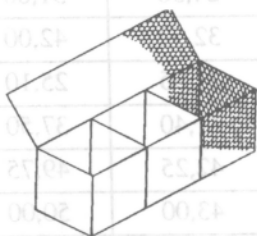
Kích thước (m) Dài × Đường kính(m)	Diện tích (m ²)	Trọng lượng (kg) 2,7mm	Trọng lượng (kg) 3,0mm
5 × 0,6đĩa	9,50	18,00	23,00
10 × 0,6đĩa	19,00	35,50	45,50

Rồng đá GABICO mạ kẽm bọc PVC - mắt lưới (80 × 100)mm



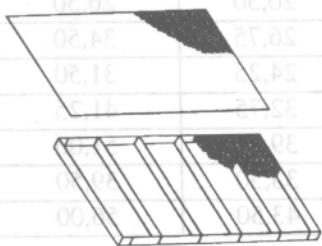
Kích thước (m) Dài × Đường kính (m)	Diện tích (m ²)	Trọng lượng (kg) 2,2mm	Trọng lượng (kg) 2,0mm
5 × 0,6dia	9,50	15,00	19,5
10 × 0,6dia	19,00	29,00	38,00

Rọ đá GABICO mạ kẽm - mắt lưới (60 × 80)mm



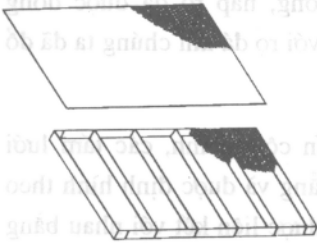
Kích thước (m) Dài × Rộng × Cao	Vách ngăn (cái)	Diện tích (m ²)	Trọng lượng (kg) 2,2mm	Trọng lượng (kg) 2,7mm
2 × 1 × 0,5	1	7	11,50	15,80
3 × 1 × 0,5	2	10	16,00	22,10
4 × 1 × 0,5	3	13	19,50	29,50
2 × 1 × 1	1	20	14,50	21,10
3 × 1 × 1	2	14	20,50	31,25
4 × 1 × 1	3	18	26,50	40,00

Thảm đá GABICO mạ kẽm - mắt lưới (60 × 80)mm



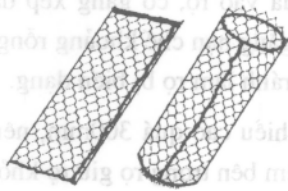
Kích thước (m) Dài × Rộng × Cao	Vách ngăn (cái)	Diện tích (m ²)	Trọng lượng (kg) 2,0mm	Trọng lượng (kg) 2,2mm
3 × 2 × 0,23	2	21	18,30	21,50
4 × 2 × 0,23	3	25	23,00	27,50
5 × 2 × 0,23	4	27	28,50	33,00
6 × 2 × 0,23	5	30	32,50	39,00
3 × 2 × 0,30	2	22	19,50	21,50
4 × 2 × 0,30	3	25	24,50	29,20
5 × 2 × 0,30	4	28	30,00	34,50
6 × 2 × 0,30	5	31	34,00	41,00
4 × 3 × 0,23	3	25	33,00	37,50
5 × 3 × 0,23	4	28	39,50	45,25
6 × 3 × 0,23	5	31	45,20	54,25

Thảm đá GABICO mạ kẽm bọc PVC - mắt lưới (60 × 80)mm



Kích thước (m) Dài × Rộng × Cao	Vách ngăn (cái)	Diện tích (m ²)	Trọng lượng (kg) 2,0mm/3,0mm	Trọng lượng (kg) 2,2mm/3,2mm
3 × 2 × 0,23	2	21	18,20	21,30
4 × 2 × 0,23	3	25	23,20	27,50
5 × 2 × 0,23	4	27	28,00	33,00
6 × 2 × 0,23	5	30	32,00	39,00
3 × 2 × 0,30	2	22	19,50	22,90
4 × 2 × 0,30	3	25	24,50	28,50
5 × 2 × 0,30	4	28	29,50	35,00
6 × 2 × 0,30	5	31	34,50	41,00

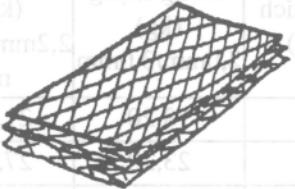
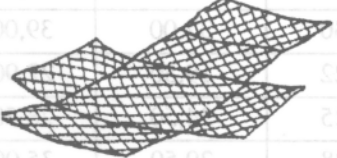
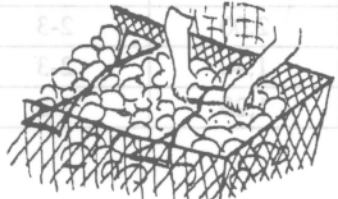
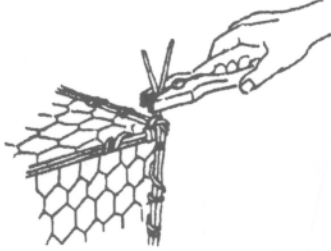
Lưới lọc lăng mạ kẽm dạng cuộn



Mắt lưới	Đường kính dây (mm)	Trọng lượng (kg/m ²)	Chiều rộng cuộn (m)
(80 × 100)mm	3,0	2,05	1-2-3
	2,7	1,60	1-2-3
	2,4	1,30	1-2-3
(60 × 80)mm	2,7	2,00	2-3
	2,2	1,40	2-3
	2,0	1,20	2-3



Phụ lục 6. CÁC BƯỚC LẮP ĐẶT RỌ ĐÁ

	Bước 1	Rọ đá được đóng thành từng bó, gấp lại thành các tấm phẳng rất thuận tiện cho việc vận chuyển. Thông thường, nắp rọ đá được đóng riêng và sẽ liên kết với rọ đá khi chúng ta đã đổ đầy đá vào rọ.
	Bước 2	Khi vận chuyển đến công trình, các tấm lưới đơn sẽ được trải phẳng và được định hình theo từng kích thước và được liên kết với nhau bằng dây buộc. Nên chú ý khi dựng rọ vuông vắn.
	Bước 3	Sau khi dựng rọ thành hình, chúng ta sẽ bỏ đá vào bên trong, yêu cầu đá là loại tự nhiên, không quá sắc cạnh, có khả năng kháng được sự tác động của thời tiết. Kích thước của đá nên lớp gấp 2 lần so với kích thước của mắt lưới của rọ để đá khỏi bị lọt ra ngoài khi bị tác động của áp lực. Khi bỏ đá vào rọ, cố gắng xếp đá khít lại với nhau, cố gắng hạn chế khoảng rỗng. Khi xếp đá cố gắng tránh làm rọ bị biến dạng.
	Bước 4	Nếu sử dụng rọ có chiều cao quá 300mm, nên sử dụng dây buộc thêm bên trong rọ giữ rọ khỏi bị biến dạng. Khi sử dụng rọ có kích thước lớn, nên sử dụng vách ngăn cho mỗi mét dài và mét ngang của rọ. Vách ngăn được liên kết với rọ bằng dây buộc góp phần tránh sự biến dạng của rọ.
	Bước 5	Khi thi công, nên liên kết các rọ với nhau bằng dây buộc để tạo nên một khối liên kết đồng nhất. Dây buộc sẽ liên kết dây viền của các rọ kế nhau với cách buộc thông thường với khoảng cách 7-10cm. Phần cuối của dây buộc phải được xoắn ít nhất 03 vòng với dây viền để đảm bảo dây buộc không bị bung ra.

Nếu cần tìm hiểu thêm thông tin chi tiết về quy trình thi công, xin liên hệ với Gabico, chúng tôi sẵn sàng cung cấp thông tin, cử cán bộ kỹ thuật hướng dẫn sử dụng sản phẩm tại công trình.

**Phụ lục 7.1. VẢI ĐỊA KỸ THUẬT KHÔNG DỆT DO CÔNG TY DỆT VẢI
CÔNG NGHIỆP HÀ NỘI SẢN XUẤT**

Chỉ tiêu ITEM	Phương pháp thử TEST METHOD	Đơn vị	HD 130C	HD 150C	HD 180C	HD 200C	HD 250C	HD 300C	HC 350C	HC 400C	HD 500C	HD 1700C
1. Khối lượng Mass per unit area	ASTM-D3776	g/m ²	130	150	180	200	250	300	350	400	500	1700
2. Độ dày Thickness	ASTM-D5199	mm	1,2	1,3	1,5	1,6	2,1	2,5	2,8	3,2	3,5	10,0
3. Cón rơi Drop cone	EN-918	mm	25	23	21	20	18	15	12	10	7,0	1,0
4. Độ bền đứt dọc Tensile strength at break (Wrap)	ASTM-D4595	kN/m	9,5	11,5	13,5	15,0	18,0	21,0	25,0	28,0	35,0	110,0
Độ giãn đứt dọc Elongation at break (Wrap)		%	55	60	60	60	65	70	75	80	80	115
5. Độ bền đứt ngang Tensile strength at break (Weft)	ASTM-D4595	kN/m	9,5	11,5	13,5	15,0	18,0	22,0	26,0	30,0	40,0	140
Độ giãn đứt ngang Elongation at break (Weft)		%	60	60	65	65	70	75	80	85	85	115
6. Lực kháng thủng CBR Rod puncture CBR	EN-ISO-12236	N	1600	1800	2000	2400	2700	3000	4000	4500	600	10000
7. Lực kháng thủng thanh Rod puncture resistance	ASTM-D4833	N	280	320	380	420	520	620	720	810	1000	2500
8. Độ thấm xuyên, 100mm cột nước Water permeability at 100mm	EN-ISO-11058	L/m ² .S	125	105	100	90	80	70	60	50	40	15
9. Kích thước lỗ Opening size	ASTM-D4751	micron	150	150	125	125	90	90	90	90	90	75
RETANIN > 70% TENSILE STRENGTH AFTER 500HRS EXPOSURE TO U.V RAYS Độ bền đạt > 70% sau 500 giờ chịu tia cực tím												

Phụ lục 7.2. VẢI ĐỊA KỸ THUẬT CỦA HÃNG NYLEX

Loại	Polyme	Trọng lượng (G/m ²) ASTM D3776	Kích thước lỗ thấy được μm ASTM D4751	Tốc độ thấm (cm/s) KSF 2322	Lưu lượng thấm (l/m ² /s) ASTM D4491	Cường độ xé rách (kG) ASTM D4533	Lực kéo kẹp (kN) ASTM D4632	Độ giãn dài (%) ASTM D4632	Phạm vi sử dụng
P515	PET	150	120-180	≥ 1×10 ⁻¹	250	0,24	58/38	60-90	Cho rãnh thoát nước
P520		200			170	0,39	88/58		
P525		250			140	0,44	1,17/0,73		
P530		300	100 - 135		130	0,53	1,38/0,88		Chống xói mòn mái dốc
P535		350			110	0,58	1,56/0,90		
P540		400			100	0,64	1,71/1,32		
P545		450	80 - 100			0,72	1,86/1,37		Làm đường ô tô, đường sắt, sân bay, sân vận động, lớp phủ chống xói mòn tường chắn
P550		500				0,78	2,05/1,49		
P560		600				1,00	2,35/1,74		
P580		800				1,35	2,74/2,24		
P5100		1000				1,60	2,94/2,61		

KÍCH THƯỚC CỦA CUỘN

Loại	P515	P520	P525	P530	P535	P540	P545	P550-P5100
Chiều rộng (m)	2,1/4,2	2,1/4,2	2,1/4,2	2,1/4,2	2,1/4,2	2,1/4,2	2,1	2,1
Dài (m)	600	450	350	300	250	200	200	50 - 150

Phụ lục 7.3. LOẠI KHÔNG DỆT CỦA HÃNG POLYTELT TS

Các chỉ tiêu kỹ thuật	Tiêu chuẩn thí nghiệm	Đơn vị	TS10	TS20	TS30	TS40	TS50	TS60	TS65	TS70	TS80
Cường độ kéo	ENISO 10319 ASTM D4595	kN/m	7,5	9,5	11,5	13,5	5,0	19,0	21,5	24,0	28,0
Độ giãn do kéo	ENISO 10319 ASTM D4595	%	75/35	75/35	75/35	75/35	75/35	80/35	80/40	80/40	80/40
Trị số CBR trục thẳng	ENISO 12236 DIN 54307	N	1175	1500	1700	2000	2350	3850	3300	3850	4250
Cường độ đâm thủng bằng gậy	ASTM D4833	N	215	255	310	360	400	490	550	620	740
	EN 918	mm	34	30	27	25	23	20	17	15	14
	ASTM D4632	N	455	535	645	770	865	1085	1250	1450	1710
	ASTM D 4632	%	70/40	70/40	70/40	75/45	75/45	75/45	75/45	75/45	75/45
Độ mở O_{90} O_{95}	ENISO 12956 ASTM D4751	mm mm	0,13 0,27	0,12 0,25	0,12 0,24	0,11 0,22	0,11 0,21	0,09 0,18	0,09 0,16	0,09 0,13	0,08 0,10
2KPa Thấm dọc 200kPa	EDIN 60500/4	$m/s \times 10^{-3}$	3	3	3	3	3	3	3	3	3
		$l/m^2.S$	300	250	200	176	158	136	120	103	94
		$m/s \times 10^{-3}$	5	5	5	5	5	5	5	5	5
		$l/m^2.S$	125	100	83	71	63	50	55	46	40
2KPa Thấm ngang (i = 1) 200 KPa	EDIN 60500/8	$m/s \times 10^{-3}$	5	5	5	5	5	5	5	5	5
		$l/m^2.h$	18	22	27	31	34	40	45	52	58
		$m/s \times 10^{-3}$	3	3	3	3	3	3	3	3	3
		$l/m^2.h$	6	8	10	12	13	16	18	21	25
		$m/s \times 10^{-3}$	1	1	1	1	1	1	1	1	1
		$l/m^2.h$	1	2	2	3	3	4	4	5	5
Trọng lượng	EN 965 ASTM D3776	G/m ²	105	125	155	180	200	250	285	325	385
Độ dày	EN-964-1 ASTM D1777	mm	1,0	1,2	1,5	1,7	1,9	2,2	2,5	2,9	3,2
Khả năng chống lại hoá chất	Ace to BAM (Germany) Guidelines, tested by Muster University	Thay đổi ở tải trọng Max $\pm 15\%$ (thay đổi cho phép Max theo BAM = 25%)									
Khả năng chống sinh vật	ONQRM S2076	Không có ảnh hưởng									
Khả năng chống UV	GEO, Hong Kong SVG Switzerland ASTM D4355-84	Duy trì > 90% theo cường độ kéo ban đầu sau khi phơi nắng 3 tháng									

Phụ lục 7.4. TIÊU CHUẨN TỔNG HỢP VẢI ĐỊA KỸ THUẬT LOẠI DỆT CƯỜNG ĐỘ CAO (1)

Đặc tính	P.P.T.N	Đơn vị	2 × 2	3 × 3	4 × 4	6 × 6	12 × 12
Lý tính							
Khối lượng trên đơn vị diện tích	ASTM D5261	g/m ²	250	373	465	455	845
Độ dày tiêu chuẩn	ASTM D5199	mm	0,7	1,0	1,6	-	-
Cơ tính							
Lực kéo giập/toàn phần chiều ngang (Wide Width tensile)	ASTM D4595	kN/m	39,4 × 39,4	61,0 × 56,0	81,4 × 80,5	128,0 × 127,0	227,0 × 223,0
Độ giãn dài khi kéo đứt		%	14 × 12	9 × 12	14 × 14	13 × 12	11 × 11
Cường độ chịu xé rách	ASTM D4533	N	755 × 730	975 × 930	1335 × 1335	-	-
Cường độ đâm thủng	ASTM D4833	N	600	1065	935	1157	1780
Lực rách Mullen	ASTM D3786	kPa	5510	5860	> 8270	> 8270	> 8270
Thủy lực							
Kích thước độ rỗng vải (O ₉₅)	ASTM D4751	mm	0,425 - 0,300	0,600	0,600 - 0,425	0,600 - 0,425	0,425
Hệ số thấm đứng	ASTM D4491	sec ⁻¹	0,40	0,30	1,10	0,40	0,12
Lưu lượng thấm đứng	ASTM D4491	l/min/m ²	1015	810	3255	1015	326
Kháng trở							
Độ bền chịu tia cực tím (Sau 500 giờ thử nghiệm)	ASTM D4355	%	80	90	90	90	90
Quy cách							
Loại Polime			Polypropylene		Polyeste		
Chiều rộng cuộn vải	Đo lường	m	4,57		4,57		
Chiều dài cuộn vải	Đo lường	m	91,50		Theo yêu cầu		
Diện tích cuộn vải	Tính toán	m ²	418,05		N/A		

Ghi chú: 1. Giá trị trên là giá trị trung bình, có hiệu lực từ ngày 02/08/2000 và có thể được thay đổi mà không báo trước.

2. Giá trị cường độ kéo theo hai phương theo thứ tự (chiều dọc x chiều ngang).

Phụ lục 7.5. TIÊU CHUẨN TỔNG HỢP VẢI ĐỊA KỸ THUẬT LOẠI DỆT CƯỜNG ĐỘ CAO (2)

Đặc tính	P.P.T.N	Đơn vị	9 × 6	12 × 6	15 × 6	18 × 6	24 × 6	30 × 6
Lí tính								
Khối lượng trên đơn vị diện tích	ASTM D5261	g/m ²	575q	710	795	915	1220	1420
Độ dày tiêu chuẩn	ASTM D5199	mm	-	-	-	-	-	-
Cơ tính								
Lực kéo giãn/toàn phần chiều ngang (Wide Width Tensile)	ASTM D4595	kN/m	170,1 × 127,0	223,5 × 127,0	262,0 × 127,0	324,0 × 127,0	420,0 × 127,0	630,0 × 127,0
Độ giãn dài khi kéo đứt		%	13 × 12	13 × 12	7 × 10	11 × 10,5	8 × 9	9 × 9
Cường độ đâm thủng	ASTM D4833	N	1335	1468	-	1668	-	-
Lực rách Mullen	ASTM D3786	kPa	> 8270	> 8270	> 8270	> 8270	> 8270	> 8270
Thủy lực								
Kích thước độ rỗng vải (O ₉₅)	ASTM D4751	mm	0,300	0,600-0,425	0,600-0,425	0,425-0,300	-	0,425
Hệ số thấm đứng	ASTM D4491	sec ⁻¹	0,25	0,75	0,48	0,80	0,10	0,10
Lưu lượng thấm đứng	ASTM D4491	l/min/m ²	600	2600	2035	2239	285	285
Kháng trở								
Độ bền chịu tia cực tím (Sau 500 giờ thử nghiệm)	ASTM D4355	%	90	90	90	90	90	90
Quy cách								
Loại Polime								
Chiều rộng cuộn vải	Đo lường	m						
Chiều dài cuộn vải	Đo lường	m						
Diện tích cuộn vải	Tính toán	m ²						

Ghi chú: 1. Giá trị trên là giá trị trung bình, có hiệu lực từ ngày 02/08/2000 và có thể được thay đổi mà không báo trước.

2. Giá trị cường độ kéo theo hai phương theo thứ tự (chiều dọc x chiều ngang).

PHỤ LỤC 8. GIỚI THIỆU ỐNG ĐKT CỦA NHÓM SI

Phụ lục 8.1. CHỈ TIÊU KỸ THUẬT TẤM CHẮN NGĂN XÓI GEOTEX 33T

GEOTEX 33T là tấm chắn ngăn xói (tấm vải địa có 2 ống neo ở 2 đầu) làm từ loại vải địa kỹ thuật có cường độ cao. Từng sợi vải polypropylene có độ bền cao được dệt ngang dọc vào nhau để tạo nên loại vải địa này. Vì thế ống GEOTEX 33T lí tưởng dùng để ngăn xói do đất bị nước rút đi ở dưới ống địa kỹ thuật lúc bơm áp suất hay sóng ngầm do bão. Tấm chắn ngăn xói này kháng trở tốt các biến tính dưới tác động của tia cực tím và các môi trường sinh học, hoá học trong đất. Dưới đây là bảng chỉ tiêu kỹ thuật của GEOTEX 33T kiểm nghiệm¹ tại phòng thí nghiệm uy tín và được hiệp hội GAI-LAP chấp nhận:

Tính chất	Phương pháp	Giá trị TBTT (MARV) ²
Tấm chắn		
Chiều rộng	Đo lường	3,96/8,38/12,80m
Chiều dài chuẩn ³	Đo lường	30,48/45,72/91,44m
Chu vi ống neo	Đo lường	0,91m
Độ bền mí nối	ASTM D4884	26,2 kN/m
Cơ Lý⁴		
Khối lượng trên đơn vị diện tích	ASTM D5261	339 g/m ²
Lực kéo giặt toàn chiều ngang	ASTM D4595	52 × 52 kN/m
Độ giãn dài	ASTM D4595	7 × 9%
Lực kéo giặt toàn chiều ngang @ Độ căng 2%	ASTM D4595	11,4 × 8,7 kN/m
Lực kéo giặt toàn chiều ngang @ Độ căng 5%	ASTM D4595	28,0 × 22,0 kN/m
Lực kéo giặt toàn chiều ngang @ Độ căng 10%	ASTM D4595	N/A
Lực kéo giặt một phần chiều dọc	ASTM D4632	1780 × 1550N
Cường độ xuyên thủng	ASTM D4833	800N
Thuỷ lực		
Kích thước độ rỗng vải (O ₉₅)	ASTM D4751 (khô)	0,600mm
Lưu lượng dòng chảy	ASTM D4491	610 l/min/m ²
Kháng trở		
Độ bền chịu tia cực tím @ 500 giờ thử nghiệm	ASTM D4355	80%

Ghi chú:

- Giá trị các đặc tính ở bảng trên có hiệu lực từ ngày 09 tháng 06 năm 2000 và có thể được thay đổi mà không báo trước.
- Giá trị Trung bình Tối thiểu TBTT (Minimum Average Roll Values, MARV) được tính bằng trị số trung bình từ hai lần độ lệch tiêu chuẩn. Theo Thống Kê học, 97,7% kết quả thử nghiệm sẽ có giá trị cao hơn giá trị trong bảng tiêu chuẩn này.
- Chiều dài chuẩn là hàng tồn kho. Yêu cầu khác kích cỡ cần thêm thời gian sản xuất.
- Giá trị cường độ chịu kéo ở 2 phương theo thứ tự (chiều dọc x chiều ngang).

Phụ lục 8.2. CHỈ TIÊU KỸ THUẬT ỐNG ĐỊA KỸ THUẬT/TẤM CHẮN NGĂN XÓI GEOTEX 46T

GEOTEX 46T là ống địa kỹ thuật làm từ loại vải địa kỹ thuật có cường độ cao. Từng sợi vải polypropylene có độ bền cao được dệt ngang dọc vào nhau để tạo nên loại vải địa này. Vì thế ống GEOTEX 46T lý tưởng dùng để xử lý chất bùn từ nạo vét, rút nước của chất thải lỏng và chống xói mòn cho bờ sông hay bờ biển. Ống địa kỹ thuật chịu được áp suất bơm thủy lực, tác kích của tia cực tím, và những ứng suất liên quan đến phương pháp xử lý như vậy. GEOTEX 46T còn được dùng như tấm chắn ngăn xói để ngăn đất bị nước rút đi ở dưới ống địa kỹ thuật lúc bơm áp suất hay sóng ngầm. Dưới đây là bảng chỉ tiêu kỹ thuật của GEOTEX 46T kiểm nghiệm¹ tại phòng thí nghiệm uy tín và được hiệp hội GALLAP chấp nhận:

Tính chất	Phương pháp	Giá trị TBTT (MARV) ²
Ống		
Chu vi	Đo lường	4,57/9,15/13,72m
Chiều dài chuẩn ³	Đo lường	30,48/45,72/91,44m
Đường kính vòi bơm	Đo lường	30,48/45,72m
Khoảng cách vòi bơm	Đo lường	7,62/15,24cm
Độ bền mí nối	ASTM D4884	70 kN/m
Tấm chắn xói		
Chiều rộng	Đo lường	3,96/8,38/12,80m
Chu vi ống neo	Đo lường	0,91m
Cơ Lý		
Khối lượng trên đơn vị diện tích	ASTM D5261	525 g/m ²
Lực kéo giặt toàn chiều ngang	ASTM D4595	70 × 105,1 kN/m
Độ giãn dài	ASTM D4595	14 × 9%
Cường độ xuyên thủng	ASTM D4833	1155N
Thủy lực		
Kích thước độ rỗng vải (O ₉₅)	ASTM D4751 (khô)	0,425mm
Lưu lượng dòng chảy	ASTM D4491	810 l/min/m ²
Kháng trở		
Độ bền chịu tia cực tím @ 150 giờ thử nghiệm	ASTM D4355	80%

Ghi chú:

1. Giá trị các đặc tính ở bảng trên có hiệu lực từ ngày 09 tháng 06 năm 2000 và có thể được thay đổi mà không báo trước.
2. Giá trị Trung bình Tối thiểu TBTT (Minimum Average Roll Values, MARV) được tính bằng trị số trung bình từ hai lần độ lệch tiêu chuẩn. Theo Thống Kê học, 97,7% kết quả thử nghiệm sẽ có giá trị cao hơn giá trị trong bảng tiêu chuẩn này.
3. Chiều dài chuẩn là hàng tồn kho. Yêu cầu khác kích cỡ cần thêm thời gian sản xuất.
4. Giá trị cường độ chịu kéo ở 2 phương theo thứ tự (chiều dọc x chiều ngang).

Phụ lục 8.3. CHỈ TIÊU KỸ THUẬT ỐNG ĐỊA KỸ THUẬT GEOTEX 1014T

GEOTEX 1014T là ống địa kỹ thuật làm từ loại vải địa kỹ thuật có cường độ cao. Từng sợi vải polypropylene có độ bền cao được dệt ngang dọc vào nhau để tạo nên loại vải địa này. Vì thế ống GEOTEX 1014T lí tưởng dùng để xử lí chất bùn từ nạo vét, rút nước của chất thải lỏng và chống xói mòn cho bờ sông hay bờ biển. Ống địa kỹ thuật chịu được áp suất bơm thủy lực, tác kích của tia cực tím, và những ứng suất liên quan đến phương pháp xử lí như vậy. Dưới đây là bảng chỉ tiêu kỹ thuật của GEOTEX 1014T kiểm nghiệm¹ tại phòng thí nghiệm uy tín và được hiệp hội GALLAP chấp nhận:

Tính chất	Phương pháp	Giá trị TBTT (MARV) ²
Ống		
Chu vi	Đo lường	4,57/9,15/13,72m
Chiều dài chuẩn ³	Đo lường	30,48/45,72/91,44m
Đường kính vòi bơm	Đo lường	30,48/45,72m
Khoảng cách vòi bơm	Đo lường	7,62/15,24cm
Độ bền mí nối	ASTM D4884	105 kN/m
Cơ Lý⁴		
Khối lượng trên đơn vị diện tích	ASTM D5261	775 g/m ²
Lực kéo giặt toàn chiều ngang	ASTM D4595	175 × 175 kN/m
Độ giãn dài	ASTM D4595	7 × 7%
Cường độ xuyên thủng	ASTM D4833	2000N
Thủy lực		
Kích thước độ rỗng vải (O ₉₅)	ASTM D4751 (khô)	0,425mm
Lưu lượng dòng chảy	ASTM D4491	610 l/min/m ²
Kháng trở		
Độ bền chịu tia cực tím @ 150 giờ thử nghiệm	ASTM D4355	65%

Ghi chú:

1. Giá trị các đặc tính ở bảng trên có hiệu lực từ ngày 09 tháng 06 năm 2000 và có thể được thay đổi mà không báo trước.
2. Giá trị Trung bình Tối thiểu TBTT (Minimum Average Roll Values, MARV) được tính bằng trị số trung bình từ hai lần độ lệch tiêu chuẩn. Theo Thống Kê học, 97.7% kết quả thử nghiệm sẽ có giá trị cao hơn giá trị trong bảng tiêu chuẩn này.
3. Chiều dài chuẩn là hàng tồn kho. Yêu cầu khác kích cỡ cần thêm thời gian sản xuất.
4. Giá trị cường độ chịu kéo ở 2 phương theo thứ tự (chiều dọc x chiều ngang).

TÀI LIỆU THAM KHẢO

1. 22TCN - 262.2000. Quy trình khảo sát thiết kế nền đường ô tô đắp trên đất yếu. Tiêu chuẩn thiết kế. Nhà xuất bản Giao thông Vận tải, Hà Nội 2001.
2. TCVN - 4054. Tiêu chuẩn đầm nén. Nhà xuất bản Xây dựng, Hà Nội 1995.
3. Tiêu chuẩn Việt Nam - Tiêu chuẩn ngành - Tiêu chuẩn kỹ thuật và nghiệm thu - nền mặt đường ô tô. Nhà xuất bản Giáo thông Vận tải - Hà Nội 2002.
4. Tiêu chuẩn Anh - BS.8006 - 1995. Đất và các vật liệu khác có gia cường (có cốt) - Người dịch - GS Vũ Công Ngữ, GS Dương Học Hải. Nhà xuất bản Xây dựng, Hà Nội 2002.
5. D.T. Bergado, J.C. Chai, M.C. Alfaro; A.S. Balasubramaniam. Những biện pháp kỹ thuật mới cải tạo đất yếu trong xây dựng. Nhà xuất bản Giáo dục, Hà Nội 1996.
6. PGS. TS. Nguyễn Ngọc Bích, Th.S. Lê Thị Thanh Bình, PGS. TS. Vũ Đình Phụng. Đất xây dựng, địa chất công trình và kỹ thuật cải tạo đất trong xây dựng. Nhà xuất bản Xây dựng, Hà Nội 2001.
7. GS. TS. Dương Học Hải, TS. Hồ Chất. Phòng chống các hiện tượng phá hoại nền đường vùng núi. Nhà xuất bản Khoa học Kỹ thuật, Hà Nội 2002.
8. KS. Doãn Hoa. Thi công đường ô tô. Nhà xuất bản Xây dựng, Hà Nội 2001.
9. Nguyễn Việt Hùng. Nghiên cứu ứng dụng tường chắn kiểu rọ đá trong xây dựng nền đường miền núi. Luận văn Thạc sĩ kỹ thuật do PGS, TS Vũ Đình Phụng hướng dẫn, Hà Nội 2005.
10. Nguyễn Hữu Long. Ứng dụng công nghệ neo UST trong gia cố mái dốc taluy một vị trí trên đường Hồ Chí Minh. Luận văn Th.S kỹ thuật do GS, TS Dương Học Hải hướng dẫn, Hà Nội 2005.
11. Perre Lareal Nguyễn Thành Long, Lê Bá Lương và một số người khác. Nền đường đắp trên đất yếu trong điều kiện Việt Nam. Chương trình hợp tác Việt - Pháp. FSPN^o 4282901. VF DP4: 1986 - 1989.
12. Vũ Công Ngữ, Nguyễn Thái. Thí nghiệm đất hiện trường và ứng dụng trong phân tích nền móng. Nhà xuất bản Khoa học kỹ thuật, Hà Nội 2003.
13. Vũ Đình Phụng. Giới thiệu một số phương pháp thiết kế xử lý nền đường đất yếu bằng biện pháp chất tải trước kết hợp với thoát nước đứng dừng trong xây dựng nền đường - Tuyển tập công trình khoa học hội nghị cơ học rắn biến dạng toàn quốc lần thứ 5. Trang 459-465, Hà Nội, 1996.

14. Vũ Đình Phụng. *Vải địa kỹ thuật dùng trong xây dựng*. Tạp chí Xây dựng tháng 9/1997 - trang 23-25.
15. Vũ Đình Phụng. *Một số phương pháp thiết kế có sử dụng VDKT để ổn định nền đất yếu trong xây dựng - Việt Nam - 7/1999 đường và đê đập*. Tạp chí Xây dựng 10/1997.
16. Vũ Đình Phụng. *Giới thiệu phương pháp tính toán kết cấu áo đường mềm có sử dụng vải địa kỹ thuật*. Cầu đường Việt Nam 7/1999.
17. Vũ Đình Phụng, Lê Văn Quân. *Thiết kế kỹ thuật - Thuyết minh xử lý nền đường đắp trên đất yếu - Tuyến tránh thành phố Vinh*. Bộ Quốc phòng, Công ty Tư vấn và khảo sát thiết kế xây dựng, Hà Nội 5/2003.
18. Vũ Đình Phụng. *Thiết kế cải tạo nền đất yếu đường ô tô Trời - Vũ Oai - Quảng Ninh 2003*.
19. GS, TSKH Nguyễn Xuân Trục, GS. TS Dương Học Hải, PGS, TS Vũ Đình Phụng. *Sổ tay thiết kế đường ô tô, tập II*. Nhà xuất bản Xây dựng, Hà Nội 2003.
20. Nguyễn Khánh Tường. *Rọ đá trong các công trình Thủy lợi, Giao thông xây dựng*. Nhà xuất bản Xây dựng, Hà Nội 2001.
21. R. Whitlon. *Cơ học đất - Tập I và II*. Nhà xuất bản Giáo dục 1999.
22. Robert M. Koermer. *Designing with Geosynthetic*. Printice Hall - Englewood Cliffs, NJ 07632 - 1986.
23. Davic Croney Paul croney. *Design and Performance of Road Pavcémnt*. Third Edifiron Mc Graw-Hill 1991.
24. Manual. *Examples of application & Design - Geosynthetic in Géotchnical Engineeving - Seccergirid*. BB 6 Bauberatung Geokunstsoffe. Gmbh & Co. KG 2002.
25. *JTJ-013-95 Specefications for Design of Highway subgrade Beijing* 1-10-1996.
26. Chen Zong Ja. *Gonglu Dangtu qiang Sheji*. Renming chiaotong chubanshe Beifing 6-2004.
27. Chen Zong Ta. *Gonglu Dangtuqiang Shigeng*. Renming chiaotong chubanshe - Beijing 2004.
28. Fang Zuo Ying. *Luchi gong sheng*. Renming chiaotong chubanshe - Beijing 1-10-1996.

MỤC LỤC

<i>Lời nói đầu</i>	3
Chương 1. Yêu cầu chung đối với nền đường	
§1.1. Các dạng nền đường điển hình	5
§1.2. Các dạng nền đường có xử lý bằng các công nghệ đặc biệt	7
§1.3. Các yêu cầu đối với nền đường	14
Chương 2. Đất và sự lựa chọn đất trong xây dựng đường	
§2.1. Phân loại đất	27
§2.2. Đánh giá trạng thái của đất	30
§2.3. Đất yếu và sự phân loại	33
§2.4. Phân cấp đất theo điều kiện thi công	37
Chương 3. Các phương pháp tính toán ổn định nền đường và mái dốc taluy	
§3.1. Các phương pháp kiểm toán ổn định nền đường	41
§3.2. Tính độ lún của nền đắp trên đất yếu	46
§3.3. Tính lún theo thời gian	50
Chương 4. Các phương pháp tính toán gia cường nền đắp cao trên đất yếu bằng thiết bị tiêu nước thẳng đứng có gia tải trước	
§4.1. Khái niệm chung	54
§4.2. Giới thiệu các phương pháp tính toán	55
§4.3. Một số nhận xét khi sử dụng PVD hoặc SW để xử lý nền đường	73
§4.4. Công nghệ thi công nền đường đắp trên đất yếu có xử lý bằng PVD	74
Chương 5. Tường chắn đất có cốt	
§5.1. Các loại tường chắn đất	79
§5.2. Cơ chế làm việc của đất - cốt	79
§5.3. Các cơ chế gia cường đất trong tường chắn và mái dốc	82
§5.4. Các cơ chế làm việc của đất - cốt - đất trong móng dưới nền đắp	83
§5.5. Trạng thái phá hỏng tính toán - Tương tác giữa đất và cốt	84
§5.6. Thiết kế tường chắn và móng cầu	86
§5.7. Xác định các tham số tính toán	110
	279

Chương 6. Công nghệ mới gia cố taluy bằng bê tông phun lưới cốt thép

§6.1. Nguyên tắc tác dụng của gia cố bằng bê tông phun lưới thép	111
§6.2. Ưu điểm của loại hình "bê tông phun lưới cốt thép"	111
§6.3. Nguyên vật liệu sử dụng cho công nghệ "bê tông phun lưới thép"	114
§6.4. Máy móc và thiết bị thi công	115
§6.5. Dây chuyền công nghệ	115

Chương 7. Công nghệ gia cố taluy bằng thanh neo

§7.1. Nguyên lý tác dụng của công nghệ gia cố taluy bằng thanh neo	117
§7.2. Các tham số khi thiết kế thanh neo	119
§7.3. Công nghệ thi công thanh neo	120
§7.4. Thi công thanh neo kiểu tự khoan	122
§7.5. Giám sát thi công thanh neo ở hiện trường	124
§7.6. Kiểm tra và nghiệm thu chất lượng thanh neo	125

Chương 8. Công nghệ gia cố taluy bằng cáp neo ứng suất trước

§8.1. Nguyên lý tác dụng của công nghệ gia cố taluy bằng cáp neo	127
§8.2. Các loại CNUST dùng để gia cố	128
§8.3. Thiết kế và thi công CNUST	131
§8.4. Công tác đo giám sát cáp neo ứng suất trước	146
§8.5. Kiểm tra và nghiệm thu chất lượng	149

Chương 9. Công nghệ gia cố taluy bằng kết cấu tổ hợp

§9.1. Nguyên tắc cơ bản của tổ hợp kết cấu	157
§9.2. Thiết kế kết cấu tổ hợp	158

Chương 10. Rọ đá trong các công trình xây dựng

§10.1. Kết cấu rọ đá	163
§10.2. Phân loại rọ đá	168
§10.3. Tường chắn đất bằng rọ đá	169
§10.4. Rọ đá dùng trong xây dựng các công trình thủy lợi	181
§10.5. Các ứng dụng khác của rọ đá	184
§10.6. Ví dụ tính toán	186
§10.7. Tổ chức thi công rọ đá	191

Chương 11. Vải địa kỹ thuật

§11.1. Giới thiệu lịch sử phát triển của vải địa kỹ thuật	198
§11.2. Các chức năng của VDKT	200

Chương 12. Lưới địa kỹ thuật - Lưới sợi thủy tinh	
§12.1. Giới thiệu về lưới địa kỹ thuật (Geogrid) và lưới sợi thủy tinh (Glasgrid)	233
§12.2. Lưới ĐKT sử dụng trong các công trình xây dựng	237
§12.3. Lưới sợi thủy tinh dùng để gia cường mặt đường cũ	239
Chương 13. Các loại màng mỏng địa kỹ thuật (Geomembranes) dùng trong các công trình xây dựng	
§13.1. Giới thiệu chung	243
§13.2. Lựa chọn loại màng mỏng trong các công trình xây dựng	245
Phụ lục	257
Tài liệu tham khảo	277

CÔNG NGHỆ VÀ VẬT LIỆU MỚI TRONG XÂY DỰNG ĐƯỜNG

Chịu trách nhiệm xuất bản:

BÙI HỮU HẠNH

Biên tập: **TRẦN CUỒNG**

Chế bản: **PHẠM HỒNG LÊ**

Sửa bản in: **THU PHƯƠNG**

Trình bày bìa: **VŨ BÌNH MINH**

In 1000 cuốn khổ 19 × 27cm, tại Xưởng in Nhà xuất bản Xây dựng. Giấy chấp nhận đăng ký kế hoạch xuất bản số 197/XB-QLXB-2 ngày 21/2/2005. In xong nộp lưu chiểu tháng 11/ 2005.



1956 - 2006

1966 - 2006

**KỈ NIỆM 50 NĂM ĐÀO TẠO, 40 NĂM THÀNH LẬP
TRƯỜNG ĐẠI HỌC XÂY DỰNG**



SÁCH ĐÃ XUẤT BẢN

- * Đại học Đồng Tế - Thượng Hải - Trung Quốc
Quy hoạch đầu mối giao thông đô thị
Người dịch PGS. TS Vũ Đình Phụng, PGS Nguyễn Khải
Nhà xuất bản Xây dựng, Hà Nội - 1997
- * PGS. TS Vũ Đình Phụng, PGS. TS Nguyễn Ngọc Bích
Đất xây dựng - Địa chất công trình và kỹ thuật cải tạo đất trong xây dựng
Nhà xuất bản Xây dựng, Hà Nội - 2001
- * GS. TSKH Nguyễn Xuân Trục, GS. TS Dương Học Hải, PGS. TS Vũ Đình Phụng
Sổ tay thiết kế Đường ô tô. Tập II
Nhà xuất bản Xây dựng, Hà Nội - 2003
- * PGS. TS Vũ Đình Phụng
Quy hoạch, Thiết kế và Khảo sát sân bay
Nhà xuất bản Xây dựng, Hà Nội - 2003
- * GS. TS Vũ Đình Phụng, Th.S Vũ Quốc Cường
Công nghệ và vật liệu mới trong xây dựng đường. Tập I
Nhà xuất bản Xây dựng, Hà Nội - 2005

công nghệ và vật liệu mới t1



47.000 VNĐ

Giá : 47.000