

TRƯỜNG ĐẠI HỌC THỦY LỢI
NGÔ TRÍ VIỄN, NGUYỄN CHIẾN, NGUYỄN VĂN MẠO
NGUYỄN VĂN HẠNH, NGUYỄN CẢNH THÁI

THỦY CÔNG

TẬP I



NHÀ XUẤT BẢN XÂY DỰNG



TRƯỜNG ĐẠI HỌC THỦY LỢI
NGÔ TRÍ VIÊNG, NGUYỄN CHIẾN, NGUYỄN VĂN MẠO
NGUYỄN VĂN HẠNH, NGUYỄN CẢNH THÁI

THỦY CÔNG

TẬP I

NHÀ XUẤT BẢN XÂY DỰNG
HÀ NỘI - 2004

LỜI NÓI ĐẦU

Bộ giáo trình Thủy công gồm 2 tập do Bộ môn Thủy công, trường Đại học Thủy lợi biên soạn và được xuất bản năm 1988 - 1989 đã góp phần to lớn vào việc giảng dạy môn Thủy công cho các đối tượng sinh viên các ngành học khác nhau của Trường Đại học Thủy lợi. Mười lăm năm qua, nền khoa học kỹ thuật thủy lợi nước nhà tiếp tục có những bước phát triển mạnh mẽ và những đóng góp to lớn cho công cuộc công nghiệp hoá, hiện đại hoá đất nước, đặc biệt là trong lĩnh vực nông nghiệp và phát triển nông thôn: Nhiều công trình thủy lợi lớn đã và đang được xây dựng như thủy điện Yaly, Hàm Thuận - Đa Mi, hệ thống tiêu úng, thoát lũ đồng bằng sông Cửu Long, các hồ chứa Ya Yun hạ, Đá Bàn, Sông Quao v.v.; nhiều vấn đề khoa học kỹ thuật thủy lợi đang được tổng kết, hệ thống hoá; nhiều hình loại công trình, chủng loại vật liệu mới đã được áp dụng ở Việt Nam trong những năm qua, một số quy trình quy phạm mới đã được phổ biến và áp dụng.

Để không ngừng nâng cao chất lượng đào tạo chuyên môn, đáp ứng sự phát triển đa dạng và phong phú của kỹ thuật thủy lợi và tài nguyên nước trong giai đoạn mới, Bộ môn Thủy công Trường Đại học Thủy lợi tổ chức biên soạn lại giáo trình này. Khi biên soạn, các tác giả đã theo đúng phương châm "cơ bản, hiện đại, Việt Nam", dựa trên cơ sở của giáo trình cũ, cố gắng cập nhật các kiến thức, thông tin về các khái niệm và phương pháp tính toán mới, các loại vật liệu và hình thức kết cấu công trình mới.

Toàn bộ giáo trình Thủy công gồm 5 phần và chia thành 2 tập.

Tập I gồm:

- Phần I: Công trình thủy lợi - kiến thức chung và các cơ sở tính toán.
- Phần II: Các loại đập.

Tập II gồm:

- Phần III: Các công trình tháo và dẫn nước.
- Phần IV: Các công trình chuyên môn
- Phần V: Khảo sát, thiết kế, quản lý và nghiên cứu công trình thủy lợi.

Tham gia biên soạn tập I gồm: GS. TS. Ngô Trí Viêng chủ biên và viết các chương 1, 3;

PGS. TS. Nguyễn Chiến viết các chương 2, 4, 5, 10, 11;

GS. TS. Nguyễn Văn Mạo viết các chương 8, 9;

PGS. TS. Nguyễn Văn Hạnh và TS. Nguyễn Cảnh Thái viết các chương 6, 7.

Giáo trình này dùng làm tài liệu học tập cho sinh viên ngành Thủy lợi và tài liệu tham khảo cho cán bộ khoa học kỹ thuật khi thiết kế và nghiên cứu các công trình thủy lợi.

Các tác giả xin chân thành cảm ơn lãnh đạo Vụ Khoa học công nghệ và Chất lượng sản phẩm - Bộ Nông nghiệp và Phát triển Nông thôn, lãnh đạo Trường Đại học Thủy lợi và Nhà xuất bản Xây dựng đã khuyến khích và tạo mọi điều kiện để sách được xuất bản.

Chúng tôi mong nhận được những ý kiến đóng góp của quý bạn đọc. Các ý kiến xin gửi về Bộ môn Thủy công, Trường Đại học Thủy lợi.

Xin chân thành cảm ơn.

Các tác giả

PHẦN I

CÔNG TRÌNH THỦY LỢI - KIẾN THỨC CHUNG, CƠ CỞ TÍNH TOÁN

Chương 1

KIẾN THỨC CHUNG VỀ CÔNG TRÌNH THỦY LỢI

§1.1. VAI TRÒ CỦA CÁC CÔNG TRÌNH THỦY LỢI

I. Nguồn nước

Trữ lượng nước trên trái đất rất lớn, khoảng 1,5 tỷ km^3 trong đó hơn 90% là nước ở các đại dương và biển, còn lại là nước ở trong lục địa.

Nguồn nước trong lục địa đóng vai trò rất quan trọng đối với cuộc sống và hoạt động của loài người. Lượng dòng chảy bình quân hàng năm trên quả đất khoảng 40.000 km^3 , trong đó ở châu Á khoảng 13.000 km^3 .

Nước ta có lượng mưa dồi dào và một mạng lưới sông phong phú. Tổng lượng nước hàng năm của các sông ngòi chảy qua nước ta là 845 km^3 và 350 triệu m^3 phù sa chuyển tải trên 2360 con sông, tổng lưu lượng bình quân năm của các sông là 27 500 m^3/s . Nguồn nước phong phú đó đủ thoả mãn cho nhu cầu kinh tế quốc dân với điều kiện phải có kế hoạch quản lý, điều hoà, phân phối và sử dụng nước hợp lý.

II. Sử dụng nguồn nước và lợi dụng tổng hợp

Nước ta có lượng nước dồi dào song phân phối không đều theo thời gian, phần lớn lượng nước tập trung vào mùa lũ, đồng thời cũng phân bố không đều trên lãnh thổ. Vì vậy cần phải xây dựng các công trình thủy lợi để phân phối lại nguồn nước theo không gian và điều chỉnh dòng chảy theo thời gian một cách hợp lý. Nguồn nước được sử dụng vào các mục đích giao thông vận tải, tăng nguồn điện, cung cấp nước cho dân cư và công nghiệp, tưới ruộng, thau chua rửa mặn, nuôi trồng thủy sản...

Căn cứ vào mục đích trên, muốn khai thác nguồn nước phải xây dựng các công trình thủy lợi bao gồm các lĩnh vực sau đây :

+ Thủy năng : sử dụng năng lượng của nước sông, biển để phát điện.

+ Thủy nông: dùng biện pháp thủy lợi để tưới tiêu, thau chua rửa mặn chống xói mòn.

+ Cung cấp nước và thoát nước cho khu công nghiệp, thành phố, nông thôn, nhà máy, nông trường, trại chăn nuôi v.v...

+ Giao thông thủy : lợi dụng nước sông, hồ, biển để phát triển đường thủy.

+ Thủy sản : làm hồ nuôi cá và cấp nước nuôi trồng thủy sản.

Ngoài ra biện pháp thủy lợi có liên quan đến công trình phục vụ công cộng khác như công trình vệ sinh môi trường, công trình phục vụ thể thao và du lịch...

Mỗi một biện pháp thủy lợi có thể sử dụng nguồn nước vào các mục đích khác nhau. Ví dụ có thể sử dụng nguồn nước để phát điện đồng thời để tưới trong nông nghiệp, có thể sử dụng nguồn nước cung cấp cho thành phố và khu công nghiệp đồng thời cho giao thông thủy, nuôi cá ... Vì vậy lợi dụng tổng hợp nguồn nước, bảo vệ, phát triển bền vững lưu vực là nguyên tắc cơ bản nhất trong việc nghiên cứu khai thác, sử dụng, trị thủy dòng sông. Công trình Hoà Bình trên sông Đà được xây dựng với nhiệm vụ tổng hợp là: chống lũ, phát điện, cung cấp nước cho nông nghiệp, giao thông thủy và nuôi cá.

Khi khai thác nguồn nước, việc thực hiện nguyên tắc lợi dụng tổng hợp rất phức tạp vì các lĩnh vực thủy lợi yêu cầu dùng nước không giống nhau, có ngành cần nước thường xuyên như cấp nước, thủy điện, có ngành dùng nước theo từng thời kỳ như tưới ruộng; có ngành tiêu phí nước như cấp nước, tưới ruộng, nhưng có ngành sau khi sử dụng, nước không mất đi như thủy điện, vận tải thủy, nuôi cá... Do đó có khi cùng một lúc không thỏa mãn được nhiều ngành thì phải dựa vào nguyên tắc ưu tiên cho ngành trọng điểm và có chú ý thích đáng đến các ngành khác.

Mọi biện pháp thủy lợi để lợi dụng tổng hợp nguồn nước sẽ mang lại hiệu quả kinh tế cao nhất.

III. Vị trí các công trình thủy lợi trong nền kinh tế quốc dân và sơ lược tình hình phát triển thủy lợi ở nước ta

Thủy lợi phục vụ nhiều mục đích yêu cầu như tưới nước trong nông nghiệp, phát triển nguồn điện cho công nghiệp, cung cấp nước cho đời sống, nhà máy, xí nghiệp, nông trường... phát triển hệ thống giao thông thủy, chống lũ lụt bảo vệ tính mạng và tài sản của Nhà nước và nhân dân v.v ...

Công tác thủy lợi đóng vai trò rất quan trọng trong nền kinh tế quốc dân và đời sống nhân dân.

Thủy lợi là một ngành khoa học được hình thành phù hợp theo yêu cầu của con người trong việc sử dụng nguồn nước và cùng với sự phát triển của các khoa học khác như thủy văn, địa chất, thủy lực, kết cấu...

Thủy công là môn khoa học có tính tổng hợp có quan hệ mật thiết với các môn khoa học cơ bản và kỹ thuật cơ sở như toán, vật lý, hoá học, thủy văn, cơ học đất, thủy lực, lý thuyết đàn hồi, sức bền vật liệu, kết cấu công trình, vật liệu xây dựng v.v... Đồng thời thủy công là môn khoa học về thiết kế, xây dựng, quản lý công trình nên cũng liên quan

đến các bộ môn khác như trắc địa, địa chất công trình, môi trường, xã hội học, kỹ thuật thi công, kinh tế xây dựng ...

Thủy công là môn khoa học được phát triển từ lâu. Trên thế giới các loại đập thấp, kênh mương và các công trình đơn giản khác để tưới nước cho cây trồng, cung cấp nước cho thành thị, được xây dựng ở Ai Cập 4400 năm trước công nguyên, ở Trung Quốc 2280 năm trước công nguyên, đê bảo vệ lãnh thổ Hà Lan cũng được xây dựng 2000 năm trước công nguyên.

Ở nước ta, từ năm 938 thời Lê Hoàn đã đào sông từ núi Đống Cỏ, Ba Hoà (Thanh Hoá), sau đó đến năm 1029 thời Lý Thái Tông và năm 1231 thời Trần Thái Tông đã đào sông Lam, sông Trầm, sông Hào ở Thanh Hoá và Diễn Châu (Nghệ An). Đê được đắp đầu tiên vào năm 1108 tại Hà Nội và ở các vùng ven biển để ngăn mặn như ở Ninh Bình. Sau đó có các công trình kênh mương tưới nước trong nông nghiệp được khôi phục vào năm 1438 thời Lê Sơ và năm 1448 thời Lê Nhân Tông.

Suốt 80 năm trong thời kỳ thuộc Pháp, ở nước ta chỉ xây dựng được 12 hệ thống thủy lợi như: Đồ Lương, Bái Thượng, Thác Huống, Liễn Sơn, Liễn Mạc... Các công trình đó mới phục vụ tưới tiêu cho một số vùng hạn chế.

Từ sau cách mạng tháng 8 - 1945, nhất là từ khi miền Bắc được giải phóng 1954 và nước nhà thống nhất 1975, chúng ta đã từng bước khai thác sử dụng nguồn nước và đạt được nhiều thành tựu to lớn. Nếu kể tất cả các hệ thống thủy nông, các hồ chứa, các công trình tưới tiêu, ngăn mặn, các trạm bơm, kênh rạch, các đê sông đê biển, các công trình thủy lợi nhỏ thì đã tưới được gần 6 triệu ha lúa, hơn 60 vạn ha rau màu, tiêu ứng trên 90 vạn ha..., tạo nguồn nước cung cấp cho hàng chục triệu nhân dân nông thôn, đô thị, cung cấp nước cho công nghiệp và nước sinh hoạt cho nhân dân vùng cao.

Về hồ chứa: Chúng ta đã xây dựng được trên 460 hồ chứa nước có dung tích trên 1 triệu m³ và đập cao từ 10m trở lên và khoảng 3000 hồ tiểu thủy nông khác, hàng năm đảm bảo tưới 40 vạn ha đất canh tác, sản xuất 17 tỷ kWh điện. Một loạt hệ thống hồ chứa nước phục vụ nông nghiệp ra đời như Suối Hai, Đại Lải, Cấm Sơn, Thác Bà, Ké Gồ, Quất Đông, Yên Lập, sông Mực, Xạ Hương, sông Rác, suối Nứa, Gò Miếu, Bảo Linh, Nam Thạch Hãn, Vực Tròn, Phú Ninh, Ya Yun hạ, Tuyên Lâm, Dầu Tiếng...

Về phòng chống lụt bão : Ở Bắc Bộ, hệ thống đê từ chỗ thụ động, thường bị vỡ ở mức 12m ở Hà Nội và 5,5m ở Phả Lại thì nay đã có khả năng chống được ở mức 13,6m ở Hà Nội và 7m ở Phả Lại. Ngoài ra còn có các biện pháp cắt lũ, chậm lũ, phân lũ ... để đề phòng những trận lũ lớn lịch sử như năm 1971, trong đó phải kể đến hồ Hoà Bình trên sông Đà đóng vai trò quan trọng. Đê Thanh - Nghệ Tĩnh cũng được củng cố một bước cơ bản. Việc chống lũ đồng bằng sông Cửu Long đã có kết quả đối với lũ đầu vụ và bảo vệ lúa hè thu. Việc quy hoạch phân lũ và tiêu thoát lũ cùng với quy hoạch khu dân cư, xây dựng nhà phòng lũ, cùng với các quy hoạch giao thông, xây dựng công trình khác ... đã có tác dụng rõ rệt trong việc phòng tránh lũ đồng bằng sông Cửu Long.

Về thủy điện: Nguồn thủy năng ở nước ta rất lớn, trữ năng kỹ thuật khoảng 90 tỉ kWh với khoảng 21 triệu kW công suất lắp máy. Đến nay chúng ta đã xây dựng công trình Hoà Bình trên sông Đà là công trình lợi dụng tổng hợp chống lũ, phát điện công suất 1920 MW, cung cấp nước và giao thông thủy... Hiện nay nhà nước ta đang cho khẩn trương triển khai các dự án bậc thang trên sông Đà và sông Lô - Gâm trong đó phải kể đến đập Pavinh (Sơn La) có dung tích và công suất lắp máy lớn hơn nhiều so với đập Hoà Bình. Hồ Thác Bà vừa phục vụ tưới và phát điện công suất 108 MW. Trên sông Sê San đã xây dựng nhà máy thủy điện Yaly có công suất 720 MW ; trên sông Đồng Nai có thủy điện Trị An với công suất 400 MW; trên sông La Ngà đã xây dựng thủy điện Hàm Thuận - Đa Mi có công suất 500 MW; trên sông Bé có thủy điện Thác Mơ công suất 160 MW và thủy điện Cần Đơn 72 MW ; trên Sông Hinh có đập và nhà máy thủy điện sông Hinh với công suất 70 MW và phục vụ tưới cho 5000 ha ruộng đất...

Thủy lợi nước ta đã góp phần đắc lực phát triển nền nông nghiệp đa dạng, trọng tâm là bảo đảm lương thực cho toàn xã hội, có xuất khẩu; đồng thời góp phần to lớn vào việc phát triển thủy điện, khai thác nguồn năng lượng quan trọng, cấp thoát nước cho công nghiệp và đô thị. Ngoài ra thủy lợi tạo điều kiện phát triển giao thông thủy, góp phần phân bố lại lao động trong cả nước, làm biến đổi nhiều mặt về xã hội qua tác dụng chống lũ, chống úng, giải phóng sức lao động ở nông thôn, cải thiện môi trường làm cho nông thôn trở nên văn minh, sạch đẹp.

Công tác thủy lợi không có điểm dừng, cho đến nay chưa có nước nào trên thế giới giải quyết xong vấn đề thủy lợi, ngay cả những nước phát triển cao thì hạn hán và lũ lụt vẫn thường xảy ra và gây thiệt hại lớn.

§1.2. KHÁI NIỆM VỀ CÔNG TRÌNH THỦY LỢI

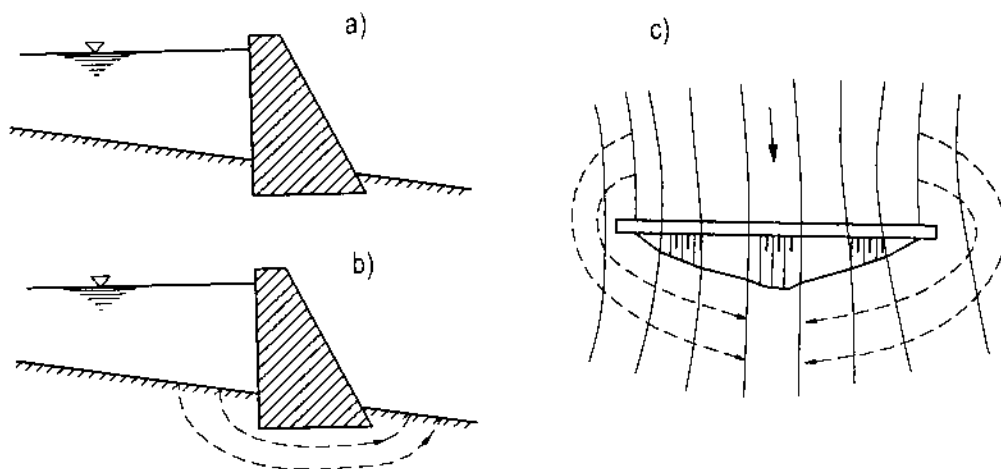
Công trình được xây dựng để sử dụng nguồn nước gọi là công trình thủy lợi. Nhiệm vụ chủ yếu của các công trình thủy lợi là làm thay đổi, cải biến trạng thái tự nhiên dòng chảy của sông, hồ, biển, nước ngầm để sử dụng nước một cách hợp lý có lợi nhất và bảo vệ môi trường xung quanh tránh khỏi những tác hại của dòng nước gây nên. Công trình thủy lợi có thể làm hình thành dòng chảy nhân tạo để thoả mãn nhu cầu dùng nước, khi dòng chảy tự nhiên ở nơi đó không đủ hoặc không có.

Căn cứ vào tính chất tác dụng lên dòng chảy, công trình thủy lợi có thể chia ra: công trình dâng nước, công trình điều chỉnh và công trình dẫn nước.

I. Công trình dâng nước

Phổ biến nhất của loại công trình dâng nước là các loại đập. Đập được xây dựng ngăn các sông suối và hình thành nên độ chênh mực nước trước và sau công trình gọi là độ chênh mực nước thượng hạ lưu. Ở trước đập, càng gần đến đập, lưu tốc trung bình của dòng chảy càng giảm $v_1 < v_2 < v_3 < v_4 < v_5$, còn độ sâu của dòng chảy càng tăng

$h_1 > h_2 > h_3 > h_4 > h_5$. Sự tăng mực nước ở trong sông làm tăng diện tích ướt của lòng sông và dẫn đến ngập đất ở thượng lưu (hình 1-1a). Sự thay đổi lưu tốc dòng chảy ở thượng lưu làm thay đổi khả năng vận chuyển bùn cát của lòng sông. Lưu tốc theo chiều dòng chảy giảm dần, các hạt bùn cát trong nước được lắng xuống đáy theo thứ tự từ những hạt lớn sau đó những hạt bé hơn và khi đến gần công trình lưu tốc hầu như bằng không nên các hạt cát rất bé cũng được lắng xuống, nước ở đó rất trong.



Hình 1-1: Sơ đồ đập dâng nước

Sự dâng mực nước còn làm thay đổi cả trạng thái nước ngầm dưới lòng sông và hai bên bờ. Do có độ chênh cột nước thượng hạ lưu nên có hiện tượng thấm qua nền và vòng quanh công trình qua 2 bên bờ từ thượng lưu về hạ lưu (hình 1-1b, c).

Nước ở thượng lưu chảy về hạ lưu không mang bùn cát, do đó để trở về trạng thái cũ của dòng nước, lòng sông và bờ ở hạ lưu lại bị bào mòn xói lở.

Như vậy công trình dâng nước có ảnh hưởng đến tất cả các yếu tố của dòng chảy, lòng sông và cả nước ngầm. Nhưng nó có hiệu quả lớn, điều chỉnh lưu lượng ở thượng lưu về hạ lưu, về mùa lũ nước được giữ lại ở thượng lưu (đối với hồ chứa) và được tháo về hạ lưu vào thời kỳ cần thiết theo nhu cầu dùng nước. Công trình dâng nước được ứng dụng rộng rãi trong tất cả các lĩnh vực kinh tế nước.

II. Công trình điều chỉnh dòng chảy

Công trình điều chỉnh để khống chế xói lở dòng sông, có thể làm thay đổi trạng thái dòng chảy, làm thay đổi hướng của dòng chảy trong giới hạn lòng sông theo yêu cầu cần thiết và bảo vệ lòng sông tránh khỏi những tác hại nguy hiểm của dòng nước. Công trình điều chỉnh bao gồm đê, đập, tường, kè. Các đê đập đó không xây ngăn hết toàn bộ lòng sông, mà chỉ một phần theo hướng của mặt cắt ngang hoặc có khi theo hướng dọc lòng sông.

Công trình điều chỉnh không làm dâng nước, mà nó có tác dụng làm thay đổi hướng và lưu tốc dòng chảy, phân bố lại lưu tốc và ảnh hưởng đến hình dạng của lòng sông. Các công trình này nhằm phục vụ các ngành khác nhau, có thể để giữ độ sâu, lưu tốc và hình dạng lòng sông cần thiết cho tàu bè qua lại, đảm bảo điều kiện bình thường để lấy nước từ sông, giữ ổn định bờ sông để đảm bảo an toàn cho dân cư và nhà máy, xí nghiệp ở hai bên bờ.

III. Công trình dẫn nước

Những công trình này bao gồm các loại như kênh mương, đường hầm, cầu máng, đường ống làm bằng các vật liệu khác nhau. Các công trình đó chuyển nước với các lưu lượng xác định vào các mục đích khác nhau : dẫn nước vào turbin của nhà máy thủy điện, đưa nước vào tưới ruộng và đồng cỏ, vào hệ thống cấp nước của thành phố, xí nghiệp, nhà máy..., đồng thời nó có thể sử dụng làm đường giao thông cho tàu thuyền đi lại. Thuộc loại công trình dẫn nước này còn phải kể đến cả công trình tháo lũ, đó là những công trình tháo nước thừa của hồ chứa từ thượng lưu về hạ lưu qua đập hoặc hai bên bờ của đập, các công trình phân lũ sang khu vực khác nhằm giảm lũ sông chính tránh ngập lụt hạ lưu...

§1.3. PHÂN LOẠI CÔNG TRÌNH THỦY LỢI

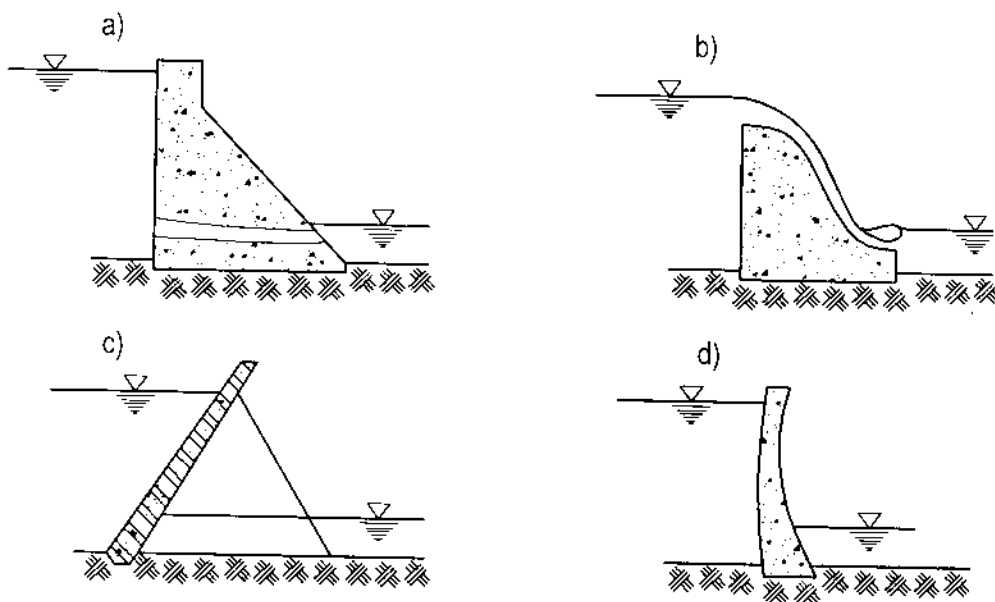
Để phục vụ cho các lĩnh vực thủy lợi khác nhau và do điều kiện khí hậu thủy văn, địa chất và địa hình khác nhau chia ra các loại công trình thủy lợi có kết cấu khác nhau như sau:

I. Các loại đập

Đây là những công trình chắn ngang sông, làm dâng cao mực nước ở phía trước tạo thành hồ chứa. Vật liệu làm đập là bê tông, bê tông cốt thép, gỗ, đá, đất và được gọi tương ứng là đập bê tông, đập bê tông cốt thép, đập gỗ, đập đá, đập đất. Loại đập được dùng rộng rãi nhất là đập vật liệu tại chỗ và đập bê tông. Đập vật liệu tại chỗ được xây dựng bằng các loại đất như đất thịt, sét, cát, thịt pha cát, đá và hỗn hợp đất đá.

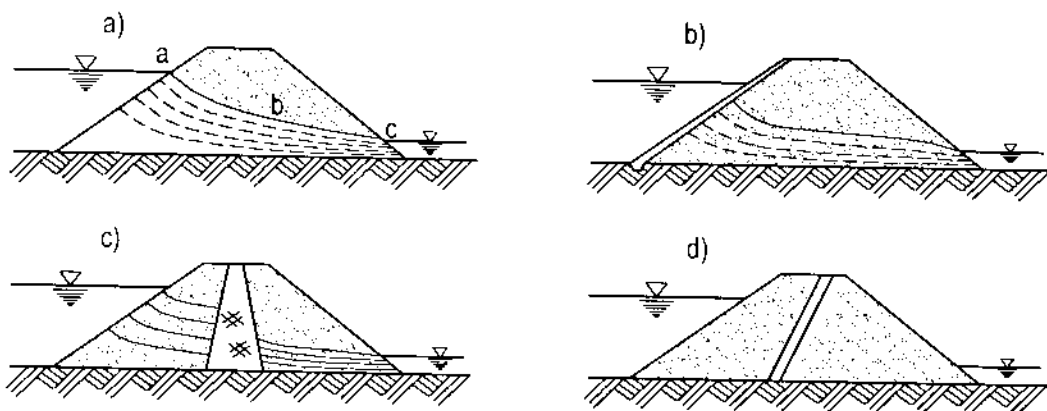
1. Đập bê tông: gồm có đập bê tông trọng lực (hình 1-2a, b), đập bản chống (hình 1-2c) và đập vòm (hình 1-2d).

Đập bê tông trọng lực thường có mặt cắt ngang dạng hình thang với mặt thượng lưu thẳng đứng hoặc có một độ nghiêng nhỏ. Nó có thể không tràn nước (hình 1-2a); cho tràn nước qua đỉnh (hình 1-2b) hoặc có bố trí đường ống dẫn nước qua thân đập (hình 1-2a). Đập bản chống bao gồm bản mặt ở trước thượng lưu mỏng và một hệ thống các trụ chống hợp thành (hình 1-2c). Đập vòm (hình 1-2d) trên hình chiếu bằng có dạng hình cung tựa vào hai bờ.



Hình 1-2: Sơ đồ đập bê tông

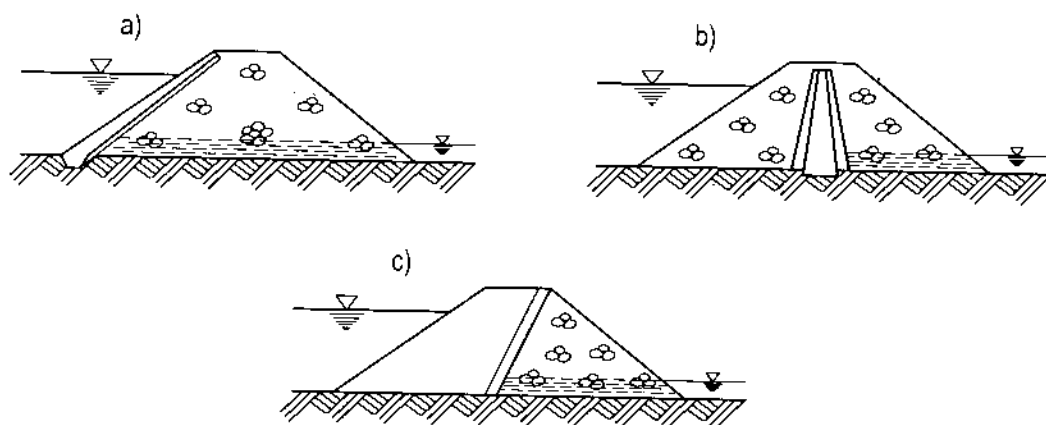
2. **Đập đất** : được xây dựng bằng các loại đất, mặt cắt ngang có dạng hình thang (hình 1-3). Thân đập đắp bằng một loại đất gọi là đập đất đồng chất (hình 1-3a), đắp bằng nhiều loại đất khác nhau gọi là đập đất không đồng chất (hình 1-3 c,d).



Hình 1-3: Các loại đập đất

Nước thấm qua thân đập đất tạo thành dòng thấm. Giới hạn trên cùng của dòng thấm gọi là đường bão hoà thấm (đường abc hình 1-3a). Nếu đất đắp đập có hệ số thấm quá lớn làm tổn thất nước trong hồ chứa nhiều thì cần có biện pháp chống thấm và đập đất trở thành đập đất có tường nghiêng chống thấm (hình 1-3b) hoặc tường lõi chống thấm (hình 1-3c). Tường nghiêng và tường lõi làm bằng các vật liệu ít thấm nước như đất sét hoặc á sét, bê tông và bê tông cốt thép, thép hoặc các vật liệu khác.

3. **Đập đá**: Loại đập này có thân đập được đắp bằng đá. Thiết bị chống thấm là tường lõi (hình 1-4b) hoặc tường nghiêng bằng đất sét hay á sét (hình (1-4a). Thân đập đắp bằng nửa đất, nửa đá được gọi là đập hỗn hợp đất đá (hình 1-4c).



Hình 1-4: Đập đá

4. Các loại đập khác: Đập đá đổ bọc bê tông, đập cao su, đập gỗ...

II. Các công trình điều chỉnh

Thuộc loại này bao gồm:

- Hệ thống đê dọc các bờ sông để chống nước lũ tràn vào đồng ruộng, các khu dân cư, khu kinh tế...

- Các đập mở hàn, tường hướng dòng để lái dòng chảy trong sông theo hướng có lợi cho lấy nước, chống xói lở bờ.

- Các ngưỡng đáy để điều khiển bùn cát, chống bồi lấp cửa lấy nước và chống xói bờ sông.

- Các kè để bảo vệ bờ sông, mái đê khỏi bị xói do sóng đánh hay do dòng chảy mặt thúc vào trong mùa lũ.

- Các hệ thống lái dòng đặc biệt dùng để hướng dòng chảy mặt vào cửa lấy nước, xói trôi các bãi bồi, cải tạo luồng lạch phục vụ giao thông thủy.

Các loại công trình này được giới thiệu cụ thể trong giáo trình chỉnh trị sông.

III. Các công trình dẫn nước

Bao gồm các loại sau đây:

1. Kênh là một dạng sông nhân tạo, được đào, đắp hoặc nửa đào nửa đắp hay xây mà thành. Mặt cắt ngang thường có dạng hình thang, đôi khi là hình chữ nhật, nửa tròn...

2. Máng nước, dốc nước, bậc nước, cầu máng là kênh nhân tạo được xây trên mặt đất hoặc cao hơn mặt đất, làm bằng bê tông cốt thép, thép, gỗ, gạch, đá xây. Các công trình này được sử dụng khi điều kiện địa hình, địa chất không cho phép làm kênh.

3. Đường hầm được xây dựng dưới đất, trong núi. Khi các đường dẫn nước gặp núi cao không thể đào kênh được thì người ta phải làm đường hầm để nối tiếp các kênh

chuyển nước. Cũng có thể là đường hầm dẫn nước vào nhà máy thủy điện, hoặc đường hầm tháo lũ của hồ chứa...

4. Đường ống là những ống dẫn nước làm bằng thép, bê tông cốt thép được đặt trên mặt hoặc dưới đất hoặc bố trí trong thân đập, dưới kênh mương, đê... để dẫn nước.

IV. Các công trình chuyên môn

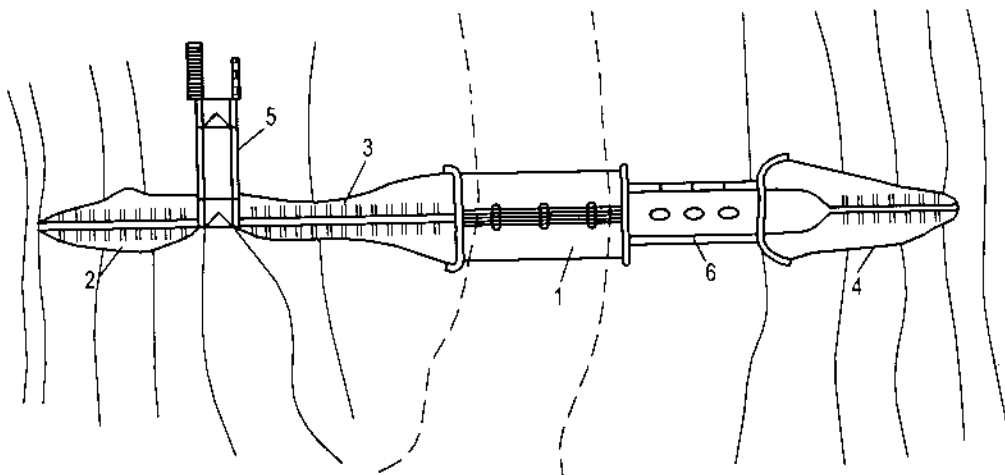
Là những công trình được dùng cho một số mục đích kinh tế thủy lợi như:

- Trạm thủy điện: nhà máy, buồng xoắn, bể áp lực, tháp điều áp...
- Công trình giao thông thủy: âu tàu, máy nâng tàu, công trình chuyển gỗ, bến cảng...
- Công trình thủy nông: cống điều tiết, hệ thống tưới tiêu, hệ thống thoát nước.
- Công trình cấp nước và thoát nước: công trình lấy nước, dẫn nước, trạm bơm, công trình cho vệ sinh, thoát nước...
- Công trình cho cá: đường cá đi, đường chuyển cá, hồ nuôi cá...

§1.4. ĐẦU MỐI CÔNG TRÌNH THỦY LỢI VÀ HỆ THỐNG THỦY LỢI

Các công trình thủy lợi được tập trung lại thành một tập hợp công trình nhằm giải quyết những nhiệm vụ thủy lợi xác định gọi là đầu mối công trình thủy lợi.

Muốn lợi dụng dòng sông để tưới ruộng, phát điện, cung cấp nước cho nhà máy xí nghiệp, dân cư, vận tải thủy, nuôi cá... cần xây dựng đập để dâng cao mực nước, cùng với các hạng mục khác như công trình tháo lũ, cống lấy nước, trạm thủy điện, âu tàu... Tập hợp các công trình đó tạo thành đầu mối công trình thủy lợi.



Hình 1-5: Sơ đồ đầu mối công trình thủy lợi

1- Đường tràn ; 2, 3, 4 - Đập ; 5 - Âu thuyền ; 6 - Nhà máy thủy điện

Người ta phân biệt các công trình đầu mối trên sông (có đập đập chắn ngang sông) và công trình đầu mối ven sông (không có đập chắn).

Các công trình đầu mối trên sông còn gọi là đầu mối thuỷ lợi dâng nước. Căn cứ vào tác dụng phân phối lại dòng chảy trong sông mà có thể phân thành hồ chứa nước (có điều tiết dòng chảy) và đập dâng (rất ít có khả năng điều tiết dòng chảy).

Các hồ chứa nước đã được xây dựng ở nước ta như: Hoà Bình, Dầu Tiếng, Trị An, Yaly, Thác Bà, Cấm Sơn, Đại Lải, Núi Cốc, Sông Mực, Kẻ Gỗ, Phú Ninh... Về đập dâng có: Cầu Sơn, Bái Thượng, Thạch Nham, Đồng Cam, Nha Trinh...

Loại công trình đầu mối ven sông thường gắn liền với hệ thống cấp nước, tưới, tiêu, phân lũ như các cống Liên Mạc, Xuân Quan, Vân Cốc...

Các công trình trong đầu mối thuỷ lợi được chia thành công trình chủ yếu, thứ yếu, hỗ trợ và tạm thời.

Công trình chủ yếu là công trình đảm bảo cho đầu mối thuỷ lợi luôn luôn làm việc bình thường, tức là những công trình khi sửa chữa hoặc bị hư hỏng thì làm cho đầu mối thuỷ lợi ngừng làm việc hoặc giảm sút năng lực làm việc. Ví dụ như đập, công trình tháo lũ, công trình lấy nước, bể áp lực, tháp điều áp, đường ống dẫn nước và nhà máy thuỷ điện, kênh chính, trạm bơm...

Công trình thứ yếu là những công trình khi sửa chữa hoặc bị hư hỏng không gây hậu quả như trên. Ví dụ như tường chắn đất, thiết bị bảo vệ bờ kênh, cửa, phai...

Công trình hỗ trợ là công trình dùng trong việc quản lý và xây dựng các công trình chủ yếu; ví dụ như nhà ở, nhà quản lý, nhà hành chính, hệ thống ánh sáng, đường đi lại trong công trình...

Công trình tạm thời là công trình chỉ sử dụng trong thời gian thi công hoặc sửa chữa các công trình khác như dè quai, công trình tháo nước thi công, âu thuyền tạm thời...

Tuỳ theo nhiệm vụ và mức độ quan trọng mà các công trình thuỷ lợi được phân cấp như sau:

Cấp I : Công trình đặc biệt quan trọng;

Cấp II : Công trình quan trọng;

Cấp III: Công trình thông thường;

Cấp IV : Công trình ít quan trọng;

Cấp V : Công trình không quan trọng.

Cấp của công trình phụ thuộc quy mô, ý nghĩa và thời gian sử dụng của công trình và được quy phạm Nhà nước quy định.

Tập hợp nhiều đầu mối công trình thuỷ lợi hoặc tập hợp nhiều công trình thuỷ lợi phân bố trên một khu vực lớn để cùng nhau giải quyết các nhiệm vụ thuỷ lợi đặt ra gọi là

hệ thống thủy lợi. Ví dụ hệ thống thủy lợi Bắc Hưng Hải, hệ thống thủy lợi Cầu Sơn, Liên Sơn, hệ thống thủy lợi Bắc Nghệ An...

Việc phân cấp công trình có ý nghĩa vô cùng quan trọng trong thiết kế và xây dựng vì nó có ảnh hưởng đến ổn định, cường độ và độ bền của mỗi một công trình cũng như toàn bộ hệ thống. Khi thiết kế, tùy theo cấp công trình ta xác định được các chỉ tiêu thiết kế tương ứng như tần suất lưu lượng và mực nước thiết kế, hệ số tin cậy, tuổi thọ công trình.

Việc phân cấp công trình thủy lợi là phản ánh trình độ khoa học kỹ thuật và phát triển nền kinh tế quốc dân của mỗi nước, cho nên đối với các nước có sự quy định không giống nhau và ngay đối với một nước, sự quy định đó cũng thay đổi theo thời gian.

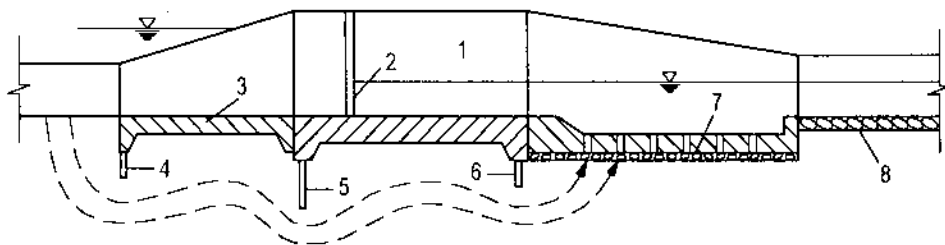
§1.5. ĐIỀU KIỆN LÀM VIỆC CỦA CÁC CÔNG TRÌNH THỦY LỢI

Đặc điểm của công trình thủy lợi là làm việc trong nước nên chịu mọi tác dụng của nước như tác dụng cơ học, hoá lý, thấm và tác dụng của sinh vật.

I. Tác dụng của nước lên công trình thủy lợi

1. Tác dụng cơ học của nước gây nên áp lực tĩnh và động lên bề mặt công trình thủy lợi. Trị số áp lực đó được xác định theo công thức thủy lực và cơ học chất lỏng. Đặc biệt thành phần nằm ngang của áp lực thủy tĩnh rất quan trọng, có thể làm cho công trình bị trượt hoặc lật đổ:

Áp lực động xuất hiện trong dòng chảy tỉ lệ với bình phương của lưu tốc. Ngoài ra cần phải kể đến áp lực sóng khi xuất hiện sóng trong hồ chứa và tác động của nước khi có động đất. Dòng chảy qua công trình tháo (đập tràn, các cống tháo nước...) mang xuống hạ lưu một năng lượng lớn, có thể làm xói lở mãnh liệt bờ và đáy sông bằng đất hay đá. Vì vậy ở hạ lưu công trình cần có biện pháp tiêu trừ năng lượng đó để bảo vệ hạ lưu công trình và lòng sông (hình 1-6).



Hình 1-6 : Biện pháp giảm thấm và tiêu năng hạ lưu công trình trên nền đất

1 - Thân đập; 2 - Cửa van; 3 - Sân trước; 4, 5, 6 - Cừ; 7 - Sân tiêu năng; 8 - Sân sau.

2. Tác dụng của thấm

Khi công trình tạo ra độ chênh cột nước thượng hạ lưu thì sẽ xuất hiện dòng thấm qua nền và bờ. Nước thấm qua nền sẽ gây nên áp lực lên đáy công trình có phương thẳng

góc với mặt đáy, ta gọi là áp lực thấm. Áp lực đó làm giảm khả năng chống trượt của công trình. Nước thấm cũng có thể gây nên phản ứng hóa học, làm hoà tan chất muối trong nền và hình thành nên xói ngầm hoá học. Nước thấm lại có thể mang đi các hạt đất rất nhỏ về hạ lưu và dẫn đến xói ngầm cơ học. Đặc biệt tại chỗ ra của dòng thấm ở hạ lưu công trình, phương của dòng thấm hầu như thẳng đứng hướng từ dưới lên, gradien dòng thấm rất lớn có thể đẩy đi cả khối đất, gọi là hiện tượng đẩy trôi đất.

Để làm giảm áp lực thấm lên đáy công trình và chống hiện tượng xói ngầm, đẩy trôi đất người ta áp dụng các biện pháp kéo dài đường viền thấm như làm sân phủ ở thượng lưu (sân trước), cử chống thấm, hoặc màng chống thấm (hình 1-6).

3. Tác dụng lý hoá của nước

Nước có thể tác dụng lên vật liệu làm công trình và đất nền công trình. Khi nước chuyển động có lưu tốc lớn, đặc biệt là dòng nước có mang nhiều bùn cát làm bề mặt công trình bị bào mòn. Sự ăn mòn của nước đối với kim loại, bê tông, đá, gỗ xảy ra khi nước có tính xâm thực. Dòng chảy có lưu tốc cao sẽ sinh ra vùng có chân không và dẫn đến hiện tượng khí thực. Hiện tượng xói ngầm cơ học và hoá học có thể xảy ra trong nền công trình do dòng thấm.

4. Tác dụng của sinh vật

Một số sinh vật sống ở trong nước gây tác dụng không tốt đối với công trình như hà ăn làm mục nát gỗ. Ngoài ra còn có một số vi khuẩn xâm nhập vào vật liệu, có loại còn trùng gặm đá và móng bê tông của công trình...

II. Tác dụng tương hỗ của công trình với nền và bờ

1. Nền của công trình thủy lợi

Tính chất của đất nền và bờ phụ thuộc vào cấu tạo địa chất và có ý nghĩa quan trọng đối với khả năng làm việc của công trình thủy lợi; đặc biệt là cường độ, độ biến dạng, mức độ nứt nẻ, độ ép nước, tình hình và chất lượng nước ngầm... Nền công trình có thể là nền đá hoặc nền đất gồm tổ hợp nhiều loại đất khác nhau. Nền đá cho phép xây dựng các công trình có cột nước cao, nền đất cho phép xây dựng công trình có cột nước thấp và vừa. Tuy nhiên, ngày nay người ta cũng đã xây dựng được các đập cao tới hơn 100m hoặc hơn nữa trên nền đất.

Cấu tạo địa chất ở vùng xây dựng thường làm phức tạp điều kiện làm việc của công trình. Khi thiết kế và xây dựng công trình thủy lợi cần phải khảo sát, thăm dò kỹ địa chất, tìm biện pháp tăng khả năng chịu lực tốt hơn của nền.

2. Khả năng làm việc của công trình và nền

Các lực tác dụng lên công trình thủy lợi có nhiều loại: áp lực nước, lực thấm, bùn cát, trọng lượng bản thân và các thiết bị trên nó...

Tất cả các lực đó cuối cùng truyền đến nền làm thay đổi trạng thái ứng suất tự nhiên vốn có của đất nền và dẫn đến tình trạng xấu hơn, phát sinh ứng suất nén và cắt, có thể xuất hiện ứng suất kéo và kết quả là phát triển vùng biến dạng của nền, có thể làm cho công trình mất ổn định như bị trượt, lật, nứt nẻ. Điều đó không cho phép với bất kỳ một công trình nào.

Đảm bảo cường độ tiếp xúc giữa móng và nền trong phạm vi cho phép và đảm bảo ổn định chống trượt là điều kiện quan trọng cho khả năng làm việc của công trình.

Khi thiết kế và xây dựng, nếu tính toán không đầy đủ và chính xác có thể dẫn đến tai họa sau này cho công trình, thậm chí gây thiệt hại nghiêm trọng đến tài sản và tính mạng của con người.

III. Điều kiện xây dựng và ảnh hưởng của công trình thủy lợi đối với khu vực lân cận

Xây dựng công trình thủy lợi phụ thuộc vào điều kiện tự nhiên (địa hình, địa chất, thủy văn...), các điều kiện đó có tác dụng quyết định đến việc chọn hình thức, kết cấu, kích thước và bố trí các công trình trong hệ thống. Do đó điều kiện xây dựng ảnh hưởng lớn đến giá thành, thời gian xây dựng và chất lượng công trình.

Khi công trình thủy lợi được xây dựng xong có tác dụng lớn đến điều kiện kinh tế và thiên nhiên của khu vực. Đặc biệt khi công trình thủy lợi lớn ra đời sẽ hình thành nên khu công nghiệp mới, thành phố mới, đường giao thông mới ... thúc đẩy sự phát triển kinh tế - xã hội của khu vực lân cận.

Các công trình dâng nước, tạo thành hồ chứa làm ngập một diện tích rộng lớn ở thượng lưu và làm thay đổi khí hậu của khu vực xung quanh. Đồng thời ở thượng lưu nước ngầm được dâng cao, hạ lưu nước ngầm được hạ thấp làm ảnh hưởng đến sự sinh trưởng cây trồng và các hoạt động dân sinh ở vùng lân cận.

IV. Hậu quả tai hại do công trình thủy lợi bị hư hỏng

Các công trình thủy lợi, đặc biệt là các công trình dâng nước có cột nước cao, giữ một khối lượng nước lớn, hàng triệu m³, thậm chí hàng tỉ m³. Nếu công trình bị hư hỏng, nước sẽ tuôn xuống hạ lưu với lưu tốc rất lớn, có sức phá ghê gớm, gây thiệt hại đến tính mạng và tài sản của nhân dân, có thể làm tê liệt và hư hỏng cả những khu công nghiệp rộng lớn, đường giao thông... Việc sửa chữa lại các công trình đó thường mất một thời gian tương đối dài.

Trong lịch sử nhiều nước đã xảy ra nhiều trường hợp hư hỏng công trình, như năm 1959 đập Manpatxê (Malpasset) của Pháp bị vỡ làm 400 người chết, trên 2000 gia đình bị thiệt hại, ước tính tổn thất lên đến 3 tỉ phrăng; năm 1963 đập vòm cao nhất thế giới Vaiont ở Italia cao 265 m bị sự cố làm 4600 người chết... Đập Machchu II Ấn Độ xây dựng năm 1972, cao 29m. Tháng 8/1979, sau 3 ngày mưa to liên tục tạo đỉnh lũ

14.000m³/s, 3 trong số 18 cửa tràn bị kẹt làm nước tràn qua đập, gây vỡ đập làm 2000 người thiệt mạng.

Ở Việt Nam cũng đã có các sự cố vỡ đập Suối Trầu (Khánh Hoà) tháng 11/1977 và tháng 11/1978, đập Suối Hành (tháng 12/1986), đập Am Chúa (tháng 10/1992) cũng tại Khánh Hoà - một tỉnh miền Trung nơi có điều kiện địa chất cho xây dựng đập rất phức tạp. Ở đập Dầu Tiếng (Tây Ninh), sự cố tháng 1/1986 lại xảy ra ở cửa tràn xả sâu, khi hồ tích nước chưa đầy nhưng do thiết kế tính chưa đúng tổ hợp lực nên khi làm việc, liên kết giữa tai trụ đỡ còng van và khung thép neo đã bị phá vỡ làm cắt đứt trụ pin, phá hỏng cửa tràn, gây ra lũ nhân tạo trong mùa khô ở hạ du sông Sài Gòn, thiệt hại về tài sản rất lớn [6].

Vì vậy đối với người kỹ sư thủy lợi cần phải nhận thức đầy đủ tầm quan trọng của công trình cũng như hậu quả của sự cố để nâng cao ý thức trách nhiệm trong công tác khảo sát, thiết kế xây dựng và quản lý công trình thủy lợi.

Chương 2

THẨM DƯỚI ĐÁY VÀ HAI BÊN CÔNG TRÌNH THUỖ LỢI

§2.1. KHÁI NIỆM CHUNG

1. Sự hình thành dòng thấm

Đất nền và hai bên vai công trình thường là loại thấm nước. Chỉ trong trường hợp nền và vai là đá tốt không nứt nẻ, hoặc là đất sét chặt và được xử lý tiếp giáp tốt thì mới có thể coi như không thấm nước.

Khi công trình làm việc, sẽ tạo ra sự chênh lệch mực nước giữa thượng và hạ lưu. Nước sẽ di động qua các kẽ rỗng trong đất nền và hai bên vai công trình tạo thành dòng thấm. Đối với công trình và môi trường xung quanh, dòng thấm gây ra những ảnh hưởng bất lợi như sau:

- Làm mất nước từ hồ chứa;
- Gây áp lực lên các bộ phận công trình giới hạn miền thấm (bản đáy, tường chắn...);
- Có thể làm biến hình đất nền và hai vai, đặc biệt là ở khu vực dòng thấm thoát ra, có thể dẫn đến sụt lún, nghiêng, lật công trình;
- Dòng thấm hai bên vai công trình khi thoát ra hạ lưu có thể làm lầy hoá một khu vực rộng, làm ảnh hưởng đến ổn định của bờ và điều kiện đi lại, sản xuất ở hạ lưu công trình.

Dòng thấm trong môi trường đất rỗng được chia thành 2 loại:

a) *Dòng thấm có áp* - khi nó bị giới hạn từ phía trên bởi biên cứng, dòng thấm không có mặt thoáng; chuyển động của dòng thấm giống như nước chảy trong ống có áp. Đây là trường hợp khi xét dòng thấm dưới đáy các công trình.

b) *Dòng thấm không áp* - khi nó không bị giới hạn từ phía trên bởi công trình. Đây là trường hợp dòng thấm hai bên vai công trình, dòng thấm qua đập đất. Giới hạn phía trên của dòng thấm là mặt thoáng hay mặt bão hoà, tại đây có áp suất bằng áp suất khí trời.

2. Vấn đề nghiên cứu dòng thấm

Nhiệm vụ của nghiên cứu dòng thấm là tìm ra các quy luật chuyển động của nó phụ thuộc vào hình dạng, kích thước các bộ phận công trình là biên của dòng thấm; xác định các đặc trưng phân bố áp lực thấm lên các bộ phận công trình, phân bố gradien thấm trong miền thấm, và trị số lưu lượng thấm. Trên cơ sở các tính toán này, người thiết kế sẽ

chọn được hình thức, kích thước, cấu tạo hợp lý của công trình, đảm bảo điều kiện làm việc an toàn của nó (ổn định về trượt, ngăn ngừa biến hình nền...) và tính kinh tế của phương án được chọn.

Vấn đề nghiên cứu dòng thấm từ lâu đã thu hút sự quan tâm của các nhà khoa học thế giới. Vào thế kỷ 18 đã có các công trình nghiên cứu của Lômônôxốp, Becnoulli, Euler. Từ năm 1856, Darcy đã tiến hành nghiên cứu thực nghiệm và tìm ra định luật thấm tuyến tính mà ngày nay được gọi là định luật thấm Darcy.

Những thành tựu nổi bật về lý thuyết thấm đã được công bố trong các tác phẩm của Jucovxki (1898), Pavlovxki (1922). Đóng góp vào sự phát triển phương pháp thủy lực trong lý thuyết thấm có công của Duypuy, Côzeny, Aravin, Numerov, Ughintrux, Trugaev và nhiều nhà khoa học khác. Việc giải bài toán thấm bằng phương pháp thủy lực đã đạt được kết quả phong phú cho các sơ đồ bài toán phẳng của thấm có áp. Với bài toán thấm không có áp mới chỉ giải quyết được cho một số sơ đồ đơn giản.

Ngày nay, với sự phát triển mạnh mẽ của các phương pháp số và công cụ máy tính, nói chung có thể giải được bài toán thấm với biên bất kỳ cho bài toán phẳng và bài toán không gian, thấm ổn định và không ổn định...

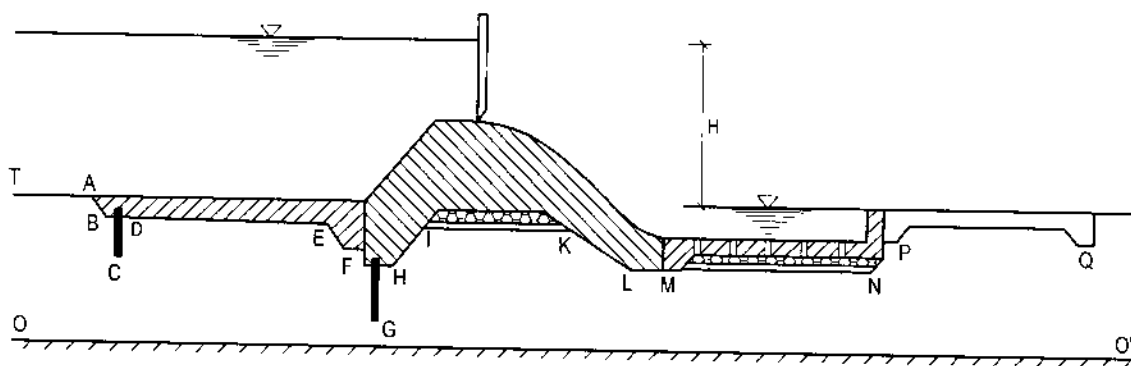
§2.2. THẨM QUA NỀN ĐẤT ĐỒNG CHẤT DƯỚI ĐÁY CÔNG TRÌNH

I. Những vấn đề chung

1. Các giới hạn của miền thấm

Trong nền công trình, miền thấm có giới hạn trên là mặt tiếp xúc giữa đất nền với đế công trình, giới hạn dưới là mặt tầng không thấm.

Xét trên một mặt cắt vuông góc với tuyến công trình (hình 2-1) ta có:



Hình 2 -1: Các giới hạn của miền thấm

- Giới hạn trên là một đường gãy khúc, gọi là đường viền dưới đất của công trình, trong đó:

Đoạn ABCDEF: sân trước;

Đoạn GHIKLM: đáy công trình với đoạn thoát nước IK;

Đoạn MN: sân tiêu năng;

Đoạn PQ: sân sau.

- Giới hạn dưới: đường OO', có thể là cong, thẳng, nằm ngang hay nằm nghiêng tùy thuộc vào cấu tạo địa chất.

2. Các giả thiết cơ bản

Lời giải lý thuyết của bài toán thấm có áp được đưa ra trên cơ sở một số giả thiết cơ bản đơn giản hoá môi trường thấm và dòng thấm. Các giả thiết đó như sau:

- Đất nền là môi trường đồng nhất đẳng hướng;
- Nước chứa đầy miền thấm và không ép co được;

Theo giả thiết này, không còn hiện diện của cốt đất trong miền thấm. Ảnh hưởng của cốt đất chỉ thể hiện gián tiếp qua hệ số thấm k .

- Dòng thấm ổn định;
- Dòng thấm chảy tầng và tuân theo định luật Darcy:

$$v = kJ, \quad (2-1)$$

Trong đó:

v - lưu tốc thấm bình quân trên mặt cắt ướt;

k - hệ số thấm của đất;

J - gradient thủy lực.

Những kết quả tính toán thu được dựa vào các giả thiết nêu trên là rất phù hợp với thực tiễn, có độ chính xác đảm bảo yêu cầu của kỹ thuật.

Đối với các bài toán thấm có áp nêu dưới đây, còn đưa thêm 2 giả thiết bổ sung là:

- Trong miền thấm không có điểm tiếp nước và điểm rút nước;
- Bài toán thấm phẳng.

Các giả thiết trên là cơ sở lý luận để đơn giản hoá các điều kiện của bài toán, từ đó thiết lập các phương trình tính toán để tìm ra các thông số của dòng thấm là: cột nước thấm h , lưu lượng thấm, phân bố gradient và vận tốc thấm trong toàn miền.

II. Tính thấm bằng phương pháp giải tích

1. Phương pháp cơ học chất lỏng

Phương pháp này do Viện sĩ N.N. Pavlôpxki khởi xướng và đã đạt được lời giải chính xác cho một số bài toán thấm có biên đơn giản.

Trong bài toán thấm phẳng, gọi h là hàm số cột nước thấm, ta có:

$$h = h(x, y).$$

Trong môi trường thấm với các giả thiết đã nêu ở phần trên, phương trình vi phân cơ bản của dòng thấm là:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} = 0 \quad (2-2)$$

Với công cụ toán học là các hàm giải tích một biến phức $z = x + iy$, tác giả đã tìm được thế vị phức của dòng thấm trong một số bài toán đơn giản. Chuyển động của dòng thấm được mô tả bởi lưới thấm gồm 2 họ đường:

- Đường đẳng thế, gọi tắt là đường thế, là tập hợp các điểm có cùng cột nước h ($h = \text{const}$).

- Đường dòng là quỹ đạo chuyển động của một hạt nước trong miền thấm.

Trong môi trường đồng nhất, đẳng hướng, hai họ đường này trực giao nhau. Với một số bài toán có biên đơn giản, Pavlốpski đã viết được phương trình của họ đường dòng, đường thế, xác định được cột nước thấm, gradient thấm tại một điểm bất kỳ và tìm được lưu lượng thấm.

Ví dụ:

a) Trường hợp bản đáy công trình đặt ngay trên mặt, nền thấm dày hữu hạn hoặc vô hạn, dưới bản đáy không đóng cừ hoặc đóng một hàng cừ (hình 2-2).

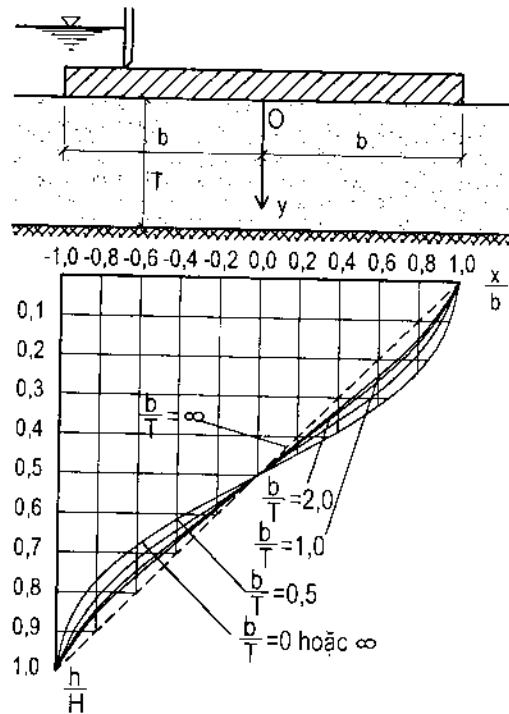
Khi nền thấm sâu vô hạn, bản đáy phẳng không có cừ (hình 2-3), ta có họ đường dòng là các elip có các tiêu điểm chung A và B là các điểm mép móng thượng và hạ lưu bản đáy. Họ đường thế là các hypebol.

b) Trường hợp bản đáy công trình cắm vào nền một độ sâu t nhất định, dưới bản đáy không đóng cừ, nền thấm dày hữu hạn hoặc vô hạn (hình 2-4).

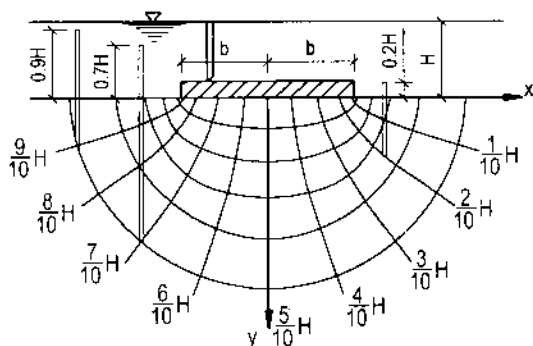
Tuy nhiên, với các sơ đồ đường viền thấm phức tạp hơn thì việc tìm ra lời giải giải tích là không thể được.

2. Phương pháp cơ học chất lỏng gần đúng

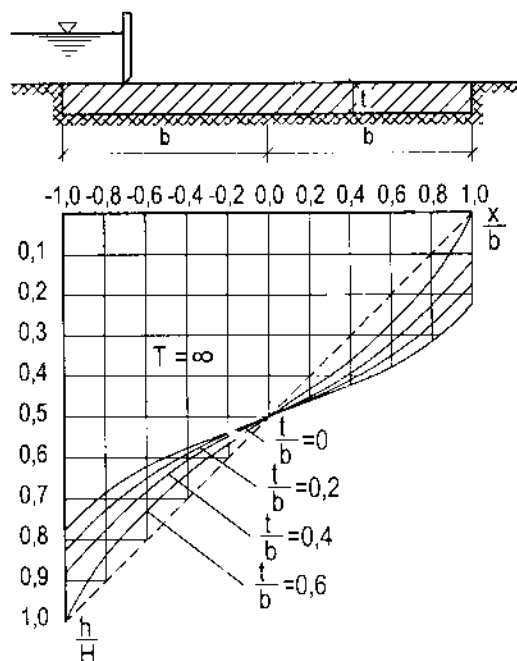
Với các đường viền thấm phức tạp có 2, 3 hay nhiều hàng cừ, Pavlốpski đã dùng phương pháp phân đoạn để giải gần đúng bài toán thấm. Sau đó Trugaep đã phát triển thành phương pháp hệ số sức kháng, đưa ra các công thức giải tích để tính hệ số sức kháng



Hình 2-2: Sơ đồ áp lực thấm tác dụng lên bản đáy đặt ngay trên mặt nền



Hình 2-3: Lưới thấm trong trường hợp nền thấm sâu vô hạn dưới bản đáy không đóng cừ

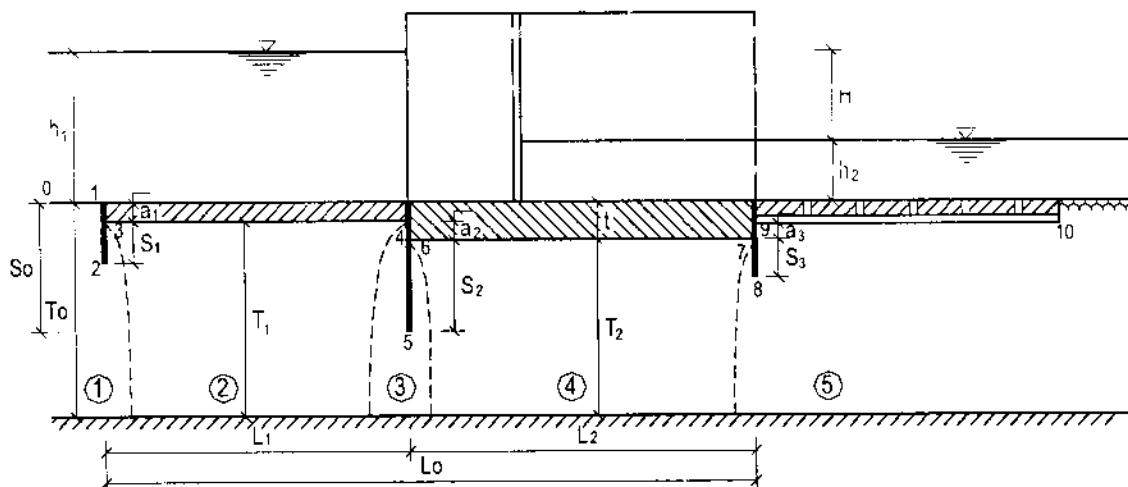


Hình 2-4: Sơ đồ áp lực thấm tác dụng lên bản đáy phẳng chôn xuống nền một độ sâu t

cho từng đoạn. Viện sĩ Lavrenchiep đề xuất phương pháp biến đổi các cừ, dẫn đến các bảng tra để xác định áp lực thấm tại các điểm đặc trưng của đường viền thấm.

Sau đây sẽ trình bày cụ thể phương pháp hệ số sức kháng, vì nó có ưu điểm là không cần các bảng biểu, đồ thị, các kết quả tính toán đảm bảo độ chính xác theo yêu cầu thiết kế.

Theo phương pháp này, miền thấm dưới đáy công trình được chia thành các bộ phận chứa các đoạn đường viền thẳng đứng và nằm ngang như hình 2-5.



Hình 2-5: Sơ đồ phân miền thấm theo phương pháp hệ số sức kháng.

Đường ranh giới giữa 2 bộ phận kề nhau chính là đường thề đi qua các giao điểm của đoạn đường viên thấm thẳng đứng và nằm ngang. Với các sơ đồ đường viên thấm thường gặp thì miền thấm thường được phân thành 3 loại bộ phận sau:

1) Bộ phận cửa vào hoặc cửa ra, có thể kèm theo cừ, hoặc bậc thụt, hoặc cả hai. Trên hình 2-5, bộ phận cửa vào chứa đoạn đường viên 1-2-3; bộ phận cửa ra chứa đoạn đường viên 7-8-9.

2) Bộ phận giữa: bao gồm cừ, hoặc bậc thụt, hoặc cả hai (ví dụ bộ phận chứa đoạn đường viên 4-5-6 trên hình 2-5).

3) Bộ phận chứa đoạn đường viên nằm ngang, như đoạn 3-4, đoạn 6-7 trên hình 2-5.

Đọc các phân đoạn đường viên, có thể coi đầu nước tiêu hao gần đúng theo quy luật đường thẳng. Đặc trưng cho mức độ tiêu hao cột nước thấm qua mỗi bộ phận chính là hệ số sức kháng của bộ phận đó, ký hiệu là ξ_i . Cột nước thấm tiêu hao tương ứng sẽ là:

$$h_i = \xi_i \frac{q}{k}, \quad (2-3)$$

Trong đó: q - lưu lượng thấm;

k - hệ số thấm.

Tổng số các phân cột nước thấm tổn thất qua các bộ phận sẽ bằng cột nước tổng cộng tác dụng lên công trình:

$$H = \sum h_i = \frac{q}{k} \sum \xi_i, \quad (2-4)$$

Trong đó: $\sum \xi_i$ - tổng các hệ số sức kháng của toàn miền thấm.

Từ (2-4) ta có:

$$\frac{q}{k} = \frac{H}{\sum \xi_i}. \quad (2-5)$$

Thay vào công thức (2-3):

$$h_i = \xi_i \frac{H}{\sum \xi_i}. \quad (2-6)$$

Biết các trị số h_i , sẽ vẽ được biểu đồ áp lực thấm lên đáy công trình; còn lưu lượng thấm xác định theo công thức (2-5).

Các hệ số sức kháng được xác định theo các biểu thức giải tích. Chúng được rút ra trên cơ sở giải hàng loạt các bài toán thấm có sơ đồ khác nhau bằng phương pháp cơ học chất lỏng gần đúng (phân đoạn). Các công thức đó như sau:

a) *Bộ phận giữa*: Khi có bậc và cừ như đoạn 4 - 5 - 6 trên hình 2-5 và thoả mãn điều kiện:

$$0,5 \leq \frac{T_2}{T_1} \leq 10 \quad \text{và} \quad 0 \leq \frac{S_2}{T_2} \leq 0,8$$

thì:

$$\xi_g = \frac{a_2}{T_1} + 1,5 \cdot \frac{S_2}{T_2} + \frac{0,5 \cdot \frac{S_2}{T_2}}{1 - 0,75 \cdot \frac{S_2}{T_2}}, \quad (2-7)$$

Trong đó:

a_2 - độ cao của bậc;

T_1, T_2 - bề dày tầng thấm ở các bộ phận ngang phía trước và sau của bộ phận đang xét.

Khi không đóng cừ giữa ($S_2 = 0$), nhưng có bậc ($a_2 \neq 0$), ta có:

$$\xi_b = \frac{a_2}{T_1} \quad (2-8)$$

Nếu có cừ ($S_2 \neq 0$), nhưng không có bậc thật ($a_2 = 0$) thì $T_1 = T_2 = T$, và:

$$\xi_c = 1,5 \cdot \frac{S_2}{T} + \frac{0,5 \cdot \frac{S_2}{T}}{1 - 0,75 \cdot \frac{S_2}{T}} \quad (2-9)$$

b) Bộ phận cửa vào, cửa ra

Trong trường hợp chung, hệ số sức kháng của bộ phận cửa vào, cửa ra xác định như sau:

$$\xi_{v,r} = 0,44 + \xi_b + \xi_c, \quad (2-10)$$

Trong đó:

ξ_b - hệ số sức kháng của bậc (nếu có);

ξ_c - hệ số sức kháng của cừ (nếu có).

Trị số của ξ_b, ξ_c được vận dụng tương ứng với các công thức (2-8), (2-9).

c) Bộ phận nằm ngang: Khi chiều dài đoạn đường viên nằm ngang L giữa 2 hàng cừ S_1, S_2 thoả mãn điều kiện:

$$L \geq \frac{S_1 + S_2}{2} \quad (2-11)$$

thì:

$$\xi_n = \frac{L - 0,5(S_1 + S_2)}{T}, \quad (2-12)$$

Trong đó: T - độ sâu tầng thấm trong đoạn tính toán.

Nếu $L < 0,5(S_1 + S_2)$ thì $\xi_n = 0$, nghĩa là dòng thấm “đi tắt” từ chân cừ trước sang chân cừ sau mà không lượn theo đoạn đường viên nằm ngang giữa 2 cừ.

Khi chiều dày tầng thấm rất lớn, thường người ta chỉ xét đến phần dòng thấm trong phạm vi “tầng thấm mạnh”. Chiều dày giới hạn của tầng thấm T_{tt} phụ thuộc vào các trị

số hình chiếu ngang L_0 và hình chiếu đứng S_0 của đường viền thấm (hình 2-5), được lấy theo bảng 2-1.

Bảng 2-1

L_0/S_0	> 5	$5 \div 3,4$	$3,4 \div 1$	$1 \div 0$
T_{tt}	$0,5L_0$	$2,5S_0$	$0,8S_0 + 0,5L_0$	$S_0 + 0,3L_0$

Nếu chiều dày tầng thấm thực tế $T_0 \leq T_{tt}$ thì tính toán các hệ số sức kháng theo T_0 ; còn nếu $T_0 > T_{tt}$ thì tính theo trị số T_{tt} .

Trị số gradien thấm lớn nhất tại cửa ra có thể xác định theo công thức:

$$J_r = \frac{H}{T_1} \frac{1}{\alpha \sum \xi_i}, \quad (2-13)$$

Trong đó: $\sum \xi_i$ xác định với T_{tt} ; α - hệ số.

Theo Antipov:

$$\alpha = \beta \cdot \sqrt{\sin \left[\frac{\pi}{2} \left(\frac{S}{T_1} - \frac{T_2}{T_1} + 1 \right) \right]}, \quad (2-14)$$

Với T_1 lấy phía tầng thấm dày; T_2 lấy phía tầng thấm mỏng; $T_2 \leq T_1$;

S - chiều dài cừ tại cửa ra;

$\beta = 1,1$ khi tính theo T_{tt} ;

$\beta = 1$ ứng với các trường hợp khác.

Trong tính toán thực hành, có thể sử dụng các đồ thị của Giuravlov để tra α (xem các tài liệu chuyên môn).

3. Phương pháp tỷ lệ đường thẳng

a) *Vài nét lịch sử.* Khi phương pháp cơ học chất lỏng chưa phát triển thì người ta đã dùng phương pháp tỷ lệ đường thẳng (TLĐT) để giải các bài toán thấm qua nền công trình. Phương pháp này do Blai đề xướng dựa trên các tài liệu quan trắc từ các công trình thực tế. Ông cho rằng dọc theo tia dòng đầu tiên (đường viền thấm của công trình), độ dốc thủy lực không thay đổi, không phụ thuộc vào hình dạng của đường viền thấm (có cừ hay không có cừ). Từ giả thiết này, có thể vẽ được biểu đồ áp lực thấm lên đáy công trình, tính được gradien và lưu tốc thấm bình quân trong toàn miền thấm.

Trong quá trình giải bài toán thấm, dựa vào sự quan trắc tỷ mỉ hơn quá trình tổn thất cột nước thấm dọc theo đường dòng đầu tiên, Len đã phát hiện ra rằng trên những đoạn đường viền thẳng đứng, mức độ tiêu hao cột nước thấm lớn hơn so với đoạn đường viền nằm ngang. Từ đó Len đã đề xuất việc cải tiến phương pháp của Blai để các kết quả thu được phù hợp với thực tế hơn.

Ngày nay mặc dù đã có nhiều phương pháp hiện đại để tính thấm, nhưng phương pháp TLĐT vẫn còn được sử dụng trong những trường hợp sau:

- Đối với các công trình nhỏ, tầng thấm mỏng, đường viền thấm đơn giản: giải theo phương pháp TLĐT cho kết quả chính xác theo yêu cầu kỹ thuật.

- Đối với các công trình lớn: thường dùng phương pháp TLĐT để sơ bộ kiểm tra chiều dài đường viền thấm trước khi đi vào tính toán theo các phương pháp chính xác hơn.

- Đối với các công trình trên nền đá: thường áp dụng phương pháp này để tính toán áp lực thấm lên đáy công trình.

b) Nội dung tính toán theo phương pháp Len

Chiều dài tính toán của dòng thấm được xác định theo công thức:

$$L_{tt} = L_d + \frac{L_n}{m}, \quad (2-15)$$

Trong đó:

L_d - chiều dài tổng cộng của các đoạn đường viền thẳng đứng, hoặc nghiêng góc $\alpha > 45^\circ$ so với phương ngang.

L_n - chiều dài tổng cộng của các đoạn đường viền nằm ngang, hoặc nghiêng góc $\alpha < 45^\circ$ so với phương ngang;

m - hệ số phụ thuộc vào dạng đường viền thấm:

Khi có 1 hàng cừ: $m = 1 \div 1,5$;

Khi có 2 hàng cừ: $m = 2 \div 2,5$;

Khi có 3 hàng cừ: $m = 3 \div 3,5$.

Để đảm bảo độ bền thấm chung, trị số L_{tt} theo (2-15) phải thoả mãn điều kiện:

$$L_{tt} \geq CH, \quad (2-16)$$

Trong đó:

H - độ chênh lệch mực nước thượng hạ lưu công trình;

C - hệ số phụ thuộc tính chất đất nền, lấy theo bảng 2-2.

Bảng 2-2

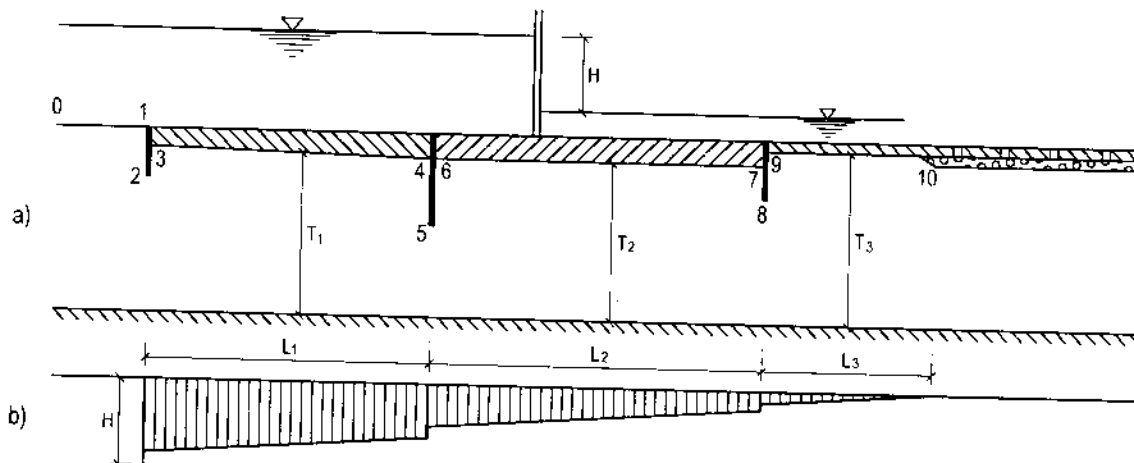
Loại đất	C	Loại đất	C
Đất sét chặt	1,5	Cuội sỏi hạt nhỏ	3,5
Đất sét chặt vừa	1,7 ÷ 2,0	Cát hạt lớn	4,0
Đất sét mềm, đất thịt	2,0 ÷ 2,5	Cát hạt trung bình	5,0
Đá cuội, sỏi hạt lớn	2,5	Cát hạt nhỏ	6,0
Cuội sỏi hạt trung bình	3,0	Cát mịn	7,0

Trị số cột nước thấm tại một điểm cách mép hạ lưu đường viền thấm một đoạn dài tính toán x là:

$$h_x = \frac{x}{L_u} H \quad (2-17)$$

Quy tắc tính x cũng giống như khi tính L_u (công thức 2-15).

Dựa vào công thức 2-17, sẽ vẽ được biểu đồ áp lực thấm lên đáy công trình (hình 2-6).



Hình 2-6: Sơ đồ tính thấm theo phương pháp TLĐT
a) Sơ đồ tính toán; b) Biểu đồ áp lực thấm lên đáy công trình

Trị số gradien thấm là lưu tốc thấm trung bình xác định như sau:

- Trên các đoạn đường viền thẳng đứng:

$$J_d = \frac{H}{L_u}; \quad v_d = k \frac{H}{L_u} \quad (2-18)$$

- Trên các đoạn đường viền nằm ngang:

$$J_n = \frac{H}{mL_u}; \quad v_n = k \frac{H}{mL_u} \quad (2-19)$$

Lưu lượng thấm đơn vị (bài toán phẳng) được tính gần đúng theo công thức:

$$q = kJ_n T \quad (2-20)$$

Trong đó: T - chiều dày bình quân của tầng thấm:

$$T = \frac{\sum T_i L_i}{\sum L_i} \quad (2-21)$$

Với T_i là chiều dày bình quân của tầng thấm tương ứng dưới đoạn đường viền nằm ngang có chiều dài L_i (xem hình 2-6).

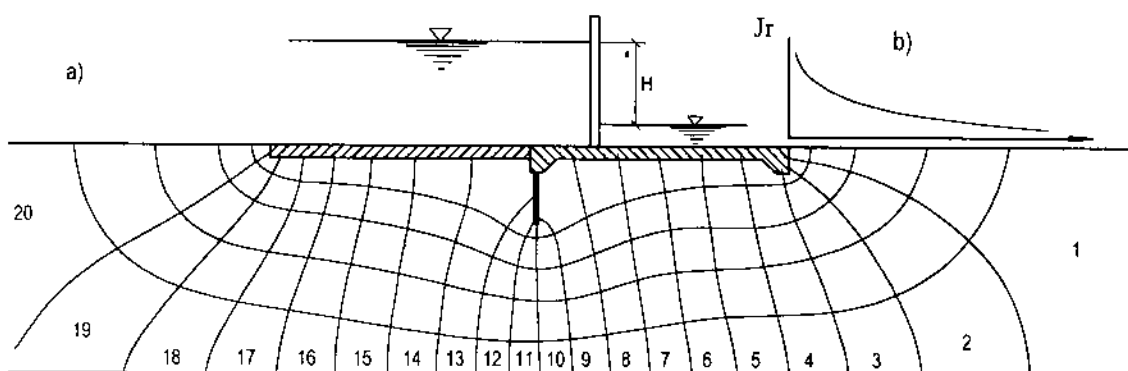
III. Tính thấm bằng phương pháp sử dụng lưới thấm

1. Khái niệm lưới thấm

Trong môi trường đồng nhất, đẳng hướng, lưới thấm được hình thành bởi hai họ đường cong trực giao nhau. Các đường cong này thể hiện hình ảnh chuyển động của các hạt nước trong môi trường thấm.

- Đường dòng: biểu diễn quỹ đạo của các phần tử nước chuyển động trong miền thấm;
- Đường thế (gọi tắt của đường đẳng thế hay đường đẳng cột nước): tập hợp các điểm có cùng cột nước thấm.

Trên hình 2-7a thể hiện một lưới thấm đã vẽ xong, trong đó đường viền thấm dưới đáy công trình là đường dòng đầu tiên (A-M); mặt tầng không thấm là đường dòng cuối cùng (I-I). Đường đáy sông (kênh) phía thượng lưu (OA) là đường thế đầu tiên; đường đáy thoát nước ở hạ lưu (MN) là đường thế cuối cùng. Phần miền thấm giữa 2 đường dòng kề nhau gọi là ống dòng; phần miền thấm giữa 2 đường thế kề nhau gọi là dải thế.



Hình 2-7: Sơ đồ tính thấm bằng phương pháp lưới

a) Lưới thấm; b) Biểu đồ gradient thấm J_r

Hai họ đường dòng và đường thế tạo thành một lưới có các mắt lưới hình vuông cong. Tại những vị trí mà các đường dòng, đường thế gần sát vào nhau là nơi có dòng thấm mạnh (gradient thấm lớn); ngược lại, tại vị trí có các đường dòng, đường thế thưa là nơi có dòng thấm yếu.

Lưới thấm chỉ phụ thuộc vào dạng hình học của miền thấm mà không phụ thuộc vào hệ số thấm, cột nước, chiều dòng thấm, và kích thước tuyệt đối của công trình.

2. Các phương pháp xây dựng lưới thấm

Để xây dựng lưới thấm, có thể sử dụng các phương pháp khác nhau:

a) *Phương pháp giải tích:* Viết phương trình họ đường dòng, đường thế, như đã nêu ở mục trên. Phương pháp này chỉ áp dụng được một số sơ đồ miền thấm đơn giản nhất.

b) Phương pháp thí nghiệm tương tự điện (EGĐA)

Phương pháp này dựa trên cơ sở tương tự về hình thức giữa phương trình mô tả dòng thấm và phương trình dòng điện trong môi trường dẫn điện. Viện sĩ Pavlôpxki đã nghiên cứu dùng máy EGĐA để vẽ lưới thấm cho các dạng miền thấm khác nhau. Phương pháp này có ưu điểm là bảo đảm mức chính xác cao, giải được các trường hợp miền thấm phức tạp, môi trường thấm không đồng nhất, không đẳng hướng, và các bài toán thấm không gian.

c) Phương pháp thí nghiệm trên mô hình khe hẹp: Dựa trên sự tương tự về hình thức giữa phương trình mô tả dòng thấm trong môi trường thấm với phương trình mô tả dòng chảy tầng của chất lỏng nhớt trong một khe hẹp giữa 2 tấm kính, Aravin đã thiết lập được các biểu thức tương quan giữa 2 loại chuyển động này. Trong thí nghiệm, dùng các tia màu để đánh dấu đường dòng và dùng suy diễn (theo tính chất trục giao của lưới thấm) để vẽ họ đường thế.

Do những khó khăn về kỹ thuật thực hành, phương pháp mô hình khe hẹp còn chưa được ứng dụng rộng rãi.

d) Phương pháp vẽ lưới bằng tay: Dựa vào các đặc điểm của lưới thấm như đã mô tả ở mục 1, có thể vẽ được lưới thấm bằng tay cho những miền thấm phẳng, đồng nhất đẳng hướng. Cách thức thực hiện là vẽ và sửa dần cho đến khi đạt được một lưới thấm trục giao có các mắt lưới hình vuông cong. Mức độ chính xác của phương pháp phụ thuộc vào trình độ và kinh nghiệm của người vẽ, nói chung có thể đạt được độ chính xác yêu cầu của bài toán kỹ thuật.

3. Sử dụng lưới thấm để xác định các đặc trưng của dòng thấm

Giả sử lưới thấm vẽ được có m ống dòng và n dải thế (ở lưới thấm trên hình 2-7 có $m = 5$; $n = 20$). Ta đánh số thứ tự từ hạ lên thượng lưu như trên hình 2-7.

a) Cột nước thấm tại một điểm bất kỳ cuối dải thế thứ i :

$$h_i = i \frac{H}{n}, \quad (2-22)$$

Trong đó: i có thể là số nguyên hay thập phân (nội suy khi điểm tính toán không nằm trên 1 đường thế của lưới).

Dựa vào công thức 2-22 sẽ vẽ được biểu đồ áp lực thấm lên đáy công trình.

b) Lưu lượng thấm đơn vị (bài toán phẳng):

Lưu lượng thấm trong một ống dòng là:

$$\Delta q = k J_{TB} \Delta S \cdot l = k \frac{H}{n \Delta L} \Delta S,$$

Trong đó:

ΔL - kích thước trung bình của 1 mắt lưới theo phương dòng thấm;

ΔS - kích thước trung bình cũng của mắt lưới đó theo phương vuông góc với dòng thấm.

Với lưới thấm có các mắt lưới vuông thì $\Delta S = \Delta L$. Do đó:

$$\Delta q = k \frac{H}{n}$$

Lưu lượng thấm của toàn miền:

$$q = m \Delta q = kH \frac{m}{n} \quad (2-23)$$

Khi: $k = 1$ và $H = 1$, ta có $q = q_r = \frac{m}{n}$ (2-24)

q_r gọi là lưu lượng thấm dẫn suất. Trị số của q_r chỉ phụ thuộc vào hình dạng hình học của miền thấm. Khi dùng khái niệm q_r , công thức tính lưu lượng thấm như sau:

$$q = kHq_r \quad (2-25)$$

c) *Gradien thấm:*

Trị số gradien thấm bình quân trong 1 mắt lưới là:

$$J = \frac{\Delta H}{\Delta L} = \frac{H}{n\Delta L} \quad (2-26)$$

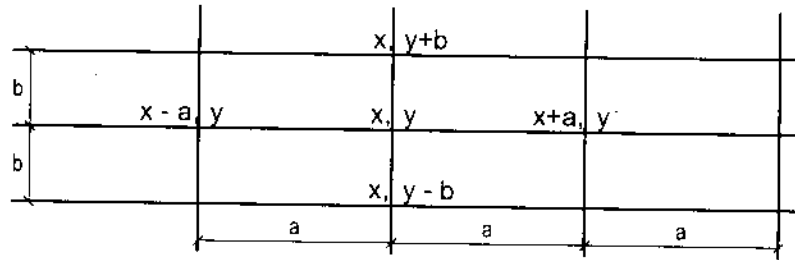
Sử dụng công thức này, dễ dàng tính được trị số gradien thấm tại một điểm bất kỳ trong miền thấm. Lưới thấm vẽ càng dày thì mức độ chính xác khi tính J càng cao. Đây là một ưu điểm của phương pháp sử dụng lưới so với các phương pháp tính gần đúng đã nêu ở trên. Trong thực tế tính toán, thường người ta xây dựng biểu đồ gradien thấm ở cửa ra (hình 2-7b) để kiểm tra về độ bền thấm của đất nền (xem §2-4).

IV. Tính thấm bằng phương pháp số

Xuất phát từ phương trình cơ bản và các điều kiện biên, có thể sử dụng các phương pháp số để tìm các đặc trưng của dòng thấm. Thường sử dụng 2 phương pháp chính là phương pháp sai phân và phương pháp phần tử hữu hạn (PTHH).

1. Phương pháp sai phân

Miền thấm được chia thành những ô hình chữ nhật có kích thước bằng nhau $a \times b$ như hình 2-8.



Hình 2-8: Sơ đồ lưới sai phân

Các đại lượng vi phân dh , dx , dy được chuyển thành những đại lượng sai phân tương ứng Δh , Δx , Δy . Những đạo hàm riêng cấp một và cấp hai $\frac{\partial h}{\partial x}$, $\frac{\partial h}{\partial y}$, $\frac{\partial^2 h}{\partial x^2}$, $\frac{\partial^2 h}{\partial y^2}$ được chuyển sang các tỷ sai phân theo các công thức sau:

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial h}{\partial x} &= \frac{h(x+a, y) - h(x, y)}{a}; \\ \frac{\partial^2 h}{\partial x^2} &= \frac{h(x+a, y) - 2h(x, y) + h(x-a, y)}{a^2}; \\ \frac{\partial h}{\partial y} &= \frac{h(x, y+b) - h(x, y)}{b}; \\ \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} &= \frac{h(x, y+b) - 2h(x, y) + h(x, y-b)}{b^2} \end{aligned} \right\} \quad (2-27)$$

Trong đó x, y là tọa độ của điểm nút cần xét thuộc lưới.

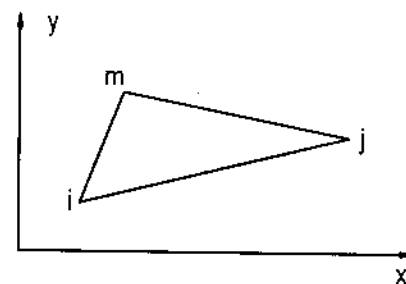
Việc tìm nghiệm của phương trình $\nabla h = 0$ chuyển thành việc giải một hệ phương trình đại số tuyến tính để tìm các giá trị $h(x, y)$ tại những điểm nút.

Phương pháp sai phân tuy đơn giản nhưng ít được dùng để giải các bài toán thấm có điều kiện biên phức tạp do những nhược điểm về kỹ thuật chia lưới.

2. Phương pháp phần tử hữu hạn

Theo phương pháp này, miền thấm được chia thành những hình tam giác có kích thước và hình dạng khác nhau phù hợp với các biên và tính chất của dòng thấm ở các khu vực khác nhau (khu vực có cường độ thấm mạnh thì chia thành các phần tử có kích thước nhỏ và ngược lại).

Trong bài toán thấm phẳng, ổn định, cột nước $h(x, y)$ tại một điểm bất kỳ được xác định khi biết giá trị cột nước h tại 3 đỉnh i, j, m của phần tử (hình 2-9):



Hình 2-9: Sơ đồ phần tử tam giác

$$h_c = [N_i N_j N_m] \begin{bmatrix} h_i \\ h_j \\ h_m \end{bmatrix} \quad (2-28)$$

Trong đó: N_k ($k = i, j, m$) là các hàm phụ thuộc vào tọa độ điểm xét (x, y).

h_k là giá trị cột nước thấm tại đỉnh thứ k của phần tử ($k = i, j, m$).

Theo nguyên lý biến phân, việc tìm nghiệm của bài toán thấm đã cho hoàn toàn tương đương với việc tìm cực tiểu của phiếm hàm:

$$E(h) = \sum_1^p E_e \quad (2-29)$$

Trong đó: p - số phần tử được chia trong miền;

$$E_e = \iint_{\omega} \left[\frac{1}{2} k \left(\frac{\partial h}{\partial x} \right)^2 + \frac{1}{2} k \left(\frac{\partial h}{\partial y} \right)^2 \right] dx dy; \quad (2-30)$$

ω - diện tích của từng phần tử.

Cuối cùng cần giải hệ phương trình đại số:

$$\sum_{i=1}^p \frac{\partial E_e}{\partial h_i} = 0 \quad (2-31)$$

Các ẩn số phải tìm là trị số cột nước h tại các điểm nút của lưới.

Với sự hỗ trợ của máy tính điện tử, phương pháp phần tử hữu hạn đã trở thành thông dụng và là một công cụ mạnh để giải các loại bài toán thấm khác nhau: có áp và không áp, ổn định và không ổn định, phẳng và không gian...

§2.3. THẨM QUA NỀN ĐẤT KHÔNG ĐỒNG NHẤT

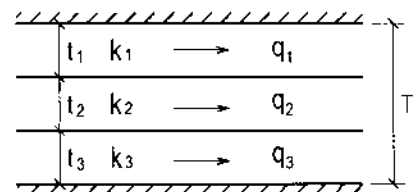
Trong thực tế xây dựng gặp nhiều trường hợp đất nền không đồng nhất: nền gồm nhiều lớp có hệ số thấm khác nhau, nền dị hướng... Việc giải các bài toán thấm loại này đã đạt được kết quả khả quan đối với một số sơ đồ sau:

I. Nền thấm gồm các lớp đồng nhất với hệ số thấm khác nhau

1. Hệ số thấm trung bình

Khái niệm hệ số thấm trung bình k_{tb} được áp dụng trong trường hợp các lớp đất sắp xếp song song, và dòng thấm chảy dọc theo các lớp đất, hoặc chảy theo phương thẳng góc với mặt các lớp đất.

a) Dòng thấm chảy dọc theo các lớp (hình 2-10)



Hình 2-10

Trường hợp này thoả mãn các điều kiện:

- Dòng thấm trong các lớp có gradien thấm như nhau;
- Lưu lượng thấm chung bằng tổng các lưu lượng thấm trong mỗi lớp.

Từ các điều kiện này rút ra:

$$q = J \sum k_i t_i; \quad (a)$$

Mặt khác, trong môi trường thấm tương đương với hệ số thấm k_{tb} ta có:

$$q = k_{tb} J T = J k_{tb} \sum t_i \quad (b)$$

Từ (a) và (b) rút ra: $k_{tb} = \frac{\sum k_i t_i}{\sum t_i}, \quad (2-32)$

Trong đó: k_i - hệ số thấm của lớp đất có chiều dày t_i ;

J - gradien thấm chung của miền.

b) Dòng thấm chảy thẳng góc với các lớp (hình 2-11)

Trường hợp này thỏa mãn các điều kiện sau:

- Dòng thấm qua các lớp có lưu lượng như nhau và bằng q ;

- Tổn thất cột nước thấm:

$$H = \sum h_i,$$

Trong đó h_i là tổn thất cột nước thấm qua lớp thứ i có chiều dày l_i , hệ số thấm k_i ;

- Tổng chiều dài của đường thấm: $L = \sum l_i$

Từ các điều kiện này rút ra:

$$q = k_i \frac{h_i}{l_i} T \Leftrightarrow h_i = \frac{q}{T} \frac{l_i}{k_i};$$

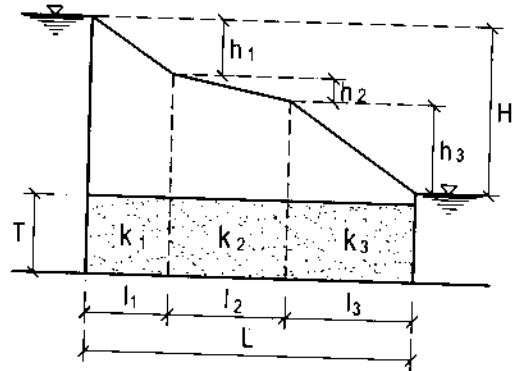
$$H = \sum h_i = \frac{q}{T} \sum \frac{l_i}{k_i} \Leftrightarrow q = \frac{TH}{\sum \frac{l_i}{k_i}} \quad (c)$$

Mặt khác, trong môi trường thấm tương đương có hệ số thấm là k'_{tb} ta có:

$$q = k'_{tb} \frac{H}{L} T \quad (d)$$

Từ (c) và (d) rút ra:

$$k'_{tb} = \frac{L}{\sum \frac{l_i}{k_i}} \quad (2-33)$$



Hình 2-11: Dòng thấm chảy thẳng góc với mặt phân cách lớp

Trong trường hợp đất nền gồm 2 lớp có chiều dày bằng nhau $\left(l_1 = l_2 = \frac{l}{2}\right)$, với các hệ số thấm $k_1 \neq k_2$, ta có:

$$k'_{tb} = \frac{2k_1k_2}{k_1 + k_2}$$

Cũng với nền này, khi dòng thấm chảy dọc theo các lớp đất, công thức (2-32) cho ta:

$$k_{tb} = \frac{k_1 + k_2}{2}$$

So sánh 2 trị số này ta có:

$$\frac{k_{tb}}{k'_{tb}} = \frac{(k_1 + k_2)^2}{4k_1k_2} > 1 \text{ hay } k_{tb} > k'_{tb}$$

Vậy dòng thấm chảy dọc theo các lớp sẽ dễ dàng hơn là chảy thẳng góc với các lớp.

2. Sự đổi hướng của dòng thấm khi vượt qua ranh giới giữa 2 lớp đất khác nhau.

Sơ đồ tính toán trong trường hợp chung như trên hình 2-12.

Xét một bó dòng phân tố có lưu lượng thấm dq , ta có:

$$dq = k_1 \frac{dh}{dl_1} ds_1 = k_2 \frac{dh}{dl_2} ds_2$$

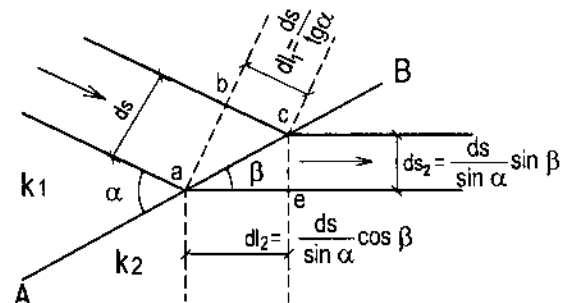
Trong đó: $ds_1 = dl_1 \operatorname{tg} \alpha$;

$$ds_2 = dl_2 \operatorname{tg} \beta,$$

Suy ra: $k_1 \operatorname{tg} \alpha = k_2 \operatorname{tg} \beta$.

Vậy có: $\frac{\operatorname{tg} \beta}{\operatorname{tg} \alpha} = \frac{k_1}{k_2}$ (2-34)

Rõ ràng khi chênh lệch giữa k_1, k_2 càng nhiều thì góc lệch của đường dòng khi vượt qua mặt phân cách càng lớn. Dựa vào quy tắc này, ta có thể vẽ lưới và giải bài toán thấm qua nền đất gồm nhiều lớp khác nhau. Chú ý rằng, nếu lưới thấm ở một lớp là lưới vuông ($\Delta L = \Delta S$) thì khi vượt sang lớp bên cạnh, lưới thấm sẽ là lưới chữ nhật (các ô có $\Delta L \neq \Delta S$). Khi đó cần khống chế trong tất cả các ô đều có cùng tỷ số $\Delta L / \Delta S$.



Hình 2-12: Dòng thấm khi vượt qua ranh giới giữa 2 lớp đất

II. Môi trường thấm dị hướng

Trong thực tế thường gặp trường hợp khối đất được cấu tạo từ các lớp mỏng song song với nhau. Đó là trường hợp nền đất thiên nhiên được hình thành theo kiểu trầm tích từng lớp, hay khối đất nhân tạo (đê, đập, vùng bao quanh công trình) được đắp theo kiểu đầm nén từng lớp. Khi đó, khối đất có hệ số thấm theo các phương là khác nhau (môi trường thấm dị hướng). Nếu các lớp đất là nằm ngang thì có:

- Hệ số thấm theo phương ngang: $k_n = k_{\max}$;
- Hệ số thấm theo phương đứng: $k_d = k_{\min}$.

Bài toán thấm dị hướng đã được Đakhole giải bằng phương pháp biến đổi tương đương về môi trường thấm đẳng hướng. Sau khi giải được các thông số của dòng thấm thì làm phép biến đổi ngược lại để biến môi trường thấm từ đẳng hướng về dị hướng để có kết quả cuối cùng. Cách biến đổi như sau:

Đầu tiên, ta giãn mọi thành phần thẳng đứng của đất nền theo tỷ số a , nhưng vẫn đảm bảo lưu lượng thấm không đổi. Theo phép giãn phương đứng, độ dốc thủy lực theo phương đứng giảm đi a lần. Để chỉnh lý lại, ta phải tăng hệ số thấm đứng lên a lần:

$$k'_d = ak_d = ak_{\min}$$

Xét dòng thấm theo phương ngang. Phép giãn phương đứng đã làm tăng mật cắt ướt của dòng thấm ngang lên a lần. Muốn bảo đảm cho lưu lượng thấm không đổi thì phải giảm hệ số thấm theo phương ngang xuống a lần, tức là: $k'_n = \frac{k_n}{a} = \frac{k_{\max}}{a}$.

Sau phép biến đổi, nền trở thành đẳng hướng nên ta có: $ak_{\min} = \frac{1}{a}k_{\max}$, hay:

$$a = \sqrt{\frac{k_{\max}}{k_{\min}}}; \quad (2-35)$$

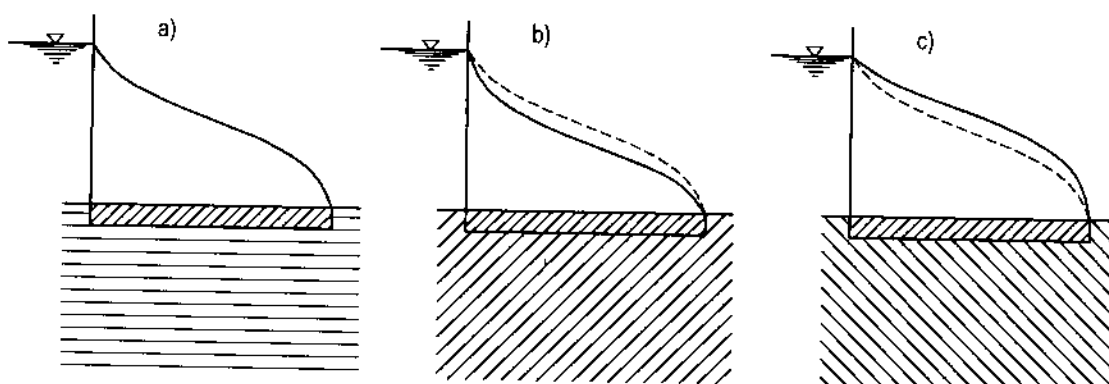
và: $k_{tb} = k'_d = k'_n = \sqrt{k_{\max} k_{\min}}$ (2-36)

Giải bài toán thấm đối với nền đẳng hướng tương đương này sẽ tìm được biểu đồ áp lực thấm lên đáy công trình, lưu lượng thấm $q = Hq_r \sqrt{k_{\max} k_{\min}}$, biểu đồ gradient thấm ở cửa ra... Cuối cùng, dùng phép biến đổi ngược lại, ta có các đặc trưng của dòng thấm thực như sau:

- Lưu lượng thấm: $q^* = q = Hq_r \sqrt{k_{\max} k_{\min}}$ (2-37)

- Gradient thấm ở cửa ra: $J_r^* = J_r \sqrt{\frac{k_{\max}}{k_{\min}}}$ (2-38)

Dạng biểu đồ phân bố áp lực thấm dưới đáy công trình trên nền có các lớp đất song song như trên hình 2-13a, b, c, trong đó đường nét liền là khi các lớp nằm ngang; đường nét đứt là khi các lớp nằm nghiêng.



Hình 2-13: Biểu đồ áp lực thấm lên đáy công trình để phẳng với các thể nằm khác nhau của đất nền.

§2.4. CÁC BIỆN PHÁP PHÒNG CHỐNG THẤM CHO NỀN ĐẤT

I. Khái niệm chung

1. Các mục đích phòng chống thấm

Dòng thấm gây ra những ảnh hưởng bất lợi đối với công trình như đã nêu ở §2.1. Các mục đích phòng chống thấm cho nền đất như sau:

- Hạn chế lượng nước thấm;
- Giảm áp lực thấm dưới bản đáy để tăng ổn định cho công trình;
- Giảm gradien thấm ở cửa ra để tránh các biến hình thấm cho đất nền.

Tùy theo đặc điểm của công trình có thể đặt ra đồng thời cả 3 mục tiêu trên, hoặc chỉ một số trong đó. Chẳng hạn, đối với hồ chứa thì cần hạn chế lưu lượng thấm, còn đối với một số loại cống thì yêu cầu này là không bắt buộc.

Ngoài ra, khi đề xuất các biện pháp công trình để phòng và chống thấm, cần phân tích các điều kiện cụ thể để thoả mãn cả 2 yêu cầu là kỹ thuật và kinh tế.

2. Các nhận xét định hướng

Về mặt phòng chống thấm, ta có thể chia đường viền thấm của công trình thành 3 đoạn:

- Đoạn giữa gồm bản đáy công trình;
- Đoạn thượng lưu: gồm các bộ phận nằm phía trước bản đáy;
- Đoạn hạ lưu: gồm các bộ phận nằm phía sau bản đáy.

Khi phân tích tác hại của dòng thấm, cần đặc biệt chú ý tới áp lực thấm dưới bản đáy công trình và gradien thấm ở cửa ra. Dựa vào một trong các phương pháp tính thấm đã nêu, ta có thể rút ra các nhận xét sau đây:

a) Khi tăng chiều dài đường viền thấm thì gradien thấm bình quân và lưu lượng thấm sẽ giảm nhỏ. Khi rút ngắn chiều dài đường viền, ta có các kết quả ngược lại.

b) Khi tăng chiều dài đoạn thượng lưu nhưng vẫn giữ nguyên kích thước các bộ phận khác thì áp lực thấm dưới bản đáy công trình giảm nhỏ.

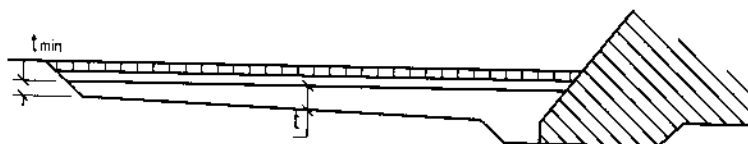
c) Khi giảm chiều dài đoạn hạ lưu nhưng vẫn giữ nguyên kích thước các bộ phận khác thì áp lực thấm dưới bản đáy công trình giảm nhanh.

d) Các đoạn đường viền thẳng đứng bố trí hợp lý sẽ có tác dụng lớn trong việc tiêu hao cột nước thấm so với các đoạn nằm ngang có cùng độ dài. Sau đây, chúng ta xem xét một số biện pháp phòng chống thấm thường dùng.

II. Các biện pháp phòng chống thấm

1. Sân trước

Sân trước được bố trí ở phía thượng lưu tiếp giáp với bản đáy (ví dụ như trên hình 2-14). Nó có tác dụng nhiều mặt, nhưng chủ yếu là giảm lưu lượng thấm và giảm áp lực thấm lên bản đáy công trình.



Hình 2-14: Bố trí sân trước bằng đất sét

Sân trước là biện pháp công trình thích hợp khi tầng thấm dày, hoặc địa chất nền không cho phép đóng cừ. Kết cấu và kích thước sân trước phải thoả mãn các yêu cầu cơ bản sau: ít thấm nước, có tính mềm, dễ thích ứng với biến hình của nền, dùng một loại vật liệu. Sân trước có thể làm bằng đất sét, đất pha sét, vải chống thấm, bê tông átphan, bê tông thường hoặc bê tông cốt thép. Loại sân bằng bê tông và bê tông cốt thép có khi được neo chặt vào bản đáy để tăng ổn định chống trượt của công trình (đối với công trình nhẹ trên nền đất).

Các kích thước cơ bản của sân trước như sau:

a) *Chiều dài*: Chiều dài sân (L_s) được xác định theo các yêu cầu kinh tế và kỹ thuật. Thường sơ bộ định trước L_s , sau đó tiến hành tính toán thấm và ổn định công trình, dựa vào các kết quả tính toán này để điều chỉnh lại L_s cho hợp lý.

Công thức kinh nghiệm để sơ bộ định L_s như sau:

$$L_s = (3 \div 5)H, \quad (2-39)$$

Trong đó: H - độ chênh cột nước trước và sau công trình.

Theo Ughintrut, chiều dài tối đa của sân trước xác định như sau:

$$L_{smax} = 2 \sqrt{\frac{k_s}{k_n} t_{tb} T} \quad (2-40)$$

Trong đó:

k_s và k_n - hệ số thấm của vật liệu làm sân trước và của đất nền;

t_{tb} - chiều dày trung bình của sân trước;

T - chiều dày của nền thấm dưới sân.

b) *Chiều dày:*

- Theo yêu cầu chống thấm xuyên thủng sân:

$$t_s \geq \frac{\Delta H}{J_{cp}} \quad (2-41)$$

Trong đó:

ΔH - độ chênh cột nước giữa mặt trên và mặt dưới của sân tại mặt cắt tính toán;

J_{cp} - gradien thấm cho phép của vật liệu làm sân, với đất sét: $J_{cp} = 4 \div 6$; với bê tông: $J_{cp} = 10 \div 20$.

- Theo yêu cầu thi công, cấu tạo: đối với bê tông thường chọn $t \geq 0,4m$. Với đất sét: ở đầu sân, $t_d \geq 0,5 \div 1,0m$; ở cuối sân chỗ tiếp giáp với bản đáy, $t_c \geq 1,0m$. Khi dùng đất thịt làm sân, phải tăng bề dày lên $20 \div 30\%$ so với đất sét.

Về cấu tạo chỗ tiếp giáp sân trước và bản đáy công trình phải đảm bảo chống thấm tốt, tránh dòng thấm lách qua khe tiếp xúc. Thường làm mép thượng lưu bản đáy kiểu dốc nghiêng (hình 2-14).

Trên mặt sân trước làm bằng vật liệu dẻo cần trải một lớp đất cát sỏi dày $10 \div 15cm$ để bảo vệ sân chống nứt nẻ và xói. Đối với đập tràn ngưỡng thấp, để chống xói cho sân trước cần dùng lớp phủ bằng đá lát, đá xây hoặc bản bê tông, bê tông cốt thép.

2. Cừ chống thấm

a) *Bố trí cừ:* Cừ đóng vai trò quan trọng trong việc tiêu hao cột nước thấm. Nếu tầng thấm trong nền là đất hoặc cát sỏi không dày thì biện pháp chống thấm tốt nhất là đóng cừ sâu vào tầng ít thấm từ $0,5 \div 1,0m$. Nếu trong nền có kẹp một lớp đất thấm mạnh thì cần đóng cừ cắt ngang lớp đó.

Đối với nền đất không dính, tầng thấm rất dày thì thường làm sân trước và đóng một hàng cừ ở mép thượng lưu bản đáy (hàng cừ chính S_2). Khi nền là cát nhỏ, có thể đóng thêm một hàng cừ ở mép thượng lưu sân trước (S_1) để giảm áp lực thấm lên bản đáy công trình. Còn khi cần giảm J_m thì có thể đóng thêm một hàng cừ S_3 không sâu ở trước cửa ra. Tuy nhiên, cừ S_3 sẽ làm tăng áp lực thấm dưới bản đáy, vì vậy độ sâu của S_3 cần được luận chứng thông qua tính toán.

Độ sâu của các hàng cừ được xác định qua tính thấm và theo điều kiện thi công. Độ sâu đóng cừ tối thiểu là $S_{min} = 2,5 \div 3,0m$.

- Độ sâu cừ chính thường khoảng $S_2 = (0,6 \div 1,0)H$;
- Cừ ở mép thượng lưu: $S_1 < S_2$;
- Khoảng cách giữa 2 cừ phải thoả mãn điều kiện:

$$L > (S_1 + S_2)$$

- Nếu dưới đáy công trình có thiết bị thoát nước thì phải đặt xa cừ một khoảng lớn hơn $0,5S_2$.

- Điều kiện khống chế độ sâu cừ S_3 như sau:

$$S_3 < \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right) T; \quad (2-42)$$

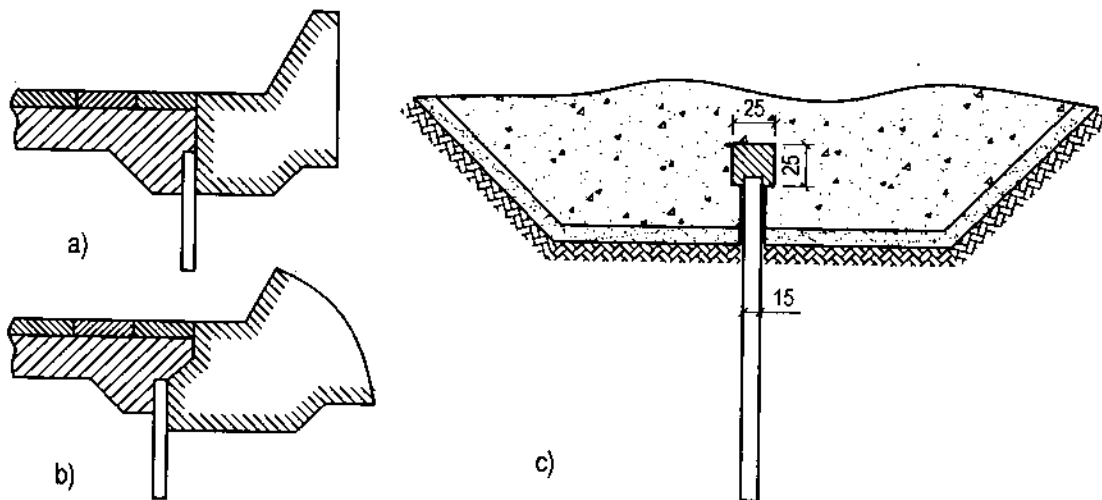
$$S_3 < \left(\frac{1}{30} \div \frac{1}{20} \right) L_o \quad (2-43)$$

Trong đó:

T - chiều dày của tầng thấm;

L_o - chiều dài hình chiếu bằng của đường viền thấm.

Hình 2-15 trình bày các sơ đồ cơ bản liên kết cừ chính với công trình. Sơ đồ 2-15a là kém hơn cả vì dễ tạo thành 1 khe thấm nước. Sơ đồ 2-15c được sử dụng trong trường hợp đóng cừ để tăng khả năng chống trượt cho công trình và nền.



Hình 2-15: Các sơ đồ liên kết giữa cừ chính với công trình

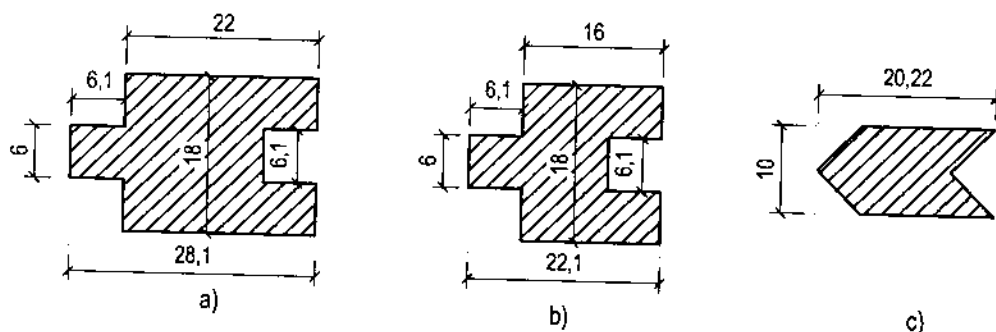
b) Cấu tạo: Cừ có thể làm bằng gỗ, thép hoặc bê tông cốt thép. Tuy nhiên, loại cừ gỗ ngày nay ít được sử dụng do giá thành cao và kém bền.

- Cừ thép: Cừ thép có ưu điểm nổi bật là chống thấm tốt, bền, có thể dùng cho mọi loại nền không phải đá, nền có lẫn cuội, sỏi. Loại cừ này có khả năng liên kết giữa các bản tốt, chịu được áp lực cao. Các khớp cừ rất khoẻ và đủ lớn, tăng được độ

cứng của cừ nhưng vẫn cho phép ván cừ quay được một góc độ nhất định quanh khớp nối (hình 2-16).

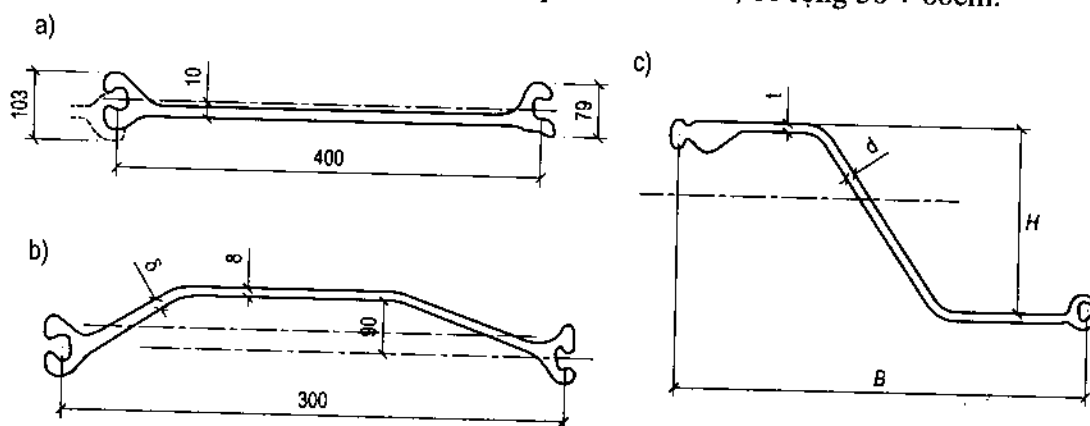
Độ sâu đóng cừ có thể đạt 25m; khi dùng biện pháp hàn nối cừ thì có thể đóng sâu tới 40m. Ván cừ có các loại: phẳng, chữ U, chữ Z (hình 2-16a, b, c).

Cừ thép có nhược điểm là giá thành cao nên chỉ được sử dụng cho những công trình quan trọng.



Hình 2-16: Cấu tạo các loại cừ thép

- Cừ bê tông cốt thép: Cừ này có thể đóng trong mọi loại nền không phải đá. Có thể dùng loại có mống hình tam giác, hình thang, (hình 2-17) hoặc dạng khớp theo kiểu cừ thép. Tùy theo công dụng và điều kiện chịu lực của cừ mà lựa chọn kích thước của cừ cho phù hợp. Thường bề dày bê tông cốt thép từ $10 \div 50\text{cm}$; bề rộng $50 \div 60\text{cm}$.

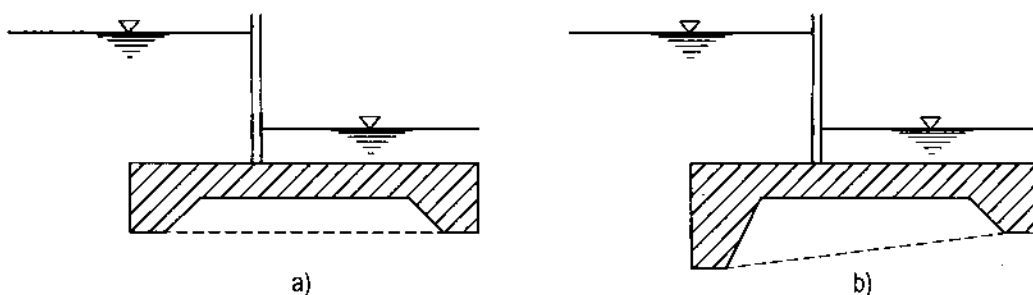


Hình 2-17: Cấu tạo và kích thước một số bản cừ bằng bê tông cốt thép

3. Chân khay

Chân khay được đúc liền với bản đáy công trình, bám sâu vào nền để tăng ổn định cho công trình. Về mặt chống thấm, chân khay có tác dụng như một cừ ngăn.

Chân khay thường bố trí ở 2 đầu bản đáy. Chiều sâu 2 chân khay thường là bằng nhau, nhưng khi cần tăng ổn định chống trượt cho công trình thì có thể làm chân khay thượng lưu sâu hơn để tạo mặt trượt nghiêng về phía thượng lưu (hình 2-18b).



Hình 2-18: Các hình thức bố trí chân khay

§2.5. BIẾN HÌNH THẨM CỦA ĐẤT NỀN VÀ BIỆN PHÁP PHÒNG, CHỐNG

Dòng thấm dưới nền công trình, trong những điều kiện nhất định có thể gây ra những biến hình thấm bất lợi cho công trình mà trong thiết kế cần phải xem xét để tìm ra biện pháp phòng chống thích hợp.

I. Các biến hình thấm thông thường

Đây là những loại biến hình thấm thường xảy ra và có thể kiểm tra được bằng tính toán trên cơ sở các quy luật thông thường của vật lý, cơ học.

1. Xói ngầm cơ học

a) Hiện tượng: Trong nền đất không dính hoặc ít dính, khi lưu tốc thấm vượt quá một giới hạn nào đó thì xảy ra hiện tượng các hạt nhỏ bị đẩy lọt qua các kẽ hở giữa các hạt lớn. Khi đó, độ rỗng trong đất nền tăng lên, lưu tốc thấm tăng lên và có khả năng cuốn theo các hạt đất lớn hơn. Đó là hiện tượng xói ngầm cơ học. Khi hiện tượng này tiếp tục phát triển thì sẽ làm tăng nhanh lưu lượng thấm và làm tăng độ rỗng của đất nền, sinh ra lún không đều và dẫn đến làm mất ổn định của công trình.

Có trường hợp dòng thấm chỉ làm xói một lượng nhất định các hạt đất nhỏ, làm tăng lưu lượng thấm nhưng chưa phá vỡ khung kết cấu của đất và chưa gây mất ổn định công trình.

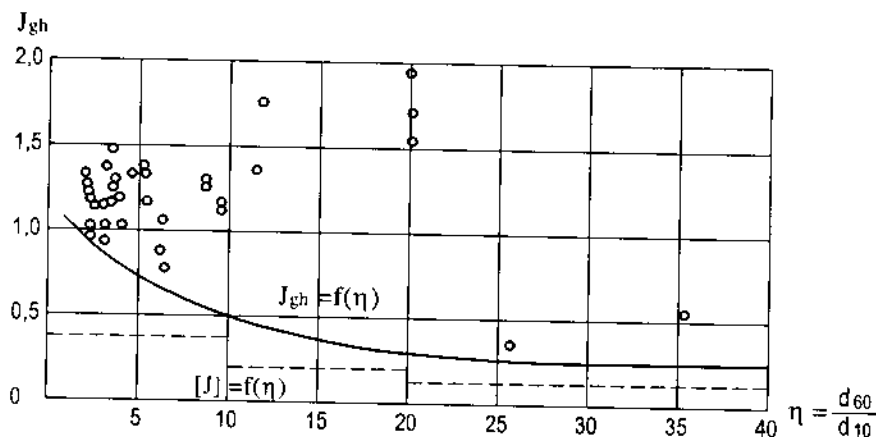
Trong quá trình xói ngầm cũng có trường hợp các khe hở giữa những hạt đất lớn bị các hạt đất không trôi qua được bịt lại, kẽ hở nhỏ đi, dần dần hiện tượng xói ngầm chấm dứt. Khi đó trong đất nền hình thành một tầng lọc tự nhiên, có các hạt đất phân bố từ nhỏ đến lớn theo chiều dòng thấm. Đây gọi là hiện tượng đọng ngầm.

Các điều kiện phát sinh hoặc chấm dứt xói ngầm cơ học rất phức tạp và phụ thuộc nhiều yếu tố (kết cấu của đất, thành phần hạt, sự sắp xếp ngẫu nhiên của các hạt...). Đã có nhiều phương pháp gần đúng xác định lưu tốc thấm giới hạn sinh xói ngầm, như các công thức của Xtóc, Tim, Đơgiattin... Tuy nhiên, do tính phức tạp của hiện tượng này, cách tiếp cận hợp lý nhất là sử dụng các kết quả nghiên cứu thực nghiệm. V.S.Ixtômina (Nga) đã tiến hành hàng loạt sêri thí nghiệm và đi đến nhận định rằng đối với đất không dính thì gradien thấm giới hạn xói ngầm cơ học chủ yếu phụ thuộc vào hệ số không đều

hạt của đất $\eta = d_{60}/d_{10}$, trong đó d_{60} và d_{10} là đường kính các mắt sàng cho lọt 60% và 10% trọng lượng mẫu đất thí nghiệm. Trên hình 2-19, đường cong liền nét biểu diễn quan hệ $J_{gh} \sim \eta$, còn đường nét đứt thể hiện trị số gradien xói ngầm cho phép:

$$J_{cp} \geq \frac{J_{gh}}{m} \quad (2-44)$$

Trong đó: m - hệ số an toàn.

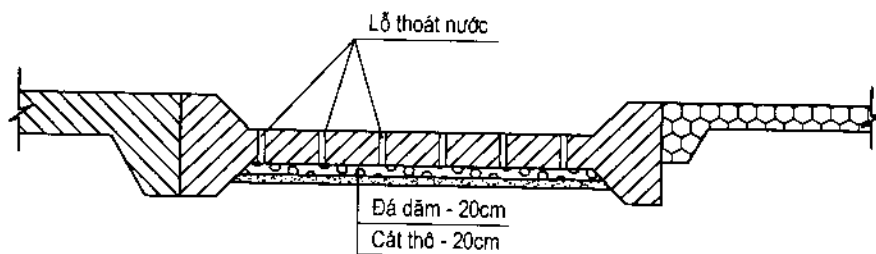


Hình 2-19: Biểu đồ quan hệ $J_{gh} \sim \eta$; $J_{cp} \sim \eta$

b) Xử lý chống xói ngầm cơ học. Vùng nguy hiểm về xói ngầm là chỗ dòng thấm thoát ra hạ lưu. Để chống xói ngầm cơ học, cần phải làm thiết bị thoát nước dạng tầng lọc ngược.

Tầng lọc ngược được tạo thành từ một số lớp vật liệu không dính (cát, cuội sỏi, dăm) có đường kính hạt tăng dần theo chiều dòng thấm. Khi thiết kế tầng lọc ngược phải đảm bảo các nguyên tắc sau:

- Các hạt trong mỗi lớp không được di động.
- Các hạt đất được bảo vệ không lọt vào tầng lọc ngược. Trường hợp đặc biệt có thể cho phép các hạt đất rất nhỏ qua tầng lọc ngược, nhưng đất không sinh ra biến hình nguy hiểm.
- Các hạt của một lớp không được chui qua kẽ hở của lớp có hạt lớn hơn.
- Tầng lọc không bị tắc.



Hình 2-20: Bố trí các lớp lọc ngược ở cửa ra của dòng thấm

Hiện nay, trong xây dựng thuỷ lợi đang sử dụng các phương pháp khác nhau để chọn tầng lọc ngược. Một số phương pháp thông dụng như sau:

- Tính theo QPTL C5-75 (dịch từ Quy phạm của Liên Xô). Việc tính theo Quy phạm này thường gặp khó khăn do phải tính thử dần nhiều lần, khó áp dụng trong thực tế.

- Tính theo tiêu chuẩn của các nước phát triển. Các tiêu chuẩn này thường đơn giản, dễ áp dụng. Nguyên tắc thiết kế tầng lọc ngược được đảm bảo bởi các điều kiện sau:

1. Đất được bảo vệ không bị cuốn trôi vào lớp lọc, hoặc vật liệu lớp hạt nhỏ không bị cuốn trôi vào kẽ hở lớp hạt lớn:

$$\frac{D_{15}}{d_{85}} \leq 5 \quad (2-45)$$

2. Đảm bảo khả năng thoát nước thấm:

$$\frac{D_{15}}{d_{15}} \geq 5 \quad (2-46)$$

Ngoài ra, cần khống chế hàm lượng những hạt mịn của vật liệu làm lọc có đường kính nhỏ hơn hoặc bằng 0,074mm không được vượt quá 5% theo trọng lượng.

3. Vật liệu lớp lọc có cấp phối hợp lý, đảm bảo không bị phân tầng, tách lớp khi vận chuyển, và khả năng nén chặt tốt:

$$\eta \leq 20 \quad (2-47)$$

4. Chỉ cần thiết kế lọc 1 lớp nếu D_{85} lớn hơn 2 lần đường kính lớn nhất của lỗ thoát nước ở tấm bê tông hoặc kẽ hở lớn nhất giữa các viên đá lát.

Trong các công thức trên, chữ D chỉ đường kính hạt của lớp hạt lớn; chữ d chỉ đường kính hạt của lớp hạt nhỏ liền kề (khi tính cho lớp đầu tiên của tầng lọc thì d là đường kính hạt của đất được bảo vệ); các chỉ số 15, 50, 85 tương ứng là số phần trăm của trọng lượng mẫu bị lọt xuống dưới mắt sàng đang xét.

Về chiều dày của lớp lọc, nếu tính theo lý thuyết thì thường rất nhỏ. Vì vậy trong thiết kế quy định chiều dày tối thiểu theo hình thức và điều kiện thi công. Ví dụ, với lớp lọc nằm ngang, $t \geq 15 \div 30\text{cm}$; lọc kiểu ống khói $t \geq 40\text{cm}$; vùng chuyển tiếp giữa các khối đất đắp: $t \geq 1 \div 1,5\text{m}$.

2. Xói tiếp xúc

Khi dòng thấm chảy song song với mặt phân cách các lớp vật liệu hạt rời, nếu cấp phối hạt của các lớp không hợp lý và gradien thấm đủ lớn thì sẽ xảy ra hiện tượng các hạt của lớp nhỏ bị cuốn trôi vào kẽ hở của lớp hạt lớn và bị trôi theo dòng thấm. Hiện tượng này gọi là xói tiếp xúc.

Để đề phòng xói tiếp xúc, cần chọn hệ số chuyển tiếp cỡ hạt của các lớp kề nhau thoả mãn đồ thị trên hình 2-21, trong đó:

$\xi = \frac{D_{50}}{d_{50}}$ - hệ số chuyển tiếp cỡ hạt;

D_{50} - đường kính bình quân của lớp hạt lớn;

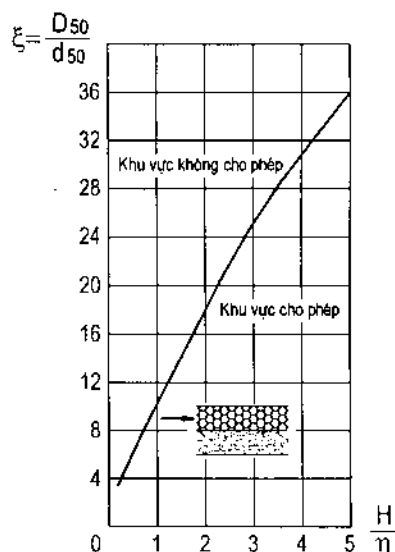
d_{50} - đường kính bình quân của lớp hạt nhỏ;

$H = \frac{D_{60}}{D_{10}}$ - hệ số không đều của lớp hạt lớn;

$\eta = \frac{d_{60}}{d_{10}}$ - hệ số không đều của lớp hạt nhỏ.

Đồ thị hình 2-21 được lập với dòng thấm ở mặt tiếp xúc có $J \leq 1,3$.

Hệ số chuyển tiếp giữa 2 lớp thường chọn $\xi \leq 3 \div 10$.

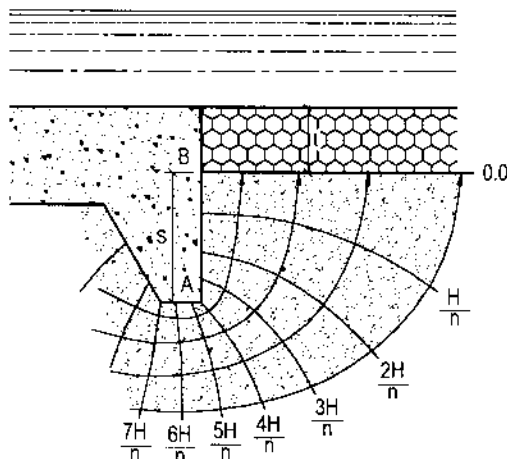


Hình 2-21: Đồ thị để kiểm tra xói ngấm tiếp xúc

3. Đẩy trôi đất (đùn đất do thấm)

a) *Hiện tượng*: Đẩy trôi đất xảy ra ở nền đất dính, tại vùng cửa ra của dòng thấm, khi áp lực đẩy ngược của dòng thấm vượt quá lực giữ khối đất (trọng lượng bản thân, lực dính và ma sát với các khối xung quanh).

Xét một khối đất trong miền thấm có kích thước theo mỗi chiều bằng đơn vị. Áp lực thủy động lên khối đất này là $W_{th} = \gamma J$, trong đó γ - trọng lượng riêng của nước; J - gradien thấm trung bình của khối tính toán.



Hình 2-22: Sơ đồ tính toán đẩy trôi đất ở hạ lưu công trình

Tại vùng cửa ra của dòng thấm (hình 2-22), lực W_{th} có hướng từ dưới lên trên, ngược chiều với trọng lượng bản thân đất. Trường hợp khối đất ngấm trong nước, trọng lượng của nó là: $G = \gamma_{dn} \times 1$, trong đó γ_{dn} - trọng lượng riêng của đất ở trạng thái đẩy nổi, $\gamma_{dn} = \gamma_2 - \gamma(1 - n)$; ở đây γ_2 - trọng lượng riêng của đất khô; n - độ rỗng của đất nền.

Nếu bỏ qua lực ma sát và lực dính, khối đất sẽ ở trạng thái cân bằng giới hạn khi $W_{th} = G$, hay: $\gamma J = \gamma_2 - \gamma(1 - n)$.

Trị số gradien thấm giới hạn đẩy trôi đất sẽ là:

$$J_{gh} = \frac{\gamma_2}{\gamma} - (1 - n) \quad (2-48)$$

Nếu trong thực tế, tại vùng cửa ra của dòng thấm có $J_{ra} > J_{gh}$ thì khối đất sẽ bị đẩy trôi từ dưới lên trên, làm cho công trình bị mất ổn định (nghiêng, lật, trượt...).

b) Biện pháp phòng chống đẩy trôi đất

Để phòng chống đẩy trôi đất, ngoài các biện pháp kéo dài đường viền thấm để giảm J_{ra} như đã nêu ở §2.4, còn có thể trực tiếp làm tăng gia trọng ở khu vực cửa ra.

Xét trường hợp phổ biến khi công trình có chân khay cắm vào nền như ở hình 2-22. Điều kiện cân bằng giới hạn của cột đất có chiều cao là S , bề rộng đáy bằng 1 đối với bài toán phẳng như sau:

$$\gamma h_c \times 1 = \gamma_{dn} S \times 1 + \gamma_p t \times 1 + C S, \quad (2-49)$$

Trong đó: h_c - cột nước thấm ở đáy chân khay (điểm A);

t - chiều dày lớp gia trọng;

γ_p - trọng lượng riêng của lớp gia trọng;

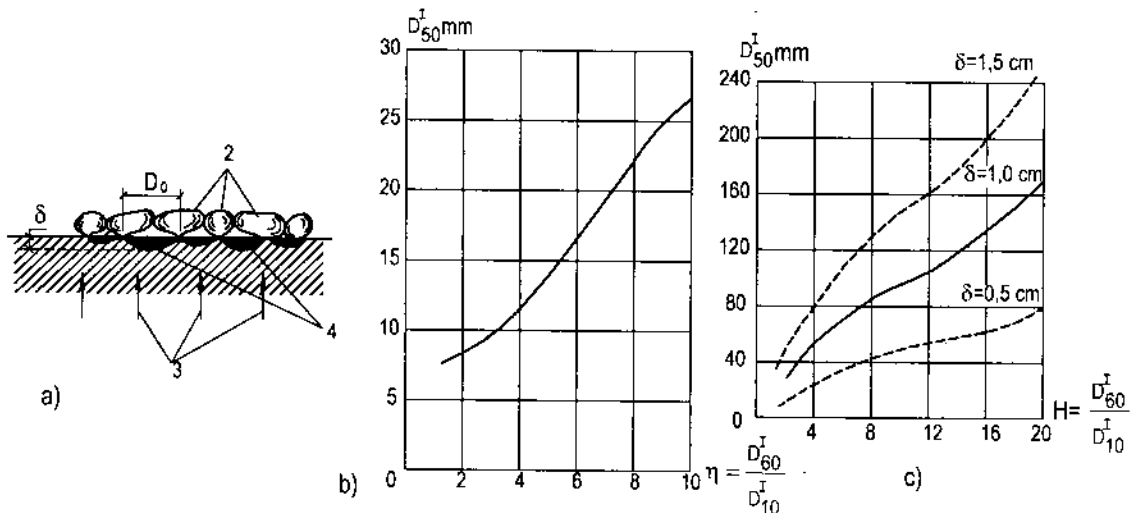
C - lực dính đơn vị.

Trường hợp đất nền tại khu vực dòng thấm thoát ra có vết nứt hay một khuyết tật nào khác, thường lấy $C = 0$. Khi đó, chiều dày t của tầng gia trọng sẽ là:

$$t \geq \frac{\gamma}{\gamma_p} h_c - \frac{\gamma_{dn}}{\gamma_p} S \quad (2-50)$$

4. Đùn đất tiếp xúc

Đối với nền đất dính, khi thiết kế tầng gia trọng theo công thức (2-50) sẽ đảm bảo không sinh đẩy trôi cả mảng lớn đất ở hạ lưu. Nhưng nếu tầng gia trọng cấu tạo bằng vật liệu hòn lớn (đá lát, đá đồ...) và giữa các hòn có khe hở thì dòng thấm có thể đẩy bong từng phần đất nền tại vị trí các khe hở. Đó là hiện tượng đùn đất tiếp xúc (hình 2-23a).



Hình 2-23: a) Sơ đồ đùn đất tiếp xúc;
b, c) Các đồ thị dùng để chọn vật liệu làm lớp lọc thứ nhất của tầng lọc ngược.

Để ngăn ngừa đùn đất tiếp xúc, cần hạn chế khe hở giữa các hòn của tầng gia trọng bằng cách đặt một lớp đệm trung gian bằng sỏi cuội hoặc dăm dạng tầng lọc ngược. Nếu đất nền có chỉ số dẻo $W_n > 7 \div 10$ và độ bão hoà $G > 0,85$ thì các số liệu đặc trưng D_{50}^I và $H^I = \frac{D_{60}^I}{D_{10}^I}$ của vật liệu lớp đệm thứ nhất có thể chọn theo đồ thị hình 2-23b, c; trong đó trị số $\delta = 0,5; 1,0; 1,5$ cm là độ sâu lớp bong tróc cho phép của nền đất sét.

II. Các biến hình thấm đặc biệt

Ngoài các dạng biến hình thấm thông thường nói trên, trong môi trường thấm còn có thể xảy ra các dạng biến hình thấm đặc biệt do tồn tại các khe hở, khuyết tật trong đó. Các khe hở, khuyết tật này được hình thành do nhiều nguyên nhân khác nhau (xói ngầm, lún không đều, vết nứt trong đất, rễ cây mục nát, động vật đào hang...). Vị trí của khuyết tật có thể ở bất cứ chỗ nào trong miền thấm và nói chung, không thể dự kiến trước được.

Khi trong nền (hay bản thân công trình đất) có tồn tại các khe hở, khuyết tật như vậy, dưới tác dụng của cột nước thấm (cột nước chênh lệch thượng - hạ lưu công trình) sẽ hình thành các hang thấm tập trung. Dòng thấm sẽ đi theo con đường ngắn nhất nối các hang thấm tập trung, khi đó chiều dài đường thấm bị rút ngắn, gradient thấm tăng nhanh, khả năng phá hoại của dòng thấm là rất lớn. Dạng phá hoại này của dòng thấm gọi là phá hoại đặc biệt, không thể dự kiến trước được vị trí, quy mô và mức độ hư hỏng của nền và công trình.

Để kiểm tra khả năng phá hoại đặc biệt của nền và công trình, chỉ có thể sử dụng các đại lượng gradient thấm trung bình cho toàn miền, gọi là độ bền thấm đặc biệt hay độ bền thấm chung:

$$J_K < J_{KCP}, \quad (2-51)$$

Trong đó:

J_K - gradient thấm chung của nền hay công trình;

J_{KCP} - gradient thấm chung cho phép của nền hay công trình.

Ý nghĩa của công thức (2-51) là ở chỗ khi cột nước thấm của công trình đã không chế, cần phải thiết kế công trình có đường viền thấm đủ dài, để khi có hang thấm tập trung ở một vị trí nào đó thì phần còn lại của đường thấm vẫn đủ để chống lại các biến hình thấm nguy hiểm. Cách kiểm tra đường viền thấm theo công thức (2-16) cũng là theo nguyên tắc này.

Trị số J_K đối với nền đất của công trình có thể xác định theo phương pháp do Viện nghiên cứu Khoa học Thủy lợi toàn liên bang - VNIIG (Liên Xô) đề nghị:

$$J_K = \frac{H}{T_{II} \sum \xi_i}, \quad (2-52)$$

Trong đó:

H - cột nước thấm;

T_{tt} - chiều sâu tính toán của nền;

$\sum \xi_i$ - tổng hệ số sức cản tại các bộ phận của miền thấm.

Cách xác định T_{tt} và các ξ_i như đã nêu ở §2-2.

Trị số J_{KCP} đối với nền đất phụ thuộc vào loại đất và cấp công trình có thể tham khảo ở bảng 2-4.

Bảng 2-4. Trị số J_{KCP} của nền đất (theo CHU[III]-M.12-67)

Loại đất nền	J_{KCP} khi công trình cấp			
	I	II	III	IV - V
Đất sét	0,70	0,80	0,90	1,08
Đất á sét	0,35	0,40	0,45	0,54
Cát hạt lớn	0,32	0,35	0,40	0,48
Cát hạt trung bình	0,22	0,25	0,28	0,34
Cát hạt nhỏ	0,18	0,20	0,22	0,26

§2.6. THẤM QUA NỀN ĐÁ DƯỚI ĐÁY CÔNG TRÌNH

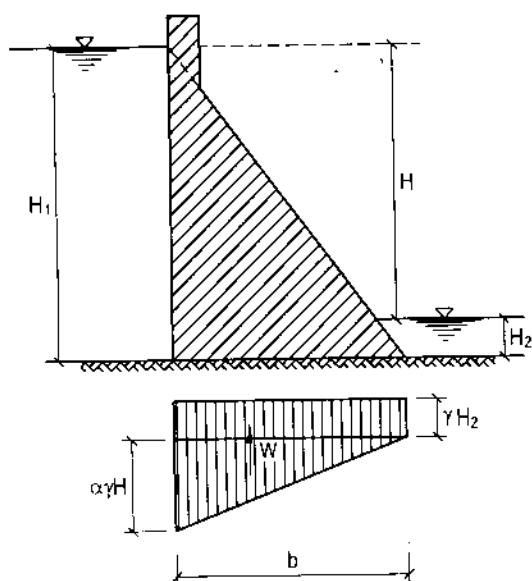
1. Đặc điểm của thấm qua nền đá

Nền đá nói chung có độ rỗng nhỏ. Đối với nền là đá phún xuất thì độ rỗng khoảng $0,5 \div 0,8\%$; đối với đá trầm tích, độ rỗng $n = 4 \div 35\%$; hệ số thấm qua đá nguyên khối khoảng $10^{-6} \div 10^{-9}$ cm/s. Vì vậy, có thể bỏ qua hiện tượng thấm qua lỗ rỗng trong đá. Thấm ở nền đá chủ yếu là qua các khe nứt. Các khe nứt trong khối đá được hình thành do quá trình kiến tạo, đoạn tầng, tác dụng phong hoá hay do nổ mìn khi đào móng gây nên v.v... Chiều rộng khe nứt thường từ vài milimét đến vài centimet hoặc hơn nữa. Nước thấm trong các khe nứt không tuân theo định luật Darcy và cho đến nay còn ít được nghiên cứu. Chỉ trong trường hợp khi khối đá nền lớn, khe nứt nhỏ và đều mới có thể coi gần đúng như nền đất.

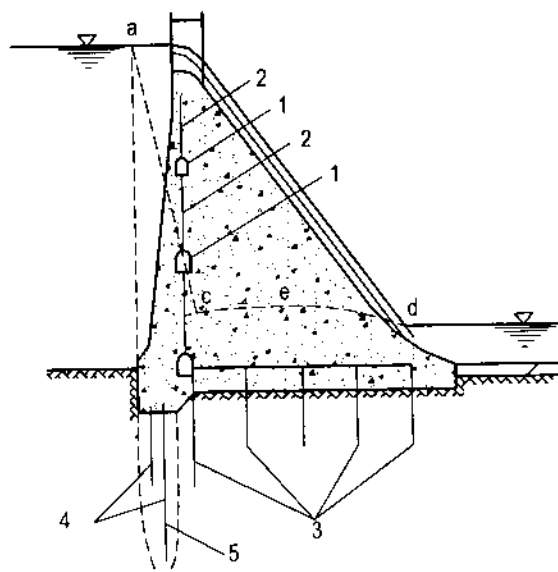
2. Áp lực thấm

Nước thấm qua các khe nứt trong nền đá dưới đáy công trình và thoát ra hạ lưu. Vì chưa biết được quy luật tiêu hao cột nước thấm nên người ta thường tính toán rất sơ lược theo phương pháp tỷ lệ đường thẳng. Áp lực nước đẩy ngược W dưới đáy công trình là tổng hợp của lực thuỷ tĩnh W_{tt} và lực thấm W_{th} . Khi tính lực thấm người ta nhân thêm một hệ số α do xét tới tác dụng giảm nhỏ áp lực thấm của màn chắn (hình 2- 24).

Hệ số α phụ thuộc vào mức độ xử lý nền, tính chất đá nền và chiều cao đập, thường vào khoảng $0,3 \div 0,7$.



Hình 2-24: Áp lực nước đẩy ngược dưới đáy đập trên nền đá

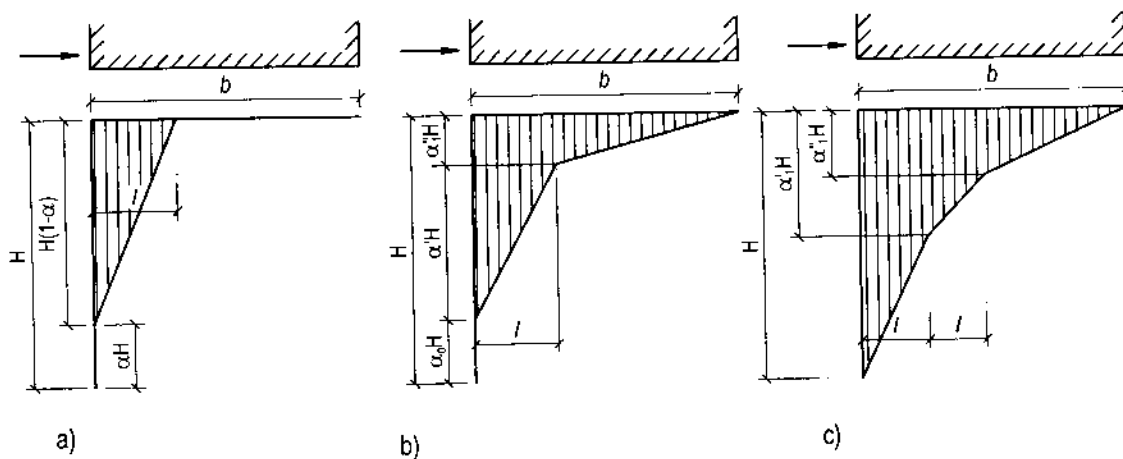


Hình 2-25: Phân bố áp lực đẩy ngược dưới đáy đập trọng lực có thiết bị chống thấm và thoát nước.
1- Đường hầm; 2- Ống thoát nước; 3- Giếng thoát nước; 4- Lỗ khoan phụt xi măng; 5- Màn chống thấm

Biện pháp phụt vữa xi măng làm màn chống thấm trong nền đập và đặt thiết bị thoát nước dưới đáy đập có tác dụng lớn đối với việc giảm nhỏ áp lực thấm. Trên hình (2-25) thể hiện đường phân bố áp lực đẩy ngược (đường aced) dưới đáy một đập bê tông trọng lực có màn chống thấm và có bố trí các thiết bị thoát nước sau màn chắn, dưới đáy đập.

Tuỳ theo chiều cao đập, có thể bố trí các thiết bị chống thấm và thoát nước theo các sơ đồ sau:

- Khi chiều cao đập $H_d < 25$ m, theo sơ đồ hình 2-26a:



Hình 2-26: Các sơ đồ tính áp lực thấm lên đáy đập

$$W_{th} = 0,5\gamma Hl(1 - \alpha_0)\alpha_2; \quad (2-53)$$

- Đập có $25 \leq H_d < 75$ m, theo sơ đồ hình 2-26b:

$$W_{th} = 0,5\gamma H[l(1 - \alpha_0) + b\alpha_1'']\alpha_2; \quad (2-54)$$

- Đập có $H_d \geq 75$ m, theo sơ đồ hình 2-26c:

$$W_{th} = 0,5\gamma H[l_2(1 + \alpha_1' - \alpha_1'') + l_2\alpha_1' + b\alpha_1'']\alpha_2; \quad (2-55)$$

Trong các công thức trên:

γ - trọng lượng riêng của nước;

H - độ chênh cột nước thượng hạ lưu đập;

α_2 - hệ số diện tích chịu áp lực nước, $\alpha_2 \leq 1,0$

$\alpha_1' = 0,4$; $\alpha_1'' = 0,2$

l_1 - đoạn dài từ mép móng thượng lưu đập đến mặt hạ lưu màn chống thấm. Trên đoạn l_1 , cột nước thấm giảm từ H xuống $\alpha_1'H$;

l_2 - khoảng cách từ mép hạ lưu màn chống thấm đến vị trí đặt thiết bị thoát nước;

α_0 - hệ số xét đến tổn thất đầu nước thấm qua đá nền đến mặt thượng lưu màn chống thấm, xác định theo thí nghiệm.

Trường hợp không làm màn chống thấm, nhưng có thiết bị thoát nước đặt cách mép thượng lưu đập một khoảng bằng l thì áp lực thấm được tính theo công thức:

$$W_{th} = 0,5\gamma H(l + \alpha_1'b); \quad (2-56)$$

Trong đó thường lấy $\alpha_1' = 0,5$

Ngoài áp lực thấm W_{th} , đáy đập còn chịu tác dụng của áp lực thủy tĩnh đẩy ngược:

$$W_{tt} = \gamma H_2 b \alpha_2; \quad (2-57)$$

Trong đó: H_2 - độ sâu nước hạ lưu (tính đến đáy móng đập).

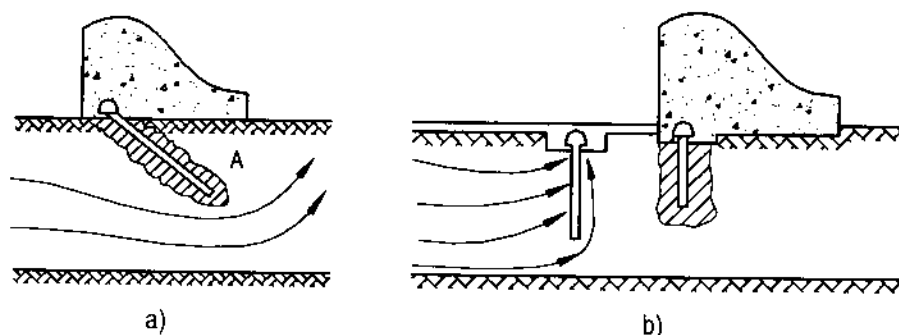
3. Lưu lượng thấm

Lưu lượng thấm qua nền đá có thể rất lớn, nhất là khi nền đá nứt nẻ nhiều. Do tính chất không đồng đều của các khe nứt ta chỉ có thể tính lưu lượng thấm qua nền đá một cách sơ lược. Ví dụ, khi nền thoả mãn những điều kiện nhất định thì có thể tính lưu lượng thấm theo các công thức đơn giản của bài toán thấm có áp.

4. Hiện tượng xói ngầm trong nền đá

Khi trong nền đá có các nham thạch mềm dễ hoà tan hoặc có các loại muối thì dễ sinh hiện tượng xói ngầm hoá học do dòng thấm gây ra. Trong trường hợp này, cần phải xử lý bằng các biện pháp đặc biệt như: phụt vữa tạo màn chống thấm sâu xuống tầng đá không bị hoà tan; làm màn chống thấm xiên (hình 2-27a) để bảo vệ miền A trong nền đập;

làm sân trước, kéo dài đường viền thấm và kết hợp với thiết bị thoát nước ở cuối sân trước để loại trừ dòng thấm ở dưới đáy đập (hình 2-27b).



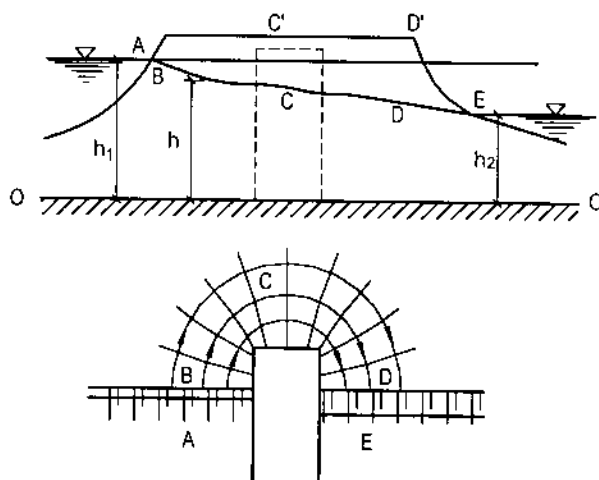
Hình 2-27: Các biện pháp phòng chống xói ngầm hoá học trong nền đá.

a) Làm màn chống thấm xiên; b) Sân phủ kết hợp với thiết bị thoát nước ở cuối sân.

§2.7. THẨM QUANH BỜ VÀ BÊN VAI CÔNG TRÌNH

I. Khái niệm

Các công trình thuỷ lợi thường nối tiếp với bờ đất hay một công trình thấm nước. Khi có chênh lệch cột nước thượng hạ lưu thì ngoài dòng thấm phát sinh ở dưới đáy, cũng sẽ hình thành dòng thấm quanh bờ hay bên vai công trình. Trên hình 2-28 cho thấy đường bão hoà vẽ theo tia dòng ABCDE quanh vai một công trình không thấm nước, với O - O' là mặt tầng không thấm nước.



Hình 2-28: Sơ đồ thấm vòng quanh bờ

Dòng thấm vòng quanh bờ hoặc vai công trình nếu không được xử lý tốt có thể thoát ra ở lưng chừng mái bờ hạ lưu, gây sình lầy, sạt trượt mái bờ.

II. Giải bài toán thấm quanh bờ, vai đập

1. Phương pháp chung

Đây là bài toán thấm 3 chiều không áp (có mặt thoáng). Về nguyên tắc, vẫn dựa vào phương trình vi phân cơ bản của dòng thấm chảy tầng trong môi trường đồng chất, đẳng hướng để giải quyết. Phương trình đó như sau:

$$\frac{\partial^2 h}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 h}{\partial z^2} = 0. \quad (2-58)$$

Việc giải phương trình (2-58), ngay cả với những điều kiện biên đơn giản nhất vẫn đòi hỏi một khối lượng tính toán rất lớn và thường chỉ thực hiện được nhờ phương pháp số và công cụ máy tính. Hiện nay đã có các chương trình máy tính loại này (ví dụ phần mềm SEEP - 3D).

Trong trường hợp tầng không thấm nằm ngang, có thể giải gần đúng bài toán thấm vòng quanh bờ bằng cách suy diễn từ bài toán thấm phẳng có áp và giải bằng phương pháp lưới thấm. Trong bài toán thấm vòng quanh bờ, lưng tường bên đóng vai trò là đường viền dưới đáy công trình, còn hàm số thế $\psi = \frac{h^2}{2}$, thay cho $\psi = h$ của bài toán thấm có áp.

Các công thức suy diễn như sau:

Bảng 2-5

Thông số	Thấm phẳng có áp	Thấm vòng quanh bờ	Số hiệu công thức
Hàm số thế	$\psi = h$	$\psi = h^2/2$	(2-59)
Lưu lượng thấm dẫn suất	$q_r = \frac{m}{n}$	$q_r = \frac{m}{n}$	
Cột nước dẫn suất	$h_r = \frac{h - h_2}{h_1 - h_2}$	$h_r = \frac{h^2 - h_2^2}{h_1^2 - h_2^2}$	(2-60)
Cột nước toàn phần tại một điểm	$h = h_r(h_1 - h_2) + h_2$	$h = \sqrt{h_r(h_1^2 - h_2^2) + h_2^2}$	(2-61)
Lưu lượng thấm	$q_{\text{đơn vị}} = k(h_1 - h_2)q_r$	$Q_{\text{lưu lượng}} = k \frac{h_1^2 - h_2^2}{2} q_r$	(2-62)

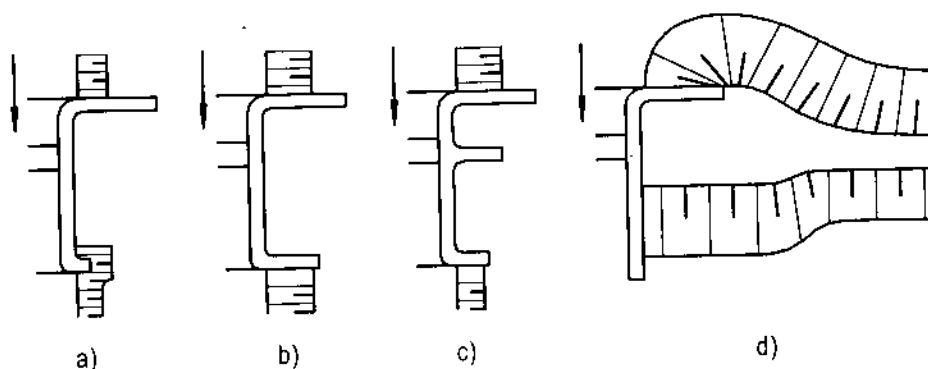
Trong đó: k - hệ số thấm của đất bên vai đập; trị số q_r và h_r tìm được từ sơ đồ lưới thấm suy diễn.

2. Thấm sau lưng tường bên

Các đập tràn xây trên nền không phải là đá thường nối tiếp với bờ bằng tường bên dạng tường cánh gà (hình 2-29).

Khi tính thấm, người ta suy diễn từ kết quả của phương pháp vẽ lưới thấm như đã nêu trên. Sơ đồ hình 2-29a, d là ứng với bản đáy có một hàng cừ; sơ đồ hình 2-29b là ứng với bản đáy có 2 hàng cừ v.v...

Về phương diện chống thấm thì tốt nhất là những tường bên có một hoặc hai tường cánh như trên hình 2-29a, b, d, nhưng tường cánh hạ lưu phải ngắn hơn tường cánh thượng lưu để tránh làm tăng cột nước thấm sau lưng tường.



Hình 2-29: Các hình thức tường bên nối tiếp đập tràn với bờ

Những kết luận về đường viền thấm trong bài toán thấm có áp đều có thể áp dụng cho bài toán thấm quanh vai đập như:

- Tường cánh thượng lưu đóng vai trò rất quan trọng trong việc tiêu hao đầu nước thấm, nên cần cắm đủ sâu vào bờ.

- Tường cánh hạ lưu tuy có làm tăng thêm một ít cột nước thấm sau lưng tường bên, nhưng lại bị giảm được gradien thấm ở cửa ra.

Để giảm thấp đường bão hoà và bảo vệ đất bờ, có thể bố trí thoát nước dưới dạng tầng lọc ngược phía sau lưng tường bên và trên mái bờ hạ lưu như hình 2-30a.

Một đặc điểm cần chú ý là nếu các đường viền và miền thấm có hình dạng và kích thước giống nhau thì áp lực thấm sau lưng tường bên sẽ lớn hơn áp lực tương ứng dưới đáy đập. Điều này được suy từ công thức tính cột nước dẫn suất (2-60). Vì vậy nếu không xử lý thích đáng thì nước ngầm sẽ chui từ sau lưng tường bên vào nền đập, làm tăng áp lực thấm dưới đáy công trình so với các trị số đã tính theo bài toán thấm có áp. Để giải quyết vấn đề này, giáo sư K.B. Pôpôp kiến nghị chọn chiều dài đường viền thấm quanh vai đập theo công thức:

$$L_b = C_b H \quad (2-63)$$

Trong đó: H - cột nước thấm;

C_b - hệ số, lấy như sau:

$$C_b = (0,67 \div 0,75)C \quad (2-64)$$

Với C là hệ số, phụ thuộc loại đất, lấy theo bảng (2-2).

3. Liên kết giữa đập không tràn nước với bờ

Để liên kết đập không tràn với bờ, người ta dùng các hình thức:

- Cắm sâu tường đập vào bờ (hình 2-30a);
- Xây lát mái bờ để chống thấm (hình 2-30b);

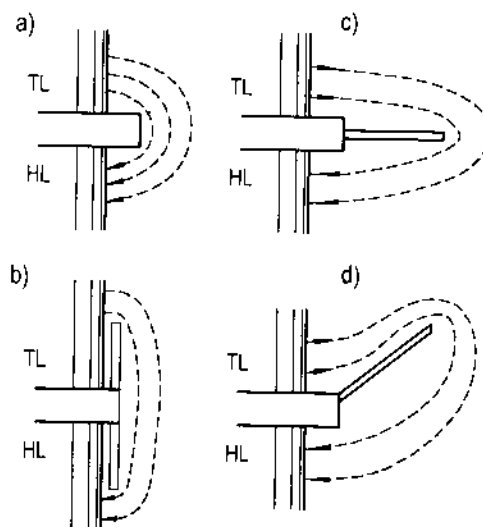
- Làm các tường chắn sâu vào bờ (hình 2-30c, d).

Trong các phương án nêu trên thì các biện pháp ở hình 2-30c, d là hiệu quả hơn cả.

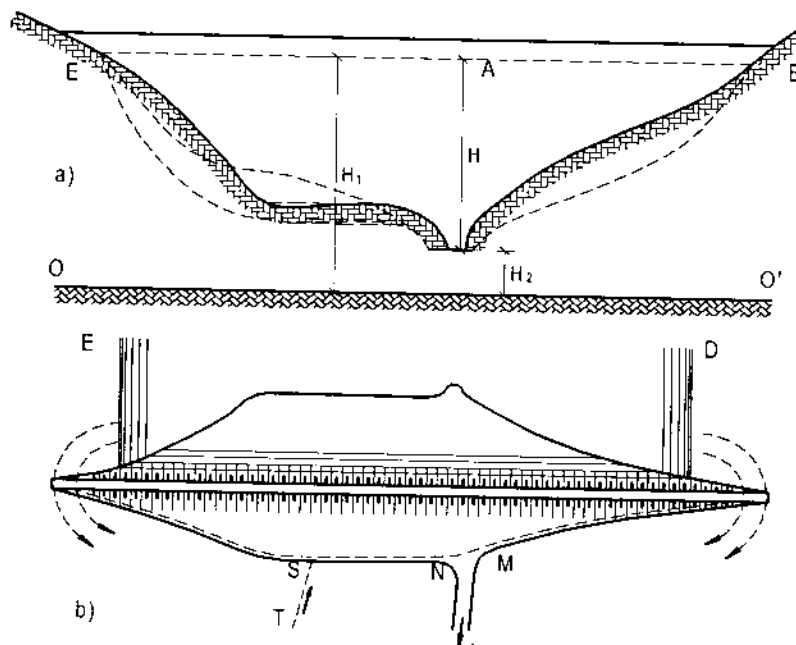
4. Tính thấm quanh bờ đập đất

Với các đập đất chắn ngang sông (hình 2-31), ngoài việc tính thấm qua thân đập và nền của nó, còn phải tính đến dòng thấm vòng quanh hai bên vai đập.

Bài toán thấm vòng quanh bờ đập đất có thể giải gần đúng bằng phương pháp vẽ lưới. Ví dụ về một lưới thấm vòng quanh bờ được thể hiện trên hình 2-32.



Hình 2-30: Các hình thức nối tiếp đập không tràn với bờ



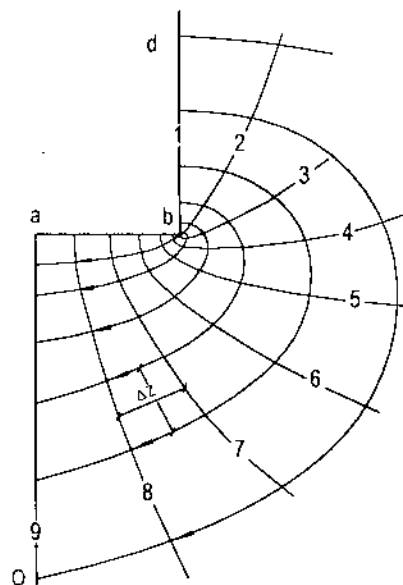
Hình 2-31: Dòng thấm 2 bên vai đập đất
a) Cắt dọc tuyến đập; b) Mặt bằng đập

Dựa vào lưới thấm và theo công thức (2-61) sẽ xác định được cột nước toàn phần tại các điểm dọc theo từng đường dòng, tức là dựng được đường bão hoà dọc theo từng đường dòng trên mặt bằng để kiểm tra xem nước thấm có thoát ra tại những vị trí cao trên mái bờ hạ lưu hay không.

Ví dụ trên hình 2-31 cho thấy đường bão hoà EN có đoạn nằm cao hơn mặt đất, tức nước thấm thoát ra ở vị trí cao sẽ làm lầy, ướt một phạm vi rộng của mái bờ hạ lưu.

Để khắc phục, cần làm thiết bị thoát nước ST để hạ thấp đường bão hoà xuống vị trí ESN nằm sâu dưới đất nhằm giữ ổn định chống trượt mái bờ hạ lưu.

Vị trí mép nước sát mái thượng lưu đập (điểm b, hình 2-32) có các mắt lưới rất nhỏ nên dòng thấm có lưu tốc lớn. Nếu bố trí tại đây một sân chống thấm (đá xây hoặc tấm bê tông chít mạch) thì có thể hạ thấp được đường bão hoà của dòng thấm quanh bờ. Tuy nhiên, cũng cần xem xét đến khả năng ổn định của bản thân sân này khi mực nước hồ rút nhanh, xuất hiện dòng thấm ngược từ bờ ra hồ chứa.



Hình 2-32: Lưới thấm vòng quanh bờ đập đất từ hồ chứa xuống hạ lưu.

Chương 3

TẢI TRỌNG VÀ TÁC ĐỘNG LÊN CÔNG TRÌNH THUỶ LỢI

Khi thiết kế công trình thuỷ lợi để đảm bảo an toàn và kinh tế, cần phải xác định các tải trọng và tác động lên công trình, mặt khác phải xác định đúng các trường hợp làm việc điển hình để chọn các tải trọng đồng thời tác dụng lên công trình đó (tổ hợp tải trọng). Giải quyết vấn đề đó không đơn giản, đòi hỏi người thiết kế phải nắm chắc kỹ thuật thiết kế, đồng thời phải có kinh nghiệm thực tiễn và nắm vững tình hình đặc điểm của địa phương nơi xây dựng công trình.

Trong chương này chỉ giới thiệu các tải trọng và tác động phổ biến nhất đối với công trình thuỷ lợi, còn các tải trọng và tác động riêng đối với từng loại công trình sẽ được tính trong các chương tương ứng.

§3.1. CÁC LOẠI TẢI TRỌNG VÀ TỔ HỢP CỦA CHÚNG

I. Phân loại tải trọng

Có nhiều cách phân loại khác nhau. Song, để phục vụ cho việc lập các tổ hợp tải trọng được sử dụng trong tính toán thiết kế công trình, người ta phân loại tải trọng theo thời gian và tính chất tác dụng. Theo đó các tải trọng tác dụng lên công trình được phân thành tải trọng thường xuyên và tải trọng tạm thời.

1. Tải trọng thường xuyên: bao gồm trọng lượng công trình và các thiết bị cố định đặt trên và trong công trình (cửa van, thiết bị đóng mở v.v...).

2. Tải trọng tạm thời, phân ra:

a) Tải trọng tạm thời dài hạn:

- Áp lực nước tác động trực tiếp lên bề mặt công trình và nền, áp lực thấm ứng với mực nước lớn nhất khi xảy ra lũ thiết kế trong điều kiện thiết bị chống thấm và tiêu nước làm việc bình thường.

- Trọng lượng đất và áp lực bên của nó; áp lực của đất đá tác dụng lên vỏ đường hầm.

- Tải trọng gây ra do kết cấu chịu ứng suất trước.

- Áp lực đất phát sinh do biến dạng của nền và kết cấu công trình, do tải trọng bên ngoài khác.

- Áp lực bùn cát.

- Tải trọng gây ra do áp lực dư của kẽ rỗng trong đất bão hoà nước khi đất chưa có kết hoàn toàn.

- Tác động nhiệt lên công trình và nền.
- Áp lực do sóng khi gió tính toán có tốc độ bình quân nhiều năm (W_{bqmax}).
- Tải trọng gió.
- Tải trọng động sinh ra trong đường dẫn có áp và không áp khi thượng lưu có mực nước dâng bình thường.

b) Tải trọng tạm thời ngắn hạn:

- Tải trọng do tàu thuyền và vật trôi (neo buộc, va đập).
- Tải trọng do thiết bị nâng, bốc dỡ, vận chuyển và các máy móc, kết cấu khác.
- Áp lực nước va trong thời kỳ khai thác bình thường.

c) Tải trọng tạm thời đặc biệt:

- Tải trọng do động đất hoặc nổ.
- Áp lực nước tương ứng khi xảy ra lũ kiểm tra.
- Tải trọng do áp lực kê rỗng khi đất chưa cố kết hoàn toàn, ứng với mực nước lũ kiểm tra khi thiết bị tiêu nước làm việc bình thường, hay ứng với mực nước dâng bình thường khi thiết bị tiêu nước bị hỏng.
- Áp lực nước thấm khi thiết bị chống thấm và tiêu nước không làm việc bình thường.
- Áp lực sóng khi xảy ra gió và tốc độ lớn nhất thiết kế.
- Áp lực nước va khi đột ngột cắt toàn bộ phụ tải.
- Tải trọng động sinh ra trong đường dẫn nước khi thượng lưu có mực nước lũ thiết kế.
- Áp lực phát sinh trong mái đất do mực nước sông, hồ bị hạ thấp đột ngột (rút nhanh).

II. Tổ hợp tải trọng

Trong thiết kế, để đảm bảo cho công trình được an toàn và kinh tế, người ta phải tính toán theo các tổ hợp tải trọng khác nhau.

1. Tổ hợp tải trọng cơ bản: bao gồm các tải trọng và tác động thường xuyên, tạm thời dài hạn, tạm thời ngắn hạn mà đối tượng đang thiết kế có thể phải tiếp nhận cùng một lúc.

2. Tổ hợp tải trọng đặc biệt: vẫn bao gồm các tải trọng và tác động đã xét trong tổ hợp tải trọng cơ bản, nhưng một trong chúng được thay thế bằng tải trọng (hoặc tác động) tạm thời đặc biệt. Trường hợp tải trọng cơ bản có xét thêm tải trọng động đất hoặc nổ cũng được xếp vào loại tổ hợp đặc biệt.

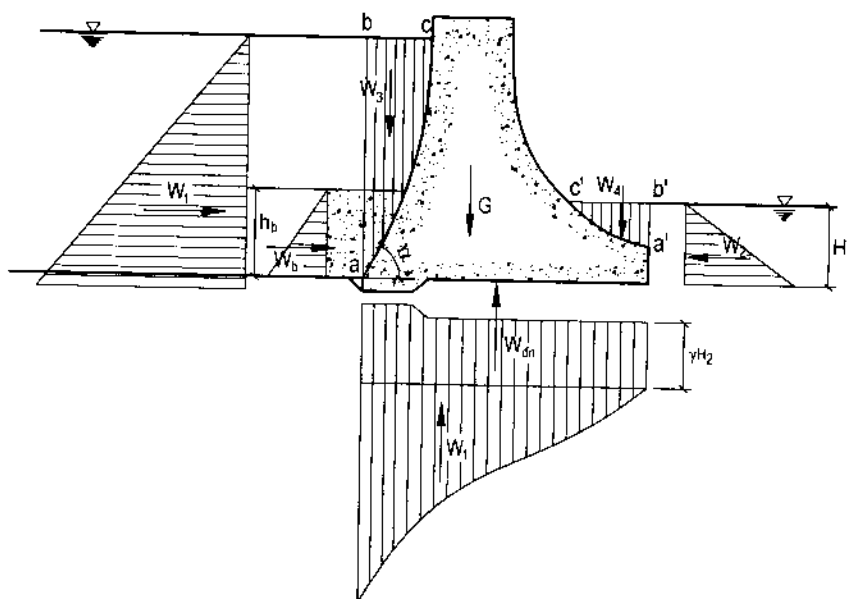
Trong thiết kế cần phải tính toán với nhiều tổ hợp tải trọng cơ bản và tổ hợp tải trọng đặc biệt khác nhau để xác định được tổ hợp tải trọng bất lợi nhất. Thường tổ hợp tải trọng cơ bản dùng để tính toán kích thước công trình, và tổ hợp tải trọng đặc biệt dùng để kiểm tra sự làm việc an toàn của nó.

Sự khác nhau của các tổ hợp tải trọng cơ bản và tổ hợp tải trọng đặc biệt trong tính toán chính là sự áp dụng các hệ số tổ hợp tải trọng khác nhau (xem §4.1). Ví dụ, với tổ hợp tải trọng cơ bản, lấy $n_c = 1,0$; với tổ hợp tải trọng đặc biệt, lấy $n_c = 0,9$. Ngoài ra quy phạm cũng quy định xét thêm các tổ hợp tải trọng trong thời kỳ thi công với hệ số $n_c = 0,95$ [19].

§3.2. ÁP LỰC THUỶ TĨNH VÀ THUỶ ĐỘNG

I. Áp lực thuỷ tĩnh

Áp lực thuỷ tĩnh được xác định theo phương pháp thường dùng trong thuỷ lực, bao gồm hai thành phần nằm ngang và thẳng đứng. Thành phần nằm ngang W_1, W_2 phân bố có dạng hình tam giác. Thành phần thẳng đứng W_3, W_4 là trọng lượng của khối nước tác dụng lên bề mặt của công trình. Khối nước đó là abc và $a'b'c'$ (hình 3-1). Nếu trước thượng lưu có bùn cát lắng đọng thì có thêm áp lực bùn cát W_b .



Hình 3-1: Sơ đồ áp lực nước, bùn cát và đáy ngược

Áp lực nước tác dụng vào đáy công trình bao gồm áp lực đẩy ngược của nước W_{dn} và áp lực thấm W_t .

Khối lượng riêng của nước sông $\rho = 1000 \text{ kg/m}^3$, khi trong nước có nhiều bùn cát, tùy theo hàm lượng bùn cát mà khối lượng riêng có thể tăng từ 5 ÷ 10%.

II. Áp lực thuỷ động

Khi dòng chảy qua công trình gặp các bộ phận của công trình như trụ pin của đập tràn, tường tiêu năng..., sẽ tác dụng vào công trình một lực do dòng chảy gây nên gọi là áp lực thuỷ động.

Ở đỉnh đập tràn có cửa van với độ mở nhất định, ở các mũi phun của chân đập tràn, ở tám đáy tiêu năng, ở cửa vào cống xả sâu hoặc tường bên đường ống có áp, nhất là ở các đoạn cong đều có áp lực thủy động. Khi xác định áp lực tại một điểm nào đó của bề mặt công trình nói trên thì áp lực nước bao gồm áp lực thủy tĩnh và thủy động, ngoài ra cần kể đến cả áp lực mạch động.

Trong tính toán thiết kế, áp lực thủy động thường bao gồm cả áp lực động trung bình theo thời gian và áp lực mạch động:

$$p = \bar{p}_d + p_m, \quad (3-1)$$

Trong đó áp suất thủy động $\bar{p}_d$ và áp suất mạch động p_m phụ thuộc vào cột nước lưu tốc:

$$\bar{p}_d = C_p \gamma_n \frac{v^2}{2g} \quad (3-2)$$

$$p_m = k \gamma_n \frac{v^2}{2g} \quad (3-3)$$

Ở đây: C_p - hệ số áp lực;

k - hệ số mạch động;

γ_n - dung trọng nước.

Hệ số áp lực và mạch động trong một số trường hợp được xác định theo công thức giải tích, công thức nửa thực nghiệm hay bằng thí nghiệm.

Khi xác định sơ bộ áp lực thủy động theo phương dòng chảy thúc vào các vật chắn, có thể sử dụng công thức [21]:

$$p_d = KnF \frac{v^2}{2g} \gamma_n, \quad (3-4)$$

Trong đó:

F - diện tích mặt chắn chiếu lên phương vuông góc với dòng chảy;

v - lưu tốc bình quân của phần dòng chảy hướng vào mặt chắn;

γ_n - dung trọng của nước;

K - hệ số động lực, lấy bằng 1,2 ÷ 1,3;

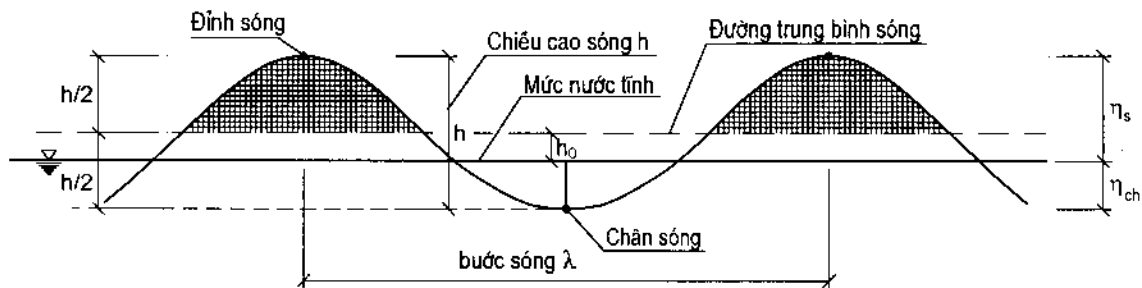
n - hệ số kinh nghiệm, phụ thuộc vào dạng vật chắn, sơ bộ có thể lấy $n = 1,2$.

§3.3. TÁC ĐỘNG CỦA SÓNG

I. Các thông số của sóng

Khi có gió thổi liên tục, mặt nước hồ sẽ phát sinh sóng và làm tăng thêm áp lực của nước. Các thông số của sóng như chiều cao sóng h , chu kỳ sóng τ , bước sóng λ (hình 3-2)

phụ thuộc nhiều nguyên nhân như tốc độ gió W , thời gian gió thổi liên tục t , độ sâu của nước trong hồ H , chiều dài đà sóng D . Chiều dài đà sóng D bằng khoảng cách từ bờ đến công trình tương ứng với hướng gió (hình 3-3).

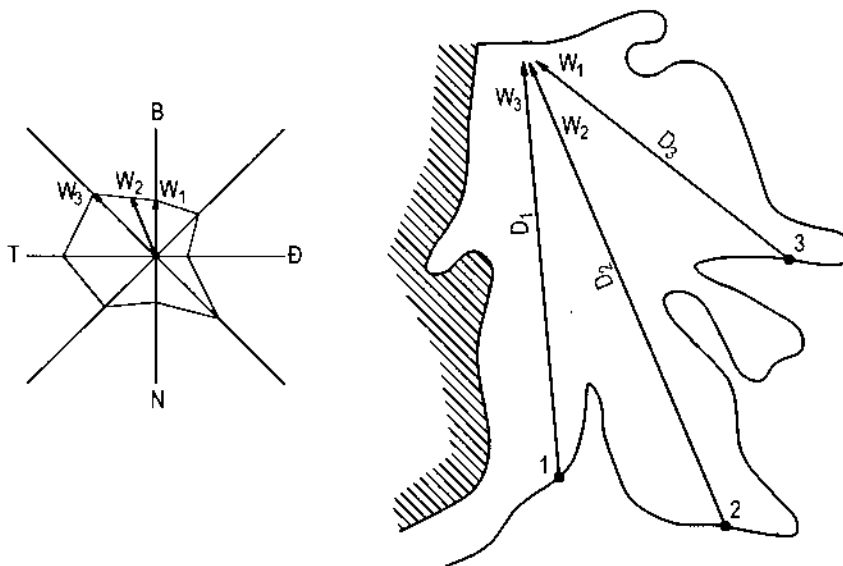


Hình 3-2: Các thông số của sóng

Người ta còn phân biệt giữa sóng nước sâu và sóng nước nông để tính các yếu tố sóng. Sóng nước sâu là ở đó độ sâu của nước trong hồ H rất lớn, đáy hồ không ảnh hưởng tới các yếu tố về sóng. Khi $H > \frac{\lambda}{2}$ có sóng nước sâu và $\frac{\lambda}{2} > H > H_{gh}$ có sóng nước nông, trong đó $H_{gh} = (1,25 \div 1,8) h_p$ (h_p chiều cao của sóng với xác suất $p\%$).

Tốc độ gió được xác định ở độ cao 10m trên mặt hồ, tần suất gió là 2% đối với công trình cấp I và cấp II, 4 % đối với công trình cấp III và IV.

Xác định các thông số của sóng có nhiều công thức dựa trên cơ sở quan trắc thực tế ở nhiều điều kiện cụ thể khác nhau, kết hợp với lý luận để thiết lập nên.



Hình 3-3: Hướng gió và chiều dài đà sóng

Thực tế là các thông số của sóng phụ thuộc vào nhiều yếu tố khác nhau; các yếu tố này thường xuyên thay đổi và cho những tổ hợp ngẫu nhiên giữa chúng (ví dụ, giữa vận

tốc gió, hướng gió và đà sóng, thời gian gió thổi liên tục...). Kết quả là các thông số của sóng cũng biến đổi một cách ngẫu nhiên và vì vậy cần định lượng các thông số của sóng theo xác suất xuất hiện p. Trị số của p phụ thuộc vào các loại công trình và cấp của nó, được xác định theo quy phạm.

Theo phương pháp Crulốp (thể hiện trong quy phạm hiện hành) các thông số của sóng được xác định như sau:

1. Các thông số của sóng vùng nước sâu ($H \geq 0,5\lambda$)

a) Các đặc trưng sóng trung bình

Trị số của $\bar{h}$ và $\bar{\lambda}$ xác định theo đường giới hạn trên trong đồ thị hình 3-6, theo đó tìm được các cặp giá trị $\frac{g\bar{h}}{W^2}$ và $\frac{g\bar{\tau}}{W}$ từ các đại lượng không thứ nguyên $\frac{gD}{W^2}$ và $\frac{gt}{W}$.

Chọn lấy cặp giá trị bé nhất trong 2 cặp số tìm được, từ đó tính ra $\bar{h}$ và $\bar{\tau}$. Trị số bước sóng trung bình xác định theo công thức:

$$\bar{\lambda} = \frac{g\bar{\tau}^2}{2\pi} \quad (3-5)$$

b) Chiều cao sóng với xác suất p%:

$$h_p = K_p \bar{h}, \quad (3-6)$$

Trong đó K_p tra trên đồ thị hình 3-5 theo xác suất p và thông số $\frac{gD}{W^2}$.

2. Thông số của sóng vùng nước nông

Trường hợp vùng nước nông có độ dốc đáy $i \leq 0,001$, các đặc trưng sóng trung bình $\bar{h}$ và $\bar{\tau}$ xác định theo đồ thị hình 3-6, với tham số là $\frac{gH}{W^2}$ và cách xác định cũng như trường hợp trên.

Chiều cao sóng với xác suất p% cũng xác định theo công thức (3-6), trong đó K_p tra ở đồ thị hình 3-5 theo các đại lượng không thứ nguyên $\frac{gD}{W^2}$ và $\frac{gH}{W^2}$, chọn lấy trị số nhỏ trong hai giá trị K_p tìm được.

Với các trường hợp khác, xem trong QPTL C1 - 78 [14].

II. Tác dụng của sóng lên công trình có bề mặt thẳng đứng

Khi tính toán tác dụng của sóng lên công trình cần phải xác định độ dềnh của đỉnh sóng η_s hoặc độ hạ thấp của chân sóng η_{ch} so với mực nước tĩnh (hình 3-4a, b), xác định áp lực sóng đẩy ngang và momen uốn do nó sinh ra.

Nói chung thời điểm do sóng làm mức nước dâng cao lớn nhất trước công trình và trị số áp lực sóng lớn nhất là không trùng nhau. Khi mực nước dâng cao lớn nhất trước công trình do sóng gây nên thì một bộ phận phía trước công trình có thể sinh ra áp lực sóng âm (hình 3-4c).

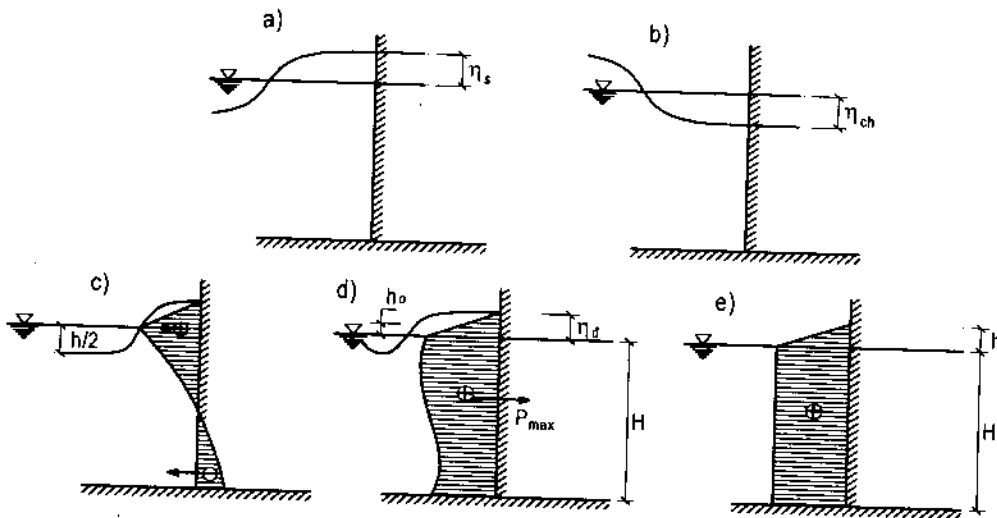
Để xác định áp lực sóng trên bề mặt công trình là thẳng đứng hoặc gần với thẳng đứng, người ta thường dùng phương pháp của N.N Zagriadscaia. Phương pháp đó cho phép ứng dụng đối với sóng nước nông và cả sóng nước sâu. Độ dềnh cao nhất η_s và độ hạ thấp nhất η_{ch} của sóng được tính như sau:

$$\eta_s = k_{\eta_s} h ; \quad (3-7)$$

$$\eta_{ch} = k_{\eta_{ch}} h, \quad (3-8)$$

Độ dềnh η_d của sóng khi áp lực ngang của sóng là lớn nhất (hình 3-4d):

$$\eta_d = k_{\eta_d} h . \quad (3-9)$$



Hình 3-4: Sơ đồ áp lực sóng lên công trình có mặt thượng lưu thẳng đứng

Lúc đó áp lực ngang lớn nhất của sóng (tính cho 1m chiều rộng, $\eta = \eta_d$) (hình 3-4d) là:

$$P_{\max} = k_d \gamma h \left(H + \frac{h}{2} \right) \quad (3-10)$$

Mô men của áp lực sóng lấy với đáy công trình :

$$M_{\max} = k_m \gamma h \left(\frac{h^2}{6} + \frac{hH}{2} + \frac{H^2}{2} \right), \quad (3-11)$$

Trong đó: k_{η_s} , $k_{\eta_{ch}}$, k_m - các hệ số, phụ thuộc $\frac{h}{\lambda}$ và $\frac{\lambda}{h}$, được xác định theo đồ thị hình 3-7.

Các hệ số k_d , k_m trong công thức (3-10) và (3-11) là hệ số hiệu chỉnh của áp lực ngang lớn nhất và mômen của áp lực sóng được xác định theo đồ thị 3-7d, e .

III. Tác dụng của sóng lên công trình có mặt nghiêng

Khi sóng tiếp xúc với bề mặt công trình là nghiêng thì sẽ có sóng leo. Chiều cao sóng leo với tần suất là 1% được gọi là $h_{s1\%}$, đối với vùng nước sâu $H \geq 3h_{H1\%}$ hoặc vùng nước nông $H \geq 2h_{1\%}$, được tính theo công thức :

$$h_{s1\%} = k_1 k_2 k_3 k_4 k_\alpha h_{1\%}, \quad (3-12)$$

Trong đó :

$h_{H1\%}$ - chiều cao sóng của độ sâu $H \geq 0,5\lambda$ với xác suất 1%;

$h_{1\%}$ - chiều cao của sóng với xác suất 1%;

k_4 - hệ số được xác định theo sơ đồ hình (3-8); phụ thuộc vào $\frac{\lambda}{h}$ và hệ số mái nghiêng của công trình;

k_α - hệ số phụ thuộc góc α_s giữa hướng gió và pháp tuyến với trục đập;

k_1, k_2 - các hệ số phụ thuộc vào độ nhám tương đối $\frac{\Delta}{h_{1\%}}$ và đặc trưng vật liệu gia cố mặt đập (bảng 3-1);

k_3 - hệ số phụ thuộc tốc độ gió và hệ số mái nghiêng m (bảng 3-2)

Bảng 3-1: Hệ số k_1, k_2

Đặc trưng lớp gia cố mái	Độ nhám tương đối $\Delta/h_{1\%}$	k_1	k_2
Bản bê tông (bê tông cốt thép) Cuội, sỏi, đá, khối bê tông (bê tông cốt thép)	$< 0,002$	1	0,90
	$0,5 \div 0,01$	1	0,90
	0,02	0,95	0,85
	0,05	0,90	0,80
	0,1	0,80	0,70
	$> 0,2$	0,75	0,60
		0,70	0,50

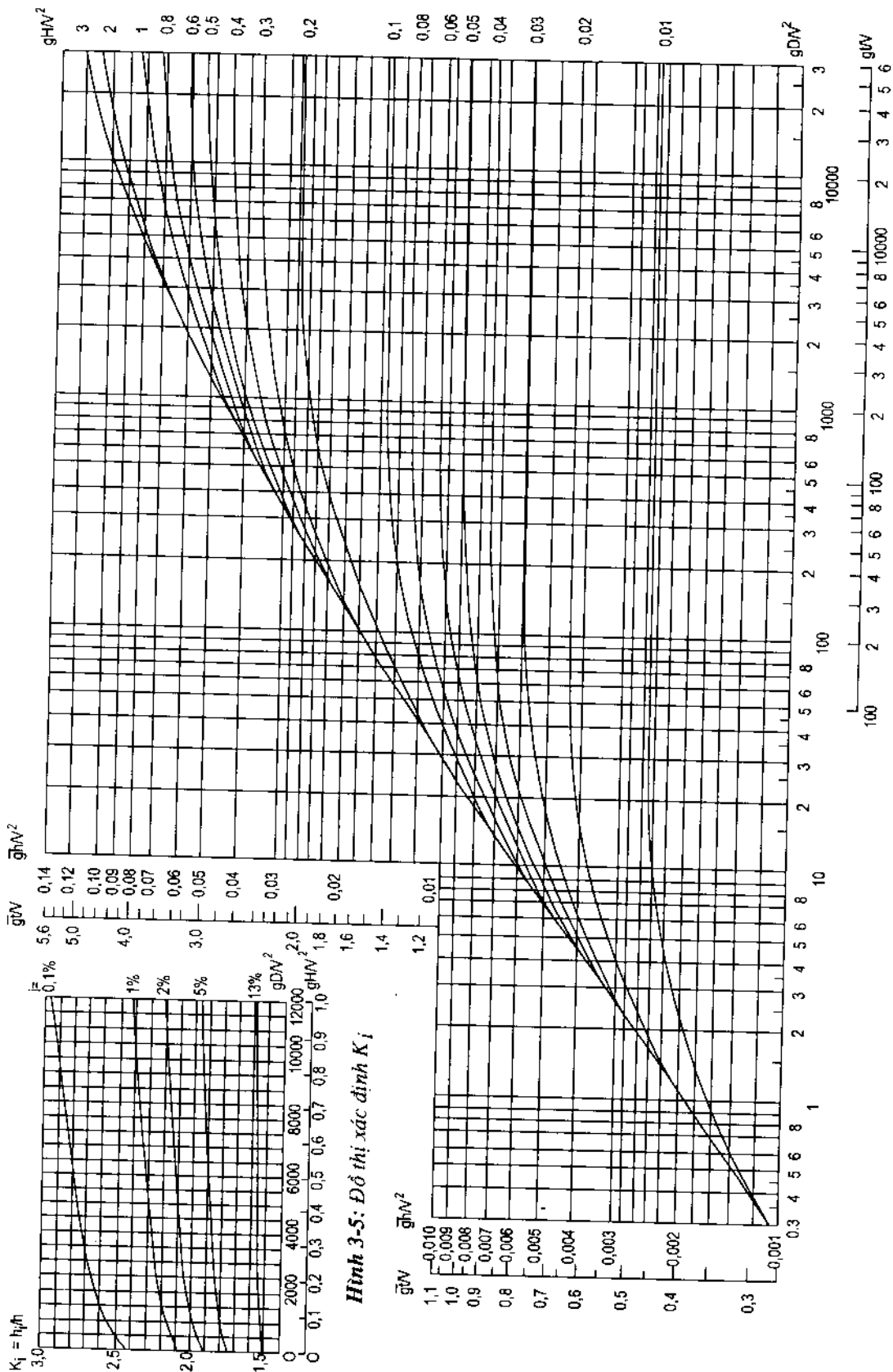
Bảng 3-2: Hệ số k_3

Hệ số mái m		0,4	$0,4 \div 2$	$3 \div 5$	> 5
k_3	Vận tốc gió $\geq 20\text{m/s}$	1,3	1,4	1,5	1,6
	Vận tốc gió $\leq 10\text{m/s}$	1,1	1,1	1,1	1,2

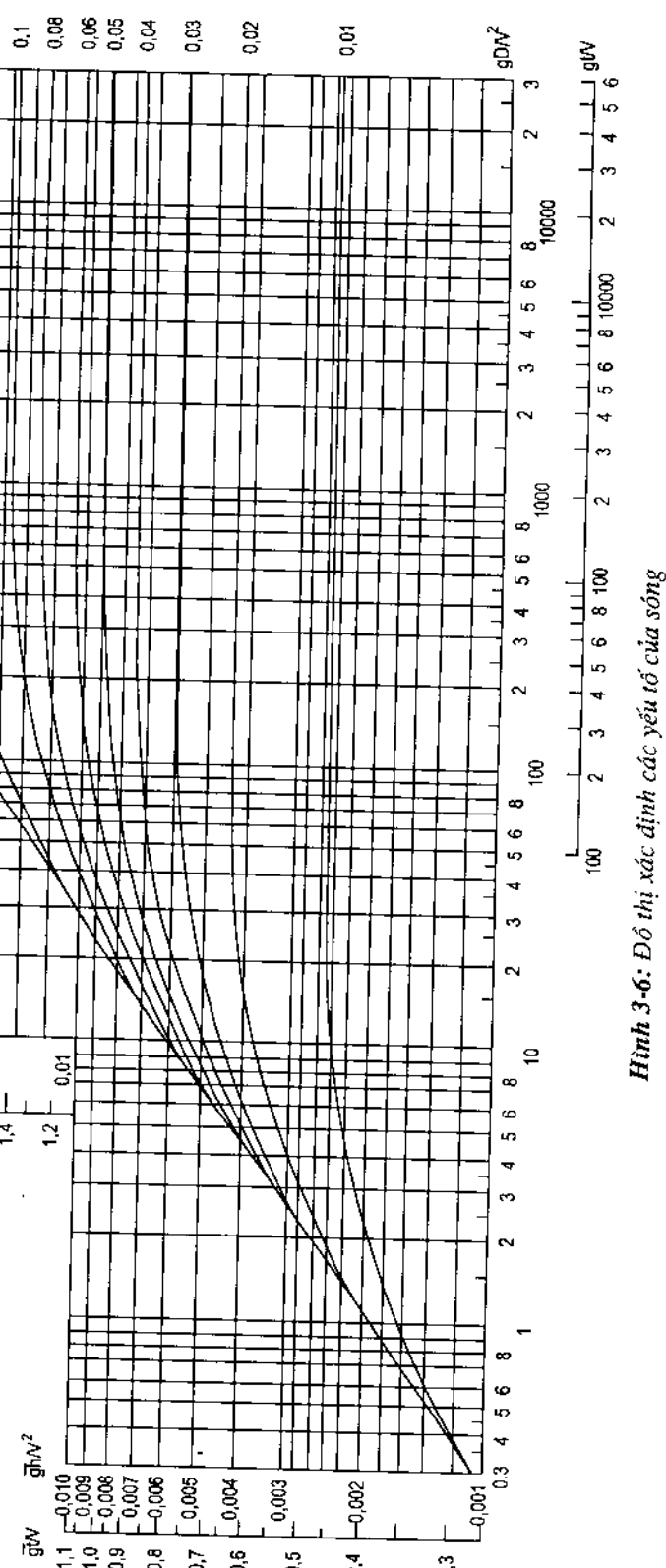
Bảng 3-3: Hệ số k_α khi tính chiều cao sóng leo

α_s (độ)	0	10	20	30	40	50	60
k_α	1	0,98	0,96	0,92	0,87	0,82	0,76

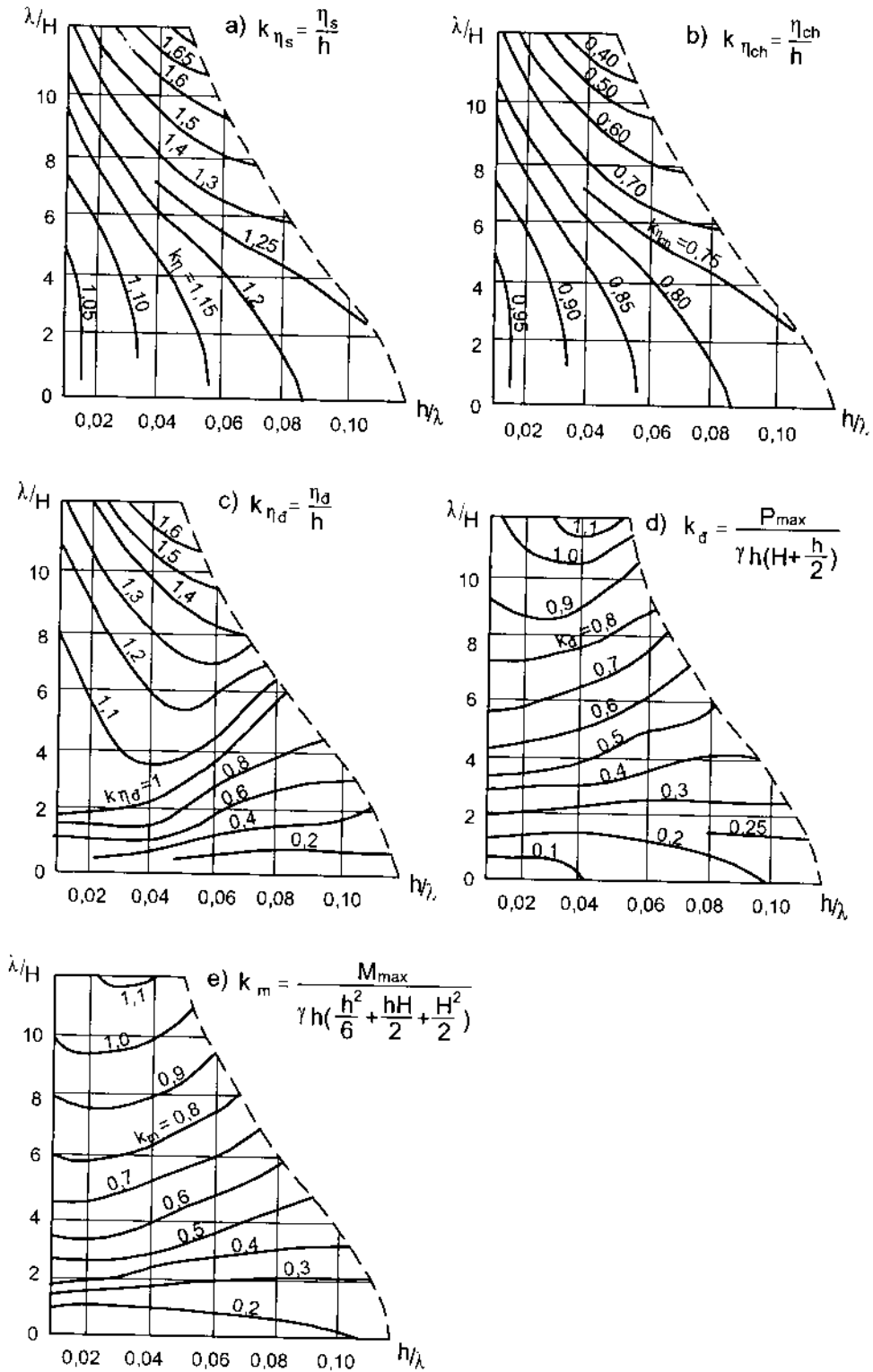
Chiều cao sóng leo với xác suất $p\%$ là h_{sp} được xác định bằng cách nhân trị số $h_{s1\%}$ tính được trong công thức (3-12) với hệ số k_p lấy theo bảng (3-4).



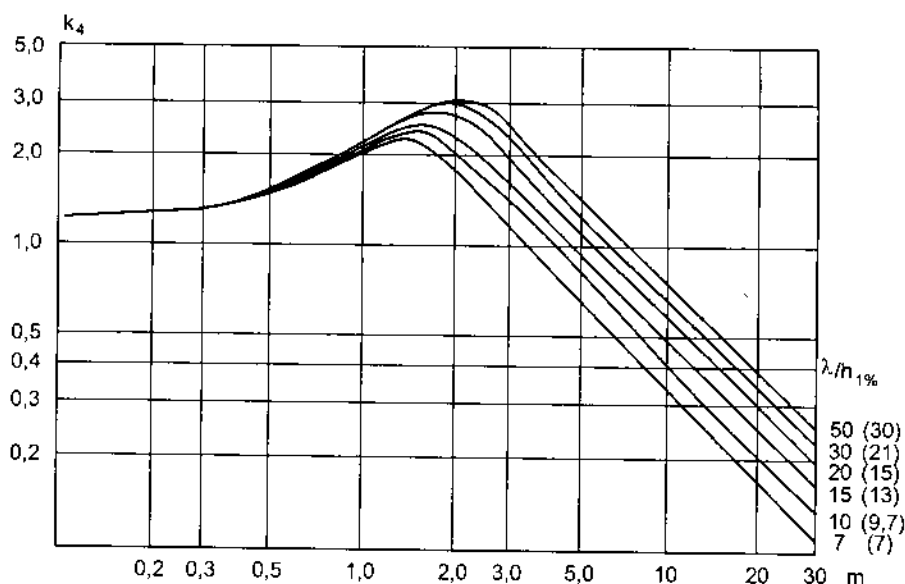
Hình 3-5: Đồ thị xác định K_i



Hình 3-6: Đồ thị xác định các yếu tố của sóng



Hình 3-7: Đồ thị để xác định các hệ số k_{η_s} , $k_{\eta_{ch}}$, k_{η_d} , k_d , k_m



Hình 3-8: Đồ thị xác định hệ số k_4 , các tham số của đường cong là $\lambda/h_{1\%}$,
(trị số trong ngoặc đơn là khi $H \leq 2h_{1\%}$)

Bảng 3-4: Hệ số k_p

Xác suất xuất hiện của sóng leo $p\%$	0,1	1	2	5	10	30	50
Hệ số k_p	1,1	1	0,96	0,91	0,86	0,76	0,68

Phân bố áp suất sóng trên mái được gia cố bằng các tấm bê tông có độ dốc mái $1,5 \leq m \leq 5$ được tính như hình (3-9) trong đó áp suất sóng lớn nhất p_2 xác định theo công thức :

$$p_2 = k_{no} k_{nb} \bar{p}_2 \gamma h \quad T/m^2, \quad (3-13)$$

Trong đó :

k_{no} - hệ số xác định theo công thức :

$$k_{no} = 0,85 + 4,8 \frac{h}{\lambda} + m \left(0,028 - 1,15 \frac{h}{\lambda} \right) \quad (3-14)$$

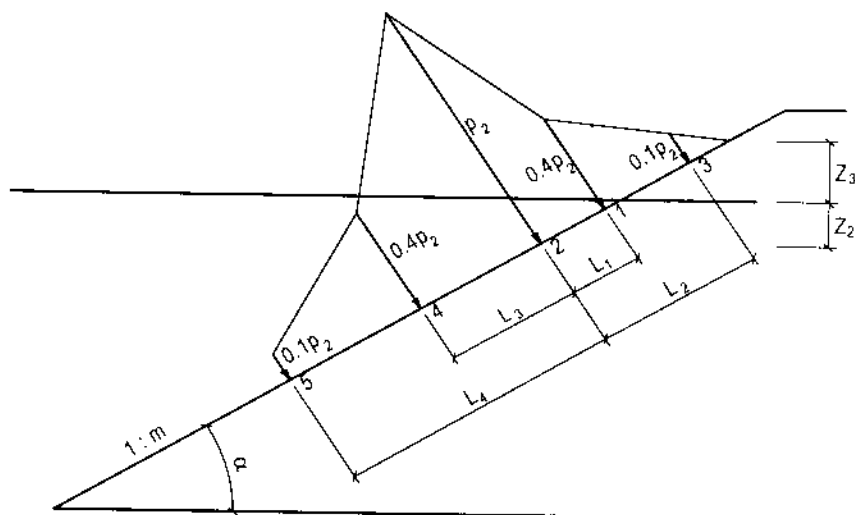
k_{nb} - hệ số, xác định theo bảng (3-5);

γ - trọng lượng riêng của nước;

h - chiều cao sóng;

$\bar{\lambda}$ - trị số trung bình của bước sóng;

$\bar{p}_2$ - áp suất sóng tương đối lớn nhất lên điểm 2 (hình 3-9) lấy theo bảng (3-6).



Hình 3-9: Phân bố áp suất sóng lớn nhất lên mái nghiêng được gia cố bằng các tấm bê tông

Bảng 3-5: Hệ số k_{nb}

$\frac{h}{\lambda}$	10	15	20	25	35
k_{nb}	1	1,15	1,3	1,35	1,48

Bảng 3-6: Hệ số $\bar{p}_2$

Chiều cao sóng h (m)	0,5	1	1,5	2	2,5	3	3,5	≥ 4
$\bar{p}_2$	3,7	2,8	2,3	2,1	1,9	1,8	1,75	1,7

Tung độ z_2 tại điểm 2 tính bằng m (có áp lực sóng lớn nhất) được xác định theo công thức:

$$z_2 = A + \frac{1}{m^2} \left(1 - \sqrt{2m^2 + 1} \right) (A+B) \quad (3-15)$$

Trong đó :

$$A = h \left(0,47 + 0,023 \frac{\bar{\lambda}}{h} \right) \frac{1+m^2}{m^2};$$

$$B = h \left(0,95 - (0,84 m - 0,25) \frac{\bar{\lambda}}{h} \right).$$

Tung độ z_3 tính bằng mét, bằng chiều cao sóng leo.

Tại các điểm cao hơn hoặc thấp hơn điểm 2 có áp suất sóng bé hơn, trị số của nó được trình bày trên hình 3-9 tương ứng với các khoảng cách (mét).

Với $l_1 = 0,0125 L_\alpha$ và $l_3 = 0,0265 L_\alpha$:

$$p = 0,4 p_2 \quad (3-16)$$

Với $l_2 = 0,0325 L_\alpha$ và $l_4 = 0,0675 L_\alpha$:

$$p = 0,1 p_2 \quad (3-17)$$

Trong đó :

$$L_\alpha = \frac{m\bar{\lambda}}{\sqrt[4]{m^2 - 1}};$$

m - hệ số mái dốc của đập

§3.4. ÁP LỰC BÙN CÁT

Ở các hồ chứa, sau một thời gian làm việc bùn cát sẽ lắng đọng ở trước đập và gây ra áp lực. Thành phần nằm ngang của áp suất bùn cát p_b ở độ sâu bùn cát h_b được xác định theo công thức:

$$p_b = \gamma_b h_b \xi_b \quad (3-18)$$

Trong đó : γ_b - trọng lượng riêng của bùn cát trong nước ;

ξ_b - hệ số áp lực bên của đất (bùn cát lắng đọng).

Áp lực bùn cát được tính theo áp lực bên tĩnh. Đối với mặt thượng lưu đập là thẳng đứng, nếu ta không kể đến lực dính kết giữa đất và tường, theo Culông:

$$\xi_b = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right), \quad (3-19)$$

Trong đó φ là góc ma sát trong của đất .

Đối với mặt thượng lưu đập nghiêng một góc α so với mặt phẳng ngang (xem hình 3-1) và không kể ma sát giữa đất và đập thì công thức hệ số áp suất bên của đất là:

$$\xi_b = \frac{\cos^2 \frac{\alpha + \varphi}{2}}{\cos^2 \frac{\alpha - \varphi}{2}} \quad (3-20)$$

Khi $\alpha = 90^\circ$ thì công thức (3-20) sẽ có dạng như công thức (3-19). Biểu đồ phân bố áp lực bên của bùn cát có dạng tam giác, trị số áp lực tại đáy là p_b .

Áp lực thẳng đứng của bùn cát lên công trình bằng trọng lượng của bùn cát trong nước có tác dụng lên bề mặt công trình (thể tích ở hình 3-1).

§3.5. TÁC ĐỘNG CỦA ĐỘNG ĐẤT

Trong quá trình động đất, vỏ quả đất bị rung động đàn hồi với chu kỳ T (thường $T = 0,8 \div 1,2$ giây) và gia tốc τ , khi đó công trình chịu tác dụng của lực động đất.

Nguyên nhân và hiện tượng động đất rất phức tạp. Vì vậy phương pháp tính chưa được hoàn chỉnh. Trong hai phương pháp động lực và phương pháp tĩnh lực thì hiện nay thường dùng phương pháp tĩnh lực vì tương đối đơn giản.

I. Lực quán tính động đất

Lúc có động đất, công trình bị rung động, do đó gây ra lực quán tính F_d . Lực đó tỉ lệ với khối lượng công trình $\frac{G}{g}$ và gia tốc động đất τ :

$$F_d = \alpha \frac{G}{g} \tau = k\alpha G, \quad (3-21)$$

Trong đó :

G - trọng lượng công trình ;

g - gia tốc trọng trường ;

$k = \frac{\tau}{g}$ - hệ số động đất (bảng 3-7) ; động đất dưới cấp 6, hệ số động đất rất bé,

thường bỏ qua không xét lực quán tính;

α - hệ số đặc trưng động lực.

Đối với các tháp, tường chắn đất, đập bê tông, hoặc bê tông cốt thép cao trên 10m:

$$\alpha = 1 + 0,5 \frac{h_1}{h_0}, \quad (3-22)$$

Trong đó :

h_1 - khoảng cách từ điểm tính toán đến mặt nền;

h_0 - khoảng cách từ trọng tâm công trình đến mặt nền.

Với các loại kết cấu công trình chịu lực xô ngang như vòm ... $\alpha = 2$;

Với các bộ phận liên kết cục bộ với công trình như cột, giàn... $\alpha = 5$;

Với các công trình và các bộ phận khác không nêu ở trên thì $\alpha = 1$.

Bảng 3-7: Hệ số động đất k

Cấp động đất	6	7	8	9
Hệ số động đất k	0,01	0,025	0,05	0,10

Hướng của lực quán tính động đất ngược chiều với gia tốc động đất. Vì vậy lực này có hướng tùy thuộc vào hướng gia tốc. Trong thiết kế, chúng ta không thể xác định được hướng gia tốc mà phải chọn hướng nào bất lợi nhất cho công trình về mặt ổn định và kết cấu. Điểm đặt của tổng áp lực quán tính, được xem như nằm ở trọng tâm công trình (hình 3-10).

II. Áp lực nước khi động đất

Lực quán tính phát sinh trong nước làm tăng thêm áp lực thuỷ tĩnh lên công trình (hình 3-10).

Đối với các hồ chứa có độ sâu nước trước thượng lưu $H_1 < 50\text{m}$, áp suất tăng thêm này có thể tính theo công thức:

$$p = 0,9 k \gamma \sqrt{H_1 y}, \quad (3-23)$$

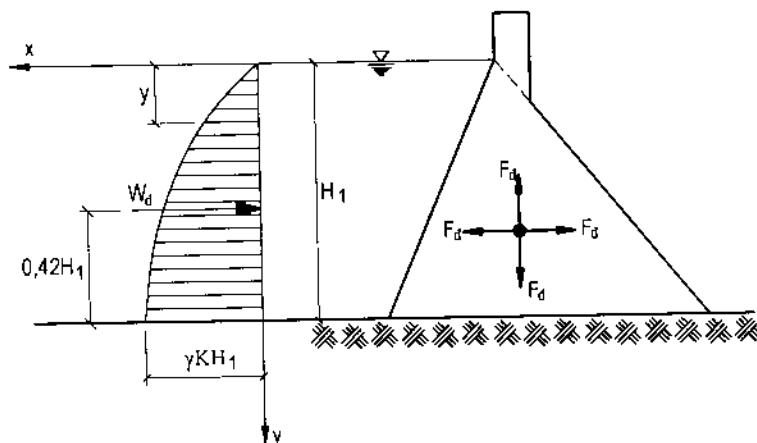
hoặc tính theo phương pháp tỷ lệ đường thẳng :

$$p = kyy, \quad (3-24)$$

Trong đó : y - độ sâu từ mặt nước tới điểm tính toán.

Như vậy, tổng áp lực nước tăng thêm ở thượng lưu đập do động đất gây nên là:

$$W_d = 0,5 k \gamma H_1^2 \quad (3-25)$$



Hình 3-10: Lực quán tính và áp lực nước tăng thêm do động đất gây nên

III. Áp lực đất khi động đất

Khi có động đất, trong khối đất cũng phát sinh lực quán tính tác dụng lên công trình. Đối với tường chắn đất lưng thẳng đứng, áp suất chủ động p'_{cd} và áp suất bị động p'_{bd} của đất lúc có động đất là:

$$p'_{cd} = (1 + 2ktg\varphi)p_{cd}; \quad (3-26)$$

$$p'_{bd} = (1 - 2ktg\varphi)p_{bd}; \quad (3-27)$$

Trong đó:

p_{cd} và p_{bd} - áp suất chủ động và bị động của đất tại điểm tính toán khi không có động đất;

φ - góc ma sát trong của đất.

Chương 4

TÍNH TOÁN ỔN ĐỊNH VÀ ĐỘ BỀN CỦA CÔNG TRÌNH

§4.1. CÁC PHƯƠNG PHÁP TÍNH TOÁN

Việc tính toán ổn định và độ bền của công trình có thể tiến hành theo các phương pháp sau:

I. Phương pháp tính toán theo trạng thái giới hạn

Đây là phương pháp tính toán cơ bản đang được sử dụng rộng rãi [3, 8, 9, 15, 16, 19].

1. Những luận điểm cơ bản

Nét đặc thù của phương pháp tính theo trạng thái giới hạn là việc sử dụng một nhóm các hệ số an toàn mang đặc trưng thống kê: hệ số tổ hợp tải trọng n_c , hệ số điều kiện làm việc m , hệ số tin cậy K_n , hệ số lệch tải n , hệ số an toàn về vật liệu K_{VL} . Nhóm các hệ số này thay thế cho một hệ số an toàn chung K .

a) *Các trạng thái giới hạn*: Công trình và nền của nó được gọi là đạt đến trạng thái giới hạn khi chúng mất khả năng chống lại các tải trọng và tác động từ bên ngoài, hoặc khi chúng bị hư hỏng hay biến dạng quá mức cho phép, không còn thoả mãn được các yêu cầu khai thác bình thường.

Người ta phân biệt 2 nhóm trạng thái giới hạn:

Trạng thái giới hạn thứ nhất: Công trình, kết cấu và nền của chúng làm việc trong điều kiện khai thác bất lợi nhất, gồm: các tính toán về độ bền và ổn định chung của hệ công trình - nền; độ bền thấm chung của nền và công trình đất; độ bền của các bộ phận mà sự hư hỏng của chúng sẽ làm cho việc khai thác công trình bị ngừng trệ; các tính toán về ứng suất, chuyển vị của kết cấu bộ phận mà độ bền hoặc độ ổn định công trình chung phụ thuộc vào chúng v.v...

Trạng thái giới hạn thứ hai: Công trình, kết cấu và nền của chúng làm việc bất lợi trong điều kiện khai thác bình thường, gồm: các tính toán độ bền cục bộ của nền; các tính toán về hạn chế chuyển vị và biến dạng, về sự tạo thành hoặc mở rộng vết nứt và mối nối thi công; về sự phá hoại độ bền thấm cục bộ hoặc độ bền của kết cấu bộ phận mà chúng chưa được xem xét ở trạng thái giới hạn thứ nhất.

b) *Biểu thức tính toán*: Việc đánh giá sự xuất hiện các trạng thái giới hạn được thực hiện bằng cách so sánh các trị số tính toán của ứng lực, ứng suất, biến dạng, chuyển vị, sự mở rộng khe nứt... với khả năng chịu tải tương ứng của công trình, độ bền của vật

liệu, trị số cho phép của bề rộng khe nứt, biến dạng... Các trị số này được quy định trong các quy phạm.

Điều kiện đảm bảo ổn định hay độ bền của công trình là:

$$n_c N_{II} \leq mR/K_n, \quad (4-1)$$

Trong đó:

N_{II} - trị số tính toán của tải trọng tổng hợp;

R - trị số tính toán của sức chịu tổng hợp của công trình hay nền. Các hệ số khác như đã giải thích ở trên.

Khi kiểm tra theo (4-1), để đảm bảo điều kiện kinh tế, thường yêu cầu đại lượng ở vế phải không vượt quá $(10 \div 15)\%$ so với đại lượng ở vế trái ứng với tổ hợp tải trọng bất lợi nhất.

2. Xác định giá trị các đại lượng và hệ số

a) Tải trọng tính toán:

Tải trọng tính toán được xác định bằng cách lấy tải trọng tiêu chuẩn nhân với hệ số lệch tải n :

$$N_{II} = nN_{tc}, \quad (4-2)$$

Trong đó:

N_{tc} - tải trọng tiêu chuẩn;

n - hệ số lệch tải, xác định theo bảng (4-1).

Bảng 4-1: Một số giá trị của hệ số lệch tải [19]

STT	Loại tải trọng	n
1	Trọng lượng bản thân công trình	1,05 (0,95)
2	Áp lực thẳng đứng của trọng lượng đất	1,1 (0,9)
3	Áp lực ngang của đất	1,2 (0,8)
4	Áp lực bùn cát	1,2
5	Áp lực thủy tĩnh, sóng gió, thấm	1,0
6	Tải trọng nhiệt, ẩm	1,1
7	Tải trọng do động đất	1,1

Ghi chú: trị số n trong ngoặc đơn được dùng trong trường hợp ứng với nó công trình sẽ ở thế bất lợi hơn.

b) Độ bền tính toán của vật liệu công trình hay nền

Trong trường hợp chung R được xác định như sau:

$$R = R_{tc}/K_{VL}, \quad (4-3)$$

Trong đó:

R_{tc} - cường độ tiêu chuẩn của vật liệu;

K_{VL} - hệ số an toàn về vật liệu, xét đến khả năng giảm nhỏ độ bền so với trị số tiêu chuẩn do sự thay đổi tính chất vật liệu và ảnh hưởng của các yếu tố khác (phương pháp thí nghiệm, dung sai, dạng của trạng thái ứng suất v.v...).

Khi tính toán theo trạng thái giới hạn thứ nhất, với kết cấu kim loại, $K_{VL} = 1,5$. Khi tính toán theo trạng thái giới hạn thứ hai, lấy $K_{VL} = 1,0$.

Độ bền tiêu chuẩn của vật liệu được xác định trên cơ sở xử lý thống kê số liệu thí nghiệm mẫu.

c) *Hệ số tổ hợp tải trọng*: Việc tính toán kiểm tra theo (4-1) được thực hiện với các tổ hợp tải trọng khác nhau. Các tổ hợp này được xác định từ sự phân tích các điều kiện công tác thực tế của công trình ở giai đoạn xây dựng, khai thác và sửa chữa. Giá trị của hệ số tổ hợp tải trọng n_c như sau:

- Với tổ hợp tải trọng cơ bản: $n_c = 1,0$;
- Với tổ hợp tải trọng đặc biệt: $n_c = 0,9$;
- Với tổ hợp tải trọng trong thi công: $n_c = 0,95$.

d) *Hệ số điều kiện làm việc*: Hệ số này xét đến tính gần đúng của sơ đồ và phương pháp tính toán, kiểu công trình, kết cấu hay nền, loại vật liệu xây dựng, dạng trạng thái giới hạn và các yếu tố khác chưa được tính đến. Trị số của hệ số điều kiện làm việc m khi tính theo trạng thái giới hạn thứ nhất lấy theo bảng 4-2; còn theo trạng thái giới hạn thứ hai thì lấy $m = 1$.

Bảng 4-2: Hệ số điều kiện làm việc của một số công trình thủy lợi [19]

STT	Loại công trình và nền	m
1	Công trình bê tông và bê tông cốt thép trên nền đất, đá nửa cứng	1,00
2	Công trình bê tông và bê tông cốt thép trên nền đá	
a	Khi mặt trượt đi qua các khe nứt trong đá nền	1,00
b	Khi mặt trượt đi qua mặt tiếp xúc giữa bê tông và đá hoặc đi trong đá nền có một phần qua khe nứt, một phần qua đá nguyên khối	0,95
3	Đập vòm và các công trình ngăn chống khác trên nền đá	0,75
4	Các mái dốc tự nhiên và nhân tạo	1,00

e) *Hệ số tin cậy K_n* : xét đến tầm quan trọng (cấp) của công trình, các hậu quả khi xảy ra trạng thái giới hạn. Khi tính toán các trạng thái giới hạn nhóm 1, trị số K_n lấy như sau [19]:

- Công trình cấp I, $K_n = 1,25$;
- Công trình cấp II, $K_n = 1,20$;
- Công trình cấp III, IV, V, $K_n = 1,15$.

Khi tính toán theo trạng thái giới hạn nhóm 2, lấy $K_n = 1$. Khi tính toán ổn định của mái dốc tự nhiên, K_n lấy theo cấp của công trình nằm kề sát nó.

II. Các phương pháp khác

Cùng với phương pháp trạng thái giới hạn, khi thiết kế công trình thủy lợi, các kết cấu và bộ phận của chúng, người ta còn sử dụng một số phương pháp khác: theo ứng suất cho phép, theo hệ số an toàn, theo độ tin cậy.

1. Phương pháp ứng suất cho phép

Theo phương pháp này, điều kiện bền có dạng:

$$\sigma_{\max} \leq [\sigma], \quad (4-4)$$

Trong đó:

$\sigma_{\max}$ - ứng suất tính toán lớn nhất tại một điểm nào đó trong công trình, xác định từ tổ hợp tải trọng bất lợi nhất;

$[\sigma]$ - ứng suất cho phép, lấy theo tài liệu tiêu chuẩn đối với vật liệu, loại kết cấu và dạng của trạng thái ứng suất (kéo, nén, xoắn...).

Phương pháp này rất tiện dụng khi thiết kế các bộ phận kết cấu cùng kiểu, sử dụng trong các điều kiện ổn định của tải trọng. Với một vài điểm bổ sung, hiện nay phương pháp này vẫn được áp dụng khi thiết kế cửa van, và ở giai đoạn thiết kế sơ bộ các đập bê tông, bê tông cốt thép.

2. Phương pháp tính theo hệ số an toàn

Phương pháp này thường được ứng dụng trong tính toán ổn định. Khi đó công thức kiểm tra là:

$$K = \frac{F_g}{F_t} \geq K_{cp} \quad (4-5)$$

Trong đó:

K - hệ số an toàn, là tỷ lệ giữa yếu tố (lực hay mômen) giữa F_g và yếu tố gây mất ổn định F_t ;

K_{cp} - hệ số an toàn cho phép, phụ thuộc vào cấp công trình và tổ hợp tải trọng, xác định theo quy phạm.

Khi tính theo phương pháp trạng thái giới hạn, điều kiện an toàn (4-1) có thể viết lại thành [19]:

$$K = \frac{R}{N_u} \geq \frac{n_c K_n}{m} \quad (4-6)$$

Khi đó, có thể coi K là hệ số an toàn, còn hệ số an toàn cho phép là:

$$K_{cp} = \frac{n_c K_n}{m} \quad (4-7)$$

3. Phương pháp tính theo độ tin cậy

a) Con đường phát triển của các phương pháp tính toán công trình

Sự tiến triển logic của các phương pháp tính toán kết cấu và công trình đã được tổng kết như sau. Ban đầu chúng được tính theo các phương pháp tất định (theo ứng suất cho phép và hệ số an toàn), với tiền đề là tải trọng và độ bền tính toán đã được mặc định trong suốt quá trình làm việc của công trình. Thực tế thì các hàm tải trọng và độ bền chịu tác động của rất nhiều yếu tố khác nhau, và biến đổi theo quy luật ngẫu nhiên. Vì vậy việc ấn định trước các giá trị tính toán của chúng trong suốt thời gian làm việc của công trình là chưa thoả đáng. Bù lại, để tăng mức độ dự trữ an toàn, người ta phải giảm bớt các trị số ứng suất cho phép, hay tăng hệ số an toàn cho phép lên. Việc tăng hay giảm này không tránh khỏi yếu tố chủ quan.

Sự chuyển sang phương pháp trạng thái giới hạn là một bước tiến trên con đường cải tiến các phương pháp tính kết cấu và công trình. Phương pháp trạng thái giới hạn thực chất là phương pháp nửa xác suất, ở đây các hệ số an toàn cục bộ (n_c , K_n , m , n , K_{VL}) được xác định theo con đường xác suất thống kê.

Bước tiến tiếp theo là việc chuyển sang các phương pháp xác suất trong khuôn khổ lý thuyết độ tin cậy. Lý thuyết này xét đến bản chất thay đổi thường xuyên của tải trọng và tác động, tính chất vật liệu, bản thân kết cấu và các điều kiện khai thác chúng.

Hiện nay lý thuyết này đã được áp dụng tương đối phổ biến trong xây dựng dân dụng, công nghiệp, giao thông... Trong xây dựng thuỷ lợi, lý thuyết này cũng đã bắt đầu được ứng dụng và đang tiếp tục được nghiên cứu để hoàn thiện quy trình tính toán.

b) Nội dung phương pháp tính theo độ tin cậy [8]

Ta gọi thông số tải trọng N là một tổ hợp bất kỳ của tải trọng lên công trình, còn thông số độ bền R là một đặc trưng của kết cấu hay tính chất của vật liệu xây dựng đảm bảo cho khả năng chịu tải của công trình. Quan hệ giữa thông số tải trọng N và thông số độ bền R cho phép thiết lập bài toán tính độ tin cậy của công trình như là xác suất p đảm bảo sự làm việc an toàn của nó:

$$p(R > N) \text{ hay } p(R - N > 0) \quad (4-8)$$

Công trình hay kết cấu được cho là thoả mãn yêu cầu về độ tin cậy nếu đảm bảo điều kiện:

$$p \geq p_{tc} \quad (4-9)$$

Trong đó: p_{tc} - xác suất tin cậy tiêu chuẩn, xác định theo cấp công trình và loại kết cấu.

Xác suất làm việc an toàn p và xác suất có sự cố (rủi ro) V có quan hệ với nhau như sau:

$$p = 1 - V \quad (4-10)$$

Trong đa số các trường hợp, các hàm tải trọng và độ bền phù hợp với quy luật phân bố chuẩn của lý thuyết xác suất được biểu thị như sau:

$$f(N) = \frac{1}{\sigma_N \sqrt{2\pi}} \exp \left[-\frac{1}{2} \left(\frac{N - \bar{N}}{\sigma_N} \right)^2 \right], \quad -\infty < N < \infty \quad (4-11)$$

$$f(R) = \frac{1}{\sigma_R \sqrt{2\pi}} \exp \left[-\frac{1}{2} \left(\frac{R - \bar{R}}{\sigma_R} \right)^2 \right], \quad -\infty < R < \infty \quad (4-12)$$

Trong đó:

$\bar{N}$, $\bar{R}$ - trị số bình quân số học (kỳ vọng toán học) của tải trọng và độ bền;

σ_N , σ_R - khoảng lệch quân phương của tải trọng và độ bền.

Ta gọi hàm $y = R - N$. Trong trường hợp chung, hàm này cũng có dạng phân phối chuẩn với trị số bình quân số học:

$$\bar{y} = \bar{R} - \bar{N} \quad (4-13)$$

và khoảng lệch quân phương:

$$\sigma_y = \sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_N^2} \quad (4-14)$$

Xác suất làm việc an toàn:

$$p = p(y > 0) = \int_0^\infty \frac{1}{\sigma_y \sqrt{2\pi}} \exp \left[-\frac{1}{2} \left(\frac{y - \bar{y}}{\sigma_y} \right)^2 \right] dy \quad (4-15)$$

Trị số của p có thể tìm thấy ở các bảng tra tích phân của hàm phân bố chuẩn trong các sách lý thuyết xác suất, thống kê xác suất và độ tin cậy.

Các nội dung cần tiếp tục nghiên cứu là tìm cách xác định đặc trưng thống kê $\bar{N}$, $\bar{R}$, σ_N , σ_R cũng như mức độ tương quan của 2 hàm R và N cho từng loại công trình, loại nền và trạng thái chịu lực của kết cấu.

§4.2. ỔN ĐỊNH CỦA CÔNG TRÌNH XÂY TRÊN NỀN ĐÁ

Các công trình được nói tới ở đây là các loại đập dâng nước, tường chắn, cống bằng đá xây, bê tông, bê tông cốt thép đặt trên nền đá. Khi đó các khả năng mất ổn định toàn khối của công trình như sau:

- Bị trượt theo một mặt nào đó, có thể là mặt tiếp xúc giữa công trình và nền, mặt nằm trong nền hay trong công trình (tại các vị trí xung yếu). Mặt trượt được xét là mặt phẳng (nằm ngang hoặc nghiêng);

- Bị lật quanh một trục nằm ngang (ví dụ đi qua điểm chân đập hạ lưu) khi mômen của ngoại lực gây lật lấy đối với trục này vượt quá mômen chống lật;

- Bị đẩy nổi do tác dụng của các lực hướng từ dưới lên trên (áp lực thấm, thủy tĩnh, động đất...).

Khi thiết kế công trình dạng trọng lực (ổn định nhờ trọng lượng bản thân và các vật nặng đè lên nó), nếu ta không chế trong mọi trường hợp, tại các mép biên thượng hạ lưu đập không xuất hiện ứng suất kéo, hoặc có xuất hiện nhưng với trị số nhỏ thì nói chung đập không bị lật đổ. Vì vậy việc kiểm tra khả năng lật thực tế là không cần thiết. Còn việc kiểm tra đẩy nổi thường chỉ tiến hành đối với các cống, đập có ngưỡng thấp.

Sau đây trình bày việc tính toán ổn định chống trượt. Việc tính toán kiểm tra được tiến hành theo công thức (4-6), (4-7). Tùy theo cách xác định lực chống trượt R , có thể phân biệt các phương pháp sau:

1. Phương pháp xét lực ma sát trên mặt phá hoại

a) Khi mặt trượt nằm ngang (hình 4-1a).

$$K_1 = \frac{fP}{Q}, \quad (4-16)$$

Trong đó:

P - tổng hợp các lực thẳng đứng tác dụng lên phần công trình tính từ mặt trượt trở lên (kể cả áp lực thấm và đẩy nổi nếu có);

Q - tổng hợp các lực nằm ngang tác dụng lên công trình, tính từ mặt trượt trở lên;

f - hệ số ma sát tiếp xúc tại mặt trượt, có thể là giữa vật liệu công trình với đá nền, đá nền với đá nền hay giữa các lớp vật liệu công trình với nhau.

Trị số của f cần xác định thông qua thí nghiệm và xử lý thống kê chuỗi số liệu đo đạc được.

b) Khi mặt trượt nằm nghiêng

Theo đặc điểm bố trí công trình và cấu tạo địa chất nền, có thể xét các mặt trượt nghiêng. Khi đó tổng hợp các lực gây trượt cần được xét theo phương song song với mặt trượt, còn lực ma sát chống trượt thì gây ra bởi tổng hợp các hình chiếu của các lực lên phương vuông góc với mặt trượt.

Ta gọi: P' - tổng hợp các lực thẳng đứng tác dụng lên phần công trình tính từ mặt trượt trở lên, trừ phần lực đẩy nổi do áp lực thấm và áp lực thủy tĩnh tác dụng lên mặt trượt (theo phương vuông góc với mặt này);

Q - tổng hợp các lực nằm ngang tác dụng lên công trình, tính từ mặt trượt trở lên.

β - góc giữa phương mặt trượt và phương nằm ngang.

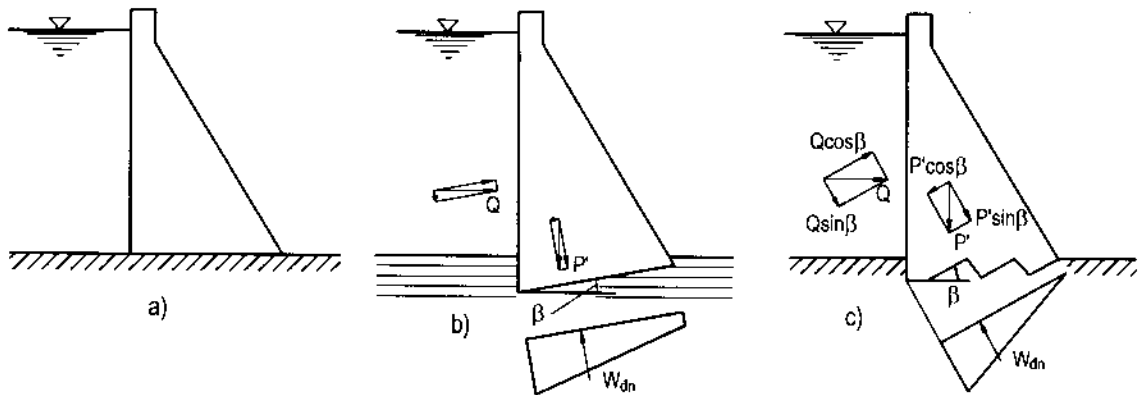
Các công thức tính hệ số an toàn ổn định trượt như sau:

- Khi mặt trượt nghiêng về thượng lưu (hình 4-1b, c):

$$K_t = \frac{P' \cos \beta + Q \sin \beta - W_{dn}}{Q \cos \beta - P' \sin \beta} \cdot f; \quad (4-17)$$

- Khi mặt trượt nghiêng về hạ lưu:

$$K_t = \frac{P' \cos \beta - Q \sin \beta - W_{dn}}{Q \cos \beta + P' \sin \beta} \cdot f; \quad (4-18)$$



Hình 4-1: Các sơ đồ tính ổn định trượt trên nền đá

Từ các công thức (4-16), (4-17) và (4-18) cho thấy công trình tăng thêm ổn định khi mặt trượt nghiêng về thượng lưu; ngược lại công trình bị giảm ổn định khi mặt trượt nghiêng về hạ lưu. Vì vậy, gặp trường hợp nền đá có các thớ nằm ngang, hoặc nền nghiêng về hạ lưu, có thể đào để tạo mặt trượt nghiêng về thượng lưu (hình 4-1b), hoặc đào tạo thành hình răng cưa nghiêng về thượng lưu (hình 4-1c) để làm tăng ổn định cho công trình.

Phương pháp xét lực ma sát trên mặt phá hoại cho các công thức tính toán đơn giản nhưng bỏ qua nhiều yếu tố làm tăng ổn định cho công trình (như lực dính kết trên mặt trượt) nên kết quả không phản ánh đúng thực tế, thiên về an toàn. Phương pháp này thường chỉ được dùng trong tính toán sơ bộ chọn mặt cắt đập, lựa chọn phương án.

2. Phương pháp xét đến lực chống cắt trên mặt phá hoại

Phương pháp này xét đến thực tế là lực để chống trượt trên một mặt bất kỳ không phải chỉ có ma sát, mà còn có cả lực dính kết trên mặt đó. Theo kết quả thí nghiệm, cường độ chống cắt τ ở mỗi điểm trên mặt trượt được biểu thị bằng quan hệ sau:

$$\tau = f\sigma + C, \quad (4-19)$$

Trong đó:

f và C là các đặc trưng chống cắt trên mặt phá hoại, có ý nghĩa tương tự như hệ số ma sát và lực dính đơn vị;

σ - ứng suất pháp trên mặt tính toán.

Khi tính ổn định theo phương pháp xét lực chống cắt trên mặt phá hoại, trường hợp mặt trượt nằm ngang, công thức tính hệ số an toàn về trượt như sau:

$$K_t = \frac{fP + AC}{Q} \quad (4-20)$$

Trong đó: A - diện tích mặt trượt; các ký hiệu khác như đã nêu trên.

Trường hợp mặt trượt nằm nghiêng cũng có thể vận dụng tương tự như cách thiết lập các công thức (4-17), (4-18).

So với phương pháp trên, phương pháp này phản ánh gần sát với thực tế làm việc của công trình hơn. Các hệ số f và C được xác định bằng kết quả thí nghiệm mẫu và xử lý thống kê các số liệu thí nghiệm. Cần chú ý rằng các điều kiện thí nghiệm thường khác nhiều so với tình hình làm việc thực tế của công trình, do đó các trị số f và C thu được từ thực nghiệm thường là thiên lớn. Đặc biệt trị số của C trong thực tế thay đổi trong một phạm vi rộng, phụ thuộc vào tính chất nền, chất lượng xử lý mặt tiếp giáp giữa công trình và nền, và nhiều yếu tố khác. Vì vậy, trị số C trong tính toán phải lấy nhỏ hơn trị số thu được từ thí nghiệm. Ví dụ theo quy phạm Liên Xô, trị số C tính toán chỉ lấy khoảng $30 \div 40\%$ kết quả thí nghiệm.

§4.3. ỔN ĐỊNH CỦA CÔNG TRÌNH THUỶ LỢI XÂY TRÊN NỀN ĐẤT

I. Những vấn đề chung

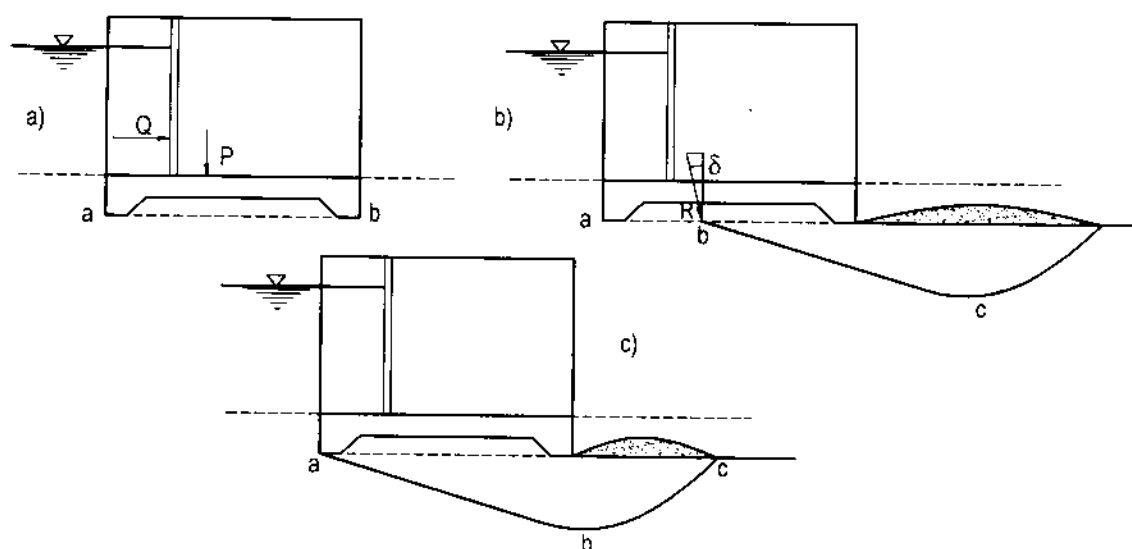
Các công trình thủy lợi thông thường chịu tác dụng của tải trọng nằm ngang tương đối lớn; nền công trình thường chịu tác dụng của lực thấm. Trong thiết kế phải tính toán đảm bảo an toàn ổn định của công trình và nền của nó dưới tác dụng của các tổ hợp lực khác nhau. Trong phần này xét đến vấn đề ổn định trượt.

1. Hình dạng mặt trượt. Ở công trình xây dựng trên nền đất, chịu tác dụng của tải trọng đứng và ngang, có thể hình thành các dạng mặt trượt sau đây:

- Trượt phẳng (hình 4-2a), xảy ra khi đất ở mặt tiếp giáp giữa công trình và nền bị phá hoại, còn đất trong nền còn ở trạng thái cân bằng bền.
- Trượt hỗn hợp (hình 4-2b), mặt trượt bao gồm một phần của mặt tiếp xúc giữa công trình và nền và một phần khoét sâu vào nền - ở đó đất nền bị phá hoại và bị ép trôi lên.
- Trượt sâu (hình 4-2c), mặt trượt ăn sâu vào nền trong phạm vi toàn công trình trong phạm vi khối trượt, đất nền bị phá hoại và bị ép trôi lên.

2. Phán đoán khả năng trượt

Việc tính toán trượt tổng thể công trình và nền được tiến hành theo trạng thái giới hạn thứ nhất. Khả năng hình thành mặt trượt phụ thuộc vào nhiều yếu tố: ứng suất tăng thêm trong nền, cường độ chống cắt của đất và tốc độ tiêu tán áp lực nước lỗ rỗng trong nền khi xây dựng công trình (gia tải).



Hình 4-2: Các dạng mặt trượt khi công trình xây trên nền đất

a) Trượt phẳng; b) Trượt hỗn hợp; c) Trượt sâu

Theo Quy phạm "Nền các công trình thủy công" [15], các tiêu chuẩn phán đoán khả năng trượt như sau:

a) Với nền cát, đất hòn lớn, đất có sét cứng và nửa cứng: chỉ cần tính theo sơ đồ trượt phẳng nếu thoả mãn điều kiện về chỉ số mô hình hoá:

$$N_{\sigma} = \frac{\sigma_{\max}}{B\gamma_I} < N_{\sigma}^{\lim}, \quad (4-21)$$

Trong đó:

N_{σ} - chỉ số mô hình hoá;

$\sigma_{\max}$ - ứng suất pháp lớn nhất tại điểm góc của đáy móng công trình;

B - kích thước cạnh (chiều rộng) đáy móng công trình hình chữ nhật song song với lực gây trượt (không tính chiều dài sân trước néo vào móng công trình);

γ_I - trọng lượng riêng của đất nền, khi nền nằm dưới mực nước ngầm thì cần xét đến sự đẩy nổi của nước.

$N_{\sigma}^{\lim}$ - chuẩn số không thứ nguyên, lấy bằng 1,0 đối với cát chặt và 3,0 đối với các loại đất khác.

b) Với nền đất sét dẻo, dẻo cứng và dẻo mềm: chỉ cần xét sơ đồ trượt phẳng nếu thoả mãn đồng thời các điều kiện (4-21), (4-22), (4-23):

- Điều kiện về cường độ chống cắt của nền:

$$\operatorname{tg}\psi_I = \operatorname{tg}\varphi_1 + \frac{C_I}{\sigma_{TB}} \geq 0,45; \quad (4-22)$$

- Điều kiện về tốc độ cố kết:

$$C_V^0 = \frac{K_{th}(1+e)}{a\gamma_n h_0^2} t_0 \geq 4, \quad (4-23)$$

Trong đó:

- $tg\psi_1$ - giá trị tính toán của hệ số kháng trượt;
- ϕ_1 - góc ma sát trong của đất nền;
- C_1 - lực dính đơn vị của đất nền;
- σ_{TB} - ứng suất pháp trung bình ở đáy móng công trình;
- C_V^0 - hệ số mức độ cố kết;
- K_{th} - hệ số thấm của đất nền;
- e - hệ số rỗng của đất ở trạng thái tự nhiên;
- t_0 - thời gian thi công công trình;
- a - hệ số nén của đất nền;
- γ_n - trọng lượng riêng của nước;
- h_0 - chiều dày tính toán của lớp cố kết.

c. Khi không thoả mãn các điều kiện quy định ở trên:

- Công trình trên nền đồng nhất, trong mọi trường hợp phải tính toán ổn định theo sơ đồ trượt hỗn hợp.
- Công trình chỉ chịu tải trọng thẳng đứng: tính theo sơ đồ trượt sâu.
- Công trình trên nền không đồng nhất, chịu tải trọng thẳng đứng và nằm ngang: tính theo sơ đồ trượt sâu.

II. Tính ổn định theo sơ đồ trượt phẳng

Điều kiện ổn định trượt được kiểm tra theo công thức (4-6), trong đó R và N_{tt} xác định như sau:

1. Khi mặt trượt nằm ngang

- Lực chống trượt:

$$R = Ptg\phi_1 + m_1 E_{b2} + AC_1; \quad (4-24)$$

- Lực gây trượt:

$$N_{tt} = Q \quad (4-25)$$

$$Q = T_1 + E_{Cl} - T_2, \quad (4-26)$$

Trong đó:

- P - tổng các thành phần thẳng đứng của các tải trọng tính toán (kể cả áp lực ngược);
- E_{b2} - giá trị tính toán của áp lực bị động của đất phía hạ lưu;

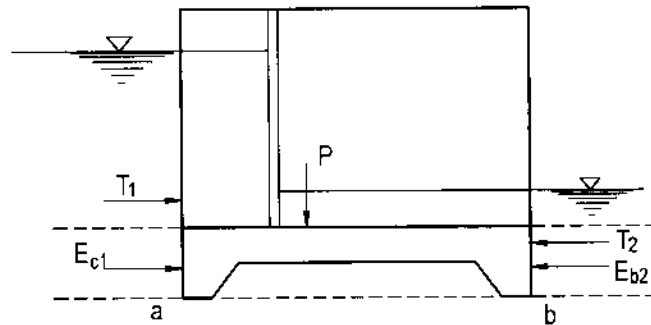
m_1 - hệ số điều kiện làm việc xét đến quan hệ giữa áp lực bị động của đất với chuyển vị ngang của công trình. Có thể lấy $m_1 = 0,7$;

A - diện tích mặt trượt (nằm ngang).

T_1, T_2 - tổng giá trị tính toán các thành phần nằm ngang của các lực chủ động từ phía thượng, hạ lưu công trình, trừ áp lực chủ động của đất;

E_{c1} - giá trị tính toán của áp lực chủ động của đất từ phía thượng lưu;

Các đại lượng khác như đã giải thích ở trên.



Hình 4-3: Sơ đồ tính toán trượt phẳng

2. Khi mặt trượt nằm nghiêng

Trường hợp mặt trượt nghiêng về thượng lưu:

- Lực chống trượt:

$$R = (P' \cos \beta + Q \sin \beta - W_{dn}) \tan \varphi_1 + m_1 E_{b2} \cos \beta + A' C_1; \quad (4-27)$$

- Lực gây trượt:

$$N_u = Q \cos \beta - P' \sin \beta. \quad (4-28)$$

Trong đó:

P' - tổng các thành phần thẳng đứng của các tải trọng tính toán, không kể áp lực nước đẩy ngược;

W_{dn} - tổng áp lực đẩy ngược lên mặt trượt (bao gồm áp lực thấm và thủy tĩnh).

β - góc giữa phương mặt trượt và phương nằm ngang;

A' - diện tích mặt trượt (nằm nghiêng);

Các ký hiệu khác như đã nêu trên.

Trường hợp mặt trượt nghiêng về hạ lưu cũng được tính theo cách tương tự.

III. Tính ổn định theo sơ đồ trượt hỗn hợp

Sơ đồ mặt trượt như trên hình (4-4). Trường hợp này chiều rộng móng được chia thành 2 phần: phần có chiều rộng B_1 thuộc phạm vi trượt sâu; phần có chiều rộng B_2 thuộc phạm vi trượt phẳng. Công thức kiểm tra ổn định vẫn theo (4-6), trong đó:

1. **Lực gây trượt:** $N_{tt} = Q$;

2. **Lực chống trượt**

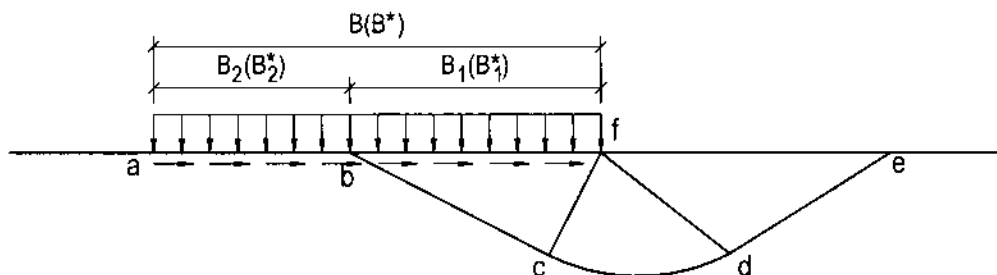
$$R = (\sigma_{TB} \tan \varphi_1 + C_1) B_2 L + \tau_{gh} B_1 L, \quad (4-29)$$

Trong đó:

τ_{gh} - ứng suất tiếp giới hạn tại phần trượt ép trôi;

L - chiều dài đáy móng chữ nhật (thẳng góc với lực gây trượt), khi xét cho bài toán phẳng thì lấy $L = 1$;

σ_{TB} - ứng suất đáy móng trung bình trong phạm vi B_2 .

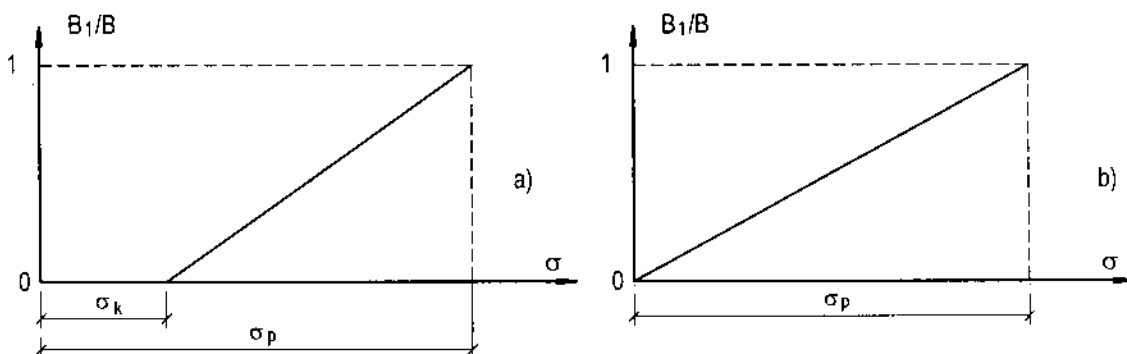


Hình 4-4: Sơ đồ tính toán trượt hỗn hợp

Phương pháp xác định τ_{gh} được trình bày trong [15].

Giá trị B_1 phải được xác định theo giá trị $\sigma_{TB} = \frac{P}{BL}$ trên các đồ thị trong hình 4-5.

Khi lực pháp tuyến P lệch tâm về phía hạ lưu thì các giá trị B , B_1 , B_2 trong công thức (4-29) phải lấy bằng B^* , B_1^* , B_2^* , trong đó $B^* = B - 2e_p$; $B_1^* = B_1 \frac{B^*}{B}$; e_p - độ lệch tâm về hạ lưu của lực P . Độ lệch tâm về phía thượng lưu không xét đến trong tính toán.



Hình 4-5: Các đồ thị để xác định chiều rộng B_1

a) Đất có $\tan \psi_1 > 0,45$; b) Đất có $\tan \psi_1 \leq 0,45$

Trên hình (4-5): $\sigma_k = N_{\sigma}^{lim} B \gamma_I$; σ_p - ứng suất pháp trung bình tại đáy móng công trình mà tại đó xảy ra sự phá hoại nền chỉ do tải trọng thẳng đứng, xác định theo [15].

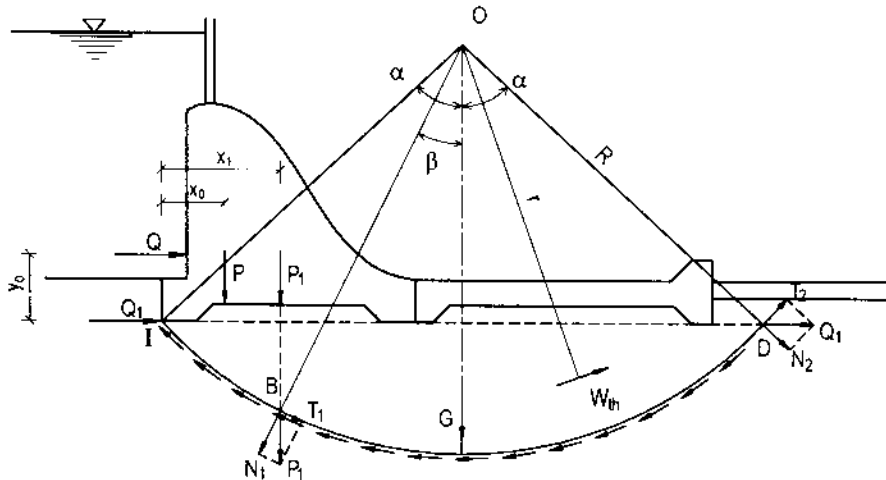
IV. Tính ổn định theo sơ đồ trượt sâu

Tùy theo cấu tạo địa chất nền, mặt trượt sâu có thể có hình dạng bất kỳ. Trong tính toán, để đơn giản thường giả thiết mặt trượt xấp xỉ theo một đường cong có hình dạng xác định.

Khi đất nền đồng chất có thể tính theo phương pháp nêu trong [15].

Với mọi loại nền, có thể áp dụng phương pháp gần đúng của M.M.Grisin để tính toán. Theo phương pháp này, xem mặt trượt (trong bài toán phẳng) là một cung tròn đi qua điểm đầu của đáy móng công trình; xem công trình là một khối không biến dạng gắn chặt vào nền và kiểm tra hệ số an toàn chống trượt cho toàn khối công trình + nền. Hệ số an toàn ổn định cho phép được xác định theo (4-7).

1. Trường hợp nền đồng chất (hình 4-6)



Hình 4-6: Sơ đồ tính ổn định trượt sâu khi nền đồng chất

Các lực tác dụng bao gồm:

- Hợp lực P của các lực thẳng đứng (trọng lượng công trình, sân sau, nước trên công trình...), có tay đòn đến điểm đầu cung trượt (điểm I) là x_0 .
- Hợp lực Q của các lực nằm ngang, có tay đòn đến điểm I là y_0 .
- Trọng lượng đất nằm trong cung trượt, tính theo dung trọng đẩy nổi:

$$G = \gamma_{dn} \left(\frac{\pi \alpha^0}{180^0} - \sin \alpha \cos \alpha \right) R^2; \quad (4-30)$$

- Áp lực thấm trong phần cung trượt - áp lực này là hợp của các lực thấm phân bố tác dụng tại từng ô của lưới thấm; có thể tính gần đúng:

$$W_{th} = \sum \gamma_n J_i \Omega_i; \quad (4-31)$$

Trong đó:

- γ_n - trọng lượng riêng của nước;
- J_i - gradien thấm tại ô lưới thứ i ;
- Ω_i - diện tích ô lưới thứ i .

Hợp lực W_{th} có cánh tay đòn đến O là r .

Ta dời song song hệ lực (P, Q) đến vị trí mới (P_1, Q_1) có Q_1 đi qua điểm I, khi đó hệ lực mới có các cường độ $P_1 = P$; $Q_1 = Q$; điểm đặt của P_1 xác định bởi tay đòn đến điểm I là: $x_1 = x_0 + \frac{Q}{P} y_0$.

Tiếp theo, trượt lực P_1 dọc theo giá của nó cho đến khi cắt cung trượt tại B; phân tích lực P_1 ra hai thành phần:

- Thành phần theo hướng pháp tuyến với cung trượt: $N_1 = P \cos \beta$;
- Thành phần theo hướng tiếp tuyến với cung trượt: $T_1 = P \sin \beta$.

Tương tự, trượt lực Q_1 dọc theo giá của nó cho đến khi cắt cung trượt (phía cuối) tại D; phân tích lực Q_1 ra hai thành phần:

- Thành phần theo hướng pháp tuyến với cung trượt: $N_2 = Q \sin \alpha$;
- Thành phần theo hướng tiếp tuyến với cung trượt: $T_2 = Q \cos \alpha$.

Xét trường hợp cân bằng giới hạn, lực tác dụng lên cung trượt gồm có:

- Các lực ma sát do lực theo hướng pháp tuyến sinh ra:

$$S_1 = N_1 \operatorname{tg} \varphi = P \cos \beta \operatorname{tg} \varphi;$$

$$S_2 = N_2 \operatorname{tg} \varphi = Q \sin \alpha \operatorname{tg} \varphi;$$

$$S_3 = \sigma \operatorname{tg} \varphi; \quad \varphi - \text{góc ma sát trong của đất nền.}$$

- Lực dính dọc theo cung trượt: $C = 2\alpha R c$,

Trong đó:

- $2\alpha R$ - chiều dài cung trượt;
- c - lực dính đơn vị.

Hệ số an toàn ổn định được xác định theo công thức:

$$K_{at} = \frac{M_{ct}}{M_{gt}}, \quad (4-32)$$

Trong đó:

M_{ct} - mômen chống trượt:

$$M_{ct} = S_1 R + S_2 R + S_3 R + 2\alpha R c R;$$

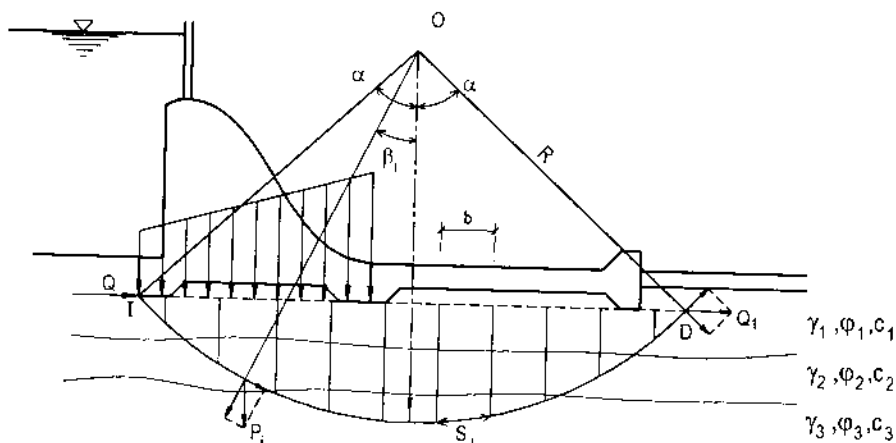
M_{gt} - mômen gây trượt:

$$M_{gt} = T_1 R + T_2 R + W_{thr}$$

Thay vào (4-32) được:

$$K_{at} = \frac{(P \cos \beta + Q \sin \alpha + G) \operatorname{tg} \varphi + 2 \alpha R c}{Q \cos \alpha + P \sin \beta + W_{\mu} r / R} \quad (4-33)$$

2. Trường hợp nền không đồng chất (hình 4-7)



Hình 4-7: Sơ đồ tính toán ổn định chống trượt khi nền không đồng chất.

Nếu cung trượt đi qua nhiều lớp đất có các chỉ tiêu cơ lý khác nhau (γ , ϕ , C) thì phải chia khối trượt thành nhiều dải thẳng đứng có chiều rộng b bằng nhau và xét cân bằng giữa tổng số các mômen chống trượt và đẩy trượt của các dải đất đó do lực thẳng đứng truyền xuống đáy dải là:

$$P_i = P_i^n + P_i^d$$

Trong đó:

P_i^n - tải trọng thẳng đứng do phần áp lực ngoài tác dụng trên mặt đỉnh dải, có thể là do áp lực đáy móng hay trọng lượng sân sau gây ra;

P_i^d - trọng lượng dải đất:

$$P_i^d = b(\gamma_1 Z_1 + \gamma_2 Z_2 + \dots)_i,$$

Với $\gamma_1, \gamma_2 \dots$ tương ứng là trọng lượng riêng của phần đất có chiều dày $Z_1, Z_2, \dots$ trong phạm vi dải đang xét.

P_i cũng được phân tích ra các thành phần theo hướng pháp tuyến và tiếp tuyến với cung trượt:

- Hướng pháp tuyến: $N_i = P_i \cos \beta_i$;

- Hướng tiếp tuyến: $T_i = P_i \sin \beta_i$;

Trong đó: β_i - góc định vị của dải, xem hình 4-7.

Tổng lực ngang Q cũng được dời xuống mặt nền, trượt về điểm cuối cung trượt và phân tích ra hai thành phần theo hướng pháp tuyến và tiếp tuyến với cung trượt như đã làm với trường hợp trên.

Hệ số an toàn chống trượt tính theo (4-32) sẽ là:

$$K_{at} = \frac{\sum P_i \cos \beta_i \operatorname{tg} \varphi_i + \sum C_i S_i + Q \sin \alpha \operatorname{tg} \varphi_i}{\sum P_i \sin \beta_i + Q \cos \alpha} \quad (4-34)$$

Trong đó:

φ_i, C_i - góc ma sát trong và lực dính đơn vị của lớp đất dưới đáy dải thứ i ;

S_i - chiều dài đáy dải thứ i .

Hệ số an toàn cho phép được xác định theo (4-7).

§4.4. ỔN ĐỊNH CỦA ĐẬP ĐẤT

Đập đất là công trình chắn nước có mặt cắt hình thang, mái dốc tương đối thoải, trọng lượng đập lớn, khó có thể bị nước đẩy trượt theo phương ngang. Sự mất ổn định về trượt của đập chỉ có thể là trượt mái hoặc mái cùng với một phần của nền.

Trong tính toán cần xét đến các trường hợp sau:

1. Đập trong thời kỳ thi công, và khi vừa đắp xong.
2. Khi hồ đã chứa nước với các mực nước thượng hạ lưu khác nhau.
3. Khi mực nước trong hồ rút nhanh.

Các sơ đồ và công thức tính toán được trình bày ở §6.5.

Chương 5

MỘT SỐ VẤN ĐỀ THUỶ LỰC CỦA CÔNG TRÌNH THÁO NƯỚC

§5.1. THÁO NƯỚC QUA CÔNG TRÌNH THUỶ LỢI

Nước được tháo qua công trình thủy lợi trong nhiều trường hợp khác nhau.

Ở các cụm công trình đầu mối thủy lợi, phải xây dựng công trình tháo nước để xả nước thừa trong mùa lũ, đảm bảo an toàn cho toàn bộ đầu mối; để tháo cạn hồ chứa khi cần thiết, xả bùn cát hay tháo nước thường xuyên xuống hạ lưu. Có thể có những công trình tháo nước thực hiện những chức năng khác nhau như tháo lũ và tháo nước thường xuyên; tháo lũ khai thác kết hợp dẫn dòng thi công v.v...

Công trình tháo nước cũng được áp dụng trên hệ thống kênh khi xả nước thừa ra khỏi kênh, hay tháo lũ sườn dốc cắt qua tuyến kênh.

Một trong những yếu tố quyết định lưu tốc dòng chảy trên công trình tháo nước là cột nước công tác của nó tức chênh lệch mực nước thượng hạ lưu (Z_{ct}) khi công trình tháo nước làm việc. Theo trị số của Z_{ct} , có thể phân thành công trình tháo nước có cột nước thấp ($Z_{ct} < 10m$), cột nước trung bình ($Z_{ct} = 10 \div 20m$) và cột nước cao ($Z_{ct} > 20m$).

Ở công trình tháo nước có cột nước thấp, lưu tốc dòng nước trên đó không lớn, ít xuất hiện các hiện tượng thủy lực phức tạp như sóng xung kích, hàm khí, khí thực... Ngược lại, ở các công trình tháo nước có cột nước trung bình và cao, lưu tốc dòng chảy trên đó lớn (có thể đạt tới $35 \div 40m/s$ hoặc hơn nữa), dòng chảy rất "nhạy cảm" với những thay đổi ở đường biên công trình; các hiện tượng thủy lực như sóng xiên, hàm khí, khí thực, mạch động... có thể diễn ra mãnh liệt, ảnh hưởng đến sự làm việc an toàn của công trình. Vì vậy trong tính toán thiết kế, chúng cần được xem xét, đánh giá đúng mức và đề ra các biện pháp xử lý khi cần thiết.

Trong chương này trình bày một số vấn đề thủy lực của công trình tháo nước khi dòng chảy trên đó có lưu tốc cao. Các vấn đề về khả năng tháo nước, nối tiếp và tiêu năng sau các công trình tháo sẽ được trình bày cụ thể trong các chương tương ứng.

§5.2. MẠCH ĐỘNG CỦA DÒNG CHẢY TRÊN CÔNG TRÌNH THÁO NƯỚC

I. Khái niệm

Mạch động là sự dao động của giá trị các thông số chảy (lưu tốc, áp lực, độ sâu...) xung quanh giá trị trung bình thời gian.

Có thể biểu diễn giá trị tức thời của các thông số chảy qua trị số trung bình thời gian và giá trị mạch động của chúng. Ví dụ:

- Lưu tốc:

$$u = \bar{u} + u', \quad (5-1)$$

- Áp suất:

$$p = \bar{p} + p', \quad (5-2)$$

Trong đó:

u, p - trị số tức thời của lưu tốc, áp suất tại điểm đang xét trong dòng chảy;

$\bar{u}, \bar{p}$ - trị số trung bình thời gian của u, p ;

u', p' - mạch động của lưu tốc, áp suất;

Trị số của u', p' có thể là dương, âm hoặc bằng không.

II. Nguyên nhân

Sự hình thành mạch động có liên quan đến các biên của dòng chảy: sự thay đổi mực nước thượng, hạ lưu, tác động của sóng, gió trong hồ chứa, ảnh hưởng của độ nhám lòng dẫn... Có rất nhiều yếu tố có thể ảnh hưởng đến dòng chảy trên công trình tháo nước. Và sự tổ hợp của các yếu tố này là có tính ngẫu nhiên. Kết quả là các thông số của dòng chảy cũng sẽ biến đổi một cách ngẫu nhiên. Tuy vậy, sự biến đổi đó vẫn tuân theo những quy luật nhất định mà việc nghiên cứu lý thuyết và thực nghiệm đã dần làm sáng tỏ.

III. Ảnh hưởng

Mạch động ảnh hưởng đến dòng chảy và công trình trên nhiều mặt. Các ảnh hưởng quan trọng nhất là:

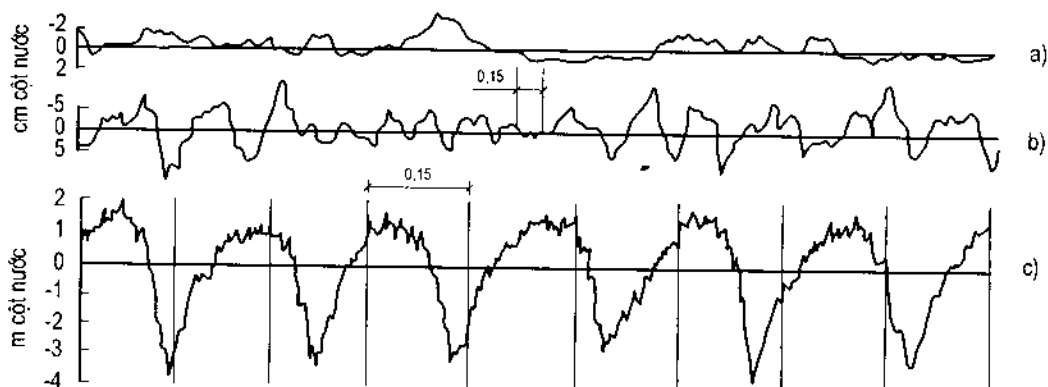
1. Thay đổi tải trọng lên bề mặt công trình

Trên hình 5-1 mô tả diễn biến theo thời gian của áp suất lên đáy lòng dẫn. Thành lòng dẫn cũng chịu sự thay đổi của áp suất kiểu tương tự. Kết quả là áp lực lên bề mặt công trình luôn luôn thay đổi. Điều này có ảnh hưởng đến ổn định và độ bền của kết cấu.

- Khi đáy lòng dẫn (đốc nước, bể tiêu năng, sân sau) là các tấm làm việc độc lập thì sự hạ thấp đột ngột áp lực thủy động lên đó có thể làm cho tấm bị mất ổn định do đẩy nổi. Ngược lại, khi áp lực đột ngột gia tăng có thể làm cho tấm bị nứt vỡ do ứng suất kéo tại một số điểm vượt quá giới hạn.

- Khi thành lòng dẫn là các tường làm việc độc lập (không nối liền với bản đáy) thì sự hạ thấp đột ngột áp lực thủy động lên tường có thể làm cho nó bị mất cân bằng và bị đẩy trượt về phía trước; ứng suất trong tường cũng có những thay đổi theo hướng bất lợi.

- Đối với các ống có áp, sự thay đổi áp lực nước lên thành ống theo cả hai hướng (tăng hay giảm) đều dẫn đến bất lợi: áp lực tăng sẽ làm tăng ứng suất kéo trong thành ống; áp lực giảm có thể làm phát sinh chân không gây bẹp ống...



Hình 5-1: Mạch động áp lực có trong dòng chảy rối (đo trong máng thí nghiệm).

a) Vị trí sau nước nhảy, trên trục đáy máng; b) Ở phần giữa nước nhảy, trước hố tiêu năng; c) Trong ống xả của turbin cánh quay.

2. Gây rung động

Sự thay đổi tải trọng sẽ dẫn đến hệ quả là gây rung động công trình. Sự rung động mạnh có thể dễ dàng nhận ra ở các kết cấu mảnh như các tấm chắn, tấm lát. Và nếu kết cấu có tần số dao động tự do xấp xỉ bằng tần số dao động cưỡng bức do mạch động gây ra thì có thể phát sinh cộng hưởng làm đổ vỡ công trình.

Rung động mạnh cũng ảnh hưởng đến độ bền của các khớp nối. Điều này cần lưu ý đối với các công trình chôn sâu dưới đất như đường hầm, cống ngầm.

3. Làm thay đổi mực nước

Sự gia tăng mực nước trong lòng dẫn có thể dẫn đến tràn bờ các công trình tháo nước kiểu hở, ảnh hưởng đến an toàn công trình.

4. Ảnh hưởng đến sự khí hoá dòng chảy

Tại các thời điểm mà mạch động áp suất có "đỉnh âm" thì có thể sinh ra chân không, làm cho dòng chảy bị khí hoá, có thể dẫn đến khí thực làm hư hỏng thành lòng dẫn (xem §5.4).

5. Ảnh hưởng đến sự xói lòng dẫn

Ở đoạn lòng dẫn sau nước nhảy, lưu tốc đáy có trị số lớn. Gặp các "đỉnh dương" của mạch động lưu tốc, trị số lưu tốc tức thời của dòng chảy có thể vượt quá lưu tốc khởi động của vật liệu đáy và mái lòng dẫn. Hiện tượng xói hạ lưu xảy ra rất phổ biến ở các đường tràn, các cống tưới, tiêu đầu mối và trên hệ thống (hình 5-2).



Hình 5-2: Xói ở hạ lưu cống vùng triều (cống Nhất Đồi - Nam Định)

IV. Phương pháp tính toán

Do mạch động mang đặc trưng của hàm ngẫu nhiên, để xác định nó cần biết các thông số quan trọng như trị số tiêu chuẩn (σ), biên độ cực đại (A) và tần số (f).

1. Trị số tiêu chuẩn mạch động

Đây là trị số quân phương của các giá trị tức thời của mạch động. Chẳng hạn, với mạch động áp suất:

$$\sigma_p = \sqrt{\sum_{i=1}^n (p'_i)^2 / n}, \quad (5-3)$$

Trong đó:

n - số lần đo;

p'_i - trị số mạch động áp suất ở lần đo thứ i .

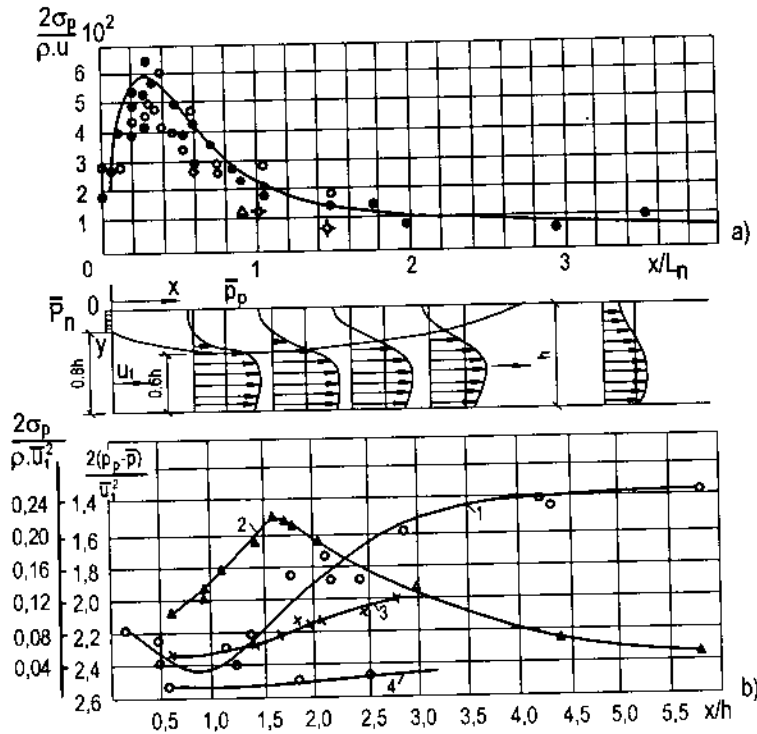
Việc xác định các trị số p'_i được thực hiện nhờ máy tự ghi có đường ống truyền áp nối với điểm cần đo. Các kết quả đo được xử lý trên máy vi tính.

Giá trị tiêu chuẩn mạch động áp suất của một số loại công trình được trình bày trên hình 5-3.

2. Biên độ mạch động là độ chênh lớn nhất giữa trị số cực đại (hay cực tiểu) so với trị số tiêu chuẩn của đại lượng mạch động đang xét. Vì mạch động mang đặc tính của đại lượng ngẫu nhiên nên trị số của biên độ (A) lại phụ thuộc vào tần số xuất hiện (p) của nó trong một quan hệ gọi là phổ mạch động.

Trong tính toán thông thường lấy:

$$A = 3\sigma, \quad (5-4)$$



Hình 5-3: Trị số tiêu chuẩn mạch động áp suất

a) Ở đáy lòng dẫn khi có nước nhảy hoàn chỉnh: x - khoảng cách từ mặt cắt đo đến vị trí đầu nước nhảy; L_n : Chiều dài nước nhảy; ρ : Khối lượng riêng của nước; $\bar{u}$: Lưu tốc trung bình mặt cắt đầu nước nhảy. b) Áp suất bình quân $\bar{p}$ (o) khi mở van với $a = 0,8h$ (1) và tiêu chuẩn mạch động áp suất σ_p trên trần cống xả, khi độ mở $a/h = 0,8$ (2); $0,5$ (3) và $0,2$ (4); p_n áp suất trước cửa van.

Trong đó: A - biên độ mạch động;

σ - tiêu chuẩn mạch động.

Trong những trường hợp yêu cầu độ an toàn cao hơn, có thể lấy: $A = 4\sigma$.

Các cực trị của đại lượng X đang xét sẽ là:

$$X_{\max, \min} = \bar{X} \pm A_X, \quad (5-5)$$

Trong đó: $\bar{X}$ - giá trị trung bình thời gian của X ;

A_X - biên độ mạch động của đại lượng X .

3. Tần số mạch động

Đối với dao động điều hoà thì tần số f có giá trị không đổi, còn đối với mạch động thì f chỉ là giá trị tương đối.

Dòng chảy qua công trình có hai loại mạch động: mạch động lớn và mạch động nhỏ (xem hình 5-1). Mạch động nhỏ thì tần số xuất hiện cao; mạch động lớn thì tần số xuất hiện thấp.

Tần số mạch động có ý nghĩa lớn khi xét rung động của công trình. Chẳng hạn, dòng chảy qua đập tràn có tần số mạch động bình quân $f = (20 \div 30)\text{Hz}$, cao hơn nhiều so với tần số dao động riêng của đập nên không thể gây ra cộng hưởng. Đối với các bộ phận công trình có kết cấu thanh mảnh thì tần số dao động riêng (f_0) sẽ lớn, khi đó cần quan tâm đến khả năng cộng hưởng. Tuy nhiên, điều này thường rất ít xảy ra với các bộ phận của công trình tháo nước.

§5.3. HÀM KHÍ VÀ THOÁT KHÍ

I. Khái niệm

Hàm khí là sự lôi cuốn các bọt khí vào dòng chảy, và kết quả là hình thành chuyển động của hỗn hợp nước - khí.

Hàm khí có thể phát triển từ bề mặt dòng chảy do sự lôi cuốn các bọt khí vào qua mặt thoáng. Hàm khí cũng có thể xuất hiện từ trong dòng chảy do sự giải phóng các khí hoà tan trong nước khi còn ở hồ chứa.

Hàm khí thường bắt đầu xuất hiện khi dòng chảy có lưu tốc lớn. Quá trình xâm nhập của các bọt khí vào dòng nước thông qua mặt thoáng gọi là tự hàm khí. Cũng có trường hợp không khí bị hút vào dòng nước không phải từ mặt thoáng mà từ các xoáy hình thành khi đường biên công trình có thay đổi đột ngột. Ngoài ra, có thể làm các thiết bị để phun khí trực tiếp vào dòng nước. Trường hợp này gọi là tiếp khí.

Khi dòng hàm khí đi vào đoạn có lưu tốc giảm, các bọt khí sẽ dần thoát ra khỏi dòng nước và nổi lên trên mặt, đó là hiện tượng thoát khí.

II. Các thông số đặc trưng

Người ta sử dụng các thông số đặc trưng cho lượng chứa không khí hoặc nước trong một thể tích chất lỏng ở một thời điểm đã cho, hay trong giới hạn của một lớp xác định của chất lỏng.

1. *Hệ số chứa khí* là tỷ số thể tích không khí dW so với thể tích của hỗn hợp nước - khí dW_c trong một thể tích phân tố:

$$S = \frac{dW}{dW_c} = \frac{dW}{dW + dW_n}, \quad (5-6)$$

Trong đó dW_n là thể tích nước trong thể tích phân tố đang xét.

2. *Hệ số chứa nước* là tỷ số giữa thể tích nước dW_n và thể tích hỗn hợp nước - khí dW_c trong thể tích phân tố đang xét:

$$S_n = \frac{dW_n}{dW_c} \quad (5-7)$$

$$\text{Từ (5-6) và (5-7) ta có: } S + S_n = 1 \quad (5-8)$$

Khi $S = 0$ thì $S_n = 1$, trong thể tích phân tố chỉ có nước.

Khi $S = 1$ thì $S_n = 0$, trong thể tích phân tố chỉ có không khí.

3. **Tỷ lệ hàm khí** là tỷ số giữa thể tích không khí dW và thể tích nước dW_n trong một thể tích phân tố:

$$\beta_k = \frac{dW}{dW_n} \quad (5-9)$$

Các đại lượng S , S_n , β_k đặc trưng cho dòng chảy tại một điểm nào đó - chúng là những đặc trưng cục bộ. Các đặc trưng tích phân của dòng chảy hàm khí tại một mặt cắt đã cho trên toàn chiều sâu của nó hay trong giới hạn của một lớp xác định chính là các hệ số trung bình $\bar{S}$, $\bar{S}_n$, $\bar{\beta}_k$. Ví dụ hệ số chứa khí trung bình trên mặt cắt của dòng chảy phẳng là:

$$\bar{S} = \frac{W}{W + W_n} = \frac{1}{h} \int_0^h S(y) dy \quad (5-10)$$

Biểu thức $\bar{\beta}_k$ cũng có dạng tương tự.

Quan hệ giữa các thông số đặc trưng của dòng hàm khí như sau:

$$\bar{S} + \bar{S}_n = 1; \quad \frac{\bar{S}}{\bar{S}_n} = \frac{\bar{\beta}_k}{(1 + \bar{\beta}_k)}; \quad \bar{\beta}_k = \frac{\bar{S}}{(1 - \bar{S})}.$$

III. Ảnh hưởng của sự hàm khí đến công trình

Có những ảnh hưởng bất lợi, và cũng có ảnh hưởng có lợi. Cụ thể như sau:

1. Sự hàm khí làm tăng thể tích hỗn hợp nước - khí, dẫn đến làm tăng chiều sâu dòng chảy không áp, và người thiết kế phải tính trước độ gia tăng này để chọn chiều cao thành lòng dẫn không áp cho phù hợp. Còn với các lòng dẫn có áp thì phải tăng diện tích mặt cắt đường dẫn.

2. Sự hàm khí các tia dòng phóng xuống hạ lưu sẽ làm giảm tầm phóng của tia và tạo ra các đám mây bụi nước làm ảnh hưởng đến điều kiện vận hành các thiết bị cơ điện (do tăng độ ẩm), và gây bất lợi cho ổn định của các mái bờ dốc nối tiếp với công trình.

3. Việc gia tăng hàm lượng khí trong nước có tác dụng hạn chế khả năng xâm thực lòng dẫn (khí thực - xem §5.4).

4. Dòng nước có hàm khí từ các tia phóng xa ít có khả năng gây xói hạ lưu hơn là dòng nước không hàm khí.

5. Sự thoát khí ảnh hưởng nhiều đến điều kiện làm việc của đường tháo nước kín. Bọt khí thoát ra sẽ tụ lại dẫn thành bọc khí trên trần đường tháo, làm giảm mặt cắt ướt của dòng chảy, sinh ra hiện tượng nước va, và hiện tượng nổ các bọc khí khi chúng thoát ra khỏi đường dẫn.

IV. Tính toán hàm khí

1. Tiêu chuẩn bắt đầu hàm khí

Ngoài các trường hợp tiếp khí, dòng chảy tự nhiên trong lòng dẫn hở sẽ bắt đầu hàm khí khi lưu tốc của nó vượt quá một trị số nhất định gọi là lưu tốc giới hạn hàm khí V_{gh} .

Theo nghiên cứu của Voinhitr - Xianôjenxki, giới hạn hàm khí xác định như sau [10]:

$$V_{gh} = 20,8 \sqrt{R} (1 + i^2)^{0,25} (1 - \sqrt{\lambda})^{-1}, \quad (5-11)$$

Trong đó:

i - độ dốc đáy;

R - bán kính thủy lực;

λ - hệ số sức cản thủy lực.

2. Tính toán chiều sâu của dòng chảy không áp có hàm khí

Chiều sâu dòng chảy có hàm khí phụ thuộc vào tỷ lệ hàm khí β_k .

Trị số trung bình của β_k phụ thuộc vào đặc trưng động học của dòng chảy (V hoặc Fr).

- Theo tài liệu thí nghiệm của Straup và Anderson:

$$\bar{\beta}_k = 0,12 \sqrt{Fr - 25}, \quad (5-12)$$

Trong đó: $\bar{\beta}_k$ là trị số trung bình của β_k .

- Theo công thức kinh nghiệm được trình bày trong quy phạm thiết kế tràn xả lũ của Trung Quốc SDJ 341 - 89:

$$\bar{\beta}_k = V/100, \quad (5-13)$$

Trong đó: V - lưu tốc trung bình mặt cắt.

Khi lòng dẫn là chữ nhật ta có:

$$h_{hk} = (1 + \bar{\beta}_k)h \quad (5-14)$$

Ở đây: h_{hk} - độ sâu dòng có hàm khí;

h - độ sâu dòng không có hàm khí.

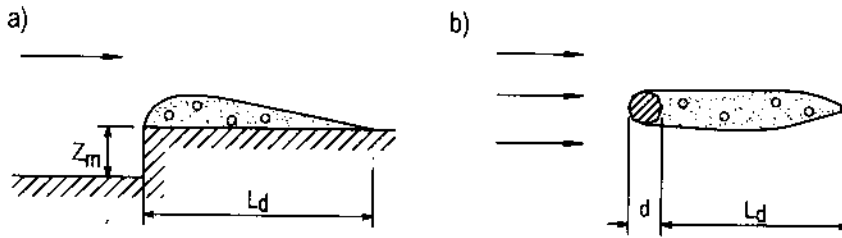
§5.4. KHÍ HOÁ VÀ KHÍ THỰC

I. Khái niệm

1. Khí hoá

Khí hoá là hiện tượng phát sinh trong chất lỏng khi áp lực trong đó hạ đến một giới hạn mà ứng với nó chất lỏng bị mất đi tính toàn khối. Sự bắt đầu của khí hoá được đặc trưng bởi việc xuất hiện các bọt li ti chứa đầy khí và hơi của chất lỏng đang xét. Khi khí hoá

tiếp tục phát triển, các bọt hơi hình thành tập trung trong một phạm vi nhất định gọi là đước khí (hình 5-4) với chiều dài đặc trưng L_d .



Hình 5-4: Sự hình thành đước khí

a) Khi chảy bao quanh bậc lồi; b) Khi chảy bao quanh hình trụ

Như vậy điều kiện để có khí hoá trong chất lỏng là:

$$p \leq p_{pg} , \quad (5-15)$$

Trong đó:

p - áp suất tuyệt đối tại điểm xét;

p_{pg} - trị số áp suất tuyệt đối giới hạn mà ứng với nó, chất lỏng bắt đầu hoá khí.

Trị số của p_{pg} phụ thuộc vào loại chất lỏng và nhiệt độ môi trường. Đối với công trình thuỷ lợi, chất lỏng được xét là nước.

Nếu dùng đại lượng cột nước đo áp để biểu thị áp suất trong chất lỏng, tức $H = p/\gamma$, trong đó γ là trọng lượng riêng của nước, thì công thức (5-15) sẽ là:

$$H \leq H_{pg} , \quad (5-16)$$

Ở đây: H - cột nước đo áp toàn phần tại điểm xét;

H_{pg} - cột nước đo áp phân giới.

Trị số của H_{pg} theo nhiệt độ môi trường như ở bảng 5-1.

Bảng 5-1: Trị số H_{pg} của nước

Nhiệt độ ($^{\circ}\text{C}$)	5	10	15	20	25	30	40
H_{pg} (m)	0,09	0,13	0,17	0,24	0,32	0,44	0,75

2. Hệ số khí hoá

Trong tính toán thực tế, việc sử dụng công thức (5-15) hay (5-16) để xác định hiện trạng khí hoá trong dòng chảy có gặp khó khăn do trị số của p hay H mang tính cục bộ và tức thời, thay đổi theo từng vị trí điểm xét và theo trị số áp suất mạch động trong dòng chảy.

Để tiện hơn ta sử dụng một đại lượng khác gọi là hệ số khí hoá, nó được định nghĩa như sau:

$$K = \frac{H_{DT} - H_{pg}}{v_{DT}^2 / 2g}, \quad (5-17)$$

Trong đó:

K - hệ số khí hoá, đặc trưng cho vật chảy bao;

H_{DT} - cột nước đo áp toàn phần đặc trưng của dòng chảy tại vị trí gần vật chảy bao;

v_{DT} - lưu tốc trung bình thời gian đặc trưng của dòng chảy tại vị trí gần vật chảy bao;

g - gia tốc trọng trường.

Sử dụng khái niệm hệ số khí hoá, điều kiện khí hoá tại một vật chảy bao sẽ là:

$$K \leq K_{pg}, \quad (5-18)$$

Trong đó: K_{pg} là hệ số khí hoá phân giới đặc trưng cho vật chảy bao; K_{pg} chính là trị số của K trong trường hợp bọt khí bắt đầu hình thành (được ghi nhận bằng mắt thường, hay các thiết bị đo).

3. Giai đoạn khí hoá

Để đánh giá mức độ phát triển của khí hoá dòng chảy, người ta sử dụng một đại lượng gọi là hệ số giai đoạn khí hoá:

$$\theta_k = \frac{K}{K_{pg}} \quad (5-19)$$

Nếu: $(0,7 \div 0,8) < \theta_k \leq 1$: giai đoạn bắt đầu khí hoá.

$(0,1 \div 0,2) < \theta_k \leq (0,7 \div 0,8)$: giai đoạn khí hoá mạnh.

$\theta_k \leq (0,1 \div 0,2)$: giai đoạn siêu khí hoá.

Giai đoạn khí hoá có ảnh hưởng rất lớn đến khả năng xâm thực vật liệu (hình 5-7).

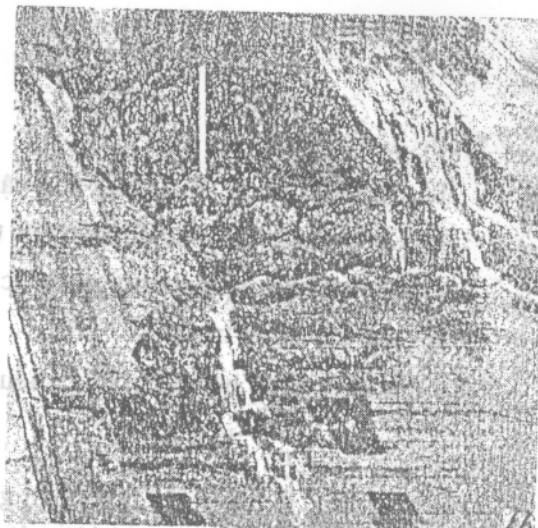
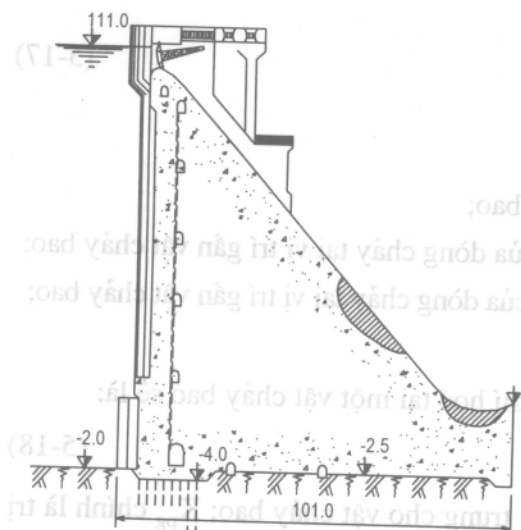
4. Khí thực

Khi khí hoá đủ mạnh và duy trì một thời gian nhất định thì sẽ dẫn đến làm bong tróc vật liệu, phá huỷ thành rắn. Đó là hiện tượng khí thực.

Nhiều thí nghiệm trong phòng và quan sát thực tế cho thấy trong những điều kiện nhất định, khí thực có khả năng phá hoại cả những vật liệu khá bền như bê tông mác cao, sắt, thép, lớp bọc bằng chất dẻo...

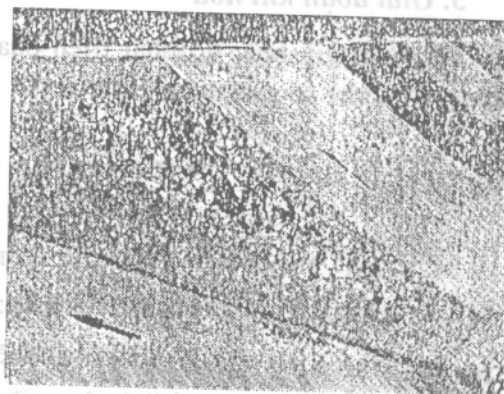
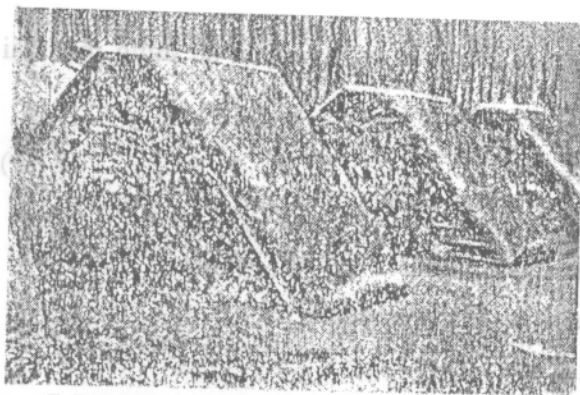
Có nhiều giả thiết khác nhau về cơ chế phá hoại vật liệu do khí thực, như các giả thiết về tác động cơ học, điện, điện - hoá học, nhiệt... Đối với vật liệu giòn, tính dẫn điện và hoạt tính hoá học yếu nhưng chịu nhiệt tốt như bê tông thì tác động cơ học đóng vai trò chủ đạo.

Trên hình (5-5) cho thấy hình ảnh khí thực trên mặt của đập tràn trọng lực Bratxcia (Liên Xô). Trên hình (5-6) ghi nhận khí thực ở mặt bên của các mô tiêu năng và mô phân dòng.

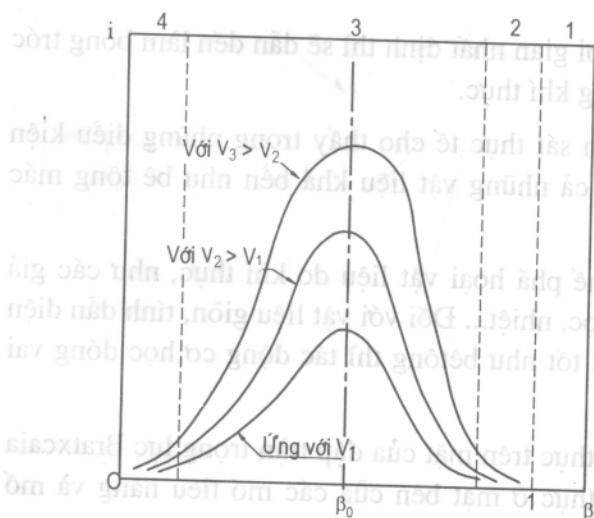


Hình 5-5: Khí thực trên mặt tràn của đập bê tông trọng lực Bratxcaia.

a) Các phần bị xâm thực của mặt tràn; b) Hình ảnh hố xâm thực.



Hình 5-6: Khí thực ở các mô tiêu năng (a) và mô phân dòng (b).



Hình 5-7: Biểu đồ mô tả ảnh hưởng của giai đoạn khí hoá (θ_k) và lưu tốc dòng chảy (v) đến cường độ khí thực.
1 - Chế độ không có khí hoá; 2 - Giai đoạn bắt đầu khí hoá; 3 - Giai đoạn khí hoá mạnh; 4 - Giai đoạn siêu khí hoá

Ở Việt Nam cũng đã ghi nhận những hư hỏng công trình do khí thực như ở mặt đường trần Nam Thạch Hãn (1983), mố phân dòng của trần Thác Bà (năm 1990), cửa vào cống lấy nước dưới đập Núi Cốc (năm 1984).

II. Biện pháp phòng và chống khí thực trên các bộ phận của công trình tháo nước

Như trên đã cho thấy khí thực có thể làm hư hỏng các bộ phận khác nhau của công trình tháo nước, nhiều trường hợp dẫn đến sự cố nghiêm trọng. Vì vậy trong thiết kế, xây dựng, cũng như quản lý khai thác công trình tháo nước cần phải áp dụng các biện pháp phòng chống khí thực. Một số biện pháp cơ bản nhất như sau:

1. Không cho phát sinh khí hoá, hoặc chỉ giới hạn khí hoá dòng chảy ở giai đoạn đầu

Các bộ phận công trình có đường biên dạng chảy bao không thuận là những nơi dễ dàng sinh khí hoá và dẫn đến khí thực. Khí hoá thường xảy ra ở các cửa vào của công trình tháo nước có áp, các đầu trụ pin, các khe van và buồng cửa van, các mố tiêu năng, mố phân dòng và buồng cửa van, các gờ ghè cục bộ trên bề mặt công trình tháo nước (mặt trần, dốc nước, thành ống...). Vì vậy khi thiết kế các bộ phận này, cần phải chọn đường viền đủ để đảm bảo không sinh khí hoá, hoặc nếu có thì cũng chỉ hạn chế ở giai đoạn đầu.

a) Điều kiện không sinh khí hoá:

$$K > K_{pg} \quad (5-20)$$

b) Điều kiện chỉ giới hạn khí hoá ở giai đoạn đầu:

$$K > K_{pgx} \quad (5-21)$$

Trong đó:

K - hệ số khí hoá thực tại cửa dòng chảy gần vật chảy bao đang xét, xác định theo công thức (5-17), trong đó trị số của H_{DT} và v_{DT} được quy định cho từng vật chảy bao (xem các tài liệu chuyên môn).

K_{pg} - đặc trưng cho từng vật chảy bao, được trình bày trong các tài liệu chuyên môn [10],...

K_{pgx} - hệ số khí hoá giới hạn bắt đầu xâm thực, thường lấy:

$$K_{pgx} = 0,85K_{pg} \quad (5-22)$$

2. Lựa chọn vật liệu theo độ bền khí thực

Trong nhiều trường hợp, việc thiết kế đường bao công trình theo (5-20) sẽ dẫn đến làm tăng kích thước công trình quá nhiều, không đảm bảo điều kiện kinh tế. Khi đó có thể chấp nhận khí hoá, nhưng phải lựa chọn loại vật liệu có độ bền khí thực cao để bố trí tại các vị trí có khí hoá dòng chảy và khu vực lân cận. Các vật liệu được chọn thường

là bê tông mác cao, thép, chất dẻo, cao su... Tuy nhiên, đối với các lớp bọc thép, chất dẻo, cao su trên mặt bê tông thì khó khăn nhất là việc xử lý mối nối giữa phần có bọc và không bọc; thường thì các mối nối này lại là nguồn sinh khí hoá để phá hoại phần bề mặt bê tông không bọc kế liền nó.

Khả năng chấp nhận khí hoá mà không sinh khí thực được đảm bảo với điều kiện sau:

$$v_y < v_{ng}; \quad (5-23)$$

hoặc: $v < v_{cp}, \quad (5-24)$

Trong đó:

v_y - lưu tốc cục bộ của dòng chảy tại vị trí kiểm tra (thường xác định theo lý thuyết lớp biên);

v_{ng} - lưu tốc ngưỡng xâm thực, phụ thuộc vào loại vật liệu, thường xác định bằng thí nghiệm;

v - lưu tốc bình quân tại mặt cắt kiểm tra;

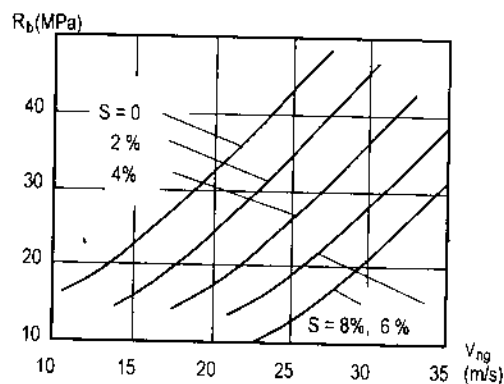
v_{cp} - lưu tốc cho phép không xâm thực, phụ thuộc vào loại vật liệu và vật chảy bao.

Việc kiểm tra theo (5-23) thường gặp khó khăn trong việc xác định v_y . Vì vậy, tiện lợi hơn là áp dụng công thức (5-24), trong đó cần xác định trị số của v_{cp} theo chỉ dẫn ở các sổ tay tính toán thủy lực.

3. Dẫn không khí vào miền hạ áp

Các thí nghiệm cũng như quan trắc thực tế đã xác nhận rằng khi dẫn không khí vào miền hạ áp trong dòng chảy thì trị số lưu tốc ngưỡng xâm thực của vật liệu tăng lên (hình 5-8), xâm thực giảm hẳn hoặc triệt tiêu hoàn toàn.

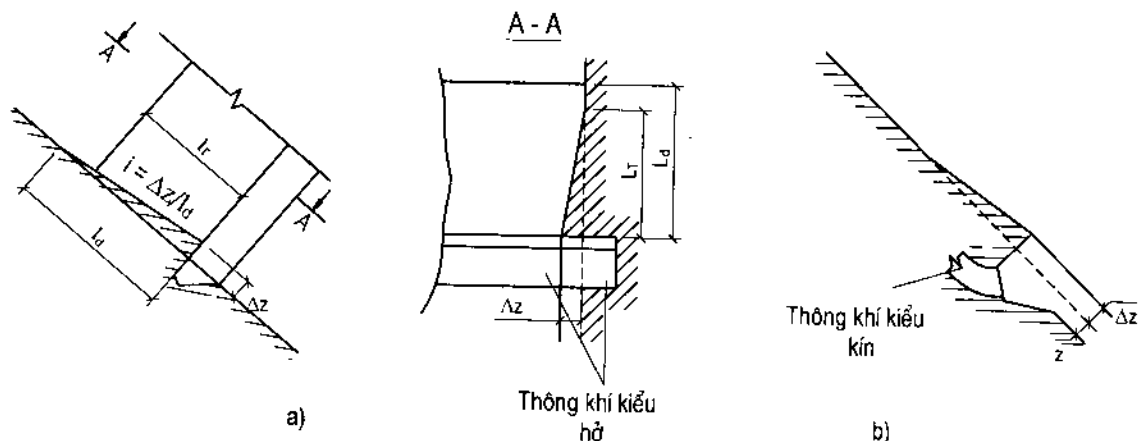
Vì vậy giải pháp bố trí các đường ống dẫn không khí vào những vị trí dự kiến có khả năng bị khí thực là cho hiệu quả rõ rệt và đã được áp dụng nhiều. Thường bố trí tiếp khí cho các bộ phận của buồng van, bề mặt đập tràn, dốc nước, các mố tiêu năng. Một sơ đồ tiếp khí trên mặt dốc nước được thể hiện trên hình 5-9.



Hình 5-8: Quan hệ lưu tốc ngưỡng với mác bê tông (R_b) và hệ số hàm khí trong nước (S) đối với vật chảy bao hình trụ (tài liệu thí nghiệm của VNIG [10]).

4. Dẫn nước vào miền hạ áp

Việc dẫn nước vào vùng đạt chân không lớn nhất ở các mố tiêu năng có tác dụng giảm trị số K_{pg} của mố và ngăn ngừa khả năng khí thực.



Hình 5-9: Sơ đồ thiết bị tiếp khí trên mặt dốc nước
a) Dạng mặt nghiêng ở đáy và thành bên; b) Dạng mặt nghiêng và bậc thụt ở đáy.

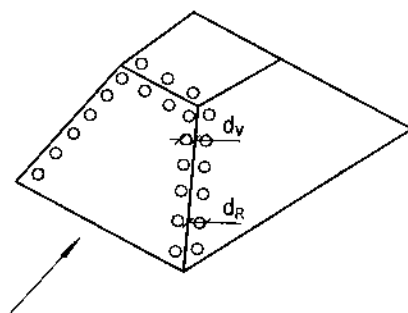
Ví dụ về giải pháp loại này như trên hình (5-10). Nước từ vùng áp lực dương ở mặt trước được dẫn qua hệ thống cửa thông với vùng chân không ở các mặt bên. Tỷ lệ tối ưu của đường kính cửa vào và cửa ra của các ống thông là $d_k/d_v = 0,6$.

5. Áp dụng kết cấu "phi khí thực"

Như trên đã cho thấy, giai đoạn khí hoá có ảnh hưởng rất lớn đến khả năng xâm thực (hình 5-7). Với giai đoạn siêu khí hoá, dòng chảy có khả năng xâm thực rất nhỏ. Ở giai đoạn này, được khí hình thành sau vật chảy bao được mở rộng trên một phạm vi lớn của dòng chảy và không có giới hạn rõ ràng, biên của nó không khép lại ở gần thành rắn nên sự nổ vỡ bọt khí không đủ tập trung để làm mòn và phá huỷ vật liệu.

Dựa vào tính chất này, người ta đã đề xuất sử dụng các kết cấu "phi khí thực", tức những kết cấu mà khi dòng chảy bao quanh nó sẽ phát sinh khí hoá ở giai đoạn cuối, và đặc biệt là các được khí không khép lại ở gần thành rắn nên khả năng xâm thực rất ít xảy ra. Kết cấu loại này được đề nghị áp dụng đối với các mô tiêu năng, phân dòng và buồng van; ở đây người ta tạo ra các bậc thụt và mũi hất để hướng phần được khí vào trong lòng dòng chảy, tránh xa các thành của lòng dẫn.

Loại kết cấu này chưa được sử dụng nhiều, và nói chung khi thiết kế phải thông qua thí nghiệm để kiểm tra hiệu quả của chúng.



Hình 5-10: Sơ đồ mô tiêu năng có các ống thông nước từ mặt trước ra mặt bên (trị số K_{pg} giảm từ 2,1 xuống $0,7 \pm 0,8$).

6. Nâng cao chất lượng thi công

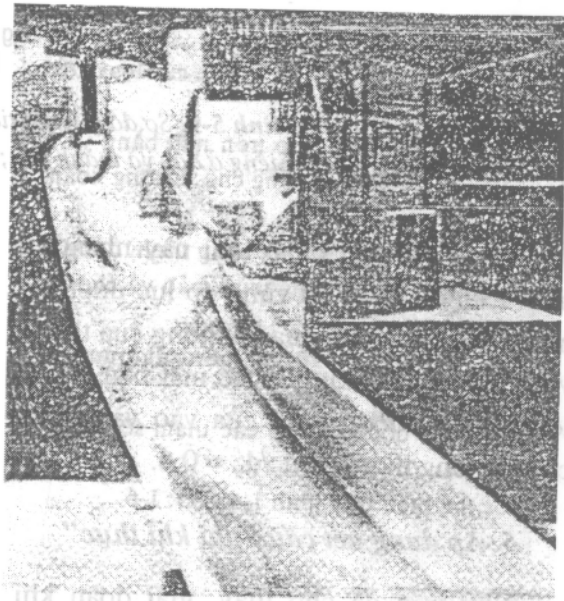
Khi thi công bề mặt qua nước của công trình tháo nước, nhất là những bộ phận tiếp xúc với dòng chảy có lưu tốc lớn, cần đặc biệt chú ý chất lượng bề mặt công trình, không cho phép rò rỉ, và khống chế các gồ ghề cục bộ (như chỗ nối cốt pha, các đinh, chốt hay hõn cốt liệu lớn...) trong phạm vi cho phép.

§5.5. SỰ HÌNH THÀNH SÓNG TRÊN CÔNG TRÌNH THÁO NƯỚC

Sóng hình thành trên đường tháo nước do nhiều nguyên nhân, chủ yếu là từ phía thành lòng dẫn, từ phía biên thượng lưu. Thường phân biệt hai loại chính: sóng dừng và sóng chạy.

I. Sóng dừng

Loại này thường quan sát thấy ở những vị trí mà đường biên lòng dẫn có sự thay đổi rõ rệt (thu hẹp, mở rộng, đổi hướng...). Khi dòng chảy ở trạng thái xiết, sóng xuất hiện ở dạng các đường nhiều làm biến dạng mặt nước và làm thay đổi các đặc trưng thủy lực của dòng chảy. Các sóng nhiều lan truyền trong dòng chảy có thể giao thoa với nhau, hoặc phản xạ với thành bờ, làm dâng cao mực nước và gây ra lực xung kích va đập vào thành bờ (hình 5-11).



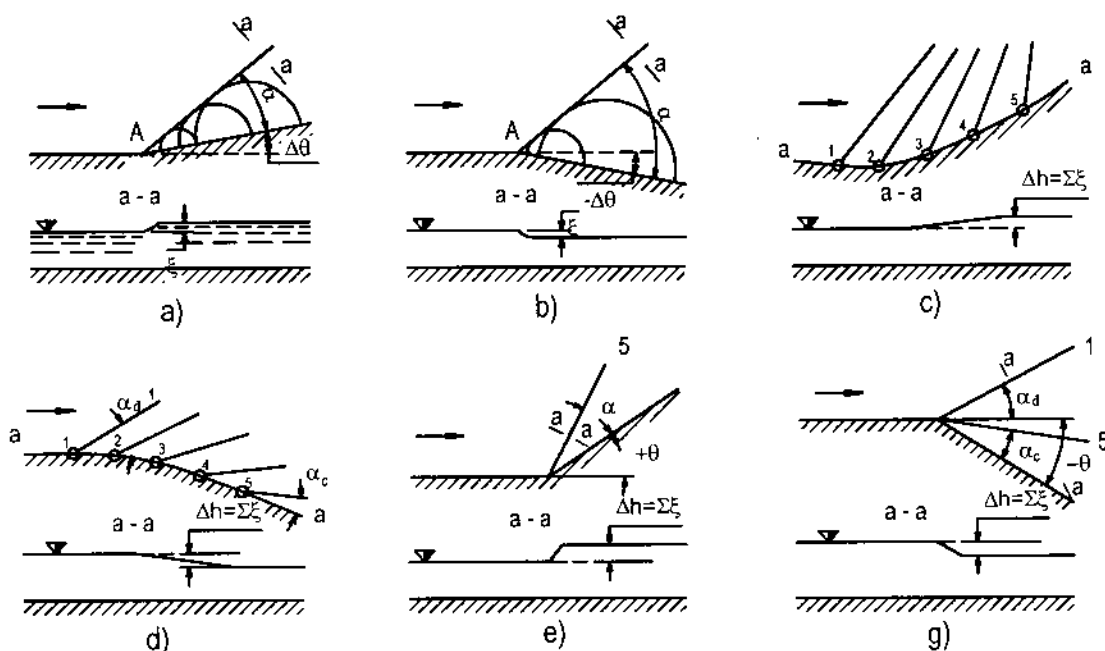
Hình 5-11: Sự lan truyền sóng nhiều bề mặt trong kênh tháo

1. Sự hình thành các loại sóng nhiều (sóng xiên)

Ta xét chuyển động của một dòng xiết dọc theo tường có thay đổi hướng. Trong trường hợp đơn giản nhất, khi tường bẻ ngoặt một góc nhỏ $\Delta\theta$ tại điểm A, tạo nên một sóng có chiều cao nhỏ ở dạng đường nhiều (hình 5-12a, b). Sau khoảng thời gian t , một phần tử chất lỏng dịch chuyển từ điểm nguồn nhiễu (điểm A) dọc theo tường được một khoảng là Ct tính từ tường, còn đường nhiều lập với tường một góc α gọi là góc sóng. Trị số α được xác định như sau:

$$\alpha = \arcsin(1/\sqrt{Fr}) \quad (5-25)$$

Với trường hợp trên hình 5-12a, $\Delta\theta$ là dương và sau đường nhiều, mực nước dâng cao một đoạn ξ , còn trường hợp trên hình 5-12b thì mực nước hạ thấp.



Hình 5-12: Sự hình thành sóng nhiễu

a, b) Sóng có chiều cao nhỏ; c, d) Sóng thoải; e) Sóng dốc (nước nhảy xiên) khi thu hẹp đột ngột; g) Sóng thoải khi mở rộng đột ngột.

Việc uốn cong đường biên có thể xét như là sự bề ngoặt liên tiếp các đoạn tường thẳng (hình 5-12c, d). Ở đỉnh góc 1, 2, 3, 4, 5, sự thay đổi hướng chảy kéo theo việc tạo ra các đường nhiễu mà càng xa tường, chúng càng gần sát vào nhau khi ngoặt vào trong (c) hay tách xa khỏi nhau khi ngoặt ra ngoài (d). Kết quả là làm dâng cao hay hạ thấp mặt tự do của dòng chảy ở dạng sóng thoải.

Giả sử chiều dài các đoạn 1 - 2, 2 - 3, 3 - 4, 4 - 5 giảm đi, các điểm 1 - 5 tiến gần tới nhau và tới giới hạn là chập vào một điểm, nghĩa là sự rẽ từ 1-5 được thay bằng một lần rẽ gấp tại điểm A với θ . Khi rẽ ngoặt vào trong, các sóng nhiễu sẽ xếp chồng lên nhau, tạo thành một tuyến sóng ở dạng sóng xiên với sự dâng cao đột ngột mực nước lên một đoạn Δh (hình 5-12c).

Khi tường bề ngoặt ra ngoài, sự kéo dãn các điểm 1-5 vào một không làm cho các đường nhiễu chồng lên nhau, và do đó tạo nên sóng xiên thoải mở rộng được giới hạn bởi các góc sóng α_d và α_c với việc hạ từ từ mực nước xuống một đoạn Δh (hình 5-12g).

Như vậy có thể phân biệt các dạng sóng sau:

- Sóng xiên thoải - khi tường rẽ ngoặt ra khỏi dòng chảy (hình 5-12d), hay tường rẽ từ từ vào trong dòng chảy (hình 5-12c).

- Sóng xiên dốc - khi đường rẽ gấp vào trong dòng chảy (hình 5-12e). Dòng chảy qua tuyến sóng khi đó có chiều sâu thay đổi gấp. Trường hợp góc ngoặt θ lớn, độ sâu sẽ chuyển qua trị số phân giới (h_{pg}) và hình thành nên nước nhảy xiên.

Khi $\eta = \frac{h_2}{h_1} \leq 2$ thì sóng xiên dốc được gọi là nước nhảy sóng, là một chuỗi liên tiếp các đỉnh sóng dừng tất dần trên một đoạn dài đường tháo nước. Các thông số của sóng này như sau:

$$\left. \begin{aligned} h_d &= h_1 Fr_1 \sin^2 \beta; \\ h_c &= h_1 \sqrt{\frac{2}{3} \left(\frac{1}{2} + Fr_1 \sin^2 \beta \right)}; \\ \lambda &= (2 \div 3,5) h_2, \end{aligned} \right\} \quad (5-29)$$

Trong đó:

h_d - độ sâu nước tại mặt cắt có đỉnh sóng cao nhất (đỉnh sóng đầu tiên);

h_c - độ sâu nước tại mặt cắt chân sóng đầu tiên;

λ - bước sóng (chiều dài giữa 2 đỉnh sóng kề nhau);

h_1 - độ sâu nước ở mặt cắt trước sóng;

Fr_1 - số Frút tại mặt cắt trước sóng.

Khi $\eta > 2$, sóng xiên dốc được gọi là sóng - nước nhảy.

Độ sâu nước tại mặt cắt có đỉnh sóng cao nhất sẽ là:

$$h_d = \frac{1}{4} h_1 (3\sqrt{1 + 8Fr_1 \sin^2 \beta} - 5), \quad (5-30)$$

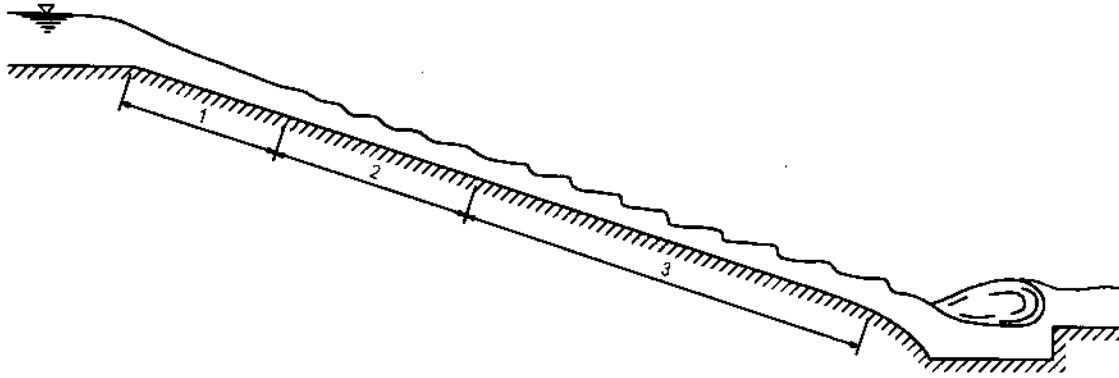
Trong đó ký hiệu các đại lượng như đã nêu trên.

II. Sóng chạy

Các sóng chạy được hình thành trên đường dẫn, sau đoạn đầu của dòng chảy không đều khi xuất hiện trên mặt thoáng ở dạng gợn nhỏ, vẩy đuổi nhau và lớn dần lên dọc theo dòng chảy. Khi chiều dài đường dẫn đủ lớn thì trên mặt nước sẽ hình thành các đỉnh sóng hình răng cưa (hình 5-14).

Chiều cao đỉnh các sóng chạy thường vượt quá chiều sâu tính toán của dòng chảy ổn định, đỉnh sóng có thể vượt quá thành dốc, làm nước tràn bờ, gây ra dòng thấm ở dọc bờ dốc. Các sóng chạy được truyền xuống hạ lưu sẽ làm rối loạn chế độ tiêu năng, có thể xảy ra trường hợp nước nhảy vượt ra khỏi phạm vi bể tiêu năng đã tính toán theo chế độ dòng chảy ổn định.

Thường các sóng chạy được hình thành trên dốc nước có mặt cắt chữ nhật và hình thang và độ dốc dọc lớn ($i > 0,02 \div 0,025$). Chúng được hình thành cả trong dòng chảy không hàm khí và có hàm khí.



Hình 5-14: Sự hình thành sóng trên dốc nước dài
 1. Đoạn đầu (đường nước dốc); 2. Các sóng gợn và vảy;
 3. Phạm vi các sóng chạy hình răng cưa

Việc tính toán các thông số của sóng chạy có thể thực hiện được theo các biểu thức của Voinhitr - Xianôjenxki (xem [9]). Cần tiến hành tính toán cho các cấp lưu lượng khác nhau (từ $0 \div Q_{\max}$).

Các biện pháp đảm bảo gia tăng mức độ ổn định của dòng xiết ngăn ngừa hình thành sóng chạy được xem xét ở chương 12.

§5.6. SỰ MÀI MÒN BỀ MẶT CÔNG TRÌNH THÁO NƯỚC

Trong thực tế khai thác các công trình tháo nước đã quan sát thấy những trường hợp phá hủy bề mặt công trình do mài mòn bởi bùn cát, đá lẫn, mảnh kim loại... Cũng có trường hợp hư hỏng công trình do phối hợp của khí thực và mài mòn cơ học.

Sự mài mòn công trình do bùn cát thường xảy ra ở những công trình mà mức bùn cát đã vượt quá cao trình ngưỡng tràn, ở các đập dâng trên sông, và khi tháo lũ thi công qua các công trình lâu dài. Ví dụ, ở công trình Anderson - Ranch (Mỹ), bùn cát đã mài mòn lớp bọc kim loại của đường hầm với chiều sâu tới 7cm khi tháo qua đó lưu lượng thi công với lưu tốc 9m/s. Ở đường hầm dẫn dòng thi công của đập Nuréch (Liên Xô cũ), sau 4 năm làm việc đã có 7,5 triệu tấn bùn cát đáy chuyển qua. Và trên toàn chiều rộng của đường hầm bằng bê tông M200, bề mặt bị mài mòn làm lộ cốt liệu, nhiều nơi lộ cốt thép, đặc biệt có chỗ hố mài mòn đạt tới 1,35m, vượt cả chiều dày bê tông.

Biện pháp phòng ngừa: khi dòng chảy có lưu tốc lớn ($v > 8 \div 10\text{m/s}$) và mang nhiều bùn cát thô ($d > 50 \div 100\text{mm}$) thì cần có lớp bọc bảo vệ đáy lòng dẫn. Thường sử dụng các loại lớp bọc có khả năng chống mài mòn như sau:

- Lớp bê tông cốt thép dày $10 \div 15\text{cm}$.
- Lớp đá phiến dày $10 \div 12\text{cm}$.
- Lớp bọc bằng thép hình (chữ U, chữ I), thép đường ray cũ...

PHẦN II

CÁC LOẠI ĐẬP

Chương 6

ĐẬP ĐẤT

§6.1. KHÁI QUÁT

I. Giới thiệu chung

Đập đất là loại đập sử dụng vật liệu địa phương.

Xây dựng đập đất có lịch sử lâu đời. Ở Ai Cập, Trung Quốc, Ấn Độ và một số nước khác người ta đã xây dựng đập đất từ 2500 - 4700 năm trước công nguyên. Ví dụ đập đất đá hỗn hợp Sadd - el - Kafara được xây dựng ở Ai Cập vào khoảng 2778 - 2563 trước công nguyên có chiều dài 108m, cao 12m.

Đập Marduka cao 12m được xây dựng năm 2500 trước công nguyên trên sông Tygrys ở Irak.

Ở Trung Quốc, Ấn Độ, Nhật Bản từ thế kỷ thứ II, III trước công nguyên đã xây dựng nhiều đập vật liệu địa phương bằng đất đá. Ở Trung Quốc có đập dài 300m, cao 30m xây dựng năm 240 trước công nguyên, ở Nhật Bản đập dài 260m cao 17m xây năm 162 trước công nguyên.

Kinh tế ngày càng phát triển, nhu cầu dùng nước không ngừng tăng lên nên các đập ngăn nước được xây dựng ngày càng nhiều. Do nhiều ưu điểm và lợi thế nên đập vật liệu địa phương càng được sử dụng nhiều so với các loại đập khác như đập bê tông, đá xây,... Tuy tỷ lệ số lượng đập đất so với đập bê tông có khác nhau ở từng nước nhưng nói chung đập vật liệu địa phương có tỷ lệ cao.

Nhờ sử dụng được các thành quả ngày càng hoàn thiện của các ngành địa kỹ thuật, lý thuyết thấm, nghiên cứu ứng suất và biến dạng công trình và biện pháp thi công cơ giới nên hình thức kết cấu đập vừa hợp lý, vừa kinh tế.

Đến nay đã xây dựng được những đập có chiều cao lớn. Đến năm 1900 chưa có đập cao trên 50m, đến năm 1930 chưa có đập cao trên 100m. Ngày nay có những đập cao như:

Đập Anderson Ranch ở Mỹ xây năm 1950 cao 139m

Đập Xơ Pôngxông ở Pháp xây năm 1961 cao 122m;

Đập Bariri ở Braxin xây năm 1967 cao 112m.

Đập đất có những ưu điểm sau:

- Dùng vật liệu tại chỗ, tiết kiệm được các vật liệu quý như sắt, thép, xi măng. Công tác chuẩn bị trước khi xây dựng không tốn nhiều công sức như các loại đập khác.
- Cấu tạo đập đất đơn giản, giá thành hạ.
- Bền và chống chấn động tốt.
- Dễ quản lý, tôn cao, đắp dày thêm.
- Yêu cầu về nền không cao nên phạm vi sử dụng rộng rãi.
- Thế giới đã tích lũy được nhiều kinh nghiệm về thiết kế, thi công và quản lý đập.

II. Đặc điểm làm việc của đập đất

Đập đất thường là loại không tràn nước. Để đảm bảo tháo lũ, lấy nước tưới hoặc cung cấp nước phải xây dựng những công trình riêng như đường tràn tháo lũ, cống lấy nước.

Những đặc điểm làm việc chủ yếu của đập đất là:

1. Thẩm qua thân đập và nền

Nền đập và thân đập nói chung đều thấm nước. Khi mực nước thượng lưu dâng cao trong thân đập sẽ hình thành dòng thấm từ thượng lưu về hạ lưu.

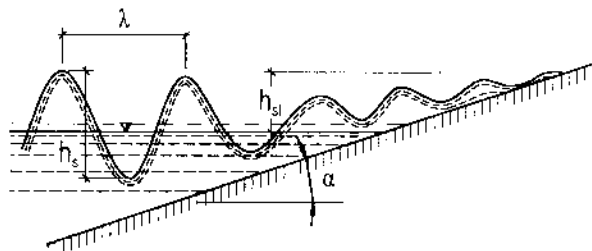
Trong thân đập, có mặt bão hoà, trên mặt cắt ngang đập thể hiện là đường bão hoà (hình 6-1). Phía trên đường bão hoà có khu nước mao dẫn. Độ cao khu mao dẫn tùy thuộc loại đất. Đối với đất cát độ cao mao dẫn $5 \div 15\text{cm}$, đối với loại đất pha sét, đất sét độ cao mao dẫn có thể đạt $0,5 \div 1,5\text{m}$ hoặc cao hơn. Dưới đường bão hoà đất chịu đẩy nổi của nước và chịu lực thủy động do thấm.

Lực thủy động do thấm phát sinh trong khối đất khi có dòng thấm trong đất gặp lực cản của hạt đất. Phương của lực thủy động trùng với phương dòng thấm, điểm đặt tại trọng tâm khối đất. Đối với bài toán phẳng, diện tích mặt cắt ngang khối đất là ω , gradient trung bình trong diện tích đó là J , lực thấm thủy động là: $W_t = \omega J \gamma_n$, với γ_n là trọng lượng riêng của nước.

Dưới tác dụng của lực thấm thủy động, mái đập càng dễ mất ổn định.



Hình 6-1: Đường bão hoà và khu mao dẫn



Hình 6-2: Tác dụng của sóng đối với mái đập

2. Ảnh hưởng của nước thượng hạ lưu đối với mái đập

Mực nước thượng hạ lưu, đập có thể gây phá hoại đất ở mái đập. Dưới tác dụng của sóng các kết cấu bảo vệ mái đập có thể bị phá vỡ, gây xói lở thân mái, làm trôi các tầng lọc bảo vệ...

3. Tác hại của nước mưa và nhiệt độ

Trong thời gian mưa, một phần nước sẽ thấm vào đập và một phần chảy trên mái đập có thể gây bào mòn và xói đất, hiện tượng này tiếp diễn làm giảm mặt cắt đập, gây biến dạng. Trong thiết kế đập đất cần có hệ thống thoát nước mưa ở đỉnh và mái đập nhằm tập trung nước vào các rãnh xây và chuyển xuống hạ lưu không cho chảy tràn lan trên đập. Khi nhiệt độ thay đổi có thể gây nứt nẻ thân đập, nhất là các loại đất sét, pha sét có tính co ngót lớn.

4. Biến dạng của nền và thân đập

Dưới tác dụng của trọng lượng bản thân, đất thân đập và nền bị biến dạng. Chuyển vị đứng làm giảm chiều cao đập. Biến dạng làm đập và các thiết bị chống thấm bằng đất nứt nẻ gây nguy hiểm cho đập.

III. Các bộ phận của đập đất

Các bộ phận của đập đất được xác định dựa vào đặc điểm làm việc của chúng. Đập đất thường có các bộ phận sau đây: thân đập, thiết bị chống thấm (tường lõi, tường nghiêng, sân trước v.v...), thiết bị thoát nước, thiết bị bảo vệ mái đập.

- Thân đập là bộ phận chủ yếu bảo đảm ổn định của đập đất. Đất thân đập không dùng loại chứa muối clorua hay sunfat clorua trên 5%, muối sunfat trên 2% theo khối lượng hoặc đất có chứa hữu cơ chưa phân giải với hàm lượng trên 5% theo khối lượng hay phân giải hoàn toàn ở trạng thái không định hình với hàm lượng trên 8% theo khối lượng. Khi sử dụng đất có muối hoà tan hoặc chất hữu cơ quá quy định trên phải có luận chứng chắc chắn hoặc phải có biện pháp công trình xử lý thích đáng.

- Thiết bị chống thấm làm bằng vật liệu ít thấm nước, có tác dụng giảm lưu lượng thấm.

- Thiết bị thoát nước có tác dụng tập trung nước thấm dần về hạ lưu, tăng ổn định mái đập hạ lưu. Thiết bị thoát nước làm bằng vật liệu không dính như vải lọc cát, sỏi, cuội, đá học v.v...

- Thiết bị bảo vệ mái đập chủ yếu có tác dụng chống sóng, phòng ngừa tác hại do nhiệt độ biến đổi, do nước mưa chảy tràn gây ra.

IV. Phân loại đập đất

Có nhiều cách phân loại đập đất.

1. Phân loại theo phương pháp thi công

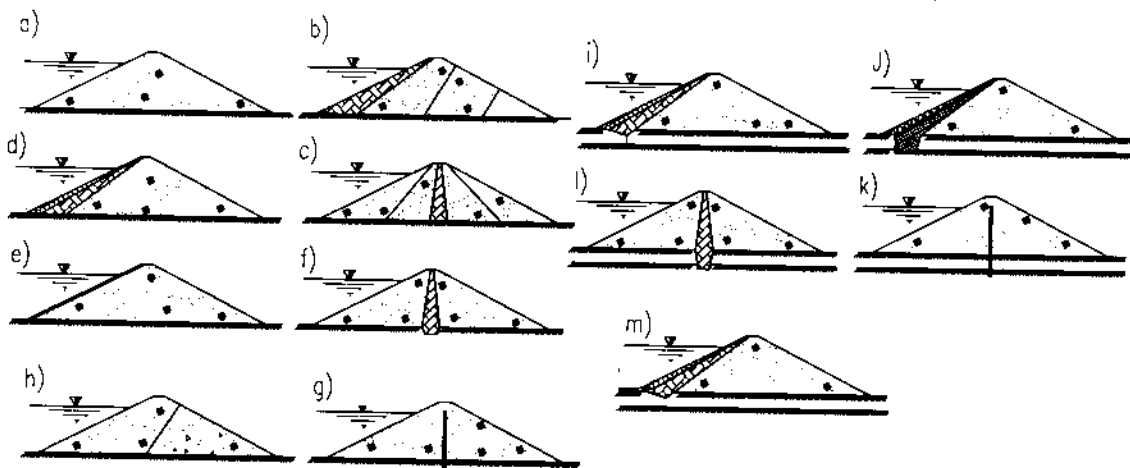
Dựa vào phương pháp thi công, phân loại đập đất như sau:

- 1) Đập đầm nén: khi đắp đất người ta trải từng lớp đất và đầm nén chặt.
- 2) Đập đất bồi: dùng máy thủy lực và phương pháp thủy lực để thi công đập.
- 3) Đập nửa bồi: dùng máy móc để đào và vận chuyển đất. Khi đắp đất thân đập thì dùng máy thủy lực.
- 4) Đập đắp đất trong nước: Người ta đổ đất trong nước tĩnh không phải đầm nén. Dưới tác dụng của trọng lượng bản thân đất sẽ được nén chặt.
- 5) Đập đất bằng phương pháp nổ mìn định hướng: dùng bộc phá hất đất từ 2 bên bờ sông xuống tạo thành đập ngăn sông.

2. Phân loại theo cấu tạo

Dựa vào cấu tạo thân đập phân loại như sau:

- 1) Đập đồng chất: Thân đập được đắp bằng một loại đất (hình 6.3a).



Hình 6-3: Các loại đập đất

- 2) Đập đất không đồng chất: Đập được đắp bằng nhiều loại đất, gồm hai hình thức:
 - Phần đập thượng lưu đắp bằng loại đất ít thấm nước (hình 6-3b).
 - Đập có phần giữa đắp bằng đá ít thấm nước hoặc không thấm nước (hình 6-3c).
- 3) Đập có tường nghiêng mềm hoặc cứng (hình 6-3d và e).
- 4) Đập có tường lõi mềm hoặc cứng (hình 6-3f và g).
- 5) Đập hỗn hợp: Phần thân đập thượng lưu đắp bằng một hoặc nhiều loại đất, phần thân đập hạ lưu là khối đá (hình 6-3h).

Khi đập xây dựng trên nền thấm, có thể dùng các hình thức tường nghiêng, tường lõi cắm xuống nền, hoặc tường nghiêng và sân trước.

3. Phân loại theo điều kiện tháo nước

Dựa vào điều kiện tháo nước, phân đập thành 2 loại:

- 1) Đập đất không tràn nước - là loại sử dụng phổ biến nhất.
- 2) Đập đất tràn nước - chỉ sử dụng trong những điều kiện hạn chế, áp dụng đối với đập thấp và có các kết cấu bảo vệ chống xói trên đỉnh và mái đập.

§6.2. NGUYÊN TẮC VÀ CÁC BƯỚC THIẾT KẾ ĐẬP ĐẤT, KÍCH THƯỚC CƠ BẢN CỦA MẶT CẮT ĐẬP

I. Nguyên tắc thiết kế

Dựa vào các đặc điểm làm việc, đồng thời xét đến các điều kiện thi công và quản lý đập đất, khi thiết kế đập phải bảo đảm các nguyên tắc sau đây:

1. Đập và nền phải ổn định trong mọi điều kiện làm việc (trong thời gian thi công và khai thác).
2. Thấm qua nền đập và thân đập không làm tổn thất một lượng nước quá lớn từ hồ chứa, không gây xói ngầm. Nước thấm thoát ra hạ lưu không làm hư hỏng đập. Ở chỗ nối tiếp giữa đập với nền và bờ cũng như các công trình khác cần đề phòng hiện tượng thấm tập trung gây nguy hiểm cho sự an toàn của công trình.
3. Đập đất phải đủ cao, đồng thời phải có công trình tháo lũ đảm bảo cho hệ thống làm việc an toàn trong mùa lũ (như không cho nước vượt qua đỉnh đập đất không tràn nước v.v...).
4. Có các thiết bị bảo vệ đập, chống tác hại của sóng, gió, mưa, nhiệt độ v.v...
5. Giá thành đập và kinh phí quản lý rẻ nhất.
6. Việc lựa chọn loại đập đất, cấu tạo các bộ phận, thời gian và phương pháp thi công phải dựa vào tình hình của hệ thống công trình và thoả mãn các yêu cầu thi công, sử dụng và quản lý.

II. Các bước thiết kế

Dựa vào các tài liệu thu thập được qua điều tra khảo sát và các chỉ tiêu kinh tế kỹ thuật, công tác thiết kế đập đất được tiến hành theo các bước:

1. So sánh và lựa chọn các loại đập;
2. Xác định hình thức, kích thước chủ yếu của mặt cắt đập;
3. Tính toán ổn định và độ bền của đập.

Khi thiết kế đập cần phải thực hiện các tính toán chủ yếu về:

- Thấm qua đập và nền,
- Độ bền về thấm,
- Lọc ngược và thiết bị tiêu nước,
- Ổn định mái, tường nghiêng và các lớp bảo vệ,
- Lún của thân, nền đập và chuyển vị ngang,
- Gia cố mái, độ bền của thiết bị bảo vệ dưới tác dụng của sóng.

Đối với đập có lõi giữa, tường nghiêng hoặc nền bằng đất sét cần tính thêm áp lực khe rỗng khi cố kết và kiểm tra sự hình thành vết nứt.

4. Chọn cấu tạo chi tiết các bộ phận của đập: kết cấu mặt đập, bộ phận chống thấm và tiêu nước, bảo vệ mái thượng hạ lưu đập v.v...

III. Kích thước mặt cắt ngang của đập

1. Cao trình đỉnh đập

Khi thiết kế đập cần xét điều kiện không cho nước tràn qua đỉnh đập trong mọi trường hợp làm việc; mặt khác đập không quá cao để đảm bảo điều kiện kinh tế.

Để quyết định chọn cao trình đỉnh đập nên tiến hành tính toán theo hai trường hợp sau:

a) *Tương ứng với mực nước dâng gia cường ở thượng lưu* (khi xả lưu lượng lũ lớn nhất tính toán) đồng thời có xét tới chiều cao sóng leo lên mái đập và nước dềnh do gió bình quân lớn nhất (không kể hướng).

b) *Tương ứng với mực nước dâng bình thường*: ở thượng lưu, có xét tới chiều cao sóng leo và nước dềnh do gió lớn nhất tính toán.

Tần suất gió lớn nhất tính toán xác định như sau:

Công trình cấp I - II: $p = 2\%$;

Cấp III - IV: $p = 4\%$;

Cấp V: $p = 10\%$.

Cao trình đỉnh đập được lấy tương ứng với trường hợp bất lợi nhất trong 2 trường hợp tính toán nói trên. Ngoài ra, đỉnh đập không được thấp hơn mực nước lũ kiểm tra (với tần suất lũ kiểm tra được xác định theo Quy phạm).

Độ vượt cao đỉnh đập ở trên mực nước tĩnh (mực nước dâng bình thường hay mực nước dâng gia cường) được xác định theo công thức:

$$d = \Delta h + h_{sl} + S_t + a, \quad (6-1)$$

Trong đó:

Δh - chiều cao mực nước dềnh do gió;

h_{sl} - chiều cao sóng leo lên mái;

S_t - chiều cao dự phòng lún theo thời gian;

a - chiều cao an toàn tùy thuộc vào cấp của đập, được xác định theo bảng sau:

Bảng 6-1

Trường hợp ứng với mực nước	Chiều cao an toàn a (m) đối với cấp đập đất			
	I	II	III	IV - V
Dâng bình thường	1,0	0,7	0,5	0,4
Dâng gia cường	0,7	0,5	0,4	0,3

Trường hợp trên đỉnh đập có xây tường chắn sóng loại thẳng đứng hay con chạch không thấm nước thì độ vượt cao d được tính đến đỉnh tường hay đỉnh con chạch. Với tường chắn sóng dạng cong, khi tính cao trình đỉnh tường không cần xét độ cao an toàn.

Cao trình đỉnh đập khi có xây các loại tường chắn sóng phải lớn hơn mực nước dâng gia cường ở thượng lưu tối thiểu 30cm.

2. Chiều rộng đỉnh đập

Chiều rộng đỉnh đập được xác định theo yêu cầu cấu tạo, theo điều kiện giao thông và quốc phòng.

Khi sử dụng đỉnh đập làm đường giao thông thì chiều rộng đỉnh phải xác định theo các quy định của giao thông, có xét tới nhu cầu quản lý khai thác.

Khi không sử dụng đỉnh đập làm đường giao thông thì chiều rộng đỉnh phải xác định theo kích thước các máy móc dùng trong xây dựng và quản lý, đảm bảo đi lại thuận lợi cho công cụ vận chuyển, cầu trục thi công. Nói chung chiều rộng đỉnh đập không nhỏ hơn 3m đối với đập thấp và 5m đối với đập cao và vừa.

3. Mái đập và cơ đập

Độ dốc mái đập phụ thuộc vào hình thức, chiều cao đập, loại đất đắp, tính chất nền v.v... Khi thiết kế phải qua tính ổn định để chọn mái. Khi chọn sơ bộ có thể tham khảo bảng (6-2). Trong bảng, độ dốc mái là cotang của góc nghiêng mái đập so với mặt nằm ngang.

Bảng 6-2

Chiều cao đập (m)	Độ dốc mái		Chiều cao đập (m)	Độ dốc mái	
	Thượng lưu	Hạ lưu		Thượng lưu	Hạ lưu
5	2,0	1,5	20 ÷ 30	3,0	2,5
5 ÷ 10	2,5	2,0	> 30	3,5	3,0
10 ÷ 20	2,75	2,25			

Nếu chiều cao đập H không quá 40m, mái dốc của đập có thể sơ bộ định theo công thức đơn giản sau:

$$\left. \begin{array}{l} \text{Mái thượng lưu:} \quad m_1 = 0,05H + 2,00 \\ \text{Mái hạ lưu:} \quad m_2 = 0,05H + 1,50 \end{array} \right\} \quad (6-2)$$

Cần tránh áp dụng bảng (6-2) và công thức (6-2) một cách máy móc mà phải dựa vào các điều kiện và tính toán cụ thể để lựa chọn cho thích hợp. Nói chung mái thượng lưu thoải hơn mái hạ lưu, chủ yếu vì nó thường xuyên bão hoà nước và chịu tác dụng của sóng, gió, mực nước rút nhanh. Đối với những đập cao dưới 15m có thể làm mái dốc không đổi. Những đập cao hơn, mái thường làm theo hình thức đường gãy, độ dốc thay đổi, như vậy không những thi công thuận tiện mà còn tăng ổn định mái. Thông thường cao khoảng $10 \div 15\text{m}$, người ta lại thay đổi độ dốc mái đập. Trị số thay đổi độ dốc mái không nên quá lớn, thường khoảng $\Delta m = 0,25 \div 0,50$. Trên mái đập hạ lưu, ngoài biện pháp thay đổi độ dốc còn bố trí các cơ rộng $1,5 \div 2,0\text{m}$ để làm đường đi lại kiểm tra, đặt rãnh thoát nước mưa.

§6.3. TÍNH TOÁN THẨM QUA ĐẬP ĐẤT

I. Khái niệm cơ bản

1. Mục đích và nhiệm vụ của việc tính toán thấm

Việc tính toán thấm qua đập đất nhằm:

- Xác định lưu lượng thấm qua thân đập và qua nền. Trên cơ sở đó tìm lượng nước tổn thất của hồ do thấm gây ra và có biện pháp phòng chống thấm thích hợp.
- Xác định vị trí đường bão hoà, từ đó sẽ tìm được áp lực thấm dùng trong tính toán ổn định của mái đập.
- Xác định gradien thấm (hoặc lưu tốc thấm) của dòng chảy trong thân, nền đập, nhất là ở chỗ dòng thấm thoát ra ở hạ lưu để kiểm tra hiện tượng xói ngầm, đẩy trôi đất và xác định kích thước cấu tạo của tầng lọc ngược.

2. Phương pháp tính toán thấm

Có nhiều phương pháp tính thấm, thông dụng nhất là các phương pháp phân tích lý luận, đồ giải và thí nghiệm.

Phương pháp phân tích lý luận bao gồm phương pháp cơ học chất lỏng, phương pháp phần tử hữu hạn và phương pháp thủy lực.

Phương pháp cơ học chất lỏng mới giải được một số bài toán đơn giản, do đó bị hạn chế, ít được sử dụng rộng rãi trong thực tế. Phương pháp phần tử hữu hạn được áp dụng rộng rãi cho các điều kiện biên phức tạp (hình dạng đập, nền và hệ số thấm khác nhau trong các miền).

II. Tính toán thấm qua đập đất bằng phương pháp thuỷ lực - các sơ đồ cơ bản

Phương pháp thuỷ lực dựa trên một số giả thiết nhằm đơn giản hoá các biên của miền thấm và ngày nay vẫn được ứng dụng nhiều trong tính toán thấm qua đập. Một số sơ đồ cơ bản khi tính toán theo phương pháp này như sau:

1. Công thức Dupuy (Dupuit)

Công thức này áp dụng cho khối đất thấm có đáy nằm ngang (hình 6-4), dòng thấm biến đổi chậm, các đường thế coi gần đúng là thẳng đứng.

Xét tại một mặt cắt bất kỳ có toạ độ vị trí là x , diện tích mặt cắt ướt của dòng thấm là $y \times l$ (bài toán phẳng). Gradient cột nước của

dòng thấm là: $J = -\frac{dy}{dx}$.

Theo định luật thấm Darcy ta có: $v = KJ$, trong đó: v - lưu tốc thấm trung bình; K - hệ số thấm; J - gradient thấm. Từ đó: $q = KJ\omega$, hay:

$$q = K \frac{-dy}{dx} y$$

$$\text{Suy ra:} \quad qdx = -Kydy \quad (6-3)$$

Tích phân 2 vế theo x, y và lưu ý rằng $q = \text{const}$, ta có:

$$\int_0^x qdx = \int_{h_1}^y (-Ky)dy,$$

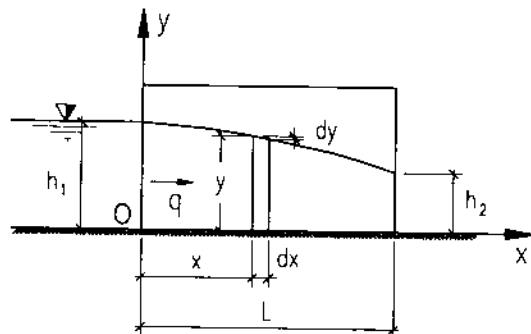
$$\Leftrightarrow qx = K \frac{h_1^2 - y^2}{2} \quad (6-4)$$

$$\Leftrightarrow y = \sqrt{h_1^2 - \frac{2q}{K}x} \quad (6-5)$$

(6-5) là phương trình đường bão hoà viết trong hệ trục toạ độ xOy như trên hình 6-4. Để thấy rằng đường bão hoà là một parabol bậc hai.

Từ (6-4), xét cho miền thấm có chiều dài L , chiều cao mặt cắt ướt ở đầu và cuối là h_1 và h_2 , ta có:

$$q = K \frac{h_1^2 - h_2^2}{2L} \quad (6-6)$$

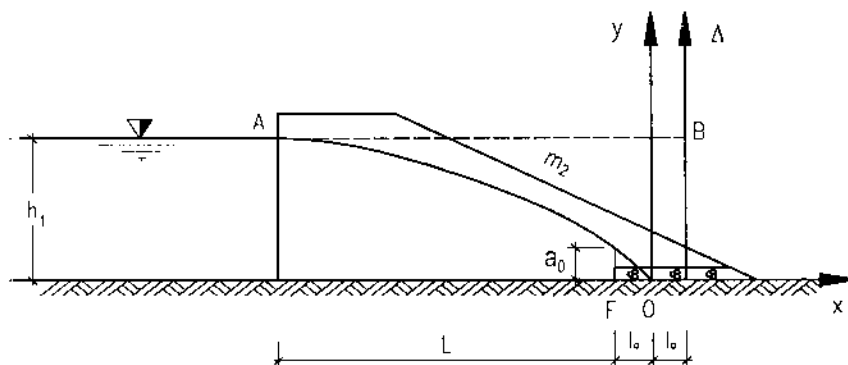


Hình 6-4: Sơ đồ tính thấm theo công thức Dupuy

(6-6) chính là công thức Dupuy, được sử dụng rất nhiều trong các bài toán thấm không áp ổn định biến đổi chậm, có đáy nằm ngang.

2. Dòng thấm đồ vào vật thoát nước

Sơ đồ tính toán như trên hình 6-5.



Hình 6-5: Sơ đồ tính toán dòng thấm đồ vào vật thoát nước ($h_2 = 0$).

Trường hợp này, chúng ta có thể áp dụng giả thiết của Côzeni, coi đường bão hoà là một parabol bậc hai nhận điểm đầu của thiết bị thoát nước (F) làm tiêu điểm. Chiều cao của mặt cắt ướt của dòng thấm tại vị trí tiêu điểm F bằng a_0 gọi là độ cao hút nước. Chọn hệ trục xOy như trên hình 6-5, vị trí gốc O cách tiêu điểm F một đoạn $l_0 = a_0/2$. Theo tính chất của đường parabol, ta có:

- Phương trình đường bão hoà: $y^2 = 2a_0x$ (6-7)

- Độ dốc của đường bão hoà tại vị trí tiêu điểm F:

$$J_F = \frac{dy}{dx} = 1$$

Từ đó: $q = Ka_0$ (6-8)

Trị số của a_0 được xác định theo điều kiện biên và theo tính chất của đường parabol, ta có: $AB = AF$, từ đó:

$$L + a_0 = \sqrt{h_1^2 + L^2}, \quad \text{hay:}$$

$$a_0 = \sqrt{h_1^2 + L^2} - L \quad (6-9)$$

Chú ý rằng phương trình đường bão hoà (6-7) chỉ thích ứng với hệ trục tọa độ như trên hình 6-5. Còn nếu chọn trục tọa độ như trên hình 6-4 thì phương trình đường bão hoà sẽ có dạng (6-5).

3. Dòng thấm ở nêp hạ lưu (đập không có vật thoát nước)

Sơ đồ tính toán như trên hình 6-6.

Đường bão hoà đổ ra mái hạ lưu đập tại điểm O, ở độ cao a_0 so với mặt nền; a_0 gọi là độ cao hút nước.

Ta dùng một đường thế OE để phân chia miền thấm ở thân đập (phía trước đường OE) và miền thấm ở nê-m hạ lưu (phía sau đường OE).

Theo lý thuyết, đường thế OE có thể là một đường cong nào đó. Theo các kết quả đo đạc thực nghiệm cho thấy có thể coi gần đúng OE là một đoạn thẳng có độ nghiêng 1 : 0,5.

Chọn hệ trục tọa độ xOz như hình vẽ. Giả thiết là các bó dòng trong phạm vi hình nê-m OCE là nằm ngang. Xét 1 ống dòng tại tọa độ z; chiều dài ống dòng là $l = (0,5 + m_2)z$; chiều cao ống dòng dz; cột nước tổn thất từ đầu đến cuối ống dòng bằng z. Lưu lượng qua ống dòng:

$$dq = KJdz = \frac{Kdz}{0,5 + m_2}$$

Lưu lượng qua toàn miền:

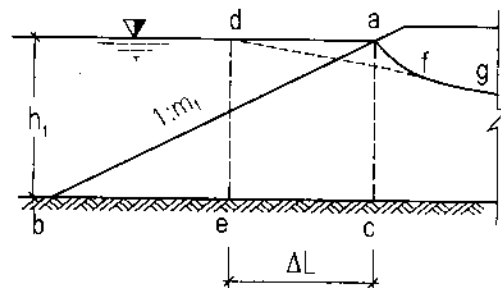
$$q = \int_0^{a_0} \frac{Kdz}{0,5 + m_2}, \text{ hay:}$$

$$q = \frac{Ka_0}{0,5 + m_2} \quad (6-10)$$

(6-10) là công thức xác định lưu lượng thấm qua nê-m hạ lưu. Kết hợp với công thức lưu lượng thấm ở đoạn trước, sẽ xác định được q và a_0 .

4. Dòng thấm ở nê-m thượng lưu

Theo phương pháp thuỷ lực, miền thấm là nê-m thượng lưu của đập (abc) được biến đổi tương đương về miền hình chữ nhật adec có chiều dài ΔL được xác định từ điều kiện khống chế lưu lượng trong sơ đồ tương đương phải bằng lưu lượng q trong sơ đồ thực. Khi đó đoạn đường bão hoà thực af được thay bằng đường bão hoà tương đương df.



Hình 6-7: Sơ đồ biến đổi tương đương miền thấm ở nê-m thượng lưu

Theo các kết quả nghiên cứu lý luận và thực nghiệm, chiều dài đoạn đập biến đổi được xác định như sau:

$$\Delta L = \lambda h_1, \quad (6-11)$$

Trong đó λ là hệ số phụ thuộc vào độ nghiêng của mái được biến đổi (m_1) và chiều rộng thân đập ở phía sau.

Theo nghiên cứu lý luận của giáo sư G.X.Mikhailốp:

$$\lambda = \frac{m_1}{2m_1 + 1}; \quad (6-12)$$

Theo giáo sư S.N.Numerốp, trị số λ phụ thuộc vào m_1 và thay đổi trong phạm vi từ 0,355 đến 0,41.

Theo giáo sư A.A.Ughiutsux thì:

$$\lambda = f(m_1, L/h_1), \quad (6-13)$$

Trong đó L chiều dài dòng thấm từ mép nước thượng lưu đến điểm thoát ra ở hạ lưu. Quan hệ (6-13) đã được lập thành bảng tra và được giới thiệu trong các tài liệu chuyên môn (xem ở ví dụ sách "Thiết kế đập đất" của Nguyễn Xuân Trường, NXB Khoa học Kỹ thuật, Hà Nội 1972).

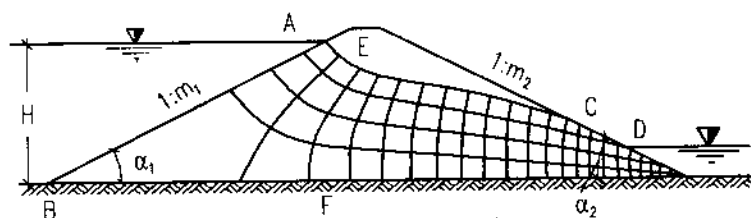
Trong tính toán kỹ thuật, công thức (6-12) sử dụng tiện lợi và đạt độ chính xác yêu cầu nên được dùng nhiều nhất.

Các sơ đồ cơ bản nêu trên được vận dụng vào các bài toán thấm cụ thể nêu ở các phần sau đây.

III. Tính toán thấm qua đập đất trên nền không thấm theo phương pháp thủy lực

1. Đập đồng chất, không có thiết bị thoát nước

Lưới thấm được trình bày trong hình 6-8.

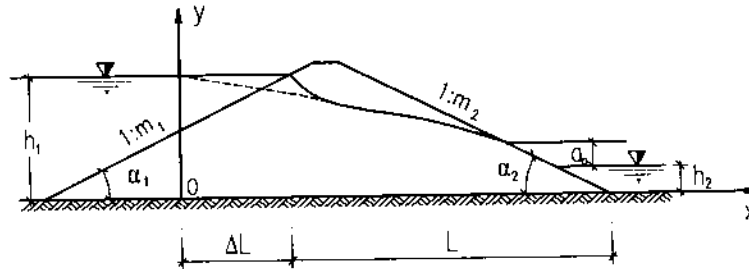


Hình 6-8: Sơ đồ lưới thấm của đập đồng chất trên nền không thấm

Đường bão hoà đi vào thẳng góc với mái thượng lưu. Nó hạ thấp khá nhanh trong đoạn ngắn AE. Sau mặt cắt EF đường bão hoà hầu như gần nằm ngang, rồi thoát ra hạ lưu tại điểm C theo phương tiếp tuyến với mái đập.

Sự phân bố gradient thấm ở cửa vào và cửa ra như trong hình 6-9, tại một số điểm đặc biệt có các trị số sau:

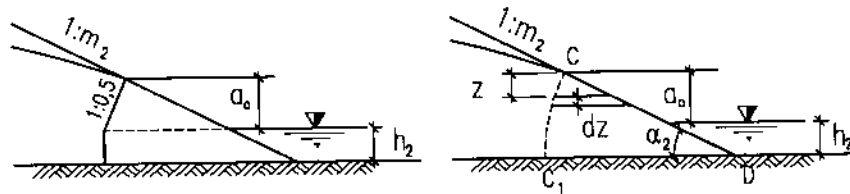
$$\begin{aligned} J_A &= \cos \alpha_1 & J_B &= 0 \\ J_C &= \sin \alpha_2 & J_D &= \infty \end{aligned}$$



Hình 6-9: Sơ đồ tính thấm qua đập đồng chất trên nền không thấm

Bài toán thấm qua đập đất với mái thượng lưu nghiêng được chuyển thành thẳng đứng và được giải theo phương pháp phân đoạn (hình 6-9).

Khi hạ lưu đập có nước ($h_2 > 0$) ta sơ bộ phân hạ lưu đập thành hai phần (hình 6-10a).



Hình 6-10: Sơ đồ tính thấm ở đoạn nêm hạ lưu đập

Lưu lượng thấm qua phần tam giác nằm phía trên mặt nước hạ lưu:

$$q_1 = k \frac{a_0}{m_2 + 0,5} \quad (6-14)$$

Lưu lượng thấm qua phần hình thang phía dưới mặt nước hạ lưu:

$$q_2 = kh_2 \frac{a_0}{(m_2 + 0,5)a_0 + \frac{m_2 h_2}{2m_2 + 1}} \quad (6-15)$$

Lưu lượng thấm tổng cộng:

$$q = q_1 + q_2 = k \frac{a_0}{m_2 + 0,5} \left(1 + \frac{h_2}{a_0 + \alpha h_2} \right), \quad (6-16)$$

Trong đó:
$$\alpha = \frac{m_2}{2(m_2 + 0,5)^2} \quad (6-17)$$

Theo đề nghị của Kazagran, đoạn nêm hạ lưu có biên giới là đường thế CC_2 (hình 6-10b), dạng cung tròn tâm D bán kính CD.

Chiều dài của một bó dòng nằm ngang, được tính theo công thức:

$$l = \frac{Z}{\sin \alpha_2} \quad (6-18)$$

Dựa vào định luật Darcy, tính được lưu lượng của phần nêm trên mực nước hạ lưu là:

$$dq_1 = kJdZ = k \sin \alpha_2 dZ$$

Suy ra:

$$q_1 = k \sin \alpha_2 \int_0^{a_0} dZ = k \sin \alpha_2 a_0 \quad (6-19)$$

Cũng lý luận tương tự, ta tính lưu lượng q_2 của phần nêm dưới mực nước hạ lưu:

$$q_2 = k a_0 \sin \alpha_2 \int_{a_0}^{a_0+h_2} \frac{dZ}{Z} = k a_0 \sin \alpha_2 \ln \frac{h_2 + a_0}{a_0} \quad (6-20)$$

Lưu lượng tổng cộng:

$$q = q_1 + q_2 = k a_0 \sin \alpha_2 \left(1 + 2,3 \log \frac{h_2 + a_0}{a_0} \right) \quad (6-21)$$

Mặt khác vận dụng công thức tính lưu lượng qua phần thân đập thượng lưu, ta có:

$$q = k \frac{h_1^2 - (a_0 + h_2)^2}{2[L + \Delta L - m_2(a_0 + h_2)]} \quad (6-22)$$

Dựa vào hệ phương trình (6-16) và (6-22) hoặc (6-21) và (6-22) ta xác định hai ẩn số q và a_0 .

Phương trình đường bão hoà theo hệ trục toạ độ xOy (hình 6-9) là:

$$x = \frac{k}{2q}(h_1^2 - y^2) \quad (6-23)$$

2. Đập đồng chất có thiết bị thoát nước

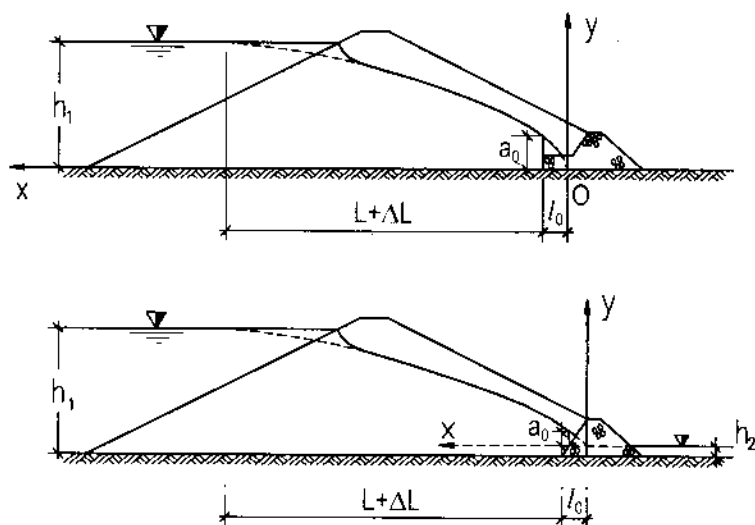
Khi hạ lưu đập không có nước (hình 6-11a) dựa vào lý luận của bài toán thấm cơ bản ta có:

$$a_0 = 2l = \sqrt{(L + \Delta L)^2 + h_1^2} - (L + \Delta L) \quad (6-24)$$

$$q = k \frac{h_1^2 - a_0^2}{2(L + \Delta L)} = k a_0 \quad (6-25)$$

Phương trình đường bão hoà lấy theo (6-7).

Khi hạ lưu có nước thì trục hoành Ox nằm ngang mực nước hạ lưu (hình 6-11b). Lúc đó để tính a_0 (hoặc l) vẫn dùng dạng công thức (6-24), song phải thay h_1 bởi $h_1 - h_2$.



Hình 6-11: Sơ đồ tính thấm qua đập đồng chất trên nền không thấm, khi hạ lưu có thiết bị thoát nước

Lưu lượng thấm xác định theo công thức:

$$q = \frac{k}{2(L + \Delta L)} [h_1^2 - (h_2 + a_0)^2] \quad (6-26)$$

Phương trình đường bão hoà:

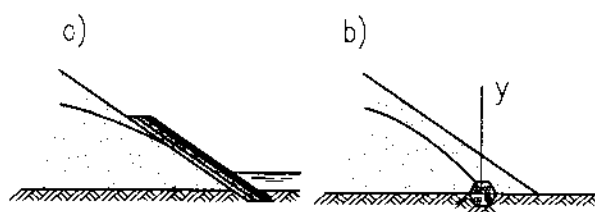
$$y^2 = \frac{(h_1 - h_2)^2}{(L + \Delta L)} x \quad (6-27)$$

Trường hợp thiết bị thoát nước là hình ống (hình 6-12b) thì điểm cuối O của đường bão hoà là trung tâm ống và tiếp tuyến tại đây theo phương thẳng đứng là trùng với Oy.

Khi thiết bị thoát nước là kiểu áp mái thì dạng đường bão hoà không có gì thay đổi so với khi không đặt thiết bị này.

3. Đập đất có tường lõi mềm

Theo đề nghị N.N. Pavolópuxki ta biến đập có tường lõi với hệ số thấm k_0 rất nhỏ thành một đập đồng chất có cùng hệ số thấm k . Khi đó ta lại trở về giải quyết bài toán thấm của một đập đồng chất.



Hình 6-12: Thiết bị thoát nước hạ lưu
a) Kiểu áp mái; b) Kiểu ống

Vì tính chất không thay đổi lưu lượng, nên ta có thể viết phương trình lưu lượng thấm qua lõi thực và lõi biến đổi (hình 6-13) như sau:

$$q = \frac{k_0}{t} \frac{h_b^2 - h_c^2}{2} = \frac{k}{T} \frac{h_b^2 - h_c^2}{2}$$

Từ đó ta có: $T = t \frac{k}{k_0}$ (6-28)

Trong đó: t - chiều dày trung bình của tường lõi;

T - chiều dày tính đổi.

Như vậy sau khi đã biến đổi tường lõi, ta có một đập đồng chất quy ước mà chiều rộng đỉnh đập B được tính toán như sau:

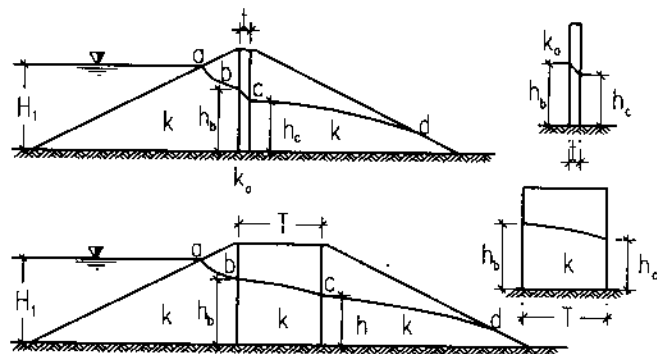
$$B = b + t \left(\frac{k}{k_0} - 1 \right) \quad (6-29)$$

Trong đó: b - chiều rộng đỉnh đập thực;

B - chiều rộng đỉnh đập được biến đổi.

Theo nguyên tắc này, ta có thể xác định lưu lượng và vẽ đường bão hoà cho các đập đất có tường lõi mềm như cho một đập đồng chất (hình 6-13). Sau đó ta lại trở về đập có lõi thực tế, với chiều sâu nước của đường bão hoà h_b và h_c trước và sau tường lõi không thay đổi, đã xác định được trong đập đồng chất quy ước.

Phương pháp này có thể áp dụng được cho đập mà hạ lưu không có hoặc có thiết bị thoát nước.



Hình 6-13: Sơ đồ tính thấm qua đập có tường lõi mềm

4. Đập đất có tường nghiêng

Khi tính thấm qua đập có tường nghiêng làm bằng loại đất ít thấm nước (hệ số thấm k_0), thực tế chiều dày tường nghiêng thay đổi dần, càng xuống phía dưới chiều dày càng lớn thì trong sơ đồ tính toán ta dùng chiều dày trung bình của hai mặt cắt chỗ ngang mực nước thượng lưu và ở chân đập.

Trong hình 6-14, ta nhận thấy nước thấm qua tường nghiêng gồm hai phần trên và dưới, lấy điểm đầu của đường bão hoà sau tường làm phân giới.

Mặt trước của tường ngầm trong nước là một mặt thế. Vì vậy các đường dòng thấm qua tường đều vuông góc với mặt ngoài của tường.

Lưu lượng thấm qua một phân tố thuộc phần trên của tường tính theo công thức:

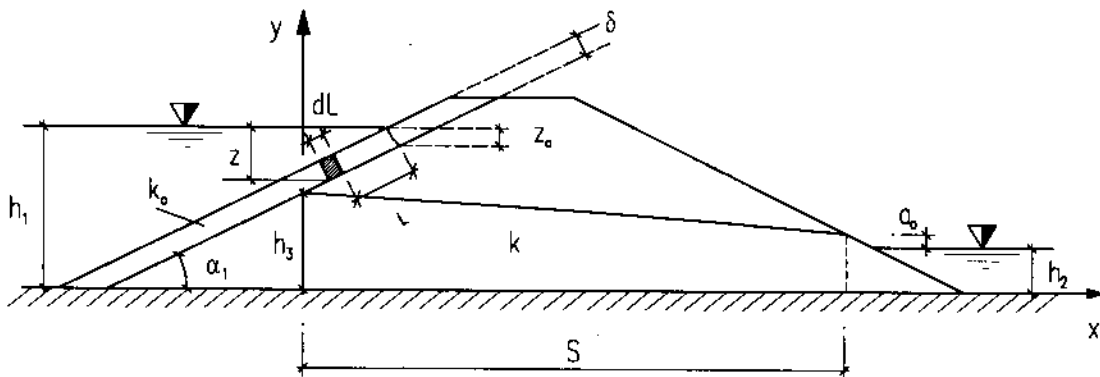
$$dq_1 = k_0 \frac{Z}{\delta} dL \quad (6-30)$$

Qua hình vẽ ta thấy:

$$dL = \frac{dZ}{\sin \alpha_1} \quad (6-31)$$

Do đó:

$$q_1 = \frac{k_0}{\delta \sin \alpha_1} \int_{Z_0}^{h_1 - h_3} Z dZ = \frac{k_0}{2\delta \sin \alpha_1} [(h_1 - h_3)^2 - Z_0^2] \quad (6-32)$$



Hình 6-14: Sơ đồ tính thấm qua đập có tường nghiêng

Đối với phần dưới, mặt sau tường xem là mặt thế, mà chiều cao cột nước của ống đo áp luôn luôn bằng chiều cao h_3 của đường bão hoà. Vì vậy:

$$q_2 = k_0 \frac{h_1 - h_3}{\delta \sin \alpha_1} \int_{h_1 - h_2}^{h_1} dZ = k_0 \frac{(h_1 - h_3)h_3}{\delta \sin \alpha_1} \quad (6-33)$$

Lưu lượng tổng cộng qua tường:

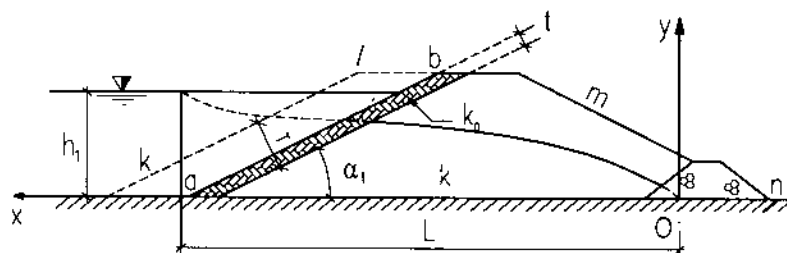
$$q = q_1 + q_2 = k_0 \frac{h_1^2 - h_3^2 - Z_0^2}{2\delta \sin \alpha_1} \quad (6-34)$$

Đối với phần nước thấm qua thân đập, dựa vào những nguyên tắc trước đây để thiết lập công thức tính lưu lượng và phương trình đường bão hoà, ta có:

$$q = k \frac{h_3^2 - h^2}{2S} = k \frac{h_3^2 - y^2}{2x} \quad (6-35)$$

Ngoài ra ta dùng kết quả của các công thức (6-10) hoặc (6-16) để giải bài toán.

Đập có tường nghiêng cũng có thể tính theo phương pháp như đập có tường lõi bằng cách biến nó thành đập đồng chất giả định (hình 6-15). Khi thay thế, chiều dày t của tường thành: $T = \frac{k}{k_0} t$



Hình 6-15: Sơ đồ tính thấm qua đập có tường nghiêng bằng phương pháp biến đổi thành đập đồng chất.

Mặt cắt tính toán của đập đồng chất klmn sẽ tương đương về phương diện thấm với đập có tường nghiêng.

IV. Thấm qua đập đất trên nền thấm nước

Trong thực tế thường hay gặp loại đập đất trên nền thấm nước. Hệ số thấm của đập khác với hệ số thấm của nền. Đặc biệt đáng chú ý là trường hợp nền thấm nước mạnh. Hệ số thấm của nền và độ sâu tầng thấm nước có ảnh hưởng lớn đến lưu lượng thấm, vị trí và hình dạng đường bão hoà.

Những bài toán thuộc loại này khá phức tạp, vì phải đề cập đến môi trường nhiều lớp và các điều kiện biên phức tạp. Vì vậy cách giải các bài toán thuộc loại này còn rất bị hạn chế. Phần lớn chỉ cho các cách tính toán gần đúng, đơn giản.

1. Thấm qua đập đồng chất trên nền thấm nước

Trường hợp nền thấm sâu vô hạn, đập và nền cùng một hệ số thấm, với sơ đồ như hình 6-16. Dựa vào lý luận cơ học chất lỏng, F.B. Nhensôn - Xkonhiacốp đã giải bài toán trong trường hợp độ dốc mái thượng lưu gần bằng 1,5 đập có thiết bị thoát nước, lưới thấm giải được có dạng như hình 6-16.

Phương trình đường bão hoà:

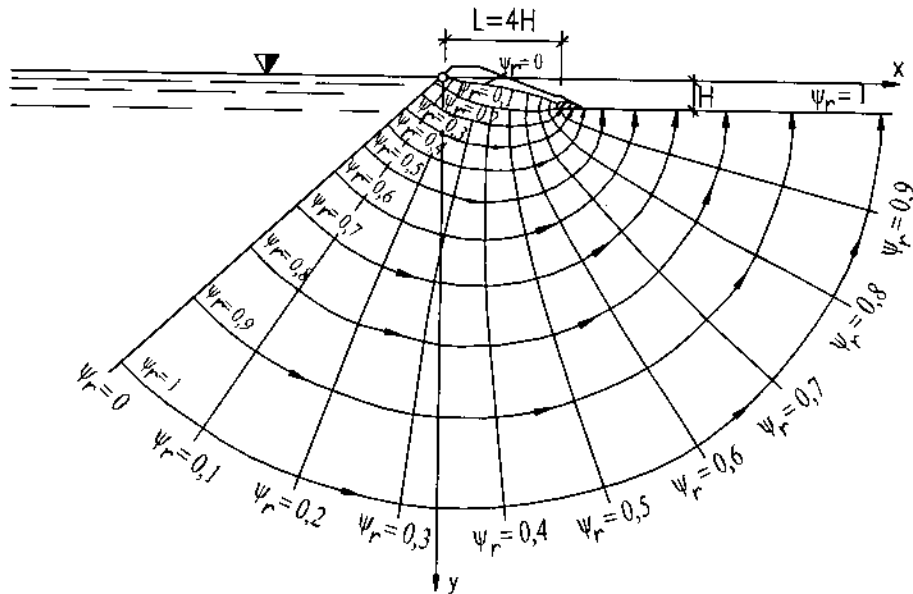
$$\frac{x}{H} = \frac{S}{H} \sin^{3/2} \left(\frac{\pi y}{2H} \right) \quad (6-36)$$

Lưu lượng thấm xác định từ phương trình:

$$\frac{x}{H} = -q + \frac{S}{H} \operatorname{ch}^{3/2} \left(\frac{\pi}{2} q \right) \quad (6-37)$$

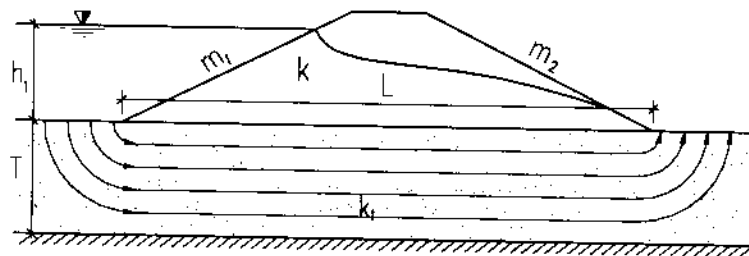
Lưu tốc thấm chỗ nước thoát ra hạ lưu, dọc theo biên giới nằm ngang của thiết bị thoát nước, xác định theo công thức:

$$v_y = \frac{k}{1 - \frac{3}{4} \pi \frac{S}{H} \operatorname{sh} \left(\frac{\pi}{2} q \right) \operatorname{ch}^{1/2} \left(\frac{\pi}{2} q \right)} \quad (6-38)$$



Hình 6-16: Lưới thấm của đập đồng chất trên nền thấm nước sâu vô hạn, với hệ số mái đập $m_1 = 1,5$.

Trường hợp khi nền thấm hữu hạn, hình (6-17). Theo đề nghị của N. N. Pavolópcki, khi tính toán xem nền như không thấm để xác định lưu lượng thấm qua thân đập q_1 . Cách tính toán trường hợp này đã trình bày ở phần trên, vì thế chúng ta có thể dễ dàng thiết lập lại công thức tùy theo sơ đồ thực tế của đập.



Hình 6-17: Sơ đồ tính thấm của đập đồng chất trên nền thấm nước dày có hạn.

Sau đó tính thấm qua nền với giả thiết thân đập là không thấm. Lưu lượng q_2 này được xem như chảy qua đường ống.

Ta có:
$$q_2 = k_n \frac{h_1 T}{nL}, \quad (6-39)$$

Trong đó:

k_n - hệ số thấm của nền;

T - chiều dày tầng thấm nước của nền;

n - hệ số hiệu chỉnh chiều dài đường nước thấm. Trong hình vẽ ta thấy chiều dài đường nước thấm lớn hơn chiều dài L của đáy đập. Điều này cho ta thấy $n > 1$. Hệ số này phụ thuộc $\frac{L}{T}$ có thể tra được trong bảng (6-3);

L - chiều dài đáy đập. Khi đập có thiết bị thoát nước thì chiều dài này kể từ mép chân đập thượng lưu đến đầu vị trí của thiết bị thoát nước.

Bảng 6-3

L/T	20	5	4	3	2	1
n	1,15	1,18	1,23	1,30	1,44	1,87

Lưu lượng tổng cộng do hai phần lưu lượng trên hợp thành.

2. Đập có tường nghiêng và sân trước

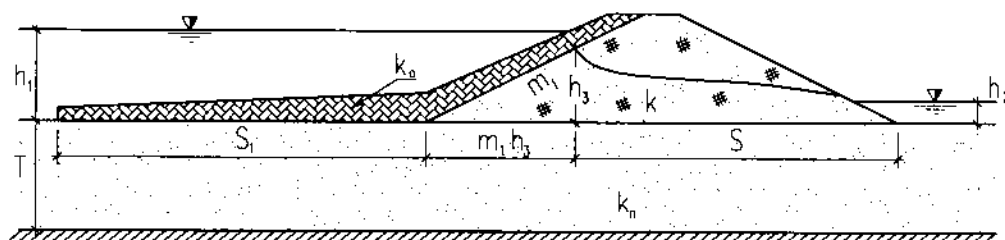
Thường hệ số thấm của tường nghiêng và sân trước rất nhỏ nên bỏ qua lưu lượng thấm qua các bộ phận này. Khi đó, theo sơ đồ hình 6-18, lưu lượng thấm có thể tính được theo công thức:

$$\frac{q}{k_n} = \frac{T}{n_1} \frac{h_1 - h_3}{S_1 + m_1 h_3} = \frac{h_3 - h_2}{S} \left(T + \frac{h_3 + h_2}{2} \frac{k}{k_n} \right) \quad (6-40)$$

Trong đó:
$$n_1 = \frac{n+1}{2} \quad (6-41)$$

n_1 - hệ số hiệu chỉnh, n tra trong bảng (6-4) nhưng thay thế L bởi $(S_1 + m_1 h_3)$.

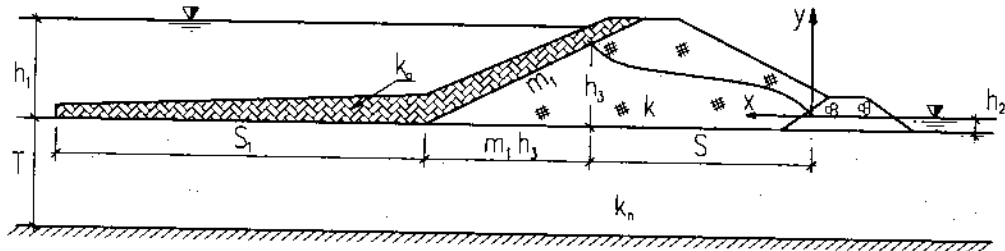
Các ký hiệu khác xem hình vẽ.



Hình 6-18: Sơ đồ tính thấm qua đập đất có tường nghiêng và sân trước

Đối với đập có thiết bị thoát nước (hình 6-19) công thức (6-40) vẫn thích hợp, còn đường bão hoà biểu thị theo phương trình:

$$y^2 = \frac{(h_3 - h_2)^2}{S} \quad (6-42)$$



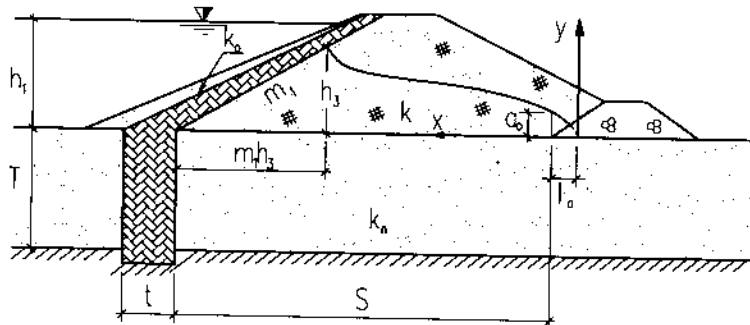
Hình 6-19: Sơ đồ tính thấm qua đập có tường nghiêng, sân trước và có thiết bị thoát nước.

3. Nước thấm qua đập có tường nghiêng và chân răng

Trong trường hợp này, dựa vào sơ đồ hình (6-20), do tính chất liên tục của dòng chảy, ta thiết lập được công thức tính lưu lượng như sau:

$$q = k_0 \left(\frac{h_1^2 - h_3^2 - Z_0^2}{2\delta \sin \alpha} + \frac{h_1 - h_3}{t} T \right) = k \frac{h_3^2 - a_0^2}{2(S - m_1 h_3)} + k_n \frac{h_3 - a_0}{n_1 \delta}; \quad (6-43)$$

$$a_0 = \sqrt{h_3^2 + (S - m_1 h_3)^2} - (S - m_1 h_3).$$



Hình 6-20: Sơ đồ tính thấm qua đập có tường nghiêng và chân răng

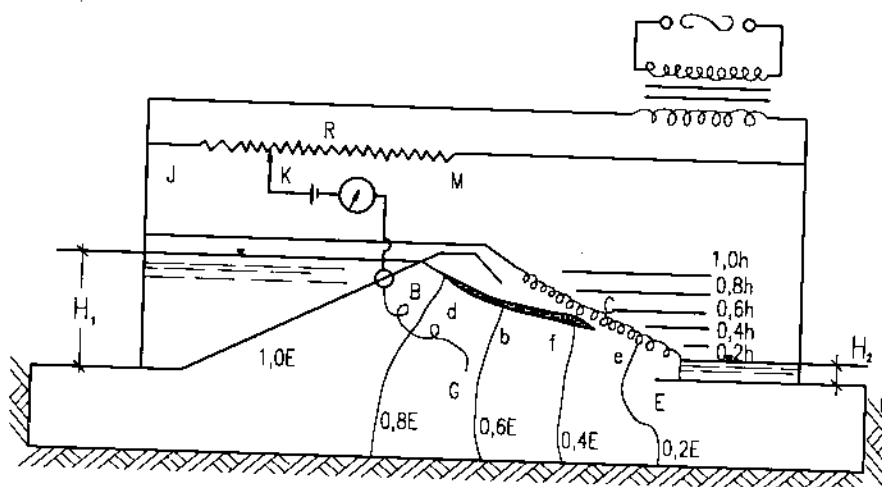
Dựa vào các công thức trên để tính q , h_3 và a_0 ; sau đó thiết lập phương trình đường bão hoà.

V. Lưới thấm

Các phương pháp thí nghiệm và đồ giải đã nêu trong chương thấm hoàn toàn có thể áp dụng để giải bài toán thấm qua đập đất. Ở đây chỉ nêu thêm một số điểm cần chú ý trong quá trình thí nghiệm và vẽ.

Phương pháp thí nghiệm: được dùng nhiều để giải những bài toán thấm qua đập trên nền rất phức tạp.

Hình 6-21 là mô hình thí nghiệm tương tự điện. Yêu cầu chính của thí nghiệm là vẽ đường bão hoà. Bắt đầu người ta giả thiết đường bão hoà BC và phân cột nước thấm thành 5 ÷ 10 phần đều nhau. Qua điểm chia đó vẽ các đường nằm ngang cắt đường bão hoà tại các điểm d, b, f, như vậy ta xác định được điện thế tại các điểm đó. Ví dụ: điện thế dẫn xuất tại điểm d bằng 0,8, tại b bằng 0,6 v.v... muốn tìm điểm d_1 thực trên đường bão hoà ta dời máy đo điện trở lại 0,8 và dò trên đường nằm ngang qua d để xác định điểm d_1 . Tiếp tục làm như vậy chúng ta lần lượt xác định thêm các điểm e_1, f_1 v.v... Nối các điểm B, d_1, e_1, f_1 ... C ta được một đường cong mới gần với đường bão hoà giả thiết ban đầu.



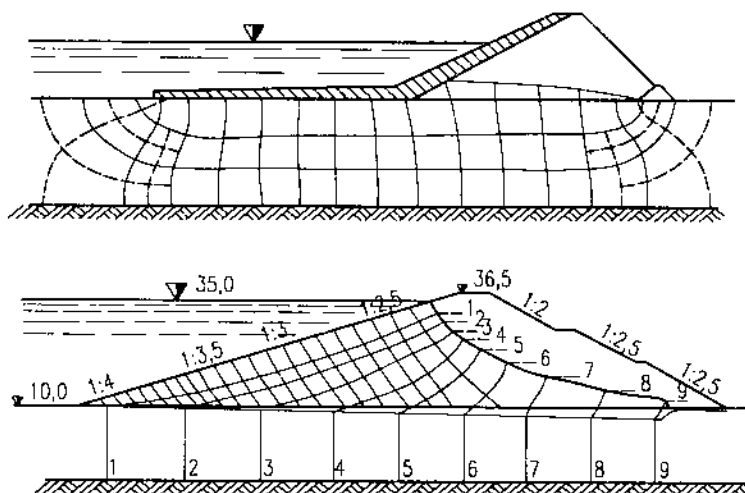
Hình 6-21: Sơ đồ lưới thấm vẽ bằng máy $\mathcal{M}/\mathcal{A}$

Qua hai, ba lần thí nghiệm chúng ta tìm được vị trí chính xác của đường bão hoà rồi dựa vào phương pháp chung đã biết để tìm các đường thế, lưới thấm và lưu lượng thấm.

Phương pháp đồ giải: lưới thấm có thể trực tiếp vẽ bằng tay qua các bước:

- Xác định đường bão hoà.
- Phân cột nước thấm H thành 5 ÷ 10 đoạn bằng nhau và qua các điểm chia đó vẽ những đường nằm ngang cắt đường bão hoà tại các điểm tương ứng d, e, f...
- Qua các điểm d, e, f vẽ các đường thế trực giao với đường bão hoà, đồng thời cũng phải trực giao với mặt tầng không thấm.
- Vẽ các đường dòng trung gian.
- Kiểm tra mức chính xác của lưới thấm theo các tiêu chuẩn đã nêu trong chương 2.

Hình 6-22 trình bày lưới thấm vẽ với trường hợp đập có tường nghiêng, đập và nền cùng hệ số thấm và trường hợp đập đồng chất, nền và đập có hệ số thấm khác nhau.



Hình 6-22: Sơ đồ lưới thấm của đập đất

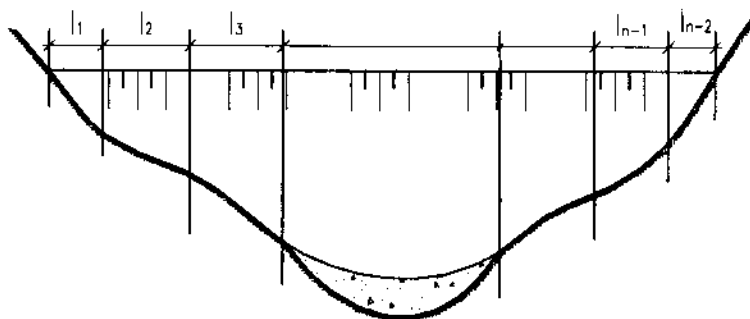
Ở phần trên chúng ta đã nghiên cứu giải quyết những bài toán phẳng. Trong thực tế mặt cắt đập biến đổi nhiều theo dọc trục đập. Nói một cách khác bài toán thấm qua đập đất là bài toán không gian. Để tính lưu lượng thấm qua đập, người ta dựa vào địa hình phân đập thành nhiều đoạn (hình 6-23). Lưu lượng thấm qua các mặt cắt điển hình được xác định theo các công thức ở phần trên.

Sau khi tìm lưu lượng bình quân qua mỗi đoạn đập, người ta tính tổng lưu lượng thấm theo công thức đơn giản gần đúng:

$$Q = \frac{1}{2} [q_1 l_1 + (q_1 + q_2) l_2 + \dots + (q_{n-2} + q_{n-1}) l_{n-1} + q_{n-1} l_n]. \quad (6-44)$$

Trên đây chúng ta đã nghiên cứu giải quyết một số trường hợp thấm qua đập đất điển hình. Trong thực tế xây dựng còn gặp nhiều trường hợp khác, như đắp đập bằng nhiều loại đất, đập có tường lõi và sân trước, v.v...

Ứng với mỗi trường hợp cụ thể cần vận dụng các nguyên lý chung để giải quyết hoặc có thể phối hợp các phương pháp lý luận, thí nghiệm và đồ giải. Cá biệt có thể gặp những vấn đề khá phức tạp như đất không đồng chất, không đẳng hướng. Đối với đất mà hàm lượng sét lớn, tác dụng của mao dẫn có thể làm thay đổi đường dòng, tăng lưu lượng thấm v.v... Do đó chúng ta phải dựa vào tình hình địa chất thủy văn, địa chất công trình, thời gian thi công và sử dụng đập để chỉnh lý những kết quả tính toán.



Hình 6-23: Sơ đồ tính tổng lưu lượng thấm

§6.4. ỨNG SUẤT VÀ BIẾN DẠNG CỦA CÔNG TRÌNH ĐẤT

Đập và nền dưới tác dụng của tải trọng sẽ sinh ra ứng suất và biến dạng. Việc xác định ứng suất, biến dạng là cần thiết trong thiết kế, xây dựng và khai thác đập.

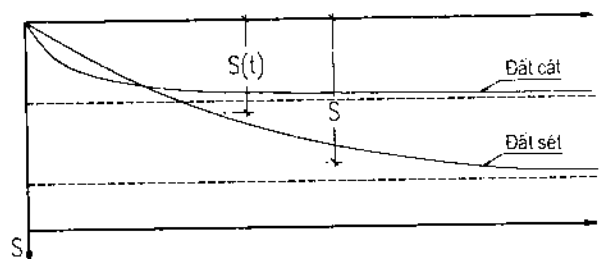
Ứng suất, biến dạng gây ra do: trọng lượng bản thân, áp lực nước, tải trọng cơ giới, động đất v.v... Với đập thấp và trung bình chủ yếu do hai yếu tố: trọng lượng bản thân và áp lực nước. Các nguyên nhân khác được quan tâm đến khi thiết kế đập cao hay trong vùng có động đất.

Đất cát có hệ số thấm lớn, chuyển vị sinh ra trực tiếp khi chịu tải, nước trong đất không làm chậm lại sự chuyển vị.

Đất dính có hệ số thấm nhỏ, khi chịu tải sẽ làm tăng áp lực trong lỗ rỗng của đất. Tải trọng tác dụng trực tiếp lên hạt đất chỉ chiếm một phần của tải trọng toàn bộ gây ra trong môi trường đất + nước + không khí.

Sự tiêu tan áp lực nước trong khe rỗng làm giảm áp lực ở đó và làm tăng tải trọng hiệu quả, đó là sự cố kết của đất.

Nghiên cứu sự co của 2 mẫu đất cát và đất dính ta thấy sự cố kết của mẫu đất dính diễn ra chậm hơn so với mẫu đất cát.



Hình 6-24: Độ co của các mẫu đất

Trong thiết kế và khai thác, chuyển vị cần chia ra:

- Chuyển vị các điểm của thân đập hay các thiết bị khi đảm bảo sự liên tục của môi trường đất (chuyển vị ngang và đứng).

Chuyển vị đứng là độ lún được nghiên cứu với mọi loại đập. Chuyển vị ngang thường chỉ nghiên cứu đối với đập cao hoặc nghiên cứu các thiết bị chống thấm.

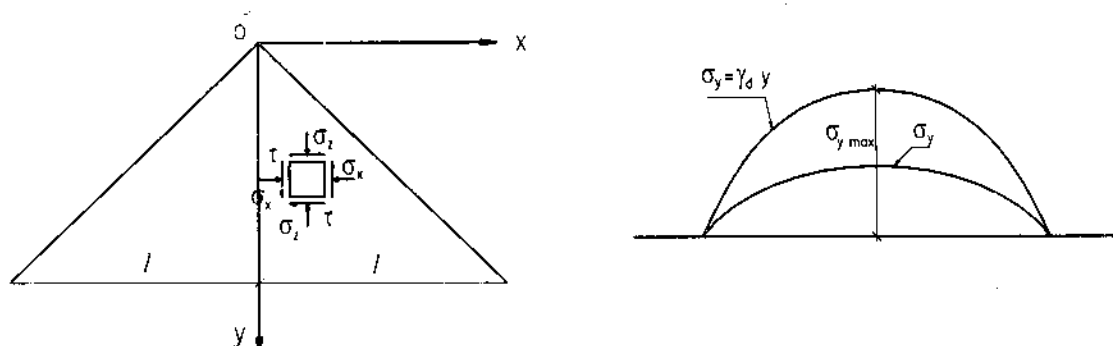
Biến dạng của đập còn xét đến khi có sự lún của nền, chuyển vị cục bộ do thấm, sụt lỏ, nứt nẻ.

Thông thường trong thiết kế đối với đập thấp chỉ cần tính toán gần đúng chuyển vị thẳng đứng.

I. Ứng suất trong đập và nền

Việc xác định ứng suất trong thân đập và nền được nghiên cứu với giả thiết thân đập làm việc như một môi trường biến dạng tuyến tính, liên tục, về lý thuyết có thể dùng lời giải của lý thuyết đàn hồi.

Để đơn giản tính toán ứng suất do trọng lượng bản thân ta cho rằng mặt cắt ngang của thân đập có dạng tam giác.



Hình 6-25: Mô hình đập dạng tam giác

Thực tế đo đạc cũng như thí nghiệm chứng tỏ ứng suất bản thân đập đất có quy luật phân bố khác với công thức:

$$\sigma_y = \gamma_d y,$$

Trong đó:

γ_d - dung trọng của đất;

y - độ sâu điểm đang xét tính từ mặt biên đập.

Những kết quả nghiên cứu lý thuyết rất phức tạp.

Một số lời giải được thực hiện do Ohde, Samsio v.v... ví dụ dựa vào công thức sau để tính ứng suất tại một điểm O của sơ đồ hình 6-26:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_x &= \gamma_d C \cdot \Delta v \sum r \sin v \tan^2 v (1 - \cot^2 \varphi \tan^2 v) = \gamma_d k C_x \\ \sigma_y &= \gamma_d C \cdot \Delta v \sum r \cos v (1 - \cot^2 \varphi \tan^2 v) = \gamma_d k C_y \\ \sigma_{xy} &= \gamma_d C \cdot \Delta v \sum r \sin v (1 - \cot^2 \varphi \tan^2 v) = \gamma_d k C_{xy} \end{aligned} \right\} \quad (6-45)$$

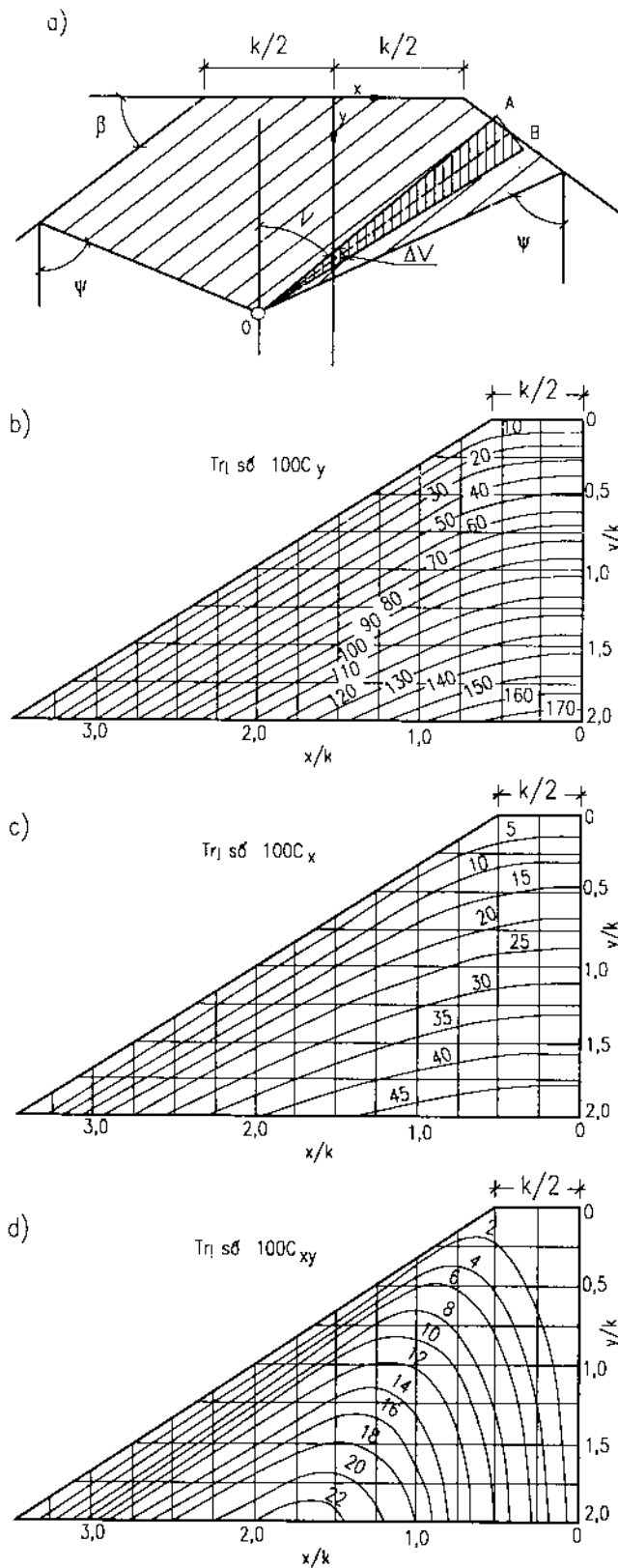
Với các biểu đồ lập sẵn để tính C_x , C_y , C_{xy} .

Trong các công thức trên $C = \sin^2 \varphi / 2\varphi - \sin^2 \varphi$; $\varphi = 90^\circ - \beta$

Kết quả tính toán nhận được giá trị σ_y nhỏ hơn so với kết quả tính theo công thức $\sigma_y = y \cdot \gamma_d$ (trị số σ_{maxy} nhỏ hơn 1,25 ÷ 1,3 lần).

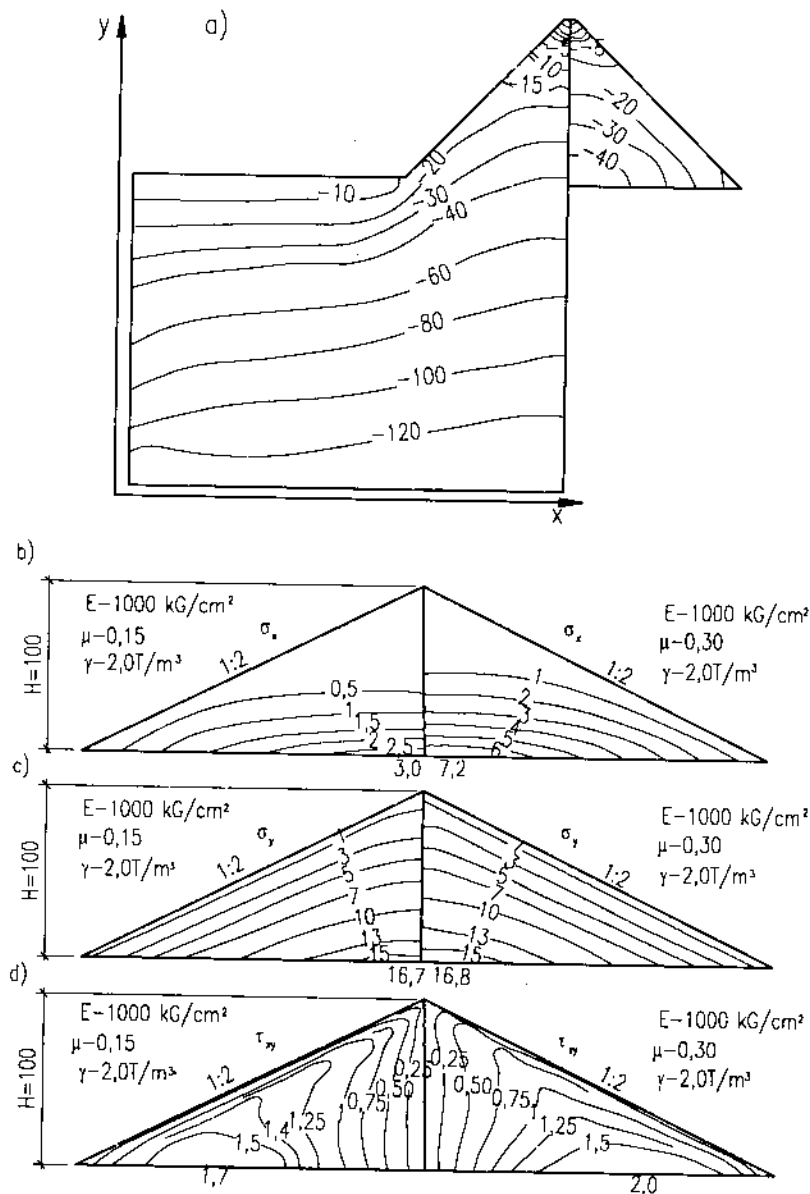
Ngày nay, để tính ứng suất trong thân đập, nền và thiết bị chống thấm bằng đất sét người ta dùng phương pháp phần tử hữu hạn.

Theo phương pháp này người ta thay môi trường liên tục bằng một hệ thống phần tử liên kết với nhau ở các điểm nút, ở các nút các điều kiện liên tục về biến dạng được thực hiện.



Hình 6-26: Biểu đồ xác định C_x , C_y , C_{xy}

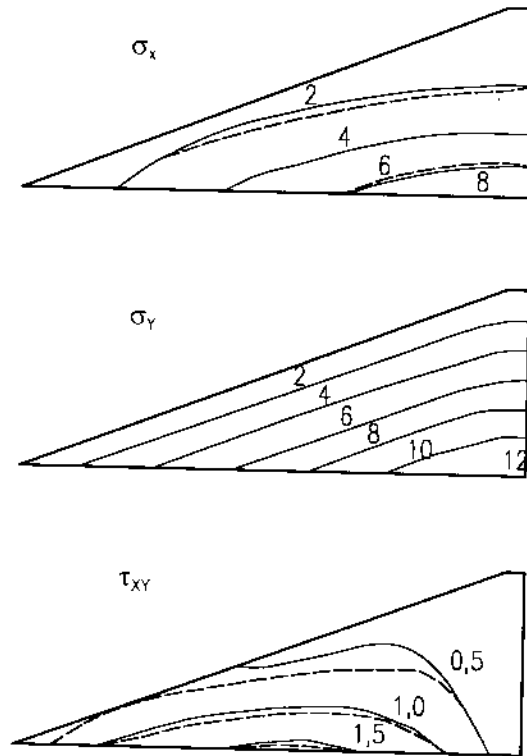
Phương pháp này rất tiện lợi, được ứng dụng cho các sơ đồ khác nhau, xét đến sự khác nhau của các chỉ tiêu cơ lý của đất: mô đun nén E và hệ số poátxông μ cũng như xét đến ảnh hưởng của quá trình xây dựng đập.



Hình 6-27: Biểu đồ ứng suất

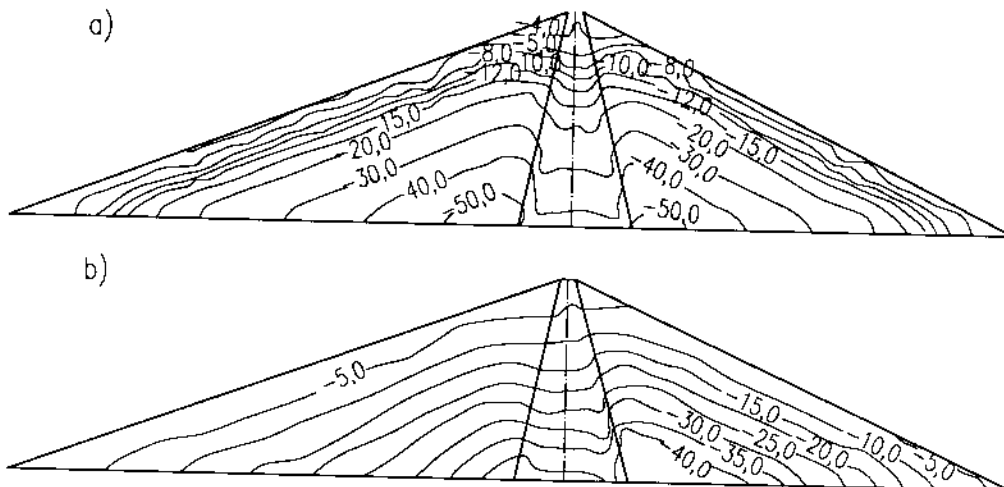
- a) Ứng suất của đập trên nền chịu nén và không chịu nén
b) Ứng suất σ_x , σ_y , τ_{xy} phụ thuộc vào E và μ .

Đối với đập đất có tường lõi mềm sự thay đổi chỉ tiêu cơ lý của thân đập và tường lõi cũng được thể hiện rõ ràng. Trên hình 6-29 thể hiện biểu đồ ứng suất σ_y đối với đập có tường lõi khi chịu tải trọng bản thân.



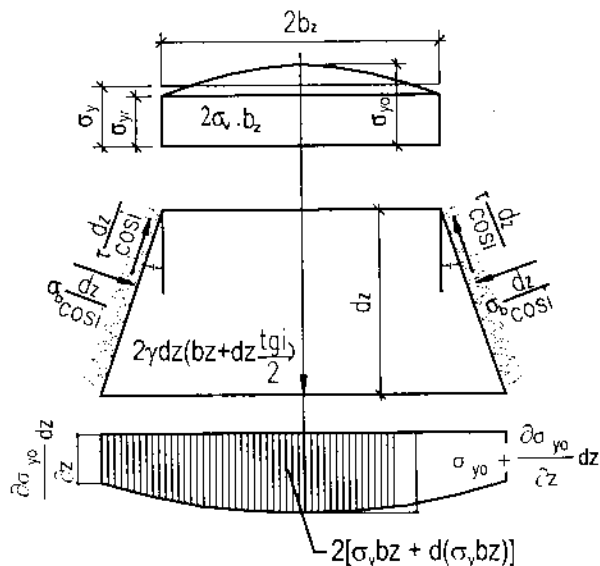
Hình 6-28: Ảnh hưởng của quá trình thi công đến ứng suất
Đường nét liền: xem đập thi công tức thời
Đường nét đứt: Phân 10 đoạn thi công

Đối với loại tường mỏng Nosiveiller giả thiết ứng suất thẳng đứng phân bố theo quy luật parabol trên chiều rộng của tường lõi.



Hình 6-29: Biểu đồ σ_y khi có tường lõi mềm
a) Tải trọng đất; b) Tải trọng đất và nước.

Xét cân bằng lực của phân tử rút ra ứng suất theo phương thẳng đứng trung bình σ_y là (hình 6-30):



Hình 6-30: Xét một phân tử tường tâm

$$\sigma_y = \frac{\gamma_d b}{A + \operatorname{tgi}} \left[1 + \frac{Z}{b} \operatorname{tgi} - \frac{1}{\left(1 + \frac{Z}{b} \operatorname{tgi} \right)^{A/\operatorname{tgi}}} \right] - \frac{C}{A} \left[1 - \frac{1}{\left(1 + \frac{Z}{b} \operatorname{tgi} \right)^{A/\operatorname{tgi}}} \right] \quad (6-46)$$

Trong đó:

γ_d - dung trọng của đất;

b - một nửa chiều rộng ở đỉnh tường;

i - góc nghiêng của tường;

C - lực dính đơn vị;

Z - độ sâu điểm tính toán tính từ đỉnh;

$$A = \operatorname{tgi} + X_1 K_a \alpha (\operatorname{tg} \varphi - \operatorname{tgi})$$

$$X_1 \alpha K_a = \frac{A - \operatorname{tg} i}{\operatorname{tg} \varphi - \operatorname{tg} i}$$

Để tiện lợi, việc tính toán được lập thành biểu đồ xác định trị số A theo quan hệ ϕ và i .

II. Tính lún của đập và nền

Cần tính lún trong 2 trường hợp:

- Lún hoàn toàn (đã cố kết hoàn toàn).
- Lún theo thời gian. Trường hợp này đất đang xảy ra quá trình nén chặt có hệ số thấm nhỏ, tốc độ tiêu tán áp lực nước trong lỗ rỗng của đất chậm.

+ Đối với khối đất đầm nén kỹ từng lớp, trong thời gian khai thác, lún không tiếp diễn nhiều nên thường chỉ tính độ lún hoàn toàn.

+ Nếu thân hay thiết bị chống thấm là bằng đất dính có hệ số cố kết nhỏ hơn 10^{-7} cm/năm và đối với các đập cao hơn 25m thường phải tính lún theo thời gian. Tổng độ lún của đập trong thời gian từ t_1 đến t_2 được xác định bằng cách chia đập ra thành nhiều lớp dày Δh và xác định độ lún trung bình của từng lớp trong một khoảng thời gian nhất định:

$$S_{(t_2-t_1)} = \sum_{i=1}^{i=K.t_2} \Delta h \frac{\epsilon_{t_1}^i - \epsilon_{t_2}^i}{1 + \epsilon_{t_1}^i} \quad (6-47)$$

k_{t_2} - số hiệu lớp đất xây dựng ở thời điểm t_2 ;

$\epsilon_{t_1}^i, \epsilon_{t_2}^i$ - hệ số rỗng của đất tương ứng với thời điểm t_1, t_2 xác định theo đường cong ép lún: $\epsilon \sim \sigma_t$, với:

$$\sigma_t = \sigma_{tu} - U_t, \quad (6-48)$$

- Thời kỳ khai thác, nếu nước dâng đột ngột, tính từ khi nước dâng đến khi đất cố kết hoàn toàn:

$$\sigma_t = \sigma^* - U'_t - U_t \quad (6-49)$$

Với:

σ^* - ứng suất nén trong sườn đất khi đã cố kết hoàn toàn;

U'_t - áp suất thủy tĩnh;

U_t - áp suất thủy động (thấm, khe rỗng);

- Thời kỳ khai thác nếu mực nước dâng lên từ từ tính từ khi xây dựng xong đến cố kết hoàn toàn:

$$\sigma_t = \gamma_2 Z \quad (6-50)$$

γ_2 - dung trọng đất ngậm nước.

Z - chiều dày lớp đất từ mặt cắt tính toán đến mặt đất.

III. Tính toán áp lực khe rỗng

1. Mở đầu

Trong môi trường đất có 3 thành phần: hạt rắn, nước, không khí khi các hạt tựa vào nhau vững chắc thì gọi là môi trường đất đã cố kết hoàn toàn.

Dưới tác dụng của tải trọng các thành phần nước và khí hậu theo các lỗ rỗng của đất thoát ra ngoài làm độ rỗng của đất giảm dần.

Quá trình cố kết liên quan chặt chẽ đến độ rỗng và tỷ lệ các thành phần nước và khí trong đất.

Khi đất chứa tỷ lệ nước vừa phải còn lại là khí thì cố kết nhanh, do khí thoát ra làm giảm độ rỗng. Khi đất chứa nhiều nước (độ bão hoà $G \geq 0,85$), không khí ít, khó liên thông ra ngoài do tồn tại các bong bóng khí. Khi đó việc tăng tải là vô hiệu quả, sườn đất biến dạng tạm thời mà độ rỗng không thay đổi. Quá trình cố kết chỉ xuất hiện khi nước trong lỗ rỗng bị ép thải ra ngoài dưới tác dụng của ngoại lực. Hạt càng bé, sự ép thải càng khó, áp lực nước phân bố không đều trong kẽ rỗng càng lớn. Đó là áp lực kẽ rỗng hay áp lực dư.

Áp lực trong kẽ rỗng của đất sét sinh ra trong quá trình nén chặt do ảnh hưởng của ngoại lực và trọng lượng bản thân, cần xét đến khi tính ổn định mái, tính độ lún của đập và bộ phận chống thấm (tường lõi, tường nghiêng bằng đất sét - QPVN - 11 - 77 quy định đối với đập có chiều cao trên 40m). Còn khi chiều cao dưới 40m nên xét khi xây đập bằng đất ít thấm nước hoặc khi xây đập trên nền đất sét dẻo mềm, dẻo chảy, độ sét lớn (thường tiến hành khi hệ số thấm của đất $K < (5 \div 10)10^{-6}$ cm/s và độ bão hoà $G \geq 0,85$).

Như trình bày ở các mục sau, áp lực khe rỗng trong đập cũng như thiết bị chống thấm phụ thuộc vào trạng thái ứng suất thân đập.

Quy phạm Việt Nam quy định khi tính áp lực khe rỗng ở lõi các đập hỗn hợp có chiều cao trên 70m nên xác định ứng suất thân đập dạng hỗn hợp cũng như đánh giá điều kiện làm việc của lõi giữa, tường nghiêng chỗ tiếp giáp với đá.

2. Các phương pháp xác định áp lực khe rỗng

- Phương pháp Hilf: theo phương pháp này áp suất của không khí và của nước trong lỗ rỗng của đất bằng nhau và không tiêu tán trong thời gian nghiên cứu.

- Phương pháp V.A.Florin: đạt được những kết quả về mặt lý luận cũng như ứng dụng thực tế. Florin đã xác lập được phương trình áp lực theo thời gian dựa vào phương trình cố kết của đất. Phương trình thiết lập cho môi trường bão hoà và không bão hoà nước và xét đến áp lực thay đổi theo thời gian cũng như sự thay đổi các chỉ tiêu cơ lý của đất. Theo điều kiện thoát nước của khối đất người ta phân thành ba trường hợp:

- Thoát nước theo một hướng (áp dụng cho tường lõi, tường nghiêng mỏng hoặc nền đập có lớp sét mỏng);

- Thoát nước theo 2 hướng (bài toán phẳng) áp dụng cho đập có chiều dài lớn hơn 2 lần chiều rộng;

- Thoát nước 3 hướng (bài toán không gian) dùng cho đập đắp trong lòng hẹp.

§6.5. ỔN ĐỊNH CỦA ĐẬP ĐẤT

I. Mở đầu

Trong phần này xem xét ổn định trượt của mái đập, hoặc mái đập cùng với nền, cũng như ổn định của lớp bảo hộ trên mái.

Các tải trọng tác dụng lên đập gồm:

1. Trọng lượng đất đắp và nền.
2. Áp lực nước tĩnh.
3. Áp lực sóng.
4. Lực thấm: đất dưới đường bão hoà chịu lực đẩy nổi và lực thấm, lực thấm tác dụng lên khối đất ($\omega \times l$) là:

$$W_{\phi} = \omega J \gamma_n$$

Trong đó:

ω - diện tích mặt cắt ngang của khối đất;

J - gradien thấm trung bình trong diện tích đó.

Lực thấm có phương chiều trùng với phương chiều của dòng thấm tại điểm tính toán. Dưới tác dụng của lực thấm mái đập càng dễ mất ổn định.

5. Áp lực nước lỗ rỗng của đất.

6. Áp lực gây ra do nước mao dẫn.

Phía trên đường bão hoà có khu mao dẫn. Độ cao khu mao dẫn tùy thuộc loại đất. Đối với đất cát, độ cao mao dẫn khoảng $5 \div 16$ cm, đối với các loại đất pha sét, đất sét độ cao có thể đạt $0,5 \div 1,5$ m hoặc cao hơn nữa.

7. Lực sinh ra khi có động đất: lực quán tính động đất của khối trượt và của khối nước trước đập.

II. Hình dạng mặt trượt của mái dốc

Việc lựa chọn hình dạng mặt trượt hợp lý là vấn đề quan trọng trong tính toán ổn định đập đất. Từ lâu nhiều nhà khoa học đã nghiên cứu và đưa ra những kết luận về nguyên nhân hình thành sự phá vỡ của những mái đập không ổn định.

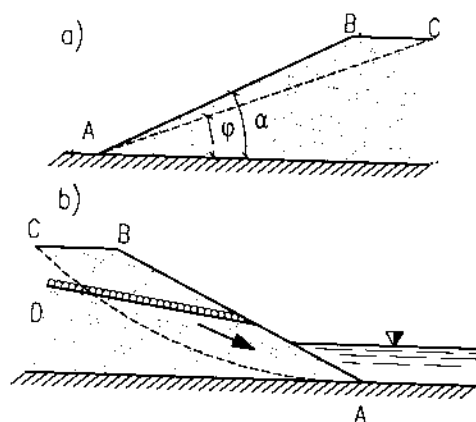
Đối với mái bằng những loại đất không dính và không có lực thấm thì mái dốc ổn định được thể hiện bằng đường thẳng AC trong hình (6-31a). Đường AC nghiêng một góc φ so với mặt phẳng nằm ngang (φ là góc ma sát trong của đất). Muốn mái dốc ổn định không trượt thì góc nghiêng α của mái phải thoả mãn điều kiện $\alpha \leq \varphi$.

Nếu một phần mái đập nằm trong nước hoặc chịu tác dụng của nước thấm mặt trượt sẽ có dạng đường cong (hình 6-31b).

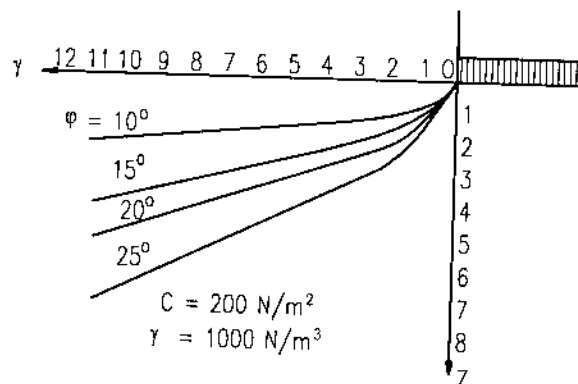
Đối với đất dính, mái đất được giữ ổn định nhờ lực dính và lực ma sát. Lực dính thường có tác dụng rất lớn, đặc biệt là những đập đầm nén tốt. Hình dạng mặt trượt thông thường có dạng hình cung, trong một số trường hợp có thể trượt cả phần nền. Rất nhiều học giả đã dùng lý luận nghiên cứu xác định hình dạng mặt trượt. Xôkôlốpski đã xác định được phương trình dạng mặt trượt đối với mái đồng chất. Song việc giải phương trình đó rất phức tạp. A.M.Xen-kôp dựa trên lý luận cân bằng cực hạn đã nghiên cứu

thiết lập các đồ thị xác định dạng mặt ngoài mái đất đồng chất lúc cân bằng cực hạn. Hình dạng mái dốc ổn định giới hạn này phụ thuộc vào góc ma sát φ và lực dính C .

Hình (6-32) giới thiệu một họ mái dốc ổn định giới hạn ứng với các trị số φ khác nhau và khi $C = 200\text{N/m}^2$.



Hình 6-31: Mặt trượt của mái đập đất

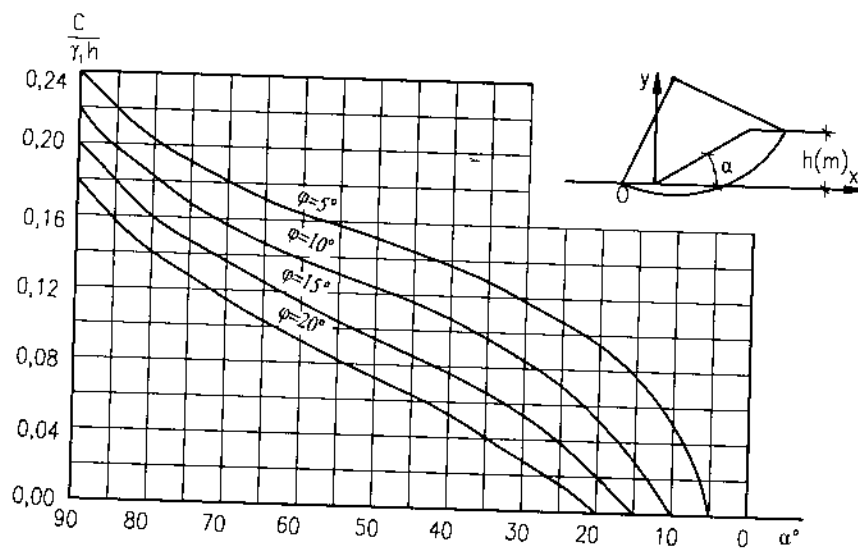


Hình 6-32: Mái đập cân bằng ổn định

Trong thực tế xây dựng mái đập thường là đường thẳng hoặc đường gãy. Khi thiết kế người ta giả thiết gần đúng mặt trượt hình trụ tròn, trường hợp đặc biệt có thể dùng mặt gãy hoặc dùng phối hợp cả hai loại.

III. Tính toán ổn định mái đập đồng chất dưới tác dụng của trọng lượng bản thân

Đối với đập đồng chất chịu tác dụng của trọng lượng bản thân người ta thường dùng mặt trụ tròn. Nhiều tác giả đã nghiên cứu các phương pháp gần đúng tính toán ổn định. Kết quả nghiên cứu được ghi thành biểu đồ (hình 6-33).



Hình 6-33: Đường biểu diễn ổn định mái đập

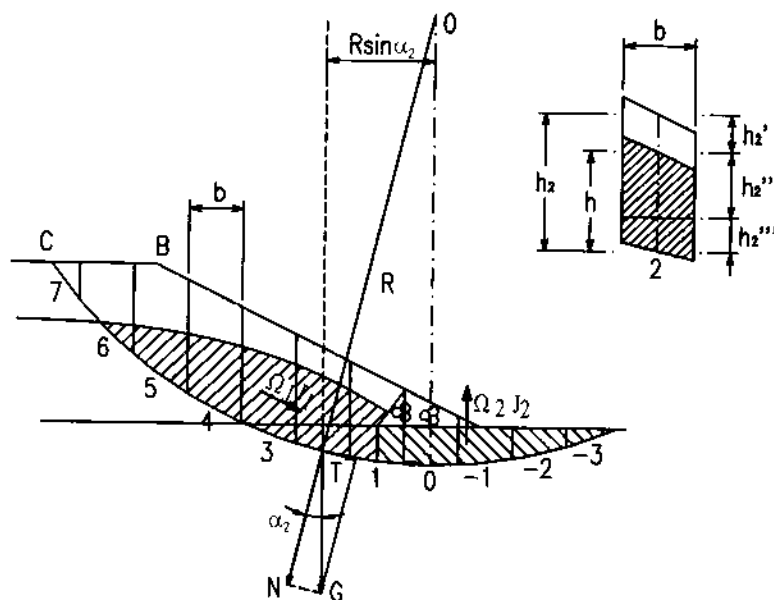
Khi đã biết trọng lượng riêng của đất γ , góc ma sát trong φ , lực dính đơn vị C và chiều cao đập h , dùng đồ thị ta xác định được góc nghiêng α của mái ổn định.

Đồ biểu trên được sử dụng đối với mái đập khô hoặc khi đường bão hoà nằm rất thấp (khi có tường nghiêng, tường lõi chống thấm tốt, có thiết bị thoát nước hoặc nền đập thấm nước mạnh khi mực nước ngầm thấp).

IV. Tính toán ổn định của mái đập không đồng chất phương pháp vòng cung trượt

Trong thực tế, đập đất thường là không đồng chất vì ngay đối với đập đắp cùng một loại đất khi dâng nước có dòng thấm qua đập, sẽ làm cho các chỉ tiêu cơ lý như góc ma sát φ , lực dính C , trọng lượng riêng γ của phần đất nằm dưới và trên đường bão hoà khác nhau. Mặt trượt trong đập đất là một mặt cong. Để đơn giản tính toán ta xem nó là một phần của mặt trụ và giải theo bài toán phẳng, nghĩa là xét một đoạn đập có chiều dài thân đập bằng một đơn vị (1m).

Đất nằm trên và dưới đường bão hoà CB và ở trong nền như ở hình vẽ (6-34) có các chỉ tiêu cơ lý khác nhau: Góc ma sát trong là $\varphi_1, \varphi_2, \varphi_3$, lực dính đơn vị là C_1, C_2, C_3 và trọng lượng riêng là $\gamma_1, \gamma_2, \gamma_3$.



Hình 6-34: Sơ đồ tính ổn định mái đập hạ lưu

Giả thiết một cung trượt bất kỳ tâm O bán kính R. Nguyên tắc để đảm bảo ổn định mái đập là thoả mãn bất đẳng thức sau:

$$K = \frac{\sum M_c}{\sum M_t} \geq [K], \quad (6-51)$$

Trong đó:

ΣM_c - tổng các mô men chống trượt đối với tâm O;

ΣM_t - tổng các mô men gây trượt đối với tâm O;

[K] - hệ số an toàn chống trượt cho phép, phụ thuộc cấp bậc của công trình, xác định theo quy phạm.

Để lập công thức tính toán, nghĩa là tính tổng số mô men chống trượt và mô men gây trượt của khối đất ta chia phần đất trượt thành nhiều dải đất có chiều rộng b . Để tiện tính toán có thể lấy chiều rộng $b = \frac{R}{m}$,

Trong đó:

R - bán kính cung trượt.

m - số bất kỳ nên lấy bằng $10 \div 20$.

Đường thẳng đứng O - O chia chiều rộng của một dải ra làm hai phần bằng nhau. Các dải đất được đánh số thứ tự trong hình 6-34.

Ta xét một dải đất, ví dụ dải có số thứ tự $n = 3$.

Trọng lượng của dải đất, tổng quát có thể viết:

$$G_n = (\gamma_1 h'_n + \gamma_2 h''_n + \gamma_3 h'''_n + \dots) \quad (6-52)$$

Ta dời lực G_n xuống đáy dải (tức là mặt trượt) rồi phân tích thành hai thành phần lực theo phương tiếp tuyến $T_n = G_n \sin \alpha_n$, lực theo phương pháp tuyến $N_n = G_n \cos \alpha_n$.

Lực pháp tuyến sẽ gây nên lực ma sát S_n có tác dụng chống trượt $S_n = N_n \tan \varphi_n$.

Lực tiếp tuyến là lực gây trượt.

Áp lực thấm tham gia đẩy trượt mái dốc có thể tính theo các phương pháp khác nhau tùy theo quan niệm về sự tác dụng của áp lực lên khối trượt.

1. Xem áp lực thấm tác dụng lên toàn bộ phần đất nằm dưới đường bão hoà và phụ thuộc vào gradien thấm của mỗi điểm

Đối với một dải đất bất kỳ áp lực thấm sẽ là:

$$W_n = \gamma_n J b h, \quad (6-53)$$

Trong đó:

J - gradien trung bình của dòng thấm trong phạm vi chiều cao cột đất nằm dưới đường bão hoà;

h - chiều cao cột đất;

b - chiều rộng cột đất;

γ_n - dung trọng của nước.

Lực thấm tác dụng lên khối đất trượt tính theo công thức:

$$W = \gamma_n \Omega J_{tb}, \quad (6-54)$$

Trong đó:

Ω - diện tích của vùng thấm;

J_{tb} - gradien trung bình của vùng thấm Ω .

Điểm đặt của W ở trọng tâm diện tích Ω và hướng theo độ dốc trung bình của dòng thấm. Theo sơ đồ hình 6-33 áp lực thấm có 2 thành phần:

$$W_1 = \gamma_n \Omega_1 J_1, \quad (6-55)$$

$$W_2 = \gamma_n \Omega_2 J_2, \quad (6-56)$$

Trong đó:

Ω_1, Ω_2 - diện tích phần cung trượt nằm trong phạm vi có nước thấm lần lượt kể từ đầu thiết bị thoát nước về phía trước và từ thiết bị thoát nước về phía sau (khi không có thiết bị thoát nước có thể xem $\Omega_2 = 0$);

J_1, J_2 - gradien trung bình của mỗi khu vực xác định chính xác bằng cách vẽ lưới thấm. J_1 có thể lấy gần đúng là độ dốc của đường thẳng CB; J_2 xác định trên cơ sở vẽ lưới thấm của vùng Ω_2 .

Để tiện tính toán, phương của W_2 có thể xem như thẳng đứng.

$$K = \frac{\sum N_n \operatorname{tg} \varphi_n + \sum C_n l_n}{\sum T_n + \gamma_n \Omega_1 J_1 \frac{r_1}{R} + \gamma_n \Omega_2 J_2 \frac{r_2}{R}} \quad (6-57)$$

Trong đó:

φ_n, C_n - góc ma sát trong và lực dính đơn vị của loại đất tại đáy dải thứ n ;

l_n - chiều dài đoạn cung trượt tại dải thứ n ;

r_1, r_2 - cánh tay đòn của lực thấm W_1, W_2 đối với tâm O của vòng cung trượt;

R - bán kính cung trượt.

Bằng cách chia dải như đã trình bày ở trên ta dễ dàng thấy rằng:

$$\sin \alpha_n = \frac{n}{m} \quad \text{và} \quad \cos \alpha_n = \sqrt{1 - \left(\frac{n}{m}\right)^2}$$

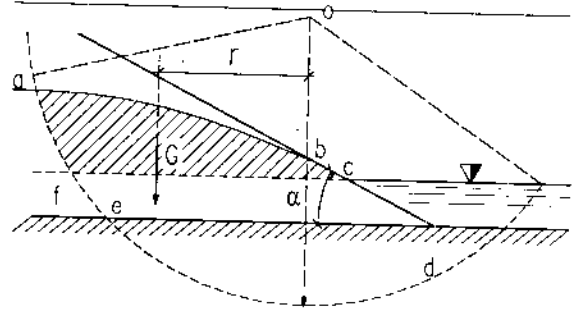
Do đó công thức (6-57) có thể viết dưới dạng:

$$K = \frac{\sum G_n \sqrt{1 - \left(\frac{n}{m}\right)^2} \operatorname{tg} \varphi_n + \sum C_n l_n}{\sum G_n \frac{n}{m} + \gamma_n \Omega_1 J_1 \frac{r_1}{R} + \gamma_n \Omega_2 J_2 \frac{r_2}{R}} \quad (6-58)$$

Theo cách tính trên vùng đất có khối trượt chia làm 2 phần. Vùng đất trên đường bão hoà được tính với dung trọng tự nhiên. Phần dưới đường bão hoà được tính với dung trọng đẩy nổi trong nước.

2. Ngoài ra, khi tính toán còn biến áp lực thấm thành lực trọng lượng

Dùng trọng lượng G của khối nước có diện tích $afcb$ biểu thị trong hình (6-35) nhân với cánh tay đòn r thay cho mômen do áp lực thấm gây ra biểu thị trong công thức (6-57), (6-58).



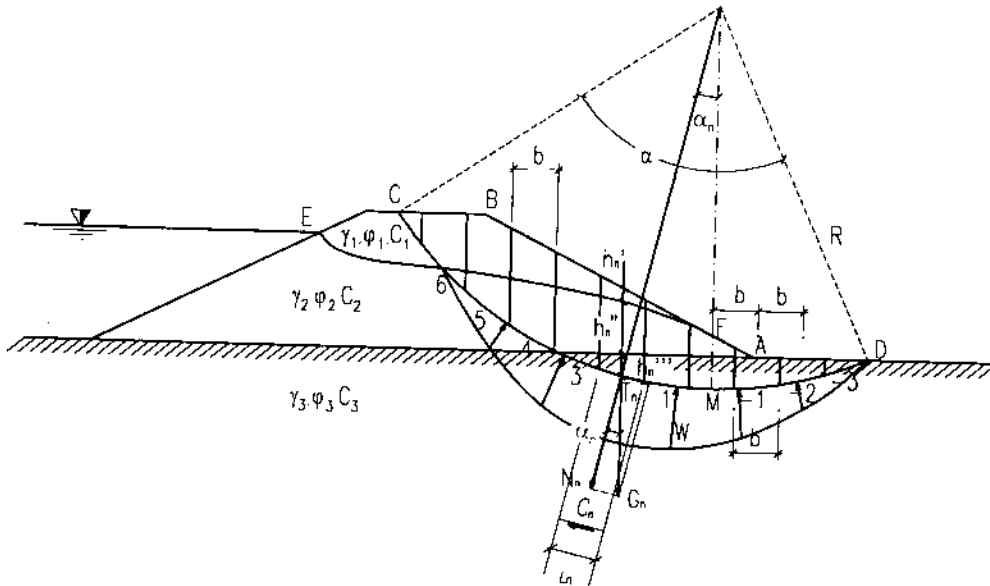
Hình 6-35: Sơ đồ tính lực thấm theo áp lực trọng lượng.

3. Theo đề nghị của N.M. Ghecxêvanôp, giả thiết xem khối trượt là một vật thể rắn và như vậy có thể chuyển áp lực thấm thành áp lực thuỷ tĩnh tác dụng lên mặt trượt và hướng tâm (hình 6-36).

Trị số áp lực này tại một điểm bằng $\gamma_n h$, trong đó:

γ_n - trọng lượng riêng của nước;

h - chiều cao cột nước từ đường bão hoà tới điểm đang xét nằm ở mặt trượt.



Hình 6-36: Sơ đồ tính ổn định mái đập theo Ghecxêvanôp

Ta có công thức tính toán sau đây:

$$K = \frac{\sum (N_n - W_n) \operatorname{tg} \varphi_n + \sum C_n l_n}{\sum T_n} \quad (6-59)$$

Trong đó:

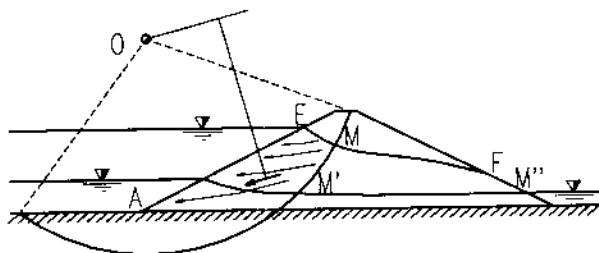
W_n - áp lực thủy tĩnh tác dụng theo phương hướng tâm cung trượt tại dải đang xét:

$$W_n = \gamma_n h \frac{b}{\cos \alpha_n} \quad (6-60)$$

Các ký hiệu khác như trên.

Khi dùng công thức này, phần đất kể từ đường bão hoà trở xuống tính theo trạng thái bão hoà.

Đối với mái thượng lưu, khi mực nước dâng cao, áp lực thấm có tác dụng tăng thêm ổn định. Khi nước hồ rút, nước trong thân đập có thể thoát ra phía thượng lưu và có tác dụng bất lợi cho điều kiện ổn định mái đập. Dựa vào tốc độ hạ thấp của mực nước hồ, người ta phân ra hai trường hợp: nước rút từ từ và nước rút đột ngột. Mỗi trường hợp có tác dụng khác nhau đối với ổn định của mái đập.



Hình 6-37: Nước thấm ở mái thượng lưu đập khi hồ rút nhanh

Nếu mực nước hồ hạ thấp từ từ, đường bão hoà cũng xuống theo. Khi đất mà nước vừa thoát còn ở trạng thái ướt có trọng lượng riêng lớn, trong công thức tính ổn định, ta thấy có một phần đất trước kia chịu lực đẩy nổi, giờ đây ở trạng thái ướt. Bộ phận đất ướt này lại nằm ở phần trên cao trong những dải tính toán có $\alpha_0 > \varphi$. Vì vậy sẽ làm tăng mô men trượt nhanh hơn so với mô men chống trượt và do đó tác dụng làm giảm ổn định của mái đập thượng lưu.

Khi mực nước hồ rút nhanh, nước trong những kẽ rỗng của đất thoát không kịp, do đó hình thành dòng thấm chảy về phía hồ. Trong trường hợp này lực thấm sẽ có tác hại, làm mất ổn định mái.

Cơ sở để xác định nước rút nhanh hay chậm là tính thấm của đất và tốc độ rút nước. Đối với các loại đất có hệ số thấm $K > 0,001$ cm/s nếu tốc độ hạ thấp mực nước hồ < 1 m/ngày đêm thì coi là trường hợp nước rút từ từ; nếu tốc độ hạ thấp mực nước > 3 m/ngày đêm thì gọi là nước rút đột ngột.

Trong thực tế, có những trường hợp trung gian, nước hồ hạ thấp tương đối nhanh, nước trong đập có thoát đi một phần làm hạ đường bão hoà xuống chút ít nhưng khá lâu mới đạt tới vị trí ổn định. Trong trường hợp đó ta có dòng thấm không ổn định và phải tính toán bằng cách phân quá trình nước rút thành nhiều thời đoạn:

$$t = \Delta t_1 + \Delta t_2 + \Delta t_3 + \dots$$

với: $\Delta t_1 = t_1 - t_0; \Delta t_2 = t_2 - t_1 \dots$

Trong mỗi thời đoạn coi như đường bão hoà không đổi, ta tính được lượng nước thấm thoát đi:

$$V_1 = q_1 \Delta t_1 \dots$$

Từ đó tính được diện tích nó chiếm chỗ.

$$A_1 = \frac{V_1}{n} \quad (n - \text{độ rỗng của đất}).$$

Đó cũng là phần giảm đi của diện tích nước thấm. Trên cơ sở đó ta tính được vị trí mới của đường bão hoà tại thời điểm t_1 . Tiếp tục như vậy với các thời đoạn $\Delta t_2, \Delta t_3 \dots$. Cuối cùng ta được vị trí của đường bão hoà sau thời gian t , biết vị trí của đường bão hoà ta tìm được lực thấm để xác định ổn định của mái đập.

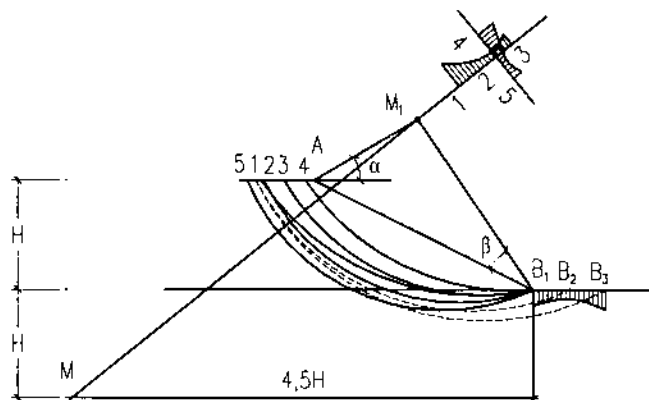
Vì phải bảo đảm khai thác thường xuyên, nên rất ít khi mực nước thượng lưu rút xuống đến chân đập. Bởi vậy mặt trượt nguy hiểm không nhất thiết bao gồm cả mái đập mà có thể là một phần trên của mái. Để đảm bảo chống trượt khi nước hồ rút nhanh, mái thượng lưu thường làm thoải hơn, lớp bảo vệ thượng lưu dày một chút (chủ yếu để phòng xói) nhằm tăng cường lực chống trượt. Dưới lớp bảo vệ mái thượng lưu, có khi có đặt thêm thiết bị thoát nước để nước thân đập thoát nhanh, giảm áp lực thấm.

V. Xác định cung trượt nguy hiểm

Ở trên mới nêu cách xác định hệ số an toàn K cho một cung trượt bất kỳ. Trong thiết kế, cần phải xác định cung trượt nguy hiểm nhất, tức là tìm hệ số an toàn nhỏ nhất $K_{\min}$. Vấn đề này đã được nhiều người nghiên cứu và tổng kết kinh nghiệm. Dưới đây xin giới thiệu một số phương pháp và nguyên tắc xác định vòng cung có trị số $K_{\min}$.

1. Phương pháp Filennit

Theo kinh nghiệm tính toán, Filennit đề nghị xác định tâm trượt nguy hiểm như sau: Đầu tiên ta cần xác định đường thẳng MM_1 như trong hình 6-38. Vì tâm trượt nguy hiểm nhất nằm ở lân cận đường này. Điểm M_1 được xác định dựa vào các góc α và β . Các góc này phụ thuộc độ dốc đập có thể tra bảng (6-5).



Hình 6-38: Sơ đồ xác định vị trí cung trượt nguy hiểm

Trên đường MM_1 lấy các điểm $O_1, O_2, O_3, \dots$, vẽ các cung trượt cùng đi qua điểm B ở chân đập. Từ đó, tính các hệ số ổn định K theo các công thức đã giới thiệu.

Dựa vào các trị số K tương ứng với mỗi điểm, ta vẽ đường cong biểu diễn của các trị số K. Đường cong này sẽ cho một trị số nhỏ hơn cả tương ứng với một điểm O nào đấy. Qua điểm này ta kẻ một đường thẳng góc với đường MM_1 . Trên đường mới này ta tiếp tục lấy các điểm $O_5, O_6, O_7, \dots$ làm tâm vẽ các cung trượt cùng đi qua điểm B_1 và cũng theo cách xác định như trên, tìm được trị số K nhỏ nhất so với các trị số khác của các vòng tròn đi qua B_1 .

Bảng 6-5

Độ dốc mái đập	Góc nghiêng mái đập	α°	β°	Độ dốc mái đập	Góc nghiêng mái đập	α°	β°
1 : 1,0	45°	37	28	1 : 3,0	18° 26'	35	25
1 : 1,5	33° 41'	35	26	1 : 4,0	14° 03'	36	25
1 : 2,0	26° 34'	35	25	1 : 5,0	11° 10'	39	25

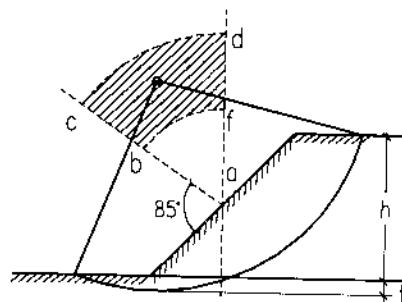
Ta lại tiến hành tính toán theo các bước như trên đối với điểm B_2, B_3 để vẽ đường biểu diễn của K. Cuối cùng ta tìm được hệ số an toàn nhỏ nhất $K_{\min}$ và trị số này phải $\geq [K]$ thì mái đập mới bảo đảm an toàn. Cách tính toán như trên có khối lượng rất lớn, nên nhiều khi để tiện cho việc tính toán người ta xem như các vòng cung trượt chỉ đi qua điểm B_1 ở chân đập.

Phương pháp này có nhược điểm là lúc ban đầu chưa xác định được vùng có tâm trượt nguy hiểm.

2. Phương pháp V. V. Fandéép

Phương pháp này không trực tiếp cho ta xác định ngay được vòng cung trượt có hệ số an toàn nhỏ nhất, song cho phép ta sơ bộ xác định được khu vực chứa tâm trượt (cũng có tâm trượt nằm ở những vùng lân cận ngoài khu vực).

Để xác định khu vực này, từ điểm giữa của mái đập (khi mái có nhiều độ dốc khác nhau thì lấy trị số trung bình) ta kẻ một đường thẳng đứng và một đường hợp với mái dốc một góc 85° như hình 6-39. Cũng từ điểm đó làm tâm kẻ các cung tròn có bán kính R và r tham khảo bảng (6-6). Các bán kính này phụ thuộc vào chiều cao đập và độ dốc mái.



Hình 6-39: Khu vực chứa tâm vòng cung trượt có hệ số an toàn nhỏ nhất

Bảng 6-6

Mái dốc đập	1,0	2,0	3,0	4,0	5,0	6,0
R/H	1,5	1,75	2,3	3,75	4,8	5,5
r/H	0,75	0,75	1,0	1,5	2,2	3,0

Theo M.M. Xôkôlốpski, độ sâu của cung trượt không quá $1,5H$ (H là chiều cao đập), bán kính cung trượt có thể xác định theo bảng (6-7).

Bảng 6-7. Bán kính giới hạn của mặt trượt nguy hiểm nhất

Độ sâu của vòng cung t/H	Mái dốc đập					
	1,0	2,0	3,0	4,0	5,0	6,0
0,25	$1,5 \div 2,0$	$1,6 \div 2,2$	$2,3 \div 3,0$	$3,0 \div 4,5$	$4,0 \div 5,5$	$5,0 \div 6,5$
0,5	$1,5 \div 2,3$	$1,8 \div 2,6$	$2,4 \div 3,2$	$3,0 \div 4,5$	$4,0 \div 5,5$	$5,0 \div 6,5$
1,0	$2 \div 2,5$	$2,2 \div 3,0$	$2,0 \div 3,5$	$3,5 \div 4,5$	$4,0 \div 5,5$	$5,0 \div 6,5$
1,5	$2,7 \div 3,5$	$3,0 \div 3,7$	$3,0 \div 4,2$	$3,5 \div 4,5$	$4,0 \div 5,5$	$5,0 \div 6,5$

VI. Ảnh hưởng của áp lực kẽ rỗng đến ổn định của đập đất

Khe rỗng trong đất sét rất nhỏ, có chứa nước và không khí. Khi tăng tải trọng, thể tích của đất bị ép co. Nhưng vì hệ số thấm bé nên nước và không khí trong các kẽ rỗng thoát ra chậm, làm cho áp lực nước và không khí trong khe rỗng càng lớn. Nước và không khí bị áp lực lớn làm giảm lực chống cắt của đất, ảnh hưởng đến tính ổn định của công trình. Bởi vậy đối với những đập đất xây bằng đất dính hay những bộ phận chống thấm trong thân đập đất, đập đá (tường lõi, tường nghiêng) bằng đất sét khi thiết kế phải xét đến áp lực kẽ rỗng.

Áp lực đó phát sinh trong thời gian thi công khi đập được đắp cao dần, đập đất càng cao, tốc độ thi công càng nhanh, thì áp lực đó càng lớn. Đó là thời kỳ nguy hiểm nhất. Khi tải trọng không tăng, áp lực nước kẽ rỗng sẽ giảm dần theo thời gian nhưng vẫn còn tồn tại trong một thời đoạn.

Khi nước hồ rút nhanh, một bộ phận đất nhô ra khỏi mực nước, đất trở thành bão hoà (khi thoát nước chậm) hoặc thành đất ướt (khi thoát nước nhanh). Tải trọng tăng lên làm cho phần đất ít thấm nước ở phía dưới sinh ra áp lực kẽ rỗng.

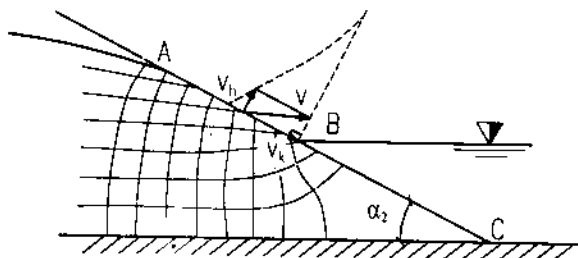
VII. Ảnh hưởng của dòng thấm đi ra ở mái hạ lưu

Dòng thấm thoát ra ở mái hạ lưu tại một điểm A nằm cao hơn mực nước hạ lưu và có thể gây xói ngầm. Tại A dòng thấm tiếp tuyến với mái đập và trị số gradien thấm $J_A = \sin \alpha_2$. Từ điểm B trở xuống các dòng thấm đều ra thẳng góc với mái đập.

Trên đoạn AB phương dòng thấm biến đổi dần và tiến tới trục giao với mái tại B. Trên đoạn AB giá trị gradien thấm cũng biến đổi tăng dần từ A đến B. Tuy vậy hình

chiều của chúng lên mái dốc vẫn bằng $\sin\alpha_2$. Theo lý thuyết $J_b = \infty$ nhưng thực ra J_b chỉ có thể đạt trị số nhất định. Trên mái phía dưới mực nước hạ lưu, gradien thấm nhỏ hơn trên đoạn AB.

Bởi vậy xét về thấm thì đoạn AB làm việc bất lợi nhất. Xét điều kiện ổn định của một đơn vị khối đất tại A áp lực thấm tác dụng lên khối đất là $\gamma_n \sin\alpha_2$ (γ_n - trọng lượng riêng của nước).



Hình 6-40: Kiểm tra xói lở mái dốc hạ lưu do dòng thấm gây ra

Trọng lượng đơn vị thể tích khối đất γ_1 (đất trong nước) có thể phân thành hai thành phần:

- Theo phương mái đập $\gamma_1 \sin\alpha_2$.
- Theo phương vuông góc với mái $\gamma_1 \cos\alpha_2$.

Lực thấm và thành phần trọng lượng theo phương mái đập có xu hướng lôi đất trượt theo mái. Thành phần trọng lượng theo phương vuông góc với mái đập có tác dụng gây ra lực ma sát chống trượt $\gamma_1 \cos\alpha_2 \tan\varphi$ (φ - góc ma sát trong của đất).

Điều kiện cân bằng cực hạn là:

$$\gamma_1 \sin\alpha_2 + \gamma_n \sin\alpha_2 = \gamma_1 \cos\alpha_2 \tan\varphi \quad (6-61)$$

Vì $\gamma_1 \approx \gamma_n$ nên:

$$\tan\varphi = \frac{\gamma_1 + \gamma_n}{\gamma_n} \tan\alpha_2 \approx 2 \tan\alpha_2 \quad (6-62)$$

Như vậy điều kiện để đảm bảo ổn định là:

$$\tan\alpha_2 < \frac{1}{2} \tan\varphi \quad (6-63)$$

Phía dưới điểm A, gradien thấm sẽ tăng. Để chống xói ngầm người ta bố trí tầng lọc ngược trên đoạn đó. Ở những nơi mưa nhiều lớp bảo vệ hạ lưu phải làm đến $1/4 \div 1/5$ chiều cao đập. Đối với đất pha sét nhờ có lực dính nên dòng thấm thoát ra trên mái hạ lưu thường không nguy hiểm.

VIII. Đánh giá phương pháp tính toán ổn định theo mặt trượt hình trụ tròn

Phương pháp tính ổn định theo mặt trụ tròn trình bày ở trên được dùng phổ biến nhưng vẫn còn một số tồn tại như sau:

1. Tính toán tiến hành theo sơ đồ phẳng, chưa xét được bài toán không gian. Trong thực tế hiện tượng mái đất trượt thường xảy ra trong phạm vi nhất định. Độ dài khối trượt thường trong khoảng $1 \div 1,5$ lần độ dài cung trượt, đó là bài toán không gian. Mỗi

băng đất không những có lực tác dụng ở mặt đáy mà còn có mô men chống trượt do lực ma sát và lực dính ở hai bên tạo ra. Vì vậy bài toán không gian cho hệ số an toàn lớn hơn so với bài toán phẳng. Trong tính toán ổn định mái đập không xét bài toán không gian là thiên về an toàn.

2. Chưa xét ảnh hưởng các lực tác dụng 2 bên của mỗi dải đất. Hệ lực tác dụng lên một băng đất không thoả mãn điều kiện cân bằng tĩnh lực: lực tác dụng tương hỗ giữa các dải đất đều trực đối nhau. Đối với cả khối đất, đó là nội lực nên không xét tới, song đối với mỗi băng đất các lực tác dụng hai bên dải đất không bằng nhau, chúng không triệt tiêu nhau nên làm thay đổi trị số và phương chiều của các lực truyền xuống cùng trượt.

Xét lực tác dụng lên một dải đất, để dải đất ở trạng thái cân bằng thì lực tác dụng hai bên dải phải khác nhau.

3. Ngày nay, người ta dùng nhiều phương pháp tính ổn định theo mặt trượt trụ tròn có xét sự tương tác hai bên của các dải đất.

IX. Tính toán ổn định tường nghiêng và lớp bảo hộ tường nghiêng

Tường nghiêng bằng đất dính có hệ số ma sát bé, góc nghiêng của tường có thể lớn nên cần kiểm tra ổn định trượt lớp bảo hộ theo mặt tiếp xúc với tường hay kiểm tra ổn định của tường theo mặt tiếp xúc với thân đập.

- Kiểm tra lớp bảo hộ tường nghiêng hình (6-41).

Khối đất BCDD' có trọng lượng G_1 có thể gây ra trượt theo mặt phẳng CD dưới tác dụng của lực tiếp tuyến:

$$S_1 = G_1 \sin \alpha_1.$$

Lực ma sát có tác dụng giữ lại:

$$T_1 = N_1 \tan \varphi_1.$$

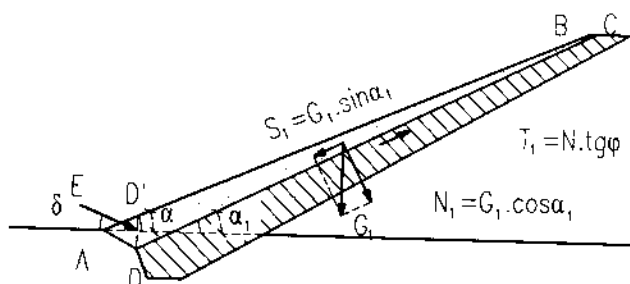
Ta có:

$$T_1 = G_1 \cos \alpha_1 \tan \varphi_1.$$

Trong đó: φ_1 - góc ma sát của vật liệu lớp bảo vệ và tường nghiêng.

Áp lực đất bị động của khối đất ADD' là E có tác dụng chống trượt. Phản lực E làm với phương ngang một góc δ , trong tính toán có thể lấy $\delta \approx 0$. Theo Erangberi có thể xác định δ theo công thức:

$$\delta = \frac{1}{2}(\alpha_1 - \alpha) \quad (6-64)$$



Hình 6-41: Sơ đồ kiểm tra ổn định bảo hộ tường nghiêng

Điều kiện cân bằng giới hạn của lớp bảo vệ là:

$$E \cos \delta + G_1 \cos \alpha_1 \operatorname{tg} \varphi - G_1 \sin \alpha_1 \cos \alpha_1 = 0 \quad (6-65)$$

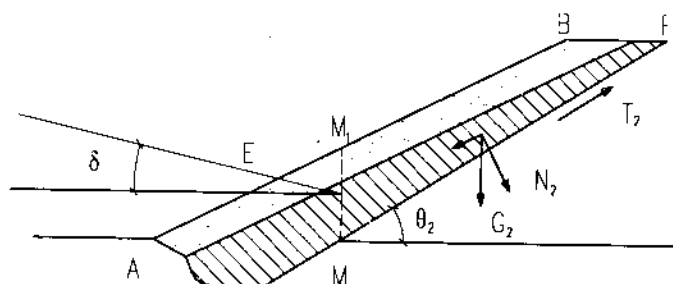
nên:
$$E = G_1 \frac{\sin \alpha_1 \cos \alpha_1 - \cos \alpha_1 \operatorname{tg} \varphi}{\cos \delta} \quad (6-66)$$

Trị số E từ công thức trên là trị số tính toán với điều kiện cân bằng cực hạn. Muốn bảo đảm điều kiện ổn định thì phản lực thực tế của khối đất ADD' là $E_t > E$.

$$K = \frac{E_t}{E} > 1,2 \div 1,5 \quad (6-67)$$

Giá trị của E_t có thể tính theo công thức áp lực đất bị động.

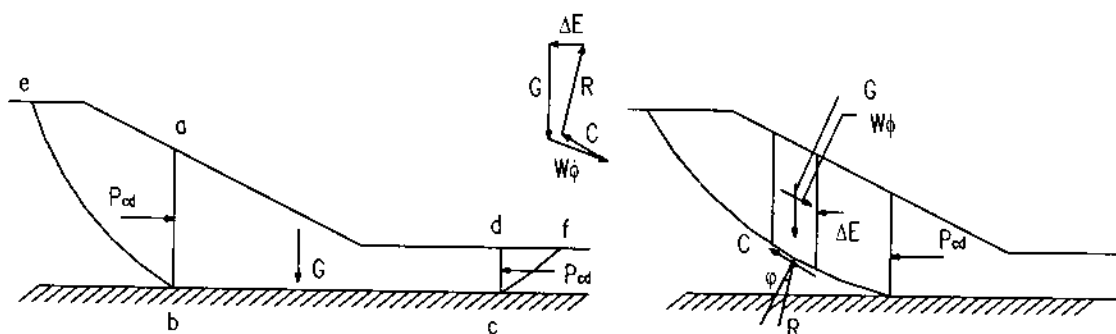
- Kiểm tra ổn định tường nghiêng cùng lớp bảo vệ của nó (hình 6-42): tương tự như tính ổn định lớp bảo vệ. Khối đất gây trượt là MM_1BF có trọng lượng G_2 , góc nghiêng mặt trượt là θ_2 và áp lực đất E là của khối đất AMM_1 .



Hình 6-42: Kiểm tra ổn định tường nghiêng và lớp bảo vệ

X. Tính toán ổn định khi trong nền có lớp kẹp xấu

Khi trong nền có lớp kẹp lớn bùn hoặc lớp cát mịn có thể phát sinh mặt trượt phức hợp ebcf như hình (6-43).



Hình 6-43:

- a) Sơ đồ tính toán ổn định theo mặt trượt phức hợp;
b) Sơ đồ đa giác lực xác định ΔE

Khi tính toán ổn định người ta dùng 2 mặt phẳng thẳng đứng ba, cd. Trên mặt ab khối đất chịu áp lực đất chủ động lớn nhất P_{cd} và trên mặt dc có áp lực đất bị động nhỏ nhất P_{bd} , bc là mặt trượt theo lớp đất xấu trong nền.

Lực chống trượt lớn nhất trên mặt bc là:

$$S = G \tan \varphi + C \cdot bc, \quad (6-68)$$

G - trọng lượng khối đất abcd;

φ và C - góc ma sát trong và lực dính đơn vị của lớp đất xấu.

Hệ số ổn định chống trượt được tính theo công thức:

$$K = \frac{S}{P_{cd} - P_{bd}} \quad (6-69)$$

Các lực P_{cd} , P_{bd} được tính theo công thức ở cơ học đất. Phương pháp này đã xét đến lực tác dụng hai bên của cột đất nằm trong cung trượt với giả thiết lực có phương nằm ngang có trị số nhỏ nhất. Ta có thể dùng cách vẽ đa giác lực khép kín đối với mỗi thời đất để tìm hiệu số các lực tác dụng hai bên ΔE (hình 6-43).

$$\overrightarrow{\Delta E} + \overrightarrow{G} + \overrightarrow{C} + \overrightarrow{W_\phi} + \overrightarrow{R} = 0, \quad (6-70)$$

Trong đó:

G - trọng lượng thời đất;

R - phản lực nghiêng một góc φ so với pháp tuyến của mặt trượt;

C - lực dính theo phương tiếp tuyến của mặt trượt;

W_ϕ - lực thấm thủy động;

Áp lực chủ động của đất P_{cd} tính theo công thức:

$$P_{cd} = \sum \overrightarrow{\Delta E} \quad (6-71)$$

Cách tìm áp lực bị động P_{bd} của đất cũng tương tự như vậy. Vị trí cung trượt ebcf nguy hiểm nhất được xác định theo phương pháp thử dần.

Chú ý:

- Công thức (6-71) cho hệ số an toàn chống trượt của khối đất abcd khi 2 khối đất abe và cdf ở trạng thái cân bằng cực hạn. Bởi vậy khi tính các lực P_{cd} và P_{bd} phải đảm bảo có cùng một hệ số an toàn K, như thế rất khó. Để đơn giản vấn đề khi tính P_{cd} , P_{bd} người ta thường dùng phương pháp hệ số ma sát và lực dính theo công thức sau:

$$\tan \varphi = \frac{\tan \varphi_1}{K}; \quad C = \frac{C_1}{K}, \quad (6-72)$$

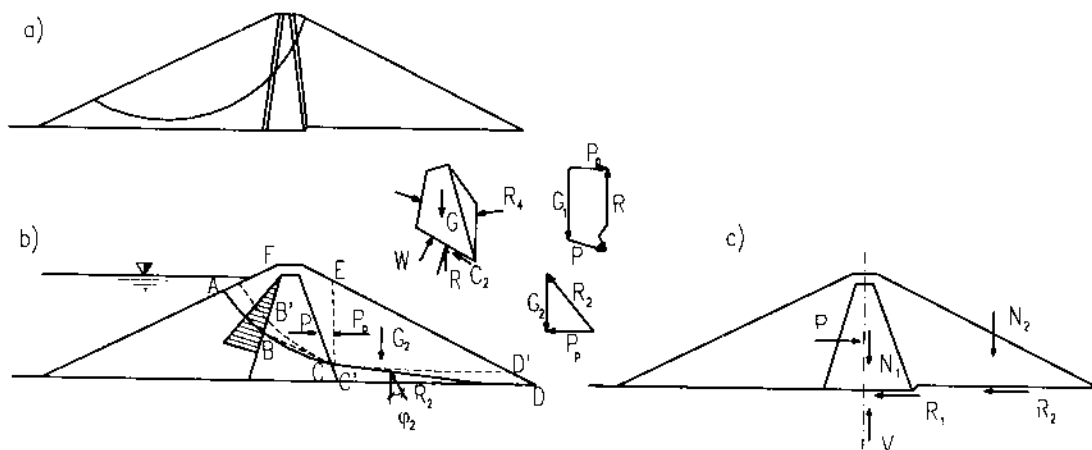
Trong đó: φ_1 và C_1 - các chỉ tiêu cơ lý của đất tại mặt trượt eb cf.

Theo phương pháp này, hệ số an toàn ổn định K cho một mặt trượt được tìm bằng cách thử dần.

XI. Tính toán ổn định của đập có tường lõi

Khi tính ổn định cho đập có tường lõi mềm có thể dùng mặt trượt có hình trụ tròn, hình (6-44a).

Thí nghiệm cho thấy rằng khi thân đập hai bên tường lõi là đất không dính thì mặt trượt như hình (6-44b) gồm hai phần:



Hình 6-44: Sơ đồ tính toán ổn định của đập có tường lõi

Mặt phẳng AB và CD và phần mặt trượt qua tường lõi gần đúng là một mặt trụ tròn BC. Bởi vậy có người đã đề nghị tính toán ổn định cho đập có tường lõi mềm theo mặt trượt phức hợp gồm một phần là trụ tròn ABC và một phần là mặt phẳng CD (đối với tường lõi mỏng có thể coi BC là một đường thẳng). Khối đất CEFB là khối trượt, CED là khối chống trượt. Ta giả thiết hai khối CEFB và ECD ở trạng thái cân bằng giới hạn và tính lực gây trượt P_{cd} và lực chống trượt P_{bd} , với giả thiết chúng có phương nằm ngang.

Hệ số ổn định chống trượt được tính theo công thức:

$$K = \frac{P_{bd}}{P_{cd}} \quad (6-73)$$

Các trị số P_{cd} và P_{bd} có thể xác định theo phương pháp đồ giải. Qua một điểm C bất kỳ giả thiết các mặt trượt khác nhau và tính được $(P_{cd})_{\max}$ và $(P_{bd})_{\min}$.

Do đó ta có hệ số ổn định chống trượt nhỏ nhất ứng với điểm C:

$$K_{\min} = \frac{(P_{bd})_{\min}}{(P_{cd})_{\max}} \quad (6-74)$$

Tiếp tục như vậy đối với các điểm C khác cuối cùng ta có mặt trượt nguy hiểm có $K_{\min}$. Nếu hệ số ma sát giữa thân đập (phần ngoài tường lõi) và nền đập nhỏ hơn hệ số ma sát của thân đập, đoạn CD sẽ trùng mặt nền.

Khi tường lõi mềm có áp lực nước kẽ rộng lớn có thể giả thiết áp lực đó tác dụng từ trực đập và đẩy về hai phía thượng hạ lưu. Bỏ qua áp lực đất trên tường lõi và lực dính ta có công thức gần đúng:

$$K = \frac{N_2 \operatorname{tg} \varphi_2 + (N_1 - U) \operatorname{tg} \varphi_1}{P} \quad (6-75)$$

Trong đó:

N_1, N_2 - trọng lượng tường lõi và thân đập;

U - áp lực nước kẽ rộng;

$\operatorname{tg} \varphi_1$ - hệ số ma sát của đất tường lõi;

$\operatorname{tg} \varphi_2$ - hệ số ma sát giữa nền và thân đập.

P - tổng lực đẩy ngang.

Đối với đập có tường lõi cứng: bê tông, bê tông cốt thép, cần kiểm tra nội lực trong tường và ổn định của khối đất sau tường.

Khó khăn chủ yếu đối với các bài toán này là xác định áp lực đất tác dụng lên tường. E. P. Dôkimốp đề nghị dùng giả thiết Winkle coi phản lực đất tại mọi điểm tỷ lệ thuận với chuyển vị tại điểm đó. Có thể coi chuyển vị của các điểm trên tường biến thiên theo quy luật đường thẳng và bỏ qua độ võng của bản thân tường.

Nếu tường lõi được phân đoạn bằng các khe ngang thì đã có điều kiện tại khe: mômen $M = 0$, lực cắt T theo phương ngang bằng không. Nếu tường có khớp thì tại khớp ta có điều kiện $M = 0$, chuyển vị bằng không.

Dùng phương pháp tính dầm trên nền đàn hồi ta xác định được mômen uốn, lực cắt tại mỗi mặt cắt và phản lực đất sau tường.

Yêu cầu chủ yếu đối với tường lõi là phòng chống thấm tốt. Tường chịu lực lớn có thể cho phép sinh ra vết nứt đến mức độ nhất định. Khi tường xuất hiện nứt nẻ, phản lực đất sau tường sẽ đạt trạng thái cân bằng mới. Vì lý do đó người ta đã dùng bản bê tông ít cốt thép làm tường lõi cứng.

§6.6. VẬT LIỆU ĐẬP ĐẬP

I. Yêu cầu chung đối với vật liệu

Đất đắp đập đồng chất phải đảm bảo một mức độ ít thấm nước nhất định, phải có đủ tính bền để đảm bảo ổn định chống trượt của mái đập. Tính bền đó thể hiện ở các chỉ tiêu cơ lý như: cường độ chống cắt, góc ma sát trong, lực dính v.v... Hàm lượng chất hữu cơ trong đất tính theo trọng lượng không được quá 1%. Hàm lượng muối và chất hoà tan không quá 3%. Đối với các đập loại vừa và nhỏ tùy điều kiện cụ thể có thể cho phép các hàm lượng cao hơn chút ít, nhưng không quá mức, để tránh đập bị lún không đều, tránh sinh thấm tập trung.

Đập không đồng chất - Đất thân đập phải đảm bảo hai yêu cầu chủ yếu là đủ tính bền và tính chống nước tốt. Yêu cầu chủ yếu đối với thiết bị chống thấm là ít thấm nước và có tính dẻo. Nếu dùng đất làm tường nghiêng, tường lõi hoặc sân trước phải đảm bảo hệ số thấm nhỏ hơn hệ số thấm của đất thân đập ($20 \div 50$) lần. Đồng thời đất làm vật liệu chống thấm phải đủ dẻo, dễ thích ứng với biến hình của thân đập mà không nứt nẻ. Tính dẻo biểu thị bằng chỉ số dẻo W_n , phải đảm bảo $W_n < 7$ để dễ thi công. Đất sét béo $W_n > 20$ là loại vật liệu không thích hợp vì có hàm lượng nước quá lớn khó thi công, dễ sinh áp lực kẽ rỗng lớn làm mất ổn định mái đập. Vật thoát nước phải đảm bảo dễ thoát nước và chống được phong hoá.

Tóm lại, việc chọn vật liệu đắp đập phải dựa vào đặc điểm làm việc, cấu tạo của các bộ phận, điều kiện tại chỗ và tính chất quan trọng của công trình v.v... và phải qua so sánh kinh tế kỹ thuật. Thông thường người ta không đắp đập bằng những vật liệu sau đây:

1. Đá vôi, thạch cao và các loại vật liệu thô như sỏi sạn, cát.
2. Ván mẫu, điệp thạch và các nham thạch dễ phong hoá.
3. Đất bùn để biến hình.
4. Đất chứa nhiều chất hoà tan.

Trong trường hợp đặc biệt, có thể dùng các vật liệu trên nhưng phải nghiên cứu sử dụng cho thích hợp.

II. Các chỉ tiêu kỹ thuật cơ bản của vật liệu đắp đập

Khi lựa chọn vật liệu đắp đập phải chú ý các chỉ tiêu kỹ thuật cơ bản dưới đây:

1. Cấp phối hạt.
2. Độ rỗng và độ ẩm của đất.
3. Khối lượng riêng và tỷ trọng.
4. Hệ số thấm sau khi đắp đập.
5. Góc ma sát trong và lực dính đơn vị.
6. Tính chịu nén.
7. Chỉ số dẻo và giới hạn dẻo của đất dính.
8. Độ cao nước mao dẫn trong đất đắp.
9. Hàm lượng chất hữu cơ và chất hoà tan.

Đối với các đập cao trên 25m cần xét kỹ các chỉ tiêu 7, 8, 9.

III. Cấp phối hạt

Cấp phối hạt là một trong những chỉ tiêu quan trọng nhất của đất. Khả năng chịu lực của đất phụ thuộc vào cấp phối, hình dạng hạt và thành phần khoáng vật, trong đó cấp phối hạt là nhân tố chủ yếu.

Khi đắp đập bằng phương pháp đầm nén, loại đất có thành phần hạt không đều thường dễ thi công, dễ đạt dung trọng lớn, hệ số thấm nhỏ và lực chống cắt cao. Đó là do những hạt lớn làm cốt, hạt nhỏ lấp đầy các kẽ hở tạo thành một liên kết chặt chẽ.

Đất có hệ số không đều $\eta = \frac{d_{60}}{d_{10}} \leq 30 \div 100$ là loại cấp phối tốt.

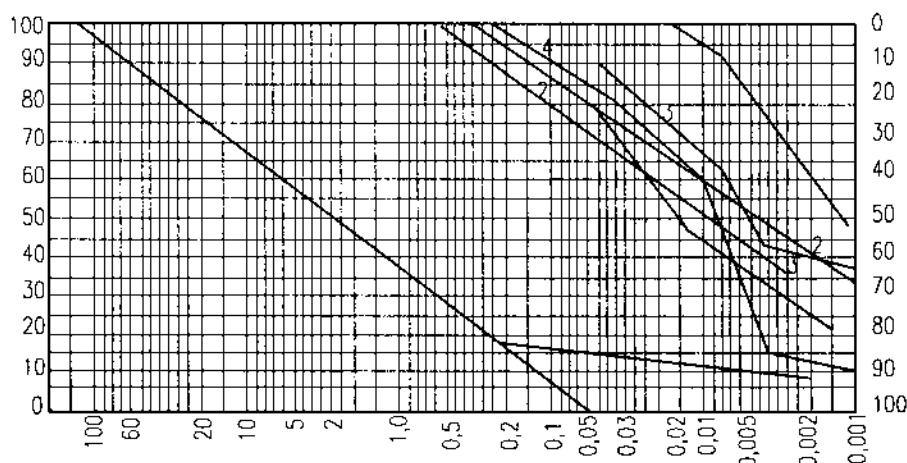
Loại đất $\eta < 5 \div 10$ có tính thấm nước mạnh và khó đầm nén chặt. Đất cát dễ dung dịch hoá không được dùng để đắp đập.

Hàm lượng hạt sét ($d < 0,005\text{mm}$) là một trong những nhân tố quan trọng ảnh hưởng đến tính chất đất. Đất sét có tính dính lớn, là loại vật liệu có nhiều nhược điểm như thi công và dưỡng hồ khó v.v...

Đất cát có hàm lượng sét từ $10 \div 25\%$ là loại vật liệu thích hợp để đắp đập đồng chất. Đất mà hàm lượng sét từ $30 \div 40\%$ (hoặc hàm lượng sét cao hơn) được dùng để đắp tường nghiêng hoặc tường lõi. Người ta rất ít dùng loại đất có hàm lượng sét $> 50 \div 60\%$ để đắp đập.

Các vật liệu thấm nước, ít thấm hoặc không thấm nước đều yêu cầu về cấp phối hạt như nhau.

Hình (6-45) là đường cấp phối hạt của vật liệu thấm và không thấm. Các đường đó dùng để tham khảo khi chọn vật liệu.



Hình 6-45: Đường cấp phối hạt của vật liệu thấm và không thấm

IV. Độ chặt của đất đầm nén và yêu cầu về lượng ngậm nước

Độ chặt của đất là một trong những nhân tố quyết định sự ổn định của đập. Đất càng chặt, dung trọng khô càng lớn và những tính chất cơ lý cũng thay đổi một cách có lợi như giảm được lún, giảm biến hình khi chịu tải trọng (trọng lượng bản thân và ngoại lực) giảm được độ rỗng, đỡ thấm nước, tăng được cường độ chống cắt. Như vậy mái đập có

thể làm dốc hơn, khối lượng đất đắp cũng giảm nhỏ, nhưng vẫn bảo đảm ổn định. Vì những lý do trên, khi điều kiện thi công cho phép và về kinh tế xét thấy hợp lý thì người ta thường cố gắng tăng độ chặt của đất.

Độ chặt của đất phụ thuộc nhiều nhân tố, chủ yếu là:

1. Phương pháp và loại máy đầm nén;
2. Tải trọng của máy đầm tác dụng lên một đơn vị diện tích mặt đất;
3. Số lần đầm;
4. Tốc độ và thời gian tác dụng của đầm;
5. Loại đất;
6. Lượng ngậm nước;
7. Độ dày lớp đất cần đầm nén.

Độ ẩm, đặc biệt là đối với đất dính, ảnh hưởng rất lớn đến công đầm, trình độ và khả năng nén chặt đất. Hình (6-46) biểu thị mối quan hệ giữa độ ẩm và dung trọng khô. Độ ẩm ứng với dung trọng lớn nhất gọi là độ ẩm tốt nhất vì nó yêu cầu công đầm ít nhất.

Độ chặt của đất trong thân đập được đánh giá bằng trị số dung trọng khô γ_k của đất.

1. Đối với đập đắp trên nền biến dạng ít, dung trọng khô của đất dính có thể tính theo công thức:

$$\gamma_k = \frac{\gamma_d \gamma_n (1 - \alpha)}{\gamma_n + \gamma_d \omega_0} \quad (6-76)$$

Trong đó:

γ_d - trọng lượng riêng của hạt đất;

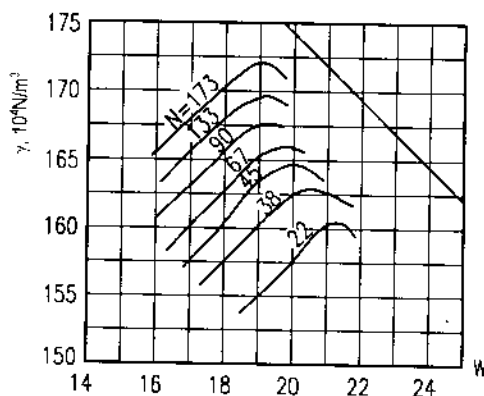
γ_n - trọng lượng riêng của nước;

α - hệ số hàm khí, lấy bằng 0,04 ÷ 0,06;

ω_0 - độ ẩm tốt nhất. Trị số này được xác định thông qua thí nghiệm và phân tích kinh tế kỹ thuật. Khi chọn sơ bộ có thể lấy thấp hơn giới hạn dẻo 2 ÷ 3%.

Khi đắp trên nền biến dạng nhiều, phải xem xét đến độ chặt của đất trong nền. Bởi vậy người ta thường quy định độ chặt của đất đắp thấp hơn trị số tính toán theo công thức (6-76) khoảng 5 ÷ 8%.

Ở vùng mưa nhiều, đất có độ ẩm lớn, biện pháp thường dùng là giảm dung trọng thiết kế (có khi chỉ đạt 1,4 ÷ 1,5 T/m³) và tăng kích thước mặt cắt đắp.



Hình 6-46: Quan hệ giữa dung trọng khô và hàm lượng nước

Tuy nhiên, kết quả thí nghiệm cho thấy các đặc trưng chống cắt của đất giảm rất nhanh khi giảm độ chặt của đất. Vì vậy cần khống chế dung trọng thiết kế $\gamma_k > 0,9 \gamma_{kmax}$, trị số thường chọn hiện nay là $\gamma_k = 0,95 \gamma_{kmax}$.

Ứng với lượng ngậm nước thiên nhiên ω , dung trọng thiết kế lớn nhất của đất đắp có thể tính theo kinh nghiệm:

$$\gamma_k = \frac{0,86}{0,316 + W_\omega} \quad (6-77)$$

2. Độ chặt của đất cát và đất có lẫn cuội trong thân đập phải được quy định phù hợp với độ chặt của các loại đất đó trong thiên nhiên. Dung trọng khô thiết kế của đất cát có thể tính theo công thức:

$$\gamma_k = \frac{\gamma_1 \gamma_2}{(1-d)\gamma_1 + \gamma_2 d}, \quad (6-78)$$

Trong đó:

γ_1 - dung trọng khô của đất ứng với độ rỗng nhỏ nhất;

γ_2 - dung trọng khô của đất ứng với độ rỗng lớn nhất;

d - độ chặt tương đối, bằng $0,67 \div 0,8$.

V. Yêu cầu đối với vật liệu khi dùng biện pháp thi công trong nước

Khi dùng biện pháp thi công này, đất đắp đập phải thoả mãn yêu cầu sau đây:

- Dễ tơi trong nước và dễ thoát nước. Chỉ tiêu kỹ thuật quy định "Khối đất 5 cm^3 bỏ vào nước trong 10 phút phải ngậm nước hoàn toàn và trên 2/3 thể tích phải tơi ra".

- Khi nén chặt đạt dung trọng khô thiết kế, cần đảm bảo hệ số thấm $k \geq 10^{-6} \text{ cm/s}$.

- Các hòn đất thích hợp phải có kích thước $8 \div 10 \text{ cm}$.

- Có giới hạn dung hoá cao, độ trương nở nhỏ, hàm lượng chất dễ hoà tan không lớn v.v...

Các loại đất thích hợp là: đất thịt, thịt pha cát.

Dung trọng khô và độ ẩm là những chỉ tiêu đặc biệt quan trọng. Đất đổ vào nước sẽ bị phá hoại kết cấu và được nén chặt dưới tác dụng của trọng lượng bản thân và cố kết lại. Muốn đảm bảo đất bị phá hoại kết cấu tơi và nhanh phải có một lượng nước lớn, nhưng nước nhiều đất sẽ cố kết chậm và đạt dung trọng khô thấp. Đó là hai vấn đề mâu thuẫn cần giải quyết. Bởi vậy khi thi công phải khống chế lượng ngậm nước cho thích hợp nhất. Lượng ngậm nước tốt nhất đối với đập đồng chất tính theo công thức:

$$\omega = A + 0,5W \quad (6-79)$$

Trong đó: A - giới hạn dẻo;

W - chỉ số dẻo.

Cấp phối hạt ảnh hưởng lớn đến dung trọng khô, kinh nghiệm xây dựng đã cho những kết luận sau đây:

1. Các loại đất có hàm lượng sét $< 15\%$ hoặc đất có hàm lượng đất bột $> 50\%$ thường đạt dung trọng khô thấp.

2. Đất có hàm lượng sét nhỏ, hàm lượng cát lớn, hệ số không đều lớn thường đạt dung trọng khô lớn, lượng ngậm nước có ảnh hưởng lớn đối với dung trọng.

Các thí nghiệm ở hiện trường cho thấy, dùng phương pháp đổ đất trong nước đập, dung trọng khô thường chỉ đạt $1,5 \div 1,55T/m^3$.

§6.7. CẤU TẠO ĐẬP

Trong quá trình chọn cấu tạo thân đập người ta bố trí vật liệu trong đập và chọn cấu tạo chi tiết.

I. Đập đồng chất

Đập đồng chất có thể đắp bằng đất dính thuần nhất hoặc bằng đất không dính.

1. Dùng đất thịt

Loại thích hợp nhất là đất chứa $10 \div 25\%$ sét. Vật liệu này có hệ số thấm nhỏ và dễ thi công. Đất càng chứa nhiều sét càng khó thi công vì chịu ảnh hưởng nhiều của khí hậu và thời tiết. Hơn nữa trong quá trình thi công và một thời đoạn ban đầu khi đập làm việc trong đất có áp lực nước kẽ rộng lớn. Kinh nghiệm xây dựng ở nhiều nước cho thấy các đập cao $\leq 30 \div 40m$ đắp bằng đất đồng chất là phương án rẻ nhất, nhưng chủ yếu phải xét điều kiện vật liệu tại chỗ.

2. Đập đồng chất đắp bằng đất không dính

Loại vật liệu này có hệ số thấm lớn. Người ta thường tăng số lần đầm để làm chặt đất, nhưng vẫn không tăng được ổn định thấm và giảm được lưu lượng thấm một cách rõ rệt. Bởi vậy biện pháp thường dùng là: tăng kích thước mặt cắt đập và khối lượng đất đắp.

II. Đập đất có tường lõi mềm

Đập đất tương đối cao thường dùng nhiều nhất là loại có tường lõi. Thiết bị chống thấm đặt trong thân đập có nhiều ưu điểm rõ rệt như chống chấn động tốt, lún đều.

Theo cấu tạo, bề dày đỉnh tường lõi đắp bằng đất sét hoặc đất sét pha không nên nhỏ hơn $0,8m$. Độ dày chân tường không được nhỏ hơn $1/10$ cột nước, nhưng phải bảo đảm $\geq 2m$. Nếu tường lõi đắp bằng đất có hàm lượng sét lớn không lợi cho thi công và ổn định thì có thể giảm bớt kích thước tường lõi. Đối với đất ít dính, ví dụ chỉ số dẻo $< 15 \div 17$, người ta dựa vào trị số gradien thấm cho phép $[J]$ để tính bề dày của tường.

Đỉnh tường lõi phải bảo đảm không cho nước phía thượng lưu vượt quá, đồng thời phải cao hơn mực nước mao dẫn trong đất. Đỉnh tường lõi được xác định dựa vào mực nước

dâng bình thường trong hồ chứa với độ vượt cao $\delta = (0,3 \div 0,6)m$, tùy theo cấp công trình. Trên đỉnh tường có đắp một lớp đất bảo vệ có độ dày đủ chống lại các ảnh hưởng xấu của thời tiết. Nếu đập có làm thêm tường chắn sóng, người ta thường liên kết chặt tường chắn sóng với tường lõi.

Phải đặc biệt lưu ý đến việc liên kết giữa tường lõi và nền. Độ cắm sâu của tường lõi vào nền đất chặt, ít thấm nước phải lớn hơn từ $0,5 \div 1,25m$. Bộ phận nối tường lõi và nền đá phải làm rất cẩn thận với các hình thức như để răng, hoặc tường răng bê tông cắm sâu vào khối đá tới $0,6 \div 1,2m$. Những chi tiết cấu tạo nối tiếp tường lõi và nền đá được trình bày trong hình 6-47.

Tường lõi được bố trí ở giữa đập hoặc hơi dịch về phía thượng lưu để làm tăng thêm tác dụng phòng chống thấm.

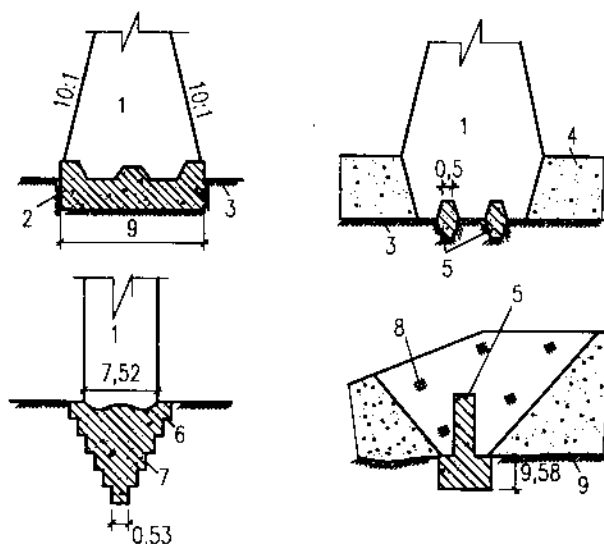
III. Đập có tường nghiêng mềm

Tường nghiêng đặt ở sát mái thượng lưu đập có ưu điểm hạ thấp đường bão hoà xuống rất nhanh, làm cho đại bộ phận đất thân đập được khô ráo và tăng thêm tính ổn định của mái hạ lưu. Tường nghiêng có thể đắp bằng đất sét, đất thịt hoặc bê tông đất sét, v.v...

Bề dày tường nghiêng phụ thuộc vào các yêu cầu cấu tạo và gradien thủy lực cho phép của đất đắp tường. Bề dày tường tăng từ trên xuống dưới. Bề dày đỉnh tường không nên nhỏ hơn $0,8m$. Chân tường không nhỏ hơn $H/10$ (H - cột nước tác dụng), và không nên nhỏ hơn $2 \div 3m$. Độ vượt cao của đỉnh tường nghiêng trên mực nước dâng bình thường ở thượng lưu được tính theo bảng (6-8) dựa theo cấp công trình. Đỉnh tường không được thấp hơn mực nước tĩnh gia cường.

Bảng 6-8

Loại đập đất	Độ vượt cao của tường chống thấm (m) trên mực nước dâng bình thường tùy theo cấp công trình			
	I	II	III	IV và V
Tường nghiêng	0,8	0,7	0,6	0,5
Tường lõi	0,6	0,5	0,4	0,3



Hình 6-47: Nối tiếp thiết bị chống thấm và nền

Trên mặt tường nghiêng có phủ một lớp bảo vệ đủ dày (khoảng 1m) để tránh mưa nắng. Giữa tường nghiêng và lớp bảo vệ người ta bố trí một tầng lọc ngược.

Khi xác định độ dốc mái tường nghiêng, phải bảo đảm lớp bảo vệ không bị trượt trên mặt tường, đồng thời lớp bảo vệ và tường nghiêng phải ổn định (không trượt).

Sự liên kết giữa tường nghiêng và nền phải tốt. Nếu nền đập là đá, người ta liên kết tường nghiêng với nền bằng các răng chống thấm. Khi nền bị nứt nẻ và thấm nước nhiều người ta phụt vữa chống thấm.

IV. Đập đất có tường nghiêng và sân trước mềm

Khi đập đất có tường nghiêng trên nền có đất thấm nước mạnh hoặc khi tầng không thấm nằm sâu, người ta xây dựng thêm một sân trước chống thấm bằng một loại đất với tường nghiêng và nối liền hai thiết bị chống thấm đó với nhau. Nói chung sân trước phải bảo đảm những yêu cầu chống thấm như tường nghiêng.

Chiều dài sân trước thường lấy bằng $(3 \div 5)H$. Nếu đất trong nền thấm mạnh hơn nhiều so với đất đập thân đập, phải dựa vào thí nghiệm và tính toán để chọn chiều dài tốt nhất cho sân trước.

Sân trước thường được thi công đầm nén chặt. Cũng có thể lợi dụng phù sa nước lũ hoặc đổ đất trong nước tạo thành sân trước. Đất lắng xuống sẽ tạo thành một sân trước thiên tạo trước đập, sau 1 ÷ 2 năm sân trước đã có tác dụng chống thấm tốt.

Đập đất có tường nghiêng và sân trước có tác dụng chống thấm cao, hạ thấp nhanh đường bão hoà trong thân đập do đó tăng được ổn định mái hạ lưu. Đó là một ưu điểm nổi bật. Đập có tường lõi và sân trước chống thấm mềm có nhược điểm làm giảm ổn định chống trượt của mái đập thượng lưu bởi vậy loại đập này ít được dùng trong xây dựng.

V. Đập có thiết bị chống thấm cứng

Khi ở địa điểm đập đất thiếu loại đất làm thiết bị chống thấm phải chuyên chở từ xa đến quá đắt, có thể xét phương án làm thiết bị chống thấm cứng: gỗ, đá xây, bê tông, bê tông cốt thép, thép. Loại đập đất có tường nghiêng chống thấm cứng ít dùng, vì có nhiều nhược điểm: cấu tạo phức tạp, dễ sinh nứt nẻ khi nhiệt độ thay đổi hoặc thân đập lún, giá thành đắt. Một số đập đất đã xây dựng với tường lõi chống thấm loại cứng. Gỗ vì không bền và kim loại vì quá đắt nên rất ít được dùng. Khi có đá tại chỗ và xét hợp lý có thể xây tường lõi chống thấm.

Tường lõi bằng bê tông cốt thép có bề dày khá mỏng. Trên tường cách mặt nền một khoảng không cao có đặt khe ngang hình thức tròn hoặc hình thức gờ để bản làm việc tốt hơn. Đối với đập vừa và thấp có thể dùng tường lõi có kết cấu đơn giản như hình thức cố định v.v... Tường lõi bằng bê tông cốt thép phải bảo đảm bề dày thích đáng. Bề dày ở đỉnh tường không nên nhỏ hơn 0,3m và ở đáy bằng khoảng $(1/12 \div 1/15)$ cột nước.

Để tường lõi bằng bê tông cốt thép không bị nứt gãy, cần bố trí những khe lún thẳng đứng cách nhau $(15 \div 25)\text{m}$ theo trục đập và cần thêm một lớp đất sét chống thấm ở mặt trước của tường.

VI. Cấu tạo của đỉnh đập và bảo vệ mái

1. Cấu tạo đỉnh đập

Nếu đỉnh đập không dùng làm đường giao thông thì chỉ cần phủ một lớp đá dăm, đá sỏi hoặc trồng cỏ để bảo vệ. Mặt đỉnh đập thường làm theo một mái dốc hoặc hai mái dốc để dễ thoát nước mưa. Độ dốc mái khoảng $2 \div 3\%$.

Nếu mặt đập dùng làm đường giao thông thì phải gia cố theo các quy phạm giao thông. Hai bên mép đường phải có lan can để đảm bảo an toàn.

2. Bảo vệ mái đập

Mái thượng lưu chịu tác dụng của các yếu tố: sóng, nhiệt độ thay đổi, lực thấm thủy động khi mực nước hồ rút nhanh. Mái hạ lưu đập chịu tác dụng của gió, mưa v.v...

Bởi vậy các mái đập thượng hạ lưu đều cần được bảo vệ. Vật liệu dùng để bảo vệ mái đập được lựa chọn dựa vào tình hình chịu lực và cấp công trình. Có thể dùng các bản bê tông, bê tông cốt thép, đá hộc, gạch, đá dăm, dùng các bó cành hoặc cây cỏ, v.v... để bảo vệ. Tiền chi cho việc bảo vệ mái đập có thể chiếm 10% tổng giá thành hoặc nhiều hơn nữa. Do đó khi lựa chọn cấu tạo và vật liệu bảo vệ mái đập, cần phải bảo đảm hai mặt bền và rẻ.

Hình thức xây kè để bảo vệ mái đập thượng lưu khi dùng chiều cao sóng $\leq 1,25\text{m}$. Đá xây kè dùng loại kích thước tương đối nhỏ xếp trên một lớp đệm bằng đá dăm hoặc sỏi. Bề dày lớp đá tính theo công thức Sankin:

$$t = 1,7 \frac{\gamma_n}{\gamma_d - \gamma_n} \frac{\sqrt{1 + m_1^2}}{m_1(m_1 + 2)} h_s, \quad (6-80)$$

Trong đó:

γ_d - trọng lượng riêng của đá;

γ_n - trọng lượng riêng của nước;

h_s - chiều cao của sóng;

m_1 - hệ số mái dốc thượng lưu.

Loại này có nhược điểm là phải lựa chọn đá, không tận dụng được hết các phần đá khai thác.

Hình thức đổ đá để bảo vệ mái. Kinh nghiệm cho thấy trọng lượng các hòn đá bảo vệ mái đập là hàm số bậc ba đối với chiều cao sóng. Sóng càng cao, kích thước đá đổ càng phải lớn. Trọng lượng của hòn đá tính theo công thức Sankin:

$$G = \frac{A\gamma_d(h_s)^3}{(\gamma_d - \gamma_n)^3} \left[\frac{\sqrt{m_1^2 + 1}}{m_1(m_1 + 2)} \right]^3 \quad (6-81)$$

Ý nghĩa các ký hiệu dùng như ở công thức (6-80).

Trong đó:

$A = 7,2$ khi $L/h_s < 15$;

$A = 8,2$ khi $L/h_s > 15$;

L - bước sóng.

Chiều dày lớp đá đổ phải lớn hơn hai lần kích thước hòn đá thiết kế và tính theo công thức:

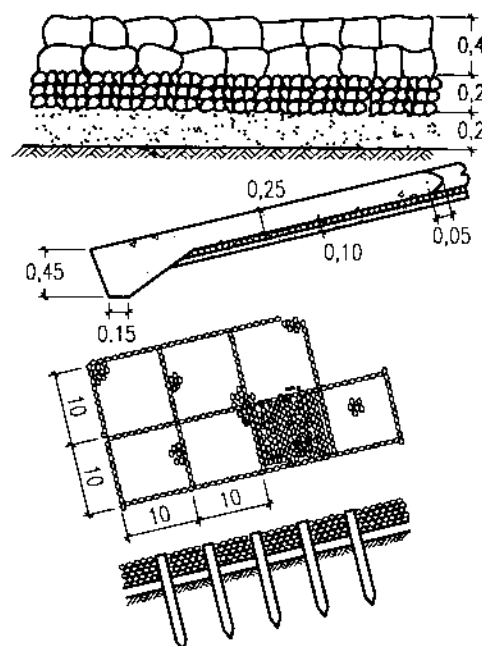
$$t_d \geq 2,5 \sqrt[3]{\frac{G}{\gamma_d}} \quad (6-82)$$

Trong khối đá đổ cho phép dùng 25% loại đá mà trọng lượng nhỏ hơn G nhưng phải lớn hơn $0,5G$. Dưới lớp đá đổ phải có một lớp đệm để nước dễ thoát và chống xói đất. Lớp đệm làm theo cấu tạo của tầng lọc ngược. Kết cấu đá đổ bảo vệ mái đập thượng lưu bảo đảm yêu cầu mềm dẻo, dễ thi công cơ giới trong mọi thời tiết, nhưng tốn nhiều đá và không phù hợp với yêu cầu mỹ quan.

Dùng bản bê tông cốt thép để bảo vệ mái đập. Hình thức này chống sóng tốt, dễ thi công cơ giới, có thể dùng bản hoặc bản chịu ứng lực trước đúc sẵn tại chỗ hoặc tại nhà máy. Kích thước các bản bê tông đúc tại chỗ là 5×5 m đến 20×20 m và dày $15 \div 50$ cm. Loại kết cấu này có nhược điểm dễ sinh nứt nẻ.

Nếu dùng bản bê tông lắp ghép thì kích thước mỗi bản từ $1,5 \times 1,5$ m đến 5×5 m, dày $8 \div 10$ cm đến $15 \div 20$ cm tùy theo điều kiện ổn định, lực đẩy nổi và áp lực của sóng vỗ. Loại kết cấu này thi công dễ và nhanh, tuy tốn cốt thép nhưng triển vọng sẽ phát triển. Các bản bê tông được đặt trên tầng lọc.

Phạm vi mái đập thượng lưu cần bảo vệ từ đỉnh đập xuống dưới mực nước chết một khoảng bằng 1,5 chiều cao sóng. Nếu mái đập thượng lưu không có thiết bị bảo vệ thì phải làm đủ thoải. Có đập thấp



Hình 6-48: Hình thức bảo vệ mái

và dài được xử lý theo phương pháp này. Toàn bộ mái đập hạ lưu được bảo vệ bằng cách trải đá dăm hoặc cây cỏ. Nếu mái đập hạ lưu đắp bằng đất cát thì trước khi trồng cỏ phải phủ một lớp đất màu dày $0,2 \div 0,3\text{m}$.

VII. Các thiết bị thoát nước của đập đất

Thông thường các đập đất đều có các thiết bị thoát nước. Đó là yêu cầu quan trọng về mặt kỹ thuật. Tùy theo chức năng và tác dụng, người ta chia thiết bị thoát nước thành ba loại.

- Thiết bị thoát nước thân đập;
- Thiết bị thoát nước nền đập;
- Thiết bị thoát nước mái đập.

Hai loại đầu có tác dụng chủ yếu cho nước trong đất thoát ra hạ lưu (nước ngầm). Loại thiết bị thứ ba chủ yếu dùng để thoát nước mưa (nước mặt).

Nếu qua tính toán người thiết kế chứng minh được trong mọi trường hợp nước ngầm không thoát ra ở mái hạ lưu hoặc bộ phận thân đập hạ lưu là sỏi, sạn, đá cuội, đá hộc thì có thể không đặt các thiết bị thoát nước.

1. Thoát nước thân đập

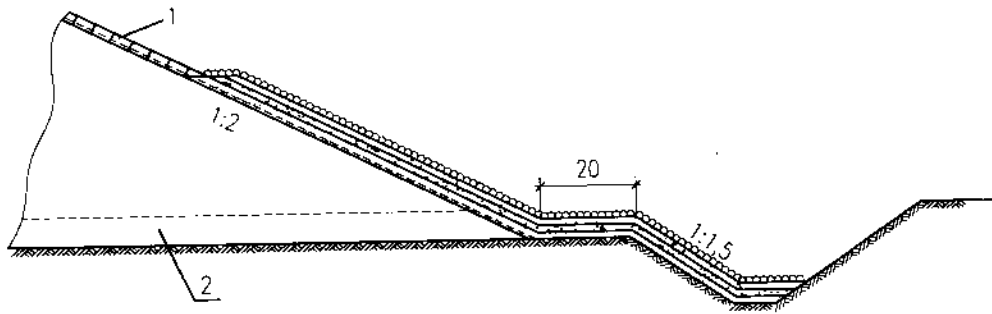
Mục đích của việc đặt thiết bị thoát nước thân đập là: cho dòng thấm thoát ra hạ lưu được dễ dàng và an toàn, hạ thấp đường bão hoà không cho dòng thấm thoát ra ở mái đập hạ lưu, tăng được ổn định, chống xói ngầm và chống trượt mái. Hình thức và cấu tạo của thiết bị thoát nước phụ thuộc loại đập, điều kiện địa chất, mực nước hạ lưu và nguyên vật liệu tại chỗ. Vì phải đảm bảo yêu cầu chống xói ngầm nên vật thoát nước được làm theo cấu tạo của tầng lọc ngược với các hình thức:

- Thoát nước kiểu áp mái;
- Thoát nước đặt trong thân đập;
- Thoát nước kiểu hỗn hợp.

a) Thoát nước kiểu áp mái (hình 6-49)

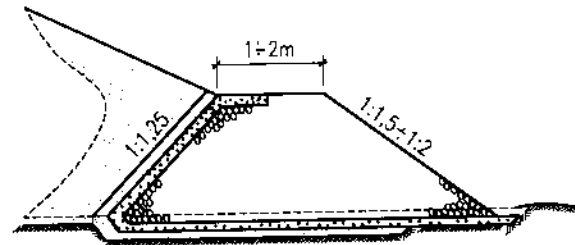
Đây là loại thoát nước thân đập đơn giản nhất. Nó gồm một số lớp vật liệu để thoát nước bố trí theo nguyên tắc tầng lọc ngược, lớp ngoài cùng là đá hộc. Loại này phủ trực tiếp trên chân mái đập, cao hơn điểm ra của đường bão hoà $0,5 \div 1\text{m}$. Loại này cấu tạo đơn giản, tốn ít vật liệu, dễ kiểm tra, sửa chữa, nhưng không hạ thấp đường bão hoà. Hình thức thoát nước này thường dùng với đập loại vừa và nhỏ hoặc phần đập hai bên sườn đồi, hạ lưu không có nước, đập có thiết bị chống thấm tốt.

b) Thoát nước đặt trong thân đập: Căn cứ vào hình dạng kết cấu, loại này có thể chia thành: lăng trụ, gối phẳng v.v...



Hình 6-49: Thoát nước kiểu áp mái

Thoát nước kiểu lăng trụ (hình 6-50). Thoát nước kiểu lăng trụ là loại thường dùng nhất. Khối lăng trụ được xếp bằng đá học hoặc các ống bê tông v.v... cao trên mực nước hạ lưu $0,5 \div 1\text{m}$, nó còn có tác dụng bảo vệ mái chống sóng. Nếu không đủ đá có thể giảm bớt chiều cao khối lăng trụ nhưng phải tăng cường bảo vệ mái. Mái thượng lưu khối đá thường làm dốc $1 : 1$, mái ngoài $1 : 1,5$ hoặc thoải hơn, đỉnh rộng $1 \div 2\text{m}$. Giữa lăng trụ và thân đập có một số lớp của tầng lọc ngược.

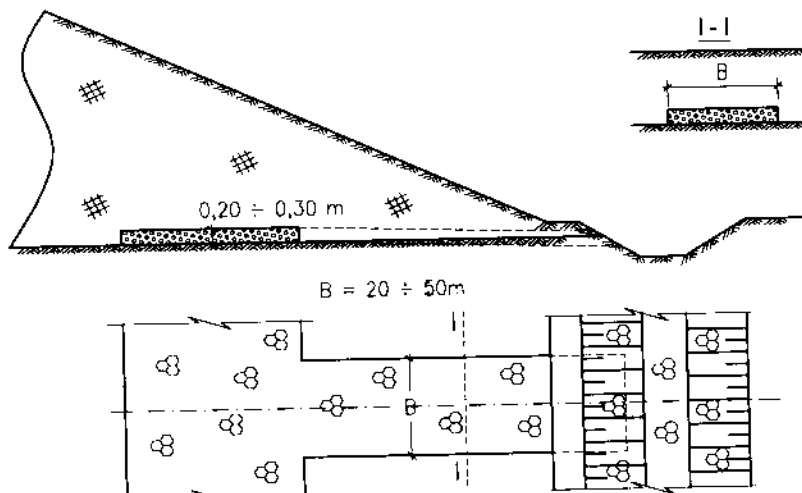


Hình 6-50: Thoát nước kiểu lăng trụ

Loại thoát nước này cấu tạo đơn giản, có tác dụng chống đỡ thân đập, khi thi công dùng nó làm đề quai thì càng rẻ. Song nhược điểm là khi nền xấu dễ sinh lún nhiều.

Thoát nước kiểu gối phẳng (hình 6-51). Thiết bị gối phẳng ăn sâu vào thân đập không quá $(1/4 \div 1/3)$ bề rộng đáy đập.

Gối phẳng dày khoảng $0,4\text{m}$, được làm hơi nghiêng về phía hạ lưu với độ dốc $0,005 \div 0,001$ (để dễ thoát nước); có thể làm theo hình thức liên tục hoặc không liên tục.

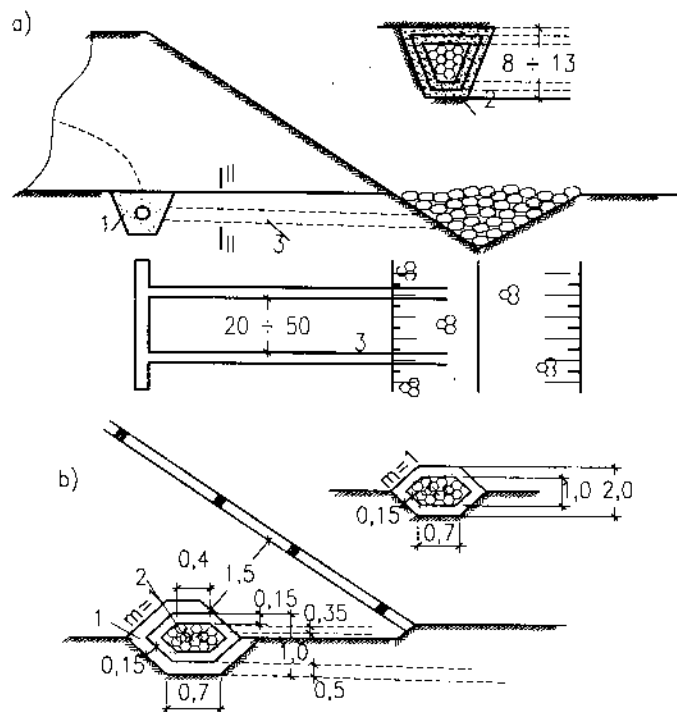


Hình 6-51: Thoát nước kiểu gối phẳng

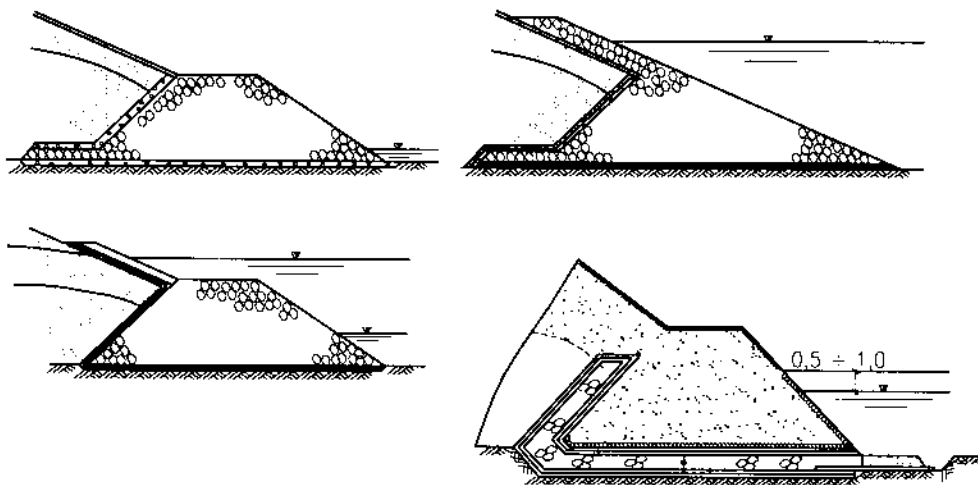
Thoát nước kiểu ống (hình 6-52). Loại thoát nước này gồm có các ống có đục lỗ thoát nước, đúc bằng sành, bê tông, bê tông cốt thép, v.v...

nước có tầng lọc ngược. Loại thoát nước kiểu ống có tác dụng lớn đối với việc hạ thấp đường bão hoà. Song nhược điểm là dễ bị tắc, gãy, khó sửa chữa.

c) Thoát nước kiểu hỗn hợp (hình 6-53). Trong xây dựng thường dùng loại thoát nước kiểu hỗn hợp như hình thức lăng trụ kết hợp với gối phẳng, lăng trụ kết hợp với áp mái hoặc kết hợp cả ba hình thức gối phẳng, lăng trụ và áp mái... Thoát nước kiểu hỗn hợp phát huy được các mặt tốt của mỗi loại thoát nước giản đơn, đáp ứng được các yêu cầu của công tác quản lý và các trường hợp làm việc của đập.



Hình 6-52: Thoát nước kiểu ống



Hình 6-53: Thoát nước kiểu hỗn hợp

Cần chú ý lựa chọn loại thoát nước thích hợp, ví dụ những đoạn hạ lưu có nước có thể dùng hình thức hỗn hợp lắng trụ và các loại khác, những đoạn hạ lưu không có nước dùng loại gối phẳng, hình ống hoặc áp mái.

2. Thoát nước nền đập (hình 6-54)

Các hình thức thoát nước đặt trong thân đập, ở mức độ nhất định cũng có tác dụng tiêu nước trong nền đập. Khi xét cần thiết phải bố trí thêm các thiết bị thoát nước nền đập (như để giảm áp lực nước kẽ rộng của đất sét hoặc đất pha sét, v.v...).

Loại thoát nước này gồm các lỗ khoan, trong đó bố trí tầng lọc ngược hoặc đặt những ống bê tông thành có đục lỗ dẫn nước.

3. Thoát nước mái đập

Để thoát nước mưa, phòng xói cần đặt các thiết bị thoát nước trên mái dốc hạ lưu.

Nếu mái đập hạ lưu được bảo vệ bằng đá dăm, người ta dùng đá hoặc xây các mương dọc, mương ngang để tập trung tiêu nước mưa (hình 6-55).

Trên mái đập có trồng cỏ bảo vệ, người ta đào những rãnh nhỏ nghiêng với trục đập 45° tạo thành từng ô, trong rãnh bỏ đá dăm để tập trung nước mưa. Nước từ những rãnh nghiêng đổ về mương ngang bố trí trên cơ đập chuyển sang hai bên bờ và chảy xuống hạ lưu đập.

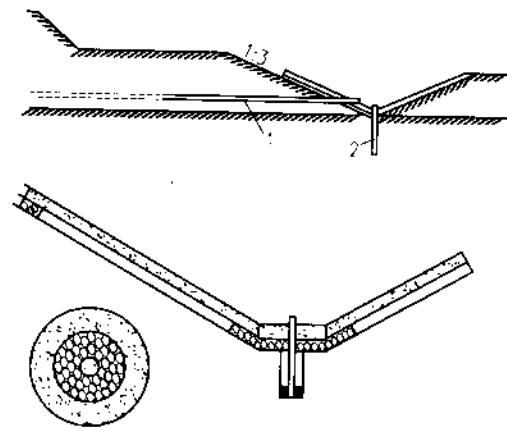
Kích thước mặt cắt mương được xác định dựa vào cường độ mưa, diện tích hứng nước và độ dốc đáy mương.

§6.8. XỬ LÝ NỀN VÀ NỐI TIẾP ĐẬP VỚI BỜ HOẶC VỚI CÁC CÔNG TRÌNH KHÁC

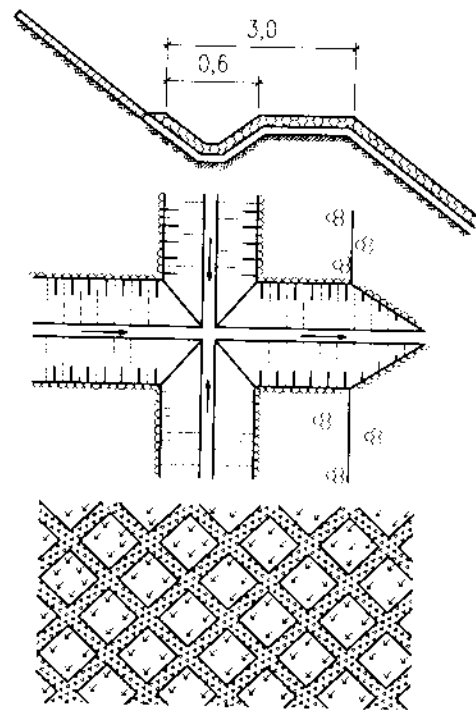
I. Nền đập

Nền đập đất phải bảo đảm các yêu cầu cơ bản sau đây:

- Đủ cường độ chống cắt;



Hình 6-54: Thoát nước nền đập
1- Thân đập; 2 - Thoát nước nền đập



Hình 6-55: Thoát nước mái đập

- Chịu tải tốt;
- Ít thấm nước.

Nền có cường độ chống cắt nhỏ dễ gây mất ổn định cho thân đập. Nếu sức chịu tải kém nền sẽ lún nhiều và lún không đều. Nền thấm nước mạnh sẽ tiêu hao quá nhiều nước làm giảm hiệu ích của hồ, mặt khác có thể gây xói ngầm và đẩy trôi đất.

Dựa vào địa chất người ta phân nền thành 4 loại:

- Nền đá hoặc nền đá có lớp phủ không dày;
- Nền sỏi, cuội rất dày thấm nước mạnh;
- Nền cát nhỏ và có lớp bùn;
- Nền sét.

Hai loại nền đầu tiên thường có cường độ chống cắt cao và chịu tải tốt. Nền sỏi cuội hoặc đá nứt nẻ nhiều có nhược điểm thấm nước mạnh.

Với nền sét chủ yếu phải xét cường độ chống cắt. Nền cát nhỏ và có bùn là loại nền rất xấu. Nền thiên nhiên phức tạp nếu không được xử lý thích đáng là một trong những nguyên nhân phá hoại đập. Do đó phải dựa vào các tính chất cơ lý của nền để thiết kế mặt cắt đập. Bất kỳ nền như thế nào đều có thể đắp đập một cách an toàn nếu biết xử lý tốt. Trên nền bùn xấu, cường độ chống cắt nhỏ, khả năng thoát nước kém, có thể đắp đập cao $20 \div 30\text{m}$.

Vấn đề thấm nước qua thân đập, biện pháp phòng chống thấm, cấu tạo thân đập, ổn định của mái và giá thành công trình đều liên quan với nền tốt hay xấu. Bởi vậy phải coi trọng việc lựa chọn và xử lý nền đập đất.

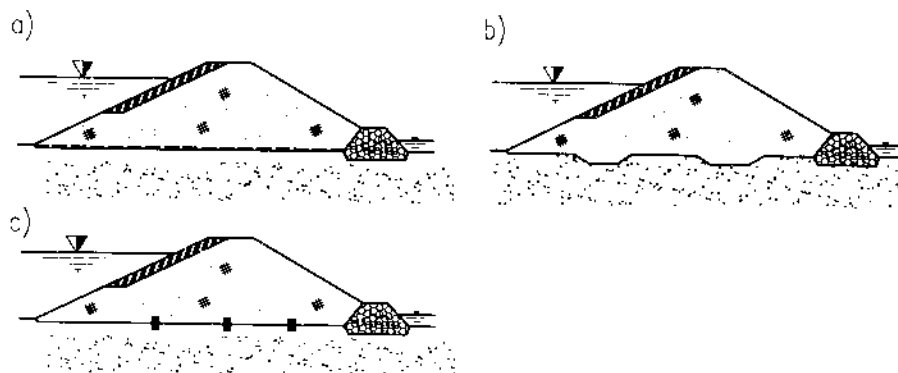
II. Xử lý nền đập đất

1. Dọn và xử lý nền

Trước khi đắp đập phải dọn lớp mặt tầng phong hoá, lớp thực vật và lớp đất mặt có khả năng sinh thấm tập trung và sinh trượt như: tầng cát mịn mỏng, bùn loãng có lẫn đá dăm, v.v... Thông thường phải bóc một lớp dày $0,3 \div 1\text{m}$ trên mặt nền.

Nếu phải đào đến tầng đá thì mặt tầng đá cần được dọn sạch, sau đó mới đắp đập. Vì yêu cầu chống thấm tập trung, nên sau khi dọn nền chỉ cho phép đắp đập trực tiếp nếu đất thân đập và nền đập giống nhau (hình 6-56a). Nếu hai loại đất đó khác nhau, cần làm các chân răng (hình 6-56b). Khi đắp đập đất trên nền đá có thể xây các răng bằng bê tông hoặc bằng đá (hình 6-56c) hoặc dùng các biện pháp nối tiếp khác.

Tóm lại trong mọi trường hợp phải bảo đảm liên kết thật tốt thân đập với nền. Yêu cầu nối tiếp, thiết bị chống thấm của đập (tường nghiêng và tường lõi) với nền đá được trình bày ở phần trên.



Hình 6-56: Nối tiếp đập và nền

2. Xử lý nền có lớp sỏi cuội dày

Khi cần đập loại đập cao, trên nền có lớp sỏi cuội dày 15m, thấm nước nhiều thì vấn đề cốt yếu là phải có biện pháp chống thấm thích hợp. Ở đập Xviptơ cao 152m, người ta đã xử lý chống thấm qua nền bằng cách cắm một tường răng sâu mấy chục mét. Biện pháp này tuy chống thấm tốt, nhưng quá đắt và khó thoát nước khi thi công.

Việc xử lý nền có lớp sỏi cuội dày là một vấn đề mà nhiều nhà khoa học đang nghiên cứu. Hiện nay thường dùng các biện pháp sau:

a) Làm sân trước chống thấm. Nó có các mặt tốt sau đây: thi công diện rộng, kỹ thuật dễ, hiệu quả chống thấm tốt, giảm lưu lượng thấm và bảo đảm ổn định của nền đập. Khi sân trước làm bằng đất sét, có thể thi công theo các phương pháp sau:

- Phương pháp đầm nén khô: đất được trải thành từng lớp mỏng và được đầm nén chặt. Phương pháp này bảo đảm sự liên kết tốt giữa sân trước và nền, thích hợp khi thi công trên khô hoặc đã thoát nước hố móng tốt.

- Phương pháp đắp đất trong nước: đổ từng lớp đất vào nước, đất tan ra và tự nén chặt lại không cần đầm nén. Biện pháp này thích hợp với điều kiện thi công trên khô hoặc mực nước rất cạn.

- Phương pháp đổ đất trong nước sâu: người ta đổ đất trong nước tĩnh và sâu, đất tơi ra và được nén chặt lại dưới tác dụng của trọng lượng bản thân. Biện pháp này thích hợp với điều kiện nước sâu.

- Phương pháp bồi lắng gồm hai loại: bồi lắng tự nhiên và bồi lắng dùng nhân lực.

Biện pháp bồi lắng dùng nhân lực thích hợp với loại nền có lớp sỏi cuội thấm nước mạnh. Loại vật liệu thích hợp là đất sét, á sét.

Kết quả thí nghiệm cơ học đất với quy mô lớn tại hiện trường đã xác minh tác dụng chống thấm rõ rệt của sân trước sau khi đã bồi lắng. Bởi vậy với loại đập đất vừa và thấp trên nền cuội sỏi dày, trước hết phải xét tới biện pháp làm sân trước để chống thấm. Tuy có tồn một lượng nước thấm nhất định, song thực tế cho thấy hiện tượng thấm chưa gây

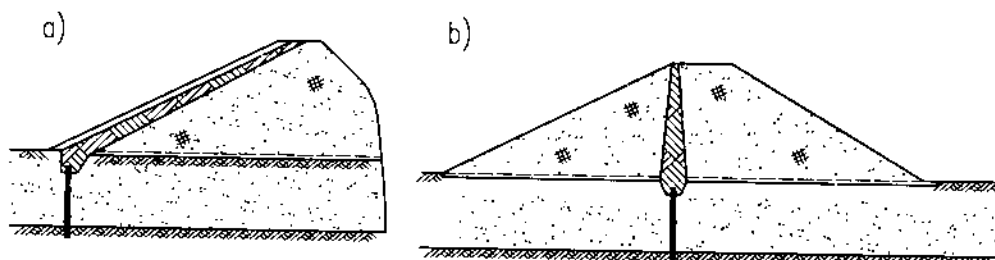
ra những hậu quả xấu, mặt khác nó có xu thế giảm dần theo thời gian. Hơn nữa do hiện tượng bồi lắng tự nhiên trong hồ có tác dụng tăng thêm bề dày và hiệu quả chống thấm của sân trước.

Đối với loại đập đất tương đối cao thì kinh nghiệm thực tế còn ít. Nhưng theo lý luận vẫn có thể dùng sân trước để chống thấm nếu đảm bảo thi công tốt. Tuy nhiên do thực tiễn và kinh nghiệm ít nên khi định làm sân trước chống thấm cần nghiên cứu kỹ các vấn đề sau đây: kích thước sân trước (bề dày, chiều dài) trong trường hợp cột nước cao, nối tiếp sân trước với hai bờ, vấn đề kiểm tra sửa chữa, vấn đề đào mương ở hố móng và dẫn dòng.

Người ta đã nghiên cứu giải quyết về lý luận và tiến hành thí nghiệm rất nhiều nhằm xác định kích thước sân trước, lưu lượng thấm. Kết quả cho thấy nếu tính thấm nước tương đối của sân trước càng nhỏ thì hiệu quả chống thấm càng cao.

Chiều dài và chiều dày sân trước phải bảo đảm ổn định thấm của nền và gradien thấm của cửa ra phải nhỏ hơn $[J]$ của nền. Ở hạ lưu phải có tầng lọc ngược tốt để chống xói ngầm. Dùng sân trước chống thấm khi lớp sỏi cuối trong nền dày có thể tiêu hao lưu lượng thấm lớn. Đặc biệt khi cột nước thấm lớn, địa chất nền phức tạp cần xét biện pháp làm tường răng bê tông hoặc màn chống thấm.

b) Dùng cừ chống thấm (hình 6-57). Cừ thường được đóng tại vị trí chân tường nghiêng, tường lõi chống thấm.



Hình 6-57: Cừ chống thấm

c) Làm tường răng chống thấm. Tường răng có thể làm bằng đất sét hoặc bê tông. Người ta dùng lực xung kích hoặc chấn động để khoan những giếng đường kính $0,5 \div 1\text{m}$ và đổ bê tông hoặc đất sét lấp lại để tạo nên một tường răng chống thấm.

Để đảm bảo lỗ khoan không bị lở hoặc tắc, trong quá trình khoan nên phun vữa hỗn hợp đất sét để cố kết đất xung quanh giếng khoan. Để đảm bảo chống thấm tốt, các giếng khoan nên trùng nhau $0,1\text{m}$ (hình 6-58). Có một đập đất đắp trên tầng cát sỏi dày $14 \div 18\text{m}$ với tường chống thấm bê tông, thi công bằng cách này có kết quả chống thấm tốt.

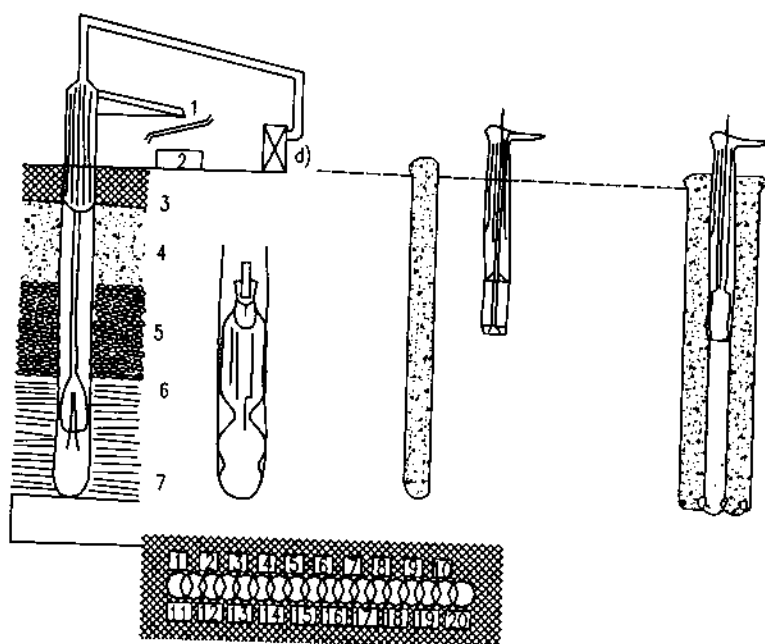
d) Phụt vữa để tạo nên màng chống thấm. Dùng vữa xi măng hoặc đất sét phun lấp các kẽ hở trong nền đá để chống thấm.

Có nền đập đã dùng 8 hàng lỗ khoan phụt vữa đất sét tạo thành một màng chống thấm rộng 30m đã giảm được hệ số thấm xuống mấy trăm lần.

Vật liệu thường dùng là vữa xi măng hoặc vữa đất sét khai thác tại chỗ. Kinh nghiệm cho thấy dùng loại vật liệu này tương đối rẻ và bảo đảm yêu cầu phòng chống thấm tốt. Tuy vậy nếu dùng thuần túy vữa đất sét thì không bền và có thể chỉ coi là biện pháp chống thấm tạm thời.

Khi thiết kế màng chống thấm phải dựa vào yêu cầu phòng chống thấm, phải thông qua thí nghiệm ngoài hiện trường để xác định khoảng cách các lỗ khoan, độ khoan sâu, áp lực phụt vữa, tỷ lệ thành phần vữa, v.v... Độ dày màng chống thấm được xác định dựa vào thí nghiệm và gradient thấm cho phép [J].

Phương pháp xử lý này không những thoả mãn các yêu cầu ổn định và chống thấm của nền mà còn tiết kiệm được sức lao động. Các nhược điểm của phương pháp này là dùng cơ giới nhiều, tốn vữa xi măng và khó thi công nếu lưu tốc thấm lớn.



Hình 6-58: Tường chống thấm bằng bê tông khoan nhồi

1 - Sàng chấn động; 2 - Vữa; 3 - Phần vữa chui vào; 4 - Tầng cát sỏi;
5 - Tầng cuội; 6 - Tầng kẹp bùn cát; 7 - Tầng bùn; 8 - Máy bơm.

3. Xử lý nền cát nhỏ và nền bùn

Thông thường bùn và cát hạt nhỏ xếp thành từng dải hoặc lớp mỏng có lẫn tạp chất trong nền đất không dính, nên có hàm lượng nước lớn, dung trọng nhỏ, cường độ chống cắt thấp, chịu tải kém. Nếu không được xử lý tốt sẽ làm giảm ổn định của mái đập và đòi hỏi phải làm mái khá thoải.

Bùn và cát mịn trong nền phải được quan trắc và thí nghiệm vì các tính chất của mỗi loại vật liệu đó rất khác nhau.

Loại bùn cố kết nhanh không cần phải loại trừ, mái đập có thể đắp tương đối dốc. Nếu bùn ở thể lỏng cần có biện pháp xử lý riêng và đào giếng thoát nước để tăng tốc độ cố kết. Loại bùn chứa nhiều hạt sét khó cố kết phải được đào vét hết hoặc dùng sức ép đẩy ra ngoài phạm vi móng đập. Bắt đầu người ta đắp đất theo trục đập, bùn chịu áp lực sẽ bị đẩy sang hai bên và thoát khỏi móng đập. Kinh nghiệm cho thấy biện pháp này có hiệu quả tốt.

Loại cát bão hoà lỏng có nhược điểm chịu chấn động kém. Khi tải trọng tăng nhanh dễ bị dung dịch hoá gây tác hại đối với công trình. Bởi vậy trong khu vực động đất phải đặc biệt lưu ý khi nền đập có kẹp lớp cát mịn, nếu lớp cát mịn nằm gần mặt nền thì biện pháp tốt nhất là đào bỏ hoặc dùng tường răng, đóng cừ v.v... để xử lý.

4. Xử lý nền đất sét

Nếu nền đập có lớp đất sét dày, trước khi thi công phải đặt các thiết bị đo độ lún và đo áp lực nước kẽ rỗng trong tầng đất sét. Trong quá trình thi công nếu trị số tính toán khác trị số quan trắc nhiều phải tạm ngừng đắp đập để đất sét có đủ thời gian cố kết. Thời gian cố kết của đất sét phụ thuộc thời gian thoát nước trong các kẽ rỗng. Bởi vậy trong tầng đất sét cần bố trí các giếng thoát nước để rút ngắn thời gian cố kết.

III. Nối tiếp đập đất với các công trình khác

1. Nối tiếp với bờ

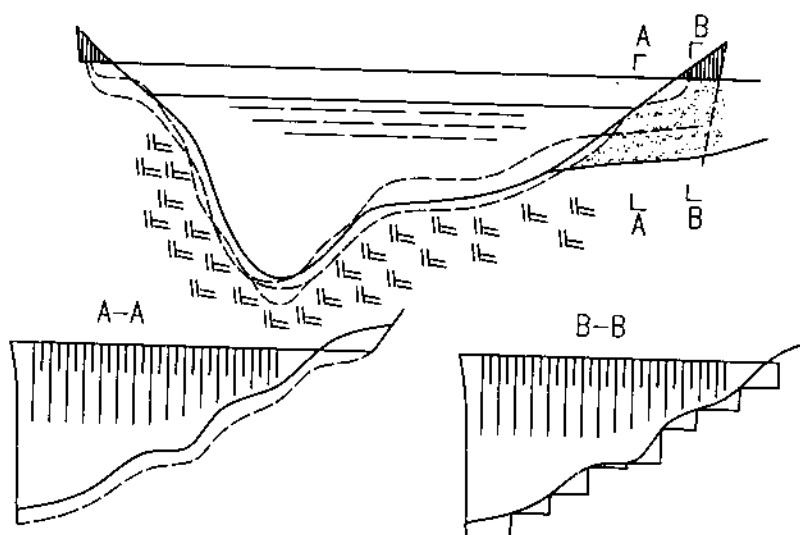
Vấn đề nối tiếp giữa đập với bờ phải bảo đảm những yêu cầu như nối tiếp giữa đập và nền. Bởi vậy mọi biện pháp đã nêu trên đều có thể dùng được song cần chú ý do nối tiếp với mái nghiêng nên khó xử lý hơn. Đó cũng là điểm phải quan tâm khi lựa chọn tuyến đập. Hai bờ thường có đất tàn tích và đá phong hoá thấm nước mạnh, ổn định kém, bởi vậy phải dọn bỏ một lớp dày $0,4 \div 0,5\text{m}$ cho đến đất chặt.

Ở chỗ nối tiếp với bờ, thiết bị chống thấm của đập phải cắm sâu vào đá tốt hoặc đá ít phong hoá. Nếu tường lõi hoặc tường nghiêng bề dày nhỏ thì cần phải cắm thiết bị chống thấm vào bờ một khoảng nhất định. Đối với đập đất đồng chất người ta thường dùng chân răng nối tiếp với bờ.

Khi nối tiếp với bờ phải chú ý hiện tượng sinh lún không đều. Bởi vậy mặt nối tiếp không nên đánh cấp và cũng không nên quá dốc. Tốt nhất không vượt quá độ dốc 1: 0,75. Tuyệt đối không cho phép làm độ dốc ngược. Khi cần có thể đổ bê tông hoặc xây đá tạo thành mái bờ dốc thuận trước khi đắp đất (hình 6-59).

2. Nối tiếp đập với các công trình khác (hình 6-60)

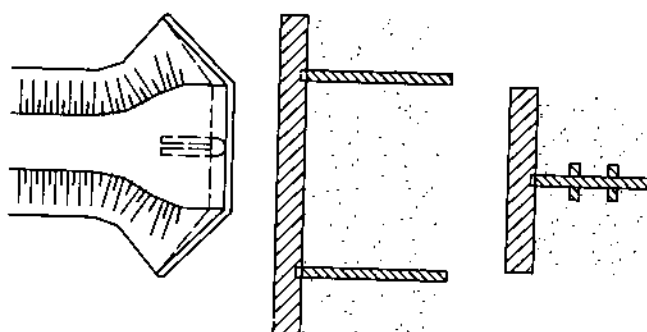
Khi nối tiếp đập với tường bên của đường tháo lũ, tường chắn đất, tường âu thuyền, cống lấy nước v.v... phải chú ý hai điểm:



Hình 6-59: Nối tiếp đập với nền và bờ

- Bảo đảm gradien thấm nhỏ hơn trị số cho phép (chú ý trên mặt tiếp xúc). Để thỏa mãn yêu cầu này, người ta tăng chiều dài đường viền thấm (xem chương thấm).

- Bảo đảm đất và tường bên liên kết chặt. Bởi vậy lưng tường bên thường làm theo dạng mặt nghiêng.



Hình 6-60: Nối tiếp đập đất với các công trình khác

§6.9. ĐẬP ĐẤT ĐÁP BẰNG PHƯƠNG PHÁP ĐỔ ĐẤT TRONG NƯỚC

I. Khái niệm

Khi đắp đập người ta đổ từng lớp đất trong nước tĩnh. Đất bị ngấm nước tơi ra và lắng xuống. Dưới trọng lượng các lớp đất trên và xe cộ vận chuyển, đất được nén chặt không cần đầm nện, dung trọng khô có thể đạt $1,5 \text{ T/m}^3$. Trong các công trình đã thi công bằng phương pháp đổ đất trong nước có đập cao hơn 6 m.

Phương pháp này có những ưu điểm sau:

- Không cần đầm nện, tiết kiệm được nhân lực, giảm được giá thành khoảng $3 \div 4\%$ so với đập đầm nện.
- Thân đập có tính mềm dẻo, thích hợp với nền biến dạng nhiều.
- Đập liên kết chặt với nền và hai bờ, vì trong quá trình thi công thường xuyên có nước thấm tác dụng.

- Ít chịu ảnh hưởng của khí hậu. Gần như cả năm (mùa khô và mùa mưa) đều thi công được.

- Không yêu cầu độ ẩm thiên nhiên của đất chặt chẽ như đối với đập đất đầm nén.

Đập đất đắp trong nước có các ưu điểm kể trên, nhưng cũng có một số nhược điểm như: dung trọng khô nhỏ, lượng ngậm nước lớn, cường độ chống cắt thấp, do đó mái đập phải thoải hơn. Khi thi công cần nhiều nước, bởi vậy ngoài lượng nước thiên nhiên, có khi phải cung cấp thêm. Ngoài ra nếu thân đập không được bảo vệ thích đáng thì dễ sinh nứt nẻ.

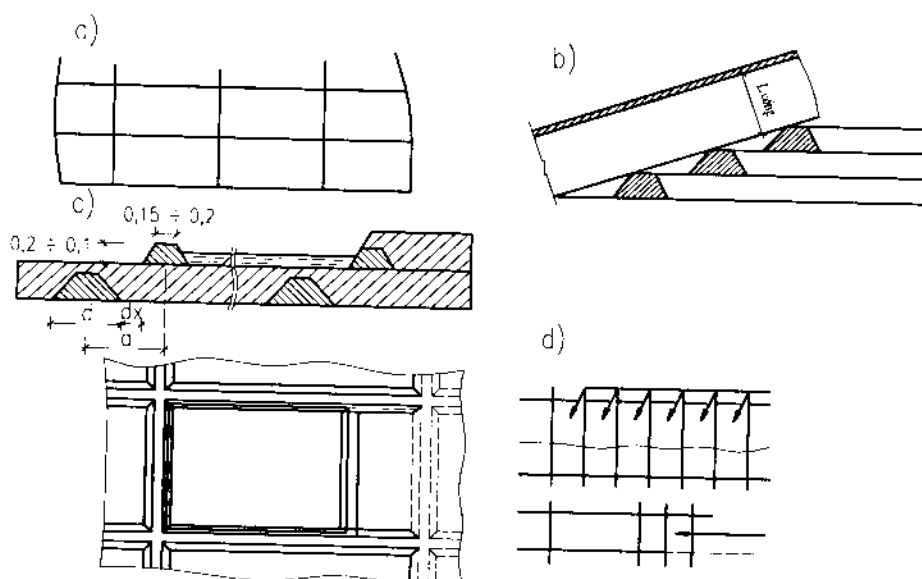
Loại đập đất đắp trong nước còn nhiều vấn đề chưa được giải quyết hoàn hảo như lý luận và phương pháp thiết kế các đập loại cao. Bởi vậy phải qua thực tiễn xây dựng, tích lũy thêm kinh nghiệm và để nâng cao trình độ thiết kế, thi công.

II. Phương pháp thi công

Trình tự thi công như sau:

- Dọn nền, phân khoanh và phân vùng;
- Đắp bờ khoanh;
- Cho nước vào trong khoanh;
- Đổ đất đắp đập trong khoanh đó.

Việc phân vùng đắp đập phải dựa vào địa hình và cố gắng sao cho đáy các khoanh trong vùng ở cùng một cao trình. Kích thước mỗi khoanh được lựa chọn dựa vào khả năng đắp đập của mỗi kíp, với tỷ lệ giữa chiều rộng với chiều dài không quá 1/2 (hình 6-61).



Hình 6-61: Bố trí thi công đắp đập bằng đổ đất trong nước

Diện tích mỗi khoảnh đổ từ 40 đến 100m². Nếu chọn diện tích quá nhỏ thì khoảnh đổ quá nhiều, tốn công. Nếu diện tích quá lớn thì thời gian tích nước quá dài, đất bị quá ướt.

Mặt cắt bờ khoảnh hình thang, chiều cao được xác định dựa vào lớp đất đổ (thường khoảng 110 ÷ 115% bề dày lớp đất), đỉnh rộng 15 ÷ 20cm (nếu dùng làm đường đi lại, vận chuyển thì mở rộng thêm). Mái bờ đắp dốc 1 : 1 ÷ 1 : 1,5. Nền cố gắng đắp các bờ khoảnh song song hoặc thẳng góc với trục đập, các bờ của tầng trên không nên làm trùng với tầng dưới (hình 6-61c) mà phải bảo đảm khoảng cách $a = d + 0,2m$.

Theo quy phạm, độ sâu nước trong khoảnh lấy bằng 20 ÷ 45% độ dày đắp đất. Song hợp lý nhất là dựa vào tính chất đất tại chỗ và thí nghiệm để ấn định. Một hai giờ sau khi mực nước trong khoảnh đã tương đối ổn định có thể bắt đầu đắp đất, bề dày đắp đất là 5 ÷ 30cm. Song qua thí nghiệm cho thấy nên tăng bề dày đắp đất lên 0,4 ÷ 1m. Làm như vậy không những bảo đảm độ chặt theo yêu cầu thiết kế mà còn tăng nhanh được tốc độ thi công.

III. Đặc điểm cấu tạo của đập

Đập đất thi công bằng phương pháp đắp đất trong nước có thể gồm một hoặc nhiều loại đất. Loại đập đất đồng chất tương đối tốt, có hàm lượng nước phân bố đều trong toàn thân đập.

Đập đắp bằng nhiều loại đất chỉ thích hợp khi tại chỗ không có đủ một loại vật liệu. Lúc đó người ta dùng loại đập có tường nghiêng hoặc tường lõi. Các bộ phận khác có thể dùng đất dễ thấm nước: cát, hoặc sỏi sạn, đắp không hoặc đầm nén nhẹ.

Thiết bị thoát nước thân đập gồm 2 loại:

- Loại phổ thông, giống hệt như thiết bị thoát nước trong đập đầm nén.
- Loại đặc biệt dùng để thoát nước thừa và khí trong thân đập để giảm áp lực nước kê rỗng trong thời kỳ thi công.

Bố trí các thiết bị thoát nước đặc biệt phải đảm bảo hai yêu cầu:

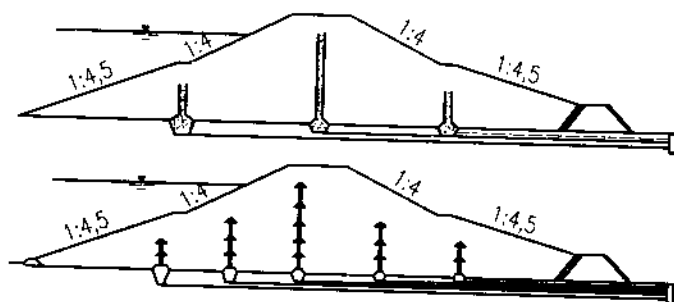
- Khi cần có thể tăng tốc độ thoát nước trong thời kỳ thi công.
- Thấm không ảnh hưởng đến an toàn của đập.

Thiết bị thoát nước loại này do hai hệ thống tạo thành:

- Hệ thống thoát nước đứng là các giếng hoặc tường bằng sỏi nhỏ đặt trong thân đập có đường kính hoặc bề dày 0,7 ÷ 1m.

- Hệ thống thoát nước nằm ngang gồm những mương hoặc ống tập trung nước đặt ở mặt nền ăn thông với hệ thống thoát nước đứng, nước thoát ra hạ lưu hoặc đi vào các giếng tập trung nước nhờ các thiết bị thoát nước (hình 6-62). Hệ thống thoát nước nằm ngang nên đặt cách thân đập thượng lưu 20 ÷ 30m. Các ống dẫn nước về hạ lưu được bố trí với độ dốc tương đối lớn.

Kinh nghiệm xây dựng ở Trung Quốc cho biết: khi đất đắp có hệ số thấm lớn và đập cao từ 15m trở xuống có thể không bố trí thiết bị thoát nước đặc biệt. Nếu hệ số thấm của đất đắp nhỏ hơn 10^{-6} m/s và đập tương đối cao cần bố trí hệ thống thoát nước đặc biệt để tăng nhanh tốc độ cố kết của đất.



Hình 6-62: Thiết bị thoát nước đặc biệt

Đối với các đập đắp trên nền thấm nước tương đối nhanh, nếu tính ra lưu lượng thấm lớn hơn lưu lượng thấm trong quá trình cố kết của đất thân đập có thể không làm hệ thống thoát nước ngang.

Tóm lại, có bố trí hoặc không bố trí thiết bị thoát nước đặc biệt trong thân đập phải dựa vào các điều kiện và tình hình cụ thể.

Lúc thi công, các chỉ tiêu φ , C của đất đắp tương đối nhỏ nhưng khó xác định. Bởi vậy để bảo đảm an toàn phải chọn các kích thước mặt cắt đập lớn hơn so với đập đảm nện. Đập càng cao mái càng thoải, với tốc độ thi công nhanh, mức độ cố kết thấp mái đập phải thoải nhiều. Khi thiết kế sơ bộ có thể chọn độ dốc mái 1: 3 ÷ 1 : 4,5. Sau đó tính toán kiểm tra ổn định theo phương pháp vòng cung trượt. Nhưng khó nhất vẫn là lựa chọn các chỉ tiêu φ , C thích hợp. Do đó việc tính toán ổn định mái đập đất đắp trong nước còn là một vấn đề cần đi sâu nghiên cứu thêm.

Để bảo vệ mái và đỉnh đập không bị nứt nẻ có thể phủ một lớp đất dày 0,7 ÷ 1m có độ ẩm nhỏ, đỉnh đập nên phủ dày hơn một chút.

IV. Đập đất đắp bằng cách đổ nước trong đất

Sau khi đắp một lớp đất người ta cho nước vào. Đất rã trong nước, không khí chứa trong các kẽ rỗng của đất thoát ra. Các hạt đất tự ép chặt vào nhau không cần đầm nện, dung trọng khô đạt khoảng $1,4 \div 1,5 \text{ T/m}^3$. Đất đắp đập phải chọn loại dễ rã rời khi thấm nước.

Ở Liên Xô còn có loại đập đất rất ít đầm nện. Phương pháp đắp cũng giống như đổ đất trong nước nhưng có đầm nện chút ít nên có hiệu quả cao hơn. Dung trọng khô của đất đắp thường đạt khoảng $1,5 \text{ T/m}^3$.

§6.10. CHỌN HÌNH THỨC ĐẬP

Chọn hình thức đập thích hợp là một vấn đề quan trọng. Nguyên tắc cơ bản khi lựa chọn là xây dựng nhanh, nhiều, tốt, rẻ. Đó cũng chính là bảo đảm rút ngắn thời gian thi công, tốn ít sức lao động, đầu tư ít vốn và thoả mãn các điều kiện địa hình, địa chất, địa chất thuỷ văn, khí hậu, thi công v.v... bảo đảm đập làm việc an toàn. Khi xét cụ thể cần chú ý các mặt:

1. Vật liệu

Chọn hình thức đập phải tôn trọng nguyên tắc: dùng vật liệu tại chỗ, bãi lấy đất gần nhất, tiết kiệm sức lao động, giảm chi phí, tăng tốc độ thi công.

Hình thức đập quyết định tính chất, khối lượng đất và bãi lấy đất. Nếu gần đập có đủ đất với chất lượng bảo đảm thì nên đắp đập đồng chất. Đó là loại đập đơn giản thi công thuận lợi nhất.

Khi đập tương đối cao, ở gần đập không có đủ đất để đắp đập đồng chất thì nên làm đập hỗn hợp. Như vậy sẽ sử dụng được nhiều loại đất ở gần đập với khoảng cách gần nhất, giá thành sẽ rẻ hơn nhiều so với đắp đập đồng chất.

Bãi vật liệu nên chọn ở những khu không thấp để tránh vận chuyển lên quá cao, tốn phí tiền và công sức.

Khi lựa chọn loại đập có tường lõi hoặc tường nghiêng, phải dựa vào tính chất, trữ lượng và sự phân bố của đất ở gần đập, nhằm triệt để sử dụng các vật liệu tại chỗ, thoả mãn các yêu cầu về thấm và ổn định. Nếu tính dẻo của đất lớn thì tường có thể làm mỏng đi một chút, trường hợp ngược lại nên làm dày hơn.

2. Địa chất nơi đắp đập

Tình hình địa chất ở tuyến đập có quan hệ mật thiết với việc lựa chọn hình thức đập. Trên nền có lớp phong hoá tương đối mỏng thì biện pháp dùng tường nghiêng, hoặc tường lõi có tường răng là tốt. Nếu tầng phong hoá tương đối sâu, khối lượng đào hố làm tường răng lớn và khó thoát nước thì công thì có thể dùng hình thức đập có tường nghiêng và sân trước. Xử lý như vậy có thể tăng nhanh tốc độ thi công. Đối với những sông chứa nhiều bùn cát có thể lợi dụng phù sa lắng đọng để giảm thấm qua nền.

3. Khí hậu

Khi chọn hình thức đập nên xét điều kiện khí hậu ở địa phương. Ở vùng mưa nhiều, loại đất không dính là vật liệu thích hợp nhất để đắp đập.

Loại đập đất đắp bằng phương pháp đổ đất trong nước và loại đập bồi lắng cũng thích hợp với nơi mưa nhiều.

4. Điều kiện thi công

Đầm nén là phương pháp chủ yếu, thông dụng trong thi công đập đất.

Phương pháp bồi lắng và phương pháp nổ mìn định hướng đắp đập thì tiết kiệm được sức lao động, ít chịu ảnh hưởng của khí hậu, thời gian thi công ngắn.

Trong xây dựng thuỷ lợi, đã tích lũy được nhiều kinh nghiệm trong việc đắp đập đất. Đến nay đập đất vẫn là hình thức đập chủ yếu. Bởi vậy, cần đi sâu nghiên cứu những kinh nghiệm tốt về các mặt giảm mặt cắt đập để bớt khối lượng đào đắp, xử lý nền và các biện pháp phòng chống thấm, vật liệu dùng khi đắp đập theo phương pháp đổ đất trong nước v.v... Những vấn đề đó cần được giải quyết kết hợp giữa thực tiễn xây dựng và nghiên cứu khoa học.

Chương 7

ĐẬP ĐÁ VÀ ĐẬP ĐÁ HỖN HỢP

§7.1. KHÁI NIỆM

Đập đá là một trong những loại công trình cổ, thường dùng vật liệu tại chỗ, có thể thi công vào mọi mùa, kỹ thuật xây dựng đơn giản.

Yêu cầu địa chất nền đập đá thấp hơn so với đập bê tông. Hiện nay trên thế giới đã có hơn 100 đập đá cao từ 60m trở lên. Ở nước ta có đập Cẩm Ly (Quảng Bình) cao trên 30m, đập Thác Bà cao 45m; đập Hoà Bình cao 120m.

Những đập đá cao từ 8 ÷ 10m trở lên thường là loại không tràn nước. Lưu lượng lũ được tháo qua công trình xả lũ bố trí trong thân đập hoặc ở bên bờ. Đối với những đập thấp, có thể cho nước tràn qua đỉnh nhưng mái hạ lưu phải làm thoải và được bảo vệ chu đáo.

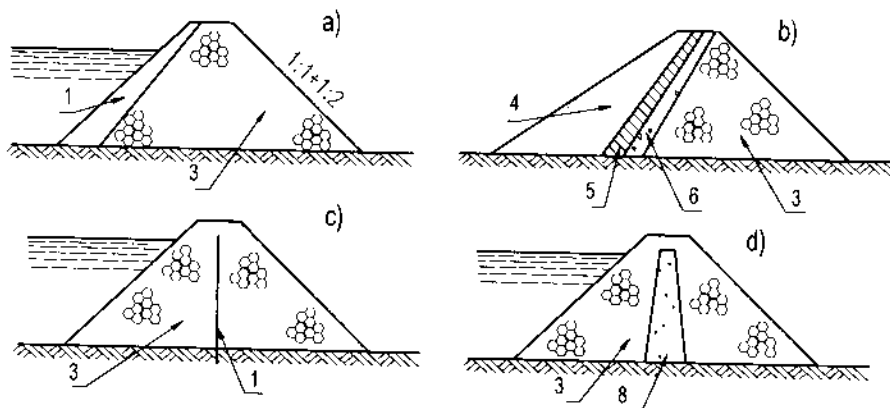
Để giảm lưu lượng thấm, người ta bố trí các thiết bị chống thấm trong thân đập đá.

I. Phân loại

Căn cứ vào phương pháp xây dựng và vật liệu chủ yếu làm thân đập, người ta phân loại như sau:

1. Đập đá đổ

Đập đá đổ gồm hai bộ phận chủ yếu: khối đá đổ và thiết bị chống thấm. Đập đá đổ phân thành: đập đá đổ có thiết bị chống thấm kiểu tường nghiêng (hình 7-1a, b) và kiểu tường tam (hình 7-1c, d).



Hình 7-1: Các loại đập đá đổ

Tường chống thấm có thể làm bằng vật liệu mềm như đất thịt, đất sét có hệ số thấm nhỏ hoặc dùng loại tường cứng bằng bê tông, bê tông cốt thép, bê tông áphan v.v...

Đối với đập đá đổ thì loại có thiết bị chống thấm kiểu tường nghiêng là rẻ nhất: tường nghiêng nằm tựa lên lớp đệm. Đối với tường nghiêng cứng người ta dùng đệm bằng đá xếp (hình 7-1a). Đối với tường nghiêng làm bằng vật liệu mềm thì lớp đệm là một tầng lọc ngược (hình 7-1b).

Loại đập đá đổ có bản mặt bằng bê tông cốt thép được xây dựng nhiều ở Trung Quốc trong thời gian gần đây, và hiện nay đang bắt đầu được ứng dụng ở nước ta (các đập Na Hang, Rào Quán, Cửa Đạt...).

2. Đập đá xếp (xây khan)

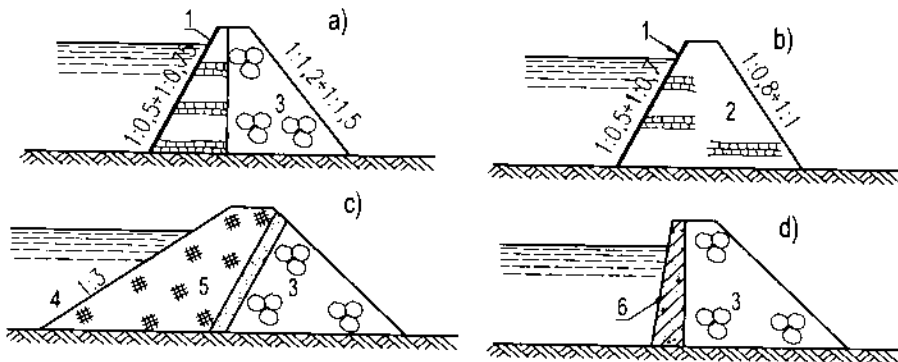
So với đập đá đổ, đập đá xếp yêu cầu hình dạng, kích thước và loại đá khắt khe hơn, thi công cần kỹ thuật cao hơn. Do đó mái đập dốc hơn, khoảng 1 : 0,5 đến 1 : 0,7. Thiết bị chống thấm của đập đá xếp thường dùng loại tường nghiêng cứng (hình 7-2b).

3. Đập đá nửa đổ, nửa xếp

Đập đá nửa đổ nửa xếp là những đập mà phần thân đập thượng lưu là đá xếp, phần thân đập hạ lưu là đá đổ. Trên mái đập thượng lưu người ta bố trí thiết bị chống thấm (hình 7-2a).

4. Đập hỗn hợp

Thường dùng nhất là loại đập đá, đất hỗn hợp - Đất chiếm một nửa hoặc quá nửa thể tích đập. Phần thượng lưu thường làm bằng đất để tạo thành thiết bị chống thấm (hình 7-2c).



Hình 7-2: Đập đá xếp và hỗn hợp

Người ta còn dùng loại đập đá và bê tông hỗn hợp (hình 7-2d). Trong trường hợp này khối bê tông được bố trí ở phần thân đập thượng lưu dưới dạng tường chắn, đồng thời có tác dụng chống thấm.

II. Đặc điểm làm việc

Vật liệu làm thiết bị chống thấm trong đập đá có hệ số thấm nhỏ. Sau khi xây đập, nước trong hồ có thể thấm ra hạ lưu qua thiết bị chống thấm hoặc qua hai vai đập. Khối đá thân đập có độ rỗng lớn thường khoảng $(30 \div 40\%)$ dòng chảy dễ thoát ra hạ lưu, lực thấm tác dụng lên đá rất nhỏ.

Nước mưa, nước trong không khí lọt vào các khe đá, nước thấm thường xuyên tác dụng cùng với những nhân tố khí hậu khác tác dụng lặp đi lặp lại nhiều lần, có thể làm cho đá bị phong hoá.

Một đặc điểm đáng chú ý là đập đá đổ thường lún nhiều, do đó có thể gây ra nứt nẻ hoặc phá hoại các thiết bị chống thấm.

§7.2. BIẾN HÌNH LÚN CỦA ĐẬP ĐÁ

Dưới tác dụng của áp lực nước và trọng lượng bản thân, nền đập và thân đập có thể bị lún. Biến hình lún của thân đập chủ yếu do những chỗ tiếp xúc giữa các hòn đá bị phá hoại gây ra. Nếu kích thước và hình dạng đá không giống nhau, mặt ngoài không phẳng thì chúng sẽ tiếp xúc nhau tại các điểm và các góc, độ rỗng của đập sẽ lớn. Khi tăng tải trọng (trọng lượng bản thân hoặc áp lực nước), tại các điểm hoặc các góc tiếp xúc đá bị nát, cá biệt có hòn bị ép vỡ, chuyển dịch và thân đập bị lún. Đặc biệt đối với đập dùng đá học có độ rỗng lớn thì tải trọng tuy không tăng nhiều nhưng cũng dễ bị lún cục bộ không đều. Biến hình do lún cũng còn do tác dụng phong hoá của các nhân tố khí hậu và thời tiết gây ra.

Biến hình thân đập gồm 3 phần: lún thẳng đứng, di động nằm ngang về phía hạ lưu, di động từ hai bờ vào giữa. Hiện tượng lún do nhiều nguyên nhân phức tạp gây ra như: độ cứng, cấp phối hình dạng đá, phương pháp thi công, địa hình và địa chất lòng sông. Hiện nay chưa tính toán được chính xác biến hình lún của đập đá. Nếu làm thiết bị chống thấm sau, thì lún trong thời kỳ thi công ảnh hưởng không lớn đến thiết bị chống thấm. Quan trọng nhất là lún sinh ra lúc thi công xong, bắt đầu dâng nước và trong thời kỳ sử dụng. Theo tài liệu thực đo, độ lún của đập đá bằng $0,60 \div 5\%$ chiều cao đập. Áp lực nước thượng lưu có tác dụng làm cho đập di động ngang về phía hạ lưu một trị số bằng $(0,5 \div 1)$ lần độ lún thẳng đứng, di động này theo phương thẳng góc hoặc hơi xiên một chút so với mặt đập thượng lưu.

Tính toán độ lún của đập đá trong thời kỳ xây dựng có thể sử dụng công thức kinh nghiệm của Díc:

$$\Delta h = \operatorname{tg} \alpha_0 \left(1 - \frac{h}{H} \right)^2 h, \quad (7-1)$$

Trong đó:

Δh - độ lún của đập tại độ cao h so với mặt nền;

H - chiều cao đập;

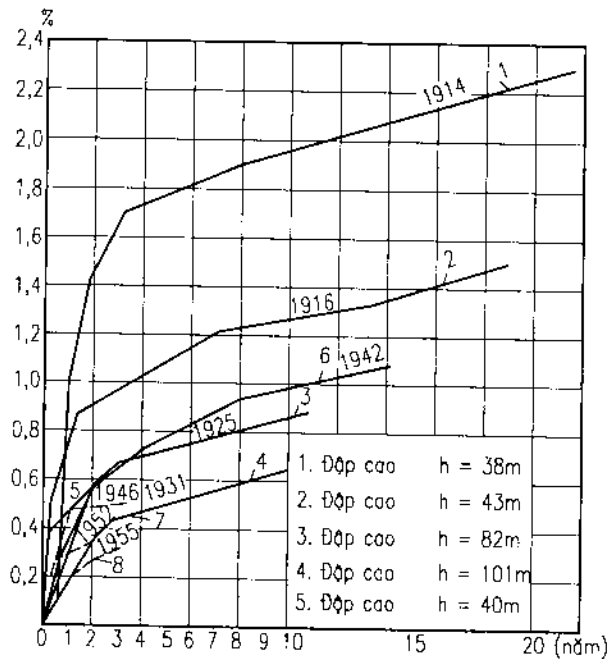
$\text{tg}\alpha_0$ - hệ số, phụ thuộc vào độ chặt của khối đá đổ.

Với khối đá đổ không đầm nén, $\text{tg}\alpha_0 = 0,08 \div 0,18$;

Với khối đá đổ có đầm nén, $\text{tg}\alpha_0 = 0,004 \div 0,01$.

Trị số lún lớn nhất thường xuất hiện ở độ cao xấp xỉ bằng H/3.

Hình (7-3) là quá trình lún của 5 đập có chiều cao khác nhau trong các thời kỳ khác nhau. Hiện tượng lún của đập đá đổ chủ yếu diễn ra trong mấy năm làm việc đầu tiên của hồ chứa, càng về sau càng giảm dần.



Hình 7-3: Đường biểu diễn quá trình lún của một số đập đá đổ

Đập đá có độ lún lớn, bởi vậy khi thi công phải có biện pháp cần thiết để giảm lún như:

- Trong quá trình thi công dùng lực nước xung kích tác dụng vào thân đập làm cho những hòn đá nhỏ hơn 10cm xen vào những lỗ rỗng giữa các hòn đá lớn. Đá trong thân đập được sắp xếp ổn định hơn, sớm đạt vị trí ổn định cuối cùng và giảm được độ lún của thân đập trong thời kỳ sử dụng.

- Đổ đá từ trên cao xuống để dùng lực xung kích làm giảm độ rỗng thân đập. Khi thi công nếu đá đổ thành từng lớp không dày thì có thể dùng đầm chấn động (nặng có thể đạt 20 tấn) hoặc dùng ô tô để lèn chặt thân đập. Ngoài các biện pháp thi công nói trên, việc bảo đảm chất lượng, kích thước, hình dạng và cấp phối đá cũng là những yếu tố quan trọng để giảm lún.

§7.3. YÊU CẦU ĐỐI VỚI ĐÁ LÀM ĐẬP VÀ NỀN ĐẬP

1. Yêu cầu đối với đá làm đập

Yêu cầu cơ bản về tính chất đá là: đủ cường độ, chống được tác dụng phong hoá, chịu tải tốt.

- Đá phải chịu được áp lực nước và trọng lượng bản thân đập. Độ cứng của đá không nên nhỏ hơn cấp 3 theo biểu đồ của Mooc.

- Đá phải chống được phong hoá vật lý như nhiệt độ và khí hậu thay đổi.

- Hệ số mềm hoá của đá trong nước tính bằng tỷ lệ cường độ của mẫu đá lúc bão hoà nước và cường độ của đá khô, không được nhỏ hơn $0,85 \div 0,90$.

- Đá phải chống được xâm thực hoá học của nước, không bị hoà tan.

- Đá phải chịu được tác dụng của các lực tác động như lực xung kích trong quá trình vận chuyển hoặc đổ đá.

Ngoài những quy định trên, kích thước, cấp phối hình dạng đá phải bảo đảm những yêu cầu nhất định, vì những yêu cầu đó ảnh hưởng trực tiếp đến độ rỗng, độ lún của thân đập và ổn định của mái đập. Đá có dạng càng gần hình cầu thì khả năng chống đỡ càng cao và đập càng ít lún. Kích thước hòn đá nói chung càng lớn càng tốt, vì giảm được số điểm tiếp xúc, có thể giảm được độ lún của đập nhưng có nhược điểm là sinh biến hình.

Dùng đá học đường kính lớn xây đập thì mái có thể làm dốc hơn, do đó giảm được thể tích thân đập. Nếu dùng máy vận chuyển thì trọng lượng hòn đá có thể đạt 3 tấn, lớn nhất có thể trên 20 tấn. Nếu chọn đá quá lớn thì vận chuyển và thi công đều khó khăn. Do đó phải dựa vào chiều cao đập, chất lượng đá, phương pháp thi công v.v... để xác định đường kính thích hợp nhất của đá học và các loại đá khác, bảo đảm cho thân đập đạt độ chặt cao và dễ thi công.

Dựa vào nguyên tắc trên tỷ số giữa chiều dài nhất và chiều ngắn nhất của hòn đá không được quá $3 \div 3,5$. Trọng lượng nhỏ nhất của đá học không nên kém 800N.

Đối với đập cao loại đá học có trọng lượng như trên chỉ cho phép chiếm $20 \div 30\%$, phần còn lại chọn cỡ lớn hơn.

Đối với đập cao trên 45m, độ rỗng thân đập không nên vượt quá $30 \div 35\%$. Đối với đập tương đối thấp, độ rỗng không nên vượt quá $35 \div 40\%$. Những đá nhỏ nhét vào khe rỗng giữa đá học có tác dụng giảm được biến hình thân đập. Nếu dùng quá nhiều đá nhỏ thì tải trọng có thể truyền vào những hòn đá nhỏ làm tăng thêm lún và giảm ổn định mái đập. Lượng đá nhỏ trong thân đập thường từ $3 \div 5\%$, rất ít khi dùng đến 7%.

Các loại đá có tính chất cơ lý phù hợp với những yêu cầu đã nêu ở trên là: hoa cương, bazan, octoclavơ v.v...

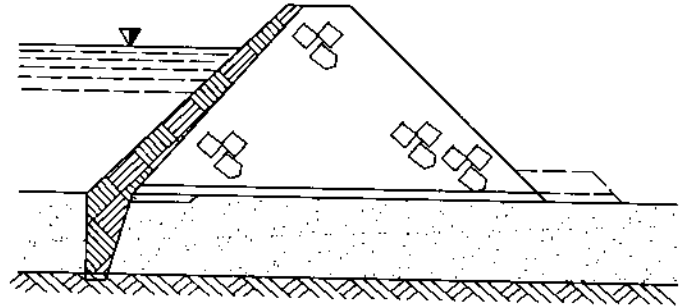
Tính kiên cố phụ thuộc nhiều yếu tố như: thành phần nham thạch, mức độ nứt nẻ, phong hoá... Bởi vậy khi chọn đá phải phân tích nghiên cứu tại chỗ. Những đá không thích hợp gồm: diệp thạch, đá cuội v.v...

2. Yêu cầu đối với nền đập

Yêu cầu đối với nền đập đá cao hơn so với đập đất nhưng thấp hơn so với đập bê tông trọng lực.

Trên các loại nền đá đều có thể xây được đập đá. Các nền không phải là đá nếu chịu tải mà lún ít thì có thể xây được đập đá. Đối với những đập cao dưới 15m có thể xây trên nền đất. Những nền lún nhiều đều không thích hợp với đập đá vì sẽ làm hỏng thiết bị chống thấm, tạo thành dòng chảy tập trung qua tường nghiêng, gây nứt nẻ và lún không đều.

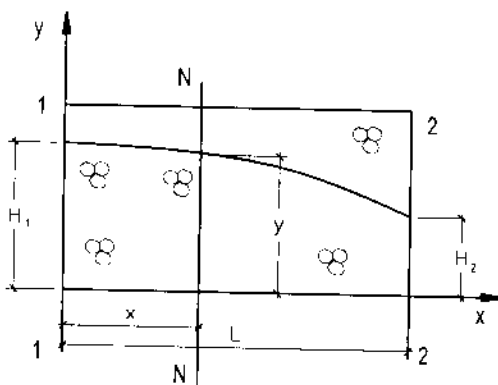
Để phòng ngừa tác hại của dòng thấm đối với nền không phải đá người ta bố trí một lớp quá độ bằng cuội sỏi trên mặt tiếp giáp giữa nền và đập; có khi phải làm một tầng lọc ngược. Trước khi đổ đá thì công đập, người ta xếp một lớp đá dày 1 : 1,5m để bảo vệ nền (hình 7-4).



Hình 7-4: Đập trên nền không phải đá

Khi chọn hình thức liên kết giữa đập và nền phải dựa vào điều kiện địa chất của nền và chiều cao đập. Đối với nền đá hoặc khi đá gốc ở không sâu có thể làm chân khay hoặc tường răng đều phải cắm sâu vào nền đá. Nếu lớp thấm nước trong nền không dày lắm và thiết bị chống thấm của đập làm bằng đất thì có thể dùng tường răng chống thấm. Đối với đập không cao có thể đóng cừ hoặc làm sân trước chống thấm, tùy theo tình hình và điều kiện cụ thể.

§7.4. TÍNH TOÁN THẨM QUA ĐẬP ĐÁ



Hình 7-5: Sơ đồ tính thấm qua môi trường đá đồ

Mục đích chủ yếu của việc tính toán thấm qua đập đá là xác định lưu lượng thấm qua tường giữa hoặc tường nghiêng chống thấm. Đối với đập hỗn hợp đất đá phần đất tương đối lớn, khi cần thiết phải xác định đường bão hòa trong phần đất. Phương pháp và các công thức tính thấm qua phần đất có thể tham khảo trong chương đập đất.

Trong môi trường đá đồ do các khe rỗng khá lớn cho nên sự chuyển động của nước không tuân theo quy

luật Darcy, nghĩa là lưu tốc thấm không tỷ lệ bậc nhất với gradien thấm. Dòng thấm qua đá là dòng rối, có thể tính gần đúng theo công thức của giáo sư N. P. Puzurepski với sơ đồ tính toán như hình (7-5).

Tại mặt cắt N - N, cột nước thấm là y ta có:

$$\frac{q^2}{K^2} = \frac{H_1^3 - y^3}{3x} \quad (7-2)$$

Khi $x = L$, $y = H_2$, công thức tính lưu lượng qua môi trường đá đổ dưới dạng:

$$\frac{q^2}{K^2} = \frac{H_1^3 - H_2^3}{3L}, \quad (7-3)$$

Trong đó:

q - lưu lượng đơn vị;

H_1 - độ sâu dòng thấm tại mặt cắt 1 - 1;

H_2 - độ sâu dòng thấm tại mặt cắt 2 - 2;

L - khoảng cách giữa hai mặt cắt 1 - 1 và 2 - 2;

K - hệ số thấm của đá, phụ thuộc vào độ rỗng n , hình dạng và kích thước của đá.

Theo M. F. Xrapnui, hệ số K có thể lấy theo bảng (7-1).

Bảng 7-1

Độ rỗng n	Đường kính trung bình của đá d_{tb}		Hình dạng đá
	20cm	50cm	
0,4	$K = 0,35 \text{ m/s}$	$K = 0,56 \text{ m/s}$	Cạnh tròn tròn
0,5	$K = 0,43 \text{ m/s}$	$K = 0,70 \text{ m/s}$	Cạnh sắc

1. Tính thấm qua đập đá có tường nghiêng

Đối với loại đập hỗn hợp có tường nghiêng chống thấm mềm bằng đất sét và phân hạ lưu đá đổ (hình 7-6) trên nền không thấm nước, viện sĩ N. N. Pavolôpxki đề nghị dùng các công thức sau để tính lượng thấm:

$$\frac{q}{K} = \frac{h_1^2 - a^2 \cos^2 \alpha - h_2^2}{2a \sin \alpha}; \quad (7-4)$$

hoặc công thức đơn giản:

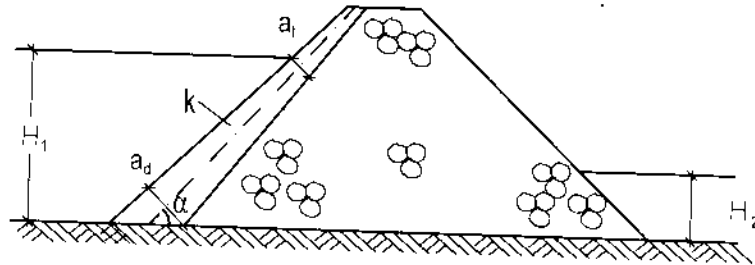
$$\frac{q}{K} = \frac{h_1^2 - h_2^2}{2a \sin \alpha}, \quad (7-5)$$

Trong đó:

α - góc nghiêng so với đường nằm ngang của đường trung bình trong tường nghiêng;

$a = \frac{a_t + a_d}{2}$ - bề dày trung bình của tường nghiêng;

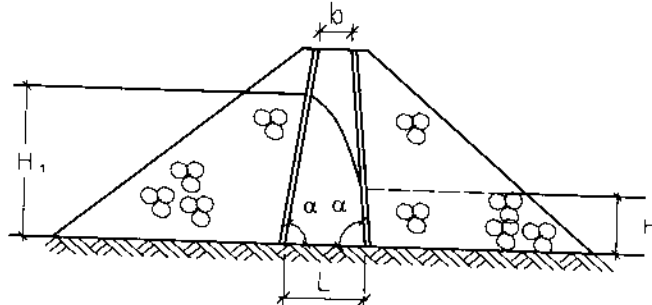
K - hệ số thấm của tường nghiêng.



Hình 7-6: Sơ đồ tính thấm qua đập đá có tường nghiêng chống thấm

2. Tính thấm qua đập đá có lõi giữa

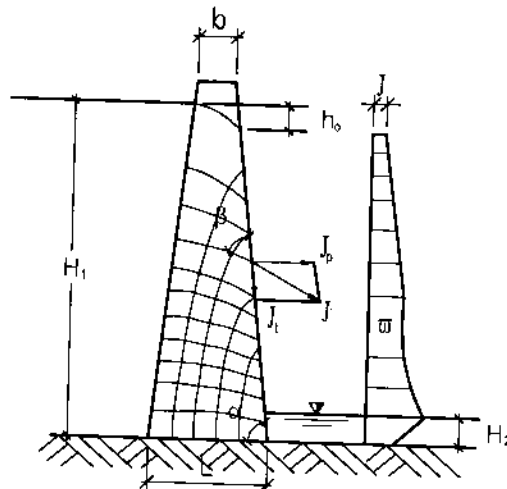
Giả thiết rằng mực nước thượng hạ lưu kéo dài đến lõi giữa, nghĩa là bỏ qua tổn thất cột nước trong phần đá đổ trước và sau lõi giữa (hình 7-7).



Hình 7-7: Sơ đồ tính thấm qua đập đá có lõi giữa

Tính toán thấm qua đập đá có lõi giữa chỉ xét dòng thấm qua lõi. Dựa vào lưới thấm của lõi giữa (hình 7-8) trong từng trường hợp cụ thể để tính thấm.

Độ hạ thấp đường bão hoà qua lõi giữa đối với trường hợp khi $\frac{L}{H_1} < 0,5$ có thể xác định theo công thức:



Hình 7-8: Sơ đồ lưới thấm

$$h_0 = 0,65 \frac{b}{1 - \operatorname{tg}\left(\frac{\pi}{2} - \alpha\right)} \quad (7-6)$$

Gradien của dòng thấm khi ra ở mép hạ lưu:

$$J_l = \sin \alpha, \quad (7-7)$$

$$J_p = \sin \alpha \operatorname{tg} \beta, \quad (7-8)$$

$$J = \frac{\sin \alpha}{\cos \beta}, \quad (7-9)$$

Trong đó:

J_l - gradien tiếp tuyến tại điểm đang xét;

J_p - gradien pháp tuyến tại điểm đang xét;

J - gradien của điểm đang xét;

β - góc đường dòng tạo với mặt hạ lưu của lõi tại điểm đang xét.

Lưu lượng thấm qua lõi có thể xác định theo công thức:

$$q = K_l \Omega, \quad (7-10)$$

Trong đó:

K_l - hệ số thấm của lõi;

Ω - diện tích biểu đồ gradien J_p .

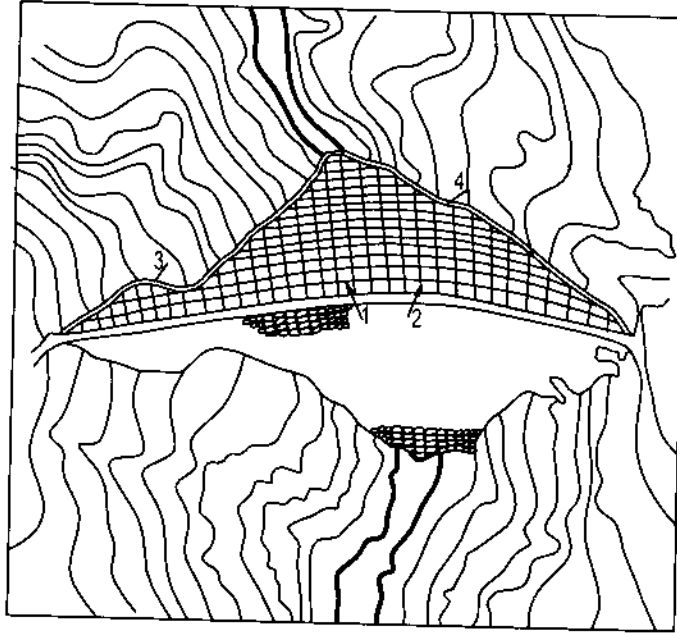
§7.5. KÍCH THƯỚC MẶT CẮT ĐẬP ĐÁ

I. Bố trí mặt bằng

Trên mặt bằng, tuyến đập có thể là đường thẳng hoặc đường cong lồi về phía thượng lưu. Khi chọn tuyến cong người ta xét đến đặc điểm biến hình của đập đá.

Độ lún và chuyển vị theo phương ngang về hạ lưu đập đạt trị số lớn nhất tại mặt cắt giữa lòng sông và giảm dần về phía hai bờ. Nếu chọn tuyến đập thẳng, thì sau khi biến hình tuyến đó sẽ bị cong lồi về phía hạ lưu, thiết bị chống thấm chịu ứng suất kéo sẽ nứt nẻ. Để tránh tác hại đó, trên mặt bằng có khi người ta bố trí tuyến đập hơi cong lồi về phía thượng lưu (hình 7-9). Khi đập chịu tải và biến hình, mặt đập bị ép co lại làm tăng thêm độ chặt của thiết bị chống thấm. Đập làm việc như một vòm có tác dụng giảm được chuyển vị từ hai bờ vào giữa lòng sông.

Tuyến cong thường dùng dạng cung tròn hoặc cá biệt có khi là đường gãy. Đỉnh góc gãy được bố trí tại mặt cắt có biến hình lớn nhất. Đoạn lồi về thượng lưu bằng $1 \div 3$ lần trị số biến hình có khả năng xảy ra.



Hình 7-9: Bố trí mặt bằng

1 - Khe lún ngang; 2 - Khe nhiệt độ; 3 - Chân răng; 4 - Khe biên giới.

II. Kích thước mặt cắt và độ dốc mái đập

Mặt cắt đập đá có dạng hình thang, mái dốc là đường thẳng. Trên mái dốc hạ lưu có khi bố trí cơ rộng $1 \div 2\text{m}$ phục vụ cho việc đi lại kiểm tra, giao thông và tăng độ thoải mái đập. Bề rộng đỉnh đập được xác định theo yêu cầu giao thông, điều kiện thi công và chiều cao đập nhưng không hẹp hơn $3 \div 3,5\text{m}$. Độ vượt cao của đỉnh đập được tính toán như đối với đập đất. Khi xác định chiều cao đập phải trừ hao độ lún. Độ dốc mái đập phụ thuộc tính chất đá, chiều cao đập, cấu tạo thân đập và cấp động đất tại vị trí xây dựng.

Đối với đập có tường nghiêng, mái hạ lưu thường có độ dốc $1:1,25 \div 1:1,5$. Độ dốc mái trong của tường nghiêng nên lấy bằng $1:1 \div 1:1,35$, mái ngoài khoảng $1:2,50$. Để thích nghi với lún và đề phòng nứt nẻ, có thể làm mặt tường nghiêng lồi về phía thượng lưu.

Khi dùng đập đá có tường lõi chống thấm mềm, để bảo đảm ổn định mái đập cần thoải hơn:

- Độ dốc trung bình mái hạ lưu là $1:1,75 \div 1:2$;
- Độ dốc trung bình mái thượng lưu là $1:1,75 \div 1:2,50$ hoặc thoải hơn.

Những đập đá xây dựng trong vùng có động đất phải đảm bảo mái thoải hơn từ $15 \div 20\%$ so với vùng không có động đất. Độ dốc của mái đập có thể tính theo công thức:

$$m_1 = m(1 + K_c) \quad (7-11)$$

Trong đó:

- m_1 - cốtang mái dốc khi có động đất;
- m - cốtang mái dốc khi không có động đất;
- K_c - hệ số động đất.

Một điểm cần chú ý là nếu mái đập hạ lưu lấy theo độ dốc tự nhiên thì rất thuận lợi cho thi công. Nếu vì điều kiện ổn định cần làm thoải hơn có thể thêm cơ để độ dốc bình quân đạt trị số yêu cầu.

Mái thượng lưu đập đá đổ sau lưng tường nghiêng thường làm theo độ dốc tự nhiên. Nếu làm dốc hơn thì để đảm bảo ổn định sau tường nghiêng phải có phần đá xếp thi công đồng thời với đá đổ. Như vậy không những khối đá xếp chịu ảnh hưởng lún của phần đá đổ mà tiến độ thi công cũng giảm. Khi mái làm dốc hơn tuy khối lượng có giảm so với đập đá đổ nhưng vì phần đá xếp tăng lên và thi công không thuận lợi nên giá thành chưa chắc đã rẻ hơn.

Độ dốc tự nhiên của đá đổ được xác định dựa theo thí nghiệm ở hiện trường, nói chung thường trong khoảng $1 : 1,3 \div 1 : 1,4$. Dưới đây là một số kết quả thực đo:

Bảng 7-2

Loại đá đổ	Góc nghiêng	Độ dốc
Đá hộc mặt ngoài gỗ ghề	$42^0 \div 45^0$	$1 : 1,1$
Đá mặt ngoài đã mòn	38^0	$1 : 1,3$
Đá do nổ mìn cung cấp	37^0	$1 : 1,3$

§7.6. THIẾT BỊ CHỐNG THẤM CHO ĐẬP ĐÁ

Thiết bị chống thấm là bộ phận chủ yếu của đập đá. Nó phải đảm bảo tính không thấm nước hoặc rất ít thấm nước, đồng thời thích nghi với biến hình của đập (tính mềm dẻo). Dựa vào vật liệu xây dựng, người ta chia thiết bị chống thấm làm hai loại:

- Loại cứng (bê tông, bê tông cốt thép);
- Loại mềm (đất, bitum v.v...).

Trong những năm 1920 ÷ 1930 đại đa số đập đá đều dùng thiết bị chống thấm cứng. Qua xây dựng và quản lý người ta thấy các nhược điểm sau đây:

- Khi đập lún, các thiết bị chống thấm dễ bị nứt nẻ;
- Kết cấu phức tạp, khó thi công;
- Giá thành cao v.v...

Thiết bị chống thấm mềm có những đặc điểm ngược lại. Do đó ngày nay dùng nhiều loại đập đá có thiết bị chống thấm mềm.

Các vật liệu dùng làm thiết bị chống thấm gồm có: bê tông, bê tông cốt thép, đất, bitum, chất dẻo v.v... Đất được dùng phổ cập vì có nhiều ưu điểm như mềm dẻo, thích hợp với lún của đập, dễ thi công, đảm bảo chống thấm, giá thành hạ.

Dựa vào vị trí của thiết bị chống thấm trong thân đập người ta chia nó thành hai loại: tường nghiêng và tường lõi.

I. Tường nghiêng

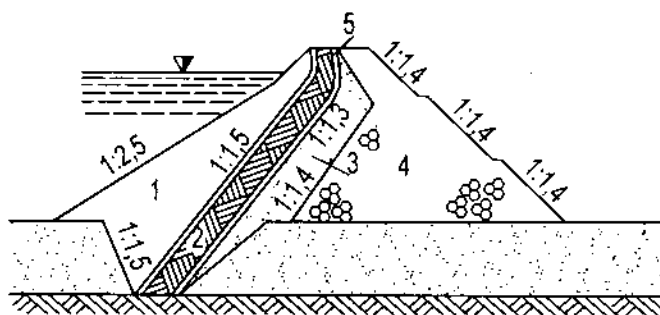
1. Tường nghiêng bằng đất

Cấu tạo giống như tường nghiêng trong đập đất nhưng khác ở chỗ dùng hai tầng lọc ngược. Một tầng lọc ngược được bố trí giữa khối đá và tường nghiêng có tác dụng chống xói ngầm. Để phòng ngừa vật liệu của lớp phủ thấm nhập vào tường nghiêng, chống tác hại của sóng và tăng ổn định của tường nghiêng cần bố trí một tầng lọc ngược giữa tường nghiêng và lớp phủ bảo vệ. Tầng lọc ngược này không yêu cầu cao như đối với tầng lọc ngược bố trí sau tường nghiêng.

Vật liệu làm tường nghiêng thường là đất thịt hoặc đất sét hỗn hợp với vật liệu có hạt thô hơn (bê tông đất sét). Đất ít thấm nước thì chiều dày tường nghiêng làm mỏng hơn nhưng phải xét đến các điều kiện thi công như bố trí máy đầm nén và bảo đảm chống thấm tốt khi thân đập lún không đều. Bề dày đáy tường nghiêng tính theo phương thẳng góc với mái dốc không được nhỏ hơn $1/10$ cột nước dâng bình thường H . Bề dày này thường vào khoảng $(1/10 \div 1/7)H$ tùy thuộc trị số gradien cho phép của vật liệu.

Mặt tường nghiêng thường làm theo một mái dốc. Khi cần tiết kiệm vật liệu bộ phận đỉnh tường nghiêng có thể làm theo hình (7-10).

Cần đặc biệt chú ý vấn đề nối tiếp giữa tường nghiêng với nền và bờ, nhất là khi bờ sông dốc nhiều. Các hình thức nối tiếp cũng giống như trong phần đập đất. Vì áp lực nước thượng lưu qua tường nghiêng chuyển đến thân đập tương đối đều nên người ta đòi hỏi nền đập đá những yêu cầu tương đối thấp. Trên các loại nền đá hoặc nền nửa đá đều có thể xây dựng đập đá tương đối cao. Trên nền có lớp sỏi cuội cũng có thể làm đập đá. Tường nghiêng thường được nối tiếp với nền đá bằng chân khay. Nếu nền không thấm nước thì không cần làm màn chống thấm.



Hình 7-10: Tường nghiêng bằng đất
1 - Đất; 2 - Tường nghiêng; 3 - Cát;
4 - Đá chất; 5 - Tầng lọc ngược

2. Tường nghiêng bằng bê tông bitum

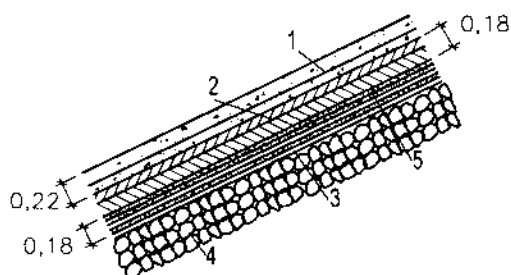
Vật liệu làm tường nghiêng là một hỗn hợp gồm bitum và sỏi hoặc cuội theo tỷ lệ nhất định. Nó có ưu điểm là ít thấm nước, rất mềm dẻo, dễ biến hình theo biến hình lún của đập. Tường nghiêng bằng bê tông bitum gồm hai loại:

- Loại có lớp phủ bảo vệ;
- Loại không có lớp phủ bảo vệ.

Loại có lớp phủ bảo vệ được cấu tạo như sau: trên lớp đệm bằng bê tông (hoặc đá cuội) là một lớp bê tông để thoát nước rồi đến tầng bitum chống thấm. Ở mặt ngoài là lớp phủ bảo vệ gồm các bản bê tông hoặc bê tông cốt thép. Phía sau tường nghiêng là lớp đệm đá học. Lớp đệm bằng bê tông được đúc trực tiếp trên mái khối đá học tạo thành một mặt phẳng (để dễ thi công). Người ta bố trí các khe chia lớp đệm thành nhiều tấm vuông có diện tích nhỏ hơn bản phủ bảo vệ. Trong lớp bê tông để thoát nước có đặt hệ thống ống để tiêu nước thấm và tăng ổn định của lớp bitum. Lớp bitum dày hay mỏng tùy thuộc yêu cầu cấu tạo và điều kiện thi công. Đối với đập cao người ta đổ hai lớp bitum dày mỗi lớp 6cm (hoặc hơn nữa). Với loại bitum độ dẻo lớn có thể đổ một lớp.

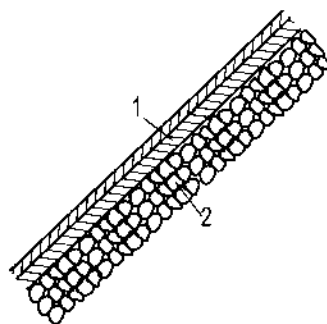
Thành phần của bê tông bitum gồm 8% bitum hoặc bitum cứng và 92% vật liệu hạt thô như cát, cuội và đá dăm. Đá dăm có đường kính lớn nhỏ khác nhau chiếm khoảng 40 ÷ 45%.

Lớp phủ bảo vệ có tác dụng chống sóng, chống lực xung kích đồng thời giảm được ảnh hưởng của nhiệt độ đối với bê tông bitum.



Hình 7-11: Tường nghiêng bằng bê tông bitum có lớp phủ bảo vệ

1 - Bản bê tông; 2 - Bê tông bitum; 3 - Lớp đệm bê tông; 4 - Lớp đệm đá học; 5 - Bê tông thấm nước.



Hình 7-12: Tường nghiêng bằng bê tông bitum không có lớp phủ bảo vệ

1 - Bê tông bitum; 2 - Lớp đệm đá dăm

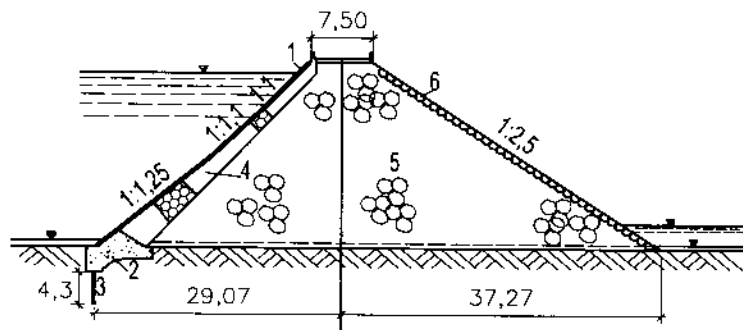
Loại tường nghiêng bằng bê tông bitum không có lớp phủ bảo vệ (hình 7-12) về cấu tạo nó không có bản phủ bằng bê tông cốt thép. Bitum được đổ trực tiếp trên lớp đệm bằng sỏi cuội để thoát nước. Lớp đệm có bề dày không quá 0,3m gồm những hạt cuội đường kính 2÷8cm. Nó truyền áp lực nước tương đối tốt và cải thiện được điều kiện làm việc của bitum. Bê tông bitum chống thấm dày 0,40m được trải từng lớp dày hay mỏng (khoảng 10cm) tùy theo điều kiện thi công. Dưới lớp đệm đá cuội là lớp đệm đá học.

Trên lớp đá học người ta bố trí các ống tập trung nước thấm qua bitum rồi cho thoát ra hạ lưu đập. Loại tường nghiêng bằng bê tông bitum không có lớp phủ bảo vệ có ưu điểm là cấu tạo đơn giản, không cần xi măng và thép nhưng có nhược điểm về phương diện chịu tác dụng của sóng, máy móc và nhiệt độ thay đổi.

3. Tường nghiêng bằng bê tông cốt thép

Tường nghiêng nằm trên tầng đệm bằng đá xếp (hình 7-13), áp lực nước tác dụng lên tường sẽ thông qua lớp đệm và truyền đến khối đá đổ. Lực truyền đều, khối đá đổ lún ít đỡ gây tác hại cho tường nghiêng. Nếu khối đá xếp tương đối lớn thì mái thượng lưu đập sẽ tăng thêm ổn định.

Khối đá xếp cần được thi công cẩn thận, phải chọn đá có bề dày nhỏ nhất không kém 0,20m và bảo đảm tỷ lệ giữa bề rộng và bề dày không lớn hơn $3 \div 4$. Độ rỗng khối đá xếp không được vượt quá $25 \div 30\%$. Bề dày lớp đá xếp được xác định theo điều kiện làm việc của tường nghiêng và bảo đảm để thi công. Bề dày đó lấy bằng $0,05h_x$ (h_x là độ cao từ mặt cắt tính toán đến đỉnh đập).



Hình 7-13: Đập đá đổ có tường nghiêng bằng bê tông cốt thép
1 - Tường nghiêng bê tông; 2 - Chân danh bê tông; 3 - Lỗ phụ vữa;
4 - Tầng đệm đá xây; 5 - Đá đổ; 6 - Đá lát bảo vệ mái.

Có hai hình thức cấu tạo tường nghiêng bê tông cốt thép:

- Hình thức thứ nhất: tấm bê tông cốt thép trực tiếp đúc trên nền đá xếp. Các khe nhiệt độ (thẳng góc với trục đập) và các khe lún (khe ngang) chia tường thành những tấm ô vuông. Khoảng cách giữa các khe thường bằng $10 \div 20$ m. Khi lựa chọn phải xét đặc điểm lún của đá. Trong khe có đặt tấm đồng chắn nước dày $1 \div 1,5$ mm. Ở chỗ nối tiếp giữa hai tấm cần bố trí dầm bê tông để đỡ bản mặt. Dầm có kích thước mặt cắt ngang $0,4 \times 0,6 \div 0,7 \times 1,2$ m được đặt trong khối đá xếp sau tường nghiêng. Ở chỗ tiếp xúc giữa dầm và bản mặt phải có bitum hoặc bitum cứng. Chiều dày bản mặt ở đỉnh bằng $20 \div 30$ cm và tăng dần xuống phía dưới nhưng không được nhỏ hơn $(1/100 \div 2/100)h_x$.

- Hình thức thứ hai: Tường nghiêng bê tông cốt thép không đúc trực tiếp trên lớp đá xếp mà nằm trên tầng đệm bằng bê tông, mặt có quét bitum. Khi khối đá hạ lưu biến

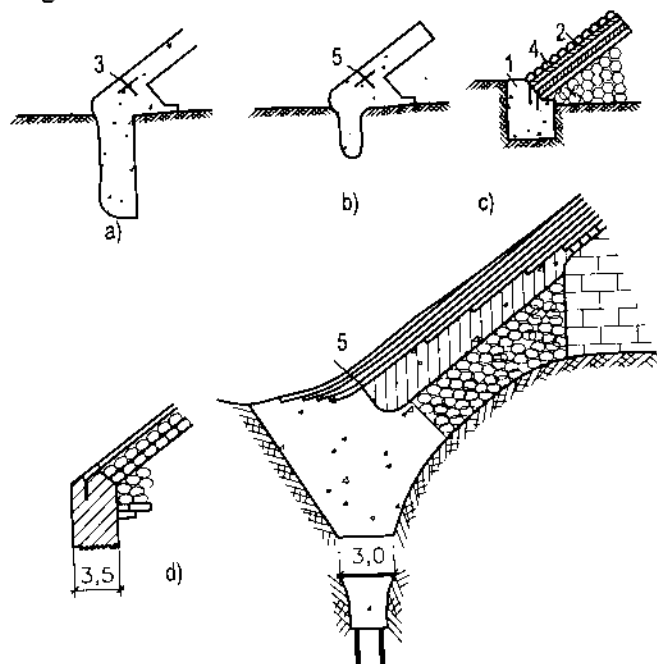
hình, tường nghiêng trượt dễ dàng trên mặt bitum do đó ít bị ảnh hưởng khi khối đá hạ lưu biến hình.

Tường nghiêng thường được nối tiếp với nền bằng răng. Răng cắm vào đá tốt sâu hơn 1m. Khi cần thiết người ta phụt vữa làm màn chống thấm dưới chân răng. Giữa tường nghiêng và răng nên có khe phân cách đủ mềm dẻo để chỗ tiếp xúc không bị phá hoại khi bản mặt di động ít, nhưng phải chống thấm tốt.

Trong hình (7-14) trình bày một số hình thức nối tiếp giữa tường nghiêng bê tông cốt thép với chân răng, trong khe nối đặt tấm kim loại chắn nước và đổ bitum. Ở hình (7-14c, d) thép của tường nghiêng cắm sâu vào chân răng tạo thành khớp nối. Hình (7-14c) là loại nối tiếp tốt, làm việc dễ dàng nhưng giá thành cao.

Ngoài ra theo mặt nền người ta còn bố trí khe biên (hình 7-9) nằm song song với khe chân răng và cách khe chân răng $4,5 \div 5\text{m}$. Khe biên có tác dụng chống nứt nẻ do mái dốc bờ biến đổi nhiều gây ra.

Khi địa hình biến đổi đột ngột ở phần dưới chỗ chân răng nên đặt thêm khe thẳng đứng cắt qua chân răng và vuông góc với mặt nền.

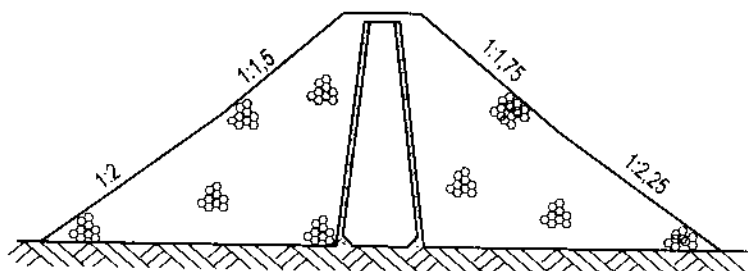


Hình 7-14: Các hình thức nối tiếp tường nghiêng bê tông cốt thép với nền
1 - Chân răng; 2 - Cốt thép; 3 - Khe; 4 - Đá xây khan; 5 - Bitum

II. Tường lõi

Tường lõi có thể dùng hình thức cứng bằng thép, bê tông cốt thép, gỗ hoặc dùng hình thức mềm bằng đất hoặc vật liệu hỗn hợp. Hình thức tường lõi cứng hiện nay ít dùng vì khi khối đá hạ lưu lún, tường bị uốn và chịu lực cắt dễ sinh nứt nẻ và thấm nước.

Loại tường lõi bằng đất được dùng tương đối nhiều, vật liệu và kích thước tường phải thoả mãn các yêu cầu giống như tường lõi trong đập đất. Một đặc điểm riêng về cấu tạo là ở mặt trước và mặt sau tường lõi đều có tầng lọc ngược để chống xói ngầm (hình 7-15).



Hình 7-15: Tường lõi đất sét

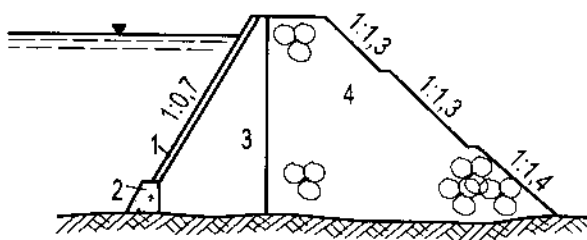
§7.7. ĐẬP ĐÁ HỖN HỢP

I. Đập hỗn hợp đá xếp và đá đổ

Đặc điểm của loại này là bộ phận thân đập thượng lưu bằng đá xếp, mái thượng lưu tương đối dốc. Đồng thời do khối đá xây lún ít, nên kết cấu của tường nghiêng chống thấm đơn giản hơn so với đập đá đổ. Phần đá xếp khó thi công cơ giới, đòi hỏi nhiều nhân lực và kích thước đá phải chọn kỹ hơn. Bởi vậy loại đập này thích hợp với những địa phương mà loại đá đạt yêu cầu để làm đập dễ khai thác.

Khối đá xếp có độ dốc mái thượng lưu bằng $1:0,5 \div 1:0,75$, mái hạ lưu thẳng đứng hoặc hơi nghiêng. Mái thẳng đứng có ưu điểm là khi lún bộ phận đá đổ và bộ phận đá xếp không ảnh hưởng lẫn nhau, do đó khó hình thành các lỗ hổng trên mái hạ lưu. Nhưng lực do khối đá đổ truyền vào khối đá xếp tương đối nhỏ, tác dụng chống lực đẩy ngang nhỏ.

Nếu mặt hạ lưu của khối đá xếp làm hơi nghiêng thì các kết quả trên sẽ ngược lại. Mái hạ lưu dạng nghiêng nên cố gắng làm phẳng, tránh lồi lõm. Khi trong hồ không có nước, khối đá xếp chịu áp lực của đá đổ và làm việc như một tường chắn. Khi hồ đầy nước thì hai khối cùng chịu lực đẩy của nước. Kích thước đập được xác định thông qua tính toán ổn định và tính nội lực. Khi thiết kế tốt nhất là bảo đảm hợp lực nằm trong 1/3 chiều dài đáy đập. Mái hạ lưu khối đá đổ thường làm dốc $1:1,2 \div 1:1,5$ hoặc thoải hơn dựa vào sự kiểm tra ổn định chống trượt.



Hình 7-16: Đập hỗn hợp đá xếp và đá đổ

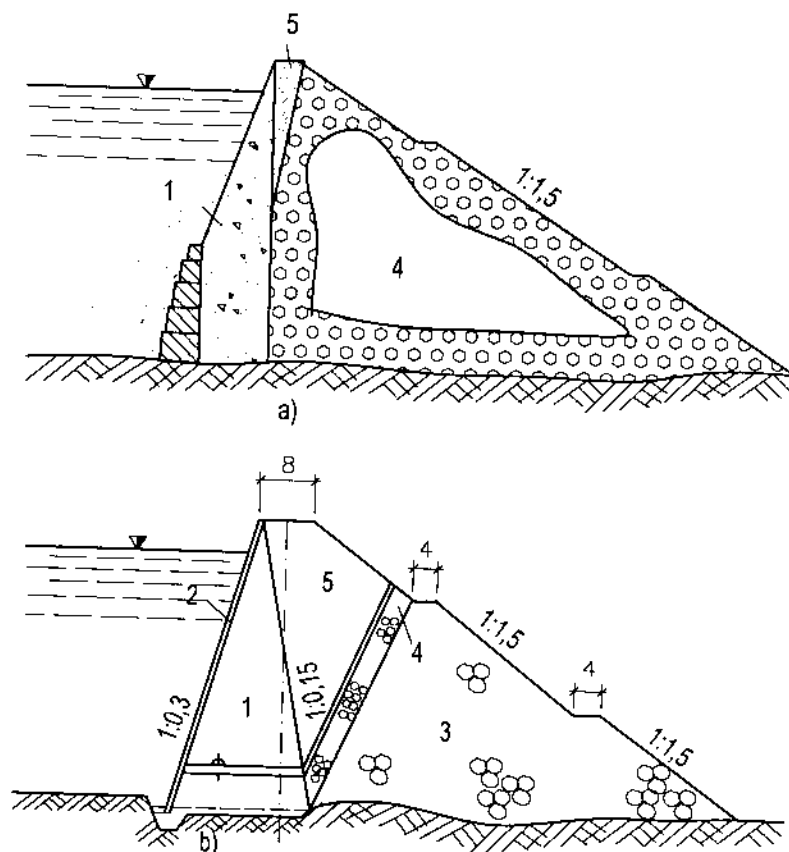
1 - Tường nghiêng bằng gỗ; 2 - Bê tông

3 - Đá xây khan; 4 - Đá đổ

II. Đập hỗn hợp bê tông - đá đỏ

Loại này có đặc điểm cơ bản giống như đập hỗn hợp đá xếp và đá đổ, chỉ khác ở chỗ thay khối đá xếp bằng bê tông (hình 7-17). Bởi vậy có thể tăng nhanh tốc độ thi công và giảm nhân lực nhưng tốn nhiều xi măng. Do đó nếu địa phương không có đá đủ tiêu chuẩn xây khan hoặc không thể dùng hình thức đập đá khác thì mới dùng đập hỗn hợp bê tông - đá đổ.

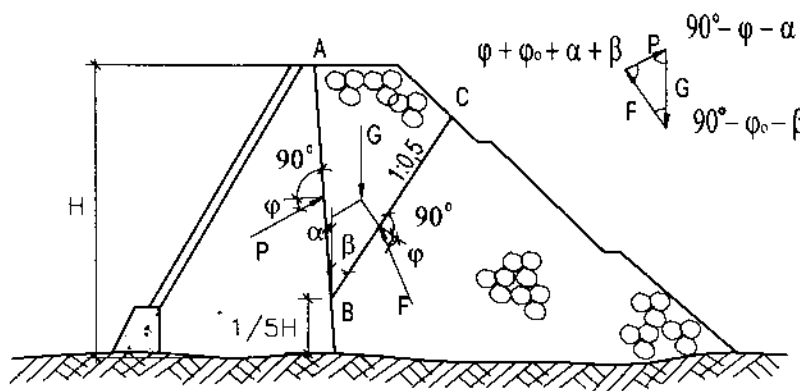
Trong mọi trường hợp, phải bảo đảm khối đá đỡ tiếp xúc tốt với tường bê tông. Để áp lực dễ truyền đến khối đá đỡ, có khi sau tường bê tông người ta bố trí một khối hình nêm bằng cuội sỏi. Trong nêm sẽ hình thành mặt trượt nhân tạo (hình 7-18) sinh áp lực cân bằng với áp lực nước ở thượng lưu tường bê tông.



Hình 7-17: Đập hỗn hợp bê tông - đá đổ
 1 - Phần bê tông; 2 - Tường nghiêng chống thấm;
 3 - Đá đổ; 4 - Đá xây; 5 - Cuội sỏi.

Áp lực nước do tường bê tông và khối đá đỡ cùng chịu. Nếu áp lực do khối đá đỡ sinh ra chưa đủ hoặc quá nhỏ thì tường bê tông có thể bị nứt nẻ hoặc bị phá hoại. Tường chắn chịu áp lực của khối lăng trụ ABC (hình 7-18) ở trạng thái cân bằng cực hạn. Dựa vào hệ lực cân bằng ta tính được lực của khối đá tác dụng lên tường bê tông. Mặt trượt

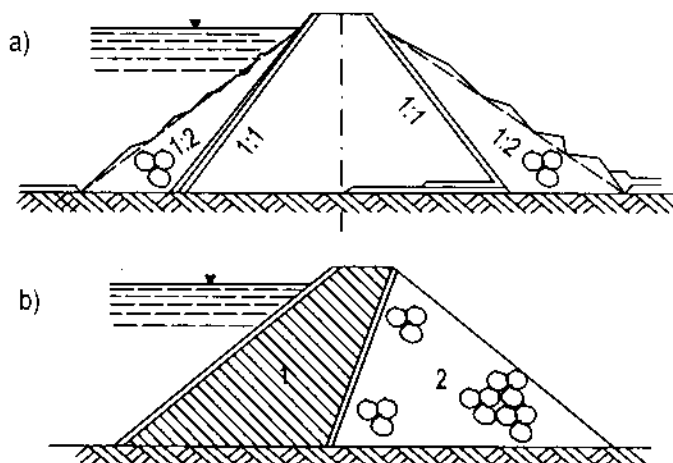
nhân tạo được xác định dựa vào điều kiện lực ma sát trên mặt đá nhỏ hơn lực ma sát trong của đá đổ. Như vậy khối đá nhất định sẽ trượt theo mặt này. Trọng lượng của khối đá ABC sẽ không đổi, áp lực nó sinh ra cũng không đổi. Muốn có áp lực khối đá lên lưng tường bê tông tương đối lớn (nghĩa là có P và F hợp lý) để tường làm việc an toàn khi hồ đầy nước và không bị trượt về thượng lưu hoặc không sinh ra ứng suất quá lớn ở mặt hạ lưu khi hồ không có nước, cần điều chỉnh khởi điểm B của khối ABC và góc ma sát trong của mặt trượt nhân tạo.



Hình 7-18: Hình dạng mặt trượt nhân tạo

III. Đập hỗn hợp đất và đá đổ

Các hình thức đập (hình 7-19a, b) thích hợp với những địa phương có đủ đất làm tường chống thấm. Trong trường hợp này khi thi công không đắp đê quây mà đổ đá chặn dòng và nếu dùng phương pháp bồi lắng làm tường chống thấm thì hình thức đập (7-19b) là thích hợp. Tường nghiêng, tầng lọc ngược và liên kết giữa đập với nền được cấu tạo giống như đối với đập đất.



Hình 7-19: Đập hỗn hợp đất, đá đổ

- a) Đập có tường lõi mở rộng;
b) Đập có tường nghiêng;
1 - Đất; 2 - Đá đổ

Đập hỗn hợp đất đá có tường lõi chống thấm mở rộng thường dùng khi đập tương đối cao. Nó có đặc điểm là mặt cắt ngang nhỏ. Để đảm bảo ổn định, mái thượng lưu thường có độ dốc 1 : 2 hoặc thoải hơn. Khi đập lún không đều, tường chống thấm có thể bị nứt nẻ.

§7.8. THI CÔNG ĐẬP ĐÁ

I. Phương pháp đổ đá

Khi thi công đập có thể đổ đá từ trên cầu công tác xuống, cũng có thể đổ đá từ một hoặc hai bên bờ sông ra. Độ cao đổ đá được xác định qua thí nghiệm ở hiện trường, thường bằng $6 \div 8m$, có khi tới $25 \div 45m$. Độ cao đổ đá chủ yếu phụ thuộc vào tính chất đá. Nếu đá học đổ xuống ít bị nứt, không bị vỡ nát thì có thể tăng độ cao đổ đá. Như vậy không những giảm được số lần chuyển cầu công tác mà còn nâng cao chất lượng và tốc độ thi công.

Khi đắp đập từ bờ sông ra có thể thi công theo cách phân và đổ từng lớp nằm ngang. Trọng lượng của các thiết bị vận chuyển như ô tô, máy kéo v.v... đi trên mặt lớp có tác dụng nén để đạt độ chặt nhất định. Khi dùng phương pháp đổ đá từ hai bên bờ ra nên chú ý phân đập giữa lòng sông có thể không đủ chặt và bị lún nhiều. Trong quá trình đổ đá người ta dùng vòi nước tác dụng lực xung kích để làm chặt đập. Áp lực của vòi nước là $5 \div 7 \text{ atmôtphe}$, thể tích nước phun bằng $1 \div 2$ lần thể tích đá hoặc lớn hơn.

Có khi không dùng đề quây, người ta trực tiếp đổ đá trong nước. Khi thi công đập Tam Môn Hiệp (Trung Quốc) đã đổ đá đắp đập khi tốc độ dòng chảy $6 \div 7m/s$ và độ chênh lệch cột nước $3 \div 4m$. Ở Liên Xô thường dùng phương pháp đổ đá chặn dòng và phương pháp bồi lắng làm tường chống thấm trong việc xây dựng các đập cột nước vừa và thấp.

Đập đá có thể thi công cả 4 mùa, ít chịu ảnh hưởng của khí hậu. Khi địa hình thích hợp (bãi bờ cao, lòng sông hẹp) có thể đắp đập bằng nổ mìn định hướng.

II. Phương pháp nổ mìn định hướng

Thông qua thiết kế, người ta bố trí một lượng thuốc nổ nhất định ở bờ sông tại tuyến đập và cho nổ phá một hoặc nhiều đợt. Đá trên bờ theo phương hướng xác định sẽ đổ xuống sông tạo thành đập.

Nguyên lý cơ bản của phương pháp nổ mìn định hướng là: vật liệu bị phá vỡ và văng đi theo phương có sức chống đỡ nhỏ nhất - phương mà khoảng cách từ tâm nổ đến mặt tự do nhỏ nhất. Phương có sức chống đỡ nhỏ nhất này là sườn có hoặc đào phá trước để tạo ra. Phương pháp này lợi dụng được trọng lượng bản thân và động năng của đá học để làm chắc đập. Sau khi nổ mìn người ta đắp thêm những chỗ chưa đủ độ cao, chưa đủ kích thước và làm tường chống thấm.

Phương pháp đắp đập này có nhiều ưu điểm nổi bật như tốc độ nhanh, công trình mau đem lại lợi ích, tiết kiệm được nhiều nhân lực, vốn đầu tư. Phương pháp này ít dùng hoặc không dùng đến cơ giới. Hiện trường và điều kiện giao thông ít ảnh hưởng.

Phương pháp nổ mìn định hướng rất thích hợp với những lòng sông hẹp, dân cư ít. Khi thiết kế nổ mìn cần bảo đảm các điểm sau:

- Nổ mìn theo một hướng nhất định;
- Đá đổ rơi vào một phạm vi nhất định;
- Khối đá đổ xuống có hình dạng phù hợp với mặt cắt đập thiết kế;
- Khối đá đảm bảo độ chặt nhất định;
- Rẻ nhất.

Về cơ bản, mặt cắt đập được thiết kế như mọi đập đá khác. Song cần dựa vào các điều kiện cụ thể để cân nhắc các mặt kinh tế kỹ thuật. Cố gắng sao cho toàn bộ khối lượng đá của đập hoặc đại bộ phận thân đập do nổ mìn tạo ra. Triệt để lợi dụng đá do nổ mìn phá ra để tôn cao thân đập đến mức thiết kế.

Điều kiện địa hình ở tuyến đập và việc bố trí thuốc nổ có ảnh hưởng đến độ dốc mái thượng hạ lưu đập, các độ dốc đó thường bằng $1 : 1,5 \div 1 : 3$.

Sau khi nổ mìn phải đập vỡ những khối đá lớn, tu sửa và đắp thêm để tránh không cho đập bị lún nhiều. Đập thường thiết kế với tường nghiêng chống thấm mềm. Sau khi đắp xong khối đá, người ta dùng nhân lực hoặc nổ mìn định hướng để đắp tường nghiêng. Tường có mái tiếp xúc với khối đá rất dốc.

Mái thượng lưu của tường cần làm thoải. Bởi vậy có thể làm tường nghiêng mỏng và tăng bề dày lớp phủ bảo vệ mái để bảo đảm ổn định. Nếu đập đá đặt trên nền thấm nước thì có thể dùng tường răng hoặc sân trước chống thấm. Tường răng thường được hoàn thành trước khi nổ mìn. Trên những sông lưu lượng không lớn có đào sẵn tuy nen dẫn dòng thì có thể làm tường răng và sân phủ sau khi nổ mìn.

Các điều kiện thích hợp để thi công nổ mìn định hướng cũng là những điều kiện chọn vị trí đập:

- Để khối lượng đập nhỏ nhất, nên chọn lòng sông hẹp, bờ càng dốc càng tốt.
- Đá hai bờ đủ độ cứng, đá phong hoá nhiều không thích hợp.
- Sườn núi dốc và địa hình lồi là những điều kiện có lợi cho nổ mìn định hướng. Với độ lồi địa hình thích hợp thì không cần nhân lực và thuốc nổ phụ để tạo mặt lồi định hướng.

- Tại tuyến đập, bờ và nền không được thấm nước nhiều để bảo đảm ổn định và đỡ tốn nước.

Phương pháp nổ mìn định hướng không những thích hợp với đập đá mà còn dùng để đắp đập đất.

§7.9. SO SÁNH VÀ LỰA CHỌN HÌNH THỨC ĐẬP THÍCH HỢP

Khi lựa chọn hình thức đập đá trước hết phải dựa vào điều kiện vật liệu tại chỗ. Sau đó là điều kiện địa chất nền và điều kiện thi công. Việc chọn hình thức đập đá chủ yếu là

để quyết định hình thức và vị trí của thiết bị chống thấm. Chọn đập có tường lõi, tường nghiêng hoặc loại hỗn hợp đất đá, phải dựa vào tính chất, khối lượng đất, khối lượng công trình, điều kiện địa chất nền móng, điều kiện thi công để so sánh các mặt kinh tế, kỹ thuật.

Ưu điểm của đập đá có tường lõi mềm là: khối lượng đất sét ít, do đó tốn ít công đầm nén. Ở khu vực khí hậu thay đổi nhiều, tường khó bị nứt nẻ, co rút. Khối đá hạ lưu lún không ảnh hưởng lớn (so với tường nghiêng). Tường lõi chống chấn động tốt hơn tường nghiêng.

Nhược điểm của tường lõi là: khó thi công, tiến độ thi công khối đá đổ phụ thuộc vào việc đắp tường lõi; khó kiểm tra sửa chữa tường lõi.

Đập đá với tường nghiêng mềm có ưu điểm là tiện thi công, tường và khối đá có thể thi công độc lập nhau, do đó tăng được tiến độ thi công. Trước khi đắp tường, khối đá được đổ cao đến một mức nhất định. Dưới tác dụng của trọng lượng bản thân đá được ép chặt sẽ giảm ảnh hưởng lún đối với tường. Tường nghiêng còn có lợi về mặt dễ kiểm tra sửa chữa. Nhưng nó có nhược điểm là đất sét dễ bị co giãn và nứt nẻ khi nhiệt độ thay đổi nhiều.

So sánh các mặt ta thấy đập đá có tường nghiêng có nhiều ưu thế hơn. Đó là hình thức đập được dùng nhiều. Tuy vậy cả hai loại đập trên đều có những ưu nhược điểm, khi so sánh và lựa chọn phải dựa vào điều kiện cụ thể.

Nếu lượng đất tại chỗ tương đối nhiều nhưng chưa đủ để đắp đập đất hoặc tính chất đất không tốt mà biện pháp giảm bớt đá là rẻ hơn thì nên xét dùng đập đất đá hỗn hợp.

Nếu đất tại chỗ thấm nước mạnh, trước hết nên xét dùng đập đá có tường nghiêng bằng bitum. Nó có ưu điểm: mềm dẻo, dễ biến dạng khi lún, không cần đặt các khe co giãn, khe cấu tạo, đồng thời không cần thép và xi măng nên giá thành rẻ.

Nên tránh dùng loại thiết bị chống thấm cứng. Chỉ có những nơi khan hiếm vật liệu chống thấm và trong những điều kiện thích hợp mới xét dùng tường nghiêng chống thấm cứng. Đập đá với tường lõi chống thấm cứng rất ít được dùng trong xây dựng.

Điều kiện khí hậu cũng có ảnh hưởng nhất định đến việc lựa chọn hình thức đập. Ở những nơi rất lạnh, mùa đông kéo dài khó thi công đất sét và đất dính hoặc thời gian thi công rất ngắn, thì nên dùng đất chứa ít sét. Những vùng mưa nhiều nên hạn chế dùng đất dính.

Thời gian và điều kiện thi công cũng ảnh hưởng đến việc lựa chọn hình thức đập. Ví dụ, nếu thời gian thi công ngắn nên dùng loại đập có khối lượng đất đá ít như đập đá hỗn hợp, thượng lưu là đá xây vữa.

Nếu dùng phương án phân đoạn thi công thì dùng tường nghiêng chống thấm là có lợi. Tường nghiêng có thể thi công sau khi hoàn thành đổ đá.

Tóm lại, các điều kiện khí hậu, địa chất, vật liệu xây dựng, thi công (sức lao động, máy móc, thời gian thi công, v.v...) quyết định hình thức đập. Cần dựa vào tình hình hình cụ thể, đề ra nhiều phương án và so sánh để lựa chọn hình thức đập thích hợp nhất.

Chương 8

ĐẬP BÊ TÔNG TRỌNG LỰC

§8.1. KHÁI QUÁT

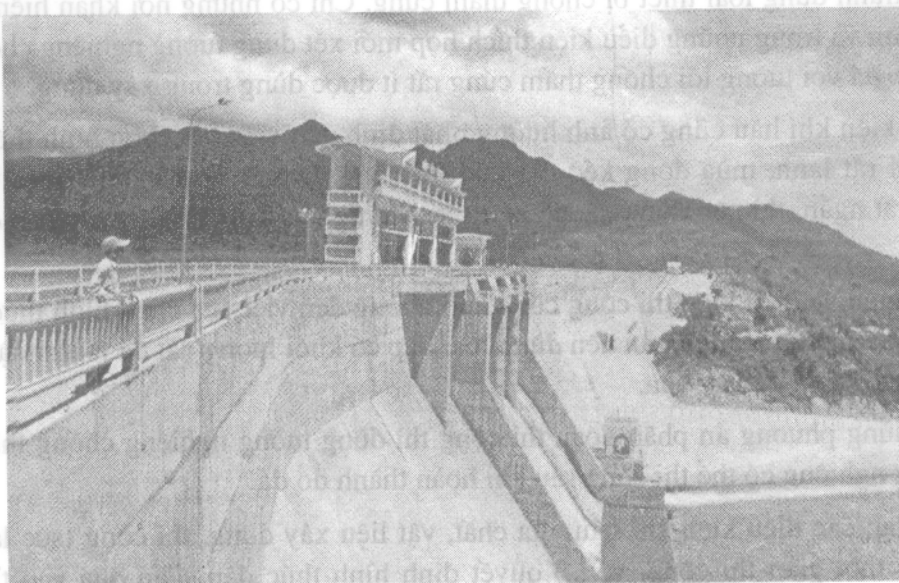
Đập bê tông trọng lực là đập có khối lượng bê tông lớn. Đập duy trì ổn định nhờ trọng lượng của khối bê tông này.

Loại đập này có ưu điểm là kết cấu và phương pháp thi công đơn giản, độ ổn định cao có thể dùng để tràn nước hoặc không tràn nước. Nó sớm được sử dụng trên toàn thế giới.

Các thống kê về thể loại đập của tổ chức đập cao thế giới cho thấy đập đất chiếm 78%, đập đá đổ chiếm 5%, đập bê tông trọng lực chiếm 12%, đập vòm 4%. Trong số các đập có chiều cao lớn hơn 100m thì tình hình lại khác: đập đất chỉ chiếm 30%, đập bê tông chiếm 38%, đập vòm chiếm 21,5%.

Với sự phát triển của khoa học kỹ thuật, lý luận tính toán đập ngày càng phát triển và hoàn thiện, kích thước và hình dạng đập ngày càng hợp lý, độ an toàn đập ngày càng được nâng cao.

Thập kỷ 30 ÷ 40 của thế kỷ 20, tỷ số giữa đáy đập B và chiều cao đập H bằng khoảng 0,9. Thập kỷ 50 ÷ 60, tỷ số $B/H = 0,8$. Thập kỷ 70, $B/H = 0,7$. Từ thập kỷ 30 ÷ 70, thể tích đập giảm được (20 ÷ 30)%.



Hình 8-1: Toàn cảnh đập trọng lực Tân Giang, nhìn từ hạ lưu

Các đập đã xây dựng ở nước ta chủ yếu là đập đất. Trong một số năm gần đây xu thế xây dựng đập bê tông đã và đang phát triển. Đập Tân Giang thuộc tỉnh Ninh Thuận cao 39,5m có thể được xem như là đập bê tông trọng lực đầu tiên do ngành thủy lợi nước ta tự thiết kế và thi công đã hoàn thành năm 2001 (xem hình 8-1). Hiện nay đang xây dựng đập Lòng Sông ở Bình Thuận và nhiều dự án như hồ Định Bình, hồ Sơn La... đang được thiết kế và xây dựng theo phương án đập bê tông trọng lực.

§8.2. THIẾT KẾ MẶT CÁT ĐẬP

Ban đầu mặt cắt đập bê tông trọng lực được thiết kế dạng hình thang hoặc hình chữ nhật, sau này do tiến bộ kỹ thuật các đập đã được thiết kế dạng hình cong hoặc đa giác.

Cơ sở lý luận để tính toán mặt cắt đập là đập phải đảm bảo ổn định về cường độ, ổn định chống trượt và khối lượng vật liệu xây dựng đập là ít nhất.

Các nghiên cứu cải tiến mặt cắt đập bê tông trọng lực không ngừng phát triển. Mục tiêu nghiên cứu là nâng cao an toàn và giảm khối lượng xây dựng đập. Hình dạng mặt cắt thực tế của đập bê tông trọng lực tương đối đa dạng. Trong các nghiên cứu cũng như các tính toán thiết kế, các mặt cắt đập được quy về dạng mặt cắt tính toán. Mặt cắt được dùng phổ biến nhất trong nghiên cứu là mặt cắt dạng tam giác.

I. Tính toán mặt cắt cơ bản

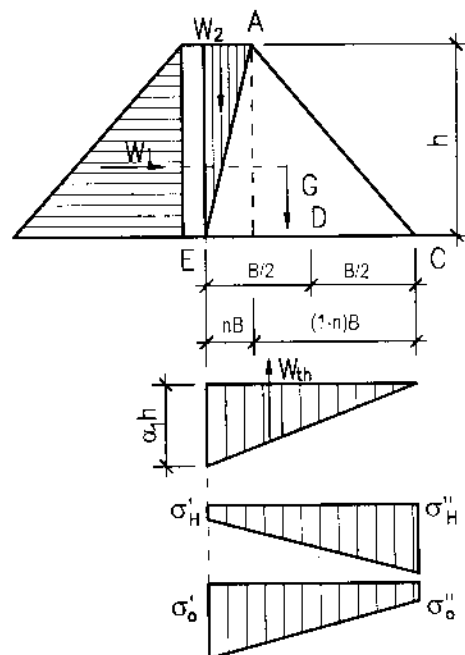
Mặt cắt cơ bản của đập bê tông trọng lực có dạng tam giác, tải trọng tính toán bao gồm trọng lượng bản thân, áp lực nước, áp lực thấm như hình 8-2. Mặt cắt cơ bản tính toán theo ba điều kiện:

1. Điều kiện ổn định: đảm bảo hệ số an toàn ổn định trượt trên mặt cắt nguy hiểm nhất không nhỏ hơn trị số cho phép.

2. Điều kiện ứng suất: không chế không để xuất hiện ứng suất kéo ở mép thượng lưu hoặc có xuất hiện ứng suất kéo nhưng phải nhỏ hơn trị số cho phép; ứng suất chính nén ở mép hạ lưu không được vượt quá trị số cho phép.

3. Điều kiện kinh tế: đảm bảo khối lượng công trình là nhỏ nhất.

Dưới đây ta xét một đoạn đập có chiều dài đơn vị (1m) tiết diện ngang là hình tam giác AEC (hình 8-2), chiều cao h ; chiều



Hình 8-2: Sơ đồ tính toán mặt cắt cơ bản

rộng đáy B, hình chiếu của mái thượng lưu là nB, của mái hạ lưu là (1 - n)B, trong đó n < 1. Ở đây ta xem mực nước thượng lưu ngang đỉnh đập, hạ lưu không có nước. Các lực tác dụng lên đoạn đập bao gồm: trọng lượng bản thân công trình G; áp lực nước nằm ngang và thẳng đứng tác dụng lên mái thượng lưu đập là W₁, W₂; áp lực thấm dưới đáy đập W_{th}.

1. Xác định chiều rộng đáy đập theo điều kiện ứng suất.

Ứng suất theo phương thẳng đứng tác dụng lên một mặt cắt ngang của đập có thể xác định theo công thức nén lệch tâm:

$$\sigma = \frac{\sum G}{B} \pm \frac{6 \sum M_0}{B^2} \quad (8-1)$$

Ở đây:

$\sum G$ - tổng các lực thẳng đứng tác dụng lên mặt cắt tính toán:

$$\sum G = G + W_2 - W_1$$

$$\sum G = \gamma_1 \frac{Bh}{2} + \gamma \frac{nBh}{2} - \alpha_1 \gamma \frac{Bh}{2} = \frac{Bh}{2} (\gamma_1 + \gamma n - \alpha_1 \gamma) \quad (8-2)$$

γ, γ_1 - trọng lượng riêng của nước và của vật liệu xây đập;

α_1 - hệ số áp lực thấm còn lại do tác dụng cản trở của màng chống thấm,

$\sum M_0$ - tổng mô men của các lực đối với trọng tâm của mặt cắt tính toán;

$$\begin{aligned} \sum M_0 &= \frac{\gamma h^2}{2} \cdot \frac{h}{3} + \alpha_1 \gamma \frac{Bh}{2} \cdot \frac{B}{6} - \gamma \frac{nBh}{2} \left(\frac{B}{2} - \frac{nB}{3} \right) - \gamma_1 \frac{Bh}{2} \left(\frac{\frac{B}{2} - nB}{3} \right) \\ &= \frac{B^2 h}{12} \left(2\gamma \frac{h^2}{B^2} + \alpha_1 \gamma - 3\gamma n + 2\gamma n^2 - \gamma_1 + 2\gamma_1 n \right) \end{aligned} \quad (8-3)$$

Từ biểu thức (8-2) và (8-3) thay vào công thức (8-1) xác định được ứng suất theo phương thẳng đứng ở mép thượng lưu và hạ lưu đập:

$$\sigma'_H = h \left[\gamma_1 (1 - n) + \gamma n (2 - n) - \alpha_1 \gamma - \gamma \frac{h^2}{B^2} \right]$$

$$\sigma''_H = nh(\gamma_1 - \gamma - n\gamma) + \gamma \frac{h^3}{B^2} \quad (8-4)$$

Khi hồ đầy nước với điều kiện ứng suất pháp ở mép thượng lưu $\sigma'_H = 0$ ta có:

$$B = \frac{h}{\sqrt{\frac{\gamma_1}{\gamma} (1 - n) + n(2 - n) - \alpha_1}} \quad (8-5)$$

Khối lượng công trình sẽ nhỏ nhất khi biểu thức trong căn của công thức (8-5) đạt trị số cực đại. Lấy đạo hàm của biểu thức đó theo n và cho bằng không ta được:

$$n = 1 - \frac{\gamma_1}{2\gamma} \quad (8-6)$$

trị số γ_1/γ trung bình có thể lấy bằng 2,4. Khi đó $n = -0,2$, nghĩa là mái thượng lưu đập có độ dốc ngược. Mặt cắt đập như vậy một mặt gây khó khăn cho thi công, mặt khác có thể phát sinh ứng suất kéo trên mặt hạ lưu đập trong trường hợp đập vừa thi công xong hoặc khi tháo cạn hồ để sửa chữa, do đó người ta thường lấy $n = 0$. Vậy mặt cắt đập sẽ bé nhất khi xuất phát từ điều kiện ứng suất là một tam giác có mái thượng lưu thẳng đứng. Trong trường hợp này chiều rộng đáy đập tính theo công thức:

$$B = \frac{h}{\sqrt{\frac{\gamma_1}{\gamma} - \alpha_1}} \quad (8-7)$$

Với mặt cắt cơ bản là tam giác, mái thượng lưu thẳng đứng ($n = 0$) thì ứng suất tại mép biên thượng hạ lưu của mặt cắt đập có thể tính toán theo các công thức sau:

- Khi hồ đầy nước:

$$\sigma'_H = 0; \sigma''_H = (\gamma_1 - \alpha_1\gamma)h. \quad (8-8)$$

- Khi hồ không có nước:

$$\sigma'_0 = \gamma_1 h; \sigma''_0 = 0. \quad (8-9)$$

Từ công thức (8-7) với $\gamma_1/\gamma = 2,4$ và $\alpha_1 = 0,5$ thì $B = 0,72h$, còn nếu $\alpha_1 = 0$ thì $B = 0,65h$. Từ đó ta thấy rằng trong trường hợp không có áp lực thấm chiều rộng B của đáy đập nhỏ hơn trường hợp có áp lực thấm dưới nền và khối lượng vật liệu làm đập có thể giảm từ 10 ÷ 25%. Vì vậy cần thiết phải có các biện pháp công trình để giảm áp lực thấm dưới đáy đập.

2. Xác định chiều rộng đáy đập theo điều kiện ổn định trượt

Điều kiện tối thiểu để đảm bảo ổn định của đập:

$$K_c W_1 = f \sum G, \quad (8-10)$$

Trong đó:

f - hệ số ma sát giữa đập và nền;

K_c - hệ số an toàn ổn định của đập.

Từ công thức (8-10) ta có thể viết:

$$K_c \gamma \frac{h^2}{2} = f \frac{Bh}{2} (\gamma_1 + \gamma n - \alpha_1 \gamma)$$

Do đó:

$$B = K_c \frac{h}{f \left(\frac{\gamma_1}{\gamma} + n - \alpha_1 \right)} \quad (8-11)$$

Nếu $n = 0$, $f = 0,7$, $\gamma_1/\gamma = 2,4$, $\alpha_1 = 0,5$ và $K_c = 1$ thì $B \approx 0,75h$

Trong trường hợp $\alpha_1 = 0$ thì $B \approx 0,6h$

Từ các kết quả tính B trên thấy rằng khi $f = 0,7$ và áp lực thấm nhỏ thì bề rộng đáy đập B do điều kiện cường độ quyết định, còn trong trường hợp áp lực thấm lớn thì B do điều kiện ổn định khống chế. Để quyết định chiều rộng đáy đập hợp lý, phải tiến hành tính toán và so sánh cụ thể.

Với nền đá có hệ số ma sát nhỏ, để thoả mãn điều kiện ổn định, chiều rộng đáy đập phải tăng lên nhiều so với điều kiện cường độ, đồng thời mái thượng lưu nên làm nghiêng ($n > 0$) để lợi dụng trọng lượng nước trên mái thượng lưu, tăng cường ổn định của đập. Tuy nhiên mái thượng lưu quá thoải sẽ không có lợi cho việc khống chế ứng suất kéo ở mặt thượng lưu đập. Ta có thể tìm n vừa thoả mãn điều kiện ứng suất ($\sigma'_H = 0$) và điều kiện ổn định trên cơ sở cân bằng hai phương trình (8-5) và (8-11). Sau khi biến đổi ta có:

$$\left[\left(1 + \frac{K^2}{f^2} \right) n^2 + \left[\frac{\gamma_1}{\gamma} \left(\frac{K^2}{f^2} + 2 \right) - 2 \left(\frac{K_c^2}{f^2} + \alpha_1 \right) \right] n + \left[\left(\frac{\gamma_1}{\gamma} \right)^2 - \frac{\gamma_1}{\gamma} \left(\frac{K^2}{f^2} + 2\alpha_1 \right) + \alpha_1 \left(\frac{K^2}{f^2} + \alpha_1 \right) \right] \right] = 0 \quad (8-12)$$

Phương trình (8-12) là một phương trình bậc hai theo n ; với một số bài toán cụ thể các tham số trong phương trình có thể biết, do đó ta có thể xác định trị số n .

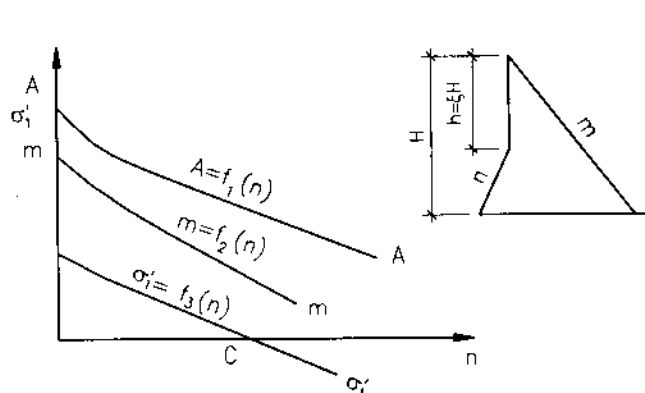
3. Xác định mặt cắt kinh tế của đập trọng lực không tràn

Từ các yêu cầu đối với mặt cắt đập trọng lực đã nêu ở trên, khi thiết kế mặt cắt đập, có thể tiến hành theo các bước sau đây:

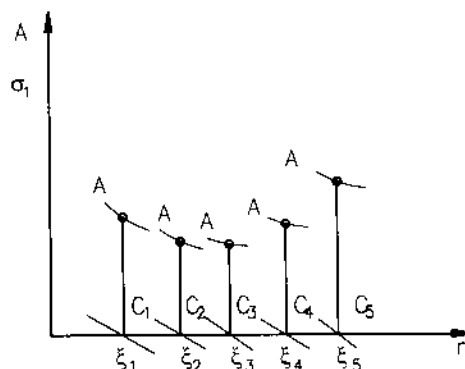
- Giả thiết nhiều trị số ξ , như $\xi = 0$, $\xi = 0,1$, $\xi = 0,2$, $\xi = 0,3 \dots$ (hình 8-3a);
- Với mỗi trị số của ξ lại giả thiết nhiều trị số n , dựa vào yêu cầu ổn định chống trượt $K \geq [K]$, tính được các trị số m ứng với mỗi trị số n giả thiết lập đường quan hệ $m = f(n)$ ứng với mỗi ξ ;
- Ứng với mỗi cặp n và m của bước 2, tiến hành tính toán ứng suất chính ở biên thượng lưu và lập đường quan hệ $\sigma'_1 = f(n)$;
- Cũng với mỗi cặp n và m ở bước 2, tính diện tích mặt cắt cơ bản A của đập, và thiết lập đường quan hệ giữa A và n , tức đường $S = f(n)$;

e) Dựa vào các đường quan hệ trong hình 8-3a, tìm chọn một cặp n, m (ứng với 1 giá trị của ξ) vừa thoả mãn yêu cầu ổn định, ứng suất vừa cho diện tích mặt cắt đập nhỏ nhất. Trong hình 8-3a cặp n, m ứng với điểm C (điểm có trị số $\sigma'_1 = 0$) là cặp được chọn;

g) Lần lượt lặp lại các bước 2, 3, 4, 5 tính cho các giá trị khác nhau của ξ và thiết lập các đường quan hệ $A, m, \sigma'_1 = f(n)$ ứng với mỗi giá trị khác nhau của ξ (xem hình 8-3b). Từ các đường quan hệ này chọn ra một tổ hợp ξ, n, m vừa thoả mãn yêu cầu ổn định và ứng suất, vừa có diện tích mặt cắt đập nhỏ nhất. Với trị số của tổ hợp ξ, n, m này mặt cắt kinh tế đập đã được xác định.



Hình 8-3a: Các đường quan hệ $A, m, \sigma'_1 = f(n)$ ứng với một giá trị của ξ

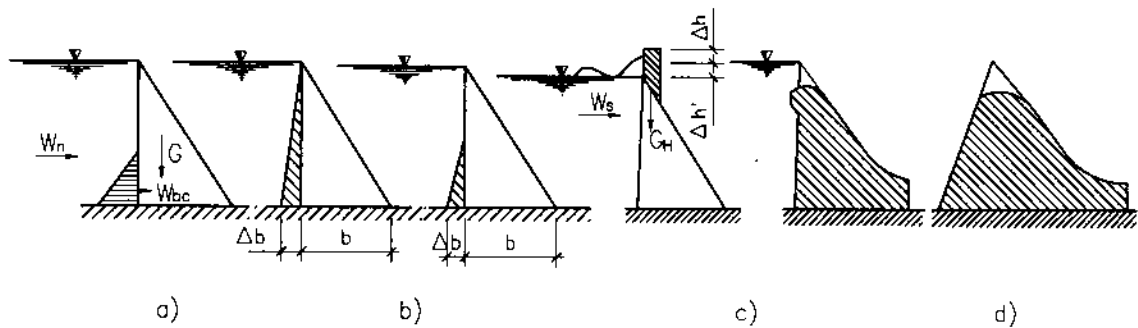


Hình 8-3b: Tính toán chọn ξ, n, m của mặt cắt kinh tế đập trọng lực

II. Mặt cắt thực tế của đập bê tông trọng lực

Ở trên ta chỉ mới tiến hành xác định mặt cắt tính toán gồm mặt cắt cơ bản và mặt cắt kinh tế của đập bê tông trọng lực dưới tác dụng của các lực chủ yếu nhất. Trong điều kiện thực tế đập còn chịu tác dụng của nhiều tải trọng khác như: áp lực bùn cát, áp lực sóng, lực quán tính động đất... Khi xét tới các tải trọng đó đáy đập phải lớn hơn (hình 8-4b). Đỉnh của đập không tràn nước cần phải đủ rộng để đảm bảo yêu cầu của giao thông và cấu tạo (hình 8-4c), phải cao hơn mực nước cao nhất ở thượng lưu để đảm bảo không bị tràn nước trong quá trình làm việc.

Đối với đập tràn do yêu cầu tháo nước, đỉnh đập được hạ thấp xuống nên trọng lượng đập giảm đi một ít. Mái đập hạ lưu thường có dạng cong (hình 8-4d). Chân nối tiếp với công trình tiêu năng thường uốn cong theo một cung tròn có bán kính R ; hoặc do cấu tạo tràn có mũi phun nên ở chân đập tăng thêm một khối lượng bê tông nằm ngoài mặt cắt cơ bản. Sự thay đổi này có ảnh hưởng đến phân bố ứng suất trong đập nhưng không lớn. Nói chung sự thay đổi về hình dạng của đập do các lực được xét đây đủ hơn, hoặc do yêu cầu về cấu tạo của đập làm thay đổi trị số và sự phân bố ứng suất trong thân đập cũng như trạng thái ổn định của đập; do đó trong tính toán thiết kế phải kiểm tra lại ổn định và độ bền của đập.



Hình 8-4: Mặt cắt thực tế của đập bê tông trọng lực.

Hình dạng mặt cắt thực tế của đập còn phụ thuộc vào điều kiện nối tiếp của đập với nền và bờ hoặc với các công trình khác. Hình dạng mặt cắt của đập cũng phụ thuộc vào các biện pháp đặc biệt như tạo các khe rỗng trong thân đập để giảm khối lượng bê tông của công trình và cải thiện được điều kiện toả nhiệt khi đổ bê tông thân đập.

§8.3. TÍNH TOÁN ỔN ĐỊNH ĐẬP BÊ TÔNG TRỌNG LỰC

I. Yêu cầu tính toán

Đập bê tông trọng lực phần lớn được xây dựng trên nền đá. Các đập bê tông trọng lực được xây trên nền đất chủ yếu là đập có cột nước thấp. Khi tính toán thiết kế đập bê tông trọng lực phải đảm bảo an toàn theo các tiêu chuẩn như sau:

- Ổn định chống lật;
- Ổn định chống trượt;
- Độ bền của đập và nền.

II. Các phương pháp tính toán ổn định đập bê tông trọng lực

1. Phương pháp trạng thái giới hạn

Hiện nay nước ta cũng như nhiều nước trên thế giới tính toán ổn định và độ bền của đập theo trạng thái giới hạn thứ nhất. Phương pháp này được dùng để tính cho đập xây trên nền đá cũng như đập xây trên nền đất. Trong biểu thức kiểm tra, tải trọng và khả năng chịu lực được biểu diễn bằng các đại lượng tổng quát là lực, mô men, hoặc là ứng suất vì vậy có thể dùng để kiểm tra ổn định chống trượt, ổn định chống lật và độ bền của đập và nền (chi tiết trình bày tại chương 4).

2. Phương pháp hệ số an toàn chống trượt tại mặt tiếp giáp giữa đập và nền

Đập xây trên nền đá, mặt trượt tính toán là mặt tiếp giáp giữa đập với nền hoặc trượt theo các lớp kẹp mềm yếu. Mặt trượt có thể nằm ngang hoặc nghiêng một góc α với phương nằm ngang. Hệ số an toàn chống trượt được tính theo công thức chỉ xét đến lực ma sát trên mặt phá hoại hoặc công thức xét đến lực chống cắt trên mặt phá hoại. Hệ số an toàn tính theo lực chống cắt trên mặt phá hoại cho giá trị lớn hơn công thức chỉ

xét đến lực ma sát vì vậy khi lựa chọn hệ số an toàn cho phép [K] phải chú ý tới sự khác biệt giữa hai công thức này.

III. Một số quan điểm chọn tiêu chuẩn ổn định đập bê tông trọng lực

Trong các nghiên cứu về ổn định đập bê tông trọng lực có nhiều quan điểm khác nhau về lựa chọn tiêu chuẩn ổn định đập. Trong phần này, giáo trình giới thiệu một số quan điểm với mục đích để tham khảo:

1. Một điểm trên mặt cắt bị phá hoại thì coi như toàn bộ mặt cắt tính toán đó bị phá hoại. Đây là một quan điểm tương đối cực đoan. Tính toán để tìm được lời giải hợp lý có điểm phá hoại để đặc trưng cho phá hoại cả mặt cắt tiêu biểu dẫn đến đập bị mất ổn định là việc làm phức tạp, không khả thi.

2. Khi lực ma sát trên mặt tiếp xúc giữa đập và nền không đủ khả năng chống trượt thì đập mất ổn định. Quan điểm này còn nhiều hạn chế, chưa phản ánh đúng tình hình làm việc của đập bê tông.

3. Lấy tiêu chuẩn biến hình cực hạn làm tiêu chuẩn tính toán, khi đập làm việc vượt quá giới hạn này thì coi như đập làm việc không bình thường. Quan điểm biến hình cực hạn phù hợp về mặt lý luận tuy nhiên trả lời được câu hỏi khi nào gọi là biến hình cực hạn? Đây là một khó khăn, khi tính toán phải kết hợp với tiêu chuẩn cường độ để nghiên cứu.

4. Tiêu chuẩn ổn định tạm thời. Có thể hình dung tiêu chuẩn này nằm giữa giới hạn phá hoại và không phá hoại. Giới hạn tạm thời cho phép đập làm việc đến một giới hạn phá hoại nào đó của vật liệu hoặc một phạm vi nào đó của mặt cắt nhưng so với khả năng làm việc của vật liệu hoặc tổng thể đập vẫn còn đủ nhỏ, vẫn còn phù hợp với các điều kiện kinh tế kỹ thuật. Đây là một quan điểm tương đối toàn diện. Tuy nhiên các nghiên cứu chưa hoàn thiện. Vì vậy hiện nay chưa thấy các quy phạm đưa vào để tính toán thiết kế đập.

§8.4. PHÂN TÍCH ỨNG SUẤT ĐẬP BÊ TÔNG TRỌNG LỰC

Tính toán ứng suất trong thân đập bê tông trọng lực nhằm xác định trị số, phương, chiều và tình hình phân bố của các ứng suất dưới tác dụng của ngoại lực và ảnh hưởng của các nhân tố khác như biến dạng của nền, sự thay đổi nhiệt độ, sự phân giai đoạn thi công thân đập.... Trên cơ sở các số liệu tính toán được ta tiến hành kiểm tra khả năng chịu lực của vật liệu, phân vùng đập để định các số hiệu bê tông khác nhau, phù hợp với điều kiện chịu lực từng vùng, bố trí, cấu tạo các bộ phận công trình thích ứng với điều kiện làm việc của chúng.

Việc tính toán ứng suất thân đập được tiến hành theo các trường hợp sau:

1. Trường hợp khai thác

Trường hợp này đập làm việc dưới điều kiện tác dụng của hai tổ hợp lực:

- Tổ hợp lực cơ bản.
- Tổ hợp lực đặc biệt.

2. Trường hợp thi công

Đập vừa thi công xong hồ chưa có nước tác dụng. Trong thực tế có nhiều công trình người ta tiến hành khai thác ngay trong thời gian thi công, cột nước trước đập chỉ dâng đến một độ cao nào đó, trường hợp này cũng cần được tiến hành xem xét.

3. Trường hợp sửa chữa

Tính toán ứng suất thân đập được tiến hành trong phạm vi bài toán phẳng nghĩa là chúng ta khảo sát một đoạn đập có chiều dài đơn vị, bỏ qua ảnh hưởng của các lực tác dụng theo phương song song với trục đập.

Trong tính toán thiết kế và nghiên cứu đập bê tông trọng lực hiện nay thường sử dụng ba phương pháp tính toán sau để phân tích ứng suất.

- Phương pháp sức bền vật liệu còn gọi là phương pháp phân tích trọng lực hoặc phương pháp phân tích tuyến tính. Phương pháp này đơn giản cho kết quả đủ độ tin cậy trong các bài toán thiết kế đập bê tông trọng lực có cấu tạo mặt cắt cũng như nền không phức tạp.
- Phương pháp lý luận đàn hồi: Phương pháp này xem thân đập là một môi trường liên tục, đồng nhất, đẳng hướng, ứng suất và biến dạng trong phạm vi đàn hồi của vật liệu tuân theo định luật Húc. Nói chung với những đập cao các giả thiết đó cơ bản phù hợp với tình hình thực tế. Phương pháp này có thể giải quyết được những vấn đề đặc biệt như ứng suất tập trung, ứng suất nhiệt... mà phương pháp sức bền vật liệu không giải quyết được.
- Phương pháp phần tử hữu hạn. Ứng dụng phương pháp phần tử hữu hạn có thể phân tích một cách gần đúng trạng thái ứng suất của đập bê tông trọng lực kể cả các đập có điều kiện biên phức tạp, giải được các bài toán phẳng và cả bài toán không gian, các bài toán có xét đến trạng thái làm việc đồng thời của môi trường vật liệu làm đập và nền. Nhờ có sự phát triển mạnh mẽ của công nghệ thông tin nên hiện nay phương pháp này đang được ứng dụng một cách rộng rãi trong tính toán và nghiên cứu đập bê tông trọng lực.

I. Dùng phương pháp sức bền vật liệu tính ứng suất tại biên đập

Thuyết đàn hồi đã chứng minh rằng ứng suất lớn nhất và nhỏ nhất đều phát sinh ở biên thượng hạ lưu đập. Do đó khi sơ bộ định kích thước mặt cắt đập chỉ cần kiểm tra ứng suất tại các biên đập ở các mặt cắt ngang đặc biệt có kích thước thay đổi đột ngột, những mặt cắt qua hành lang, đường ống...

1. Ứng suất pháp σ_y

Trị số ứng suất pháp tại các biên thượng hạ lưu đập σ'_y , σ''_y trên mặt cắt nằm ngang được xác định theo công thức nén lệch tâm (8-1).

2. Ứng suất cắt τ

Xét một phân tố tam giác tại biên thượng hạ lưu đập (hình 8-5a), từ điều kiện cân bằng của phân tố được biểu hiện bằng đẳng thức hình chiếu của các lực tác dụng lên trục y:

$$\sum Y = 0$$

- Đối với biên thượng lưu đập:

$$\gamma y \frac{dx}{\sin \alpha_1} \sin \alpha_1 - \tau' dx \cot \alpha_1 - \sigma'_y dx = 0$$

$$\text{Do đó:} \quad \tau' = (\gamma y - \sigma'_y) \operatorname{tg} \alpha_1 \quad (8-13)$$

- Đối với biên hạ lưu cũng tương tự ta có:

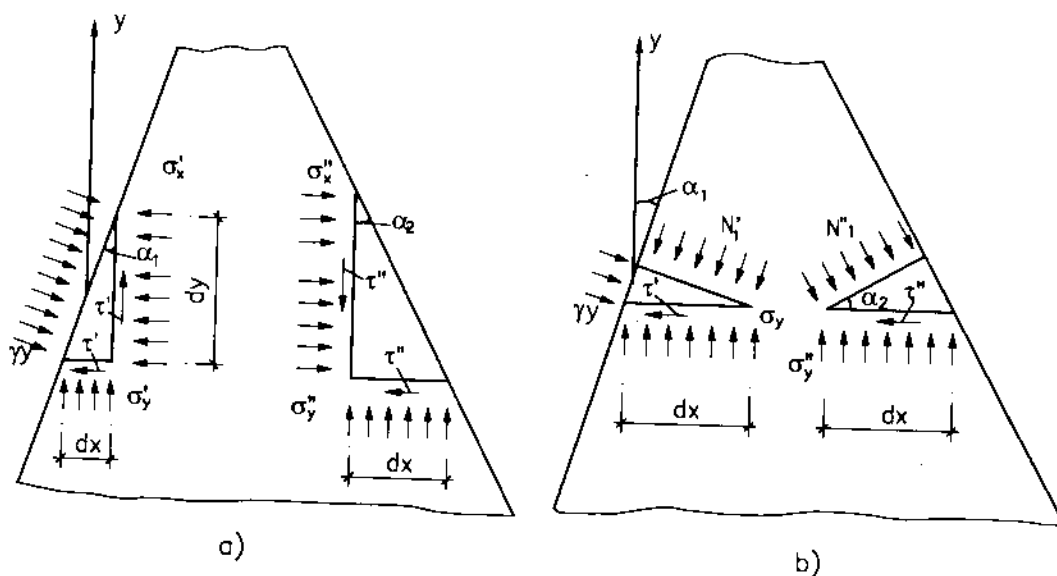
$$\tau'' = \sigma''_y \operatorname{tg} \alpha_2 \quad (8-14)$$

3. Ứng suất pháp σ_x

Cũng dựa vào điều kiện cân bằng với $\sum x = 0$ của phân tố tam giác tại biên thượng lưu, hạ lưu đập (hình 8-5a) ta có:

Ở biên thượng lưu:

$$\sigma'_x = \gamma y - (\gamma y - \sigma'_y) \operatorname{tg}^2 \alpha_1 \quad (8-15)$$



Hình 8-5: Sơ đồ tính toán ứng suất biên

Ở biên hạ lưu:

$$\sigma_x'' = \sigma_y'' \operatorname{tg}^2 \alpha_2 \quad (8-16)$$

4. Ứng suất chính

Mặt thượng, hạ lưu đập không có ứng suất tiếp nên chúng đều là mặt tác dụng của ứng suất pháp chính, do đó mặt tác dụng của ứng suất pháp chính khác phải là mặt thẳng góc với mái đập. Trị số của ứng suất pháp chính tại các biên thượng, hạ lưu đập được xác định từ điều kiện cân bằng của phân tố tam giác vuông (hình 8-5b).

Ứng suất pháp chính tại một điểm bất kỳ trên mặt thượng lưu bằng trị số áp lực thủy tĩnh:

$$N_2' = \gamma y \quad (8-17)$$

Từ điều kiện cân bằng $\sum Y = 0$ của phân tố tam giác vuông ta có:

Tại biên thượng lưu:

$$\gamma y dx \sin \alpha_1 \sin \alpha_1 + N_1 dx \cos \alpha_1 \cos \alpha_1 - \sigma_y' dx = 0$$

Do đó:

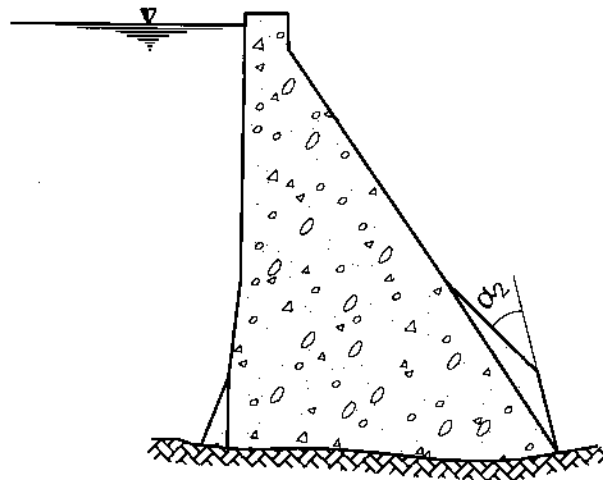
$$N_1' = \frac{\sigma_y' - \gamma y \sin^2 \alpha_1}{\cos^2 \alpha_1} = \frac{\sigma_y'}{\cos^2 \alpha_1} - \gamma y \operatorname{tg}^2 \alpha_1 \quad (8-18)$$

Tại biên hạ lưu cũng tương tự có:

$$N_2'' = 0$$

$$N_1'' = \frac{\sigma_y''}{\cos^2 \alpha_2} \quad (8-19)$$

Từ các công thức tính toán ứng suất N_1' và N_1'' ta thấy: đối với mái thượng lưu sẽ xuất hiện ứng suất kéo khi $\sigma_y' < \gamma y \sin^2 \alpha_1$. Vì vậy cần giảm nhỏ góc α_1 , thường lấy $\alpha_1 = 0$ tức mái dốc thượng lưu thẳng đứng. Đối với mái hạ lưu ứng suất nén chính lớn nhất sẽ xuất hiện tại điểm chân đập. Nếu đập cao, trị số ứng suất nén chính có thể vượt quá trị số ứng suất cho phép của vật liệu, do đó trường hợp này vùng chân đập hạ lưu có thể làm góc $\alpha_2 = 0$ (hình 8-6).



Hình 8-6: Biện pháp giảm ứng suất pháp chính mặt hạ lưu

5. Ứng suất cắt chính

Tại mép thượng lưu:

$$T' = \frac{N'_1 - N'_2}{2} \quad (8-20)$$

Tại mép biên hạ lưu nếu không có áp lực nước:

$$T'' = \frac{N''_1}{2} \quad (8-21)$$

Hiện nay trong thiết kế đập bê tông, ứng suất nén cho phép của bê tông nói chung thường lấy trong khoảng $40 \div 45 \text{ kg/cm}^2$, ở một số công trình người ta đã lấy với những trị số lớn hơn. Với ứng suất nén đó, trị số ứng suất cắt chính vào khoảng $20 \div 22 \text{ kg/cm}^2$, nghĩa là vượt quá ứng suất cắt cho phép của bê tông, nhưng do cường độ chống cắt của bê tông tăng theo ứng suất nén, vì vậy cường độ của đập bê tông trọng lực do ứng suất nén chính quyết định.

II. Tính toán cường độ của đập bê tông theo phương pháp trọng lực

Như đã biết, giả thiết cơ bản của phương pháp là xem σ_y phân bố theo quy luật đường thẳng. Theo tính toán chính xác thì ứng suất pháp trên mặt phẳng nằm ngang của đập phân bố gần như đường thẳng. Chỉ trong phạm vi $1/4 \div 1/3$ chiều cao đập kể từ đáy do ảnh hưởng của biến hình nền đập nên sự phân bố σ_y sai khác với quy luật đường thẳng.

1. Ứng suất pháp σ_y trên mặt cắt nằm ngang

Theo giả thiết ở trên ta có thể dùng công thức nén lệch tâm để xác định σ_y và σ''_y tại các mép thượng hạ lưu đập.

Ứng suất pháp σ_y tại một điểm bất kỳ cách mép hạ lưu một khoảng x (gốc toạ độ đặt ở mép hạ lưu) bằng:

$$\sigma_y = a + bx, \quad (8-22)$$

Trong đó: a, b được xác định từ điều kiện biên:

$$\text{Khi } x = 0 \text{ thì } \sigma_y = \sigma''_y = a$$

$$x = B \text{ thì } \sigma_y = \sigma'_y = bB + a$$

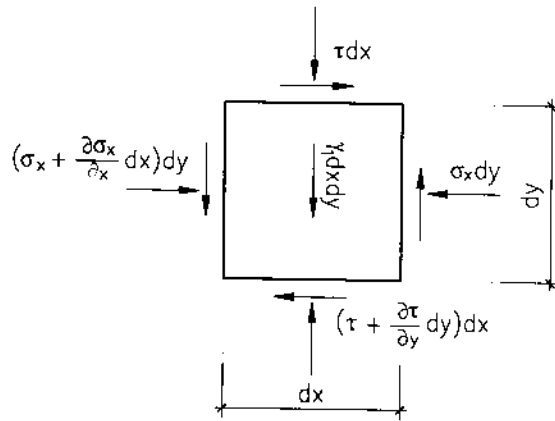
Do đó:

$$b = \frac{\sigma'_y - \sigma''_y}{B}$$

$$\text{Vậy: } \sigma_y = \sigma''_y + \frac{\sigma'_y - \sigma''_y}{B} x. \quad (8-23)$$

2. Ứng suất cắt trên mặt cắt nằm ngang

Xét một khối phân tố trong thân đập (hình 8-7). Khối phân tố có các cạnh là dx, dy , trọng lượng là $\gamma_1 dx dy$.



Hình 8-7: Các thành phần ứng suất trên phần tử phẳng.

Xét điều kiện cân bằng tĩnh của khối phần tử và chiếu các lực lên phương y. Với $\sum Y = 0$ ta có:

$$\tau dy - \left(\tau + \frac{\partial \tau}{\partial x} dx \right) dy + \sigma_y dx - \left(\sigma_y + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} dy \right) dx + \gamma_1 dx dy = 0$$

Sau khi rút gọn ta có:

$$\frac{\partial \tau}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} - \gamma_1 = 0 \quad (8-24)$$

Thay biểu thức (8-22) vào phương trình (8-24) ta có thể viết được phương trình τ dưới dạng:

$$\tau = a_1 + b_1 x + c_1 x^2 \quad (8-25)$$

Trong đó các hệ số ứng suất a_1, b_1, c_1 được xác định theo các điều kiện sau:

1. Tổng các ứng suất tiếp trên mặt cắt ngang bằng tổng ngoại lực nằm ngang tác dụng từ mặt cắt đó trở lên:

$$\int_0^B (a_1 + b_1 x + c_1 x^2) dx = -\sum P$$

2. Ở mép thượng lưu: $x = B$ và $\tau = \tau''$ nghĩa là:

$$a_1 + b_1 B + c_1 B^2 = \tau''$$

3. Ở mép hạ lưu $x = 0$ và $\tau = \tau'$ nghĩa là:

$$a_1 = \tau'$$

Từ ba điều kiện trên ta có:

$$\left. \begin{aligned} a_1 &= \tau'' \\ b_1 &= -\frac{1}{B} \left[\frac{6 \sum P}{B} + 2\tau' + 4\tau'' \right] \\ c_1 &= \frac{1}{B^2} \left[\frac{6 \sum P}{B} + 3\tau' + 3\tau'' \right] \end{aligned} \right\} \quad (8-26)$$

3. Ứng suất pháp trên mặt cắt thẳng đứng

Xét sự cân bằng của khối phân tố (hình 8-7) với $\sum x = 0$ ta có:

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} - \frac{\partial \tau}{\partial y} = 0 \quad (8-27)$$

Thay biểu thức (8-25) vào phương trình (8-27) ta có:

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} = \frac{da_1}{dy} + b_1 \frac{dx}{dy} + x \frac{db_1}{dy} + 2xc_1 \frac{dx}{dy} + x^2 \frac{dc_1}{dy}$$

hoặc:

$$\sigma_x = \frac{da_1}{dy}x + b_1 \frac{dx}{dy}x + \frac{1}{2} \frac{db_1}{dy}x^2 + c_1 \frac{dx}{dy}x^2 + \frac{1}{3} \frac{dc_1}{dy}x^3 + C \quad (8-28)$$

Trong đó: C là hằng số tích phân.

Khi $x = 0$ ta có $C = \sigma_x''$ và khi đó phân tố nằm sát mép hạ lưu nên $\frac{dx}{dy} = \operatorname{tg} \alpha_2$ do đó công thức (8-28) có thể viết:

$$\sigma_x = \sigma_x'' + \left(\frac{da_1}{dy} + b_1 \operatorname{tg} \alpha_2 \right) x + \left(\frac{1}{2} \frac{db_1}{dy} + c_1 \operatorname{tg} \alpha_2 \right) x^2 + \frac{1}{3} \frac{dc_1}{dy} x^3 \quad (8-29)$$

Viết dưới dạng tổng quát:

$$\sigma_x = a_2 + b_2 x + c_2 x^2 + d_2 x^3 \quad (8-30)$$

Trong đó:

$$a_2 = \sigma_x''$$

$$b_2 = b_1 \operatorname{tg} \alpha_2 + \frac{da_1}{dy}$$

$$c_2 = c_1 \operatorname{tg} \alpha_2 + \frac{1}{2} \frac{db_1}{dy} \quad (8-31)$$

$$d_2 = \frac{1}{3} \frac{dc_1}{dy}$$

Như vậy để có thể tính được σ_x tại một điểm bất kỳ trong thân đập ta phải xác định các đạo hàm $\frac{da_1}{dy}, \frac{db_1}{dy}, \frac{dc_1}{dy}$.

Gần đúng có thể thay các vi phân bằng các sai phân của các hệ số a_1, b_1, c_1 giữa hai mặt cắt ngang lấy cách nhau một khoảng Δy nghĩa là:

$$\begin{aligned}\frac{da_1}{dy} &\approx \frac{a_1 - a'_1}{\Delta y}; \\ \frac{db_1}{dy} &\approx \frac{b_1 - b'_1}{\Delta y}; \\ \frac{dc_1}{dy} &\approx \frac{c_1 - c'_1}{\Delta y}\end{aligned}\quad (8-32)$$

Ở đây a'_1 , b'_1 , c'_1 là các hệ số ứng với mặt cắt thứ 2, cách mặt cắt thứ nhất một khoảng Δy , các hệ số này cũng được xác định theo công thức (8-26). Khi hai mặt cắt lấy càng gần nhau thì kết quả càng chính xác.

Sau khi tính được các vi phân theo các biểu thức (8-32) thay vào các công thức (8-31) và (8-30) ta xác định được σ_x .

Trong phương pháp phân tích trọng lực thì các thành phần ứng suất σ_y , τ có thể xác định được một cách dễ dàng, chỉ có thành phần ứng suất σ_x tính toán tương đối phức tạp. Khi tính toán sơ bộ có thể đơn giản hoá, xem ứng suất pháp σ_x phân bố theo quy luật đường thẳng:

$$\sigma_x = a_2 + b_2 x, \quad (8-33)$$

Trong đó a_2 và b_2 được xác định từ điều kiện biên:

$$\begin{aligned}a_2 &= \sigma_x'' \\ b_2 &= \frac{\sigma_x' - \sigma_x''}{B}\end{aligned}\quad (8-34)$$

Với giả thiết σ_x trên mặt thẳng đứng phân bố theo quy luật đường thẳng, việc tính toán được đơn giản nhiều và thực tế cũng không gây sai số lớn.

4. Ứng suất chính

Ứng suất chính tại một điểm bất kỳ trong thân đập được xác định theo công thức:

$$N_{1-2} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\frac{(\sigma_x - \sigma_y)^2}{4} + \tau^2} \quad (8-35)$$

Ứng suất tiếp chính tại các điểm tương ứng:

$$T = \frac{N_1 - N_2}{2} = \sqrt{\frac{(\sigma_x - \sigma_y)^2}{4} + \tau^2} \quad (8-36)$$

Phương của ứng suất pháp chính N_1 (với $N_1 > N_2$) làm với trục x (khi $\sigma_x > \sigma_y$) hoặc với trục y (khi $\sigma_y > \sigma_x$) một góc θ_1 có thể xác định theo công thức:

$$\operatorname{tg} \theta_1 = \frac{-(\sigma_x - \sigma_y) \pm \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau^2}}{2\tau}$$

hoặc
$$\operatorname{tg} 2\theta_1 = \frac{2\tau}{\sigma_x - \sigma_y} \quad (8-37)$$

Khi $\operatorname{tg} 2\theta_1 > 0$ thì $0 < \theta_1 < 45^\circ$; $\operatorname{tg} 2\theta_1 < 0$ thì $-45^\circ < \theta_1 < 0$

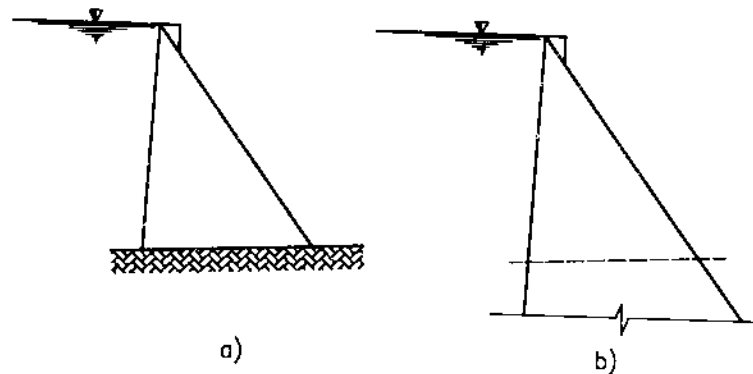
Với quy ước góc θ_1 theo chiều thuận kim đồng hồ là dương.

Ứng suất tiếp chính hướng theo đường phân giác giữa các phương ứng suất pháp chính nghĩa là tạo với phương ứng suất pháp chính một góc 45° .

III. Tính toán cường độ của đập bê tông trọng lực theo phương pháp lý luận đàn hồi

Nói chung mặt cắt đập thường có dạng tam giác, dưới thân đập là mặt nền bán vô hạn (hình 8-8a), do đó để phân tích ứng suất thân đập có thể đưa về bài toán dạng hình nêm bán vô hạn nhưng như vậy sẽ gặp nhiều khó khăn trong tính toán. Vì vậy khi vật liệu thân đập và nền đồng chất (hoặc gần đồng chất) ta có thể đưa về phép giải gần đúng là xem đập như một hình nêm vô hạn để tính toán (hình 8-8b).

Sau đây sẽ giới thiệu một số bài toán cơ bản với sơ đồ hình nêm vô hạn dưới tác dụng của các lực thường gặp.



Hình 8-8: Sơ đồ tính toán dạng hình nêm vô hạn.

1. Đập có dạng hình nêm vô hạn dưới tác dụng của áp lực nước và trọng lượng bản thân

Theo thuyết đàn hồi ứng suất tại một điểm bất kỳ trong thân đập có chiều cao vô hạn (hình 8-9) được biểu diễn dưới dạng các hàm số tuyến tính:

$$\begin{aligned} \sigma_z &= a_1x + b_1y \\ \sigma_y &= a_2x + b_2y \\ \tau &= a_3x + b_3y \end{aligned} \quad (8-38)$$

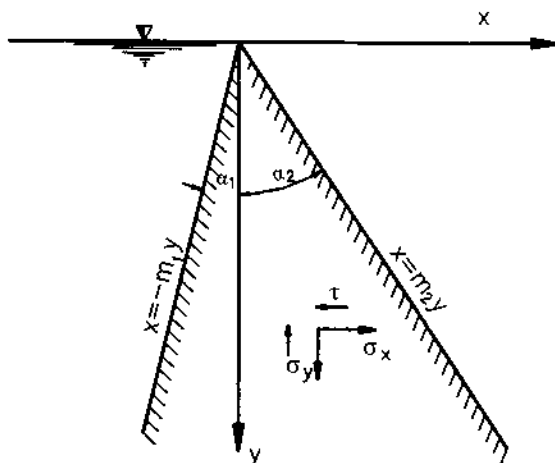
Các hệ số của các phương trình này được xác định từ việc phân tích ứng suất tại các biên đập:

$$\left. \begin{aligned} a_1 &= \frac{\gamma_1}{(m_1 + m_2)^2} m_1 m_2 (m_2 - m_1) + \frac{\gamma}{(m_1 + m_2)^2} m_1 m_2 (m_1 m_2 - m_2^2 - 2) \\ b_1 &= \frac{\gamma_1}{(m_1 + m_2)^2} 2m_1^2 m_2^2 - \frac{\gamma}{(m_1 + m_2)^2} m_2^2 (2m_1^2 m_2 - 3m_1 - m_2); \\ a_2 &= \frac{\gamma_1}{(m_1 + m_2)^2} (m_2 - m_1) - \frac{\gamma}{(m_1 + m_2)^2} (m_1^2 + 3m_1 m_2 - 2); \\ b_2 &= \frac{\gamma_1}{(m_1 + m_2)^2} (m_1^2 + m_2^2) - \frac{\gamma}{(m_1 + m_2)^2} (m_2 - m_1 - 2m_2^2 m_1) \\ a_3 &= 1 - b_2; \\ b_3 &= -a_1, \end{aligned} \right\} \quad (8-39)$$

Ở đây $m_1 = \operatorname{tg} \alpha_1$; $m_2 = \operatorname{tg} \alpha_2$.

Ứng suất chính và phương của chúng cũng được xác định theo các công thức (8-35), (8-36) và (8-37).

Ứng suất tại các biên đập được xác định từ các biểu thức (8-38), (8-39) với $x = -m_1 y$ và $x = m_2 y$.



Hình 8-9: Sơ đồ tính ứng suất theo lý thuyết đàn hồi

$$\left. \begin{aligned} \sigma'_y &= a_2 x + b_2 y = (-a_2 m_1 + b_2) y; \\ \sigma''_y &= a_2 x + b_2 y = (a_2 m_2 + b_2) y; \\ \sigma'_x &= a_1 x + b_1 y = (-a_1 m_1 + b_1) y; \\ \sigma''_x &= a_1 x + b_1 y = (a_1 m_2 + b_1) y; \\ \tau' &= a_3 x + b_3 y = (-a_3 m_1 + b_3) y; \\ \tau'' &= a_3 x + b_3 y = (a_3 m_2 + b_3) y. \end{aligned} \right\} \quad (8-40)$$

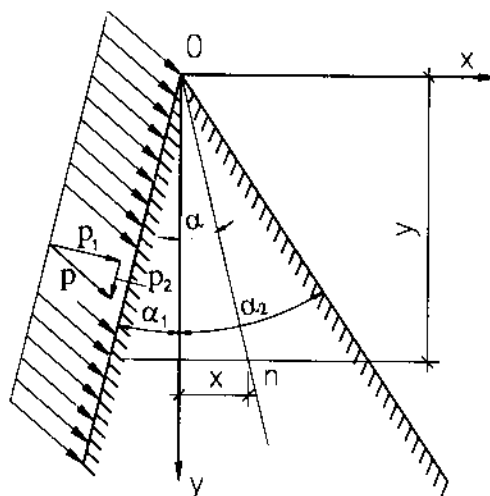
Ứng suất chính tại các mép đập được xác định theo các công thức (8-35) và (8-36) nhưng các trị số σ_x, σ_y, τ trong đó được thay thế bởi các trị số ở biên đập đã được tính ở các công thức (8-40).

2. Đập có dạng hình nêm vô hạn chịu tải trọng phân bố đều

Trong một số trường hợp đập có thể chịu tác dụng của tải trọng phân bố đều có phương làm với mặt đập một góc nào đó (hình 8-10).

Bài toán này đã được M. Levy giải và cho các kết quả riêng theo thành phần lực thẳng góc p_1 và lực tiếp tuyến p_2 tác dụng lên mặt đập.

Hình 8-10: Sơ đồ tính toán ứng suất khi mặt đập chịu tải trọng phân bố đều



Ứng suất do thành phần lực thẳng góc p_1 tác dụng lên một điểm $n(x, y)$ bằng:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_x &= -p_1 \frac{\left(\alpha_2 - \alpha + \frac{\operatorname{tg} \alpha}{1 + \operatorname{tg}^2 \alpha} \right) A - m_2}{B} \\ \sigma_y &= -p_1 \frac{\left(\alpha_2 - \alpha - \frac{\operatorname{tg} \alpha}{1 + \operatorname{tg}^2 \alpha} \right) A - m_1}{B} \\ \tau &= -p_1 \frac{\frac{A}{1 + \operatorname{tg}^2 \alpha} - 1}{B} \end{aligned} \right\} \quad (8-41)$$

Ở đây: $A = 1 - m_1 m_2$.

$$B = m_1 + m_2 - (\alpha_1 + \alpha_2)(1 - m_1 m_2)$$

Ứng suất do thành phần tiếp tuyến p_2 gây ra bằng:

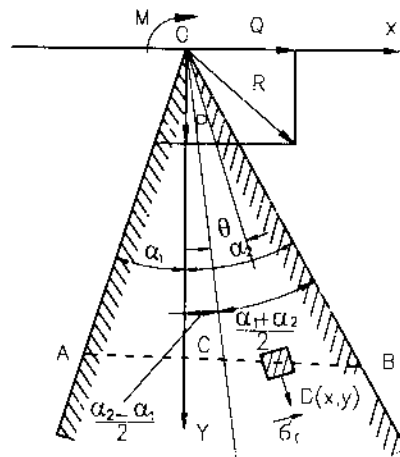
$$\left. \begin{aligned} \sigma_x &= -p_2 \frac{Cm_2^2 - D + m_1m_2}{B} \\ \sigma_y &= -p_2 \frac{C - D - 1}{B} \\ \tau &= -p_2 \frac{Cm_2^2 + \frac{m_1 \operatorname{tg}^2 \alpha - m_3}{1 + \operatorname{tg}^2 \alpha}}{B} \end{aligned} \right\} \quad (8-42)$$

Ở đây: $C = (\alpha_1 + \alpha_2) \frac{1 + m_2^2}{m_1 + m_2};$

$$D = \left(\alpha_2 - \alpha - \frac{\operatorname{tg} \alpha}{1 + \operatorname{tg}^2 \alpha} \right) (m_1 + m_2).$$

3. Đập có dạng hình nêm vô hạn chịu tác dụng của lực tập trung ở đỉnh

Bài toán này đã được Mitchen giải trên hệ tọa độ độc cực với gốc O đặt tại đỉnh tam giác (hình 8-11).



Hình 8-11: Sơ đồ tính toán ứng suất khi đập chịu lực tập trung và mômen đặt tại đỉnh

Trục tọa độ cực Oc là đường phân giác của góc đỉnh tam giác. Góc giữa trục tọa độ vuông góc Oy và trục Oc bằng $\frac{1}{2}(\alpha_2 - \alpha_1)$. Ta ký hiệu σ_r, σ_θ là ứng suất theo phương hướng tâm và phương tiếp tuyến do lực R gây ra tại điểm D(x, y) trong thân đập. Ta phân lực R thành hai thành phần: lực thẳng đứng P và lực nằm ngang Q.

Ứng suất do P gây ra bằng:

$$\sigma_{r,p} = \frac{2P}{y(1 + \operatorname{tg}^2 \alpha)} \times \frac{\operatorname{tg} \alpha (m_2^2 - m_1^2) - A_1 + B_1}{C}. \quad (8-43)$$

Ứng suất do lực Q gây ra bằng:

$$\sigma_{r,Q} = \frac{2Q}{y(1+\operatorname{tg}^2\alpha)} \times \frac{m_2^2 - m_1^2 - \operatorname{tg}\alpha(A_1 + B_1)}{C_1} \quad (8-44)$$

Ở đây:

$$\left. \begin{aligned} A_1 &= (\alpha_1 + \alpha_2)(1 + m_1^2)(1 + m_2^2); \\ B_1 &= (1 + m_1 m_2)(m_1 + m_2); \\ C_1 &= (\alpha_1 + \alpha_2)^2 - (1 + m_1^2)(1 + m_2^2) - (m_1 + m_2)^2. \end{aligned} \right\} \quad (8-45)$$

Trong đó: α - góc giữa tia OD và trục y.

Trong hệ toạ độ vuông góc các ứng suất tại D được xác định như sau:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_x &= \frac{\operatorname{tg}^2\alpha}{1 + \operatorname{tg}^2\alpha} \sigma_r = \sigma_r \sin^2 \alpha \\ \sigma_y &= \frac{\sigma_r}{1 + \operatorname{tg}^2\alpha} = \sigma_r \cos^2 \alpha \\ \tau &= \frac{\operatorname{tg}\alpha}{1 + \operatorname{tg}^2\alpha} \sigma_r \end{aligned} \right\} \quad (8-46)$$

4. Ứng suất do mô men tập trung M ở đỉnh gây ra

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{x,M} &= -\frac{2M[(3 - \operatorname{tg}^2\alpha)(m_2 - m_1)\operatorname{tg}^2\alpha - 2(2 + m_1 m_2)\operatorname{tg}^3\alpha + 2m_1 m_2 \operatorname{tg}\alpha]}{y^2(1 + \operatorname{tg}^2\alpha)^3 \cdot B}; \\ \sigma_{y,M} &= -\frac{2M[2\operatorname{tg}^3\alpha + (1 - 3\operatorname{tg}^2\alpha)(m_2 - m_1) - 2(1 + 2m_1 m_2)\operatorname{tg}\alpha]}{y^2(1 + \operatorname{tg}^2\alpha)^3 B}; \\ \tau_M &= -\frac{2M[\operatorname{tg}^4\alpha + 2(1 - \operatorname{tg}^2\alpha)(m_2 - m_1)\operatorname{tg}\alpha - 3(1 + m_1 m_2)\operatorname{tg}^2\alpha + m_1 m_2]}{y^2(1 + \operatorname{tg}^2\alpha)^3 B} \end{aligned} \right\} \quad (8-47)$$

Ở đây:

$$B = m_1 + m_2 - (\alpha_1 + \alpha_2)(1 - m_1 m_2)$$

5. Ứng suất trong đập bê tông do các tải trọng khác gây ra

Ta có thể tính được ứng suất trong đập hình nêm dưới tác dụng của các tải trọng khác như bùn cát, sóng, lực quán tính động đất....

Ví dụ bài toán về tải trọng bùn cát (hình 8-4a) ta có thể chuyển áp lực bùn cát W_{bc} tới đỉnh của tam giác. Sau khi chuyển ta có một lực W_{bc} và một mô men $M = W_{bc}h$ (h là khoảng cách từ lực W_{bc} đến đỉnh tam giác). Sau đó ứng dụng các công thức (8-43) ÷ (8-47) để tính ứng suất trong thân đập.

IV. Sự phân bố ứng suất trong thân đập, đường đẳng ứng suất và quỹ đạo ứng suất

1. Đường đẳng ứng suất

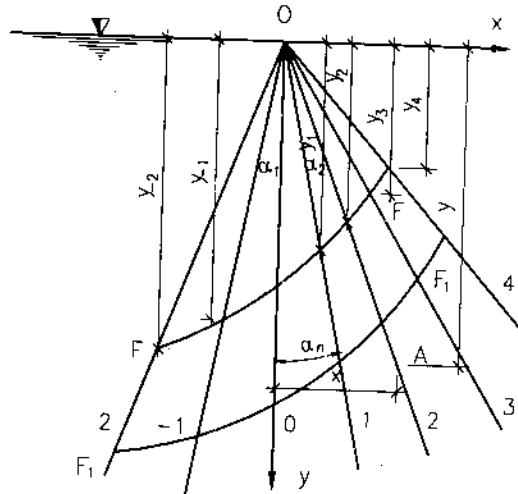
Các đường cong trên đó các ứng suất có cùng trị số gọi là đường đẳng ứng suất. Các đường đẳng ứng suất giúp ta hiểu rõ tình hình phân bố của ứng suất để làm cơ sở chọn vật liệu thích hợp cho từng vùng trong thân đập. Để vẽ đường đẳng ứng suất có thể tiến hành theo các phương pháp sau:

a) Phương pháp sức bền vật liệu

- Chia mặt cắt đập thành những ô lưới, kích thước các ô lưới phụ thuộc vào yêu cầu độ chính xác, nói chung các ô lưới có kích thước trên dưới 5×5 m.
- Tính toán các trị số $\sigma_y, \sigma_x, \tau, N_1, N_2$ tại các mặt lưới.
- Nối các điểm có cùng trị số ứng suất chính thứ nhất hoặc thứ hai ta được các đường cong liên tục - đó là các đường đẳng ứng suất của N_1 và N_2 .

b) Phương pháp lý luận đàn hồi

Từ đỉnh mặt cắt đập tam giác kẻ hàng loạt các tia và đánh số thứ tự các tia như sau: trục Oy được ký hiệu là 0, các tia phía phải Oy được ký hiệu là 1, 2, 3... các tia phía trái Oy được ký hiệu là -1, -2, -3.... (hình 8-12).



Hình 8-12: Sơ đồ vẽ đường đẳng ứng suất

Từ các công thức (8-38) ta có thể viết:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_x &= (a_1x + b_1y) = \left(a_1 \frac{x}{y} + b_1 \right) y = \sigma_x^* y \\ \sigma_y &= (a_2x + b_2y) = \left(a_2 \frac{x}{y} + b_2 \right) y = \sigma_y^* y \\ \tau &= (a_3x + b_3y) = \left(a_3 \frac{x}{y} + b_3 \right) y = \tau^* y \end{aligned} \right\} \quad (8-48)$$

Tại 1 điểm A(x, y) trên một tia bất kỳ thì $\frac{x}{y} = \operatorname{tg} \alpha_n$ do đó $\sigma_x^*, \sigma_y^*, \tau^*$ là hằng số cho mỗi tia.

Thay các biểu thức (8-48) vào công thức (8-35) ta có thể tính được các ứng suất chính trên tia đang xét:

$$N_{1,2} = \frac{(\sigma_x^* + \sigma_y^*) \pm \sqrt{(\sigma_x^* - \sigma_y^*)^2 + (2\tau^*)^2}}{2} y = N_{1,2}^* y; \quad (8-49)$$

$$T = \frac{\sqrt{(\sigma_x^* - \sigma_y^*)^2 + (2\tau^*)^2}}{2} y = \frac{N_1^* - N_2^*}{2} y = T^* y. \quad (8-50)$$

Tại một tia bất kỳ ta có thể tính được $\frac{x}{y} = \operatorname{tg} \alpha_m^n$ và các trị số $\sigma_x^*, \sigma_y^*, \tau^*, N_1^*, N_2^*, T^*$, sau đó sử dụng các công thức (8-49), (8-50) để vẽ các đường đẳng ứng suất.

Thí dụ vẽ đường đẳng ứng suất pháp chính N_1 có trị số $F, \text{kg/cm}^2$ (hình 8-12).

Ta có: $N_1 = N_1^* y = F$

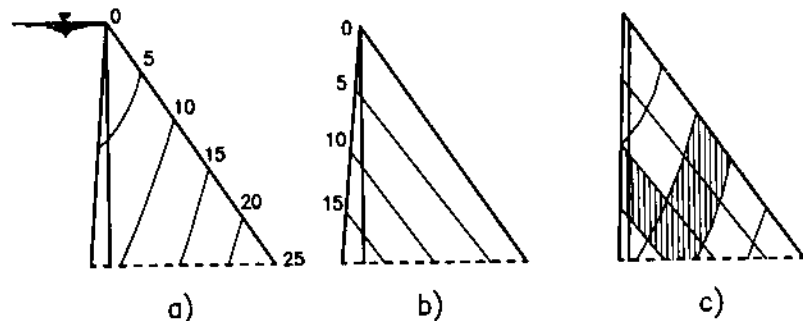
$$y = \frac{F}{N_1^*} \quad (8-51)$$

Tính trị số N_1^* cho các tia và thay vào công thức (8-51) ta có thể tính được các tung độ y_n của các điểm của đường đẳng ứng suất F , nối các điểm đó ta được đường đẳng ứng suất $N_1 = F$.

Cho các trị số khác của N_1 và tương tự ta được các đường đẳng ứng suất với các trị số khác nhau.

Các đường đẳng ứng suất thường được vẽ với các trị số ứng suất 5, 10, 15, 20... kg/cm^2 .

Hình 8-13 biểu diễn các đường đẳng ứng suất pháp chính, trong đó hình 8-13a cho trường hợp hồ đầy nước; hình (8-13b) cho trường hợp hồ không có nước, hình 8-13c là tổng hợp của hai trường hợp trên, nó biểu thị sự thay đổi trị số ứng suất trong từng vùng của thân đập. Ví dụ vùng gạch chéo là vùng chịu ứng suất pháp chính với trị số 15kg/cm^2 .



Hình 8-13: Các đường đẳng ứng suất pháp chính.

2. Đường quỹ đạo ứng suất chính

Phương tác dụng của các ứng suất pháp chính được xác định bằng góc nghiêng θ giữa chúng với trục Ox (hình 8-14). Để xác định góc θ ta thay các biểu thức (8-48) vào công thức (8-37) và được:

$$\operatorname{tg}\theta = \frac{-(\sigma_x^* - \sigma_y^*) \pm \sqrt{(\sigma_x^* - \sigma_y^*)^2 + 4(\tau^*)^2}}{2\tau} \quad (8-52)$$

Trong công thức, dấu dương tương ứng với ứng suất chính thứ nhất; dấu âm cho ứng suất chính thứ hai.

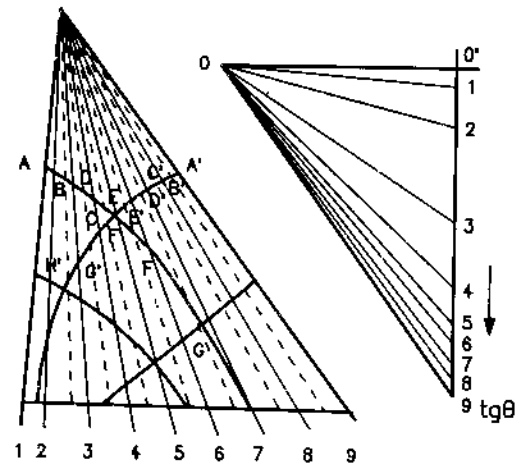
Ta tiến hành vẽ đường quỹ đạo ứng suất pháp chính như sau:

Từ đỉnh tam giác ta vẽ các tia 1, 2, 3..., dựa vào công thức (8-52) ta có thể tính được trị số $\operatorname{tg}\theta$ cho từng tia. Sau đó dùng phương pháp đồ giải để vẽ đường quỹ đạo ứng suất pháp chính (hình 8-14). Theo phương x lấy một đoạn OO' có chiều dài đơn vị, ta vẽ các đoạn $O1, O2, O3...$ theo điều kiện $\overline{O'1}/\overline{O'O} = \operatorname{tg}\theta_1; \overline{O'2}/\overline{O'O} = \operatorname{tg}\theta_2; \overline{O'3}/\overline{O'O} = \operatorname{tg}\theta_3...$ trong đó các trị số $\operatorname{tg}\theta$ của từng tia đã tính được theo công thức (8-52). Phương của các đoạn $O1, O2, O3...$ biểu thị phương của ứng suất pháp chính trên các tia 1, 2, 3....

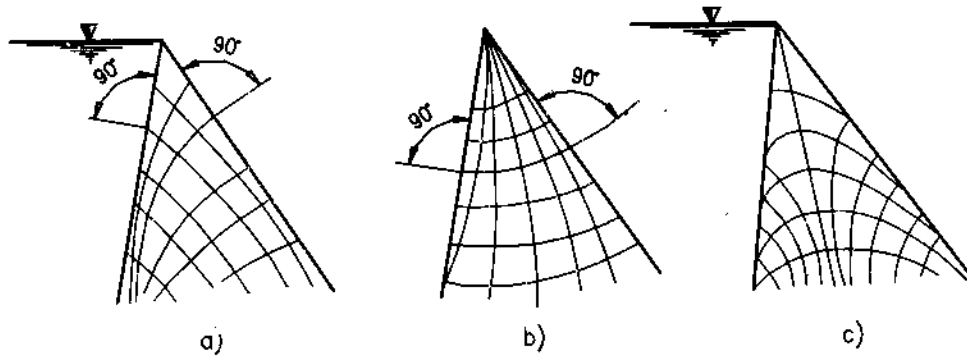
Thí dụ vẽ đường quỹ đạo ứng suất pháp chính N_2 . Từ một điểm A nào đó trên tia 1 ta kẻ đoạn $\overline{AB} \parallel \overline{O1}$, điểm B nằm trên đường phân giác của góc hợp giữa tia 1 và tia 2, từ B kẻ đoạn $\overline{BC} \parallel \overline{O2}$, điểm C nằm trên đường phân giác của góc hợp giữa tia 2 và tia 3. Tiếp tục làm tương tự ta xác định được các điểm D, E, F, G vẽ đường cong qua các điểm A, B, C, D, E, F, G ta được đường quỹ đạo ứng suất N_2 . Với cách làm tương tự ta vẽ được họ đường quỹ đạo ứng suất pháp chính N_2 .

Để vẽ đường quỹ đạo ứng suất pháp chính N_1 ta tiến hành như sau: từ điểm A trên tia 9 vẽ đoạn $\overline{A'B} \perp \overline{O9}$ điểm B' nằm trên đường phân giác của góc được tạo thành giữa tia 9 và tia 8; từ B vẽ đoạn $\overline{B'C} \perp \overline{O8}$, điểm C' nằm trên đường phân giác của góc được hợp thành giữa tia 8 và tia 7, tương tự ta vẽ được đường quỹ đạo ứng suất chính N_1 là $\overline{A'B'C'D'E'F'D'}$ và họ đường quỹ đạo ứng suất chính N_1 .

Các đường quỹ đạo ứng suất tiếp chính hướng theo góc 45° so với các đường quỹ đạo ứng suất pháp chính.



Hình 8-14: Sơ đồ vẽ đường quỹ đạo ứng suất pháp chính



Hình 8-15: Các họ đường quỹ đạo ứng suất

- a) Họ đường quỹ đạo ứng suất pháp chính khi hồ đầy nước;
 b) Họ đường quỹ đạo ứng suất chính khi hồ không có nước;
 c) Họ đường quỹ đạo ứng suất tiếp chính khi hồ đầy nước.

Dựa vào các đường quỹ đạo ứng suất chính ta biết được tình hình phân bố và phương tác dụng của các ứng suất chính trong thân đập, trên cơ sở đó ta có thể bố trí cốt thép, chọn vị trí các hành lang, khe lún và các khe thi công một cách hợp lý.

V. Phương pháp phần tử hữu hạn

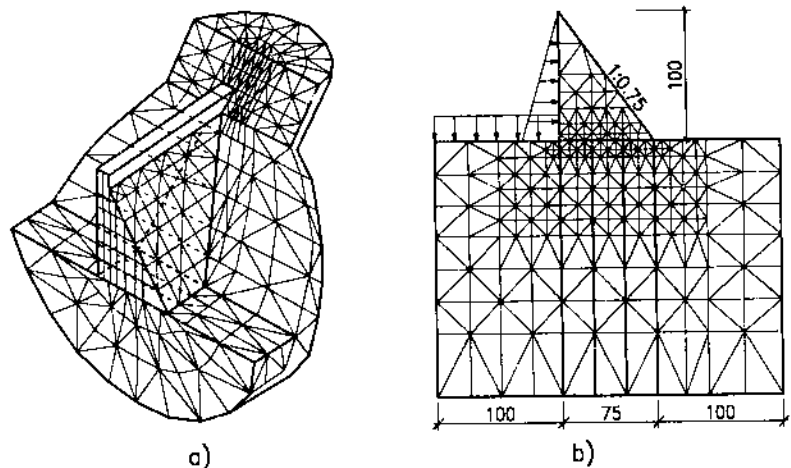
Khi phân tích trạng thái ứng suất biến dạng của đập bê tông trọng lực bằng phương pháp phần tử hữu hạn, người ta chia đập thành các phần tử và xác định các tải trọng tác dụng vào các điểm nút của phần tử. Giải bài toán bằng phương pháp phần tử hữu hạn lúc này dẫn đến giải hệ thống phương trình đại số tuyến tính. Hệ thống phương trình này được xác lập dựa trên mối quan hệ giữa các lực tác dụng và các chuyển vị ở các điểm nút của phần tử. Mối quan hệ này được viết dưới dạng ma trận:

$$\{F\} = [K] \cdot \{U\}, \quad (8-53)$$

Trong đó: $\{F\}$ - véc tơ tải trọng ở các điểm nút.

$[K]$ - ma trận độ cứng của hệ thống.

$\{U\}$ - véc tơ chuyển vị của các điểm nút.



Hình 8-16: Sơ đồ chia phần tử của đập và nền

- a) Bài toán không gian,
 b) Bài toán phẳng

Khi giải các bài toán phẳng tải trọng hoặc chuyển vị tính toán ở mỗi nút biến đổi theo hai trục (x, y) . Khi giải các bài toán không gian, các phần tử được chia theo phần tử khối. Các tải trọng tác dụng và các chuyển vị ở các nút biến đổi theo tọa độ không gian (x, y, z) . Nội dung chi tiết của phương pháp này được trình bày trong các tài liệu chuyên môn.

Hình 8-16 là ví dụ về cách chia phần tử trong bài toán không gian và bài toán phẳng để phân tích trạng thái ứng suất biến dạng của đập và nền.

§8.5. ẢNH HƯỞNG CỦA BIẾN DẠNG NỀN ĐẾN SỰ PHÂN BỐ ỨNG SUẤT THÂN ĐẬP

Việc phân tích ứng suất thân đập bê tông trọng lực ở §8.4 được xuất phát từ sơ đồ hình nêm vô hạn, nhưng trong thực tế đập có chiều cao nhất định do đó tại chỗ tiếp xúc giữa đập và nền dưới tác dụng của trọng lượng nước trong hồ và trọng lượng bản thân đập, nền bị biến dạng. Chính sự biến dạng đó ảnh hưởng đến sự phân bố ứng suất trong đập nhất là ở phần chiều cao gần đáy đập.

Nói chung sự phân bố ứng suất ở vùng đáy đập chủ yếu phụ thuộc vào tỉ số giữa mô đun đàn hồi của vật liệu làm đập E_d và của nền E_n .

Hình (8-17) là biểu đồ ứng suất ứng với các tỉ số E_d/E_n khác nhau khi hồ không có nước và khi hồ đầy nước ở một đập bê tông cao 60m (theo Tenk). Trên biểu đồ sự phân bố ứng suất σ_y ở chân đập có sự sai khác rất lớn so với giả thiết.

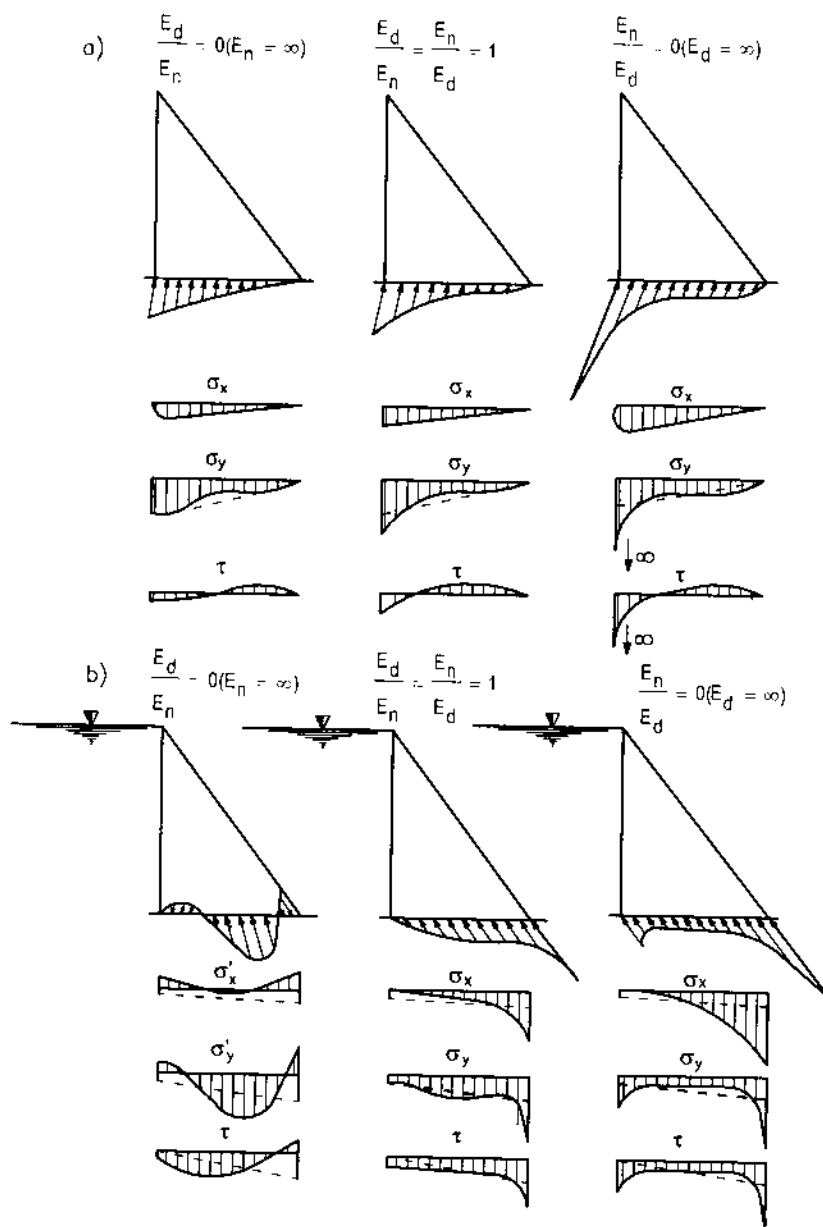
Khi hồ không có nước (hình 8-17a) ta thấy khi tỉ số E_d/E_n tăng thì trị số ứng suất σ_y ở chân đập thượng lưu cũng tăng, trong trường hợp $E_d = \infty$ thì trị số σ_y ở đáy đập thượng lưu cũng tăng lên vô cùng, nhưng lúc đó xuất hiện ứng suất tiếp τ hướng về trung tâm tiết diện đáy và hình thành ứng suất nén nằm ngang σ_x . Nói chung có lợi cho đập vì lúc đó các vết nứt đã phát sinh trong đập sẽ được ép chặt lại.

Trường hợp hồ đầy nước (hình 8-17b) khi E_d/E_n nhỏ, ứng suất σ_y ở các mép mặt cắt giảm xuống và thậm chí xuất hiện ứng suất kéo, ở trung tâm mặt cắt thì σ_y tăng. Khi E_d/E_n tăng thì σ_y ở mép hạ lưu tăng và khi E_d/E_n đạt trị số lớn thì không chỉ trị số ứng suất σ_y ở biên thượng lưu tăng, mà cả σ_y và σ_x ở biên hạ lưu cũng tăng vượt xa trị số tính theo trị số tính theo lý thuyết (với giả thiết σ_y phân bố theo quy luật đường thẳng). Hình 8-17, đường nét đứt tương ứng với trị số tính theo lý thuyết. Bởi vậy trong trường hợp hồ đầy nước sự biến dạng của nền gây nên sự phân bố không lợi của các ứng suất ở thân đập.

Ảnh hưởng của biến hình nền đập đến sự phân bố lại ứng suất trong đập nói chung chỉ xảy ra trong phạm vi $1/3 \div 1/4$ chiều cao đập kể từ đáy (hình 8-18).

Phương pháp gần đúng tính ứng suất tại chân đập

Phương pháp gần đúng xác định ứng suất ở chân đập cho kết quả đảm bảo độ chính xác cho phép trong kỹ thuật. Phương pháp này do I.A. Konxstantinốp đề nghị xuất phát

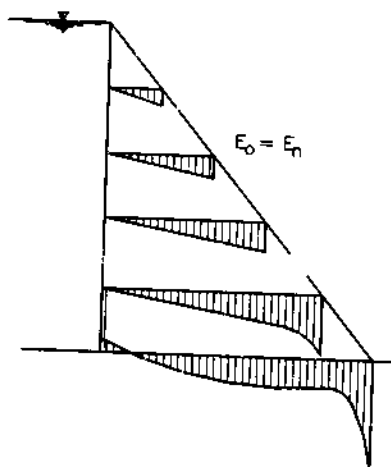


Hình 8-17: Sự biến đổi ứng suất tại đáy đập
a) Theo Tenk; b) Theo tính toán gần đúng và thí nghiệm.

từ cách giải bài toán dầm hoặc bản trên nền đàn hồi và coi rằng ảnh hưởng của vùng tiếp xúc đến ứng suất trong thân đập phát triển tới khoảng $0,2h$ kể từ đáy (ở đây h là chiều cao đập). Ở phần đập còn lại trị số của các ứng suất đúng như phương pháp tính ném vô hạn. Trong phạm vi $0,2h$ kể từ đáy có thể tính như dầm liên tục trên nền đàn hồi chịu tác dụng của trọng lượng bản thân và các tải trọng dưới dạng ứng suất của phần đập phía trên truyền xuống, các ứng suất đó được tính theo lý thuyết hình nêm vô hạn.

Hiện nay các bài toán nghiên cứu, cũng như tính toán thiết kế thường dùng phương pháp phân tử hữu hạn để tính toán ứng suất của đập và nền. Phương pháp này có nhiều

ưu điểm, nó có thể tính cho những đập có nhiều vùng bê tông có cường độ khác nhau và có thể tính toán cho vùng tiếp xúc giữa đập và nền.



Hình 8.18: Ảnh hưởng của biến hình nền đến ứng suất σ_y'' trong thân đập.

§8.6. ẢNH HƯỞNG CỦA LỰC THẨM ĐẾN CÁC THÀNH PHẦN ỨNG SUẤT TRONG ĐẬP

Việc phân tích tính toán các ứng suất trong đập bê tông ở trên là chưa đề cập đến ảnh hưởng của áp lực thấm trong đập bê tông. Thực tế khi hồ dâng nước, trong đập sẽ hình thành dòng thấm. Áp lực thấm W_t trên một mặt cắt ngang nào đó có thể xác định theo công thức:

$$W_t = \alpha_2 \gamma \Omega, \quad (8-54)$$

Trong đó:

Ω - diện tích của vùng thấm nước kể từ mặt cắt tính toán trở lên.

α_2 - hệ số truyền áp lực, phụ thuộc vào trạng thái ứng suất của bê tông, dao động từ 0,43 ÷ 0,95, đạt trị số lớn ở vùng bê tông chịu kéo và khi ứng suất nén tăng thì $\alpha_2 = 0,5$.

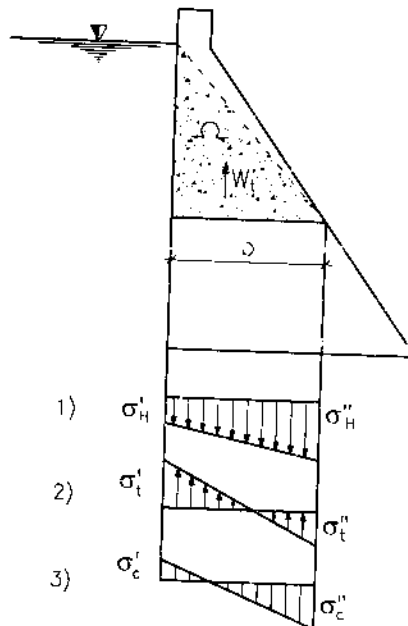
γ - dung trọng của nước.

Ứng suất theo phương thẳng góc với mặt nằm ngang có chiều rộng b được xác định theo công thức nén lệch tâm:

$$\sigma_t = \frac{W_t}{b} \pm \frac{6M}{b^2}, \quad (8-55)$$

M là mô men của lực thấm W_t đối với tâm mặt cắt có chiều rộng b .

Nhìn vào biểu đồ ứng suất tổng cộng (hình 8-19) ta thấy áp lực thấm trong đập bê tông đã làm cho đập làm việc trong điều kiện bất lợi hơn.



Hình 8-19: Biểu đồ ứng suất
1 - Khi chưa kể áp lực thấm;
2 - Do áp lực thấm gây ra;
3 - Biểu đồ ứng suất tổng cộng

§8.7. ẢNH HƯỞNG CỦA SỰ THAY ĐỔI NHIỆT ĐỘ VÀ ĐỘ ẨM ĐẾN ỨNG SUẤT TRONG THÂN ĐẬP

Ảnh hưởng của nhiệt độ đối với đập có hai loại:

- Thời kỳ xây dựng: do quá trình thủy hoá của xi măng, nhiệt độ của bê tông tăng. Sau đó bê tông toả nhiệt và nguội dần, nhưng quá trình nguội dần là không đồng đều trong khối bê tông, do đó trong bê tông phát sinh ứng suất kéo và nén.

- Thời kỳ khai thác: quá trình toả nhiệt của khối bê tông kéo dài có khi đến một vài năm mới đạt trị số ổn định. Sau đó nhiệt độ của phần giữa khối bê tông sẽ đạt đến nhiệt độ trung bình năm, còn các vùng cách mép đập khoảng $5 \div 6\text{m}$ sẽ chịu ảnh hưởng của sự thay đổi nhiệt độ không khí và nước quanh đập. Ứng suất nhiệt của đập phát sinh trong thời kỳ khai thác là do độ chênh về nhiệt độ ở mép ngoài và phía trong của đập cũng như do đập có liên kết với nền nên khối đập không thể biến dạng một cách tự do khi nhiệt độ bên ngoài dao động. Khối bê tông đồ càng lớn sự phân bố không đều của nhiệt cũng càng lớn và sự toả nhiệt của khối bê tông cũng càng chậm. Do đó ứng suất kéo sẽ xuất hiện trong thân đập, đặc biệt là ở chỗ tiếp giáp giữa đập và nền, giữa bê tông cũ và mới.

Một quá trình như vậy cũng xảy ra, nhưng với mức độ thấp, khi có sự phân bố không đều của độ ẩm. Sự co ngót của bê tông do chênh lệch độ ẩm gây ra, chủ yếu ở thời kỳ đầu do lớp ngoài của thân đập bị khô làm xuất hiện chênh lệch độ ẩm giữa mặt ngoài và trong thân đập và phát sinh ứng suất. Sự nở của bê tông và quá trình ngược lại của sự co ngót. Nó xuất hiện chủ yếu ở phía đập tiếp xúc với nước. Quá trình này có tác dụng hạn chế ứng suất bất lợi.

Biến dạng dẻo của bê tông cũng có tác dụng làm cho ứng suất trong thân đập phân bố lại đều đặn hơn.

§8.8. ẢNH HƯỞNG CỦA VIỆC PHÂN GIAI ĐOẠN THI CÔNG ĐẾN ỨNG SUẤT THÂN ĐẬP

Ở một số công trình lớn nhằm giảm vốn đầu tư tập trung một lúc, nhanh chóng phát huy hiệu quả của công trình. Hoặc do điều kiện kinh tế xã hội phát triển, cần phải nâng cao, mở rộng công trình để đáp ứng nhu cầu dùng nước mới, do đó đập phải được tôn cao mở rộng so với thời kỳ đầu xây dựng. Do quá trình thi công theo từng giai đoạn như vậy nên ứng suất trong thân đập phân bố khác quy luật mà chúng ta đã nghiên cứu ở §8.4.

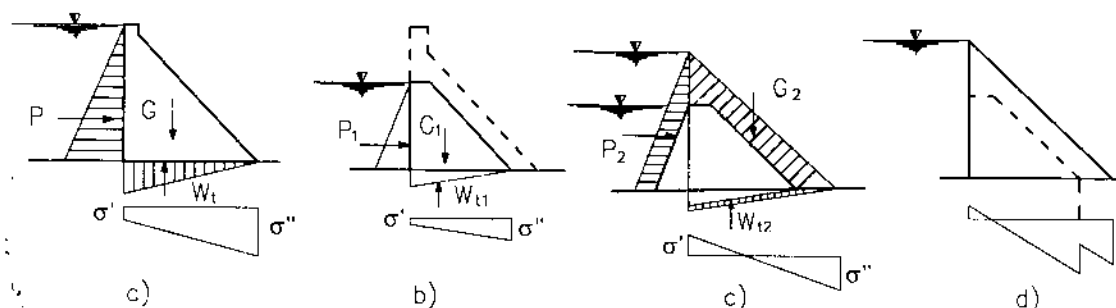
Hình 8-20a biểu diễn tình hình phân bố ứng suất chính tại mặt cắt đáy đập trong trường hợp đập thi công một đợt, hình 8-20b, c biểu diễn sự phân bố ứng suất chính sau thời kỳ xây dựng thứ nhất và thứ hai, hình 8-20d là tổng hợp của hai thời kỳ xây dựng.

So sánh hình 8-20a và hình 8-20d ta thấy kích thước của mặt cắt đập và tải trọng cuối cùng giống nhau nhưng ứng suất phân bố không giống nhau. Tại chỗ tiếp giáp giữa

hai thời kỳ thi công có sự thay đổi đột biến về ứng suất, phía thượng lưu xuất hiện ứng suất kéo.

Để cải thiện tình hình phân bố ứng suất không lợi này có thể dùng các biện pháp:

1. Xử lý tiếp giáp tốt giữa bê tông cũ và mới.
2. Đặt cốt thép ứng suất trước ở mặt thượng lưu;
3. Phụt vữa xi măng với áp suất cao ở chỗ tiếp giáp giữa hai thời kỳ thi công;
4. Đặt thiết bị thoát nước ở chỗ tiếp giáp giữa bê tông cũ và mới để giảm áp lực đẩy nổi.



Hình 8-20: Ảnh hưởng phân giai đoạn thi công đến sự phân bố ứng suất thân đập.

§8.9. ỨNG SUẤT QUANH CÁC LỖ VÀ CÁC HÀNH LANG TRONG THÂN ĐẬP

Trong thân đập thường bố trí các đường ống và các hành lang để dẫn thoát nước và kiểm tra sửa chữa. Do có lỗ và hành lang nên sự phân bố ứng suất trên các mặt cắt ở các vùng đập lên cận sẽ thay đổi. Sự phân bố ứng suất trong các khu vực phụ thuộc vào kích thước và hình dạng của đường ống và hành lang.

Dưới đây sẽ giới thiệu kết quả của một số bài toán thường gặp.

Đối với các lỗ có dạng elip hoặc tròn X.P.Timosenko đã cho các công thức tính toán như sau:

Với lỗ dạng elip (hình 8-21a, đường đứt):

$$\sigma'_y = \sigma_y \left(1 + \frac{a}{b} \right)$$

$$\sigma'_x = -\sigma_y$$

Với lỗ dạng tròn:

$$\left. \begin{aligned} \sigma'_y &= \frac{1}{2} \sigma_y \left(2 + \frac{r^2}{x^2} + 3 \frac{r^4}{x^4} \right) \\ \sigma'_x &= \frac{1}{2} \sigma_y \left(\frac{r^2}{y^2} - 3 \frac{r^4}{y^4} \right) \end{aligned} \right\} \quad (8-56)$$

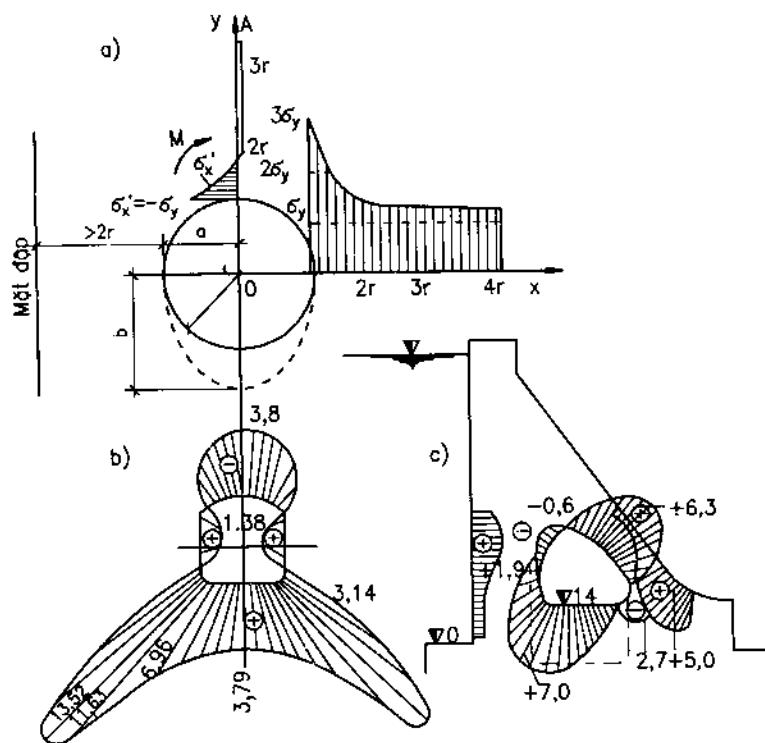
Trong đó: σ_x, σ_y - ứng suất pháp tính toán khi không có lỗ; a, b là nửa trục ngắn và trục dài của elíp; r là bán kính của lỗ.

Trên hình (8-21a) ta thấy ứng suất tập trung σ'_y giảm khá nhanh, ở vùng cách mép lỗ một khoảng bằng chiều rộng lỗ thì chênh lệch giữa σ'_y và σ_y là rất nhỏ.

Hình (8-21b) là biểu đồ ứng suất quanh hành lang có kích thước tiêu chuẩn được vẽ theo kết quả tính toán gần đúng của D.V. Bayber. Dấu (+) chỉ ứng suất nén, dấu (-) chỉ ứng suất kéo.

Hình (8-21c) là biểu đồ ứng suất quanh hành lang lớn.

Xung quanh lỗ thường xuất hiện ứng suất nén tập trung và ứng suất kéo, vì vậy cần phải bố trí cốt thép chịu ứng suất kéo hoặc ứng suất nén tập trung quá lớn. Tại các điểm góc cần vát hợp lý để giảm ứng suất tập trung.



Hình 8-21: Sự phân bố ứng suất quanh lỗ
a) Lỗ tròn, b) Lỗ có kích thước tiêu chuẩn, c) Lỗ lớn

§8.10. VẬT LIỆU, CẤU TẠO CỦA ĐẬP BÊ TÔNG TRỌNG LỰC

I. Vật liệu xây dựng đập bê tông trọng lực

Đập trọng lực có thể làm bằng bê tông hoặc đá xây nhưng vật liệu bê tông được sử dụng rộng rãi nhất.

Đối với bê tông thủy công cần đạt các yêu cầu sau:

- Đủ cường độ, thường dùng bê tông có số hiệu $100 \div 300$.
- Ít thấm nước, thường dùng loại bê tông chống thấm $B_4 \div B_8$.
- Chống được sự bào mòn, xâm thực của nước.
- Tính chỉnh thể.

Xi măng là một trong những vật liệu chủ yếu nhất trong đập bê tông do đó vấn đề tiết kiệm xi măng có ý nghĩa kinh tế lớn, mặt khác giảm liều lượng xi măng cũng tạo điều kiện dễ dàng cho việc toả nhiệt trong quá trình thi công.

Các biện pháp tiết kiệm xi măng:

- Phân vùng đập để dùng các loại bê tông có số hiệu thích hợp. Ở mặt thượng lưu và sát nền đập cần bố trí bê tông chống thấm tốt $B_4 \div B_8$ và thường dùng bê tông có số hiệu 250. Bộ phận có đường ống dẫn vào trạm thủy điện thường dùng bê tông có số hiệu 200. Phần giữa và phần trên thường dùng bê tông có số hiệu thấp hơn.
- Triệt để lợi dụng cường độ của bê tông ở thời kỳ cuối. Các công trình thủy công, sau khi đổ bê tông một thời gian dài mới bắt đầu làm việc, nên thường không lấy cường độ bê tông sau 28 ngày làm cường độ thiết kế, mà thường lấy cường độ sau 60, 90 ngày để tính toán lượng xi măng cần dùng. Theo tài liệu thí nghiệm, cường độ bê tông sau 180 ngày so với cường độ sau 28 ngày tăng $1,13 \div 1,65$ lần.
- Trộn thêm đá học vào khối bê tông, biện pháp này không chỉ giảm được lượng xi măng mà còn giảm được nhiệt lượng toả ra trong thời gian thi công.
- Trộn thêm vật liệu thay thế một phần xi măng. Các loại vật liệu có thể dùng để pha trộn: tro hoả sơn, đất dialomic, đá vôi... Tỷ lệ thích hợp nhất giữa số hiệu xi măng và số hiệu bê tông là $2,0 \div 2,5$ lần. Nếu vượt quá 2,5 lần thì nên trộn thêm vật liệu khác nhưng cần chú ý rằng sau khi trộn thêm các vật liệu khác thì cường độ bê tông có giảm đi một trị số nhất định. Ví dụ trộn thêm 10% vật liệu khác thì cường độ bê tông giảm $5 \div 10\%$. Vì vậy nói chung liều lượng vật liệu trộn thêm không vượt quá $20 \div 30\%$ trọng lượng xi măng.
- Trộn thuốc hoá dẻo vào bê tông: do tác dụng lý hoá của chất đó với xi măng làm cho bê tông linh động hơn và kéo dài được thời gian ninh kết ban đầu, tạo điều kiện dễ dàng cho việc đổ và đầm bê tông. Do tính linh động của bê tông tăng mà có thể giảm được một phần lượng nước, nhờ vậy tăng được tính chống thấm của bê tông. Nếu dùng lượng thuốc hoá dẻo khoảng $0,2 \div 0,3\%$ lượng xi măng thì có thể tiết kiệm $8 \div 10\%$ lượng xi măng và cường độ tăng lên 15%.

Có thể tham khảo dùng liều lượng xi măng trong $1m^3$ bê tông không vượt qua các trị số sau: vùng giữa đập 160kG (số hiệu bê tông 150 B_2), vùng sát nền 230 $\div$ 240kG (số hiệu bê tông 200 B_{10}) vùng mép đập 240kG (số hiệu bê tông 200 B_8), mặt đập tràn 260kG nhưng cũng có thể cao hơn tùy thuộc vào lưu tốc dòng chảy; vùng có mực nước thay đổi 270kG (số hiệu bê tông 250 B_8) (theo quy định của Liên Xô cũ).

Vùng giữa của đập Grand-Diksans (Thụy Sĩ) lượng xi măng được dùng 140kG/ m^3 bê tông.

II. Phân khe trong đập bê tông trọng lực

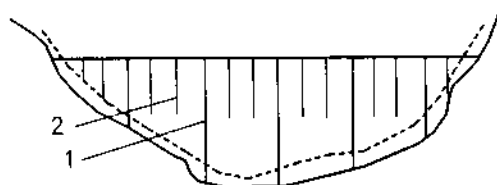
Để tránh nứt nẻ do biến dạng nhiệt hoặc do lún không đều gây ra, người ta thường chia đập thành những đoạn, chúng được nối với nhau bằng những khe, các khe này được gọi là các khe vĩnh cửu, nó tồn tại suốt trong quá trình làm việc của đập.

Khe vĩnh cửu có hai loại: khe lún và khe nhiệt độ (hình 8-22).

Các khe lún đặt cách nhau có thể tới $50 \div 60\text{m}$ tùy theo tính chất của nền. Khe lún cắt suốt chiều cao của đập, đảm bảo cho các đoạn đập làm việc độc lập nhau.

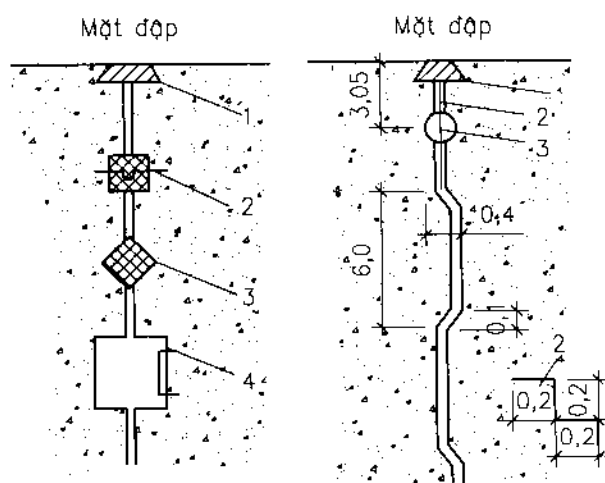
Khe nhiệt có thể chỉ cắt đến một độ sâu nhất định kể từ đỉnh đập. Khoảng cách giữa các khe phụ thuộc điều kiện khí hậu, nói chung khoảng $10 \div 15\text{m}$. Do ở cuối khe nhiệt nằm lưng chừng đập thường xuất hiện ứng suất tập trung rất lớn nên hiện nay thường không cấu tạo khe nhiệt riêng mà làm trùng với khe lún.

Khe lún có dạng phẳng hoặc dạng hình khớp (hình 8-23). Loại khe phẳng có cấu tạo đơn giản và được dùng khá phổ biến.



Hình 8-22: Sự phân bố khe lún và khe nhiệt độ

1- Khe lún, 2- Khe nhiệt độ



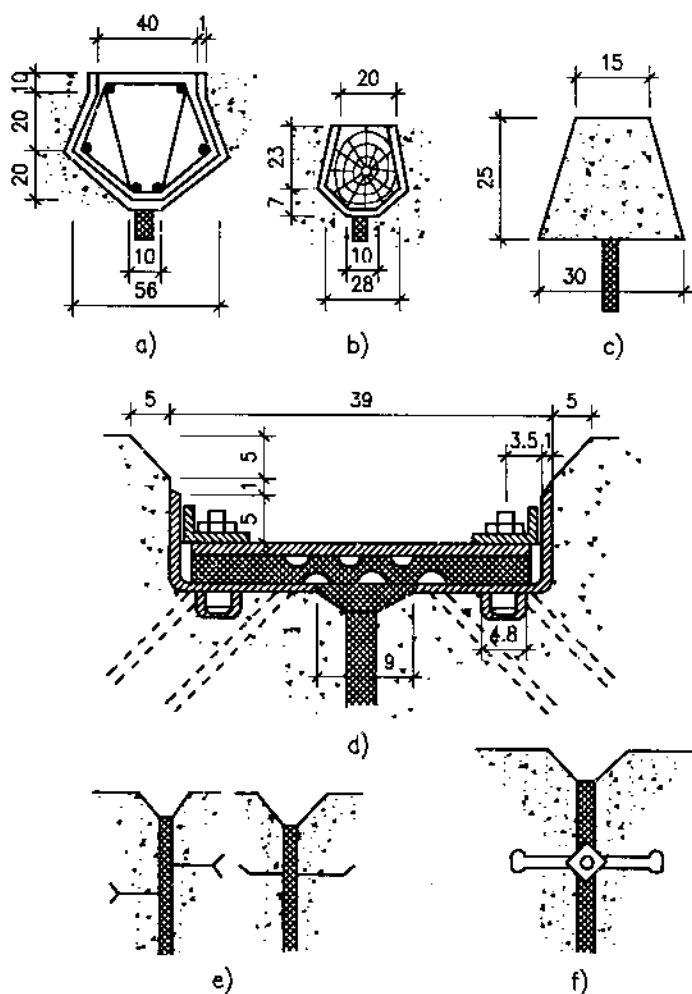
Hình 8-23: Cấu tạo khe lún

1- Nút chống thấm, 2- Tấm kim loại; 3- Giếng nhỏ chứa bitum, 4- Giếng thoát nước và kiểm tra

Cấu tạo của khe phải đảm bảo các yêu cầu: chống thấm tốt, hai đoạn đập sát nhau làm việc không ảnh hưởng lẫn nhau, cấu tạo đơn giản, đảm bảo bền vững.

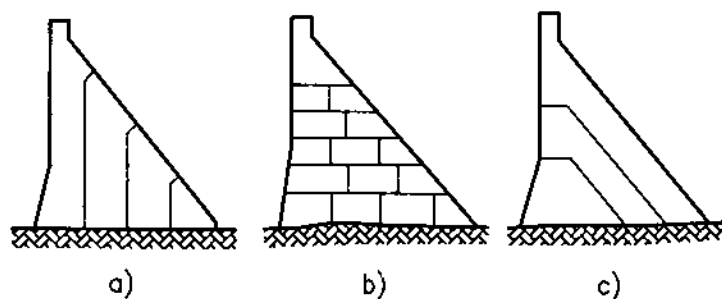
Thiết bị chống thấm trong khe gồm các lớp vật liệu không thấm nước và các giếng đúngm nhỏ chứa đầy bitum và thiết bị chắn nước. Vật chắn nước là những tấm kim loại mỏng (đồng, tôn, các tấm cao su đặc biệt và gần đây đã sử dụng chất pơlyme). Bitum được đổ đầy trong các giếng nhỏ và trong đó có đặt dây điện làm nóng bitum. Để chống thấm tốt phía mặt thượng lưu còn bố trí nút bê tông (hình 8-24).

Sau các giếng nhỏ chứa bitum nên bố trí giếng kiểm tra và sửa chữa khi cần thiết. Từ giếng kiểm tra đến mặt hạ lưu nên để trống đủ đảm bảo cho nước thoát tự do.



Hình 8-24: Các cấu tạo chống thấm của khe lún
a,b,c) Các loại nút chống thấm, d) Tấm cao su chống thấm
e, f) Bitum kết hợp tấm kim loại hoặc tấm cao su ở phía trong khe lún.

Ngoài các khe lún và khe nhiệt người ta còn làm các khe tạm thời trong thời gian thi công, sau khi đập được xây xong người ta tiến hành phụt vữa xi măng bịt kín các khe đảm bảo đập thành từng khối chỉnh thể. Các khe thi công thường được bố trí như ở hình (8-25).



Hình 8-25: Các hình thức khe thi công

Khe thẳng đứng (hình 8-25a) được sử dụng rộng rãi trong thực tế, khe hình dích dắc (hình 8-25b), thường chỉ dùng ở những đập không cao, loại khe hình 8-25c thường sử dụng ở những đập phân giai đoạn thi công, việc phụt vữa lấp kín các khe này phức tạp hơn loại khe thẳng đứng.

III. Cấu tạo đỉnh đập và thân đập

1. Đỉnh đập

Đỉnh đập phải cao hơn mực nước lớn nhất trong hồ. Ở những đập cao, để giảm khối lượng công trình, người ta làm tường chắn sóng phía thượng lưu. Khi đỉnh đập có yêu cầu giao thông thì dựa vào quy phạm giao thông để thiết kế mặt đường.

2. Thiết bị thoát nước và hành lang

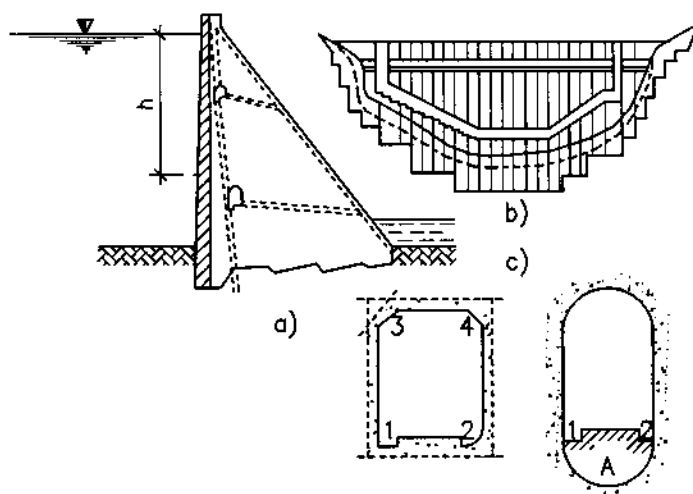
Thân đập cần có các đường ống để thoát nước thấm. Các ống này thường làm thẳng đứng, đường kính ống khoảng 15cm đặt cách nhau $1,5 \div 3,0\text{m}$, cách mặt thượng lưu đập $1/10 \div 1/12$ cột nước tác dụng lên đập và không nhỏ hơn 2m.

Các ống tập trung nước thường làm bằng bê tông xối. Nước thấm từ mặt thượng lưu được tập trung vào các ống thẳng đứng và dẫn xuống các hành lang để thoát xuống hạ lưu.

Để giảm áp lực thấm lên đáy đập, dọc trục đập sau màng chống thấm thường khoan $1 \div 2$ hàng lỗ để thoát nước, các lỗ khoan cách nhau $2 \div 5\text{m}$ nước thấm từ nền qua các lỗ khoan vào hành lang và tháo xuống hạ lưu.

Hành lang trong thân đập không chỉ để tập trung nước thấm trong thân đập và nền mà còn để đặt các thiết bị quan trắc và kiểm tra tình hình làm việc của đập. Hành lang sát nền thường dùng để khoan, phụt vữa màng chống thấm hoặc để khoan các lỗ thoát nước ở nền.

Kích thước hành lang phải đủ đảm bảo các yêu cầu cần thiết như đi lại, đặt các máy móc thiết bị cần thiết cho thi công và quản lý, thường lấy $1,5 \times 2,0\text{m} \div 3,5 \times 4,0\text{m}$. Khi đập cao có thể làm nhiều tầng hành lang, khoảng cách giữa các tầng thường $10 \div 15\text{m}$ theo chiều cao. Nước từ các ống tập trung nước chảy xuống các rãnh trong đường hầm rồi tháo về hạ lưu (hình 8-26c).



Hình 8-26: Hệ thống thoát nước thấm và hành lang
a, b) Hệ thống ống thoát nước và hành lang;
c) Các dạng hành lang.

§8.11. NỀN ĐẬP VÀ XỬ LÝ NỀN

I. Yêu cầu đối với nền đập trọng lực

Trong tiết này chỉ đề cập đến những đặc điểm của đập bê tông trọng lực trên nền đá. Đập bê tông trọng lực có trọng lượng bản thân lớn, nhất là đối với đập cao, do đó lực truyền xuống nền cũng lớn, vì vậy yêu cầu đối với nền cao hơn so với các loại đập bằng vật liệu tại chỗ, hoặc một số đập bê tông nhẹ khác. Nói chung nền của đập bê tông trọng lực phải thoả mãn các yêu cầu sau:

1. Cường độ đá nền phải chịu được tải trọng từ đập truyền xuống và không sinh biến dạng.
2. Khi chịu tải trọng không sinh lún không đều.
3. Chống trượt tốt.
4. Ít thấm nước và không bị xâm thực.
5. Đảm bảo tính chỉnh thể, ổn định, không có các hiện tượng địa chất cục bộ như sụt lở, sạt đất.

Tính chất của nền có ảnh hưởng quyết định đến hình thức kết cấu và cấu tạo của đập. Nói chung trong thực tế ít có loại nền tự nhiên đảm bảo được yêu cầu xây dựng mà thường phải tiến hành xử lý.

II. Xử lý và gia cố nền

Trước khi đổ bê tông thường phải bóc bỏ lớp phong hoá trên mặt nền. Mặt nền có thể làm phẳng hoặc hơi nghiêng về phía thượng lưu. Khi mặt nền quá nhấp nhô, chỗ cao thấp thay đổi đột ngột, cần sửa lại cho bằng phẳng để tránh phát sinh ứng suất tập trung. Ngoài việc xử lý mặt nền, tùy tình hình cụ thể của từng loại nền mà chúng ta có thể tiến hành gia cố và xử lý như sau:

1. Phụt vữa tạo màng chống thấm

Để giảm áp lực thấm dưới đáy đập và hạn chế lượng nước tổn thất qua nền, người ta thường tiến hành khoan lỗ và phụt vữa tạo màng chống thấm trong nền.

Màng chống thấm thường làm sát về phía thượng lưu, đường kính lỗ khoan vào khoảng $5 \div 15\text{cm}$. Độ sâu của hố khoan tùy thuộc yêu cầu chống thấm, thường yêu cầu lượng mất nước cho phép không quá $0,01 \div 0,05\text{l/ph}$. Theo kinh nghiệm thì độ sâu màng chống thấm có thể đạt tới $(0,5 \div 0,8)$ cột nước thấm, chiều dày của màng chống thấm phải đảm bảo độ dốc thấm lớn nhất qua màng chống thấm không vượt quá trị số cho phép được ghi ở bảng 8-1.

Độ dốc thấm qua màng chống thấm tại mặt cắt phía trên là lớn nhất, tại chỗ sâu nhất của màng chống thấm độ dốc thấm bằng không. Để tiết kiệm ta có thể làm màng chống thấm có độ dày thay đổi, phía trên có thể làm ba hàng lỗ khoan, phía

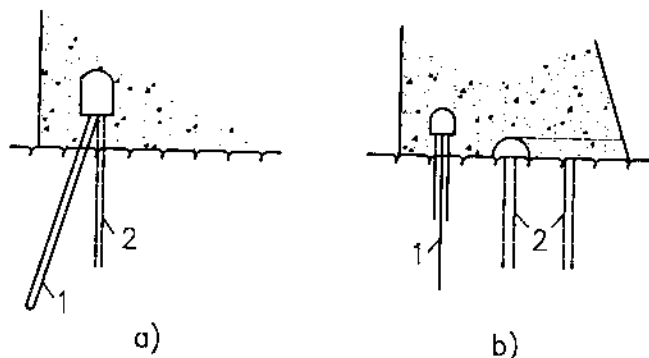
dưới có thể chỉ cần một hàng (hình 8-24b). Khoảng cách giữa các hàng tùy thuộc vào mức độ nứt nẻ của nền, thường từ $1,5 \div 2$ đến $3 \div 4$ m, trong mỗi hàng khoảng cách các lỗ khoan có thể lấy $2 \div 5$ m.

Bảng 8-1

Đặc trưng thấm nước của màng chống thấm		Độ dốc thấm cho phép [J]
Độ hút nước l/ph	Hệ số thấm cm/s	
0,05	1.10^{-4}	10
0,03	6.10^{-5}	15
0,01	2.10^{-6}	20

Hình 8-27: Sơ đồ màng chống thấm và thoát nước dưới đập

- a) Màng chống thấm xiên;
b) Màng chống thấm thẳng đứng
1- Màng chống thấm;
2- Thiết bị thoát nước.



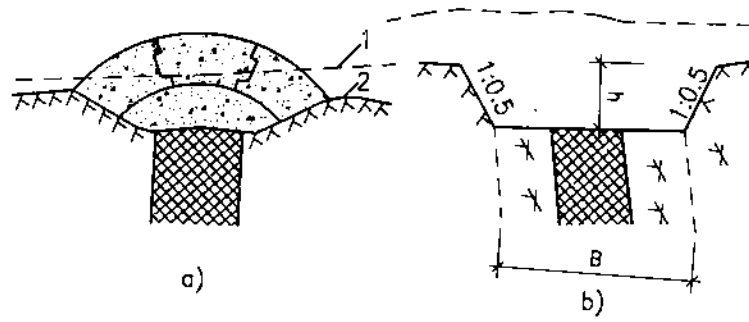
Vật liệu làm màng chống thấm có thể là vữa xi măng, vữa bitum, đất sét. Vật liệu tốt nhất để làm màng chống thấm là vữa xi măng, khi nước có tính ăn mòn nền thì mới dùng vữa bitum và trong trường hợp khi nền có những hang khe lớn thì có thể dùng vữa đất sét.

2. Phụt vữa gia cố nền

Để bảo đảm tính chỉnh thể của nền, tăng cường sự liên kết giữa đập và nền, nâng cao cường độ của nền, người ta tiến hành phụt vữa xi măng trên khắp diện tích mặt nền. Độ sâu các hố khoan phụ thuộc tính chất nứt nẻ và chất lượng nền, nói chung khoan nông hơn trong trường hợp làm màng chống thấm. Độ sâu phụt vữa gia cố có thể từ $5 \div 15$ m. Trên mặt bằng, các lỗ khoan có thể bố trí dạng chữ nhật, nhưng dạng hoa mai thường được dùng nhiều hơn.

3. Xử lý các lớp kẹp xấu

Trong trường hợp nền có những lớp kẹp xấu thẳng đứng, người ta có thể làm một lớp đệm bằng bê tông cốt thép dạng phẳng hoặc dạng vòm (hình 8-28a) để truyền lực xuống hai bên thành đá tốt, hoặc làm các nút bê tông (hình 8-28b) bịt kín.



Hình 8-28: Gia cố lớp kẹp xấu

§8.12. ĐẬP TRỌNG LỰC KHE RỖNG

Đập trọng lực khe rỗng là một trong những dạng cải tiến của đập trọng lực. Do có những khe rỗng lớn mà khối lượng của đập được giảm đi nhiều, áp lực thấm và áp lực đẩy nổi dưới đáy công trình cũng giảm đi rõ rệt (hình 8-29). Áp lực thấm trong trường hợp này chỉ tính trong phạm vi chiều dài b_1 . Trị số áp lực thấm ở đây có thể tính theo công thức:

$$W_{\phi}^k = 0,5\gamma H b_1 d \quad (8-57)$$

Đập trọng lực khe rỗng có thể làm theo dạng đập tràn nước hoặc không tràn nước. Đập thường được chia thành nhiều đoạn làm việc độc lập nhau, chiều dài mỗi đoạn khoảng 15 ÷ 20m.

Mặt cắt cơ bản của đập khe rỗng vẫn là dạng tam giác. Kích thước của các khe rỗng sơ bộ có thể xác định theo công thức:

$$0,5b_0ze = (W_{\phi} - W_{\phi}^k) / \gamma, \quad (8-58)$$

Trong đó:

W_{ϕ} - áp lực thấm trong trường hợp đập không có khe rỗng;

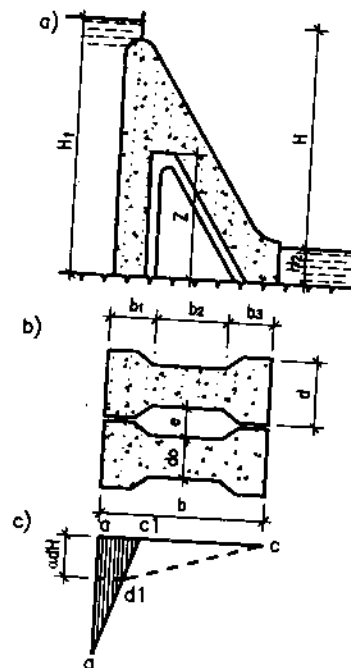
γ - dung trọng của nước;

W_{ϕ}^k - được tính theo công thức (8-57);

e - chiều rộng khe rỗng, có thể lấy từ 3 đến 9m, hoặc bằng $(0,15 \div 0,40)d$. Chiều rộng khe rỗng của đập Bratxkaia rộng 6m và $e/d = 0,27$.

Các ký hiệu khác xem hình (8-29).

Khoảng cách từ mặt đập thượng lưu đến điểm bắt đầu của khe rỗng bằng $(0,4 \div 1)d$.



Hình 8-29: Sơ đồ đập khe rỗng

a) Mặt cắt ngang đập;

b) Mặt bằng (sát đáy);

c) Biểu đồ áp lực thấm lên đáy.

Khi kiểm tra ổn định của đập khe rỗng, thường tính cho cả đoạn đập, về nguyên lý không khác với việc tính ổn định của đập bê tông trọng lực.

Để tính toán các thành phần ứng suất ta có thể phân ra hai trường hợp.

Khi chiều rộng khe rỗng không lớn $e/d = 0,1 \div 0,2$ ta có thể tính toán tương tự như một đập trọng lực có chiều dài $d_0 = d - e$, khi đó áp lực thủy tĩnh tác dụng lên một đơn vị

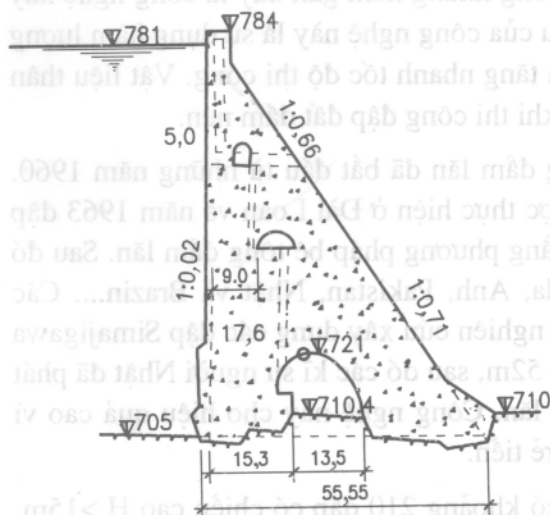
chiều rộng đoạn đập bằng $p_0 = \frac{d}{d_0} p$, ở đây $p = \gamma h$.

Khi độ rộng khe rỗng lớn hơn, các thành phần ứng suất có thể tiến hành tính toán như đập to đầu (xem chương 9).

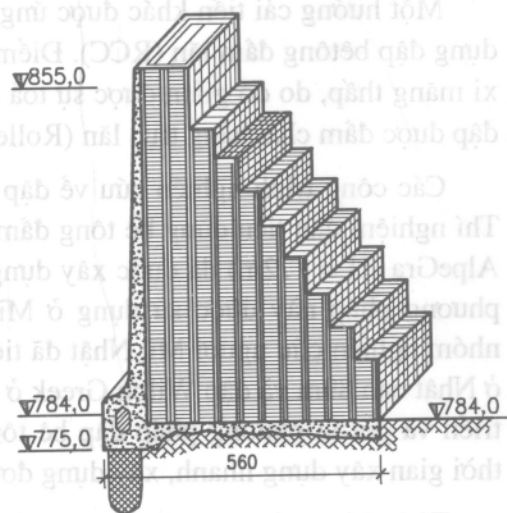
Nhược điểm cơ bản của đập khe rỗng là khó tiến hành tháo nước qua các phần bê tông đang xây dựng như ở đập bê tông trọng lực, mà thường phải làm các lỗ tháo nước trong các đoạn đập. Phải dùng nhiều ván khuôn, do đó làm tăng giá thành đơn vị của bê tông 5 ÷ 10%. Tuy nhiên khối lượng bê tông của đập khe rỗng tiết kiệm được từ 7 ÷ 15%, vốn đầu tư tiết kiệm 5 ÷ 10% so với đập bê tông trọng lực. Vì vậy đập khe rỗng vẫn là hình thức kết cấu kinh tế và hợp lý, hiện nay được sử dụng rộng rãi.

§8.13. CÁC HÌNH THỨC ĐẬP TRỌNG LỰC CẢI TIẾN KHÁC

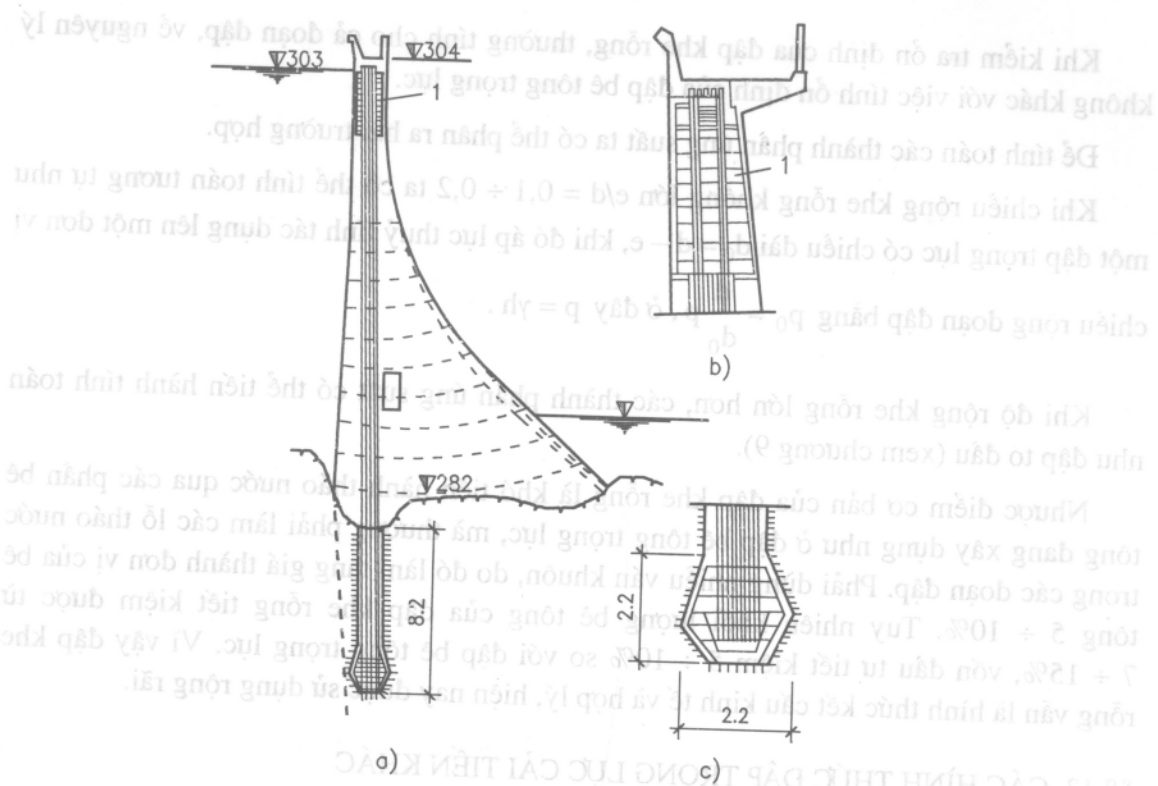
Đập bê tông trọng lực có nhược điểm là thể tích lớn, tốn nhiều bê tông và không tận dụng hết cường độ của vật liệu, nhất là phần giữa đập. Để khắc phục tình trạng đó, người ta đã đề ra nhiều biện pháp, trong đó có biện pháp cải tiến kết cấu đập nhằm giảm khối lượng bê tông xây đập. Ngoài hình thức đập khe rỗng, người ta còn dùng các loại khác như đập có lỗ khoét lớn hướng dọc đập và nằm sát chân đập (hình 8-30), đập trọng lực lắp ghép kiểu ngăn hộp để đổ thêm các vật liệu rẻ tiền (hình 8-31) và đập trọng lực có ứng suất trước (hình 8-32)....



Hình 8-30: Đập trọng lực có lỗ khoét lớn



Hình 8-31: Đập trọng lực lắp ghép kiểu ngăn hộp



Hình 8-32: Đập trọng lực ứng suất trước

a) Mặt cắt ngang; b) Phần đỉnh đập; c) Phần nền trong nền

Ưu điểm lớn của các hình thức đập trọng lực cải tiến này là: giảm khá nhiều khối lượng bê tông (có thể giảm từ 20 ÷ 70%), giảm vốn đầu tư, ngoài ra tốc độ thi công các loại đập này cũng nhanh hơn và điều kiện toả nhiệt của bê tông trong quá trình thi công cũng thuận lợi hơn so với đập bê tông trọng lực.

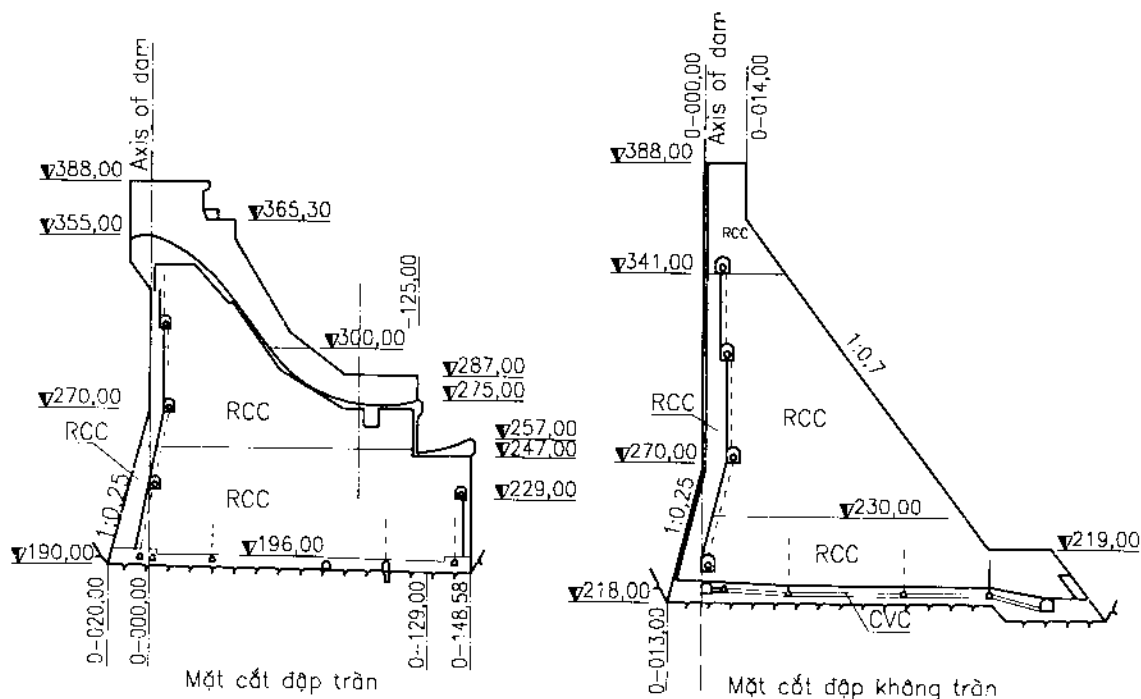
Một hướng cải tiến khác được ứng dụng trong những năm gần đây là công nghệ xây dựng đập bê tông đầm lăn (RCC). Điểm cốt yếu của công nghệ này là sử dụng hàm lượng xi măng thấp, do đó giảm được sự toả nhiệt và tăng nhanh tốc độ thi công. Vật liệu thân đập được đầm chặt bằng trục lăn (Roller) như khi thi công đập đất đầm nén.

Các công trình nghiên cứu về đập bê tông đầm lăn đã bắt đầu từ những năm 1960. Thí nghiệm đầu tiên dùng bê tông đầm lăn được thực hiện ở Đài Loan và năm 1963 đập AlpeGra (H = 172m) đã được xây dựng ở Ý bằng phương pháp bê tông đầm lăn. Sau đó phương pháp này được sử dụng ở Mĩ, Canada, Anh, Pakistan, Nhật và Brazil.... Các nhóm nghiên cứu người Mĩ, Nhật đã tiến hành nghiên cứu xây dựng các đập Simajigawa ở Nhật cao 89m và đập Wilon Greek ở Mỹ cao 52m, sau đó các kĩ sư người Nhật đã phát triển và gọi là phương pháp đập bê tông đầm lăn. Công nghệ này cho hiệu quả cao vì thời gian xây dựng nhanh, xây dựng đơn giản, rẻ tiền.

Tính đến cuối năm 1998 trên thế giới đã có khoảng 210 đập có chiều cao $H > 15\text{m}$, được xây dựng bằng công nghệ bê tông đầm lăn trong đó có 9 đập vòm. Mãi đến năm 1978

Trung Quốc mới áp dụng kỹ thuật RCC sau đó đã nghiên cứu cải tiến và phát triển nâng cao, mở ra được công nghệ xây dựng các đập cao. Hiện nay Trung Quốc đã và đang xây dựng 46 đập loại này, trong đó có đập Shapai có chiều cao $H = 129\text{m}$ (2001) và là nước đứng đầu thế giới. Nhật là nước đứng thứ nhì, có 40 đập bê tông đầm lăn.

Tương tự như đập bê tông trọng lực, đập bê tông đầm lăn cũng có thể dùng để tràn nước và không tràn nước (xem hình 8-33).



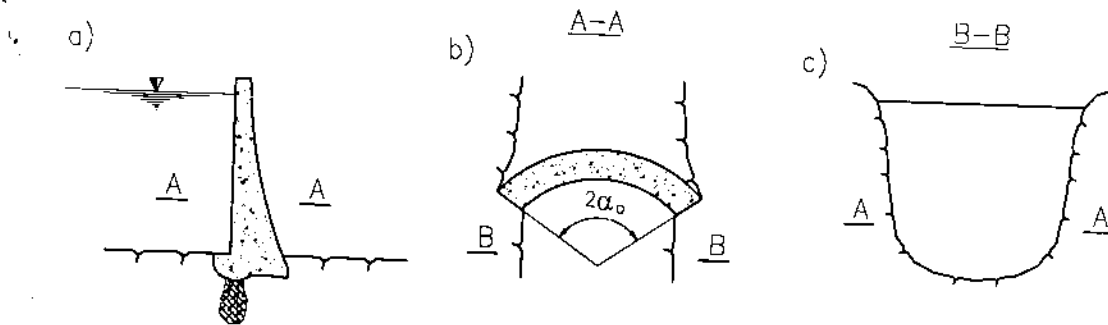
Hình 8-33: Mặt cắt ngang đập bê tông đầm lăn Long Than (Trung Quốc)

Chương 9

ĐẬP VÒM

§9.1. KHÁI QUÁT

Đập vòm là một loại đập dâng chắn nước, thường làm bằng bê tông. Theo các mặt cắt nằm ngang, đập là những vòng vòm, chân tựa vào hai bờ (hình 9-1). Dưới tác dụng của ngoại lực như áp lực nước, bùn cát... đập ổn định nhờ sự chống đỡ ở hai bờ. Do vậy yêu cầu địa chất nơi xây dựng đập vòm phải tốt; thường là đá rắn chắc. Đá thường yêu cầu có ứng suất nén cho phép $[R]_n \geq 100 \div 120 \text{ kG/cm}^2$.



Hình 9-1: Sơ đồ đập vòm
a) Mặt cắt ngang; b) Mặt bằng; c) Chính diện

I. Đặc điểm của đập vòm

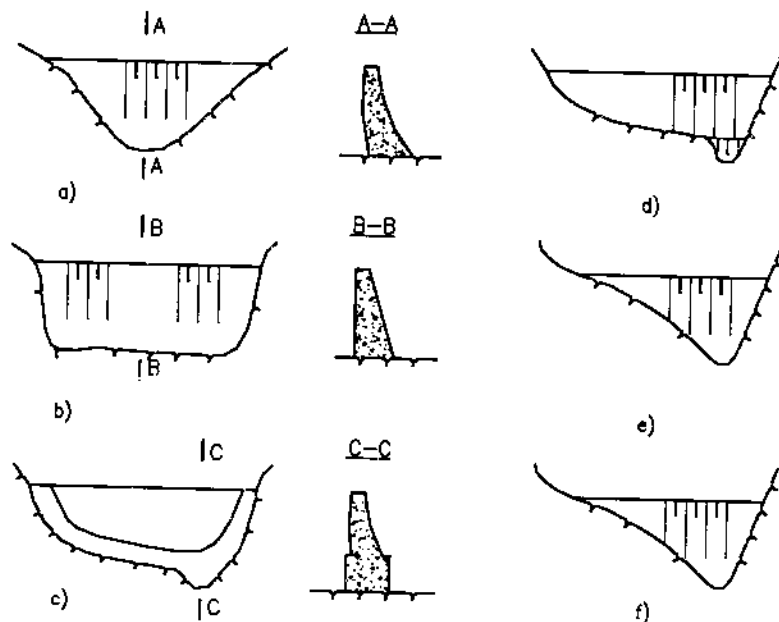
Do tính chất nêu trên nên đập vòm có các đặc điểm sau:

1. Dựa vào sự chống đỡ của hai bờ để giữ ổn định nên đập có thể khá mỏng. So với đập bê tông trọng lực, chiều dày đáy đập vòm giảm từ $(2 \div 4)$ lần, thậm chí có thể $(6 \div 8)$ lần hoặc hơn thế.
2. Do đập mỏng nên áp lực thấm tác dụng lên đập rõ ràng cũng giảm đi rất nhiều. Tuy nhiên gradien thấm sẽ tăng lên. Vì vậy cần chú ý xử lý hiện tượng này: như phụt màng xi măng chống thấm ở nền đập.
3. Phát huy được khả năng làm việc của vật liệu thân đập. Bê tông là loại vật liệu chịu nén tốt, trong khi đó vòm chủ yếu xuất hiện ứng suất nén. Đây là ưu điểm lớn của đập vòm. Thường ứng suất nén trong đập vòm $(35 \div 50) \text{ kG/cm}^2$, có nhiều đập đã cho phép đạt đến $(90 \div 100) \text{ kG/cm}^2$, đôi khi còn lớn hơn. Còn ứng suất kéo khoảng $(1,1 \div 1,3) \text{ kG/cm}^2$.

4. Trong đập vòm sự thay đổi nhiệt độ, sự co rút của bê tông là điều hết sức cần chú ý, vì ảnh hưởng đáng kể đến khả năng chịu lực của đập (gây ứng suất kéo). Chính vì vậy khi xây dựng đập vòm, người ta thường chừa lại các khe thẳng đứng, chờ khi nhiệt độ ngoài trời hạ thấp mới lấp kín khe, tạo thành đập vòm liền khối.

5. Ngoài yêu cầu về địa chất tốt để giữ ổn định và chịu lực khá lớn ở chân vòm, về địa hình cũng có ảnh hưởng rõ rệt đến khả năng xây dựng đập.

Lòng sông có mặt cắt chữ V (hình 9-2a) là trường hợp địa hình lý tưởng nhất để xây dựng đập vòm. Ở dưới sâu, vòm chịu áp lực lớn, song nhịp vòm lại nhỏ. Vì vậy tình hình chịu lực của các lớp vòm là tương đối đồng đều. Trong trường hợp này có thể xây dựng được đập vòm cao mà chiều dày vòm không lớn.



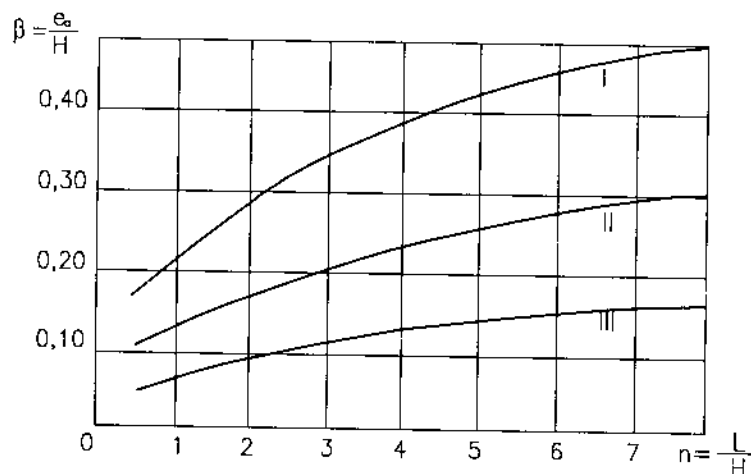
Hình 9-2: Một số dạng lòng sông có thể xây dựng đập vòm.

Tiếp theo đến loại mặt cắt lòng sông dạng hình thang, hình chữ U (hình 9-2b). Tuy nhiên trong một số trường hợp địa hình phức tạp người ta vẫn xử lý để xây dựng được đập vòm, như toàn bộ phần sát nền xử lý tạo thành đế có chiều dày lớn, xem như phần đỡ tỷ của vòm (hình 9-2c), hoặc xử lý phân thu hẹp ở đáy sông như đập bê tông trọng lực, còn phần trên là đập vòm (hình 9-2d), xử lý ở một bên bờ (dùng đập bê tông trọng lực), để giảm khẩu độ vòm và tạo cho vòm làm việc đối xứng (hình 9-2e), hoặc xử lý cả 2 bên bờ (hình 9-2f).

Gọi n là hệ số hình dạng, biểu thị tỷ số giữa chiều dài L trên đỉnh đập với chiều cao đập H ($n = L/H$), thường khi $n < 3 \div 3,5$ là điều kiện làm đập vòm kinh tế. Nếu $n < 1,5 \div 2$ cho phép làm các đập vòm khá mỏng. Tuy nhiên trong một số điều kiện xây dựng cụ thể, ngày nay tỷ số này có nơi đã cho phép lựa chọn lớn hơn nhiều. Ví dụ đập

Pevodikador có $n = 7,5$, đập Mullenribu $n = 10$. Theo tài liệu thống kê của 69 đập vòm cao trên thế giới, cho thấy chiều dày đập chịu ảnh hưởng của hệ số hình dạng n .

Gọi $\beta = \frac{e_0}{H}$ (e_0 là chiều dày đáy đập, H là chiều cao đập) thì $\beta = f(n)$ có thể tham khảo biểu đồ hình (9-3).



Hình 9-3: Quan hệ $\beta - n$
I - Giới hạn trên, II - Giá trị trung bình, III - Giới hạn dưới

II. Phân loại đập vòm

1. Theo chiều dày đập

- Đập vòm mỏng: khi $\beta = \frac{e_0}{H} < 0,2$.
- Đập có độ dày trung bình hay gọi là đập vòm - trọng lực $\beta = 0,2 \div 0,35$.
- Đập vòm dày hay đập trọng lực - vòm: $\beta = 0,35 \div 0,65$.

2. Theo chiều cao đập

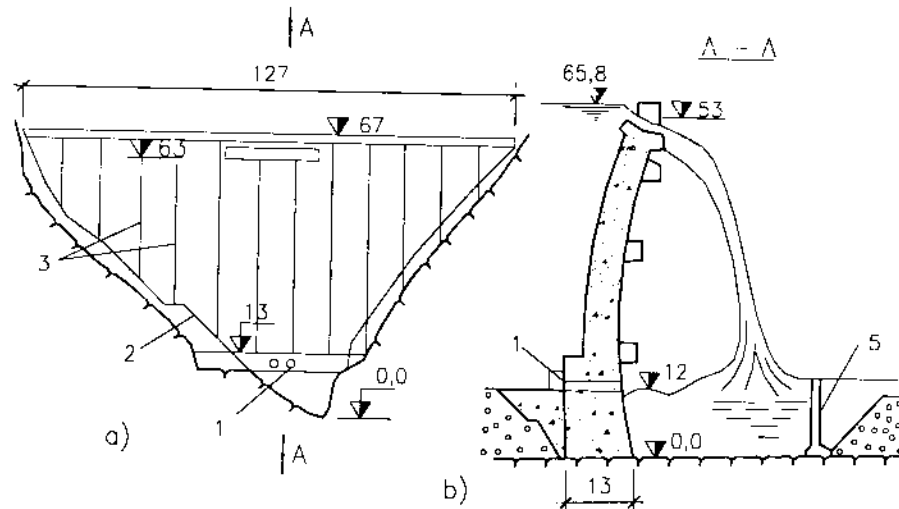
- Đập vòm thấp: khi $H < 25m$.
- Đập vòm cao trung bình: khi $25m \leq H \leq 75m$.
- Đập vòm cao: khi $H \geq 75m$.

3. Theo chế độ làm việc

- Đập vòm dâng chắn nước.
- Đập vòm cho nước tràn trên đỉnh. Đập Lazanuan (hình 9-4) là một đập vòm có ba khoang tràn nước ở trên đỉnh và hai lỗ xả đáy. Đập cao 67m được xây dựng ở Liên Xô.

Thông thường lưu lượng đơn vị tràn qua đập $q = 5 \div 20m^3/s.m$. Khi lưu lượng đơn vị lớn hơn và đập cao, áp lực mạch động lớn gây chấn động thân đập, đồng thời tiêu năng ở

hạ lưu cũng phức tạp. Trường hợp này cần kết hợp với thí nghiệm mô hình để lựa chọn cấu tạo đập hợp lý. Ngoài ra người ta còn có thể bố trí đường ống dẫn nước ngay trong thân đập vòm để đưa nước vào tuốc bin của nhà máy thủy điện. Đập Tsircâyxaia (hình 9-5) cao 236m ở Liên Xô là một ví dụ.

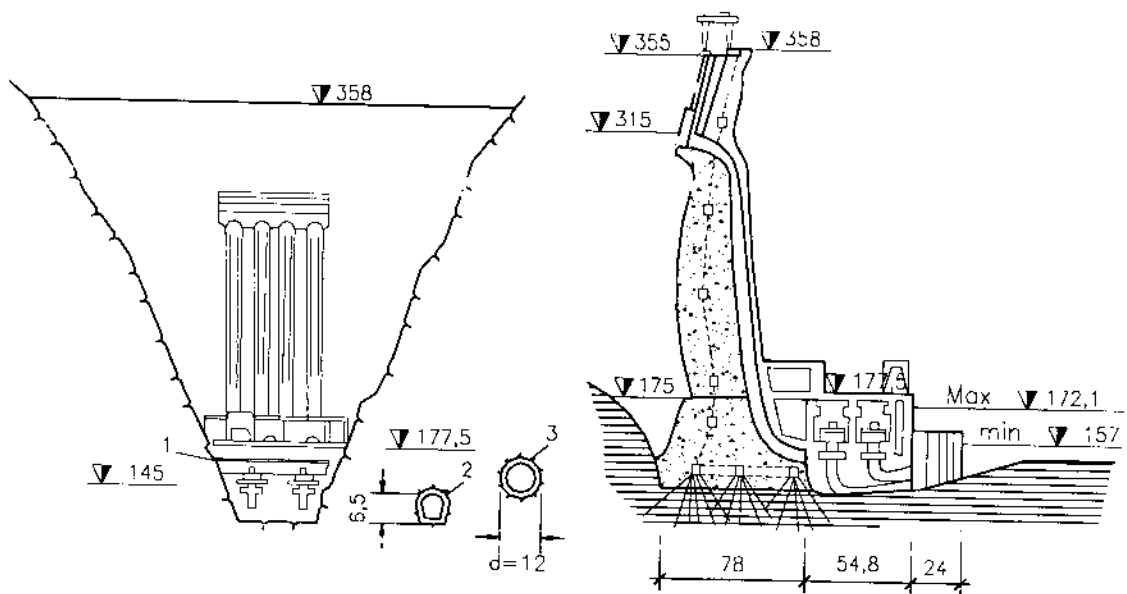


Hình 9-4: Đập vòm tràn nước Lazanuan (Liên Xô)

a) Chính diện thượng lưu; b) Cắt ngang đáy đập.

1- Ống xả đáy; 2- Mặt nền tự nhiên; 3- Khe lún và nhiệt độ;

4- Lưới chắn rác; 5- Tường tiêu năng (cao 14m).



Hình 9-5: Đập Tsircâyxaia (Liên Xô) cao 236m

1- Nhà máy thủy điện; 2- Đường hầm xả lũ thi công; 3- Đường hầm xả lũ khai thác.

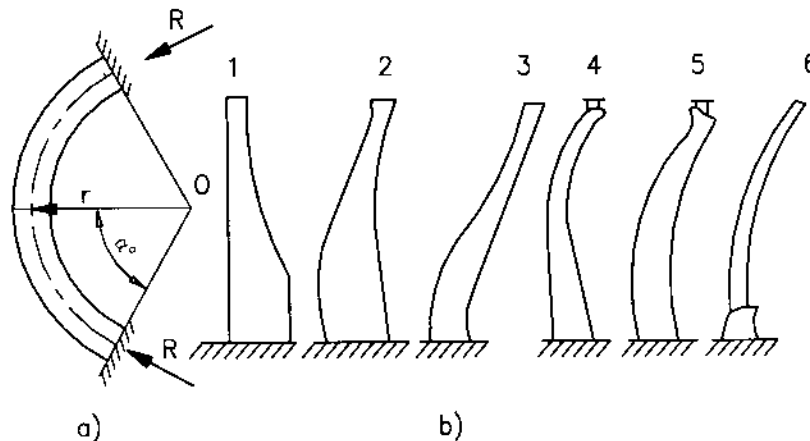
4. Theo vật liệu xây dựng

- Đập vòm đá xây;
- Đập vòm bê tông;
- Đập vòm bê tông cốt thép.

Đập vòm bằng đá thường là đập rất thấp, phần lớn các đập vòm đều bằng bê tông và bê tông cốt thép.

5. Theo hình dạng mặt cắt đứng

Bao gồm nhiều loại hình khác nhau (hình 9-6): đập có mặt thượng lưu thẳng đứng, đập uốn cong một chiều, cong hai chiều. Loại nói sau có tình hình phân bố lực theo hướng nằm ngang và thẳng đứng (bài toán không gian) tương đối hợp lý, vì vậy có thể giảm được chiều dày của đập.



Hình 9-6: Các dạng mặt cắt đập vòm
a) Mặt cắt nằm ngang; b) Mặt cắt thẳng đứng

1. Đập Tin ($H = 180\text{m}$; $e_0 = 44,5\text{m}$; $L/H = 1,63$);
2. Đập Mori ($H = 65\text{m}$; $e_0 = 18\text{m}$; $L/H = 2,86$);
3. Đập Ansanhe ($H = 75\text{m}$; $e_0 = 11\text{m}$; $L/H = 3,07$);
4. Đập Val Galina ($H = 92\text{m}$; $e_0 = 11,2\text{m}$; $L/H = 2,48$);
5. Đập Ozileta ($H = 77\text{m}$; $e_0 = 10,8\text{m}$; $L/H = 2,91$);
6. Đập Abu Senâyna ($H = 335\text{m}$, mới thiết kế);

6. Theo mặt bằng

Bao gồm các loại: đập có bán kính không đổi, có góc trung tâm không đổi, có góc trung tâm và bán kính thay đổi.

- Đập vòm có bán kính không đổi (hình 9-7): đơn giản, dễ thi công nhất. Các bán kính ngoài bằng nhau, nên mặt thượng lưu đập là mặt trụ tròn thẳng đứng.

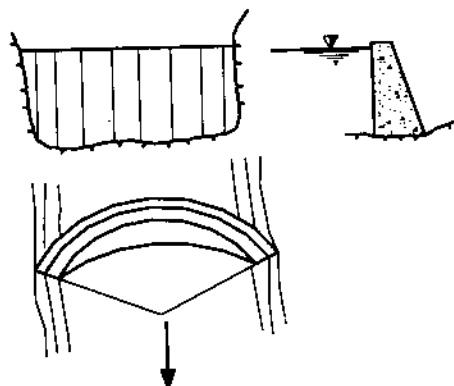
Do mặt cắt sông có dạng chữ U, nên bán kính trong và góc ở tâm không khác nhau mấy, bằng khoảng $125 \div 140^\circ$.

Khi lòng sông càng xuống sâu càng thu hẹp như mặt cắt hình thang nếu giữ tâm vòm không đổi thì góc trung tâm sẽ khá nhỏ, không kinh tế. Để bổ khuyết có thể dùng loại có tâm và bán kính ngoài không thay đổi, còn tâm và bán kính trong thay đổi từ trên xuống dưới (hình 9-8).

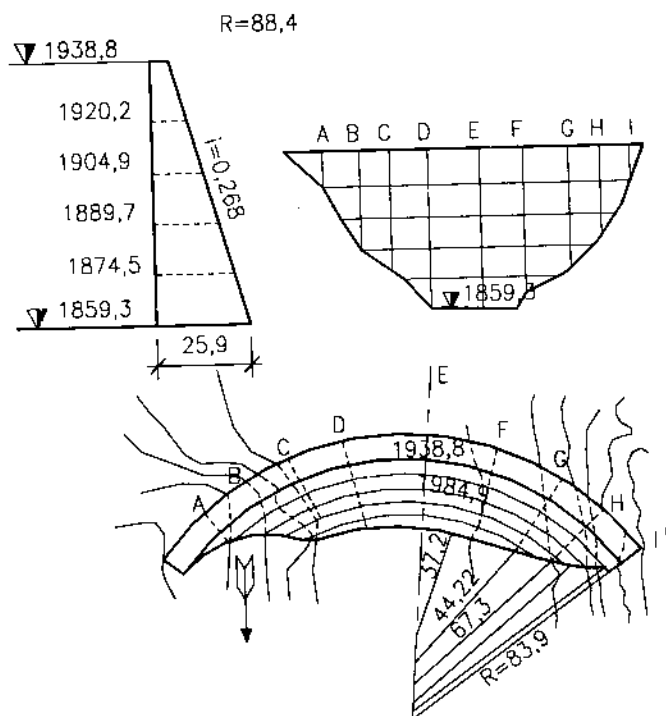
- Đập vòm có góc trung tâm không đổi (hình 9-9): Trong trường hợp lòng sông có dạng chữ V, việc giữ góc trung tâm không thay đổi (hoặc thay đổi rất ít) sẽ kinh tế. Trường hợp này tâm và bán kính vòm sẽ thay đổi theo cao trình đập.

Một đập vòm có góc trung tâm không đổi có kết hợp với các đoạn đập trọng lực và đập đất được thể hiện trên hình 9-10.

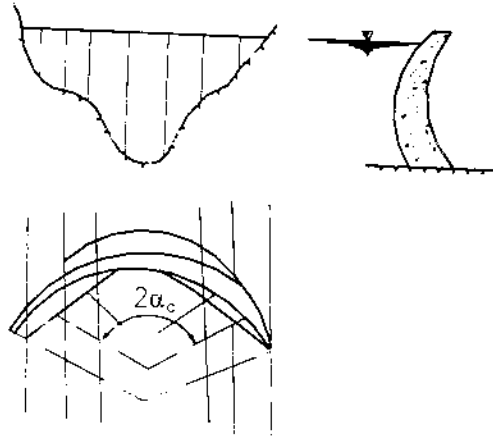
- Đập vòm có góc trung tâm và bán kính thay đổi. Loại này thích ứng với mọi loại mặt cắt lòng sông thiên nhiên, để đạt mặt cắt kinh tế. Ứng suất của đập dễ khống chế trong phạm vi cho phép.



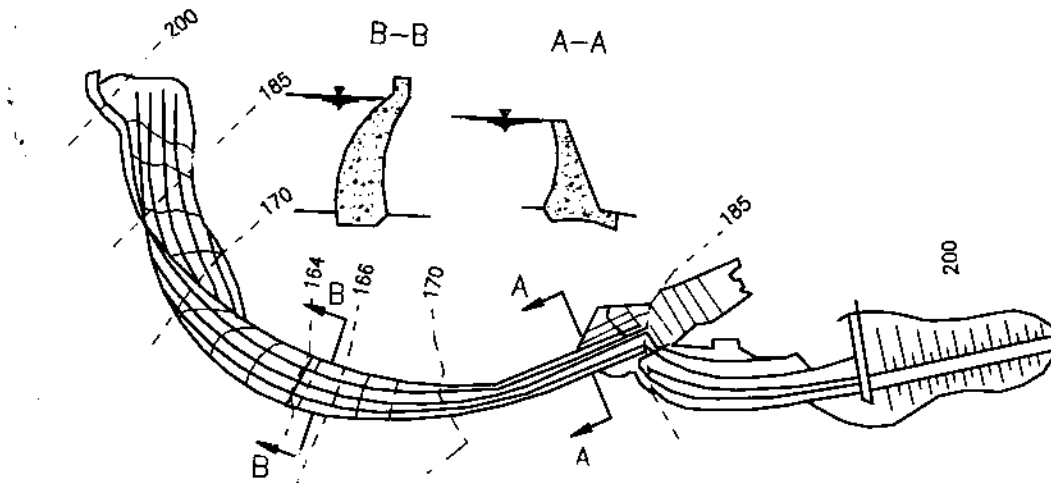
Hình 9-7: Đập vòm có bán kính không đổi



Hình 9-8: Đập vòm có tâm và bán kính trong thay đổi



Hình 9-9: Đập vòm có góc ở tâm không thay đổi



Hình 9-10: Đập vòm góc trung tâm không đổi có kết hợp phần đập trọng lực và đập đất

III. Vài nét về tình hình phát triển đập vòm

Đập vòm đầu tiên trên thế giới được làm bằng đá xây. Đó là đập Ponte Alto ở Ý xây dựng năm 1611. Bán kính cong của đập là 15m, đập cao 5m. Một vài đập khác xây dựng ở Tây Ban Nha như đập Almansa, đập Elkhel. Đập Zolia cao 38m, xây dựng năm 1843 ở Pháp. Đập Ber Velli cao 15m, xây năm 1884. Các đập trên cũng đều bằng đá xây.

Ở thế kỷ 20, đập vòm được phát triển và xây dựng nhiều ở châu Âu và châu Mỹ, do vật liệu xi măng được sản xuất nhiều, đồng thời kỹ thuật tính toán thiết kế, thí nghiệm mô hình đã đạt tới những trình độ cao.

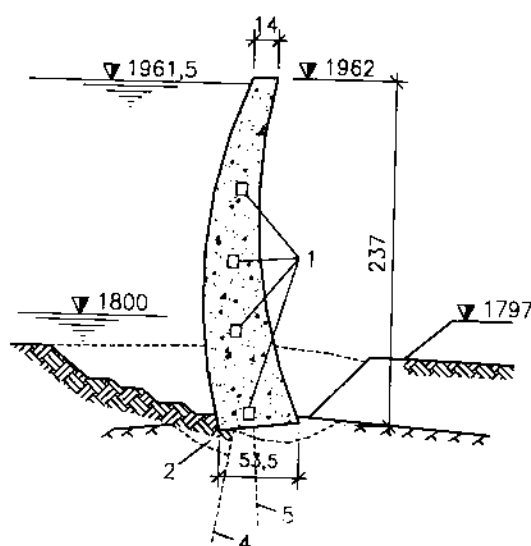
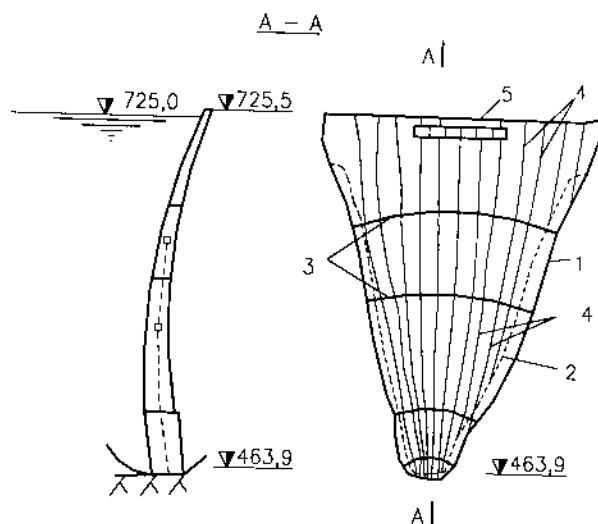
Ngày nay nhiều đập vòm đã được thiết kế, xây dựng có chiều cao tới 100 ÷ 300m.

Đập Vaiont đã xây dựng ở Ý có chiều cao lớn nhất. Đập cao 266m (hình 9-11). Chiều dày ở đỉnh $e_d = 3,9m$, chiều dày đáy $e_0 = 23m$. $L/H = 0,71$. Trên đỉnh đập có bố

trí 10 khoang tràn nước, chiều rộng mỗi khoang là 6,6m, cột nước tràn $H = 1\text{m}$ với lưu lượng tháo là $140\text{m}^3/\text{s}$.

Đập Mavudaden ở Thụy Sĩ, xây dựng năm 1958 cao 237m, $L/H = 2,26\text{m}$, $e_d = 14\text{m}$, $e_0 = 53,5\text{m}$ (hình 9-12).

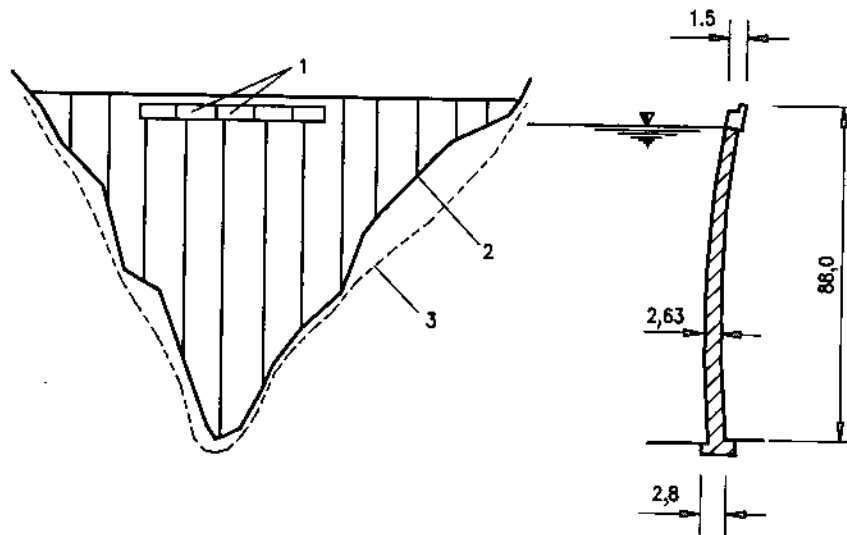
Hình 9-11: Đập vòm Vaiont cao 266m (Ý)
1- Đáy đập; 2- Khe chu vi; 3- Khe thi công nằm ngang; 4- Khe đứng; 5- Đường tràn



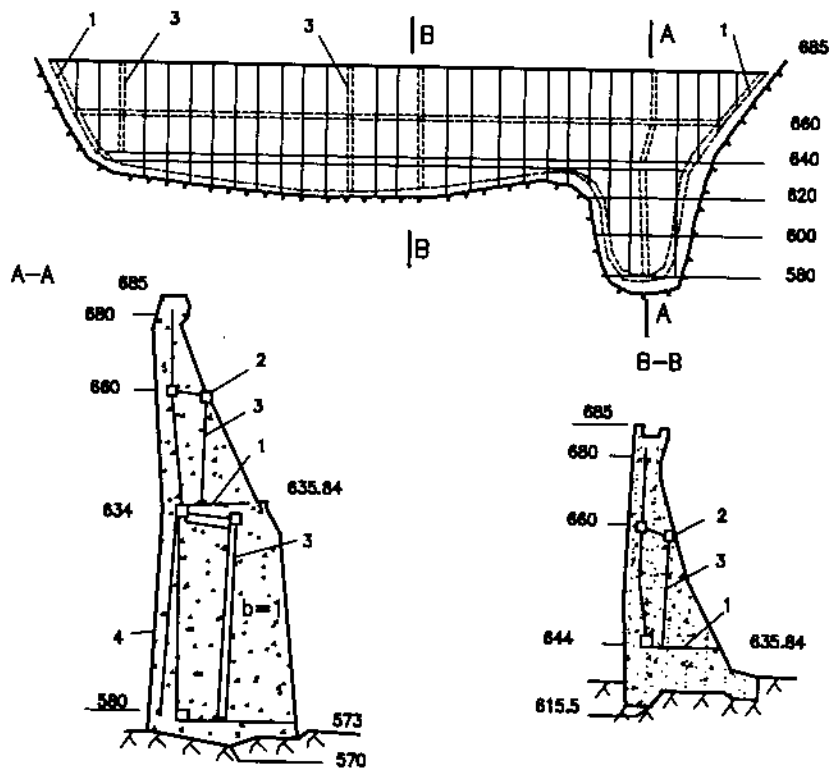
Hình 9-12: Đập Mavudaden cao 237m (Thụy Sĩ)
1- Hành lang; 2, 3- Vùng xử lý phụt xi măng; 4- Màng chống thấm; 5- Thoát nước nền.

Đập Tola xây dựng năm 1961 ở Pháp là một đập nổi tiếng về độ mỏng của thân đập so với chiều cao (hình 9-13); chiều cao đập $H = 88\text{m}$, chiều dày trên đỉnh $e_d = 1,50\text{m}$, ở đáy $e_0 = 2,0\text{m}$, ở $1/3$ chiều cao đập $e = 2,43\text{m}$. Nơi phải xử lý làm chân đế chiều dày lớn nhất $e_{\max} = 4,2\text{m}$. Như vậy $\beta = \frac{e_0}{H} = 0,023 \div 0,048$ và $\frac{L}{H} = 1,36$.

Đập vòm có trị số L/H khá lớn như đập Pevedi Kadon xây dựng ở Ý năm 1950 có $L/H = 7,45$, chiều dày đỉnh $e_d = 6\text{m}$, chiều dày ở sát nền $e_0 = 26,2\text{m}$, (hình 9-14).



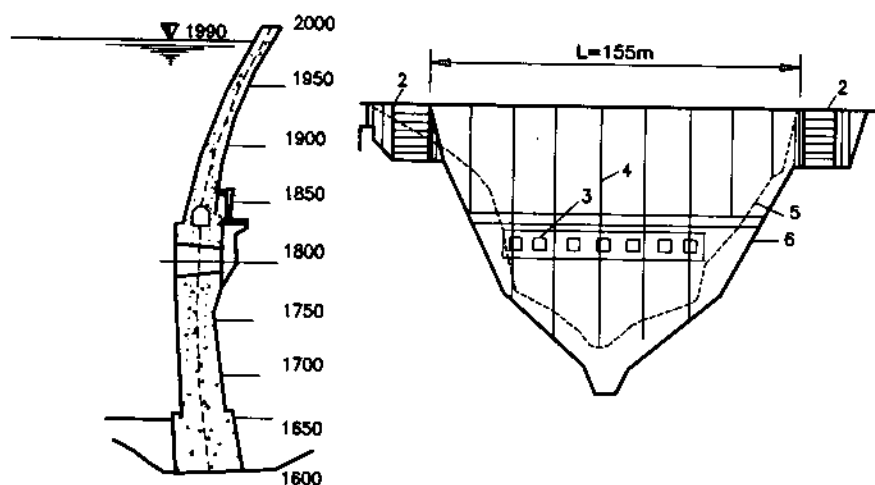
Hình 9-13: Đập vòm Tola cao 88m (Pháp)
 1- Đường tràn; 2- Mặt cắt nền tự nhiên; 3- Đường viền đáy đập



Hình 9-14: Đập vòm Pevedi Kadon cao 112m (Ý)
 1- Khe chu vi; 2- Hành lang; 3- Giếng đứng; 4- Ống thoát nước.

Đập Mulen Ribu ở Pháp cao 16,2m, có $L/H = 10$. Năm 1958 Liên Xô (cũ) đã xây dựng đập vòm Inguri cao 272m. Ở Xudăng đã thiết kế đập vòm Abu Sênâyna cao 335m (hình 9-6).

Đập Baunderi ở Mỹ (hình 9-15) là một đập vòm có bố trí tháo lũ qua đỉnh và lỗ đáy khá lớn. Đập cao 117m chiều dày ở đỉnh $e_d = 2,4\text{m}$, chiều dày đáy $e_0 = 10\text{m}$. Khối lượng bê tông xây dựng 84000m^3 , $e_0/H = 0,085$. Đập có hai lỗ tháo nước ở trên mặt ở hai phía vai đập, có kích thước $15,3 \times 14\text{m}$ tháo lưu lượng $3060\text{m}^3/\text{s}$; bảy lỗ tháo đáy có kích thước lỗ $5,2 \times 6,4\text{m}$, tháo được lưu lượng $7140\text{m}^3/\text{s}$.



Hình 9-15: Đập vòm Baunderi cao 117m (Mỹ)

1- Đáy sông; 2- Tràn van cung $15,3 \times 14\text{m}$; 3- Lỗ xả sâu $5 \times 6,4\text{m}$;

4- Khe thi công; 5- Khe chu vi; 6- Đáy đập

Trung Quốc là một trong những nước xây dựng nhiều đập vòm. Năm 1998 đã xây xong đập Ertan cao 240m, chiều rộng đáy $b = 55,74\text{m}$. Lưu lượng lũ tháo qua đập $Q_{\max} = 23900\text{m}^3/\text{s}$.

Ở Việt Nam hiện đang thiết kế đập Nậm Chiến cao 130m. Một số đầu mối thủy điện khác (Huội Quảng, Bản Chát...) cũng có nhiều khả năng xây đập vòm.

§9.2. PHÂN TÍCH ỔN ĐỊNH CỦA ĐẬP VÒM

Ổn định của đập vòm chủ yếu dựa vào sự chống đỡ của khối đá chân vòm.

Tuy đập là một kết cấu không gian chỉnh thể, nhưng sự ổn định của nền cần phải kiểm tra ở những nơi xung yếu. Khi nền có các vùng cục bộ kém ổn định thì sẽ gây ra biến hình phá hoại toàn thân đập. Vì vậy trong thiết kế cần kiểm tra bảo đảm ổn định cục bộ và toàn khối.

I. Tính toán ổn định cục bộ chân vòm

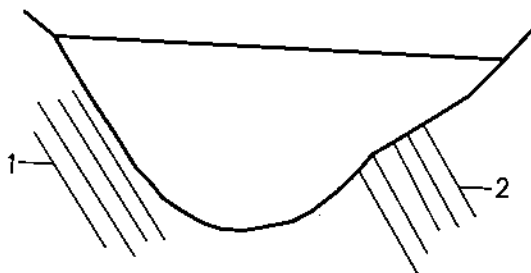
1. Xét khả năng mặt trượt

Nói chung khi nền là đá tốt, khả năng ổn định rất cao. Một số trường hợp có thể dẫn đến mất ổn định là do đoạn tầng, khe nứt... Vì vậy để phán đoán vị trí, phương trượt cần

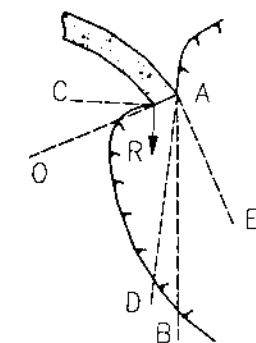
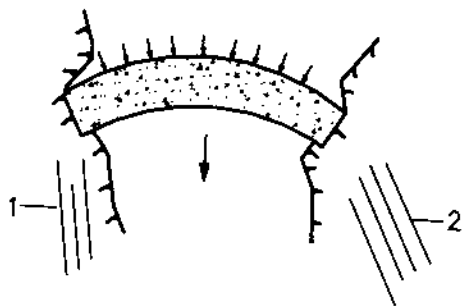
nằm vững về tình hình nứt nẻ, đoạn tăng ở tuyến xây dựng. Xét ví dụ hình 9-16: tuy cùng có khe nứt, song có loại ảnh hưởng có loại không ảnh hưởng tới ổn định trượt.

Để phán đoán khả năng trượt, xét trường hợp chân vòm có sơ đồ hình 9-17. Nền là đá tương đối tốt, vùng chân vòm đang xét không có nứt nẻ. Hợp lực ở chân vòm là R. Từ A vẽ AE song song với mép nền hạ lưu, AB song song với phương của R, AC thẳng góc với R. Như vậy lực đẩy theo phương AC là không có. Đường OA nối A đến tâm vòm, AD song song với trục đối xứng của đập. Theo lý thuyết thì khả năng mất trượt trong phạm vi (AC, AE). Nhưng thực tế, không thể xảy ra mất trượt ở vùng giữa AC và AO. Vì vậy phạm vi trượt chỉ xảy ra trong khu thu hẹp giữa AO và AE.

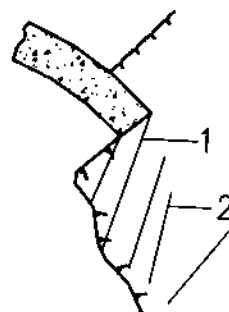
Trường hợp chân vòm có đoạn tăng hay khe nứt bất lợi thì rất có nhiều khả năng phát sinh mất trượt theo hướng bất lợi đó (hình 9-18).



Hình 9-16: Khe nứt và ảnh hưởng của nó đến ổn định trượt chân vòm



Hình 9-17: Khả năng mất trượt chân vòm



Hình 9-18: 1- Khả năng mất trượt; 2- Khe nứt

2. Tính toán ổn định trượt chân vòm

Để tính toán ổn định trượt chân vòm, cần thực hiện các bước sau:

- Chia đập thành các lớp vòm để xem xét. Ở một lớp vòm nhất định (hình 9-19), gọi H_a là lực hướng trục, còn V_a là lực cắt, dùng phương pháp phân tải của dầm vòm để tính toán, chiếu lực hướng trục H_a và lực cắt V_a lên phương mất trượt hợp với H_a một góc α như ở hình 9-19a ta có:

$$\left. \begin{aligned} S &= H_a \cos \alpha + V_a \sin \alpha \\ N &= H_a \sin \alpha - V_a \cos \alpha \end{aligned} \right\} \quad (9-1a)$$

Như ở hình 9-19b cho thấy, góc giữa mặt trượt và phương thẳng đứng là ψ , tổng hợp của lực N và trọng lượng theo phương đứng là G theo quy tắc hình bình hành lực ta có:

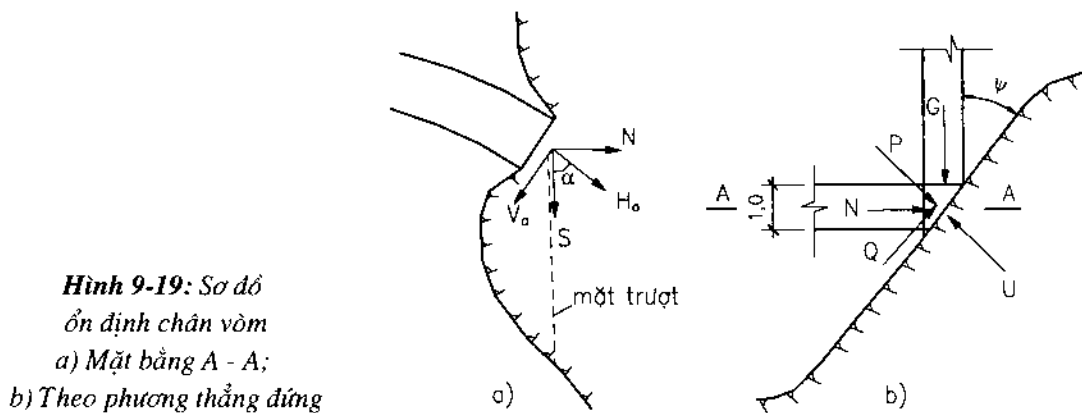
$$\left. \begin{aligned} Q &= N \sin \psi - G_1 \cos \psi \\ P &= N \cos \psi + G_1 \sin \psi - U \end{aligned} \right\} \quad (9-1b)$$

Trong đó:

ψ - góc giữa mặt trượt và phương đứng;

G_1 - trọng lượng của một dải (dải tính theo phương đứng) tác dụng lên một vai đập.

U - áp lực nước thấm lên mặt trượt.



Hình 9-19: Sơ đồ
ổn định chân vòm

a) Mặt bằng A - A;

b) Theo phương thẳng đứng

Lực gây trượt trên mặt trượt là S , hệ số ổn định chống trượt có thể tính theo các công thức:

- Theo phương pháp xét lực chống cắt trên mặt phá hoại:

$$K_1 = \frac{f_1 P + f_1' G_2 \sin \psi + (C_1 L_1 + C_1' L_1') \sec \psi}{S} \quad (9-2)$$

- Theo phương pháp xét lực ma sát trên mặt phá hoại:

$$K_2 = \frac{f_2 P + f_2' G_2 \sin \psi}{S} \quad (9-3)$$

Trong công thức (9-2), $f_1 P$ và $C_1 L_1 \sec \psi$ là lực ma sát và lực chống cắt trên mặt trượt, L_1 là chiều dài mặt trượt, $f_1' G_2 \sin \psi$ và $C_1' L_1' \sec \psi$ là lực ma sát và lực dính do trọng lượng khối đá chân vòm gây ra, G_2 là trọng lượng khối đá đỡ tựa ở chân vòm.

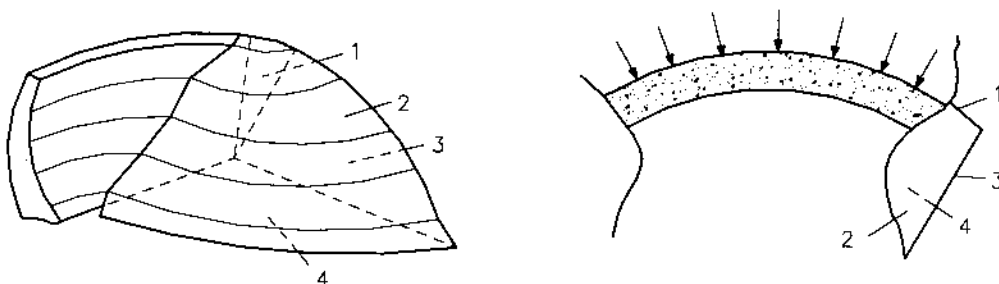
Trong công thức 9-3, f_2 và f_2' là hệ số ma sát trên mặt trượt do P và G_2 gây ra. Có thể dựa vào các đặc tính sau để chọn: tài liệu phá hoại tròn, quy tắc giới hạn, tài liệu đàn dẻo hoặc tròn được chọn dùng làm cường độ phá hoại.

Hệ số ổn định chống trượt được xác định theo quy phạm. Tham khảo quy phạm thiết kế đập vòm bê tông SD 145 - 85 của Trung Quốc thì $K_1 \geq 2,5 \div 3,5$; $K_2 \geq 1,0 \div 1,35$.

Tính toán kiểm tra được tiến hành với nhiều mặt cắt khác nhau. Nếu xuất hiện những mặt không ổn định cần thiết phải tiến hành kiểm tra ổn định tổng thể.

II. Tính toán ổn định tổng thể

Hiện tượng mất ổn định được mô tả như ở hình 9-20 là hiện tượng thường xảy ra ở đập vòm. Dưới tác dụng của các lực, bờ đập hình thành các mặt trượt đẩy khối đá ở bờ về phía hạ lưu, hình thức mất ổn định này gọi là mất ổn định tổng thể. Ít nhất phải có một mặt phá hoại, thông thường phải là hai hoặc ba mặt.



Hình 9-20: Sơ đồ trượt tổng thể
1- Mặt cắt gây thượng lưu; 2- Mặt giới hạn trên;
3- Mặt giáp bờ; 4- Mặt giới hạn dưới.

a) Ổn định trượt tổng thể vai vòm

Hình 9-21 biểu thị hai mặt phá hoại F_1 và F_2 của một phân tố được tách ra. Các lực tác dụng gồm: trọng lượng bản thân của phân tố G , lực tác dụng P , áp lực thấm trên mặt phá hoại U_1 , các ngoại lực khác đã biết U_2 (lực quán tính động đất...).

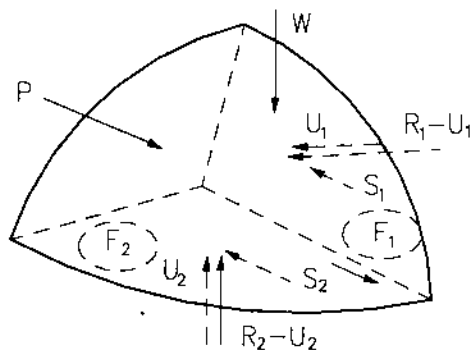
Để cân bằng, trên mặt phá hoại xuất hiện các phản lực $R_1 - U_1$, $R_2 - U_2$, các lực cắt trên mặt phá hoại S_1 , S_2 . Khi đạt tới trạng thái cân bằng giới hạn S_1 và S_2 , tổng đại số của hai lực $S = S_1 + S_2$ là lực gây trượt.

Lực chống trượt trên mặt phá hoại:

$$f_1(R_1 - U_1) + f_2(R_2 - U_2) + C_1A_1 + C_2A_2.$$

Công thức ổn định an toàn chống trượt có thể viết:

$$K_C = \frac{f_1(R_1 - U_1) + f_2(R_2 - U_2) + C_1A_1 + C_2A_2}{S} \quad (9-4)$$



Hình 9-21: Sơ đồ lực tác dụng lên vai vòm.

Công thức (9-4) là công thức tính ổn định tổng thể của đập vòm. Nếu đồng thời $R_1 - U_1 < 0$ và $R_2 - U_2 < 0$ thì trên mặt phá hoại, hai lực này ngược chiều nhau hình thành hai mặt phá hoại F_1, F_2 có thể dùng công thức (9-4) để kiểm tra ổn định. Nếu chỉ có $R_1 - U_1 < 0$, ở mặt F_1 có hiện tượng chịu kéo nên đã bị gãy chỉ còn hình thành mặt phá hoại F_2 , khi đó công thức ổn định là:

$$K_C = \frac{f_2(R_2 - U_2) + C_2 A_2}{S} \quad (9-5)$$

Khi đó R_2, S phải tính toán lại theo điều kiện khối trượt chỉ có một mặt trượt.

Nếu $R_1 - U_1 = 0$, khi bắt đầu xuất hiện khe nứt còn nhỏ có thể cho rằng đây là mặt trượt, dùng công thức 9-4 để tính toán. Dùng các phương trình hình chiếu $\Sigma X = 0$, $\Sigma Y = 0$, $\Sigma Z = 0$ có thể xác định được R_1, R_2 và S .

b) Mất ổn định do xoay quanh một phía bờ

Trường hợp này xảy ra khi địa chất ở một bờ xấu hơn bờ bên kia, làm cho đập biến dạng, xem như bị xoay quanh vị trí đỡ tỳ ở bờ đá cứng.

Ta có công thức:

$$K_C = \frac{\Sigma M_n^c}{\Sigma M_n^t} \quad (9-6)$$

Trong đó: ΣM_n^c và ΣM_n^t là tổng các mômen chống trượt và gây trượt xét tới các điểm đỡ tỳ.

Trong các trường hợp trên, nếu không thoả mãn yêu cầu, cần có biện pháp xử lý để đảm bảo an toàn.

§9.3. TÍNH TOÁN ỨNG SUẤT ĐẬP VÒM

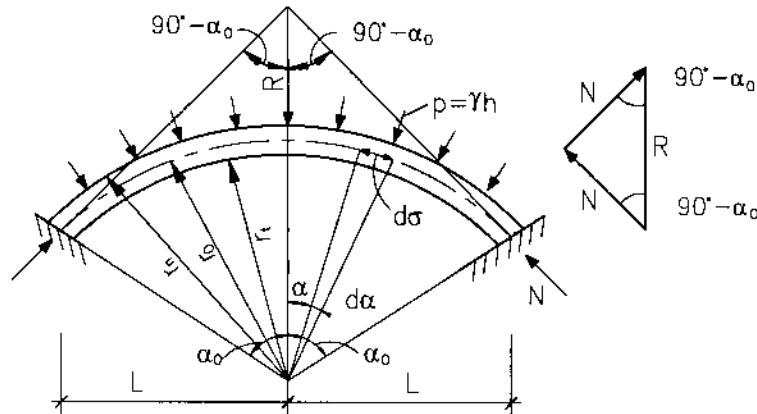
Do tình hình xây dựng phát triển, nhiều đập vòm cao được xây dựng, nên đòi hỏi phải tính toán hợp lý, chính xác, để thoả mãn yêu cầu chịu lực, đồng thời giảm được khối lượng xây dựng. Vì vậy nhiều phương pháp tính toán ứng dụng các lý thuyết tiên tiến đã được nêu ra kết hợp với các công cụ tính toán hiện đại để phân tích ứng suất đập vòm. Có thể nêu một số phương pháp sau:

- Phương pháp ống tròn thành mỏng;
- Phương pháp vòm đơn thuần (vòm phẳng);
- Phương pháp dầm – vòm;
- Phương pháp lý thuyết vỏ mỏng ứng dụng lý thuyết sai phân và phần tử hữu hạn giải bằng máy tính điện tử.

Dưới đây trình bày nguyên lý của một số phương pháp nêu trên làm cơ sở cho việc nghiên cứu tính toán ứng suất của đập vòm.

I. Phương pháp ống tròn thành mỏng

Theo phương pháp này vòm được xem như một phần của ống tròn, chịu tác dụng của áp lực rồi dùng công thức đơn giản của ống thành mỏng để tính toán. Việc xem xét như trên là quá đơn giản, do đó tất nhiên chưa phản ánh đúng điều kiện thực tế. Tuy hệ số an toàn phải lấy lớn, song vẫn có thể dẫn đến chưa thoả mãn yêu cầu làm việc ở một số vị trí trong vòm, đồng thời lại tốn kém vật liệu. Tất nhiên phương pháp này chỉ dùng cho những đập vòm thấp. Khi vòm có chiều dày không đổi, góc ở tâm cố định thì mức phù hợp có phần khả dĩ hơn. Phương pháp này có thể dùng để sơ bộ ước định chiều dày vòm lúc ban đầu khi thiết kế sơ bộ.



Hình 9-22: Sơ đồ tính toán ứng suất đập vòm theo phương pháp ống tròn thành mỏng

Xét một vòm có chiều dày e , chiều cao là 1 đơn vị, bán kính ngoài r_n , bán kính trong r_i , bán kính trung bình r_0 , góc ở tâm $2\alpha_0$. Vòm đối xứng chịu áp lực nước phân bố đều p (hình 9-22).

Như vậy, nếu xét cho đường trung tâm của vòm (tương ứng với bán kính r_0), thì áp lực nước p' biến đổi tương ứng có thể biểu thị theo công thức:

$$p' = p \frac{r_n}{r_0} \quad (9-7)$$

Tải trọng tác dụng R (hình 9-22) được xác định bằng cách lấy tích phân phần tử $ds = r_0 d\alpha$ cho toàn bộ cung vòm, ta có:

$$R = 2 \int_0^{\alpha_0} p' \cos \alpha ds = 2p' r_0 \int_0^{\alpha_0} \cos \alpha d\alpha = 2r_0 p' \sin \alpha_0 = 2pr_n \sin \alpha_0 \quad (9-8)$$

Gọi N là phản lực ở chân vòm, từ tam giác lực (hình 9-22) ta suy ra:

$$R = 2N \sin \alpha_0 \quad (9-9)$$

Kết hợp công thức (9-8) và (9-9) ta có:

$$N = pr_n \quad (9-10)$$

Như vậy ứng suất trong tiết diện vòm là:

$$\sigma = \frac{N}{F} = \frac{pr_n}{e} \quad (9-11)$$

Nói khác đi chiều dày vòm tính theo công thức:

$$e = \frac{pr_n}{[\sigma]_n} = \frac{pL}{[\sigma]_n \sin \alpha_0} \quad (9-12)$$

Trong đó:

$[\sigma]_n$ - ứng suất nén cho phép của bê tông thân đập, thường lấy khoảng $10 \div 20 \text{ kG/cm}^2$ (càng tính cho các vòm dưới sâu, trị số này lấy càng nhỏ).

L - chiều dài của một nửa nhịp vòm (tính với mép ngoài).

Cũng từ công thức (9-11) ta sẽ tính được thể tích của vòm ($V = \frac{\pi}{180} 2\alpha_0 R_c$) và xác

định được vòm có thể tích nhỏ nhất khi $2\alpha_0 = 133^{\circ}34'$. Trong thực tế góc này thường bằng $110^{\circ} \div 120^{\circ}$. Nếu góc trung tâm lớn hơn thì việc bố trí gặp khó khăn và thường phải đào nhiều đá ở hai bờ, mặt khác tính ổn định cũng kém.

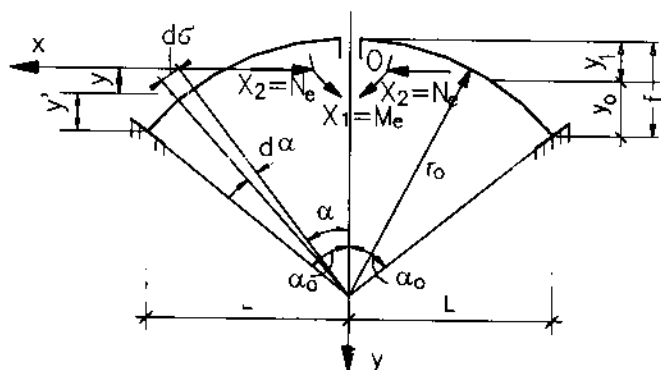
II. Phương pháp vòm đơn thuần

1. Trường hợp tổng quát

Phân chia đập theo các mặt cắt nằm ngang thành các vòm đơn, xem như chịu tác dụng của ngoại lực (chủ yếu là áp lực nước và thay đổi nhiệt độ bên ngoài) một cách độc lập với nhau.

Hình (9-23) là sơ đồ để tính toán cho một vòng vòm. Vì vòm có chiều dày không đổi nên mômen quán tính J không đổi, góc ở tâm là $2\alpha_0$.

Trong hệ vòm cơ bản này, tại điểm O của thành cứng tuyệt đối gọi mômen $X_1 = M_e$, lực hướng trục $X_2 = N_e$ và lực cắt $X_3 = V_e$. Vì vòm chịu lực đối xứng nên $X_3 = V_e = 0$.



Hình 9-23: Sơ đồ tính toán theo vòm đơn thuần

Theo lý thuyết của cơ học kết cấu, ta có:

$$\begin{aligned} X_1 \delta_{11} + X_2 \delta_{12} + \Delta_{1P} &= 0; \\ X_1 \delta_{21} + X_2 \delta_{22} + \Delta_{2P} &= 0, \end{aligned} \quad (9-13)$$

Trong đó:

δ_{11} ; $\delta_{12} = \delta_{21}$; δ_{22} - các chuyển vị theo hướng ẩn lực, do $X_1 = 1$ và $X_2 = 1$ gây ra trong hệ cơ bản;

Δ_{1P} ; Δ_{2P} - các chuyển vị theo hướng ẩn lực, do ngoại lực gây ra trong hệ cơ bản.

Trường hợp hệ ẩn lực trên đặt ở tâm đàn hồi, lúc đó $\delta_{12} = \delta_{21}$, từ đó trị số y_0 (khoảng cách từ chân vòm đến tâm đàn hồi) được xác định như sau:

$$\delta_{12} = \delta_{21} = \int_0^s \frac{y ds}{EJ} = \int_0^s \frac{y_0 - y'}{EJ} ds = 0 \quad (9-14)$$

Vì mô đun đàn hồi E của vật liệu và mômen quán tính J không đổi nên:

$$y_0 = \frac{\int_0^s y' ds}{\int_0^s ds} \quad (9-15)$$

Từ hình (9-22) ta có:

$$\begin{aligned} y' &= r_0 \cos \alpha - r_0 \cos \alpha_0 = r_0 (\cos \alpha - \cos \alpha_0) \\ ds &= r_0 d\alpha \end{aligned}$$

nên công thức (9-15) tính ra được:

$$y_0 = r_0 \left(\frac{\sin \alpha_0}{\alpha_0} - \cos \alpha_0 \right) \quad (9-16)$$

Từ phương trình (9-13), trong trường hợp này ta có:

$$X_1 = M_e - \frac{\Delta_{1P}}{\delta_{11}} \quad (9-17)$$

$$X_2 = N_e - \frac{\Delta_{2P}}{\delta_{22}} \quad (9-18)$$

Từ dạng tổng quát của lý thuyết cơ học kết cấu:

$$\delta_{ik} = \int_0^s \frac{M_i M_k}{EJ} ds + \int_0^s \frac{N_i N_k}{EJ} ds \quad (9-19)$$

Trong đó: M_i , M_k , N_i và N_k - mômen uốn, lực hướng trục lần lượt do $X_i = 1$ và $X_k = 1$ gây ra trên hệ cơ bản.

Trường hợp bài toán đang xét có $M_1 = 1, M_2 = 1 \times y = y, N_1 = 1, N_2 = 1 \times \cos \alpha = \cos \alpha$, ta được các kết quả:

$$\left. \begin{aligned} \Delta_{1P} &= \int_0^s \frac{M_e}{EJ} ds; & \delta_{11} &= \int_0^s \frac{ds}{EJ} \\ \Delta_{2P} &= \int_0^s \frac{M_0 y}{EJ} ds + \int_0^s \frac{N_0 \cos \alpha}{EF} ds \\ \delta_{22} &= \int_0^s \frac{y^2}{EJ} ds + \int_0^s \frac{\cos^2 \alpha}{EF} ds \end{aligned} \right\} \quad (9-20)$$

Từ các phương trình (9-17) và (9-18) và (9-20), suy ra:

$$M_e = \frac{\int_0^s M_0 ds}{\int_0^s ds} = - \frac{\int_0^s M_0 ds}{\frac{2\alpha_0}{\sin \alpha_0} l} \quad (9-21)$$

$$N_e = \frac{\frac{F}{J} \int_0^s M_0 y ds + \int_0^s N_0 \cos \alpha ds}{\frac{F}{J} \int_0^s y^2 ds + \int_0^s \cos^2 \alpha ds} = \frac{\frac{F}{J} \int_0^s M_0 y ds + \int_0^s N_0 \cos \alpha ds}{\left(\frac{12k_4}{v^2 \sin^3 \alpha_0} + \frac{k_5}{\sin \alpha_0} \right) l} \quad (9-22)$$

Trong đó:

$$k_4 = \frac{1}{2} \sin \alpha_0 + \alpha_0 + \frac{2 \sin^2 \alpha_0}{\alpha_0}$$

$$k_5 = \frac{1}{2} \sin^2 \alpha_0 + \alpha_0$$

$l = r_0 \sin \alpha_0$ (chiều dài nửa nhịp vòm);

$v = e/l$ (chiều dày tương đối của vòm).

Mômen M và lực dọc N sinh ra tại mặt cắt bất kỳ của vòm tính theo công thức:

$$M = M_0 + M_e + N_e y \quad (9-23)$$

$$N = N_0 + N_e y \quad (9-24)$$

Ứng suất tại mép biên của mặt cắt tính theo công thức:

$$\sigma = \frac{N}{F} \pm \frac{M}{W}, \quad (9-25)$$

Trong đó: F - tiết diện mặt cắt tính toán ($F = e$);

W - môđun chống uốn ($W = e^2/6$);

e - chiều dày vòm.

2. Trường hợp vòm chịu tải trọng của nước

Vòm chịu tải trọng phân bố đều của nước $p = \gamma h$ (h - chiều sâu nước ở mặt vòm tính toán, γ - trọng lượng riêng của nước).

Trong trường hợp này ta có $N_0 = p \cdot n$ và $M_0 = 0$ (vì phương của áp lực nước đi qua tâm vòm).

Từ các công thức (9-21) và (9-22) ta dễ dàng xác định được $M_e = 0$ và $N_e = A\gamma h$, với:

$$A = \frac{2r_0 r_n \sin \alpha_0}{\left(\frac{12k_4}{V^2 \sin^3 \alpha_0} + \frac{k_5}{\sin \alpha_0} \right) l}$$

Như vậy mômen M và lực dọc trục N ở mặt cắt bất kỳ tính được:

$$M = N_e y \quad (9-26)$$

$$N = N_e \cos \alpha + N_0 \quad (9-27)$$

: Trong tính toán cần chú ý: Trị số y trong công thức lấy giá trị dương trong khoảng từ chân vòm đến tâm dàn hồi, giá trị âm từ tâm dàn hồi đến đỉnh vòm:

Trong hình (9-23) ta tính được:

$$y_1 = f - y_0 = r_0 (1 - \cos \alpha_0) - r_0 \left(\frac{\sin \alpha_0}{\alpha} - \cos \alpha_0 \right)$$

và:

$$y_0 = r_0 \left(\frac{\sin \alpha_0}{\alpha_0} - \cos \alpha_0 \right)$$

Mômen tại chân vòm M_{cv} (với $y = +y_0$):

$$M_{cv} = N_e y = A\gamma h y_0$$

Mômen tại đỉnh vòm M_{dv} (với $y = -y_1$):

$$M_{dv} = -N_e y_1 = -\frac{y_1}{y_0} M_{cv}$$

Lực dọc trục tại chân vòm N_{cv} (khi $\alpha = \alpha_0$):

$$N_{cv} = (r_n + A \cos \alpha_0) \gamma h$$

Lực dọc trục tại đỉnh vòm N_{dv} (khi $\alpha = 0$):

$$N_{dv} = (r_n + A) \gamma h$$

Ứng suất pháp σ tại biên (thượng hạ lưu) mặt cắt chân vòm:

$$\sigma_{cv} = \frac{N_{cv}}{F} \pm \frac{M_{cv}}{W} = \frac{N_{cv}}{e} \pm \frac{6M_{cv}}{e^2} \quad (9-28)$$

Trong công thức dấu âm ứng với ứng suất ở mép biên thượng lưu, còn dấu dương cho mép biên hạ lưu.

Để tiện lợi cho việc tính toán, N. Kelen đã đưa ra công thức biến đổi:

$$\sigma_{cv} = \gamma h \sigma' \quad (9-29)$$

Trong đó: σ' - ứng suất dẫn suất: tức là tương ứng khi $p = \gamma h = 1$. Tác giả đưa ra hai đồ thị ở hình (9-24) dùng để tra trị số dẫn suất này cho điểm chân vòm phía hạ lưu, còn hình (9-25) cho điểm chân vòm phía thượng lưu.

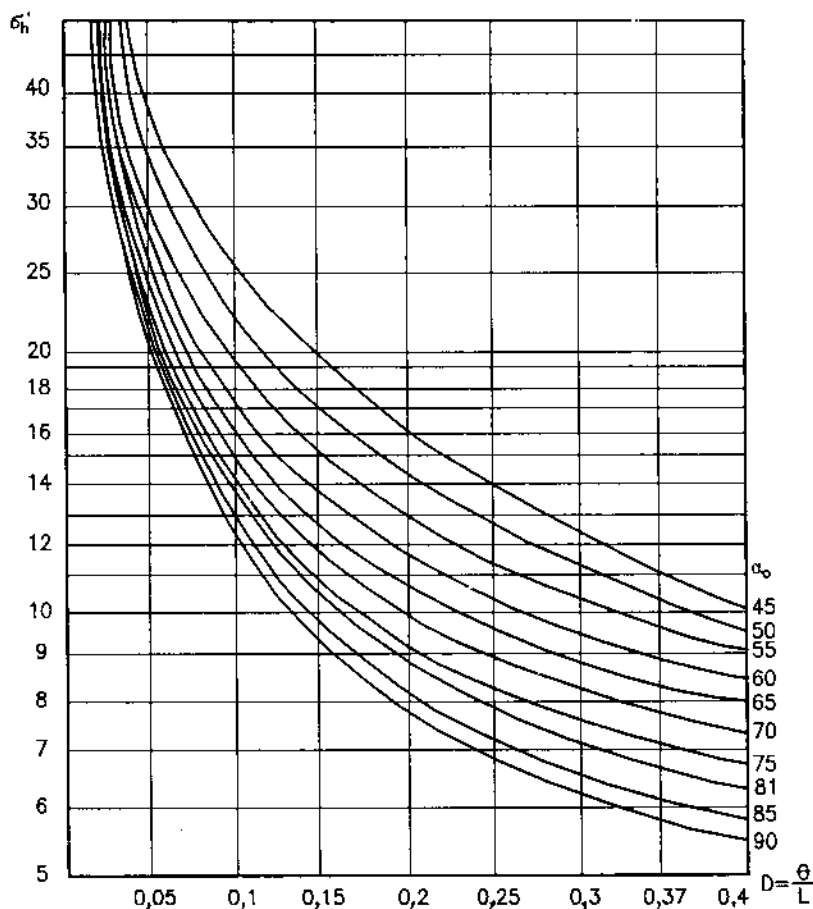
Từ biểu đồ ở hình (9-24), ta thấy luôn luôn có ứng suất kéo ở chân vòm phía hạ lưu sông và tăng khi góc α_0 và độ dày vòm e giảm.

Ở biểu đồ hình (9-25), nhận thấy ứng suất kéo ở chân vòm phía thượng lưu xuất hiện khi $\alpha_0 < 82^\circ$ và trị số của nó tăng lên khi góc α_0 giảm và chiều dày vòm tăng.

Để tránh ứng suất kéo ở mép thượng lưu, theo kinh nghiệm thường chọn $2\alpha_0 \geq 140^\circ$.

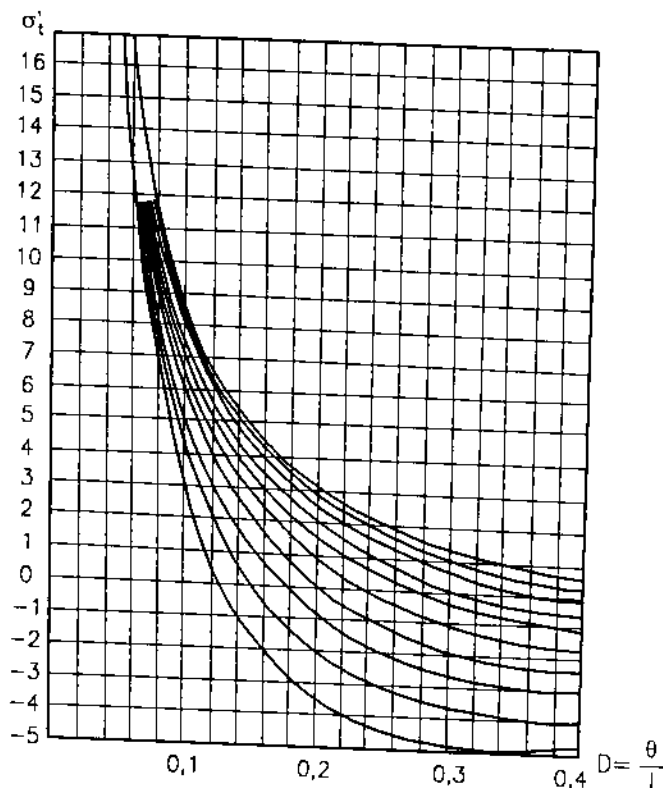
Ứng suất tại mặt cắt đỉnh đập σ_{dv} :

$$\sigma_{dv} = \frac{N_{dv}}{e} \pm \frac{6M_{dv}}{e^2} \quad (9-30)$$



Hình 9-24: Biểu đồ tính ứng suất pháp σ'_h tại chân vòm phía hạ lưu, do áp lực nước $p = 1$ gây ra

Ở đây dấu dương tương ứng cho mép thượng lưu, còn dấu âm cho mép hạ lưu: Rõ ràng khác với chân vòm, ở đỉnh vòm mép thượng lưu luôn có ứng suất nén, còn mép phía hạ lưu có thể phát sinh ứng suất kéo. Điều này cần chú ý xử lý để thiết kế vòm cho hợp lý.



Hình 9-25: Biểu đồ tính ứng suất pháp σ_t tại chân vòm phía thượng lưu do áp lực nước $p = 1$ gây ra.

3. Tính toán ứng suất do nhiệt độ gây ra

Trong đập vòm, khi nhiệt thay đổi sẽ gây ra một ứng suất đáng kể. Vì vậy cần phải xét đến khi thiết kế đập vòm. Thông thường khi nhiệt độ bên ngoài hạ thấp, trong đập phát sinh ứng suất kéo lớn. Vì thế khi thi công đập, người ta để chừa các khe, chọn thời kỳ nhiệt độ bên ngoài thấp, lúc đó lấp khe để khắc phục một phần hiện tượng bất lợi này.

Trong tính toán, thường xét các trường hợp sau:

- Khi có sự thay đổi đều của nhiệt độ so với nhiệt độ thời kỳ lấp các khe.
- Khi có sự thay đổi nhiệt độ không đều ở mặt thượng và hạ lưu đập.

a) Khi nhiệt độ thay đổi đều

Khi nhiệt độ ở ngoài thay đổi so với nhiệt độ lúc lấp khe, song giá trị nhiệt độ ở thượng và hạ lưu đập gần như nhau, lúc đó ta có trường hợp tính toán với nhiệt độ thay đổi đều. Tùy tình hình thực tế, có thể biết được sự thay đổi nhiệt này so với nhiệt độ lúc lấp khe, hoặc có thể chọn tham khảo theo công thức kinh nghiệm sau:

$$t = \pm \frac{57^0,57}{e + 2,44} \quad (9-31)$$

Trong đó:

t - nhiệt độ thay đổi so với nhiệt độ lúc lắp khe (^0C),

e - chiều dày vòm (m).

Vấn dùng sơ đồ ở hình (9-23) để xét, song biến dạng trong vòm là do nhiệt gây ra chứ không phải tải trọng ngoài. Vì vậy $N_0 = 0$, $M_0 = 0$. Như vậy tại tâm đàn hồi chỉ còn lực dọc N_{et} gây ra do thay đổi nhiệt độ.

Khi tính toán, ta dựa vào điều kiện tỷ số giữa lực dọc N_{et} và N_e do áp lực nước phân bố đều gây ra bằng tỷ số biến dạng tương ứng của đoạn vòm ds do nhiệt độ gây ra Δds_t và do áp lực nước gây ra Δds_n .

$$\frac{N_{et}}{N_e} = \frac{\Delta ds_t}{\Delta ds_n} \quad (9-32)$$

Vì $\Delta ds_n = \frac{N_0}{EF} ds$ và $\Delta ds_t = \alpha t ds$ với α là hệ số giãn nở nhiệt (bê tông $\alpha = 0,00001$).

Mặt khác, như ta đã biết $N_0 = \gamma hr_n$, $N_e = Ayh$ và $F = e$ nên từ công thức (9-32) suy ra được:

$$N_{et} = AE \alpha \frac{e}{r_n} t \quad (9-33)$$

Trị số t dương khi nhiệt độ bên ngoài lớn hơn nhiệt độ khi lắp khe và âm khi ngược lại.

Biết trị số N_{et} , ta xác định được mômen và lực dọc trục tại mặt cắt bất kỳ của vòm theo công thức:

$$\left. \begin{aligned} M_t &= N_{et} y \\ N_t &= N_{et} \cos \alpha \end{aligned} \right\} \quad (9-34)$$

Ta có thể xác định được ứng suất biên ở mặt cắt chân vòm theo công thức bài toán nén lệch tâm:

$$\sigma_{t,ev} = \frac{N_{et} \cos \alpha_0}{e} \pm \frac{6N_{et}y_0}{e^2} \quad (9-35)$$

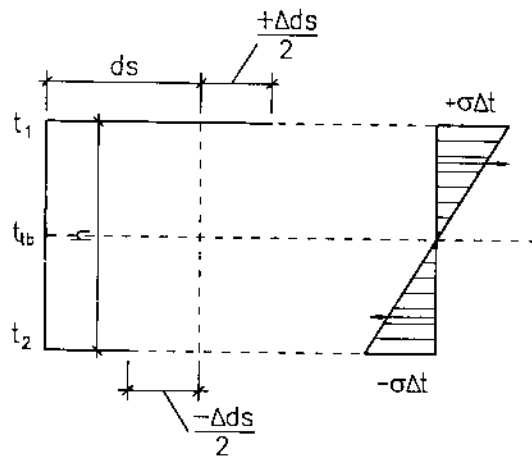
Dấu dương thuộc về biên thượng lưu. Ta thấy khi nhiệt độ bên ngoài lớn hơn nhiệt độ lắp khe ($t > 0$) thì chân đập phía thượng lưu phát sinh ứng suất nén, còn ngược lại phát sinh ứng suất kéo. Điều này cho thấy khi nhiệt độ bên ngoài hạ hơn nhiệt độ lắp khe thì ở cả hai biên mặt cắt thân đập sẽ sinh ứng suất kéo. Đó là điều bất lợi. Vì vậy cần chú ý chọn thời điểm lắp khe cho thích hợp.

b) Do chênh lệch nhiệt độ

Trường hợp có thay đổi nhiệt độ, nhưng ở một phía có nhiệt độ t_1 và phía kia là t_2 . Để tính toán trong trường hợp này trước hết ta cần xét sự thay đổi đều nhiệt độ t từ nhiệt độ lấp khe tới nhiệt độ trung bình $t_{tb} = 0,5(t_1 + t_2)$ theo cách đã nêu trên. Sau đó xét đến sự chênh lệch nhiệt độ $\Delta t = t_1 - t_2$.

Do sự khác nhau về nhiệt độ này mà biến dạng ở hai phía biên của phân tố vòm ds so với trục giữa (hình 9-26), được tính theo công thức:

$$\frac{\Delta ds}{2} = \frac{\alpha \Delta t}{2} ds \quad (9-36)$$



Hình 9-26: Sơ đồ tính toán vòm do chênh lệch nhiệt độ

Ứng suất tại biên của phân tố tính được theo định luật Hook:

$$\sigma_{\Delta t} = \frac{\Delta ds}{ds} E = \frac{1}{2} E \alpha \Delta t \quad (9-37)$$

Mômen do Δt gây ra:

$$M_{\Delta t} = \frac{\alpha \Delta t}{2} \frac{e}{2} \frac{2}{3} e = \frac{1}{12} E \alpha e^2 \Delta t = \frac{1}{2} E \alpha v^2 l^2 \Delta t \quad (9-38)$$

Phía có nhiệt độ cao t_1 sinh ứng suất nén, còn phía có nhiệt độ thấp t_2 phát sinh ứng suất kéo.

Bảng (9-1) dưới đây cho thấy tình hình và tổ hợp ứng suất tại một số điểm của mặt cắt vòm do áp lực nước và thay đổi nhiệt độ gây ra. Trong bảng, dấu dương biểu thị ứng suất nén, dấu có sao thể hiện có thể đổi dấu, còn dấu âm chỉ ứng suất kéo.

Bảng 9-1

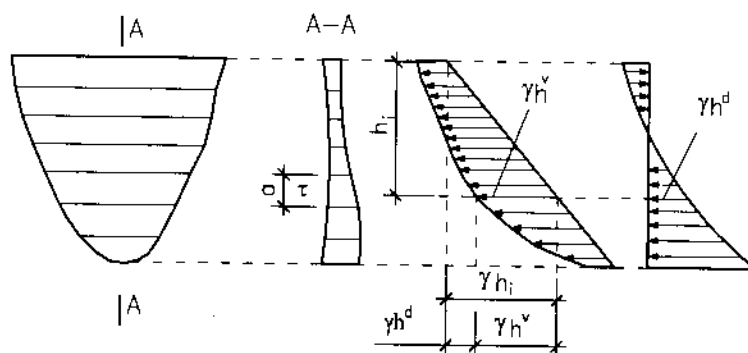
Dạng tải trọng	Chân vòm		Đỉnh vòm	
	Mặt thượng lưu	Mặt hạ lưu	Mặt thượng lưu	Mặt hạ lưu
- Áp lực nước phân bố đều	+*	+	+	+*
- Nhiệt độ bên ngoài tăng so với nhiệt độ nổi khe	+	-	-	+
- Nhiệt độ bên ngoài giảm so với nhiệt độ nổi khe	-	+	+	-
- Nhiệt độ thượng lưu lớn hơn ở hạ lưu	+	-	+	-
- Nhiệt độ hạ lưu lớn hơn ở thượng lưu	-	+	-	+

III. Phương pháp dầm - vòm (bài toán không gian)

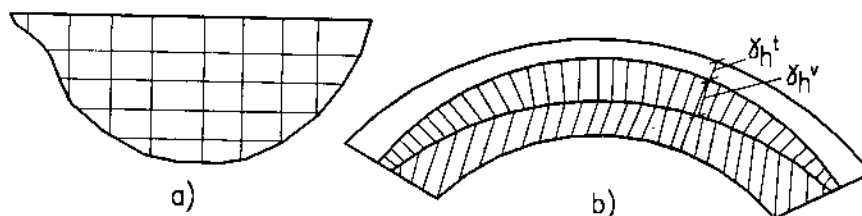
Trong phương pháp vòm đơn thuần ta mới chỉ xét từng vòm riêng được cắt theo mặt ngang. Thực tế đập vòm là một kết cấu không gian, nghĩa là ngoài hướng ngang, đập vòm còn làm việc theo phương thẳng đứng.

Vì vậy để phản ánh sát với tình hình làm việc của đập, ngày nay trong thiết kế tính toán đập vòm, người ta xem xét đập theo bài toán không gian. Để giải bài toán này một mặt chia đập theo mặt cắt ngang thành các vòm, đồng thời chia đập theo mặt cắt thẳng đứng mà mỗi đoạn xem như một dầm công son có đầu dưới gắn chặt vào nền. Tại mỗi điểm của đập đồng thời nằm ở một vòm và một dầm công son nhất định. Vì vậy biến dạng của điểm ấy dù xét theo vòm hay theo dầm, thì cũng chỉ có một giá trị mà thôi. Dựa vào nguyên tắc này người ta phân phối các tải trọng tác dụng lên đập cho vòm và dầm chịu, để từ đó xác định ra trạng thái ứng suất.

Tuỳ theo mức độ chính xác, yêu cầu cho từng giai đoạn thiết kế, người ta có thể chia thành hệ thống nhiều vòm và một dầm tại mặt cắt giữa đập hoặc hệ thống nhiều vòm và nhiều dầm. Phương pháp nói trước cho phép ta phân phối được tải trọng theo phương đứng tại vị trí có dầm đỉnh làm đại diện, còn phương pháp nói sau cho phép phân bố được tải trọng theo hướng ngang. Hình (9-27) và (9-28) là những sơ đồ làm rõ khái niệm này.



Hình 9-27: Sơ đồ phân bố tải trọng lên vòm và dầm



Hình 9-28: Sơ đồ phân phối tải trọng cho dầm và vòm trên mặt nằm ngang.

2. Phương pháp nhiều dầm và vòm

Phương pháp trên mới xét được một dầm ở đỉnh vòm. Do đó áp lực theo mặt cắt ngang tác dụng cho dầm, cũng như cho vòm sau khi đã phân phối là dạng phân bố đều. Thực ra vì các dầm có chiều dài khác nhau, nên ở các mặt cắt đứng khác nhau, sự phân phối đó cũng khác nhau. Vì vậy để bảo đảm chính xác hơn, người ta xét hệ thống nhiều dầm và vòm như hình (9-28a) biểu thị. Tiến hành tính toán theo nguyên tắc nói trên, thường theo cách giả thiết trước dạng biểu đồ phân phối lực, sau đó tính toán nghiệm lại. Nếu tại điểm tính toán biến vị của vòm và của dầm sai số khoảng $3 \div 5\%$ (không quá 10%) thì coi là được. Qua một số thực tế tính toán, sự phân bố áp lực trên mặt ngang có dạng như hình (9-28b).

Sau khi đã giải quyết được vấn đề phân phối tải trọng, tiến hành tính toán xác định nội lực trong dầm và vòm. Từ kết quả này xác định được các ứng suất tại các biên theo sơ đồ bài toán nén lệch tâm.

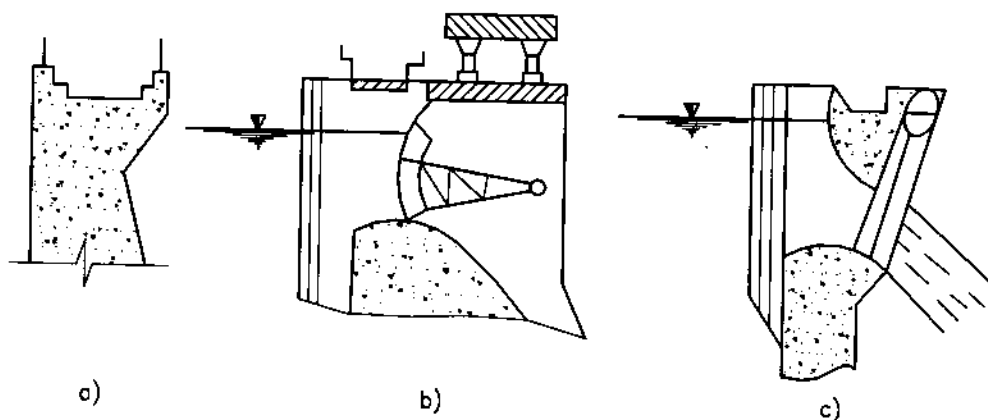
Ngoài các phương pháp nêu trên, ngày nay trong nhiều đập vòm lớn, khi thiết kế người ta còn dùng phương pháp lý thuyết đàn hồi để tính toán. Kết quả tính toán cho thấy đạt hiệu quả kinh tế cao là đập vòm mỏng, cong hai chiều. Việc dùng lý thuyết vỏ mỏng trong bài toán không gian, dùng phương pháp sai phân, phần tử hữu hạn, lập các chương trình, giải trên máy tính điện tử sẽ cho kết quả phù hợp và chính xác hơn. Các phương pháp này được ứng dụng ngày càng nhiều, tất nhiên mức độ phức tạp và khối lượng tính toán rất lớn. Máy tính là một công cụ rất cần thiết để khắc phục khó khăn này.

Ngoài ra, một điểm cần lưu ý trong thiết kế đập vòm là vấn đề biến hình nền. Sự biến hình nền ảnh hưởng rất lớn tới điều kiện làm việc của đập. Vì vậy trong thiết kế đập vòm cần tính toán biến hình nền và xử lý khống chế để bảo đảm sự làm việc an toàn của đập. Vấn đề này được nghiên cứu kỹ trong các tài liệu chuyên đề.

§9.4. MỘT SỐ CẤU TẠO CỦA ĐẬP VÒM

1. Phần đỉnh đập

Các đập vòm không cho nước tràn qua, chiều rộng đỉnh đập thường không lớn $B = 1,5 \div 2\text{m}$ (4m). Nếu dùng làm đường giao thông thì thường mở rộng về phía hạ lưu (hình 9-29a). Trường hợp đỉnh đập cho nước tràn qua, hình thức kết cấu đỉnh đập phụ thuộc vào hình thức cửa van, hình (9-29b, c) là một ví dụ.



Hình 9-29: Cấu tạo đỉnh đập vòm

2. Thiết bị thoát nước

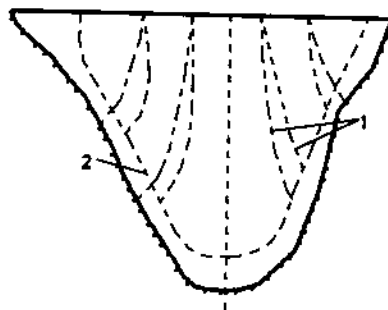
Đập vòm có áp lực nước thấm tác dụng ở thân và nền đập nhỏ, nên nhiều khi không cần bố trí thiết bị thoát nước. Tuy nhiên, khi đập vòm tương đối dày, thì cũng cần bố trí thiết bị thoát nước ở thân và nền đập. Việc bố trí này cũng giống như ở đập bê tông trọng lực.

Thiết bị thoát nước trong thân đập là những ống có đường kính khoảng $6 \div 15\text{cm}$, bố trí cách mặt đập thượng lưu khoảng $1 \div 2\text{m}$. Thân đập cũng bố trí hành lang để đi lại kiểm tra và tập trung nước.

Ở nền các thiết bị thoát nước bố trí sau các màng xi măng chống thấm và tập trung nước vào hành lang.

3. Khe đập

Trong đập vòm thường có hai loại khe: khe chu vi và khe thi công (hình 9-30). Khe thi công cũng còn gọi là khe nhiệt độ. Khe này phân đập vòm thành các đoạn tường thẳng đứng trong thời kỳ thi công. Khe cách nhau khoảng $7 \div 15\text{m}$, chiều rộng khe $0,7 \div 1,2\text{m}$. Việc lắp khe tạo thành đập vòm ở thời kỳ nhiệt độ hạ thấp, tránh cho đập phát sinh ứng suất kéo khi thay đổi nhiệt độ. Khe lún bằng bê tông hoặc vữa xi măng và có các biện pháp chống thấm tốt (hình 9-31).

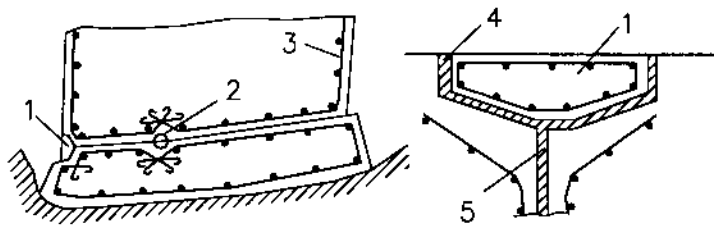
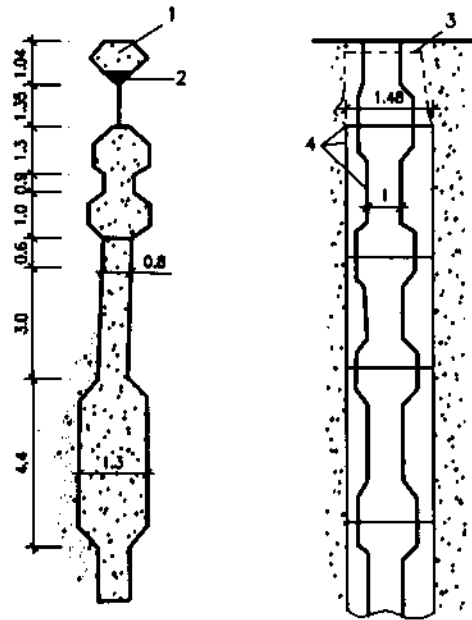


Hình 9-30: Khe trong đập vòm
1- Khe thi công; 2- Khe chu vi

Khe chu vi, thường dùng trong trường hợp mặt cắt sông nơi xây dựng đập không có hình dạng đối xứng hoặc lồi lõm không đều. Vì vậy người ta tạo phần sát nền như một bệ đỡ (kiểu đập bê tông trọng lực) tạo cho phần còn lại các dạng đối xứng. Như vậy phần bệ tựa vào đá ở nền và bờ, còn thân đập tựa vào bệ theo dạng khớp (hình 9-32). Khe chu vi có tác dụng tránh cho đập chịu ứng suất cục bộ, mà còn cải tạo được trạng thái ứng suất trong thân đập.

Hình 9-31: Các khe thi công của đập vòm

1- Bê tông cốt thép; 2- Bì tum;
3- Kim loại chống thấm;
4- Ống phụt xi măng



Hình 9-32: Cấu tạo của khe chu vi

1- Dầm bê tông cốt thép;
2- Thoát nước; 3- Cốt thép;
4- Nhựa chống thấm;
5- Tấm đồng

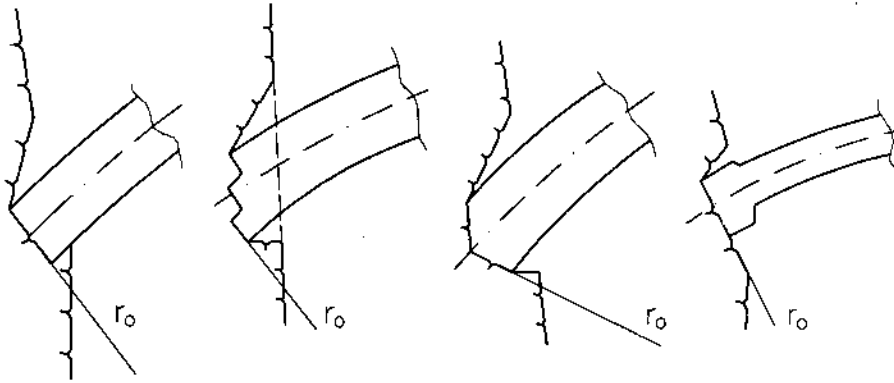
§9.5. XỬ LÝ NỀN ĐẬP VÒM

Do lực tác dụng truyền xuống nền đập khá lớn, ngoài ra vì thường chiều dày đập không lớn, nên yêu cầu về chịu lực và chống thấm ở nền đập cao. Do vậy nền đập phải xử lý rất cẩn thận để nền trở thành vững chắc, chỉnh thể, chịu lực lớn do đập truyền tới.

Khi xử lý nền cần phải bóc hết tầng đá vụn phong hoá. Dùng vòi nước có áp suất cao hoặc phun cát có tốc độ cao để làm sạch nền. Ngoài ra còn phải làm màng chống thấm như trong đập bê tông trọng lực.

Để nối tiếp đập với nền và bờ, tùy tình hình cụ thể có thể thực hiện đào xử lý theo các hình thức ở hình (9-33). Về nguyên tắc cần tạo cho mặt thẳng đứng của đáy gối vòm cùng hướng với mặt phẳng hướng đường kính thì ổn định và truyền lực là tốt nhất.

Thông thường hay gặp hình thức như hình (9-33a). Để giảm khối lượng đào xử lý, có thể sử dụng các hình thức như ở hình (9-33b,c), còn khi nền đá không được tốt lắm, để giảm bớt lực tập trung, có thể dùng hình thức mở rộng chân vòm (hình 9-33d).



Hình 9-33: Các hình thức xử lý nối tiếp đập vòm với nền và bờ đá

Chương 10

ĐẬP BẢN CHỐNG

§10.1. GIỚI THIỆU CHUNG

I. Khái niệm

Đập bản chống được tạo bởi các bản chắn nước nằm nghiêng về thượng lưu và các trụ chống. Áp lực nước được truyền qua bản chắn đến trụ chống và truyền xuống nền. Vì vậy yêu cầu nền để xây loại đập này phải cao. Thường xây đập trên nền đá tốt. Khi cần thiết, cũng có thể xây trên nền đá yếu, nhưng phải xử lý phức tạp, hoặc là phải làm bản đáy để giảm ứng suất đáy móng.

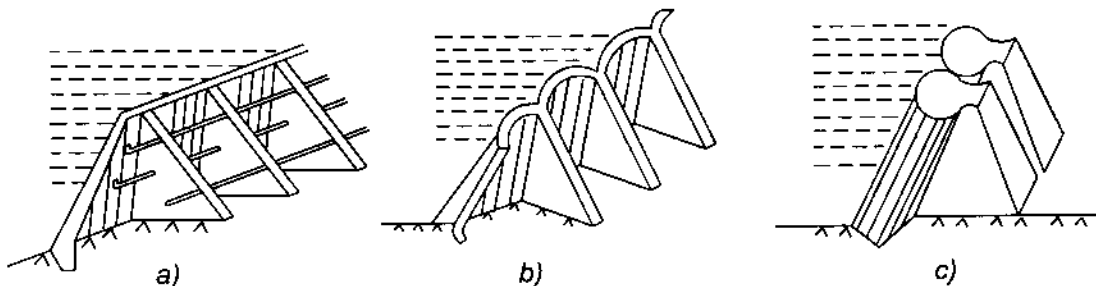
Về mặt địa hình, đập bản chống thích hợp với các lòng sông rộng, bờ thoải.

Vật liệu xây dựng đập thường là bê tông cốt thép, với các đập thấp, có thể sử dụng vật liệu gạch, đá xây.

II. Phân loại

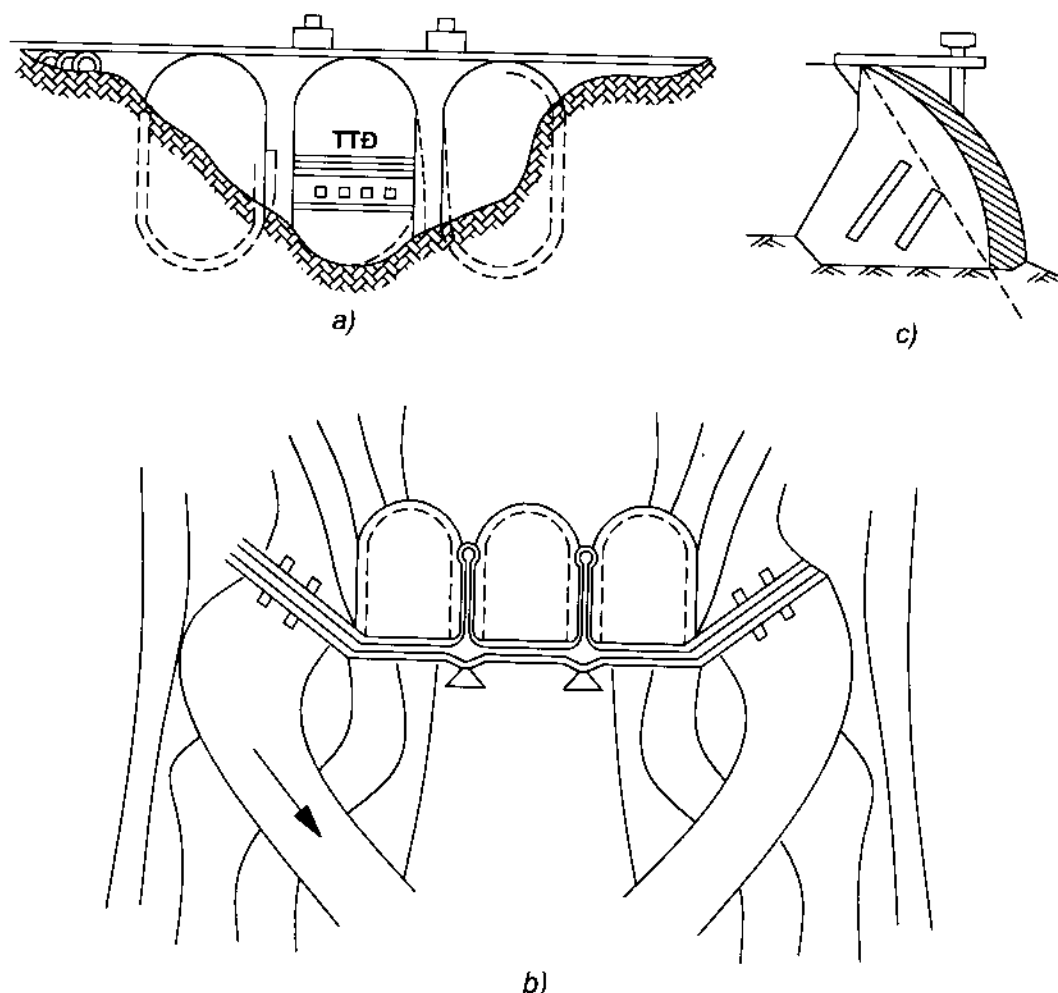
1. Theo hình thức bản chắn nước: phân thành

- Đập bản phẳng: mặt chắn nước là các bản phẳng (hình 10-1a).
- Đập liên vòm: mặt chắn nước là các bản dạng vòm nối liên tục với bản chống (hình 10-1b).
- Đập to đầu: phần đầu của trụ được mở rộng ra tạo thành bản chắn nước (hình 10-1c). Loại này có khối lượng lớn nên cũng được gọi là đập bản chống trọng lực.



Hình 10-1: Một số loại đập bản chống thường gặp
a) Đập bản phẳng; b) Đập liên vòm; c) Đập to đầu.

- Đập liên cầu: bản chắn nước là những mặt cong hai hướng nối liền với trụ. Loại này có kết cấu phức tạp, chỉ sử dụng khi đập cao, yêu cầu nhịp lớn (hình 10-2).



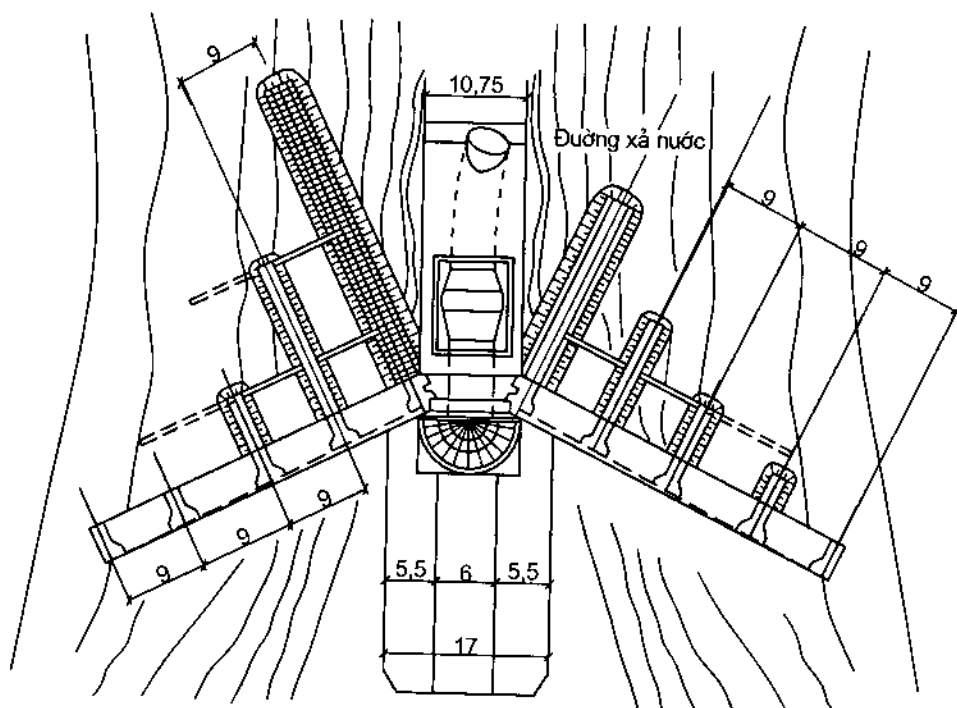
Hình 10-2: Đập liên cầu
a) Nhìn từ hạ lưu; b) Mặt bằng; c) Mặt cắt ngang

2. Theo dạng tuyến trên mặt bằng

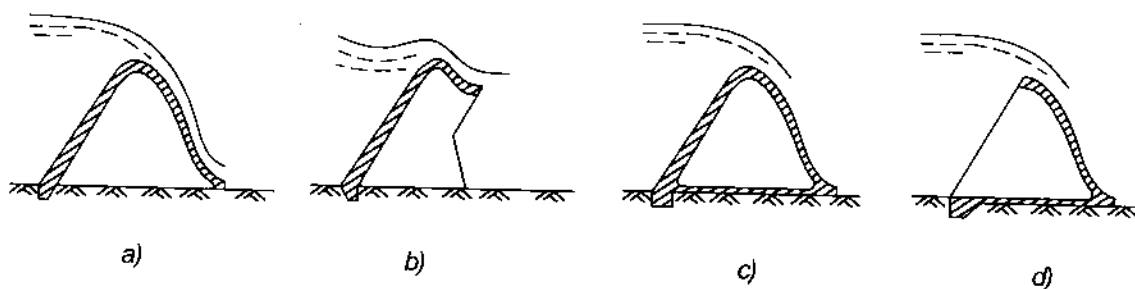
- Tuyến thẳng, là dạng thường gặp nhất.
- Tuyến gãy khúc: đập bản chống hình nêm (hình 10-3), xây dựng khi lòng sông hẹp, địa chất bờ tốt. Do tuyến bố trí hình nêm nên toàn bộ áp lực nước thông qua bản chắn và trụ được truyền vào bờ. Loại này có khả năng chống trượt tốt, nhưng khe nối kết cấu chỗ tuyến gãy dễ bị căng rạn, nứt nẻ.
- Tuyến cong: sử dụng khi phải tránh các điểm cục bộ có địa chất nền yếu.

3. Theo khả năng tràn nước

Đập bản chống thường là không tràn nước, như các loại đã nêu trên. Song khi cần thiết, cũng có thể làm loại đập tràn. Các dạng mặt tràn nước như trên hình 10-4.



Hình 10-3: Đập bản chống hình nêm



Hình 10-4: Các dạng đập bản chống tràn nước

III. Ưu nhược điểm của đập bản chống

1. Ưu điểm

- Mặt chắn nước thường làm nghiêng, do đó lợi dụng được trọng lượng khối nước để làm tăng ổn định cho đập;
- Áp lực thấm đẩy ngược lên trụ và bản chắn nhỏ (với loại đập không có bản đáy, hoặc có bản đáy nhưng có thiết bị thoát nước xuyên qua bản đáy, nằm giữa các trụ).
- So với đập bê tông trọng lực, đập bản chống có kết cấu mỏng, thể tích không lớn nên tiết kiệm được vật liệu. Thống kê từ các đập đã xây dựng trên thế giới cho thấy khối lượng bê tông sử dụng ở đập bản chống so với đập bê tông trọng lực giảm được 30 ÷ 60%, hoặc giảm nhiều hơn nữa (ở các đập liên vòm, liên cầu).

- Kết cấu trụ và bản chân tương đối mỏng, dễ toả nhiệt, nên có thể tăng tốc độ thi công.
- Khi đập cao, khoảng cách giữa 2 trụ kề nhau khá lớn, có thể bố trí gian máy của trạm thủy điện ở khoảng giữa hai trụ, giảm được chiều dài ống dẫn nước và tiết kiệm được mặt bằng công trình đầu mối.

2. Nhược điểm và những điều cần lưu ý trong thiết kế

- Vì trụ đập tương đối mỏng, nên có thể bị mất ổn định về uốn dọc khi chịu nén (do áp lực nước và trọng lượng bản thân). Động đất cũng có thể gây mất ổn định hướng ngang của trụ, nhất là khi đập cao.

- Bản chân nước của đập bản phẳng, liên vòm khá mỏng nên khả năng chống thấm không cao; nếu bản bị nứt thì rất khó sửa chữa. Vì vậy đòi hỏi vật liệu làm bản phải có tính chống thấm, chống xâm thực và độ bền cao.

- Lượng cốt thép dùng trong đập nhiều, nhất là ở bản chân của đập bản phẳng, liên vòm.

- Yêu cầu về nền và xử lý nền cao. Thường yêu cầu là nền đá. Khi đó việc xử lý chủ yếu là chống thấm ở nền dưới bản chân và ở chân móng trụ. Nếu đập thấp xây dựng trên nền đất yếu hoặc đất thì phải làm bản đáy để truyền lực được đều và giảm nhỏ ứng suất trong nền đập.

Đập liên vòm là kết cấu siêu tĩnh nên chịu ảnh hưởng rõ rệt của hiện tượng lún không đều, vì vậy yêu cầu phải xử lý nền để đạt được độ đồng đều và tính chính thể cao.

- Bố trí thi công phức tạp, tốn nhiều ván khuôn, công tác dẫn dòng thi công ở đập bản chống khó hơn so với đập bê tông trọng lực. Nếu bố trí dẫn dòng thi công qua đập đang xây dựng thì dễ gây chấn động thân đập và xói nền đập.

Tóm lại, so với đập bê tông trọng lực, các đập bản chống có nhiều nét khác biệt cần được lưu ý khi so sánh lựa chọn phương án, và khi tính toán thiết kế đập.

IV. Lịch sử phát triển đập bản chống

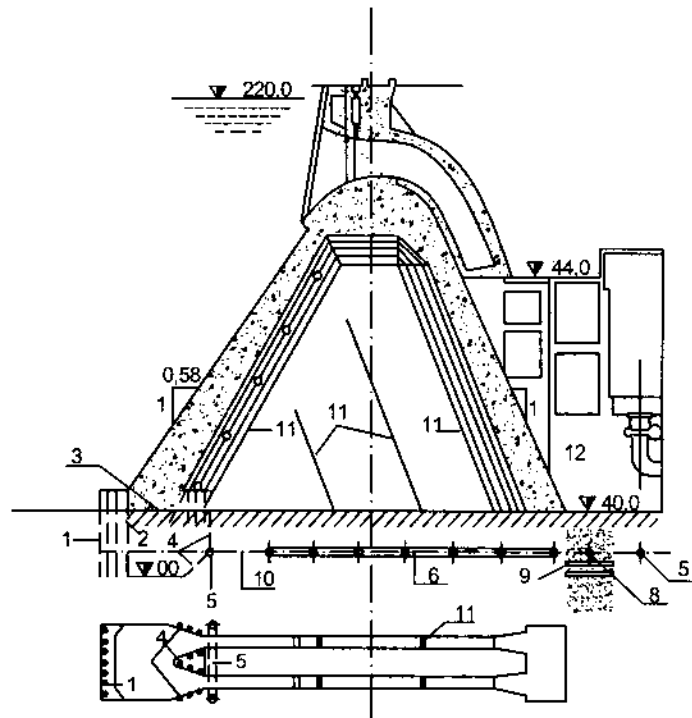
Một trong những đập bản chống đầu tiên được xây dựng là đập liên vòm bằng đá Eltra cao 23m ở Tây Ban Nha vào cuối thế kỷ 16. Sang đầu thế kỷ 20, một số đập bản phẳng, đập liên vòm có chiều cao khoảng 10 ÷ 30m được xây dựng ở Mỹ, Italia, Pháp, Nhật Bản.

Năm 1929, theo thiết kế của kỹ sư Njotxli, ở Mỹ đã xây dựng đập to đầu đầu tiên - đập Đôn Mactin cao 30m. Sau đó loại đập này được phát triển rộng rãi ở Italia, Thụy Điển, Xcôtlen, Nhật Bản, Liên Xô, Bungari, Rumani, Iran, Urugoay và nhiều nước khác.

Hiện nay, trên thế giới đã có trên 500 đập bản chống được xây dựng. Loại đập bản phẳng đã có một số đập khá cao, như đập Possum Kingdom ở Mỹ cao 57,8m, khoảng cách giữa các trụ $l = 12,2\text{m}$, xây năm 1941 (hình 10-5); đập Rôdrighets (Mêhicô) xây năm 1935, có $h = 76,0\text{m}$; $l = 6,7\text{m}$; đập Ecap (Achentina) xây năm 1949, có $h = 88\text{m}$.

tốc độ thi công nhanh. Một số đập to đầu có chiều cao khá lớn như đập Ben Metir (Tuynidi) cao 71m; đập Mengil (Iran) cao 105m; đập Hatanaghi - 1 (Nhật Bản) cao 125m; đập Itaipu (Braxin - Paragoay) cao 196m (hình 10-7).

Quá trình tìm kiếm các giải pháp hợp lý của đập đã dẫn đến các phương án thiết kế đập có kết cấu đặc biệt như đập liên cầu, đập kiểu cột buồm, đập hình nêm, đập có bản chắn nước đặt phía hạ lưu... Tuy nhiên các loại đập này chỉ áp dụng trong từng điều kiện nhất định, và còn ít được xây dựng.



Hình 10-7: Đập to đầu Itaipu cao 196m, đoạn lòng sông có cửa nhận nước của nhà máy thủy điện

§10.2. ĐẬP BẢN PHẪNG

I. Đặc điểm và các kích thước cơ bản

I. Đặc điểm và hình thức

Trong đập bản phẳng phần lớn thường dùng hình thức bản tách rời và xem như tựa trên trụ. Trường hợp này tránh cho bản phía thượng lưu không sinh ứng suất kéo và nền cho phép có một độ lún không đều nhất định. Trường hợp làm liền ít dùng vì khi nhiệt độ thay đổi, các trụ lún không đều bản dễ bị nứt. Yêu cầu về nền đập bản phẳng thấp hơn đập liên vòm. Trường hợp nền đất, đập không cao lắm, người ta cũng có thể dùng đập bản phẳng có bản đáy liền để truyền lực phân bố đều và không lớn xuống nền.

Đập bản phẳng có kết cấu mỏng, do đó yêu cầu dùng loại vật liệu có tính chống thấm cao. Đập thấp dưới 20m có thể dùng bê tông chống thấm số hiệu B4, còn đập cao hơn dùng số hiệu B8. Nếu đập dùng để tràn nước thì yêu cầu bê tông phải có khả năng chống bào mòn.

Nói chung tuyến đập thường bố trí thẳng, song nhiều khi do điều kiện địa hình, cho phép bố trí tuyến đập thành đường hơi gãy khúc. Hai đầu đập gần giáp bờ có thể dùng hình thức đập trọng lực để tăng ổn định.

2. Kích thước cơ bản

Khoảng cách giữa các trụ đập có liên quan đến chiều cao, chiều dày trụ. Ngoài ra trong một số trường hợp như đập dùng tràn nước, cần xét để thoả mãn lỗ tràn, cửa van. Nếu sau đập có bố trí nhà máy thủy điện, cần thoả mãn các yêu cầu bố trí các tổ máy.

Theo một số tài liệu tổng kết kinh nghiệm, khoảng cách giữa các trụ có thể tham khảo bảng (10-1).

Bảng 10-1

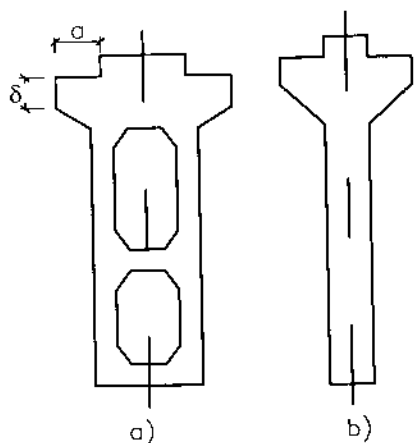
Chiều cao đập (m)	Khoảng cách giữa hai trụ (m)
< 30	8 ÷ 12
30 ÷ 60	10 ÷ 15
60 ÷ 120	12 ÷ 20
> 120	15 ÷ 25

Chiều dày móng trụ có thể sơ bộ chọn như sau:

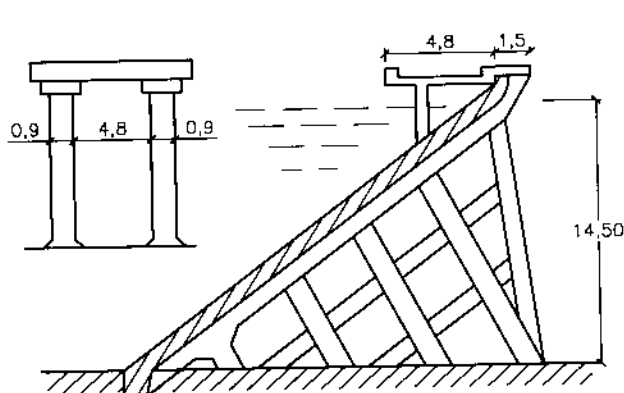
- Ở đỉnh: $d_d = \frac{H}{200} + 0,2\text{m}$; thường trong khoảng 0,25 ÷ 1,0m

- Ở chân: $d_c = \frac{H}{36} + 0,2\text{m}$; thường $\geq 0,5 \div 1,8\text{m}$

Trong đó H là chiều cao đập. Tại vị trí đỡ tỳ bản chắn (hình 10-8a) có thể chọn các kích thước như sau: $a = (0,5 \div 1,0)e$ và $\delta \geq e$; với e là chiều dày bản.



Hình 10-8: Mố trụ đơn và kép



Hình 10-9: Mố trụ kiểu khung

Về hình thức móng trụ có thể đơn hoặc kép (hình 10-8) hoặc kiểu khung (hình 10-9).

Chiều dài bản chắn nước ở đỉnh $e_d = 0,2 \div 0,3\text{m}$. Chiều dày ở độ sâu H dưới mực nước thượng lưu có thể chọn sơ bộ theo biểu đồ hình (10-10) của A.I.Oxtorôpxki và thông qua tính toán kiểm tra để sửa đổi. Biểu đồ này lập nên trong điều kiện:

- Góc nghiêng của bản chắn so với phương nằm ngang $\psi_1 = 45^\circ$.

- Khi tính toán xét với áp lực nước và trọng lượng bản thân.

- Bê tông dùng số hiệu 200 và không cho phép xuất hiện vết nứt.

II. Tính toán bản chắn nước

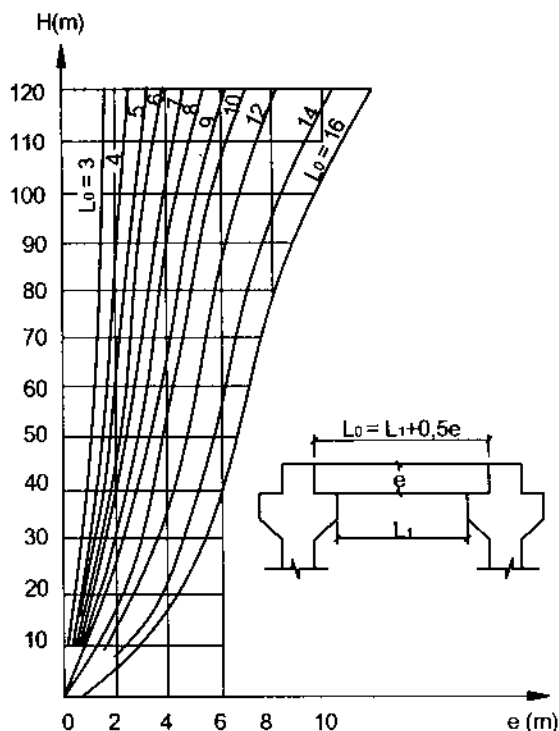
Khi bản đặt tự do lên các trụ đỡ, cắt từng băng rộng 1m và tính theo dầm đơn.

Tải trọng tác dụng lên dầm có áp lực nước, trọng lượng bản thân, bùn cát, lực quán tính do động đất v.v...

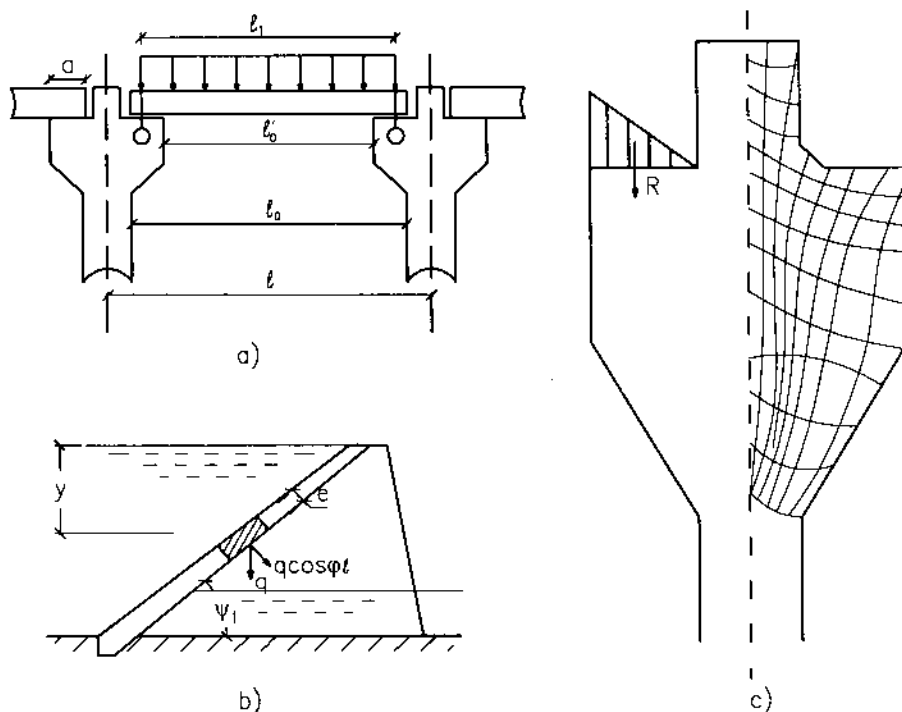
Phân lực tại gối tựa xem như phân bố dạng tam giác (hình 10-11) nên chiều dài tính toán là:

$$l_1 = l'_0 + \frac{2}{3}a \quad (10-1)$$

Trong đó: a - chiều rộng vai trụ; các ký hiệu khác xem hình (10-11).



Hình 10-10: Biểu đồ sơ bộ chọn $e = f(H)$ của A.I. Ôxtorôpxki.



Hình 10-11: Tính toán bản chắn nước.

Tại độ sâu y , băng tính toán chỉ chịu áp lực nước và trọng lượng bản thân, mômen lớn nhất tác dụng lên bản:

$$M = \frac{ql_1^2}{8}, \quad (10-2)$$

Trong đó:

q - tải trọng tác dụng theo phương vuông góc với mặt bản:

$$q = \gamma y + \gamma_b e \cos \psi_1;$$

l_1 - nhịp tính toán;

e - chiều dày bản tại mặt cắt tính toán;

γ và γ_b - trọng lượng riêng của nước và bê tông.

Lực cắt lớn nhất tác dụng lên bản;

$$Q = \frac{1}{2} ql'_0 \quad (10-3)$$

Khi nhiệt độ hạ thấp, mặt bản co lại. Vì vậy tại gối tựa sinh ra lực ma sát giữa trụ và bản làm cho bản chịu kéo. Lực ma sát tính theo công thức:

$$S = fR = fq \left(\frac{l'_0}{2} + a \right), \quad (10-4)$$

Trong đó: f - hệ số ma sát, chỗ tiếp xúc có đệm bao tải tấm nhựa đường thì $f = 0,5$.

Nếu đập bản phẳng cho tràn nước (hình 10-12), bản tràn chịu áp lực nước động. Áp lực này chịu ảnh hưởng của hình dạng mặt tràn. Ở loại đập không chân không, áp lực này nhỏ, nên để an toàn có thể xem lực tác dụng lên bản tràn bằng chiều dày lớp nước tràn. Tại vị trí uốn cong ở vùng cuối mặt tràn, cần xét thêm lực ly tâm. Khi đó áp lực tác dụng lên bản:

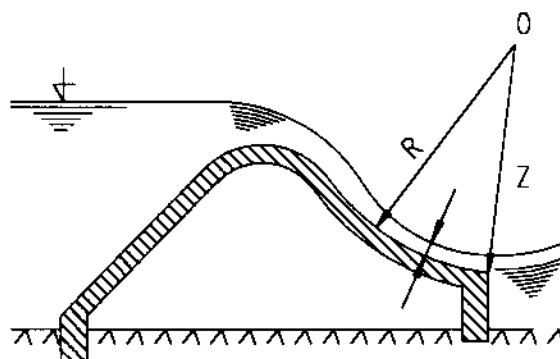
$$p = \left(1 + \frac{v^2}{gR} \right) \gamma Z, \quad (10-5)$$

Trong đó:

v - tốc độ dòng chảy;

R - bán kính cong mặt tràn;

Z - chiều sâu lớp nước tràn.



Hình 10-12: Đập bản phẳng tràn nước

III. Tính toán trụ

1. Ổn định trượt

Kiểm tra ổn định chống trượt của trụ theo nguyên tắc và các phương pháp như đã trình bày trong chương đập bê tông trọng lực. Điều cần chú ý ở đây là:

- Khi xét các lực đẩy ngang (do nước, bùn cát v.v...) phải xét cho cả một đoạn dài l như ký hiệu trong hình vẽ (10-11), ý nghĩa thực là khoảng cách từ giữa nhịp này đến giữa nhịp bên của đập.

- Trọng lượng bản thân ngoài của trụ ra còn phải xét phần do hai nửa bản ở hai bên của bệ đỡ truyền lên.

- Áp lực nước thấm chỉ xét trong phạm vi tác dụng lên trụ (xem đập khe rộng, chương 8).

2. Ổn định lật hướng ngang

Trường hợp này xảy ra khi có lực động đất hướng ngang.

a. Khi trụ không có thanh chống ngang (hình 10-13)

- Trường hợp hồ chưa có nước.

$$K_0 = \frac{d_c(G_t + N_{nB})}{2(T_1 t_1 + T_2 t_2)} \geq [K_0], \quad (10-6)$$

Trong đó:

G_t - trọng lượng của trụ;

d_c - chiều dày trụ tại chân;

N_{nB} - lực nén do bản truyền xuống trụ: $N_{nB} = G_B \cos^2 \psi_1$;

G_B - trọng lượng của bản giữa 2 trụ;

T_1, T_2 - lực quán tính động đất do bản và trụ gây ra (xem chương 3);

t_1, t_2 - tay đòn của T_1, T_2 (đến đáy trụ);

$[K_0]$ - hệ số ổn định lật cho phép.

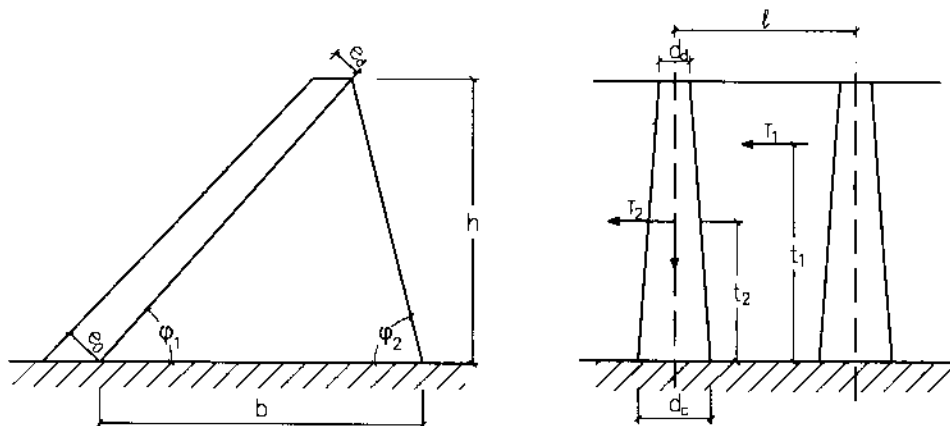
- Trường hợp hồ đầy nước.

$$K_0 = \frac{d_c(G_t + N_{nB} + P)}{2(T_1 t_1 + T_2 t_2)} \geq [K_0], \quad (10-7)$$

Trong đó: P - áp lực nước lên bản thành phần thẳng đứng:

$$P = \frac{1}{2} \gamma h^2 / \cotg \psi_1 \text{ (trường hợp hạ lưu không có nước);}$$

h - chiều sâu nước thượng lưu;



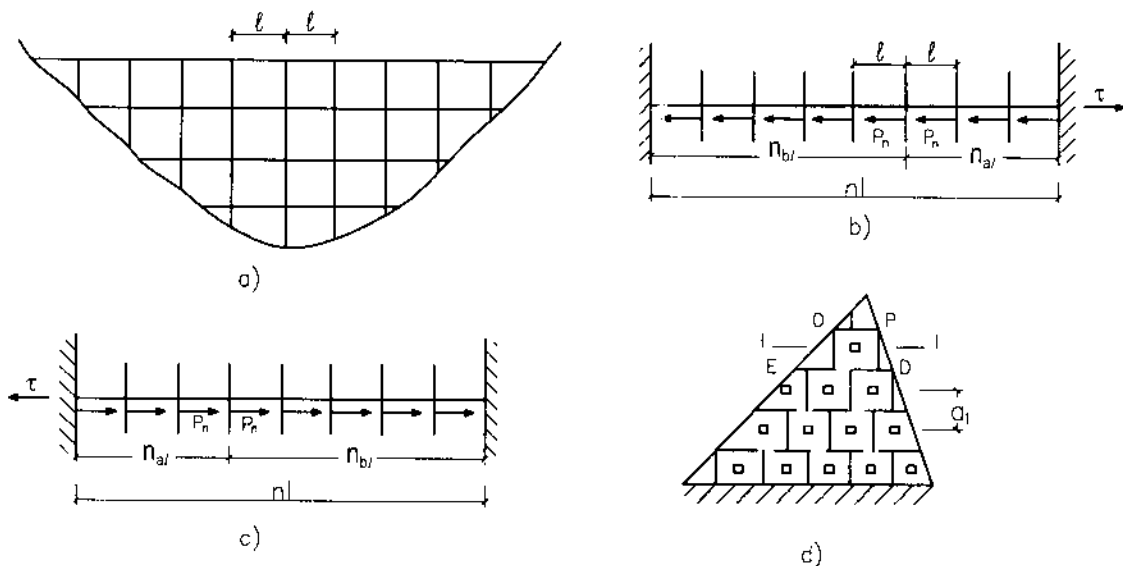
Hình 10-13: Sơ đồ tính toán ổn định lật ngang của trụ không có chống ngang.

b) Khi trụ có các thanh chống ngang

Khi đập tương đối cao, cần bố trí các thanh chống ngang (hình 10-14). Các thanh này không những có tác dụng về ổn định lật ngang mà còn có lợi cho ổn định uốn dọc của trụ. Các hàng thanh này thường bố trí có khoảng cách $a_1 = 4 \div 8\text{m}$; $b_1 = 5 \div 12\text{m}$.

Trong trường hợp này, lực quán tính động đất do các thanh chống ngang chịu. Do vậy cần kiểm tra sức chịu của các thanh.

Biết khoảng cách các thanh, chia trụ thành các khu. Lực quán tính động đất trong khu do hàng thanh ở đó chịu.



Hình 10-14: Sơ đồ tính ổn định lật ngang của trụ khi có thanh chống ngang.

Ví dụ xét hàng thanh (I - I) bao gồm n thanh. Lực tác dụng của trụ lên hàng thanh đó là:

$$P_n = \alpha K G_n, \quad (10-8)$$

Trong đó: G_n - trọng lượng bộ phận trụ tương ứng, có thể lấy G_n bằng 1/2 trọng lượng của khu OPDE.

Nếu các thanh được ngàm chặt với bờ và trụ, thì khi có động đất hướng ngang sẽ có một số thanh chịu kéo, số còn lại chịu nén. Dựa vào phương trình cân bằng biến dạng, ta xác định được số thanh kéo n_a và nén n_b như sau:

$$\left. \begin{aligned} n_a &= \frac{n}{1+B} \\ n_b &= \frac{nB}{1+B} \end{aligned} \right\} \quad (10-9)$$

Trong đó:

$$n - \text{tổng số thanh, } n = n_a + n_b; B = \frac{\sigma_a}{\sigma_b} \frac{E_b}{E_a};$$

σ_a - ứng suất kéo cho phép của thép;

σ_b - ứng suất nén cho phép của bê tông;

E_a, E_b - mô đun đàn hồi của vật liệu nói trên.

Diện tích của các thanh chịu nén lần lượt tính theo công thức:

$$F_{b1} = \frac{n_b P_n}{\sigma_b} \quad (10-10)$$

Các thanh kế tiếp, lần lượt:

$$F_{b2} = \frac{(n_b - 1) P_n}{\sigma_b}$$

Diện tích cốt thép ở thanh chịu kéo thứ nhất:

$$F_{a1} = \frac{n_a P_n}{\sigma_a} \quad (10-11)$$

Kế tiếp:

$$F_{a2} = \frac{(n_a - 1) P_n}{\sigma_a}$$

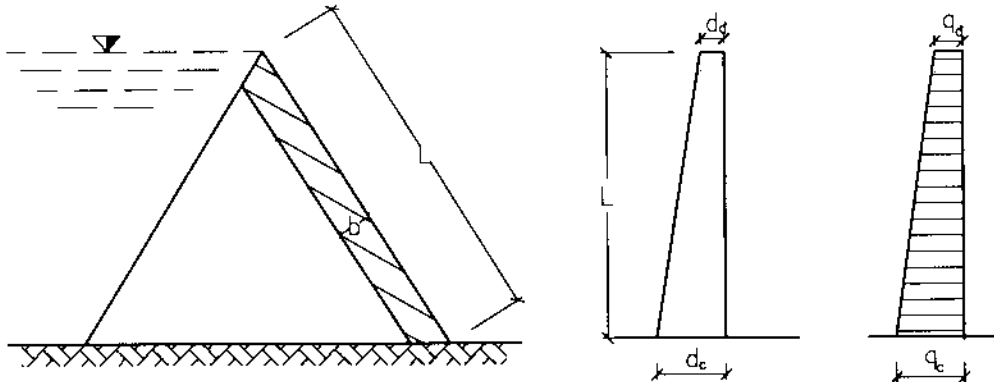
Khi thiết kế cần kết hợp với tải trọng thi công (lợi dụng thanh để bắc giàn giáo) và trọng lượng bản thân dầm. Cần lưu ý sự đổi hướng của động đất để xét các thanh lúc chịu kéo, lúc chịu nén.

3. Ổn định uốn dọc

Do trụ tương đối mỏng lại cao, nên dưới tác dụng của ngoại lực, chủ yếu là nước và bản thân, trụ có thể bị biến dạng do mất ổn định uốn dọc.

Nguyên tắc tính toán là cắt trụ thành các thanh có chiều dày b song song với mặt hạ lưu và xem các thanh này làm việc độc lập với nhau.

a) Khi trụ không có các thanh chống ngang (hình 10-15)



Hình 10-15: Sơ đồ tính ổn định uốn dọc không có các thanh chống ngang

Tải trọng giới hạn của băng tính theo công thức:

$$Q_{gh} = \frac{\psi EJ_{tb}}{L^2} \quad (10-12)$$

Trong đó:

L - chiều dài của thanh đang xét;

E - môđun đàn hồi của bê tông;

J_{tb} - mô men quán tính tại vị trí có chiều dày trung bình:

$$J_{tb} = \frac{bd_{tb}^3}{12} \text{ (thường chọn } b = 1);$$

ψ - hệ số; $\psi = f(\xi, \theta)$ xác định theo biểu đồ hình (10-16):

Các trị số ξ và θ được tính theo công thức:

$$\left. \begin{aligned} \xi &= \frac{4(N_{lc}''\theta_l - 2N_{ltb}'')}{4N_{ltb}'' - N_{lc}''\theta_l} \\ \theta_l &= \frac{d_c}{d_{tb}}; \theta = \frac{d_c}{d_d} \end{aligned} \right\} \quad (10-13)$$

Với:

N''_{lc}, N''_{ltb} - ứng suất chính ở mép biên phía hạ lưu của thanh tại vị trí chân và vị trí có chiều dày trung bình của trụ;

d_d, d_c, d_{tb} - chiều dày trụ ở đỉnh, chân và vị trí trung bình.

Hệ số an toàn uốn dọc:

$$\eta = \frac{Q_{gh}}{N''_{lc} b d_c} \geq \beta K \quad (10-14)$$

Trong đó:

K - hệ số an toàn chịu nén giới hạn của bê tông - theo quy phạm.

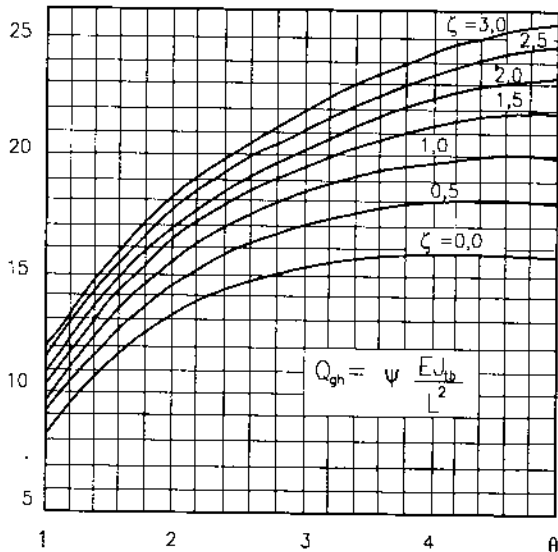
β - hệ số kể đến sự thiếu chính xác của phương pháp tính toán:

Nền đá cứng $\beta = 1,0 \div 1,1$;

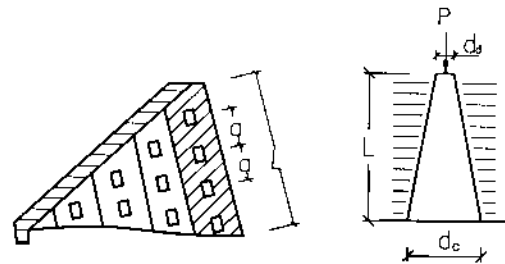
Nền đá trung bình $\beta = 1,2 \div 1,3$;

Nền đá xấu $\beta = 1,5 \div 1,6$.

b) Khi trụ có các thanh chống ngang (hình 10-17)



Hình 10-16: Đường quan hệ $\psi = f(\xi, \theta)$



Hình 10-17: Sơ đồ tính ổn định uốn dọc của trụ có các thanh chống ngang.

Khi nghiên cứu tính toán, Sambô đã thay thế các thanh chống ngang xem như một môi trường đàn hồi với hệ số đàn hồi K và độ cứng chống uốn C . Tính toán với thanh có chiều dày trung bình. Tải trọng giới hạn được tính như sau:

- Các thanh chống ngàm chặt với trụ:

$$Q_{gh} = \sqrt{EJK} + C, \quad (10-15)$$

Với:
$$K = \frac{\pi^2 E \omega l}{s^2 a} \quad \text{và} \quad C = \frac{12 E J_1}{a l},$$

Trong đó:

ω - diện tích mặt cắt của thanh chống ngang;

l - khoảng cách hai trụ;

a - khoảng cách các hàng dầm (hình 10-17);

s - tổng chiều dài của hàng dầm từ bờ này sang bờ kia (giá trị trung bình);

J - mômen quán tính của băng đang xét;

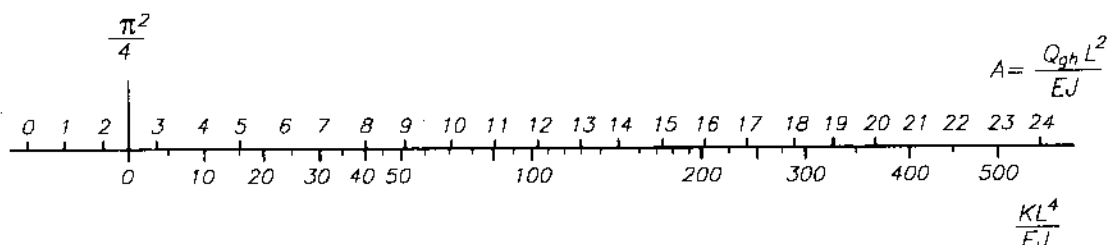
J_1 - mô men quán tính của thanh chống ngang.

- Các thanh chống nối khớp với trụ:

Nếu:
$$\frac{KL^4}{EJ} > 500 \text{ thì } Q_{gh} = \sqrt{EJK}. \quad (10-16)$$

Nếu:
$$\frac{KL^4}{EJ} < 500 \text{ thì } Q_{gh} \text{ tính được từ hình (10-18).}$$

Dựa vào Q_{gh} kiểm tra ổn định theo công thức (10-14).



Hình 10-18: Toán đồ xác định Q_{gh} khi $\frac{KL^4}{EJ} < 500$

c) Trụ kép

Cũng cắt các băng song song với mặt hạ lưu trụ, ta có sơ đồ tính toán như hình (10-19).

Tải trọng giới hạn tính theo công thức:

$$Q_{gh} = \frac{\pi^2 E J_{tb}}{4 L^2} \frac{\omega}{K}; \quad (10-17)$$

$$\omega = \frac{2 n^2}{\pi^2} \left(1 - \cos \frac{\pi}{n} \right);$$

$$K = 1 + \frac{\pi^2 E J_{tb}}{4 L^2} \left(\frac{a h}{12 E J_1} + \frac{a^2}{24 E J_2} \right) \omega,$$

Trong đó:

E - môđun đàn hồi của vật liệu;

J_{tb} - mômen quán tính của băng tại vị trí có chiều dày trung bình (không kể các giằng ngang);

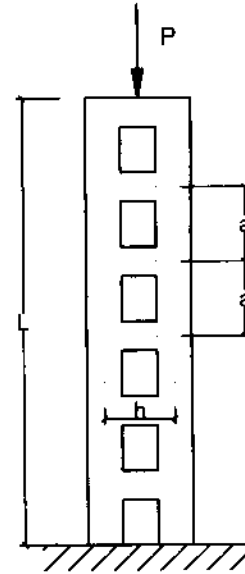
J_1 - mômen quán tính của giằng ngang trong trụ kép;

J_2 - mômen quán tính của một thành bên tại vị trí trung bình;

$n = \frac{L}{a}$; các ký hiệu khác xem hình vẽ.

Kiểm tra ổn định theo công thức:

$$\eta = \frac{Q_{gh}}{\Omega N_{lc}''} \geq \beta K, \quad (10-18)$$



Hình 10-19: Sơ đồ tính ổn định uốn dọc trụ kép

Trong đó:

Ω - diện tích mặt cắt ngang của băng tại vị trí trung bình;

β - hệ số, theo Rozanốp đề nghị bằng $0,7 \div 0,9$.

N_{lc}'' : ứng suất pháp chính lớn nhất của thanh trụ.

4. Tính ứng suất của trụ

a) Phương pháp sức bền vật liệu

Nguyên tắc tính toán như đã nêu trong chương đập bê tông trọng lực. Dựa vào các ngoại lực tác dụng để tính các ứng suất ở mép biên (lực tác dụng này xét cho cả đoạn từ giữa khoang này đến giữa khoang kia).

Ứng suất biên xác định theo công thức:

$$\sigma_y = \frac{\sum P}{F} \pm \frac{\sum M}{J_z} x, \quad (10-19)$$

Trong đó:

J_z - mômen quán tính đối với trục qua trọng tâm tiết diện;

x - khoảng cách từ trục $z - z$ đến điểm tính toán;

F - tiết diện tính toán (kể cả phần vai trụ);

$\sum P$ và $\sum M$ - tổng lực thẳng đứng và mômen của ngoại lực gây ra tính với trọng tâm tiết diện.

Các công thức khác được trình bày trong bảng (10-2).

Bảng 10-2

Ứng suất	Mặt thượng lưu	Mặt hạ lưu
Ứng suất chính	$N'_1 = \gamma y \frac{1}{d} \quad (10-20)$ $N'_2 = \frac{\sigma_y}{\sin 2\psi_1} - \gamma y \frac{1}{d} \cot g^2 \psi_1 \quad (10-22)$	$N''_1 = \frac{\sigma''_y}{\sin^2 \psi_2} \quad (10-21)$ $N''_2 = 0 \text{ (hạ lưu không có nước)} \quad (10-23)$
Ứng suất pháp của mặt thẳng đứng	$\sigma'_x = \frac{N'_1}{\sin^2 \psi_1} - \sigma'_y \cot g^2 \psi_1 \quad (10-24)$	$\sigma''_x = \sigma''_y \cot g^2 \psi_2 \quad (10-25)$
Ứng suất cắt	$\tau = N'_1 \sigma'_y \cot g \psi_1 \quad (10-26)$	$\tau'' = \sigma''_y \cot g \psi_2 \quad (10-27)$
Ứng suất cắt chính	$T' = \frac{N'_1 - \sigma'_y}{2 \sin^2 \psi_1} \quad (10-28)$	$T'' = \frac{N''_1}{2} = \frac{\sigma''_y}{2 \sin^2 \psi_2} \quad (10-29)$

Ứng suất tại các điểm trong trụ như đã nêu trong chương đập bê tông trọng lực. Xem ứng suất pháp σ_x và σ_y phân bố theo quy luật đường thẳng. Ứng suất tiếp phân bố theo quy luật bậc hai:

$$\tau = Cx^2 + Ex + F \quad (10-30)$$

Dựa và điều kiện biên: $x = 0, \tau = \tau'$ và $x = b, \tau = \tau''$ và

$$q' = \frac{Q'}{d} = \int_0^b (Cx^2 + Ex + F) dx$$

Ta xác định được các hằng số theo các công thức:

$$\left. \begin{aligned} C &= \frac{6}{b^3} \left[(\tau'' - \tau') \frac{b}{2} + b\tau' - q' \right] \\ E &= \frac{6}{b^2} \left[q' - b\tau' - \frac{b}{3} (\tau'' - \tau') \right] \\ F &= \tau' \end{aligned} \right\} \quad (10-31)$$

Trong đó:

Q' - tổng lực cắt tác dụng lên tiết diện;

F - diện tích mặt cắt;

d, b - chiều dày, chiều dài mố tại mặt cắt tính toán (không kể phần công son đầu trụ).

Cuối cùng, theo các công thức của sức bền vật liệu tính và vẽ được các quỹ đạo ứng suất chính.

b) *Theo lý thuyết đàn hồi*: Tham khảo kết quả bài toán hình nêm của lý thuyết đàn hồi, được trình bày trong các sách chuyên đề.

5. Tính toán công son đầu mố trụ

Vì đầu mố trụ mở rộng để đỡ bản, ứng suất ở phần này có dạng phân bố như hình (10-11). Để đơn giản cho việc tính toán có thể xem phần đỡ tựa như một công son. Khi đó mômen lớn nhất được tính theo công thức:

$$M = \frac{2}{3}bR = \frac{b}{3}(\gamma y + \gamma_b e \cos \psi)(l'_0 + 2b) \quad (10-32)$$

Các ký hiệu xem hình (10-11).

Dựa vào giá trị mômen uốn để tính kiểm tra và bố trí thép.

6. Chọn mặt cắt kinh tế của trụ

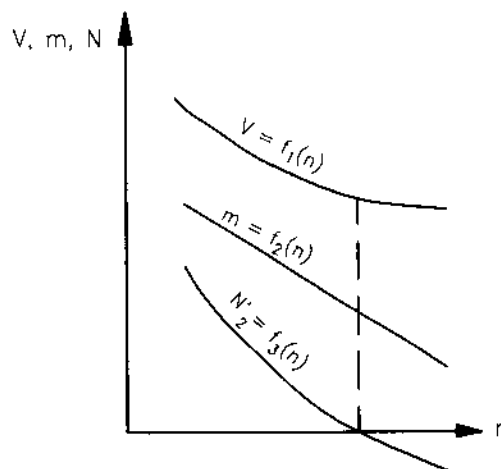
Để chọn mặt cắt kinh tế của trụ ta định góc ψ_1 và ψ_2 sao cho thể tích trụ và bản là nhỏ nhất trên cơ sở đảm bảo yêu cầu về ổn định và độ bền của trụ.

Nguyên tắc tính toán cũng tương tự như đã trình bày trong chương đập bê tông trọng lực. Ngoài yêu cầu về ổn định, để khống chế không sinh ứng suất kéo ở thượng lưu cần thoả mãn điều kiện sau:

$$N_2 = \frac{\sigma'_y - \gamma y \cos^2 \psi_1}{\sin^2 \psi_1} \geq 0 \quad (10-33)$$

Các ký hiệu như đã nêu ở trên.

Giả thiết một số giá trị góc ψ_1 , dựa vào công thức tính ổn định vẽ đường quan hệ $m = f_2(n)$ với $m = \cotg \psi_1$ và $n = \cotg \psi_2$. Với mỗi cặp ψ_1, ψ_2 tìm được ứng suất N_2 theo công thức (10-33), lập được quan hệ $N_2 = f_3(n)$. Đồng thời với từng cặp ψ_1, ψ_2 tính được thể tích trụ, và có quan hệ $V = f_1(n)$. Trên hình (10-20) cho ta xác định được giá trị thể tích trụ V đảm bảo không sinh ứng suất kéo ở thượng lưu để chọn làm mặt cắt của trụ.

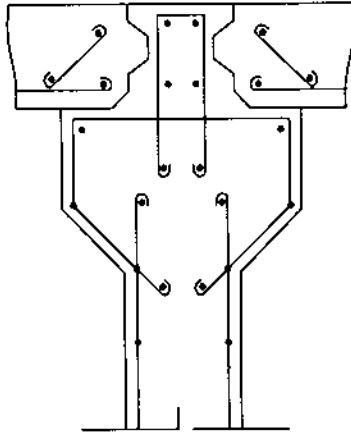


Hình 10-20: Sơ đồ xác định mặt cắt kinh tế của trụ

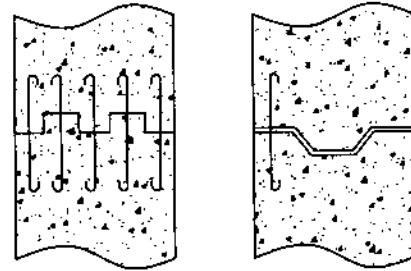
IV. Một số điểm về cấu tạo

Thường các bản chắn bố trí theo dạng không liên tục, bản kê lên vai trụ. Để chống thấm tốt ở chỗ tiếp xúc này thường làm hình răng như khớp mộng và có nhét bi-tum (hình 10-21).

Trong các đập cao, để đề phòng nứt do lún không đều hoặc ứng suất nhiệt gây ra, thường bố trí khe giãn vĩnh cửu trên bản. Khoảng cách giữa các khe thường khoảng $15 \div 5m$ (theo chiều cao), tại đây có thiết bị chống thấm như đặt tấm đồng và bi-tum (hình 10-22).



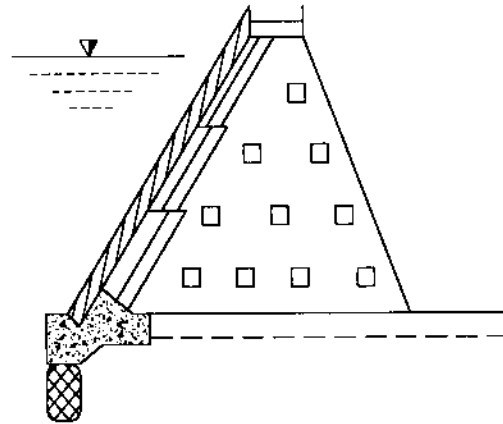
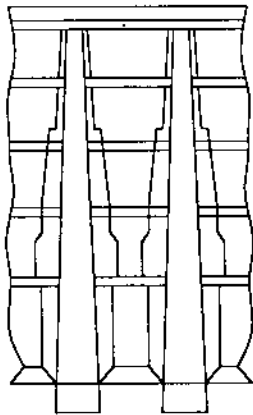
Hình 10-21: Nối tiếp bản chắn và trụ



Hình 10-22: Khe trong bản

Bộ phận đỡ tỳ bản chắn, do càng xuống sâu áp lực nước càng lớn, bản càng dày, do đó có thể bố trí theo cách làm thành từng cấp (hình 10-23).

Ở chân bản, để nối tiếp tốt với nền, đỡ bản được vững và tạo điều kiện chống thấm chỗ tiếp xúc tốt, có thể dùng hình thức như hình (10-23) biểu thị.



Hình 10-23: Nối tiếp chân bản với nền

§10.3. ĐẬP LIÊN VÒM

I. Kích thước đập

Đập có các bản chắn hình vòm đặt liên tiếp lên các trụ đỡ. Khi xác định các kích thước có thể tham khảo các số liệu sau:

1. Trụ đỡ

Khoảng cách giữa các trụ có thể lấy như sau:

Đập cao dưới 30m khoảng cách $l = 10 \div 18\text{m}$

Cao 30 ÷ 6m	$l = 15 \div 26\text{m}$
Cao 60 ÷ 20m	$l = 20 \div 30\text{m}$
Trên 120m	$l = 25 \div 35\text{m}$
Chiều dày ở đỉnh trụ:	$d_d = (1,5 \div 2,0)e_d$
Chiều dày ở chân trụ:	$d_c = (0,07 \div 0,1)H + d_d$

Với: e_d là chiều dày bản ở đỉnh và H là chiều cao đập.

Hình thức trụ cũng có thể là trụ đơn hay trụ kép như đập bản phẳng.

Góc nghiêng của trụ ở thượng lưu $\psi_1 = 65 \div 55^\circ$ (có khi 50°).

Góc nghiêng ở hạ lưu $\psi_2 = 60 \div 90^\circ$.

2. Bản mặt

Bản mặt là các vòm đặt nghiêng để chắn nước. Vòm làm bằng bê tông cốt thép, ngoài yêu cầu chịu lực còn yêu cầu bê tông có số hiệu chống thấm cao.

Chiều dày bản ở đỉnh $e_d = 0,35 \div 0,75\text{m}$ (thường $0,3 \div 0,4\text{m}$).

Chiều dày ở chân bản $e_c = 0,6 \div 3,6\text{m}$ (thường $1,3 \div 2\text{m}$).

Góc trung tâm của vòm $2\alpha = 160 \div 180^\circ$.

II. Tính toán bản chắn

Lực tác dụng lên vòm cũng như ở đập bản phẳng. Các lực chủ yếu thường là áp lực nước, trọng lượng bản thân và lực do thay đổi nhiệt độ.

Khi tính toán, xem bản chắn chủ yếu làm việc theo nguyên tắc của vòm. Riêng phần sát nền, do có sự gắn kết bản với nền và phần sát đỉnh do có bố trí các kết cấu khác như có cầu qua lại, nên hai khu vực này làm việc vừa theo vòm vừa theo từng công son. Khu vực ảnh hưởng ở mỗi đoạn có thể tính theo công thức kinh nghiệm:

$$L = 2\sqrt{R_0 e}, \quad (10-34)$$

Trong đó:

R_0 - bán kính tính đến trục vòm;

e - chiều dày vòm.

Khi tính toán vòm do tác dụng của nước, ta dùng các mặt cắt vuông góc với hướng đặt nghiêng của bản chắn. Do vậy áp lực nước tại các điểm tác dụng lên vòm là không giống nhau (hình 10-24). Áp lực nước ở đỉnh vòm $\gamma\gamma_1$, ở chân vòm $\gamma\gamma_2$. Tại một điểm bất kỳ cách trục đối xứng của vòm một góc β áp lực đó là $\gamma\gamma$. Như vậy toàn bộ áp lực nước tác dụng lên vòm biểu thị bằng sơ đồ adefcba.

Áp lực này có thể phân thành hai phần: đều $aa'ec'c'ba$ và không đều $a'defc'ea'$. Việc giải bài toán vòm chịu tác dụng áp lực đều của nước (cũng như do thay đổi nhiệt độ) đã được trình bày trong chương đập vòm.

Đối với phân áp lực nước không đều, gọi $h_0 = y_2 - y_1$ thì áp lực nước ở chân vòm $\gamma h_0 = \gamma(y_2 - y_1)$, còn ở đỉnh vòm bằng 0. Như vậy tại điểm bất kỳ (so với trục đối xứng có góc β) $p = \gamma h$. Vì $h = r \cos \psi = r_n (1 - \cos \beta) \cos \psi$, nên ta có: (*).

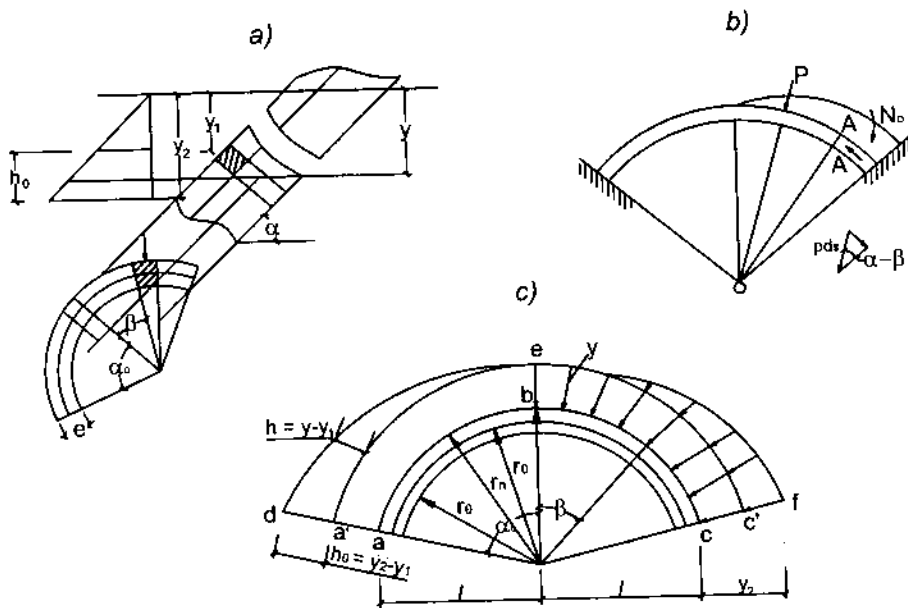
$$p = \gamma r_n (1 - \cos \beta) \cos \psi \quad (10-35)$$

đặt: $\gamma \cos \psi = \gamma'$

$$p = \gamma' r_n (1 - \cos \beta) \quad (10-36)$$

$$p ds = p r_n d\beta = \gamma' r_n^2 (1 - \cos \beta) d\beta \quad (10-37)$$

Dùng các phương pháp tính toán vòm siêu tĩnh của cơ học kết cấu để xác định nội lực và ứng suất trong vòm (xem các tài liệu chuyên đề).



Hình 10-24: Sơ đồ tính toán áp lực nước không đều lên vòm

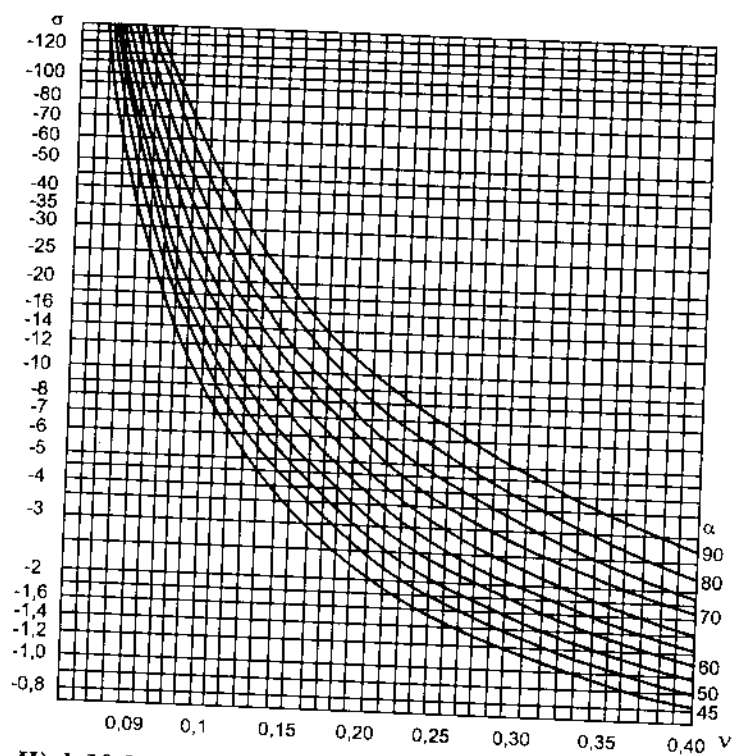
Để thuận lợi cho việc tính toán, N. Kalen đưa ra các biểu đồ hình (10-25) và (10-26) để tính ứng suất ở chân vòm phía thượng lưu và hạ lưu đập. Biểu đồ thiết lập quan hệ:

$$\sigma' = f \left(v = \frac{e}{l}; \alpha_0 \right)$$

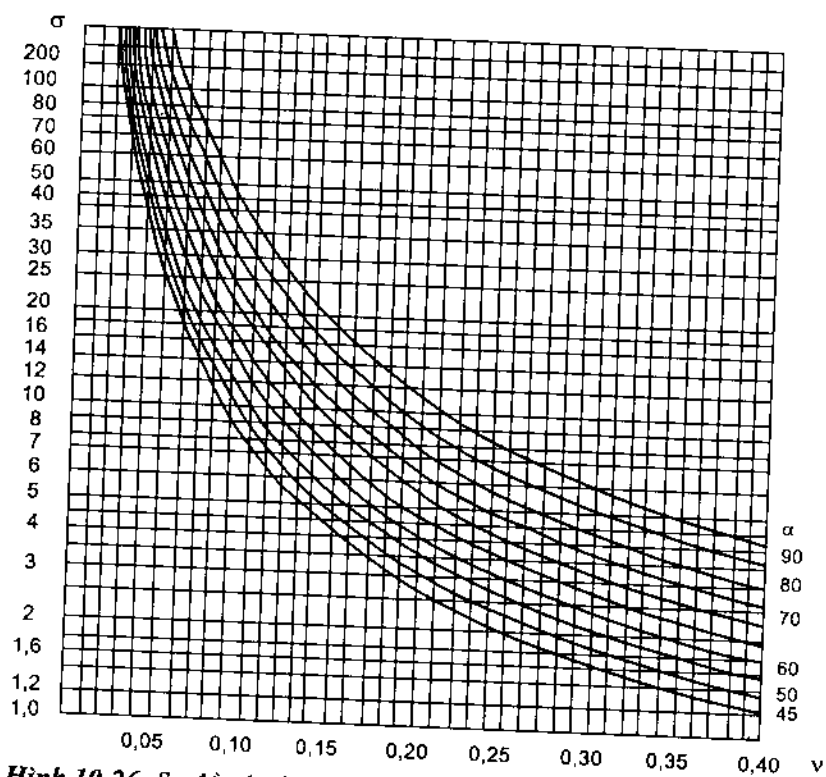
Ứng suất thực được xác định theo công thức:

$$\sigma = \gamma' / \sigma' \quad (10-38)$$

Từ các biểu đồ ta thấy, áp lực không đều của nước làm thay đổi ứng suất ở biên thượng lưu, ở đó phát sinh ứng suất kéo (hình 10-25). Ở hạ lưu ứng suất nén tăng lên (hình 10-26). Muốn giảm ứng suất nén có thể tăng chiều dày e và tăng góc nghiêng mái thượng lưu ψ .



Hình 10-25: Sơ đồ để tính ứng suất chân vòm phía thượng lưu do tác dụng của áp lực nước không đều.



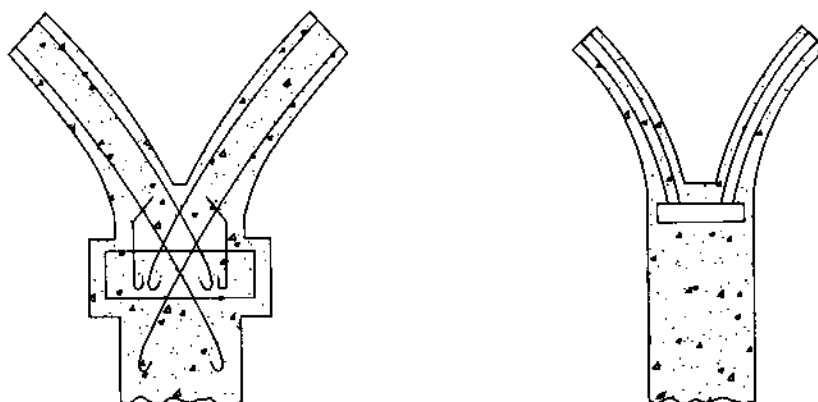
Hình 10-26: Sơ đồ xác định ứng suất chân vòm phía hạ lưu do tác dụng của áp lực nước không đều.

III. Tính toán trụ đập

Việc tính toán ổn định, ứng suất của trụ đập vòm có thể tham khảo ở đập bản phẳng. Tất nhiên trường hợp này ở phân giáp vòm, quy luật phân bố có khác, nhưng vùng chịu ảnh hưởng này không lớn. Còn đối với ổn định hướng ngang tốt nhất nên xét đến khả năng tham gia chống đỡ của vòm. Vấn đề này có thể tham khảo ở các tài liệu chuyên đề. Nếu hệ thống vòm chỉ kê lên trụ thì việc tính toán như trụ đập bản phẳng là phù hợp.

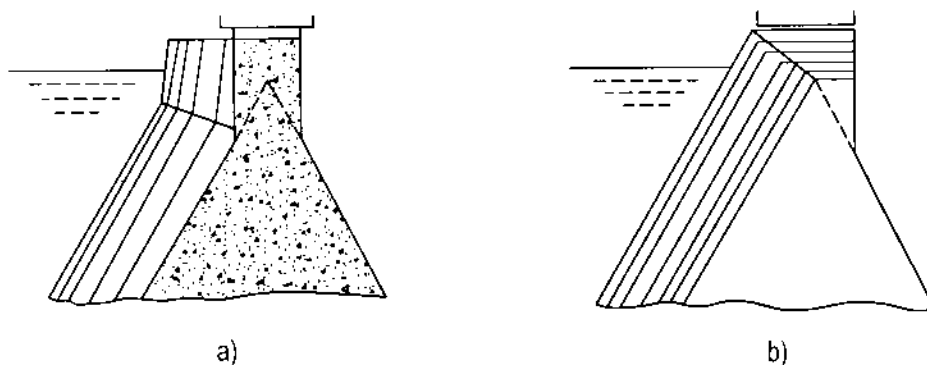
IV. Một số cấu tạo của đập

Về hình thức nối tiếp vòm và trụ thường hay dùng dạng nối cứng và nối khớp tỳ (hình 10-27). Loại nối cứng dễ thi công, tăng ổn định hướng ngang của trụ, nhưng có nhược điểm ứng suất nhiệt tăng và khi có biến dạng nền dễ gây nứt rạn. Vì thế thường dùng khi nền tương đối tốt. Loại khớp tỳ có đặc điểm ngược lại.



Hình 10-27: Hình thức nối tiếp vòm và trụ

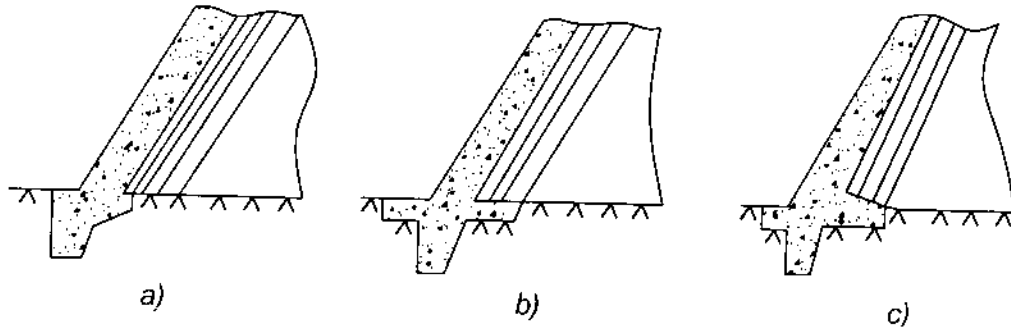
Phân đỉnh vòm nhiều khi do yêu cầu làm cầu giao thông, có thể dùng hình thức trụ đỡ cầu, đoạn vòm ở đỉnh đặt thẳng đứng vừa để tỳ được vào trụ, vừa tránh không gây ứng suất kéo do nước không đều tác dụng gây ra (hình 10-28a); cũng có khi làm vòm ngang ở đỉnh để đỡ cầu (hình 10-28b), hình thức này nhiều khi khá kinh tế.



Hình 10-28: Hình thức đỉnh đập liên vòm

Về nối tiếp đập với nền, có các hình thức như hình (10-29). Nền tốt có thể theo hình (10-29a), nền không tốt lắm dùng các hình (10-29b và c) để bản đáy phân bố tải trọng cho nền đều hơn.

Khi đập cao, bản chắn nước cũng bố trí khe để chống lún, theo chiều cao các khe cách nhau từ 15 ÷ 25m và cũng xử lý khe như đập bản phẳng.



Hình 10-29: Nối tiếp đập với nền

§10.4. ĐẬP TO ĐẦU

Khác với đập bản phẳng và liên vòm, ở đập to đầu, phần đầu trụ mở rộng ra để chắn nước. Cũng như trụ các loại đập kể trước, khi chọn hình thức, kích thước đập to đầu phải thoả mãn các yêu cầu về ổn định, ứng suất, thi công quản lý dễ dàng và kinh tế.

I. Kích thước cơ bản

Khoảng cách giữa các trụ: Khi xác định khoảng cách giữa các trụ cần xét sự bố trí công trình đầu mối, hình thức trụ (đơn, kép), chiều cao đập, tình hình thi công quản lý và các yêu cầu cụ thể khác. Nếu khoảng cách lớn, số trụ giảm, trụ dày, việc thi công dễ dàng hơn, song vấn đề toả nhiệt trong trụ khó khăn hơn. Theo một số tài liệu tổng kết, khoảng cách giữa các trụ có thể chọn theo bảng (10-3).

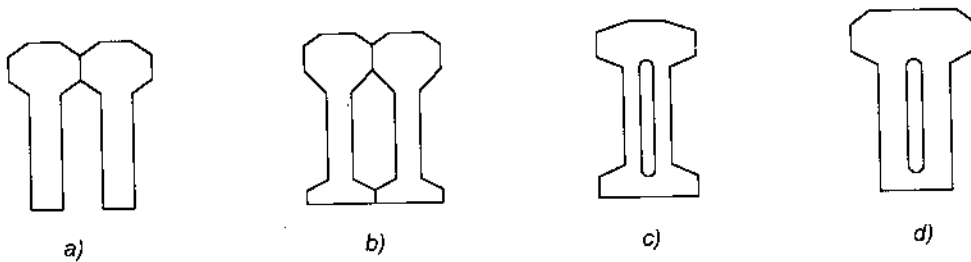
Khi xác định cần chú ý các điểm sau:

- Đập cao thì bề dày trụ phải lớn để thoả mãn được yêu cầu về ổn định uốn dọc và ngang. Trong trường hợp này khoảng cách các trụ chọn lớn, để chiều dày trụ thoả mãn các điểm trên.
- Dùng trụ kép, khoảng cách trụ chọn lớn hơn.
- Khi đập dùng tràn nước hoặc có bố trí nhà máy thuỷ điện sau đập cần chú ý tới các khoang tràn nước, cửa van, kích thước nhà máy thuỷ điện để chọn khoảng cách trụ thích hợp.

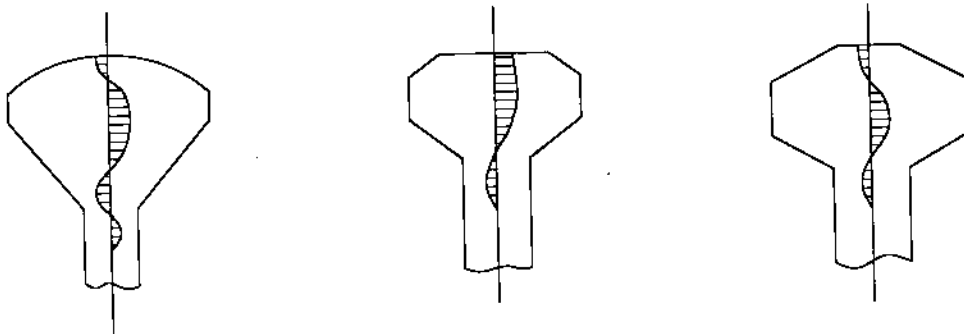
Bảng 10-3

Chiều cao đập (m)	Khoảng cách trụ (m)
Dưới 30	-
30 ÷ 60	9 ÷ 12
60 ÷ 120	12 ÷ 18
trên 120	18 ÷ 25

Về hình thức bao gồm loại trụ đơn (hình 10-30a và b) hay trụ kép (hình 10-30c và d). Loại b và c do có bộ phận mở rộng ở phía hạ lưu nên ổn định trụ tốt hơn.

**Hình 10-30: Các hình thức trụ**

Hình thức đầu trụ cũng có các kiểu như hình (10-31). Loại đầu lượn tròn phân bố ứng suất tốt hơn, không sinh ứng suất kéo ở thượng lưu, song thì công phức tạp. Loại đầu bằng có ưu nhược điểm ngược lại, thường ít dùng. Loại đa giác có ưu điểm của hai loại trên, thường dùng nhiều hơn. Độ dốc nghiêng của trụ phía thượng lưu $\cotg\psi_1 = m_1 = 0,4 \div 0,5$ và thường $m_1 + m_2 = 1 \div 0,85$ ($m_2 = \cotg\psi_2$ - độ nghiêng của trụ phía hạ lưu).

**Hình 10-31: Các hình thức đầu trụ**

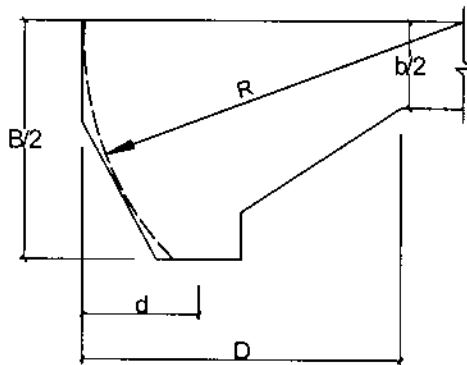
Một số kích thước đầu trụ đơn loại đa giác (hình 10-32) có thể chọn như sau:

- Các cạnh của đa giác tiếp xúc với vòng cung tròn $R = (0,6 \div 0,9)B$, với B chiều rộng chân nước. R không nên chọn quá lớn để lợi dụng áp lực nước tác dụng theo hướng ngang giảm được ứng suất kéo đầu trụ.

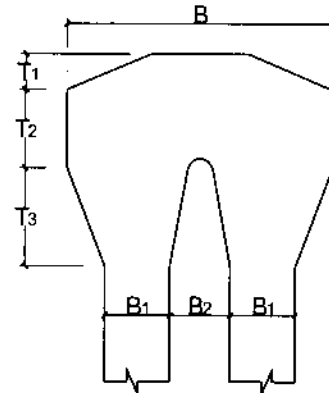
- Vị trí đặt thiết bị chắn nước cũng nên lui về phía hạ lưu để lợi dụng áp lực ngang của nước vào đầu trụ và giảm ứng suất kéo đầu trụ, $d = B/4$.

- Chiều dài phần đầu trụ $D = 0,8B$.

- Chiều dày trụ thường gấp $b = \left(\frac{1}{2,5} \div \frac{1}{4} \right) B$.



Hình 10-32: Kích thước đầu trụ đơn loại đa giác



Hình 10-33: Trụ kép

Đối với trụ kép (hình 10-33), một số kích thước có thể tham khảo như sau:

$$T_1 = 1,5 \div 3,0 \text{ (m)}$$

$$T_2 = (0,07 \div 0,09)H$$

$$B_1 = (0,04 \div 0,05)H$$

$$T_3 = 5 \div 7 \text{ (m)}$$

$$B_2 = 6 \div 8 \text{ (m)}$$

II. Tính toán trụ

Tính toán trụ đập to đầu về nguyên tắc và các bước giống như trụ đập bản phẳng.

Khi đập có trụ đơn, để tính ổn định hướng ngang do tác dụng của động đất, có thể theo sơ đồ hình (10-34 a, b).

$$K_0 = \frac{1}{2} \frac{G_1 + G_2}{T_t} \geq [K_0], \quad (10-39)$$

Trong đó:

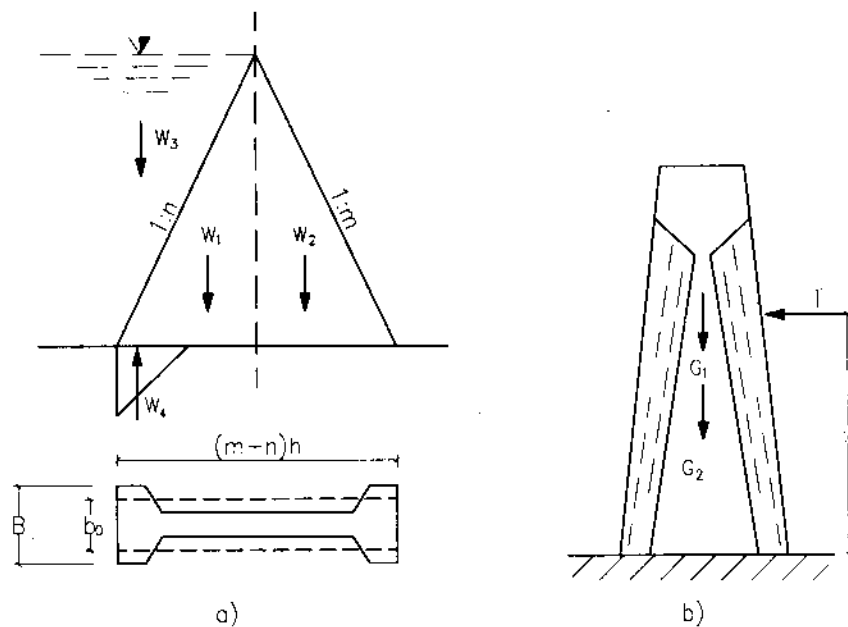
G_1 - trọng lực bản thân đập;

G_2 - tải trọng tác dụng lên đập theo phương thẳng đứng;

T - lực quán tính động đất;

t - tay đòn lực quán tính động đất.

$[K_0]$ - hệ số an toàn cho phép, thường lấy như sau: khi hồ không có nước : $[K_0] = 1,2 \div 1,3$, hồ đầy nước: $[K_0] = 1,3 \div 1,6$.



Hình 10-34: Sơ đồ tính ổn định hướng ngang

Để chọn kích thước cơ bản của trụ, trước hết sơ bộ tính kích thước theo một số kinh nghiệm. Sau đó dựa vào ba điều kiện ổn định trượt, độ bền và kinh tế để xác định kích thước hợp lý. Vì đầu trụ mở rộng nên ban đầu cần biến đổi thành độ dày trung bình b_0 .

Gọi $S = \frac{B}{b_0}$, trị số S có thể tham khảo bảng (10-4). Tính toán mặt cắt như ở đập bản phẳng và xác định được mặt cắt hợp lý.

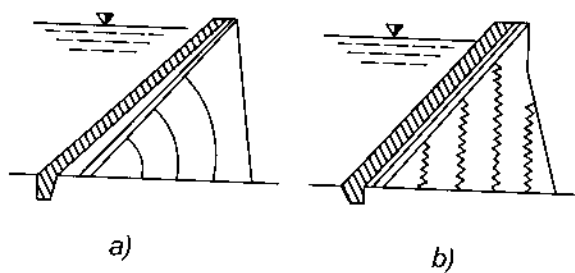
Bảng 10-4

Chiều cao đập	10	60	80 ÷ 100	≥ 100
$S = \frac{B}{b_0}$	1,4 ÷ 1,6	1,6 ÷ 1,8	1,8 ÷ 2,0	2,0 ÷ 2,4

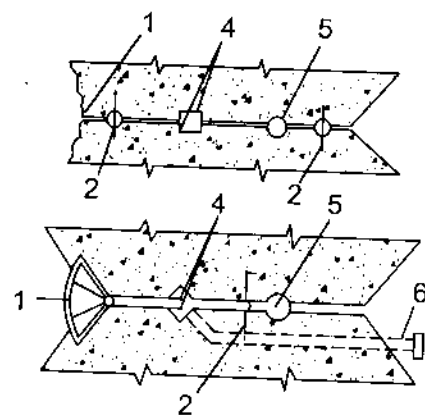
III. Một số cấu tạo khác của đập

Thể tích trụ khá lớn nên khi bê tông ninh kết, co lại dễ phát sinh vết nứt, do vậy trong trụ thường bố trí các khe co giãn (hình 10-35). Các khe cách nhau khoảng 8 ÷ 12m. Chiều rộng khe khoảng 0,5m. Khi đổ bê tông có bố trí sẵn ống dẫn vữa xi măng để phụt lấp khe.

Các khoang đập bố trí tách rời nhau để tránh lún không đều. Tại đó cần bố trí thiết bị chống thấm (hình 10-36). Khoảng cách hai tấm đồng thường lấy lớn hơn $\frac{1}{40}H$ (H - chiều cao đập).



Hình 10-35: Khe co giãn ở trụ đập



Hình 10-36: Khe lún
và chống thấm của đập

- 1- Dầm bê tông cốt thép; 2- Tấm kim loại;
3- Khe; 4- Ống dẫn nhiệt;
5- Giếng thoát nước; 6- Ống dẫn bitum.

Chương 11

CÁC LOẠI ĐẬP KHÁC

§11.1. KHÁI NIỆM VÀ PHÂN LOẠI

I. Khái niệm

Ngoài các dạng đập chính đã trình bày ở trên, trong những điều kiện nhất định, có thể áp dụng các hình thức đập khác. Các dạng đập này được đề nghị áp dụng do những ưu điểm nổi bật như tận dụng vật liệu tại chỗ, hạ giá thành công trình, bố trí thi công đơn giản, rút ngắn thời gian xây dựng...

Tuy nhiên, các dạng đập này thường có mức độ kiên cố không cao, thích hợp với loại công trình nhỏ, cột nước thấp.

Hiện nay, chủ trương hiện đại hoá nông nghiệp, nông thôn đang được đẩy mạnh thực hiện. Các dự án thủy lợi nhỏ đang được xây dựng nhiều, đặc biệt ở miền núi, vùng sâu, vùng xa. Vì vậy việc nghiên cứu áp dụng các dạng đập phù hợp trong những điều kiện nêu trên là cần thiết.

II. Phân loại

Tùy theo vật liệu xây dựng và dạng kết cấu, có thể phân thành các loại sau:

1. Đập gỗ: Sử dụng vật liệu gỗ là chủ yếu.

Theo kết cấu có các loại (hình 11-1).

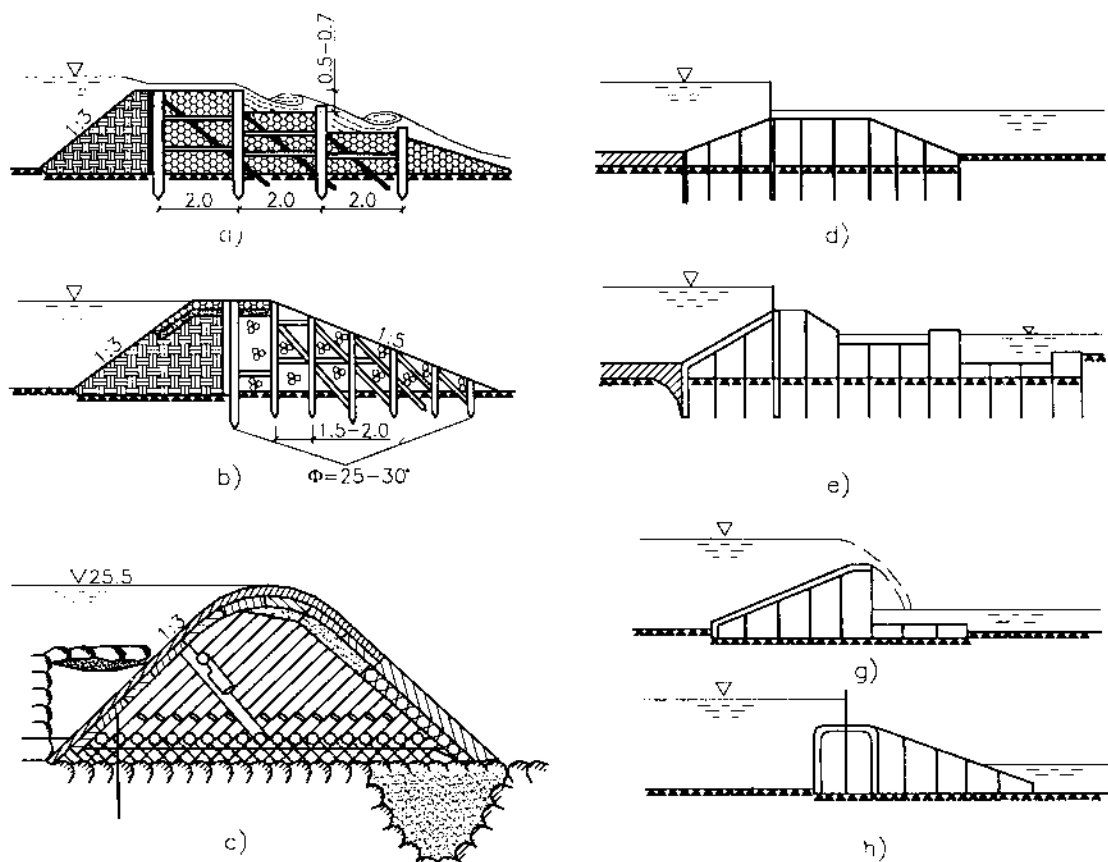
- Đập cọc gỗ: Dùng cọc gỗ kết hợp với vật liệu đất, đá.
- Đập tường chống: Bản chắn nước và tường chống đều bằng gỗ.
- Đập cũi gỗ: Dùng cũi gỗ, trong đó chứa đất cát, đá để tạo thành đập.

Hiện nay, giá thành gỗ xây dựng không phải là rẻ. Do đó các đập sử dụng nhiều gỗ như đập cũi gỗ, đập tường chống hầu như không còn được xây dựng. Loại đập cọc gỗ có thể xem xét sử dụng trong những điều kiện nhất định.

2. Đập đá tràn nước: Sử dụng vật liệu đá, kết hợp với một phần vật liệu khác như đất, bê tông để làm đập (hình 11-2).

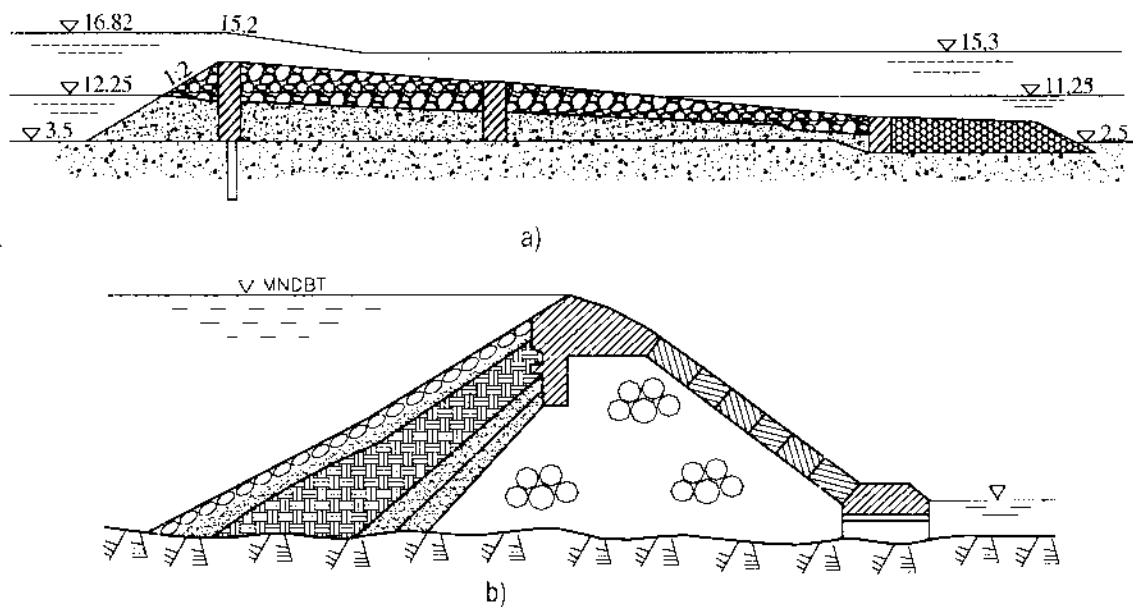
- Đập trên nền đất: có mặt tràn nước thoải (hình 11-2a).
- Đập trên nền đá (hình 11-2b): có mặt tràn dốc hơn, ở đỉnh và chân mái hạ lưu có khối bê tông để giữ ổn định. Mặt tràn được xây bằng tấm bê tông hoặc đá có kích thước lớn.

Do khối đá đổ thân đập có chuyển vị nên mặt tràn thường bị biến dạng sau mùa lũ, công tác tu sửa phải tiến hành hàng năm.



Hình 11-1: Một số dạng đập gỗ

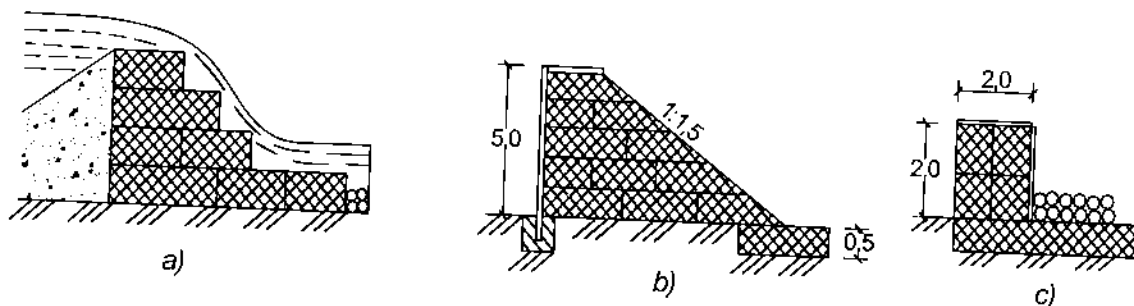
a, b) Đập cọc gỗ tràn nước; c) Đập tường chống tràn nước; d, e, g, h) Đập cũi gỗ



Hình 11-2: Một số dạng đập đá tràn nước

a) Đập trên nền đất (mặt tràn xoải); b) Đập trên nền đá (có khối bê tông ở đỉnh và chân hạ lưu).

3. Đập bằng rọ đá: Dùng dây thép đan thành rọ trong bỏ đá để tạo thành đập. Một số dạng đập rọ đá như trên hình 11-3. Loại này có cấu tạo đơn giản, giá thành rẻ và có độ ổn định cao hơn so với đập đá rời, nên có triển vọng phát triển nhiều hơn. Ở nước ta, đập rọ đá đã được áp dụng nhiều ở các sông suối miền núi. Ngoài ra, rọ đá cũng được sử dụng để gia cố mái dốc, chân kè...



Hình 11-3: Một số dạng đập bằng rọ đá (gabion)

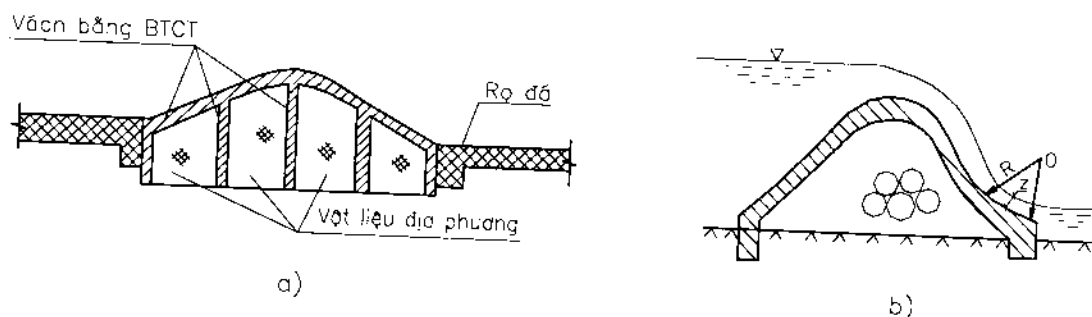
a) Dạng bậc thang; b) Đập có mặt cắt hình thang; c) Đập có mặt cắt chữ nhật.

4. Đập hỗn hợp bê tông, bê tông cốt thép - vật liệu địa phương: Thân đập gồm vỏ bọc ngoài bằng bê tông, bê tông cốt thép và phần lõi bằng đất hay đá (hình 11-4). Theo kết cấu, có các loại như sau:

- Đập Xen cốp (hình 11-4a): gồm bản mặt và các vách dọc, ngang bằng bê tông cốt thép hoặc đá xây, phía trong chất đầy bằng vật liệu tại chỗ như đất, cát, sỏi, đá.

- Đập đá xếp bọc bê tông (hình 11-4b): phần lõi là khối đá xếp.

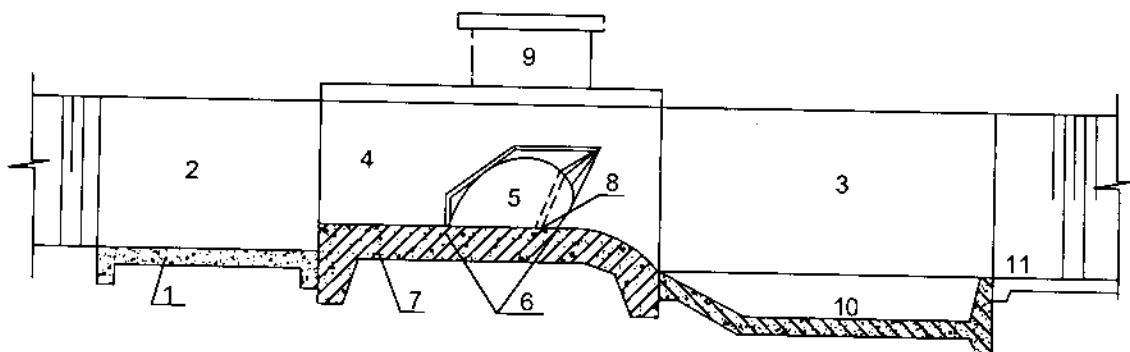
5. Đập cao su: Thân đập là một túi cao su có thể bơm căng bằng nước hay không khí để tạo thành vật chắn nước (hình 11-5). Thành túi được gắn chặt với bản đáy bằng bê tông cốt thép tiếp giáp với nền. Khi tháo lũ, người ta xả hết nước hay không khí trong túi cao su ra, túi xếp xuống bản đáy và nước chảy tràn tự do trên đó.



Hình 11-4: Đập hỗn hợp bê tông - vật liệu địa phương

a) Đập Xen cốp; b) Đập đá xếp bọc bê tông

Ngoài các loại đập kể trên, tùy điều kiện cụ thể có thể áp dụng một số kiểu đập khác. Sau đây trình bày cụ thể một số dạng đập có triển vọng áp dụng nhiều hơn.



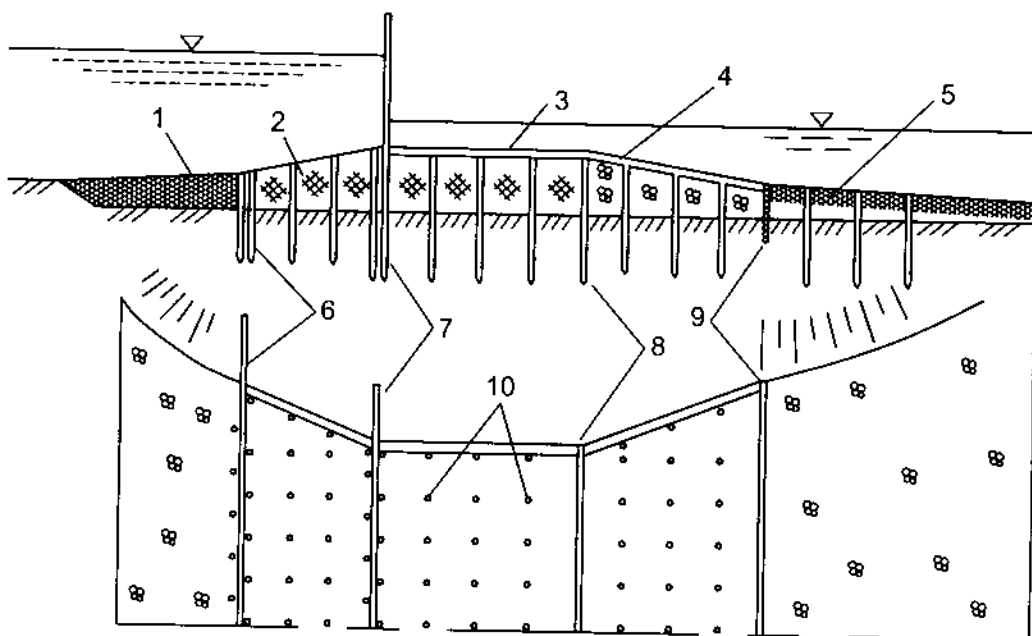
Hình 11-5: Đập cao su (hình cắt dọc)

1- Sàn trước; 2,3- Tường cánh thượng, hạ lưu; 4- Tường bên; 5- Túi đập; 6- Néo; 7- Bản đáy; 8- Đường ống bơm, tháo; 9- Phòng thao tác; 10- Bể tiêu năng; 11- Sàn sau.

§11.2. ĐẬP CỌC GỖ

I. Bố trí và cấu tạo các bộ phận

Đập cọc gỗ thường là loại tràn nước, có cột nước thấp (khoảng 2÷3m) và dùng trong trường hợp nền mềm, cho phép đóng cọc. Hình 11-6 là sơ đồ một đập cọc gỗ tràn nước. Các bộ phận của đập bao gồm: đoạn kéo dài ở phía trước sân phủ, sân phủ, ngưỡng tràn, dốc tràn, hàng cừ ở sân phủ, hàng cừ chính ở đầu ngưỡng tràn và cừ cuối ngưỡng tràn.



Hình 11-6: Sơ đồ đập cọc gỗ tràn nước

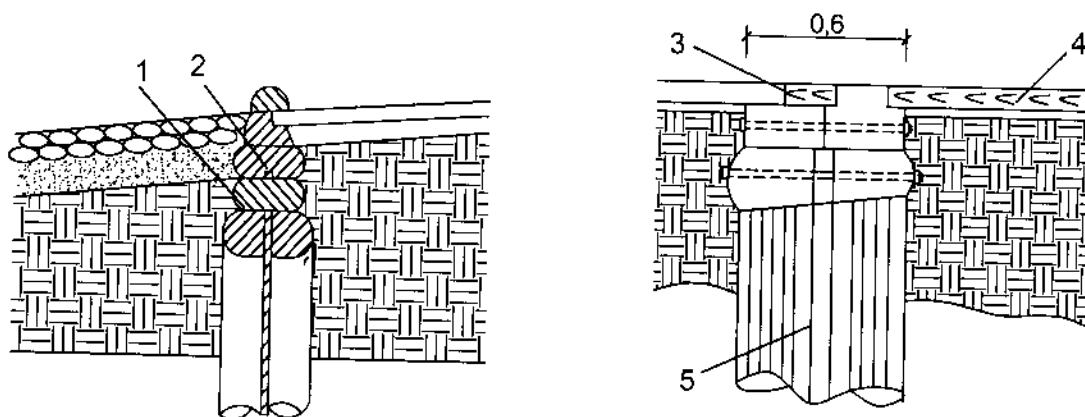
1- Đoạn kéo dài trước sân phủ; 2- Sân phủ đất sét; 3- Ngưỡng tràn; 4- Dốc tràn; 5- Sân sau; 6- Hàng cừ ở sân phủ; 7- Hàng cừ chính; 8- Hàng cừ cuối ngưỡng tràn; 9- Vách ngăn bằng gỗ; 10- Cọc.

Về mặt cấu tạo, đoạn kéo dài phía trước sân phủ làm bằng vật liệu ít thấm như đất thịt, đất sét v.v... Chiều dài đoạn này khoảng $(0,5 \div 1)H$ trong đó H là cột nước. Phía trên cần có lớp bảo vệ chống xói.

Bộ phận sân phủ cũng làm bằng vật liệu ít thấm nước. Chiều dài đoạn này khoảng $(1,5 \div 2,5)H$. Chiều dày đầu sân khoảng $0,60 \div 0,75m$ và cuối sân khoảng $1m$. Sân nghiêng về phía thượng lưu, với độ dốc khoảng $1/6 \div 1/10$. Trên mặt sân dùng ván gỗ, đặt hai lớp mỗi lớp dày $5 \div 10cm$ để bảo vệ.

Ngưỡng tràn là nơi chịu tác động của dòng nước. Chiều dài ngưỡng khoảng $(2 \div 3)H$. Ngưỡng cũng được đắp bằng loại vật liệu ít thấm nước nhưng ở trên mặt bố trí một tầng đệm, theo nguyên tắc của tầng lọc dày $0,3 \div 0,4m$. Dùng ván gỗ ghép bảo vệ mặt ngưỡng để khi nước qua không gây xói. Đoạn dốc tràn có chiều dài khoảng $(3 \div 7)H$ nghiêng về phía hạ lưu với độ dốc khoảng $1/8 \div 1/12$.

Sân sau có tác dụng bảo vệ cho lòng sông ngay sau đập không bị xói lở. Sân sau yêu cầu dễ thấm nước, thường làm bằng đá đổ, rọ đá, các cũi gỗ trong đổ đá v.v... Hàng cừ ở sân phủ và hàng cừ chính có tác dụng tăng cường chiều dài đường viền thấm, làm giảm áp lực thấm lên ngưỡng tràn. Khi cừ làm bằng ván gỗ dày $7 \div 10cm$ có thể đóng sâu xuống nền được $3 \div 3,5m$; nếu là gỗ phiến dày $15 \div 18cm$ thì có thể đóng sâu xuống $4,5 \div 5m$. Hình 11-7 biểu thị cấu tạo và nối tiếp của cừ đầu sân phủ và cừ chính ở đầu ngưỡng tràn.



Hình 11-7: Cấu tạo và nối tiếp giữa cừ ở đầu sân phủ và cừ chính với các phần khác.

1- Mũ trụ cọc; 2- Đầm đỉnh; 3- Đầm chính; 4- Bản mặt; 5- Cừ chính.

Cọc đóng ở sân phủ và ngưỡng tràn thường có đường kính $d = 20 \div 26cm$, đóng cách nhau $2m$.

Hình 11-1a là một kiểu đập cọc gỗ tràn nước chia thành nhiều bậc, mục đích để tiêu hao dần năng lượng của dòng chảy. Cọc gỗ dùng loại $d = 20 \div 30cm$, đóng cách nhau $1,5 \div 2,5m$ và đóng sâu xuống nền khoảng $1 \div 1,5m$. Dùng các thanh gỗ ngang và xiên phối hợp với cọc thẳng đứng tạo thành ô cũi trong đó đổ đá. Đá nhỏ xếp trong,

còn đá lớn xếp ở mặt tràn, đường kính các hòn đá này yêu cầu $d \geq 30 \div 40\text{cm}$. Chiều cao đập loại này thường $2 \div 3\text{m}$, mỗi bậc tràn thường $0,6 \div 0,7\text{m}$.

II. Tính toán ổn định

Để kiểm tra ổn định chống đẩy nổi của bộ phận ngưỡng tràn có thể dùng công thức sau:

$$K = \frac{(\gamma_1 + \gamma_2 h_2) l_1 l_2 + \pi d h_c F}{W_t l_1 l_2} \geq K_{cp} \quad (11-1)$$

Trong đó:

W_t - áp lực thấm tác dụng lên bộ phận ở ngưỡng tràn có chiều rộng l_1 và chiều dài l_2 ;

l_1, l_2 - khoảng cách giữa các cọc theo chiều ngang và chiều dọc (hình 11-8);

γ_1, γ_2 - trọng lượng riêng của đất, đá tầng lọc ở bộ phận ngưỡng tràn;

d - đường kính cọc;

h_c - chiều sâu cọc;

F - lực ma sát đơn vị giữa đất và bề mặt cọc, đối với đất cát bằng $3 \div 6\text{N/cm}^2$ tùy theo độ chặt, cát pha $1 \div 2\text{N/cm}^2$, đất bùn $0 \div 0,5\text{N/cm}^2$;

K_{cp} - hệ số an toàn cho phép lấy bằng $1,3 \div 1,50$ (xét đến mạch động do dòng chảy tràn trên mặt đập).

III. Tính toán cọc khi chịu áp lực theo phương ngang

Trong sơ đồ hình 11-9 dưới tác dụng áp lực ngang của nước, nếu khoảng cách ngang của các cọc là l_2 thì áp lực ngang tác dụng mà cọc phải chịu là:

$$Q = 0,5 \gamma H^2 l_2, \quad (11-2)$$

Trong đó: H - chênh lệch cột nước thượng, hạ lưu (trong hình vẽ hạ lưu không có nước).

Áp lực mỗi cọc hoặc cừ phải chịu tỷ lệ với diện tích mặt cắt ngang của cọc hay cừ trong phạm vi hàng cọc đang xét (với chiều rộng l_2). Ta có:

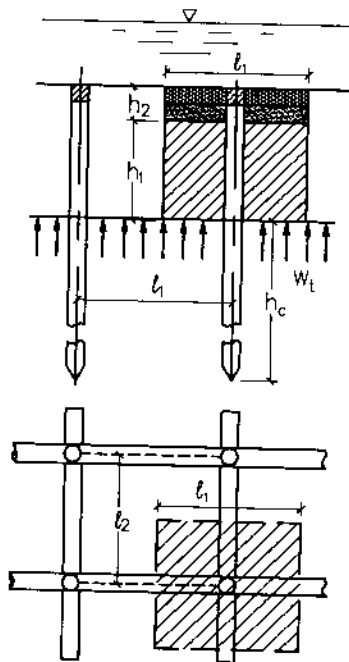
$$Q_i = \frac{Q}{\Omega} \omega_i, \quad (11-3)$$

Trong đó:

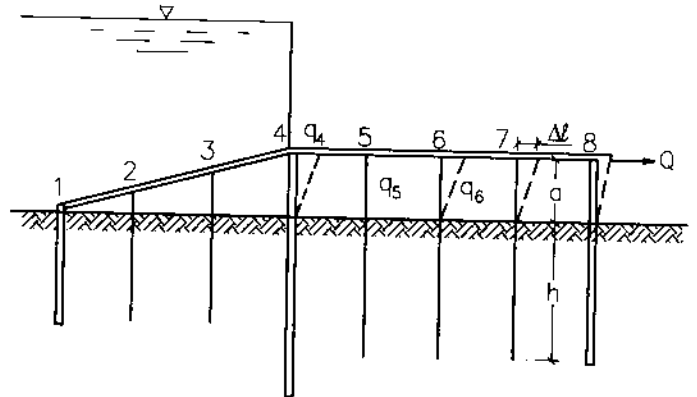
$$\sum Q_i = Q \text{ và } \sum \omega_i = \Omega;$$

ω_i - diện tích mặt cắt ngang cọc thứ i ; nếu là cừ thì bằng $\delta_i l_2$ (xét trong phạm vi rộng l_2).

δ_i - chiều dày cừ.



Hình 11-8: Sơ đồ tính ổn định
đẩy nổi ngưỡng tràn



Hình 11-9: Sơ đồ tính toán cọc chịu áp lực ngang
1, 4, 8- Các hàng cừ; 2, 3, 5, 6, 7- Các cọc

Biết mật cát ngang của cọc, cừ và chiều sâu đóng cọc h , có thể xác định được tải trọng ngang giới hạn lên cọc và đối chiếu với trị số tính theo (11-3). Các trị số lực giới hạn này được xác định từ điều kiện bền của đất bao quanh cọc, và độ bền của cọc (về uốn): $Q_{gh} = mP_t$, trong đó P_t - độ bền tính toán, xác định từ điều kiện chuyển vị ngang cho phép của đầu cọc Δl ; m - hệ số điều kiện làm việc, lấy bằng 0,9.

Phương pháp đơn giản xác định các lực tác dụng lên cọc là dựa vào giả thiết cho rằng chỉ lấy P_t bằng $2/3$ tổng số các cọc trong 1 hàng, nghĩa là con số $Q_{max} = 1,5Q/n$, trong đó n - tổng số cọc trong hàng.

Trị số của P_t theo độ bền của cọc và đất được xác định theo các tài liệu chuyên môn về móng cọc.

§11.3. ĐẬP CAO SU

I. Chỉ dẫn chung

1. Ưu nhược điểm của đập cao su

a) **Ưu điểm:** So sánh kết cấu của đập cao su với các loại đập, cống khác cho thấy các ưu điểm sau:

- **Giá thành hạ:** So với các cửa cống bằng kim loại có cùng quy mô, phương án đập cao su rẻ hơn $1,5 \div 3$ lần (số liệu thống kê ở Trung Quốc).

- Thời gian thi công ngắn: Phần túi đập và các phụ kiện được gia công ở xưởng rồi mang ra hiện trường để lắp đặt, đảm bảo chất lượng và độ chính xác cao. Nói chung, thi công công trình đập có thể hoàn thành trong 1 mùa khô, công tác dẫn dòng thi công ít phức tạp.

- Có thể bố trí nhịp lớn (đến $30 \div 60\text{m}$), giảm được số trụ trung gian của đập;

- Kết cấu đập đơn giản, nhẹ nhàng. Khi làm việc đập có tính đàn hồi cao, chịu được tác động của sóng xung kích, động đất...

- Về mùa lũ, cho tháo hết nước hay khí, túi đập xẹp xuống sát bản đáy, tạo khả năng tháo lũ lớn, giảm bớt mức độ ngập lụt ở thượng lưu; có thể dễ dàng tháo bùn cát qua đập.

b) Nhược điểm:

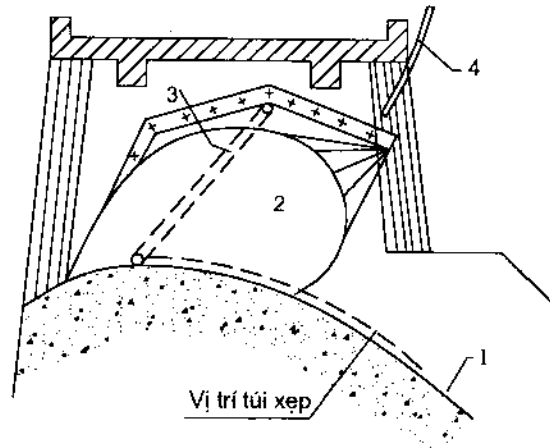
- Cao su dễ bị lão hoá, tính bền vững của đập kém hơn so với kết cấu thép, đá và bê tông. Tuổi thọ của túi đập cao su nói chung khoảng 20 năm. Hết thời gian này cần thay một túi đập mới với kinh phí thay thế không lớn so với giá thành toàn bộ đập.

- Dòng chảy có lưu tốc lớn, mang theo sỏi đá sắc cạnh có thể làm xây xước mặt cao su, giảm tuổi thọ công trình. Điều này cần được xem xét khi xây dựng đập ở các suối miền núi có độ dốc lớn, bùn cát nhiều.

2. Các sơ đồ bố trí đập cao su

a) *Bố trí đập tại ngưỡng tràn xả lũ:* các ngưỡng tràn xả lũ tự động của hồ chứa có thể bố trí đập cao su để dâng cao mực nước hồ, tăng dung tích có ích trong mùa kiệt. Khi mùa lũ đến lại cho xẹp túi cao su xuống, đảm bảo tháo lũ tự do, không làm dâng cao mực nước hồ.

Sơ đồ này lợi dụng đường tháo lũ đã có của hồ chứa, không cần làm thêm bộ phận sân phủ và bộ phận nối tiếp hạ lưu ngưỡng. Nếu xây đập cao su trên đỉnh tràn kiểu Ôphixêrốp cũng không cần phải thay đổi kết cấu ban đầu của ngưỡng tràn (hình 11-10).



Hình 11-10: Bố trí đập cao su trên ngưỡng tràn xả lũ.

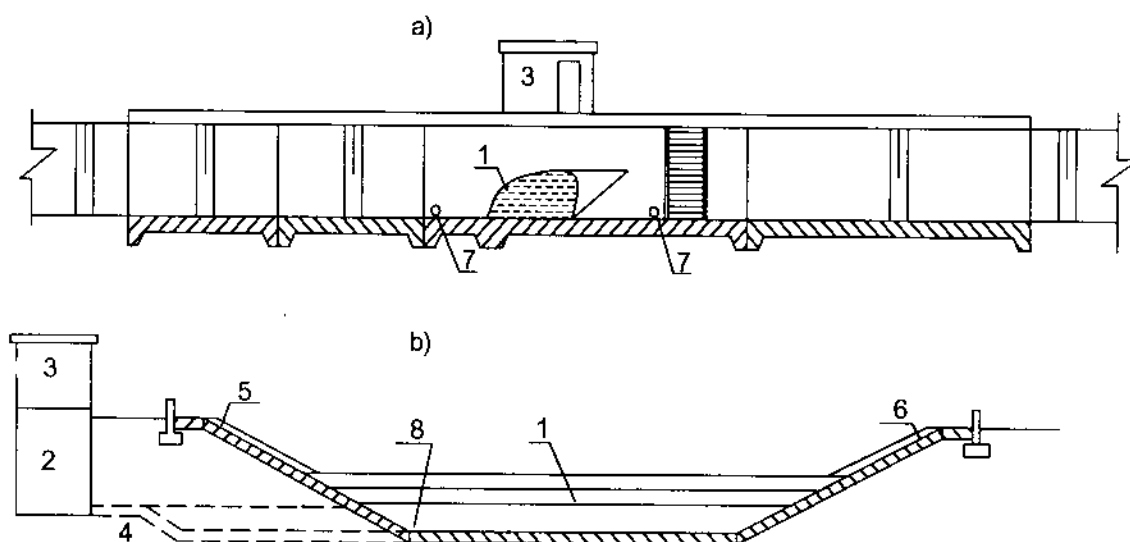
1- Mặt tràn xả lũ; 2- Túi đập bơm khí;
3- Đường nét; 4- Đường ống bơm, tháo.

b) Đập cao su trên sông vùng trung du (hình 11-11)

Sông trung du thường có mặt cắt tương đối rộng, dòng chảy êm thích hợp với khả năng mở rộng nhịp khi bố trí đập cao su. Trường hợp lòng sông quá rộng thì có thể bố trí một số trụ trung gian. Khi đó cần chọn chiều dài trụ đủ lớn để tránh việc dòng xoáy ở sau trụ gây chấn động, mài mòn túi đập.

c. Đập cao su trên sông suối vùng núi (hình 11-5)

Sông vùng núi thường dốc, chảy xiết, hàm lượng bùn cát lớn, dòng chảy qua đập dễ sinh rung động, va đập làm bào mòn và xé rách túi đập. Vì vậy khi bố trí phải đặt cao tấm bản đáy móng và làm một đoạn dốc nghiêng sau ngưỡng. Trong quản lý cần tăng cường quan trắc chấn động, mài mòn để kịp thời khắc phục.



Hình 11-11: Đập cao su trên sông vùng trung du

a) Cắt dọc; b) Cắt ngang

1- Túi đập; 2- Buồng bơm; 3- Buồng quản lý; 4- Ống bơm, tháo nước;
5- Ống xả an toàn; 6- Ống thoát khí; 7- Ống quan trắc mực nước; 8- Cửa nước vào, ra.

3. Thành phần công trình: Kết cấu hoàn chỉnh của đập cao su gồm 3 khối chính.

a) Khối công trình nối tiếp với nền và bờ bao gồm:

- Ngưỡng đập: bản đáy, tường bên và móng giữa (nếu có).

Ngưỡng là nơi tiếp nhận lực từ thân đập để truyền xuống nền và bờ. Khi cần kéo dài đường viền thấm có thể đóng cừ ở đầu bản đáy (trường hợp đập xây trên nền đất thấm mạnh).

- Bộ phận nối tiếp thượng lưu: gồm sân phủ, tường cánh, kè bờ đoạn sông thượng lưu tiếp giáp với đập.

- Bộ phận nối tiếp hạ lưu: gồm bể tiêu năng, sân sau, tường cánh, kè bờ hạ lưu.

b) Thân đập, tức túi đập cao su

c) Hệ thống khống chế quan trắc: gồm thiết bị bơm, xả làm căng túi đập, trang thiết bị an toàn và quan trắc.

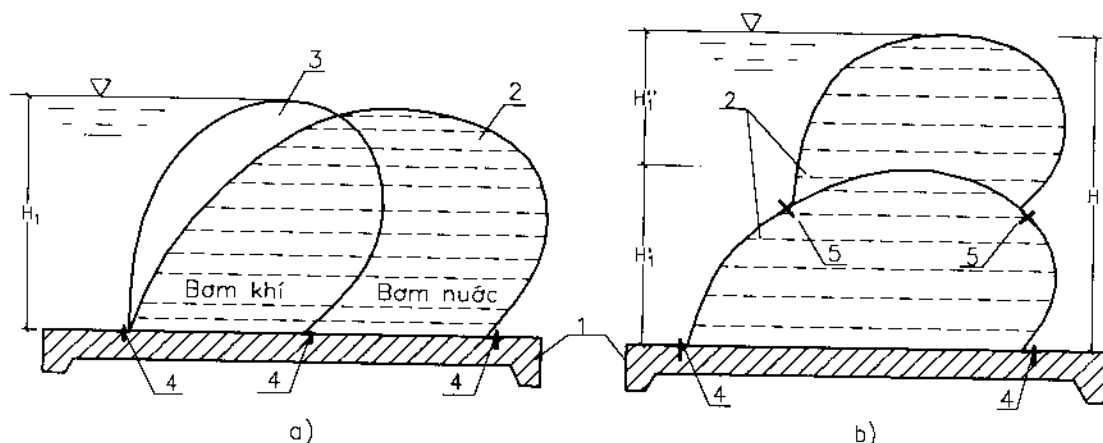
II. Thiết kế túi đập

1. Phân loại

a) Theo số tầng túi tại mỗi mặt cắt:

- Loại 1 tầng (hình 11-12a). Khi chiều cao đập $H \leq 3\text{m}$ và chu vi túi đập không quá 12m, nên sử dụng loại đập 1 tầng.

- Loại nhiều tầng (hình 11-12b): số tầng có thể bằng 2 hay nhiều hơn, sử dụng khi công trình phải phân tầng để khống chế các mực nước khác nhau, hoặc có các yêu cầu đặc biệt.



Hình 11-12: Bố trí thân đập cao su

a) Loại 1 tầng (kiểu bơm nước hoặc bơm khí); b) Loại 2 tầng (kiểu bơm nước).

1- Bản đáy bê tông; 2- Túi đập bơm nước; 3- Túi đập bơm khí; 4- Néo; 5- Điểm tiếp neo.

b) Theo chất bơm căng túi:

- Bơm căng bằng nước: dùng cho đập nhiều tầng, đập thường xuyên có nước chảy tràn.

- Bơm căng bằng khí: thường chỉ dùng ở vùng giá lạnh, để phòng nước đóng băng trong túi đập.

c) Theo số lượng tuyến neo:

- Néo đơn: dùng ít thiết bị neo, nhưng chu vi túi phải lớn; tính ổn định trong vận hành kém;

- Néo đôi: dùng nhiều thiết bị neo hơn, nhưng chu vi túi nhỏ hơn và tính ổn định trong vận hành cao hơn so với neo đơn.

2. Tính toán năng lực xả lũ qua đập cao su

Tính theo công thức cơ bản của dòng chảy qua đập tràn:

$$Q = \sigma_n \epsilon m B \sqrt{2g} h_0^{3/2} \quad (11-4)$$

Trong đó:

Q - lưu lượng xả, m^3/s ;

B - chiều dài đập, m ;

h_0 - cột nước trên đỉnh đập (có kể lưu tốc tới gần), m ;

m - hệ số lưu lượng;

σ_n - hệ số ngập;

ε - hệ số co hẹp bên.

Trường hợp đập xếp xuống hoàn toàn, trị số m lấy theo đập tràn đỉnh rộng ($m = 0,33 \div 0,36$). Còn khi túi đập bơm căng, m lấy theo đập tràn thực dụng: $m = 0,36 \div 0,45$.

Có thể xác định m theo các công thức thực nghiệm sau:

- Đối với đập bơm nước, néo đơn:

$$m = 0,138 + 0,018 \frac{h_1}{H} + 0,152 \frac{H_0}{H} + 0,32 \frac{h_2}{H}, \quad (11-5)$$

Trong đó:

H_0 - cột nước áp lực trong túi đập, m ;

H - chiều cao thực tế đập bơm căng khi vận hành, m ;

h_1 - độ sâu nước thượng lưu đập, m ;

h_2 - độ sâu nước hạ lưu đập, m . Các trị số trên đều lấy đáy túi làm mặt chuẩn.

Chiều cao đập lúc chảy tràn có thể đo trực tiếp, hoặc tính theo công thức kinh nghiệm:

$$\frac{H}{H_1} = 0,690 - 0,390 \frac{h_1}{H} + 0,489 \frac{H_0}{H_1} + 0,7018 \frac{h_2}{H}, \quad (11-6)$$

Trong đó: H_1 - chiều cao đập thiết kế, m .

- Đối với đập bơm nước, néo kép:

$$m = 0,128 + 0,117 \frac{h_1}{H} + 0,097 \frac{H_0}{H}, \quad (11-7)$$

$$\frac{H}{H_1} = 0,634 - 0,329 \frac{h_1}{H} + 0,601 \frac{H_0}{H_1} - 0,084 \frac{h_2}{H}, \quad (11-8)$$

- Đối với đập bơm khí, néo kép:

$$m = 0,093 + 0,272 \frac{h_1}{H} + 0,20 \frac{H_0}{H} - 0,027 \frac{h_2}{H}, \quad (11-9)$$

$$\frac{H}{H_1} = 1,059 - 0,422 \frac{h_1}{H} + 0,375 \frac{H_0}{H_1} - 0,204 \frac{h_2}{H}, \quad (11-10)$$

Các ký hiệu như đã nêu trên: phạm vi thích ứng của các công thức này là:

$$\frac{h_2 - H}{H_0} \leq 0,45.$$

3. Thiết kế túi đập

Nội dung tính toán thiết kế túi đập bao gồm: xác định lực kéo túi đập (T); độ dài chu vi túi đập (L_0); dung tích túi đập trên 1 đơn vị chiều dài (V_0). Có thể sử dụng các công thức giải tích, tra bảng hay đồ giải để xác định các đại lượng này.

Các trường hợp tính toán được thống kê trên bảng 11-1. Khi dòng chảy tràn qua đỉnh đập, mặt cắt túi đập sẽ biến dạng; nước (hay khí) trong túi đập sẽ thoát ra ngoài qua thiết bị an toàn.

Khi thiết kế, tiến hành tính toán theo trường hợp 2, tức khi mực nước thượng lưu ngang đỉnh đập, hạ lưu không có nước.

Sau đây trình bày phương pháp tính toán cho đập cao su kiểu bơm nước hay được sử dụng ở nước ta.

a) Lực kéo túi đập:

* Theo hướng thẳng đứng:

- Trường hợp 1, 2, 4:

$$T_d = \frac{1}{2} \gamma (H_0 H_1 - \frac{1}{2} H_1^2), \quad (11-11)$$

- Trường hợp 3, 5:

$$T_d = \frac{1}{2} \gamma (H_0 H_1 - \frac{1}{2} H_1^2 - \frac{1}{2} h_2^2), \quad (11-12)$$

Trong đó:

T_d - lực kéo hướng thẳng đứng, kN/m ;

γ - trọng lượng riêng của nước, kN/m³;

H_0 - áp lực cột nước bên trong túi, m ;

H_1 - chiều cao đập thiết kế, m ;

h_2 - độ sâu nước hạ lưu, m ;

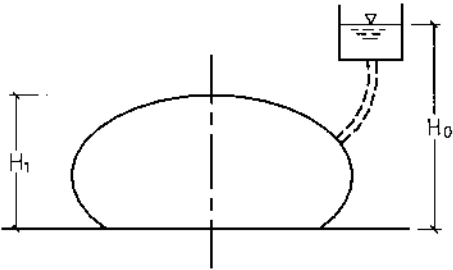
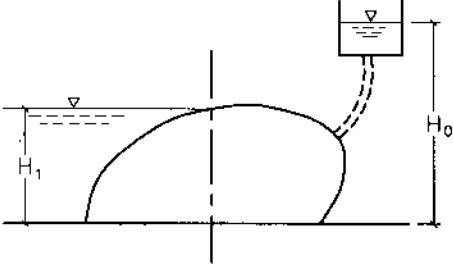
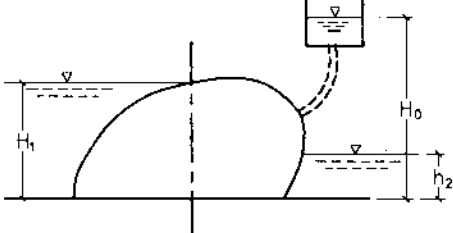
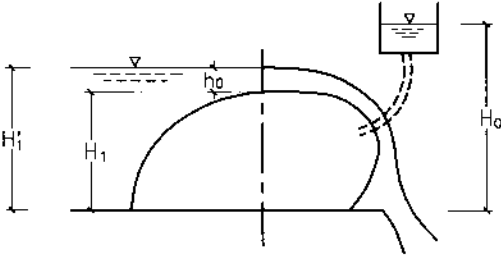
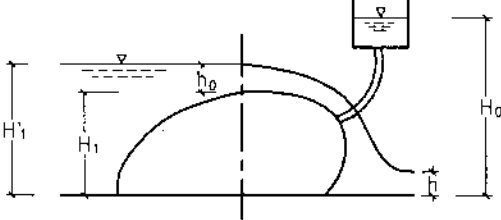
* Theo hướng ngang: tính toán tương đối phức tạp, do ảnh hưởng của các dây néo ràng buộc, và thay đổi theo từng vị trí. Theo kinh nghiệm, có thể lấy như sau:

- Ở vùng giữa túi: $T_n = 0,5 T_d$;

- Vùng gấp nếp phụ cận 2 đầu: $T_n = T_d$,

Trong đó: T_d - lực kéo hướng thẳng (hướng đường kính).

Bảng 11-1. Các trường hợp tính toán thiết kế túi đập

Trường hợp	Sơ đồ tính toán	Thuyết minh
1		Bơm nước thí nghiệm
2		Vận hành bình thường, túi đập chịu lực tương đối lớn (tải trọng thiết kế).
3		Ngăn nước trên sông ($h_2 \neq 0$)
4		Nước tràn đỉnh đập ($h_2 = 0$)
5		Nước tràn đỉnh đập ($h_2 \neq 0$)

b) *Độ dài chu vi túi đập*: có thể chia thành 4 phần: cung mặt đập thượng lưu (S_1), cung mặt đập hạ lưu (S_2), độ dài tiếp dính đất túi đập thượng lưu (x_1), độ dài tiếp đất túi đập hạ lưu (x_2).

Các trường hợp cụ thể như sau:

* Túi đập kiểu dây néo đơn:

$$L_0 = S_1 + S_2 + x_1 + x_2 + 2\Delta l \quad (11-13)$$

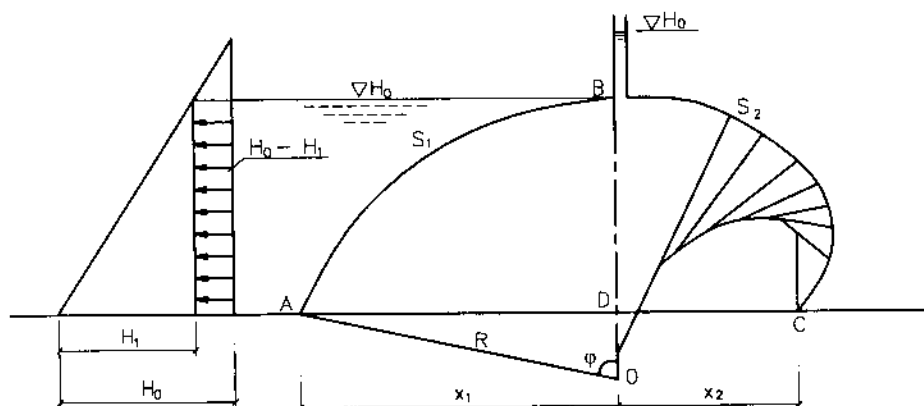
* Túi đập kiểu dây néo kép (hình 11-14):

$$L_0 = S_1 + S_2 + 2\Delta l \quad (11-14)$$

Đoạn tiếp đất có thể dùng tấm đệm hoặc không. Độ dài thực của tấm đệm là:

$$l_0 = x_1 + x_2 + 2\Delta l \quad (11-15)$$

Trong đó: Δl là đoạn dài tăng thêm cho thành (dây) néo.



Hình 11-13: Ngoại hình túi đập bơm nước

* Độ dài tiếp đất của túi đập thượng lưu được xác định như sau:

$$x_1 = \sqrt{R^2 - (R - H_1)^2} = H_1 / \sqrt{2(\alpha - 1)}, \quad (11-16)$$

Trong đó: $\alpha = H_0/H_1$ (tỷ áp).

* Độ dài mặt đập thượng lưu:

$$\text{- Khi } \alpha \leq 1,5: \quad S_1 = R\varphi, \quad (11-17)$$

với φ là góc trung tâm mặt đập thượng lưu: $\varphi = \arcsin(x_1/R)$

- Khi $\alpha > 1,5$:

$$S_1 = \frac{(2\alpha - 1)H_1}{4(\alpha - 1)} \arcsin \left[\frac{2\sqrt{2(\alpha - 1)}}{2\alpha - 1} \right] \quad (11-18)$$

* Độ dài tiếp đất của túi đập hạ lưu:

$$x_2 = \left[\frac{\alpha^2 + (\alpha - 1)^2}{2\alpha} F\left(\frac{\sqrt{2\alpha - 1}}{\alpha}\right) - \alpha E\left(\frac{\sqrt{2\alpha - 1}}{\alpha}\right) \right] H_1 \quad (11-19)$$

Trong đó các hàm $F\left(\frac{\sqrt{2\alpha-1}}{\alpha}\right)$ và $E\left(\frac{\sqrt{2\alpha-1}}{\alpha}\right)$ tra theo các bảng tích phân elliptic (F - loại 1; E - loại 2).

* Độ dài cung mặt đập hạ lưu:

$$S_2 = \frac{2\alpha-1}{2\alpha} F\left(\frac{\sqrt{2\alpha-1}}{\alpha}\right) H_1. \quad (11-20)$$

c) Dung tích trên 1 đơn vị chiều rộng túi đập:

$$V_0 = V_1 + V_2, \quad (11-21)$$

Trong đó: V_1 - dung tích phần túi đập ở thượng lưu:

$$V_1 = \frac{1}{2} [R^2 \varphi - x_1 (R - H_1)], \quad (11-22)$$

V_2 - dung tích phần túi đập ở hạ lưu:

$$V_2 = \frac{H_0^2 + (H_0 + H_1)^2}{2} F\left(\frac{\sqrt{2\alpha-1}}{\alpha}\right) - H_0^2 E\left(\frac{\sqrt{2\alpha-1}}{\alpha}\right) \quad (11-23)$$

Từ các công thức nêu trên, người ta đã lập thành các bảng biểu để sử dụng tiện hơn trong thiết kế túi đập. Cũng có thể sử dụng phương pháp đồ giải để vẽ và xác định các thông số của túi đập (xem các tài liệu chuyên môn).

III. Thiết kế bộ phận nối tiếp

Bộ phận nối tiếp thượng, hạ lưu và nền bao gồm bản đáy, tường bên, sân trước và tường cánh thượng lưu, bể tiêu năng và tường cánh hạ lưu, sân sau.

Nội dung thiết kế bộ phận nối tiếp bao gồm bố trí hợp lý các bộ phận, tính toán thấm, tính ổn định và kết cấu của các bộ phận.

1. Tính toán thấm: Nhằm xác định lưu lượng thấm, áp lực thấm đẩy ngược lên các bộ phận công trình, và tính gradient thấm trong nền, đặc biệt là khu vực dòng thấm thoát ra hạ lưu. Các kết quả tính toán thấm dùng để kiểm tra tính hợp lý của sơ đồ đường viền thấm đã bố trí, và đưa ra những điều chỉnh khi cần thiết.

Nội dung và phương pháp tính toán thấm như đã trình bày ở chương 2.

2. Tính toán ổn định: Cần kiểm tra ổn định trượt của bản đáy đập; ổn định trượt và lật của tường cánh trong trường hợp tường làm tách rời bản đáy.

Thường phân biệt công trình trên nền đá và trên nền đất khi tính toán ổn định. Các nội dung cụ thể như đã trình bày ở chương 4.

Cần chú ý rằng, để tăng ổn định chống trượt cho bản đáy đập khi xây dựng trên nền đất, có thể dùng khớp nối kim loại để nối liền bản đáy và sân phủ, khi đó lực ma sát giữa sân phủ và nền cũng tham gia vào việc chống trượt cho bản đáy.

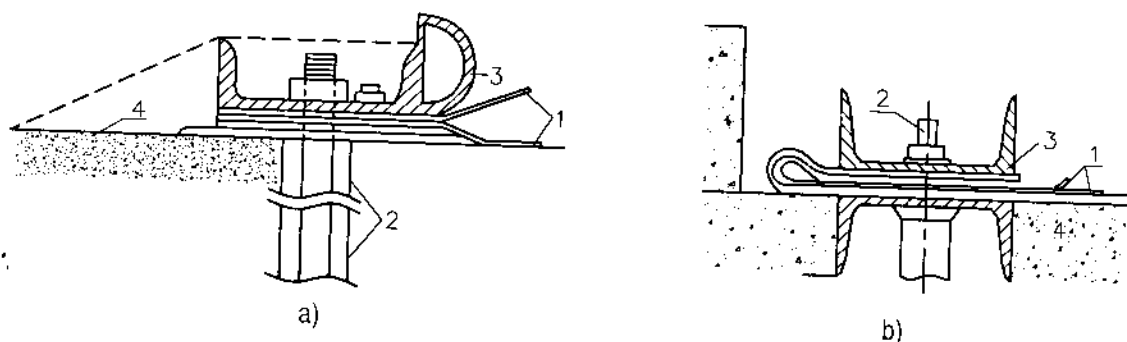
3. **Tính toán kết cấu:** Tiến hành xác định trị số nội lực lớn nhất trong các bộ phận công trình để kiểm tra điều kiện bền và bố trí cốt thép trong đó.

IV. Các cấu tạo chi tiết

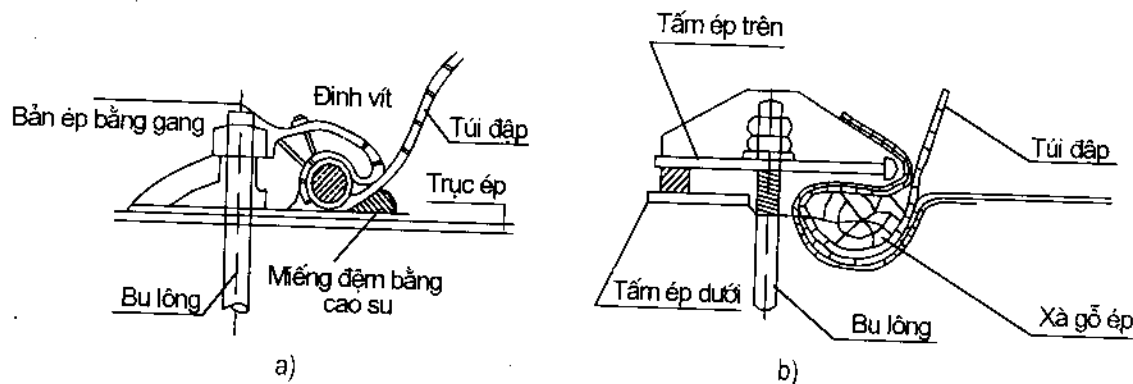
1. **Bộ phận néo túi đập vào bản đáy.** Có các hình thức sau:

a) **Néo kiểu bu lông - bản ép, phân thành:**

- Néo xuyên lỗ (hình 11-14);
- Néo không xuyên lỗ (hình 11-15).



Hình 11-14: Các dạng néo xuyên lỗ
1- Túi đập; 2- Bulông; 3- Tấm ép; 4- Miếng đệm

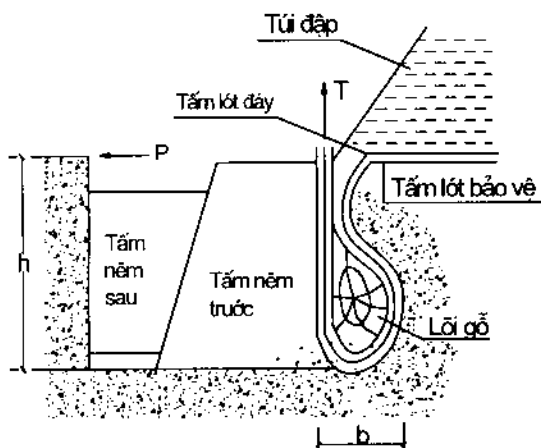


Hình 11-15: Các dạng néo không xuyên lỗ

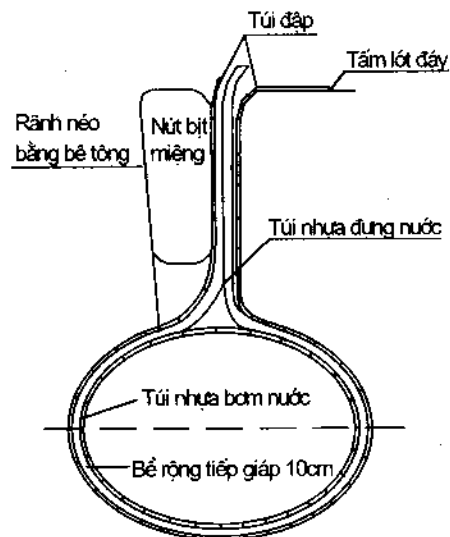
b) **Néo bằng nệm ép.** Loại này do 3 bộ phận tạo thành: nệm trước, nệm sau và trục ép (hình 11-16). Tấm nệm sau có thể làm bằng gỗ.

c) **Néo bằng túi nhựa bơm đầy nước** (hình 11-17). Ở loại này toàn bộ túi nhựa được chế tạo tại xưởng, lắp đặt và tháo gỡ dễ dàng, tính năng ngăn nước tốt.

Nhược điểm của loại này là thi công rãnh néo hình bầu dục bằng bê tông tương đối khó.



Hình 11-16: Néo bằng nệm



Hình 11-17: Néo kiểu túi nhựa bơm nước

2. Hệ thống bơm và tháo nước. Có các hình thức sau:

a) Hình thức tự chảy:

- Khi nguồn cấp nước có áp lực lớn hơn áp lực không chế trong túi thì áp dụng cấp nước tự chảy;
- Khi mực nước cao nhất hạ lưu không ảnh hưởng đến việc tháo nước ra khỏi túi thì áp dụng tháo nước tự chảy.

b) Hình thức động lực: Khi không có đầy đủ điều kiện tự chảy, hoặc yêu cầu bơm nước đầy túi hay làm xẹp túi trong một thời gian ngắn thì có thể áp dụng hình thức động lực (máy bơm).

c) Hình thức hỗn hợp: Gồm cả 2 hệ thống tự chảy và động lực. Loại này có ưu điểm là vận dụng linh hoạt, độ tin cậy cao.

3. Các thiết bị an toàn

a) Lỗ xả lũ an toàn: Đập cao su kiểu bơm nước thường bố trí ống thoát nước siêu áp tại tường một bên bờ, hai bên bờ, hay ở trụ giữa. Cao trình miệng ống ngang với đường cột nước đo áp không chế ở trong túi.

b) Ống hút xi phong: Lắp đặt trên đường tháo nước. Khi áp lực trong túi đập đột ngột tăng do các ảnh hưởng từ bên ngoài thì nước ở túi đập sẽ tự động thoát ra ngoài qua ống xi phong, đảm bảo an toàn cho đập.

c) Van an toàn: Bố trí ở đập kiểu bơm khí.

d) Thiết bị xả khí ra: Để đề phòng khí bị giam hãm trong túi đập khi bơm nước vào, gây bất lợi trong trường hợp xả nước qua đập tràn (các bọt khí di chuyển làm lệch mặt

trần nước), cần có biện pháp xả hết khí trong túi đập. Biện pháp thường dùng là bố trí ống thoát khí ở hai bên tường cánh túi đập. Có thể kết hợp sử dụng với ống thoát nước siêu áp.

Với đập có nhịp lớn, cần lắp đặt một số van xả khí tại vị trí cao nhất trên mặt cắt túi đập.

4. Thiết bị quan trắc và điều khiển

a) Quan trắc áp lực bên trong túi đập:

- Đập cao su kiểu bơm nước: dùng ống đo áp lực bằng thuỷ tinh hay nhựa trong suốt;
- Đập kiểu bơm khí: dùng áp kế thuỷ ngân hay đồng hồ đo áp.

b) Quan trắc mực nước thượng hạ lưu đập: có thể dùng các thiết bị:

- Thuốc đo nước ở thượng, hạ lưu đập;
- Ống thông nước từ thượng, hạ lưu đập đến phòng khống chế.

c) Hệ thống khống chế bằng máy vi tính: gồm 3 bộ phận hợp thành:

- Bộ phận thu thập số liệu: mực nước thượng hạ lưu, máy đo lưu tốc, máy chuyển đổi tín hiệu;
- Bộ phận xử lý số liệu: máy vi tính, máy in, máy chuyển đổi số. Kết quả xử lý số liệu cho ra các tín hiệu cảnh báo và khống chế.
- Bộ phận thiết bị khống chế gồm có cửa van điện và máy cảnh báo (báo động).

CÁC TÀI LIỆU THAM KHẢO CHÍNH

1. Bộ môn Thủy công - Đại học Thủy lợi. *Thủy công tập I*. NXB Nông nghiệp, Hà Nội, 1988.
2. Bộ môn Thủy công - Đại học Thủy lợi. *Thủy công tập II*. NXB Nông nghiệp, Hà Nội, 1989.
3. Đại học Thủy lợi điện lực Vũ Hán. *Giáo trình Thủy công* (bản tiếng Trung Quốc), 1990.
4. *Davis' Handbook of Applied Hydraulics*. Mc Graw Hill. New York, 1993.
5. M.M.Grisin, N.P. Rôdanốp, L.D.Belưi & nnk. *Đập bê tông trên nền đá* (bản tiếng Nga). NXB Xây dựng, Matxcova, 1975.
6. Phan Sĩ Kỳ. *Sự cố một số công trình thủy lợi ở Việt Nam và các biện pháp phòng tránh*. NXB Nông nghiệp, Hà Nội, 2000.
7. A.A. Nhichiporovich. *Đập bằng vật liệu địa phương*. Bản dịch, NXB Nông nghiệp, Hà Nội, 1979.
8. L.N. Raxcadôp, V.G. Ôrêkhốp, Iu.P.Pravdivetx & nnk. *Công trình thủy lợi tập I* (bản tiếng Nga). NXB Xây dựng, Matxcova, 1996.
9. N.P.Rôdanốp, Ia.V. Bôtrcarep, V.C. Lapsencôp & nnk. *Công trình Thủy lợi* (bản tiếng Nga). NXB Nông nghiệp, Matxcova, 1985.
10. *Tính toán thủy lực các công trình xả - sổ tay tính toán* (bản tiếng Nga). NXB Năng lượng, Matxcova, 1988.
11. Nguyễn Xuân Trường. *Thiết kế đập đất*. NXB Khoa học và kỹ thuật, Hà Nội, 1972.
12. Viện tưới tiêu Nhật Bản. *Đập đất - Sổ tay kỹ thuật tưới tiêu*. Bản dịch, 1997.
13. QPVN 11-77. *Thiết kế đập đất đầm nén*. Bộ Thủy lợi - 1978.
14. QPTL C1 - 78. *Quy phạm tải trọng và lực tác dụng lên công trình thủy lợi* (do sóng và tàu). Bộ Thủy lợi, 1979.
15. TCVN 4253 - 86. *Nền các công trình Thủy công. Tiêu chuẩn thiết kế*. NXB Xây dựng, Hà Nội, 1988.
16. 14 TCN 56 - 86. *Thiết kế đập bê tông và bê tông cốt thép. Tiêu chuẩn thiết kế*. Bộ Thủy lợi, 1988.

17. SLJ 03 - 88. *Chỉ dẫn kỹ thuật đập bằng cao su* (bản dịch từ tiếng Trung Quốc). Bộ Nông nghiệp và PTNT, 1998.
18. TCVN 2737 - 1995. *Tải trọng và tác động - tiêu chuẩn thiết kế*. NXB Xây dựng, Hà Nội, 1999.
19. TCXD VN 285 - 2002. *Công trình thuỷ lợi. Các quy định chủ yếu về thiết kế*. NXB Xây dựng, Hà Nội, 2002.
20. Jiazheng Pan, Jing He. *Large Dams in China. A Fifty - Year Review*. China Water Power Press. Beijing - 2000.
21. R.R. Trugaev. *Công trình thuỷ lợi - các đập tràn* (bản tiếng Nga). NXB Đại học, Matxcova, 1978.

MỤC LỤC

	Trang
Lời nói đầu	3
Phần I. CÔNG TRÌNH THỦY LỢI - KIẾN THỨC CHUNG, CƠ SỞ TÍNH TOÁN	
Chương 1: KIẾN THỨC CHUNG VỀ CÔNG TRÌNH THỦY LỢI	
§1.1. Vai trò của các công trình thủy lợi	5
§1.2. Khái niệm về công trình thủy lợi	8
§1.3. Phân loại công trình thủy lợi	10
§1.4. Đầu mối công trình thủy lợi và hệ thống thủy lợi	13
§1.5. Điều kiện làm việc của các công trình thủy lợi	15
Chương 2: THẨM DƯỚI ĐÁY VÀ HAI BÊN CÔNG TRÌNH THỦY LỢI	
§2.1. Khái niệm chung	19
§2.2. Thẩm qua nền đất đồng chất dưới đáy công trình	20
§2.3. Thẩm qua nền đất không đồng nhất	33
§2.4. Các biện pháp phòng chống thẩm cho nền đất	37
§2.5. Biến hình thẩm của đất nền và biện pháp phòng, chống	42
§2.6. Thẩm qua nền đá dưới đáy công trình	48
§2.7. Thẩm quanh bờ và bên vai công trình	51
Chương 3: TẢI TRỌNG VÀ TÁC ĐỘNG LÊN CÔNG TRÌNH THỦY LỢI	
§3.1. Các loại tải trọng và tổ hợp của chúng	56
§3.2. Áp lực thủy tĩnh và thủy động	58
§3.3. Tác động của sóng	59
§3.4. Áp lực bùn cát	68
§3.5. Tác động của động đất	68
Chương 4 : TÍNH TOÁN ỔN ĐỊNH VÀ ĐỘ BỀN CỦA CÔNG TRÌNH	
§4.1. Các phương pháp tính toán	71
§4.2. Ổn định của công trình xây trên nền đá	76

§4.3. Ổn định của công trình thuỷ lợi xây trên nền đất	79
§4.4. Ổn định của đập đất	87

Chương 5: MỘT SỐ VẤN ĐỀ THUỶ LỰC CỦA CÔNG TRÌNH THÁO NƯỚC

§5.1. Tháo nước qua công trình thuỷ lợi	88
§5.2. Mạch động của dòng chảy trên công trình tháo nước	88
§5.3. Hàm khí và thoát khí	93
§5.4. Khí hoá và khí thực	95
§5.5. Sự hình thành sóng trên công trình tháo nước	102
§5.6. Sự mài mòn bề mặt công trình tháo nước	106

Phần II. CÁC LOẠI ĐẬP

Chương 6: ĐẬP ĐẤT

§6.1. Khái quát	107
§6.2. Nguyên tắc và các bước thiết kế đập đất, kích thước cơ bản của mặt cắt đập	111
§6.3. Tính toán thấm qua đập đất	114
§6.4. Ứng suất và biến dạng của công trình đất	130
§6.5. Ổn định của đập đất	137
§6.6. Vật liệu đắp đập	153
§6.7. Cấu tạo đập	158
§6.8. Xử lý nền và nối tiếp đập với bờ hoặc với các công trình khác	166
§6.9. Đập đất bằng phương pháp đổ đất trong nước	172
§6.10. Chọn hình thức đập	175

Chương 7: ĐẬP ĐÁ VÀ ĐẬP ĐÁ HỖN HỢP

§7.1. Khái niệm	177
§7.2. Biến hình lún của đập đá	179
§7.3. Yêu cầu đối với đá làm đập và nền đập	181
§7.4. Tính toán thấm qua đập đá	182
§7.5. Kích thước mặt cắt đập đá	185
§7.6. Thiết bị chống thấm cho đập đá	187
§7.7. Đập đá hỗn hợp	192
§7.8. Thi công đập đá	195
§7.9. So sánh và lựa chọn hình thức đập thích hợp	196

Chương 8: ĐẬP BÊTÔNG TRỌNG LỰC

§8.1. Khái quát	198
§8.2. Thiết kế mặt cắt đập	199
§8.3. Tính toán ổn định đập bê tông trọng lực	204
§8.4. Phân tích ứng suất đập bê tông trọng lực	205
§8.5. Ảnh hưởng của biến dạng nền đến sự phân bố ứng suất thân đập	222
§8.6. Ảnh hưởng của lực thấm đến các thành phần ứng suất trong đập	224
§8.7. Ảnh hưởng của sự thay đổi nhiệt độ và độ ẩm đến ứng suất trong thân đập	225
§8.8. Ảnh hưởng của việc phân giai đoạn thi công đến ứng suất thân đập	225
§8.9. Ứng suất quanh các lỗ và các hành lang trong thân đập	226
§8.10. Vật liệu, cấu tạo của đập bê tông trọng lực	227
§8.11. Nền đập và xử lý nền	232
§8.12. Đập trọng lực khe rỗng	234
§8.13. Các hình thức đập trọng lực cải tiến khác	235

Chương 9: ĐẬP VÒM

§9.1. Khái quát	238
§9.2. Phân tích ổn định của đập vòm	247
§9.3. Tính toán ứng suất đập vòm	251
§9.4. Một số cấu tạo của đập vòm	263
§9.5. Xử lý nền đập vòm	265

Chương 10: ĐẬP BẢN CHỐNG

§10.1. Giới thiệu chung	267
§10.2. Đập bản phẳng	272
§10.3. Đập liên vòm	285
§10.4. Đập to đầu	290

Chương 11: CÁC LOẠI ĐẬP KHÁC

§11.1. Khái niệm và phân loại	295
§11.2. Đập cọc gỗ	298
§11.3. Đập cao su	301
Các tài liệu tham khảo chính	313

THỦY CÔNG

TẬP 1

Chịu trách nhiệm xuất bản :

BÙI HỮU HẠNH

Biên tập : TRỊNH KIM NGÂN

Chế bản : LÊ THỊ HƯƠNG

Sửa bản in : ĐỖ THANH HƯƠNG
NGUYỄN MINH HẰNG

Bìa : NGUYỄN HỮU TÙNG

In 3000 cuốn khổ 19×27cm, tại Xưởng in Nhà xuất bản Xây dựng. Giấy chấp nhận đăng ký kế hoạch xuất bản số 810/XB-QLXB-13, ngày 15-6-2004. In xong nộp lưu chiểu tháng 12-2004.

6X7.6
XD- 2004 810 - 2004

Giá : 50.000^d