

CHƯƠNG 2. ĐẬP BÊ TÔNG VÀ BÊ TÔNG CỐT THÉP TRÊN NỀN MỀM

Biên soạn: PGS.TS Nguyễn Phương Mậu

Đập tràn bê tông trên nền mềm khác với đập bê tông trên nền đá ở những điểm sau: đập trên nền mềm thường có đáy rộng hơn, do sức kháng trượt của nền nhỏ và tải trọng đơn vị cho phép bé. Do đó, việc xây dựng các đập cao trên nền mềm thường tốn kém và nhiều khi không thể thực hiện được (chiều cao đập không vượt quá 40÷50 m). Vì vậy, khi thiết kế loại đập này, cần xem xét kỹ các đặc trưng địa kỹ thuật của vật liệu nền.

§2.1. ĐẶC ĐIỂM ĐỊA CHẤT NỀN VÀ CÔNG TÁC CHUẨN BỊ

Theo thành phần hạt, đất được chia ra thành các loại phụ thuộc vào kích thước hạt:

- + Đá tảng: có kích thước lớn hơn 300 mm ;
- + Đá cuội và dăm: có kích thước 300 ÷ 150 mm ;
- + Sỏi và sạn: có kích thước 150 ÷ 2 mm ;
- + Hạt cát: có kích thước 2 ÷ 0,06 mm ;
- + Hạt bụi : 0,06 ÷ 0,002mm ;
- + Hạt sét: có kích thước nhỏ hơn 0,002 mm ;
- + Hạt mịn: tập hợp của hạt bụi và hạt sét ;
- + Hạt thô : các hạt có kích thước lớn hơn hạt bụi ;
- + Đất hữu cơ : đất có di tích thực vật và động vật ;
- + Đất hạt mịn : đất, gồm hơn 50% trọng lượng là những hạt có kích thước nhỏ hơn 0,08 mm ;
- + Đất hạt thô: đất, gồm hơn 50% trọng lượng là những hạt có kích thước lớn hơn 0,08mm ;
- + Đất cuội sỏi: đất hạt thô, trong đó thành phần chủ yếu là các cuội sỏi ;
- + Đất cát : đất hạt thô, trong đó thành phần chủ yếu là các hạt cát ;
- + Đất bụi : đất hạt mịn, trong đó hàm lượng sét chiếm ít hơn 20% trọng lượng của thành phần hạt mịn ;
- + Đất sét: đất hạt mịn, trong đó hàm lượng sét chiếm hơn 20% trọng lượng của thành phần hạt mịn ;
- + Đất rời : đất, trong đó độ bền chống cắt chủ yếu phụ thuộc vào lực ma sát giữa các hạt ;
- + Đất dính: đất, trong đó độ bền chống cắt gồm lực ma sát giữa các hạt và lực dính giữa các hạt ;
- + Tính dẻo: tính chất của vật liệu có khả năng chịu được biến dạng tức thời không đàn hồi, có biến dạng thể tích không đáng kể và không bị rạn nứt ;

- + Tính nén: khả năng biến dạng của đất dưới tác động của lực nén ;
- + Giới hạn chảy: hàm lượng nước ở ranh giới quy ước giữa trạng thái dẻo và trạng thái chảy của đất ;
- + Giới hạn dẻo: hàm lượng nước ở ranh giới quy ước giữa trạng thái dẻo và trạng thái cứng của đất.

I. ĐẶC TÍNH CỦA ĐẤT DÍNH

Đối với sét, hàm lượng hạt có đường kính $d < 0,002$ mm chiếm từ 30÷60%, nếu hàm lượng này lớn hơn gọi là sét nặng. Hệ số thấm $K = 1,75.10^{-6} \div 1,75.10^{-8}$ cm/s. Độ rỗng từ 0,3÷0,41, lực dính từ 4÷5,2T/m².

Đối với đất chứa sét, hàm lượng hạt có đường kính $d < 0,002$ mm chiếm từ 20÷30%. Hệ số thấm $K = 1,75.10^{-5} \div 1,75.10^{-7}$ cm/s. Độ rỗng từ 0,29÷0,44, trọng lượng của 1m³ đất tại độ ẩm bình thường là 19÷21KN.

Đất sét được đặc trưng nổi bật bởi tính dẻo của nó. Độ dẻo của đất sét phụ thuộc vào hàm lượng sét ($d < 0,002$ mm) có mặt ở trong đất, độ ẩm và các đặc tính của khoáng vật. Góc ma sát trong của loại đất này nhỏ, chỉ từ $18^{\circ} \div 10^{\circ}$ hoặc nhỏ hơn.

Khi các mảnh vụn tập trung nhiều, đất chứa sét trở thành nhóm sét bột kết - điển hình cho lớp đất dày của trầm tích nước biển nông. Bột kết ximăng (than bùn) gọi là đá than bùn, sét bị cứng hoá và ximăng hoá sét (đá sét).

Nền đất sét có những đặc trưng sau đây: khả năng chịu nén dưới tác dụng của tải trọng phụ thuộc vào độ ẩm, khi độ ẩm tăng thì cường độ giảm; có tính trương nở khi độ ẩm tăng; hệ số thấm rất nhỏ, khả năng thay đổi đặc trưng của đất thông qua trao đổi ion với nước trung bình xung quanh, tồn tại sức căng do lực dính phân tử của các hạt có đường kính rất nhỏ.

- Đất bồi tích bị lún lớn do đó khả năng chịu tải rất nhỏ. Độ ẩm trong đất bồi tích có thể tới 100% ÷ 120%, trong đất than bùn là 200÷600%, khả năng nén lún của đất than bùn đạt đến 20cm/m.

- Đất than bùn được tạo ra trên nền bãi lầy, đầm lầy và trên đất ngập nước, loại đất này có thể xếp vào một loại riêng. Đất than bùn có các thông số như sau: độ rỗng 0,4÷0,8, $K = 1,75.10^{-3} \div 1,75.10^{-4}$ cm/s, khả năng nén là 30cm/m hoặc lớn hơn (khả năng nén của các loại đất khác khoảng 0,5÷3cm/m).

Việc xây dựng các đập bê tông trên nền đất trầm tích thường rất khó khăn, do đó người ta chỉ xây dựng các đập có cột nước thấp trên nền đất loại này với điều kiện là phải đưa ra được các giải pháp đặc biệt để đảm bảo nền khi độ dày của lớp trầm tích mỏng (giải pháp này được sử dụng trong thi công đập tràn của nhà máy thủy điện Kakhov trên sông Dniepr). Khi đập được xây dựng trên nền than bùn, người ta cũng xử lý tương tự như trên.

Để tránh các biến dạng và lún lớn của các bộ phận của đập và của các tường chuyển tiếp chắn nước trên nền mềm, bên cạnh việc cần thiết giảm tải trọng tác dụng lên nền ta còn phải giảm hệ số phân bố không đều của ứng suất lên nền xuống 1,1÷1,2 lần.

II. ĐẶC TÍNH CỦA ĐẤT KHÔNG DÍNH

Đất không dính nhìn chung được chia thành cát và đất có kích thước lớn. Như đã được đề cập trước đây, đất này là đất chứa các mảnh vỡ tàn tích, đá vỡ, mảnh vỡ, đá dăm và cuội sỏi.

Đá rudaceous của thời kỳ kỷ đệ tứ và tiền kỷ đệ tứ luôn luôn bị xi măng hoá bởi các lớp khác. Đá vỡ xi măng hoá được gọi là dăm kết, cuội kết. Hạt cuội sỏi bị xi măng hoá gọi là “gravelite”. Đá rudaceous thường là đá vỡ, tàn tích của các loại khoáng vật khác nhau. Chúng chứa hơn 50% các mảnh vỡ có $d > 10\text{mm}$. Các thông số khác của chúng là: góc nội ma sát, $33 \div 35^\circ$; lực dính, $0,4 \div 0,5 \text{T/m}^2$, $K = 1,75 \cdot 10^{-1} \div 1,75 \cdot 10^{-2} \text{cm/s}$; độ rỗng $0,35 \div 0,37$.

Người ta cũng hay sử dụng cát có độ rỗng $35 \div 40\%$, góc ma sát trong $30 \div 35^\circ$. Hệ số thấm của đá cát là $K = 1,75 \cdot 10^{-2} \div 1,75 \cdot 10^{-5} \text{cm/s}$. Trọng lượng của 1m^3 đá cát từ $15 \div 19 \text{KN}$.

Các loại đất không dính có các đặt trưng khác nhau tùy thuộc vào điều kiện hình thành của chúng. Tuy nhiên chúng có một điểm chung điển hình là không có lực dính.

Nhóm cát và cát mịn hay được gọi là cát chảy chứa các mảnh vụn có kích thước từ $0,25$ đến $0,5\text{mm}$ tới $80 \div 96\%$ trong trạng thái bão hoà có các đặc tính như sau: có thể có góc nghỉ nhỏ $3 \div 7^\circ$ ứng với độ ẩm $13 \div 14\%$ và giảm tới 0° tại độ ẩm $17 \div 18\%$ và khả năng chịu tải nhỏ. Cát mịn không bão hoà có thể có độ rỗng tới $42 \div 50\%$ và trọng lượng riêng $13 \div 15 \text{KN/m}^3$. Vì vậy các loại cát này dưới tác dụng của tải trọng động có thể bị sụt tới lớn.

Trên nền cuội sỏi và đất rời, ta có thể xây dựng đập có cột nước cao tới $30 \div 40\text{m}$, còn trên nền cát ta có thể xây dựng đập có cột nước cao tới $20 \div 30\text{m}$.

Cát chảy được sử dụng trong nền đập có cột nước thấp khi các giải pháp sau được tiến hành: một bản cừ được bố trí toàn bộ dọc theo đường viền thấm, nền phải được tăng cường và gia cố bằng phun phụt vữa hoá học...

§2.2 THIẾT KẾ ĐẬP BÊ TÔNG TRÊN NỀN MỀM, ĐƯỜNG VIÊN THẤM CỦA ĐẬP

Trong thiết kế đập, giải pháp được coi là hợp lý nhất là giải pháp có thể thoả mãn các yêu cầu về cường độ, ổn định của đập và nền, đưa ra được phương pháp thi công có lợi nhất trong điều kiện cụ thể, đáp ứng các yêu cầu về mặt vận hành, có giá thành rẻ nhất.

Đập bê tông trên nền đất có mặt cắt lớn nhằm đảm bảo sự phân bố ứng suất đồng đều trên toàn bộ mặt tiếp xúc của nền với công trình.

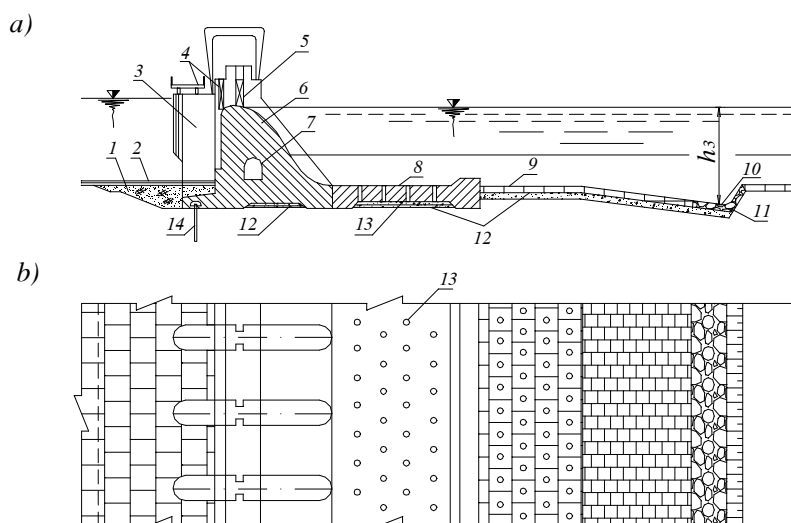
I. CÁC BỘ PHẬN CỦA ĐẬP: các bộ phận của đập có thể chia làm hai phần:

1. Phần dưới: đặt sâu trong nền đất, chẳng hạn như bản đáy móng, bản đáy sân thượng, hạ lưu, bề tiêu năng và tường chống thấm của bể tiêu năng, lỗ thoát nước bể tiêu năng, cừ chống thấm ..v.v...

2. Phần trên: bố trí phía trên bản đáy, chẳng hạn như phần tràn nước, các trụ pin và cầu giao thông, ..v.v...

Về nguyên tắc đập trên nền mềm thường có đường viền thấm phát triển theo phương ngang và các bộ phận được thiết kế nhằm triệt tiêu năng lượng thừa xả về hạ lưu công trình và đảm bảo cho đáy lòng sông không bị xói lở và bào mòn ảnh hưởng đến sự ổn định của đập.

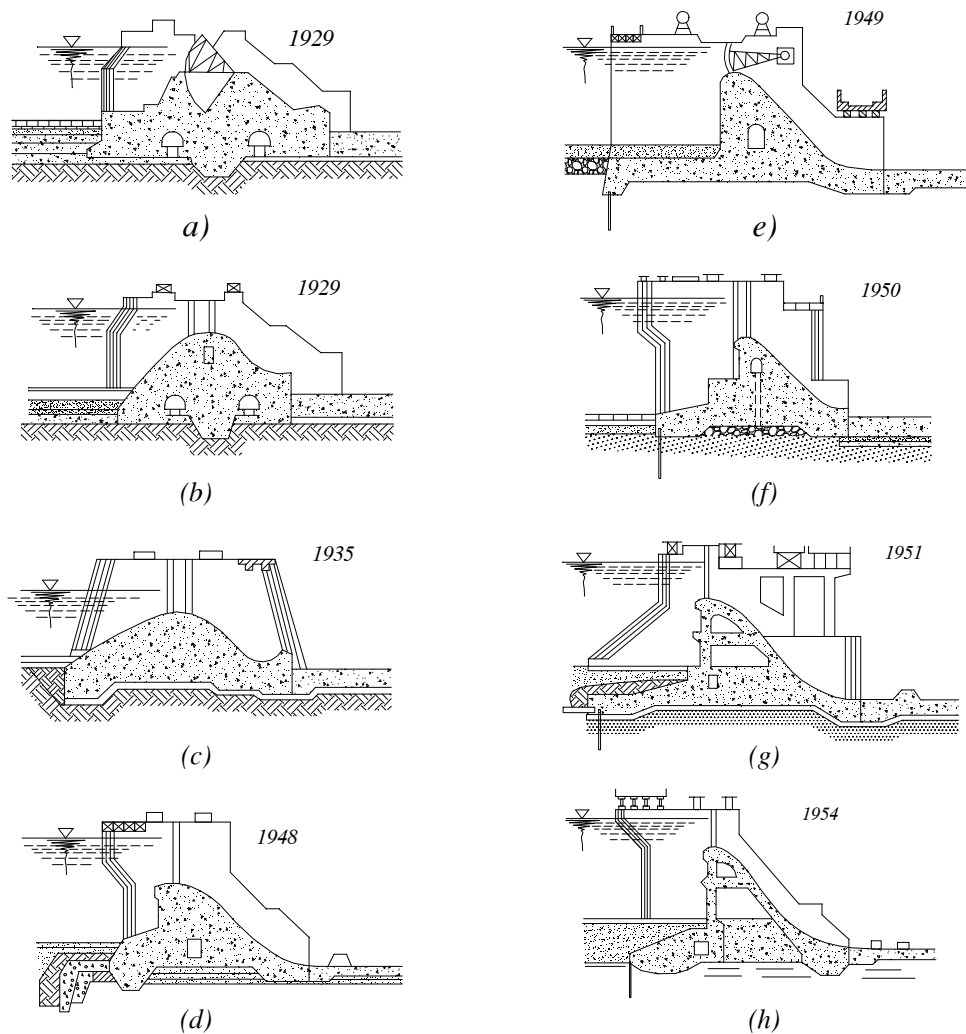
Việc xây dựng các đập khối lớn tương đối dễ dàng (trọng lượng của đập được quyết định phụ thuộc vào các điều kiện ổn định và sức kháng cắt). Còn các đập rỗng (đập có trọng lượng nhẹ hơn) cần ít khối lượng bê tông nhưng lại cần hàm lượng thép cao hơn. Để đảm bảo an toàn ổn định cho đập rỗng, ta cần tiến hành thêm một số biện pháp thi công, điều này làm cho việc xây dựng đập trở nên phức tạp hơn. Vì vậy, khi xây dựng đập, người ta phải so sánh các giải pháp thay thế khác nhau để tìm ra giải pháp tối ưu (xây đập khối lớn hay xây đập rỗng).



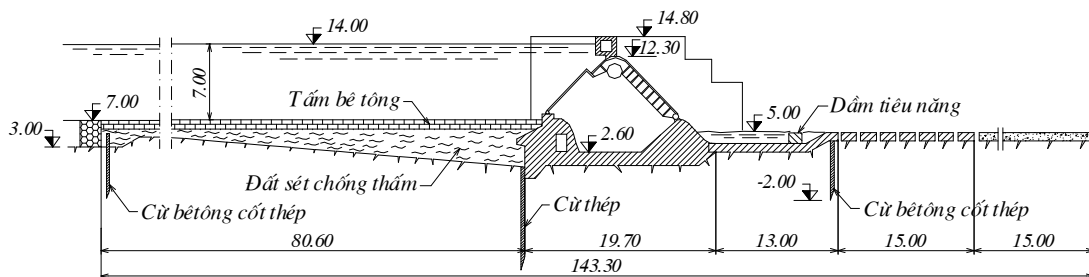
Hình 2-1. Đập tràn trên nền mềm và các bộ phận của nó.

(a) mặt cắt dọc; (b) mặt bằng; 1. lớp bảo vệ sân phủ bằng sét; 2. các tấm gia cố; 3. trụ; 4. cửa van sửa chữa và cầu giao thông; 5. cửa van chính; 6. thân đập; 7. hành lang thoát nước trong thân đập; 8. bản đáy tiêu năng; 9. sân sau; 10. hố xói sân sau; 11. đá hộc xếp sân sau; 12. tầng lọc ngược; 13. lỗ thoát nước; 14. cừ thép.

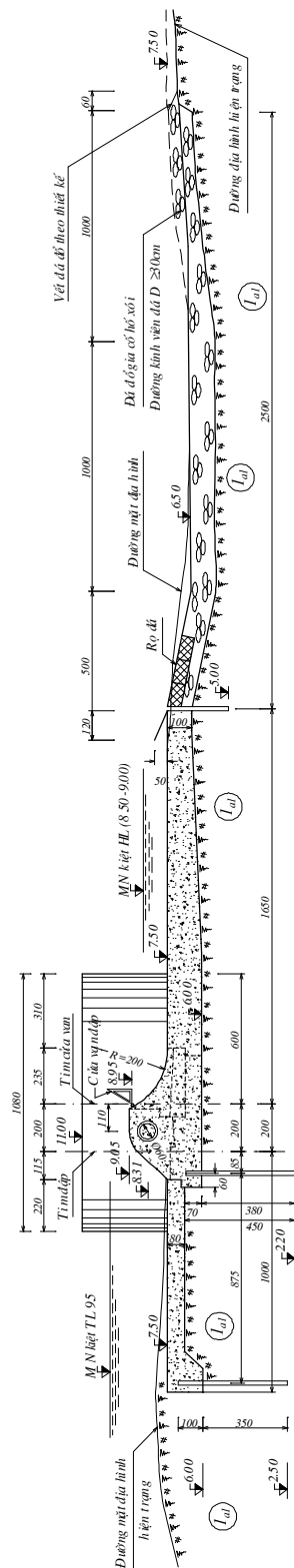
Hình 2-2 mô tả các mặt cắt của đập tràn trên nền đất được xây dựng ở Nga trong các giai đoạn khác nhau. Với cùng một độ chênh lệch cột nước thượng hạ lưu (25m), các đập khối lớn xây dựng từ năm 1929 đến 1935 cần $1500 \div 1600 \text{ m}^3$ bê tông trên 1m chiều dài đập, lớn hơn từ 45÷50% so với khối lượng bê tông trên 1m chiều dài đập của các đập được xây dựng năm 1954 ($1000 \div 1200 \text{ m}^3$ bê tông trên m). Lượng thép dùng để xây đập năm 1929-1935 khoảng 35 kg/m^3 bê tông, năm 1951-1954 là khoảng $(55 \div 66) \text{ kg/m}^3$ bê tông. Rõ ràng là việc lựa chọn đập khối lớn hay đập rỗng và mức độ giảm trọng lượng của đập phụ thuộc vào các yếu tố kinh tế và kỹ thuật điển hình của khu vực xây dựng.



Hình 2-2. Một số đập tràn trên nền mềm được xây dựng ở Liên xô từ năm 1929 đến 1954.



Hình 2-3. Đập Đáy được xây dựng ở tỉnh Hà Tây – Việt Nam.



Hình 2-4. Đập Đô Lương được xây dựng ở tỉnh Nghệ An – Việt Nam.

- Nền móng công trình thường được thiết kế dưới dạng tấm: tấm phẳng hoặc tấm có tường chân khay ở cả hai phía thượng lưu và hạ lưu.

- Tường chân khay được xây dựng nhằm mục đích:

(1) Tạo liên kết tốt hơn giữa đáy móng và nền công trình;

(2) Ngăn ngừa thấm tiếp xúc;

(3) Tăng tính ổn định chống cắt của đập. Chân khay thường sâu $2 \div 3m$, chiều rộng của bản chân khay nhìn chung $\geq 3m$.

Các phần trên của đập được bố trí sao cho tải trọng của kết cấu phân trên cùng với các lực khác sẽ phân bố một cách hợp lý. Ứng suất trên móng của đập, được đặc trưng bởi hệ số $K = \sigma_{\max} / \sigma_{\min}$; trong đó: σ_{\max} , σ_{\min} là ứng suất lớn nhất và nhỏ nhất tại đáy đập. Hệ số này cũng xem xét đến sự phân bố không đều của ứng suất. Đối với nền sét, $K \leq 1.2 \div 1.5$; đối với nền cát $K < 1.5 \div 3$.

II. SỰ HÌNH THÀNH ĐƯỜNG VIÊN THẨM CỦA ĐẬP.

Sơ đồ của đường viên thấm dưới đáy công trình phụ thuộc vào kết cấu địa chất, loại nền và các yêu cầu đối với đường viên thấm. Các yêu cầu đối với đường viên thấm là phải đảm bảo ổn định thấm cho nền, giảm nhẹ lực thấm lên đáy đập.

Khi thiết kế đường viên thấm, thường xuất phát từ những quan điểm sau:

(1) Bên cạnh các thành phần theo phương ngang nên có các thành phần theo phương đứng. Theo quan điểm của thủy lực thì đoạn đường viên thấm theo phương đứng có hiệu quả tiêu hao cột nước thấm tốt hơn đoạn đường viên nằm ngang. Độ sâu của bản cừ thường lấy từ $(0,5 \div 1,5)H$, với H là cột nước lớn nhất của đập.

(2) Bản cừ đôi được sử dụng nhiều hơn, vì việc tăng thêm một bản cừ ở đầu sân phủ thượng lưu là phương án tiết kiệm hơn so với việc tăng chiều dài của bản cừ thứ nhất.

(3) Khi tầng thấm dày thì không nên đóng cừ đến tầng không thấm. Trong trường hợp này ta dùng bản cừ và chân khay treo.

(4) Bản cừ theo phương đứng trên đất á sét với hệ số thấm nhỏ là không hiệu quả.

(5) Một kết cấu chống thấm theo phương thẳng đứng (tường chống thấm, thùng chìm) được hạ thấp tới tầng không thấm sẽ ngăn chặn được hoàn toàn dòng thấm. Trong trường hợp này, sân thượng lưu không cần nữa (và trường hợp này gọi là đường viên sâu).

(6) Chân khay hạ lưu được dùng để hạ gradient cột nước thấm ở cửa ra. Điều này sẽ làm tăng tính ổn định thấm của đất nền, nhưng sẽ làm tăng áp lực đẩy nổi dưới đáy đập.

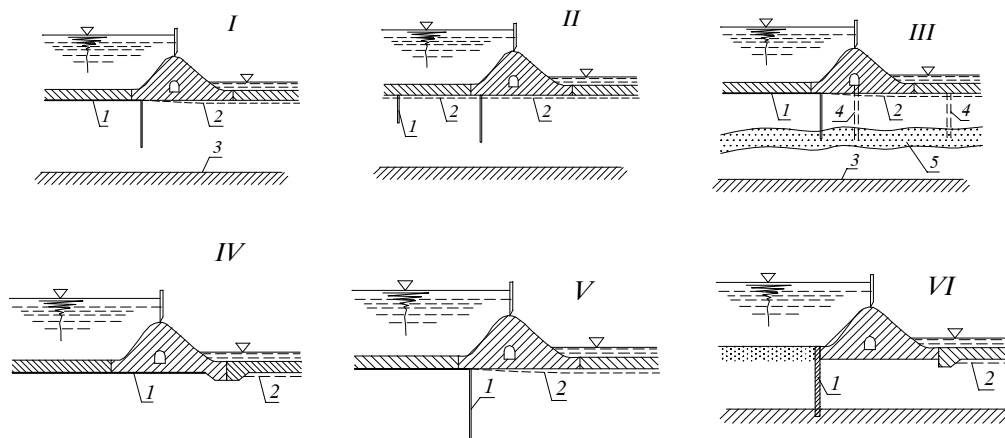
Khi bố trí thiết bị thoát nước (TBTN) cần chú ý tới các điểm sau đây:

(1) TBTN là một giải pháp hiệu quả nhằm giảm áp lực thấm tác động lên đáy đập. Vì vậy TBTN được thiết kế trên nền của đập và lớp bảo vệ hạ lưu (sơ đồ I, IV, V).

(2) Có thể sân thượng lưu không cần đến TBTN hoặc chỉ một phần của sân cần TBTN. (Sơ đồ II).

(3) Trong trường hợp không cần hạ thấp áp lực đẩy ngược lên đáy đập hoặc khi trong nền có đất bồi tích thường làm tắc nghẽn TBTN thì không cần thiết kế TBTN nữa.

(4) TBTN theo phương dọc và phương ngang được thiết kế khi trong nền có lớp đất thấm nhiều nằm dưới đất thấm ít. Tải trọng tác động lên tầng kẹp của đất không thấm sẽ tạo ra áp lực đẩy ngược, lực tác động này hướng lên trên làm giảm sự ổn định của đập và của nền.



Hình 2-5. Đường viền thấm dưới đất của đập tràn trên nền mềm

1,2. các phần không thoát nước và thoát nước của đường viền; 3. tầng không thấm nước;
4. thoát nước theo phương đứng; 5. đất có tính thấm tăng.

III. LỰA CHỌN LƯU LƯỢNG XẢ CỦA ĐẬP TRẦN TRÊN NỀN MỀM.

Lượng nước được xả ra qua đập tràn hoặc cửa ra của đập được quyết định qua việc tính toán thủy lực có tính đến sự biến dạng của dòng chảy, sự xả nước qua nhà máy thủy điện, cống v.v... Lưu lượng nước xả trên một đơn vị chiều rộng cửa được quyết định bằng cách so sánh các chỉ số kinh tế, kỹ thuật của các phương án khác nhau của đập. Khi so sánh các phương án, người ta không chỉ xem xét tính kinh tế mà còn xem xét cả điều kiện hoạt động và phương pháp thi công của công trình.

Lưu tốc bình quân cho phép ở sân hạ lưu được xác định phụ thuộc vào loại đất nằm dưới sân: đối với đất cát, $v_{ra} = 2,5 \div 3,0$ m/s; đối với đất sét, $v_{ra} = 3,0 \div 3,5$ m/s; đối với đất nửa đá, $v_{ra} = 3,5 \div 4,0$ m/s; đối với đất đá, $v_{ra} = 5$ m/s.

Sau khi đã xác định được cao trình của sân hạ lưu và mực nước sông trong điều kiện tự nhiên, tức định được h_h , lưu lượng xả tại sân sau được xác định như sau:

$$q_{ra} = V_{ra} h_h \quad (2 - 1)$$

Với lưu lượng xả qua đập Q_s và lưu lượng đơn vị xả q_{ra} , chiều rộng của sân sau $B = Q_s/q_{ra}$. Cần chú ý rằng tổng chiều rộng của tràn phải nhỏ hơn tổng chiều rộng của sân hạ lưu. Lưu lượng đơn vị xả của tràn xấp xỉ bằng:

$$q_x = (1,20 \div 1,25) \cdot q_{ra} \quad (2 - 2)$$

Đối với q_x nhất định, công thức tính khả năng xả của tràn cho phép xác định được bề rộng ngưỡng tràn. Sau khi chia đập thành các khoang, giả thiết hình dạng của đầu trụ, xác định ảnh hưởng của mức độ ngập của tràn thì ta sẽ xác định được cao trình ngưỡng tràn.

§2.3 CÁC BỘ PHẬN CỦA ĐƯỜNG VIÊN THẨM

I. SÂN TRƯỚC:

Tuỳ theo mức độ thấm, sân trước được chia thành các loại như sau: sân trước không thấm hoặc thấm ít với hệ số thấm cỡ khoảng 10^{-6} cm/s. Loại sân trước không thấm được dùng cho nền đất á sét hoặc chứa sét, còn loại sân trước ít thấm được dùng cho nền cát hoặc á cát.

Chiều dài sân trước phải được xác định trên cơ sở tính toán độ bền thấm của nền. Tất cả các loại sân trước trừ sân trước bằng bê tông thì phải được phủ bằng một lớp đất bảo vệ không mỏng hơn 0,3m; Lớp đất bảo vệ này phải được phủ lên trên bằng một lớp gia cố bảo vệ chống xói lở do dòng nước mặt.

Chiều dài sân trước thường từ $(1 \div 1,5)H$, nhiều khi lên đến $2,5H$ nhưng không được lớn hơn :

$$l = 2 \cdot \sqrt{\frac{K_0}{K} \cdot T \cdot \delta} \quad ; \quad (2-3)$$

trong đó:

δ - Chiều dày sân trước ;

T - Độ sâu tầng đất thấm nước phía dưới đáy đập ;

K - Hệ số thấm của đất nền ;

K_0 - Hệ số thấm của sân trước.

Về mặt kết cấu, sân phủ được chia làm hai loại: sân phủ đàn hồi và sân phủ cứng.

Sân phủ đàn hồi là sân phủ có khả năng thích ứng sự biến dạng của nền. Sân phủ loại này được làm bằng các vật liệu có độ biến dạng: sét, á sét, atphan, đất sét nện và các loại vật liệu tổng hợp. Tính thấm của vật liệu phải nhỏ hơn 50 lần so với nền đất. Chiều dài của sân phủ được xác định thông qua việc so sánh các giải pháp thay thế khác nhau của đường viên thấm.

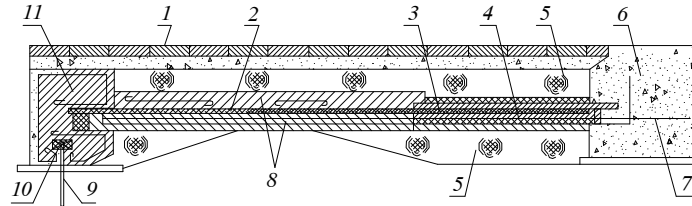
Đối với cột nước lên đến 15m, ta thường sử dụng loại sân phủ á sét, sét, than bùn. Đối với những cột nước cao hơn, ta thường sử dụng sân phủ làm bằng đất sét nện, bê tông cốt thép được quét sơn phủ, atphan hoặc vật liệu tổng hợp. Độ dày của sân phủ bằng sét, á sét và than bùn trong trường hợp này được lấy $\delta \geq \Delta H/J_{cp}$, trong đó: ΔH - độ chênh lệch áp lực tác động từ phía dưới và phía trên sân trước ; J_{cp} - gradient chống thấm cho phép của vật liệu (đối với đất sét 6÷10, á sét 4÷5). Chiều dày tối thiểu của phía đầu sân trước khoảng 0,5m; cuối sân trước khoảng $1 \div 2m$.

Trong khu vực sẽ bố trí sân trước, đất được đắp lên nền đã được đầm chặt theo các lớp, độ dày của các lớp phụ thuộc vào loại đầm. Đối với các loại đầm nhẹ thì chiều dày của lớp là khoảng 10÷15cm, còn đối với loại đầm nặng hơn thì chiều dày của lớp là 25cm.

Trong quá trình đầm nện, đất được làm ẩm tới độ ẩm tối ưu. Ở một số đập, người ta đã sử dụng thành công phương pháp đắp đất á sét trong nước mà không cần đầm. Phương pháp này tiết kiệm hơn so với phương pháp đầm khô.

Sân phủ bằng sét đầm nện chứa 20÷25% sét, 30÷40% cát và 35÷40% cuội sỏi. Ở trên cùng của sân phủ, người ta thường thiết kế một lớp bê tông.

Giữa sân phủ và đập không được phép hình thành khe nứt, vì một khe nứt rộng chỉ 1cm cũng có thể làm sân phủ mất tác dụng. Do đó giữa sân phủ và đập bê tông cần có độ nghiêng. Ngoài ra người ta cũng dùng đến các loại sét, sét đàn hồi.



Hình 2-6. Sơ đồ sân trước neo

1. lớp bảo vệ bê tông; 2. lớp không thấm nước;
3. tấm cách nước; 4. bitum; 5. sét; 6. bê tông của đập;
7. neo sân trước; 8. tấm bê tông cốt thép; 9. cừ; 10. mastic asphalt ; 11. đầm trên cừ.

Sân phủ bằng vật liệu cứng thường làm bằng bê tông hoặc bê tông cốt thép. Sân phủ loại này được chia ra thành nhiều mảng có sự liên kết với nhau, có các khối vật liệu không thấm nước trong liên kết đó. Khe nứt có thể xuất hiện trong các mảng, do đó lớp lát bitum với các khối vật liệu đã được gia cố bằng sợi thủy tinh hoặc các vật liệu không thấm nước được bố trí trong các lớp chồng lên nhau nhằm ngăn nước thấm qua. Đối với cột nước $\leq 10\text{m}$, người ta sử dụng các tấm bê tông không cần sơn chống thấm. Độ dày của tấm trong trường hợp này thường dựa trên gradient cột nước của dòng thấm cho phép ($J_{cp} < 20\div 30$)

Sân phủ neo được sử dụng không chỉ để làm tăng đường viền thấm mà còn để giảm các lực gây trượt cho đập. Sân phủ neo có dạng bản bê tông cốt thép dày từ 0,4÷0,7m.

II. CÁC BẢN CỪ.

Cừ là vật liệu tiêu hao cột nước: khi có cừ trị số cột nước trên các đoạn của đường viền dưới đất sau cừ giảm đi và các độ dốc đo áp dọc đường viền dưới đất cũng giảm đi. Ngoài ra các bản cừ còn có tác dụng:

- Ngăn cản sự phát triển xói ngầm trong vùng đất nền;
- Bảo vệ nền đập khỏi bị mới xói do dòng chảy mặt gây ra (cừ hạ lưu);
- Ngăn cản hiện tượng trôi từ phía dưới đập dưới tác dụng của trọng lượng đập (điều này chỉ có thể xảy ra trong trường hợp nền đất yếu và không đồng nhất) ;
- Cho phép thực hiện việc nối tiếp thân đập với tầng không thấm nước và do đó tạo thành sơ đồ sâu của đường viền dưới đất.

Việc bố trí cừ hạ lưu sẽ gây ra sự tăng áp lực đẩy ngược lên đáy đập. Để tránh nhược điểm trên, cừ hạ lưu trong các trường hợp này phải có đục lỗ. Khi tính toán thấm, các hàng cừ có đục lỗ không được tính đến.

Khi bố trí các hàng cừ, không được dùng các hàng cừ quá ngắn (thí dụ nhỏ hơn 2÷3m). Tổ chức thi công đóng các ván cừ quá ngắn sẽ không kinh tế. Phải định chiều dài ván cừ

thép trong các đồ án thiết kế đập phù hợp với chiều dài ván cừ sẵn có. Phải tính đến trong một số trường hợp có thể hàn cừ thép (theo chiều dài) để tăng chiều sâu ván cừ, (có thể tới $30 \div 40\text{m}$).

Trong trường hợp nền không đồng nhất có các lớp kẹp thấm nước nằm ngang thì tùy theo khả năng mà hàng cừ phải cắt qua các lớp kẹp đó.

Không cho phép để giữa mũi cừ và mặt của lớp không thấm có một khoảng cách tương đối nhỏ (thí dụ, nhỏ hơn $0,5 \div 0,1\text{T}$). Trong trường hợp này để tránh xảy ra tốc độ thấm lớn giữa mũi cừ và tầng không thấm nước, hàng cừ phải được đóng sâu vào tầng không thấm.

Khi tầng không thấm không phải là đá (loại đất sét) phải đóng sâu hàng cừ vào tầng không thấm nước với độ sâu δ . Trong trường hợp này xuất phát từ các trị số cột nước trước và sau ván cừ, bằng tính toán có thể xác định được trị số δ . Khi tính toán phải xét hàng cừ đơn thuần có chiều sâu δ chịu tác dụng của cột nước Z.

Khi tầng không thấm là đá, việc nối tiếp giữa ván cừ với nền đá sẽ rất khó khăn. Trong trường hợp này nền thấm nước được ngăn trên toàn bộ chiều sâu xuống đến tận tầng không thấm bằng các vật ngăn ở dạng tường răng sâu bằng bê tông.

Khi dưới đập là hàng cừ treo thì khoảng cách giữa chúng không nhỏ hơn 2s, trong đó: s- chiều sâu cừ đóng trong đất. Ở đây cần chú ý vấn đề sau: Nếu cột nước tổn thất ở một hàng cừ có chiều dài bằng s là h_f thì ở hai hàng cừ cũng có chiều dài như vậy bố trí hàng nọ cách hàng kia với một khoảng cách lớn hơn 2s, cột nước tổn thất sẽ bằng $2h_f$ (với cùng một lưu lượng q). Nếu khoảng cách giữa hai hàng cừ trên nhỏ hơn ($1,5 \div 2,0$)s, thì tổn thất tổng cộng về cột nước trên hai hàng cừ trên sẽ nhỏ hơn $2h_f$ tức là trong trường hợp này về mặt thấm hàng cừ sẽ được sử dụng không hoàn toàn.

Khi bố trí cừ ở nền đập, cần phải xét đến tính thấm nước của chúng do sự liên kết không kín của các ván cừ. Khi thi công đóng cừ vào trong đất phải nhét đất dính vào các ngàm cừ để khe hở ở các liên kết giữa các ván cừ là nhỏ nhất.

Khi thiết kế nối tiếp đầu cừ với phần bê tông của đập, phải dự kiến hình thức kết cấu của phần nối tiếp sao cho các lực thẳng đứng từ thân đập không truyền xuống cừ. Khi xem xét khả năng truyền lực ngang lên đầu cừ từ phía công trình cần chú ý các điều kiện sau đây:

- Lực ngang hướng về phía hạ lưu có thể đẩy nghiêng đầu cừ về phía hạ lưu và ở phần trên của đầu cừ về phía mặt thượng lưu đường thấm có thể ngắn đi ;
- Lực ngang truyền lên đầu cừ trong thời gian khai thác công trình có thể có giá trị thay đổi tùy theo cột nước tác dụng lên công trình ;
- Khi các hàng cừ có chiều dài khá lớn (cừ sâu) và ngàm nối tiếp giữa các ván cừ được giải quyết kín nước tốt, việc truyền lực ngang lên đầu cừ không nguy hiểm như trường hợp cừ ngắn ;
- Trong một số trường hợp để không truyền lực ngang lên đầu cừ thượng lưu dưới đập, không nên nối trực tiếp hàng cừ này với chân khay thượng lưu đập mà nên nối với phần cuối của sân phủ nối tiếp với chân khay nối trên.

Việc sử dụng cừ kim loại ở môi trường ăn mòn phải được luận chứng riêng.

Chiều dài (chiều sâu đóng cừ) của cừ dưới sân phủ và cừ thượng lưu dưới đập khi chúng là cừ treo, phải được xác định trên cơ sở tính toán độ bền thấm của nền. Khi tính toán phải so sánh các phương án đường viền có khả năng chống thấm tương đương nhau như có các chiều dài của sân phủ và cừ khác nhau (thí dụ các phương án có sân phủ tương đối dài và hàng cừ ngắn và các phương án sân phủ tương đối ngắn và hàng cừ dài).

Bản cừ thường được làm bằng thép, bê tông cốt thép, bê tông cốt thép dự ứng lực còn bản cừ bằng gỗ ít được sử dụng.

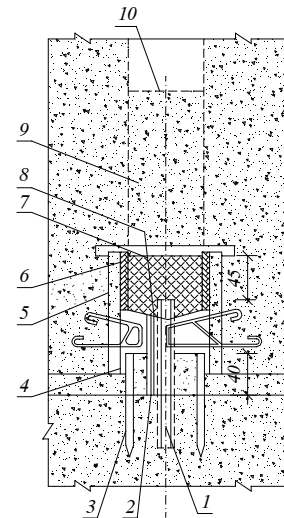
Chiều dài của cừ chống thấm bằng thép phẳng khoảng $12 \div 25\text{m}$, còn chiều dài của cừ hình lõm sóng có thể tới 50m (bằng cách sử dụng thiết bị rung hoặc bằng tác động của việc xới đất).

Tường chống thấm bằng bê tông cốt thép và bê tông cốt thép dự ứng lực thường được dùng nhiều hơn so với tường chống thấm bằng thép vì chúng được sản xuất, thi công ngay tại công trường.

Độ dày của tường chống thấm từ $10 \div 50\text{ cm}$.

Hình 2-7. Liên kết bản cừ với bản đáy sử dụng đến chốt

1. cừ; 2. giấy dầu; 3. ván định hướng; 4, 6. ván chắn;
5. nẹp đứng đặt cách nhau 1 m ; 7. hỗn hợp bitum;
8. bao tải; 9. hố tạo sẵn cách nhau 4 m ; 10. mức đồ
vữa trong hố.



Đối với tường chống thấm chân khay cục bộ (cừ treo), khoảng cách giữa các tường chống thấm không được nhỏ hơn tổng chiều dài của bản cừ, và trong một số trường hợp ngoại lệ không được nhỏ hơn $0,75$ giá trị này. Trong các trường hợp khác, tác động của bản cừ giảm một cách đáng kể. Các bản cừ được liên kết với bản đáy theo các cách sau: phần trên của bản cừ được gắn vào các nêm (chốt) không thấm đặc biệt, các chốt này được định vị trong bê tông bản đáy. Sự hình thành của các khe nứt trong matít phụ thuộc vào thời gian và sự phân tách của các khớp nối. Điều này có thể gây ra các lỗ hổng mà nước có thể chảy qua làm cho chân khay không còn tác dụng. Vì vậy ta cần đề phòng bằng cách đun nóng matít cho chảy vào các chốt thông qua các hố dự phòng.

III. TƯỜNG, MÀNG CHỐNG THẤM VÀ CHÂN KHAY SÂU.

Người ta thường sử dụng các kết cấu này khi các điều kiện về địa chất không cho phép xây dựng một tường tâm. Chẳng hạn trong trường hợp có một hàm lượng lớn đá tảng, đá v.v... trong nền. Chúng được tạo ra: (a) bằng cách cắt các rãnh (tường) trong các hố đào, đẩy nhanh nước ngầm ra ngoài, (b) bằng cách đóng cọc rung hoặc cắm các trụ tròn có đường kính lớn nối với các liên kết đặc biệt hoặc cắm cọc khuôn dẫn nhằm hình thành một tường chân khay liên tục; (c) bằng cách đổ bê tông dưới nước vào các rãnh được đào bằng gàu xúc, máy đào...; (d) bằng cách sử dụng các thùng chìm, đây là một phương pháp hiếm khi

được sử dụng trong kỹ thuật thuỷ lợi; (e) bằng cách bơm xi măng và xi măng sét vào cát và cuội cát với hệ số thấm không lớn hơn 10^{-1} cm/s.

Các chân khay bê tông dùng để nối tiếp tốt hơn giữa đập và nền (nhằm mục đích ngăn ngừa thấm tiếp xúc nguy hiểm). Các tường răng bê tông sâu phải được bố trí thay cho hàng cừ trong trường hợp không thể đóng được cừ vào đất nền hoặc trong trường hợp công trình đặc biệt quan trọng. Thường bố trí chân khay hoặc tường răng thượng lưu ở dưới đập.

Chân khay hạ lưu dưới đập được bố trí để tách thiết bị tiêu nước dưới đập khỏi hạ lưu và để có thể bơm nước từ thiết bị tiêu nước dưới đập về hạ lưu bằng máy bơm đặt trong hành lang kiểm tra bố trí trong thân đập. Việc bơm nước khỏi thiết bị tiêu nước là cần thiết, thí dụ để kiểm tra sự làm việc của thiết bị tiêu nước.

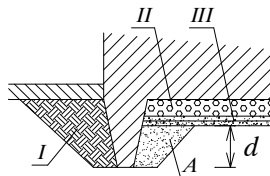
Khi sử dụng tường răng thượng lưu, có thể bố trí tường răng hạ lưu cắm sâu xuống dưới tầng tầng không thấm nước nhưng phải bố trí các lỗ thoát nước ở tường này nhằm đảm bảo cột nước dưới đập ứng với mực nước hạ lưu.

Các tường răng sâu chống thấm bằng bê tông thông thường cần được tách khỏi phần móng đập bằng khớp nối biến dạng có vật chắn nước tương ứng.

Khi bố trí cừ hạ lưu do có khe hở giữa các ván cừ, chiều sâu chân khay hạ lưu d , phải thoả mãn điều kiện $d \geq 2b$, trong đó b là chiều rộng ván cừ.

Màng phụt chống thấm: các màng chống thấm này được thực hiện với nền không phải là đá bằng cách phụt vào khoảng rộng của đất nền vữa xi măng, vữa đất sét có phụ gia hoá dẻo, vữa xi măng-pôlime, vữa pôlime, v.v... Chiều dày của màng chống thấm kể từ trên xuống dưới phải giảm dần.

Có thể sơ bộ coi như đối với màng chống thấm, gradien chống thấm lớn nhất cho phép (khi nước thấm qua màng chống thấm theo hướng ngang) bằng $2 \div 3$. Trong đất bồi tích các màng chống thấm có thể bố trí đến độ sâu bất kỳ.



Hình 2-8. Chân khay thượng lưu dưới đập

I- bê tông sét; II- thiết bị tiêu nước ; III- tầng lọc ngược ; A - đất được đầm nện chặt

IV. ĐỂ MÓNG ĐẬP

Độ sâu tẩm đáy đập trong nền được xác định bằng tính toán tĩnh học và tính thấm. Về mặt ổn định của đập, nếu có thể phải bố trí để móng đập lên tầng đất tốt, có trị số hệ số ma sát trong lớn.

Trong trường hợp sơ đồ đập không có thiết bị tiêu nước (hình 2-9) xuất phát từ trị số $d=S_{ra}$ xác định theo công thức :

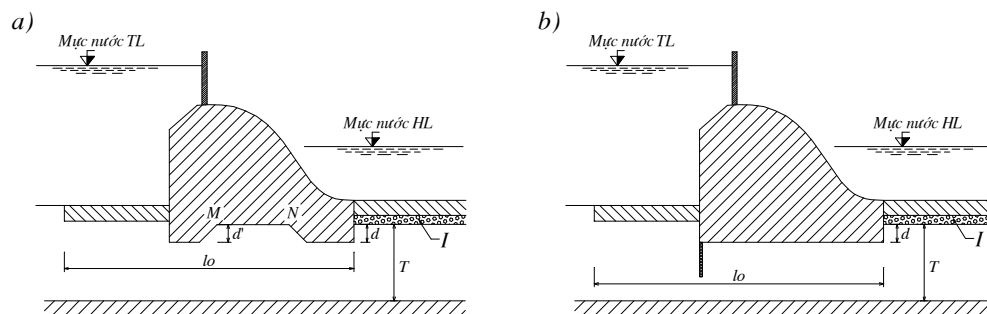
$$S_{ra} = (0,05 \div 0,10)T, \quad (2-4)$$

nhưng không lớn hơn :

$$S_{ra} = (0,05 \div 0,10)l_0, \quad (2-5)$$

Đường viền của đập có thể thiết kế theo một trong hai phương án sau đây:

- Đập có các chân khay (hình 2-9a)
- Đập không có chân khay (hình 2-9b)



Hình 2-9. Thiết kế móng đập.

I-tầng lọc ngược

Vì lý do kinh tế, nên áp dụng phương án thứ nhất (hình 2-9a), ấn định trị số d' với tính toán làm sao để đoạn MN của đế đập nằm trên đất đủ tốt và ít thấm nước. Chỉ trong trường hợp gặp loại đất khó đào hào cho chân khay thì mới loại bỏ phương án (hình 2-9a) và chuyển sang phương án đập không có chân khay (hình 2-9b).

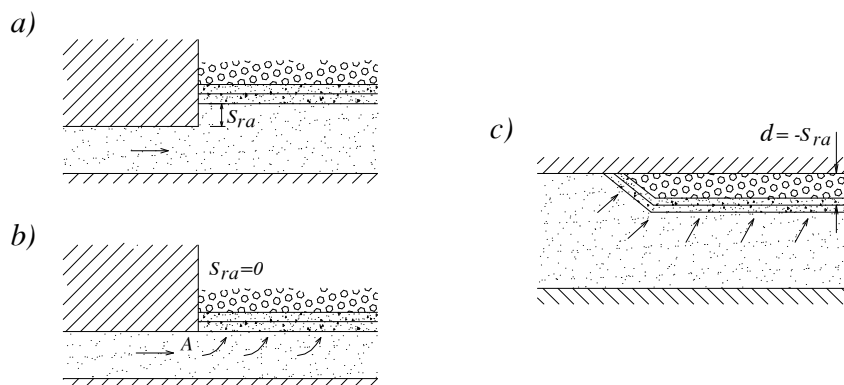
Cấu tạo chỗ đi ra của dòng thấm ở hạ lưu. Trong vùng mặt cắt ướm chỗ dòng thấm đi ra bao giờ cũng phải bố trí thiết bị tiêu nước lọc ngược bảo vệ.

Lọc ngược cần phải được thiết kế theo tiêu chuẩn thiết kế tầng lọc ngược công trình thủy công.

Thiết bị tiêu nước nằm ngang bố trí dưới sân tiêu năng, dưới đập và dưới sân phủ phải được làm bằng vật liệu hạt lớn. Chiều dày nhỏ nhất của thiết bị tiêu nước theo yêu cầu về cấu tạo và thi công quy định bằng 0,2m. Việc dẫn nước từ thiết bị tiêu nước về hạ lưu cùng như khả năng tiêu nước của nó (có xét đến khả năng cho nước qua lọc ngược) thông thường phải được thiết kế sao cho tổn thất cột nước khi chuyển động dọc thiết bị tiêu nước là không đáng kể. Với điều kiện trên, cột nước dọc theo toàn đoạn đường viền dưới đất thực ở dưới các bộ phận thấm nước của công trình, thực tế sẽ ứng với mực nước hạ lưu.

Thiết bị tiêu nước cùng với lọc ngược phải được áp chặt xuống nền bởi trọng lượng các bộ phận bên trên của công trình. Điều này đặc biệt quan trọng trong trường hợp nền là loại đất sét có khả năng mất dần độ bền bề mặt khi không có tải trọng.

Nên chọn cấu tạo chỗ ra của dòng thấm như giới thiệu ở (hình 2-10a) với trị số S_{ra} đủ lớn. Thông thường không được phép sử dụng sơ đồ bố trí thiết bị tiêu nước như (hình 2-10b) với $S_{ra}=0$; sơ đồ bố trí thiết bị tiêu nước như ở (hình 2-10c) với trị số d đủ lớn có thể chấp nhận được.

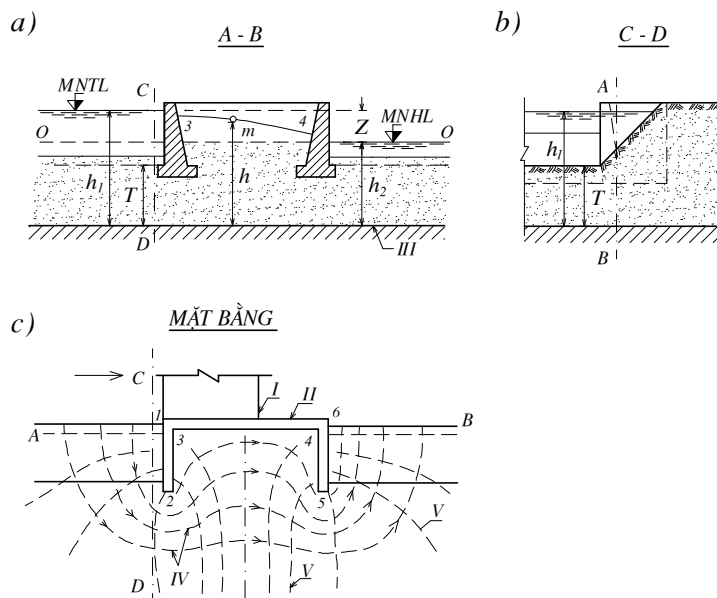


Hình 2-10. Cấu tạo chỗ ra của dòng thấm ở hạ lưu

§2.4 TÍNH TOÁN THẨM VÒNG QUANH, THẨM VAI ĐẬP BÊ TÔNG NỐI TIẾP VỚI BỜ

I. Mô tả dòng thấm vòng quanh trụ biên.

Trong trường hợp chung, khi móng trụ biên không đặt trên tầng không thấm (tầng không thấm nằm khá sâu) và có thấm vòng quanh trụ biên, sự chuyển động của nước ngầm sẽ có dạng không gian. Khi đó, cùng với dòng thấm có áp ở dưới đập, còn có cả dòng thấm không áp vòng quanh trụ biên.



Hình 2-11. Trụ biên có tường cánh thẳng góc

I- Đập tràn ; II- Tường dọc cửa trụ biên; III- Tầng không thấm;

IV- Các đường dòng; V- Đường đẳng áp

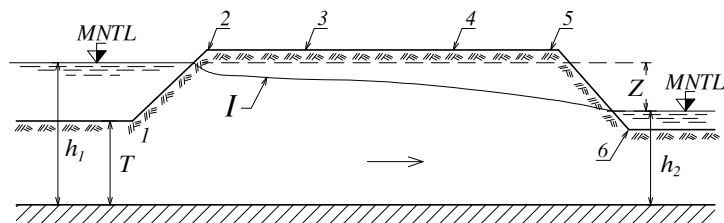
Ở hình 2-11 những đường dòng là của phần dòng chảy không áp và các đường đẳng áp của dòng thấm. Tiết diện ướt của dòng vào là mái dốc và đáy thượng lưu; của dòng ra là mái dốc và đáy hạ lưu.

Nếu như móng của trụ biên không tiếp giáp với tầng không thấm nằm ở sâu, thì có thể xuất hiện thêm dòng thấm bán áp dưới các tường của trụ biên.

Trong một số trường hợp, có thể xảy ra dòng thấm bổ sung, từ bờ ra hạ lưu.

Có thể coi như đường bão hoà bao quanh mặt trong của trụ biên (đường viền dưới đất 1-2-3-4-5-6, hình 2-11c); phần bão hoà chạy theo tường dọc của trụ biên được biểu thị trên hình 2-11a (đường 3-4). Rõ ràng là phần đường bão hoà này quyết định trị số áp lực của nước ngấm lên tường dọc của trụ biên.

Nếu như vẽ đường dòng thấm theo đường 1-2-3-4-5-6 (hình 2-11c) rồi triển khai nó ra trên một mặt phẳng, thì ta nhận được hình ảnh như hình 2-12. Hình ảnh này tương tự như hình ảnh dòng thấm qua đập đất trên nền thấm nước.



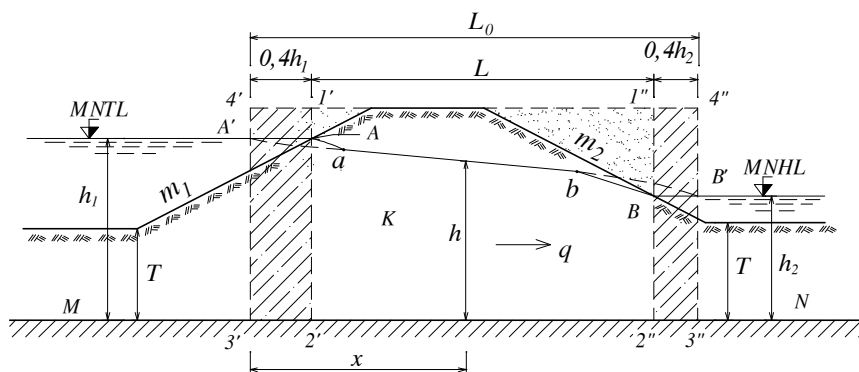
Hình 2-12. Đường bão hoà quanh trụ biên-I

Như vậy, khi tính toán thấm vòng quanh trụ biên, ta có thể áp dụng phương pháp giống như khi tính toán thấm qua đập đất trên nền thấm nước.

II. Tính toán dòng thấm qua đập trên nền thấm nước. (theo phương pháp của S.N. Numêrôp)

1) Trường hợp đập đất đồng chất:

Khi trình bày phương pháp tính toán này, ta sử dụng hình 2-13 biểu thị mặt cắt ngang đập đất không có thiết bị tiêu nước, trên nền thấm nước.



Hình 2-13. Sơ đồ tính toán thấm của đập đất

Ta ký hiệu vị trí mép nước tương ứng ở thượng lưu và hạ lưu A và B. Đặt về phía phải của A và B những đoạn tương ứng bằng $0,4h_1$ và $0,4h_2$, ở đây h_1 và h_2 là chiều cao mực nước thượng lưu và hạ lưu so với mặt tầng không thấm MN. Kết quả là ta nhận được một khối đất hình chữ nhật $4' - 4'' - 3'' - 3'$ nằm trên tầng không thấm MN. Biết chiều sâu nước thượng lưu, hạ lưu khối đất này (h_1, h_2), ta tìm được lưu lượng đơn vị của dòng thấm qua đập đất đang xét theo công thức của Dui-puy:

$$q = \frac{h_1^2 - h_2^2}{2L_o} \times K \quad (2-6)$$

$$\text{trong đó: } L_o = L_{yp} + 0,4h_1 + 0,4h_2 \quad (2-7)$$

L_{yp} - khoảng cách theo mặt nằm ngang giữa các điểm mép nước A và B ;

L_o - chiều rộng của khối đất đắp chữ nhật mà ta thay thế cho đập đất.

Như đã biết, khi thay thế như trên, ta coi tổn thất nước ở nêi thượng lưu đập và nền của nó bằng tổn thất nước trong khối đất hình chữ nhật $1'' - 2'' - 3'' - 4''$, rộng $0,4h_2$.

Biết lưu lượng q - xác định theo công thức (2 - 6) ta thiết lập đường bão hoà A"-B" đối với khối đất hình chữ nhật quy ước $4' - 4'' - 3'' - 3'$ bằng cách dùng công thức của Dui - puy:

$$h = \sqrt{h_1^2 - \frac{x}{L_o}(h_1^2 - h_2^2)} \quad (2-8)$$

trong đó: x và h - các kích thước như đã biểu thị ở (hình 2-13).

Cuối cùng, ta lựa bằng mắt để uốn thêm các đoạn cong chưa biết A - a và B - b sao cho A - a vuông góc với mái dốc thượng lưu tại A, b - B tiếp tuyến với mái dốc hạ lưu tại B (ở đây bỏ qua đoạn dòng thấm đi ra ở mái dốc hạ lưu).

Kết quả ta sẽ có đường bão hoà A - a, b - B đối với đập trên nền thấm nước.

Khi ở phần nêi hạ lưu của đập có bố trí thiết bị tiêu nước thì theo quan điểm thuỷ lực ta sẽ có đập đất có mái dốc hạ lưu thẳng đứng a - b đặt theo trục thiết bị tiêu nước. Khi quy đổi đập đất loại này thành khối đất chữ nhật, ta sẽ có hình dạng đường bão hoà như ở hình 2-14.

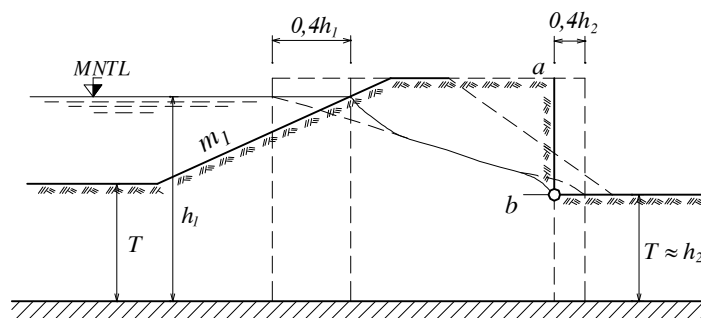
Ghi chú: Trong trường hợp ở nêi hạ lưu không có thiết bị tiêu nước, trị số $0,4h_2$ không phải tính từ đường thẳng đứng $1'' - 2''$ đi qua mép nước hạ lưu như ở (hình 2-13), mà là từ đường thẳng đứng kẻ qua điểm ở giữa đoạn dòng thấm đi qua mái dốc hạ lưu.

Chiều cao S_o của đoạn dòng chảy đi qua mái dốc hạ lưu trong trường hợp mái dốc hạ lưu khô (khi $h_2 = T$) có thể xác định theo công thức:

$$S_o = (0,7 + m_2) \times \frac{q_o}{K}$$

$$\text{trong đó: } \frac{q_o}{K} = \frac{h_1^2 - T^2}{2(L'_o + 0,4h_1)}$$

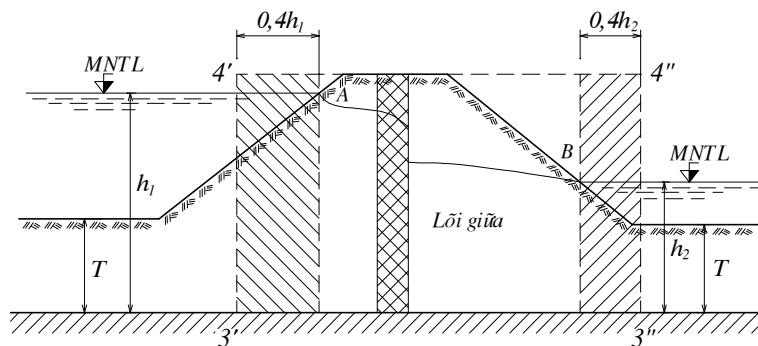
ở đây, L'_o - khoảng cách nằm ngang từ mép nước ở mái thượng lưu tới chân dốc hạ lưu.



Hình 2-14. Sơ đồ tính toán thấm của đập đất có “mái dốc” hạ lưu thẳng đứng

2) Trường hợp đập có lõi giữa:

ở đây cũng như trường hợp trên, nêi thượng lưu và hạ lưu đập (cùng với nền của nó) được thay thế bằng các khối đất hình chữ nhật (hình 2-15, chỗ gạch chéo). Kết quả nhận được một khối đất hình chữ nhật 4' - 4" - 3' - 3' có lõi giữa.



Hình 2-15. Sơ đồ tính toán thấm của đập đất có lõi giữa

Ta xét khối đất hình chữ nhật này theo phương pháp quy ước mà nhiều người đã biết của N.N.Pavlopsi. Sau đó ta hiệu chỉnh đường bão hoà nhận được từ khối đất hình chữ nhật này và tìm đường bão hoà cần biết.

Ghi chú: Ở đây ta không xét trường hợp mà lõi giữa không đạt tới tầng không thấm.

3) Vùng hoạt động thấm nền đập:

Áp dụng phương pháp đã nêu trên, có thể dựng đường bão hoà đối với đập đất theo phương trình Duy - puy trong điều kiện không thấm ở một độ sâu hữu hạn. Tuy nhiên, tầng không thấm trên thực tế có thể nằm ở độ sâu vô hạn. Trong trường hợp này, để dựng đường bão hoà, phải sử dụng khái niệm vùng hoạt động thấm nền đập.

Nếu tầng không thấm nằm ở sâu thì chiều dày vùng hoạt động thấm lấy bằng:

$$T_{\text{hdong}} = 0,5L', \quad (2-9)$$

trong đó: L' - chiều rộng đập ở mặt nền ;

T_{hdong} - chiều sâu vùng hoạt động thấm dưới mặt đáy hạ lưu.

Sau khi tính T_{hdong} theo (2-9), ta xác định vị trí tính toán của tầng không thấm (để vẽ đường bão hoà) như sau:

$$\text{a) Nếu: } T_{\text{thực}} \leq T_{\text{hdong}} \quad (2-10)$$

thì trị số T_{tt} lấy bằng:

$$T_{\text{tt}} = T \quad ; \quad (2-11)$$

$$\text{b) Nếu như } T_{\text{thực}} > T_{\text{hdong}} \quad (2-12)$$

thì trị số T_{tt} lấy bằng:

$$T_{\text{tt}} = T_{\text{hdong}} = 0,5L' \quad (2-13)$$

trong đó: $T_{\text{thực}}$ - chiều sâu thực của tầng không thấm ;

T_{tt} - chiều sâu tính toán của tầng không thấm.

Các trị số $T_{\text{thực}}$ và T_{tt} đo từ mặt đáy hạ lưu.

Cần xét đến các trường hợp sau:

a) Khi $T_{\text{thực}} > T_{\text{hdong}}$ thì vị trí đường bão hoà thực tế không phụ thuộc vào vị trí của tầng không thấm;

$$\text{b) Khi } 0 < T_{\text{thực}} < T_{\text{hdong}} \quad (2-14)$$

thì khi $T_{\text{thực}}$ tăng, đường bão hoà của đập đất sẽ giảm một chút.

c) Khi thoả mãn điều kiện (2-14) thì vị trí đường bão hoà hầu như cũng ít phụ thuộc vào vị trí của tầng không thấm. Do đó, khi tính toán sơ bộ, để thiên về an toàn, trị số T đôi khi lấy bằng 0, tức là sẽ vẽ đường bão hoà đối với đập xây dựng trên nền thấm nước với giả thiết rằng nền đó không thấm nước (lúc này tất nhiên phải áp dụng phương pháp trình bày ở trên).

III. Đơn giản hoá việc lập đường bão hoà khi thấm vòng quanh trụ biên.

Để chuyển dòng thấm, như đã mô tả ở điểm 1, sang dạng gọi là "dòng thấm phẳng", (Khi tính toán có thể áp dụng phương pháp giải bài toán thấm phẳng của F.Forkhgymer), ta thực hiện giả thiết đơn giản hoá như sau:

1. Phù hợp với điểm 2, 3 đã nêu, ta coi rằng:

$$\text{khi: } T_{\text{thực}} \leq 0,5\% \quad (2-15)$$

thì tầng không thấm tính toán trùng với tầng không thấm thực ;

$$\text{nếu như: } T_{\text{thực}} > 0,5\% \quad (2-16)$$

và tầng không thấm tính toán nằm ở độ sâu dưới đáy hạ lưu bằng:

$$T_{\text{tt}} = 0,5l'_o \quad (2-17)$$

ở đây: l'_o - chiều dài hình chiếu của trụ biên theo hướng trục tường dọc.

2. Phù hợp với 2 điểm bên trên ta thay các mái dốc thượng lưu, hạ lưu của khối đất tiếp giáp với trụ biên bằng các mái dốc thẳng đứng chạm tầng không thấm.

Ta hãy vẽ những mái dốc thẳng đứng tính toán này cách mép nước 1 khoảng như sau (hình 2-16)

a) Đối với mái dốc thượng lưu:

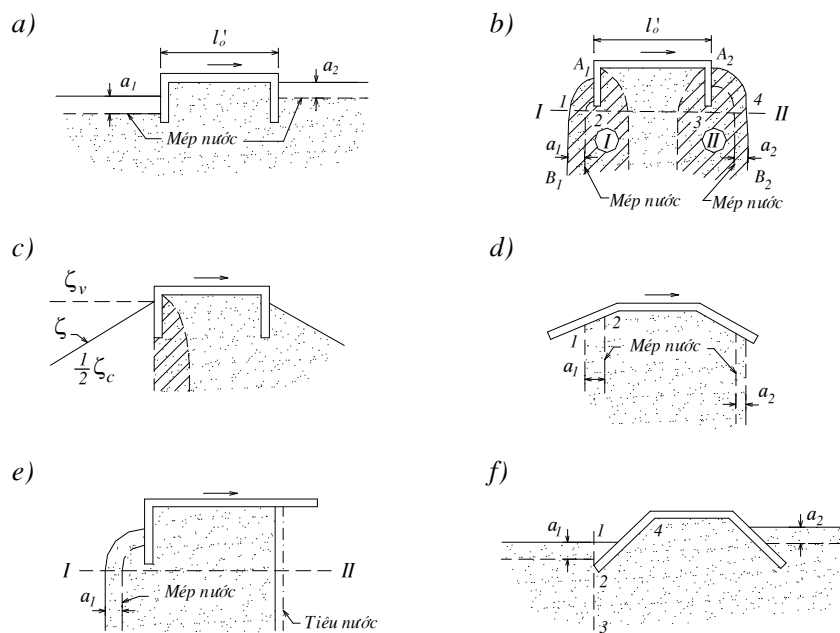
$$a_1 = 0,4h_1 \quad ; \quad (2-18)$$

b) Đối với hạ lưu:

$$a_2 = 0,4h_2 \quad ; \quad (2-19)$$

trong đó: h_1 và h_2 - độ vượt cao của mực nước thượng lưu và hạ lưu trên tầng không thấm tính toán.

Bằng kết quả của sự đơn giản hoá này, tùy theo hình dạng kết cấu của trụ biên, ta có thể nhận được các sơ đồ khác nhau của dòng thấm ở trên mặt bằng hình 2-16 giới thiệu một vài ví dụ về các sơ đồ như vậy.



Hình 2-16. Đơn giản hoá các dạng hình học của trụ biên

3. Ta hãy quy ước rằng tất cả các tường của trụ biên được chôn sâu tới mặt bằng không thấm tính toán.

4. Đất đắp sau lưng trụ biên được coi là đồng nhất và đẳng hướng.

5. Bỏ qua dòng thấm ngấm chảy từ bờ ra, chỉ xét nước thấm từ thượng lưu về hạ lưu (hình 2-11).

6. Cuối cùng, bỏ qua đoạn nước chảy ra từ mái dốc thẳng đứng (tính toán) ở hạ lưu; trị số này trong trường hợp này sẽ rất nhỏ.

Khi sử dụng những giả thiết đã nêu ta nhận được dòng thấm tính toán được đặc trưng một cách gần đúng bởi các tiết diện ướt hình trụ với các đường sinh thẳng đứng; các đường dẫn hướng của những tiết diện ướt này sẽ là các đường đẳng áp của mặt giảm áp (mặt bão hoà).

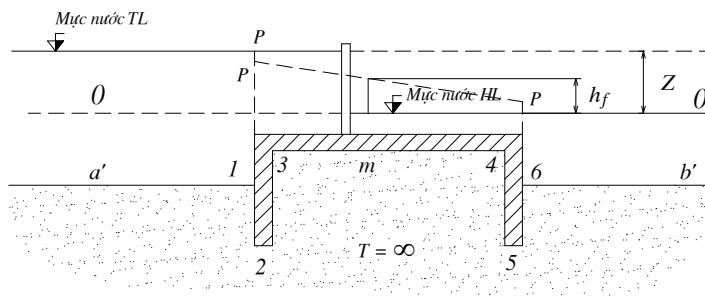
IV. Lập đường bão hoà quanh trụ biên theo phương pháp của F.Forkhgâymer. Tầm đáy tưởng tượng.

Theo phương pháp của F.Forkhgâymer, để xác định chiều sâu cột nước h (tính từ đường bão hoà đến tầng không thấm tính toán) ở một điểm m nào đấy trên đường bão hoà (hình 2-11), có thể viết phương trình sau:

$$h_2 = (h_1^2 - h_2^2) \times h_r + h_2^2 \quad (2-20)$$

trong đó:

h_r - cột nước tính đối ở điểm tương ứng của tấm đáy tường tượng có đường viền dưới đất giống như đường viền dưới đất của trụ biên (hình 2-16) khi tầng không thấm ở sâu vô hạn $T = \infty$ và khi mặt chuẩn O - O nằm ở ngang với mực nước hạ lưu. Tấm đáy tường tượng dùng cho các sơ đồ trụ biên ở (hình 2-11) và (hình 2-16a), đã được trình bày trên (hình 2-17). Hình 2-17 đã chỉ ra điểm m tương ứng cũng như mặt chuẩn O - O.



Hình 2-17. Tấm đáy tường tượng (có độ bền thấm tương đương với trụ biên đang xét)

Ứng với mặt chuẩn đã nêu, trị số h_r đối với điểm m của sơ đồ ở (hình 2-17) (được đặc trưng bởi dòng thấm áp lực), bằng:

$$h_r = \frac{h_f}{Z} \quad (2-21)$$

trong đó:

Z - cột nước trước tấm đáy tường tượng, lấy bằng cột nước Z ở trụ biên (bằng chênh lệch mực nước thượng hạ lưu, hình 2-11) ;

h_f - cột nước ở điểm m của tấm đáy tường tượng hoặc bằng chính tổn thất cột nước từ điểm m đến hạ lưu (hình 2-17).

Xét rằng (hình 2-11):

$$h_1 - h_2 = Z \quad (2-22)$$

Thì từ (2-20) và (2-21), ta được công thức tính toán dùng để vẽ đường bão hoà quanh trụ biên như sau:

$$h = \sqrt{(h_1 + h_2)h_f + h_2^2} \quad (2-23)$$

Ở đây, trị số h_f đối với điểm m đã cho phải được xác định từ sự xem xét đáy tường tượng ứng với cột nước Z , bằng cột nước tác dụng lên trụ biên.

Trị số h_f đối với điểm m bất kỳ của một số sơ đồ trụ biên nào đó nêu trong (hình 2-17), được tìm theo phương pháp hệ số sức kháng. Biết h_f đối với các điểm khác nhau của đường viền dưới đất của trụ biên, theo công thức (2-23), có thể tìm chiều sâu h ở các điểm ấy và theo đó vẽ được đường bão hoà quanh trụ biên.

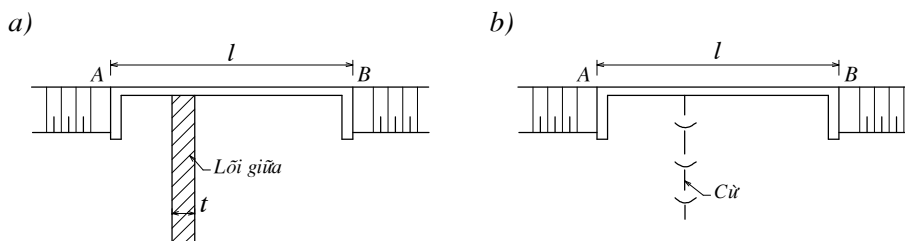
V. Các nhận xét bổ xung về cách lập đường bão hoà quanh trụ biên

1. Giả thiết chủ yếu nhất trong số những giả thiết nêu ở điểm 3 là giả thiết thay các phần móng "treo" của trụ biên (nếu có) bằng các phần móng quy ước cắm xuống tới tầng không thấm tính toán (điểm III.3).

Giả thiết này không thiên về tính toán.

Vì lý do trên, cũng như xét ảnh hưởng của tầng không thấm tính toán đối với vị trí đường bão hoà (điểm 2) khi có các phần móng của trụ biên không cắm xuống tới tầng không thấm, nên để bảo đảm an toàn, ta ấn định tầng không thấm tính toán nằm ngang mực đáy hạ lưu (giả thiết $T = 0$). Làm như vậy việc tính toán sẽ đơn giản hơn phần nào.

2. Khi tính trụ biên, có thể gặp trường hợp tường dọc AB của trụ biên tiếp xúc với lõi giữa bằng đất loại sét ít thấm nước hoặc với hàng cừ (hình 2-18) khi đó, để tính toán, trụ biên thực cần được thay thế bằng "trụ biên quy ước".



Hình 2-18. Trường hợp trụ biên nối tiếp với lõi giữa bằng đất sét hoặc hàng cừ

Khi chuyển từ trụ biên thực sang trụ biên quy ước cần bỏ lõi giữa (hoặc hàng cừ thẳng đứng) rồi kéo dài tường dọc của trụ biên thêm 1 đoạn l_B như sau:

a) Trường hợp khi bỏ lõi giữa:

$$l_B = (l - 1) + t \frac{K}{K_1} \quad (2-24)$$

b) Trường hợp khi bỏ hàng cừ

$$l_B = 1 + \phi \quad (2-25)$$

trong đó:

- l - chiều dài thực của tường dọc trụ biên ;
- t - chiều dày trung bình của lõi giữa ;
- K_1 - hệ số thấm của đất làm lõi giữa ;
- K - hệ số thấm của đất còn lại ;
- ϕ - chiều dày quy đổi của hàng cừ .

3. Ở giai đoạn tính toán nhất định, các sơ đồ trụ biên (hình 2-16), cần xem như các sơ đồ tấm đáy tưởng tượng với $T = \infty$, với cột nước trên chúng là Z bằng cột nước tác dụng vào

trụ biên. chính từ việc xem xét các sơ đồ như vậy mà ta xác định được các trị số h_f trong công thức (2-23).

Trên hình 2-17 đã trình bày một tấm đáy tường tương ứng với sơ đồ trụ biên trên (hình 2-16a) sơ đồ tấm đáy tường tương tự này dễ dàng giải được theo phương pháp hệ số sức kháng.

Ta hãy giải thích thêm cách tiến hành giải một số sơ đồ cụ thể trình bày trong hình 2-16b, c, d, e, g theo phương pháp hệ số sức kháng:

a) Sơ đồ hình 2-16b:

Khi xét sơ đồ này, ta cần biết hệ số sức kháng đối với đoạn nền của tấm đáy tường tương tự I và II bị giới hạn ở thượng và hạ lưu không phải bằng các đường nằm ngang mà bằng các đường cong A_1B_1 và A_2B_2 .

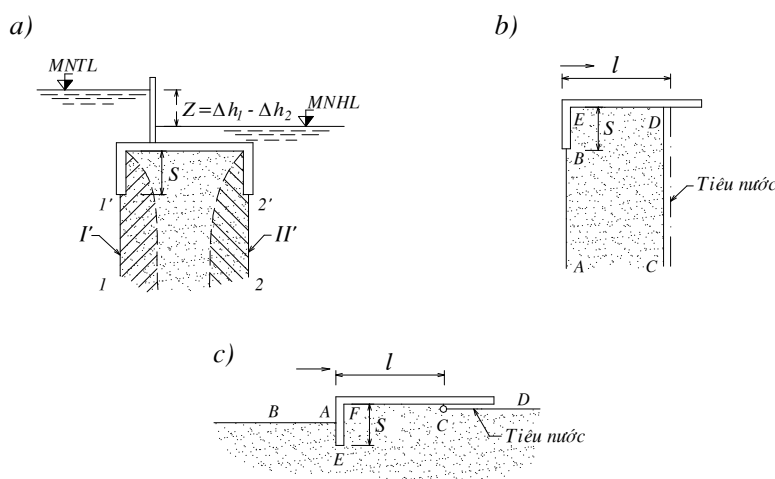
Vì đối với những đoạn như vậy, ta không có các trị số hệ số sức kháng ζ , nên có thể tiến hành như sau đối với trường hợp này:

Vạch tiết diện thẳng đứng I - II (hình 2-16b). Trong tiết diện này ta nhận được khối đất hình chữ nhật. Tính toán đường bão hoà cho khối đất này theo phương trình của Darcy (với giả thiết là bài toán phẳng), ta dễ dàng có thể tìm được tổn thất cột nước Δh_1 trên chiều dài 1-2 của khối đất và tổn thất cột nước Δh_2 trên đoạn 3-4.

Sau đó, khi tính toán trị số h_f ta xét tấm đáy tường tương tự (hình 2-19a), coi cột nước tác dụng trên nó bằng ($Z = \Delta h_1 - \Delta h_2$).

Ghi chú: như đã rõ thấy trên (hình 2-19a) nền của tấm đáy này được giới hạn bởi các đường thẳng, đường 1-1 và 2-2.

Từ việc xem xét tấm đáy tường tương tự như vậy, ta định được trị số h_f đối với các điểm khác nhau của đường viền dưới đất theo phương pháp hệ số sức kháng.



Hình 2-19. Các sơ đồ bổ sung của trụ biên

Hiển nhiên là hệ số sức kháng đối với các đoạn I và II sẽ bằng $0,5\zeta_c$, ở đây ζ_c là hệ số sức kháng đối với hàng cừ thông thường ở bên trong.

b) Sơ đồ ở hình 2-16 c,e:

Các sơ đồ này có thể tính toán theo phương pháp hệ số hệ số sức kháng bằng cách giải đã nêu ở điểm trên.

Đối với sơ đồ hình 2-16c, cũng có thể làm như sau: ấn định tiết diện ước quy ước ở chỗ vào, tiết diện nằm ngang và thẳng đứng (đường nét đứt trong hình vẽ).

Đối với tiết diện vào nằm ngang, ta tìm trị số $\zeta_{\text{vào}}$; đối với tiết diện ước vào thẳng đứng, ta tìm hệ số sức kháng bằng $0,5\zeta_c$.

Trị số chưa biết ζ đối với tiết diện ước vào thực (tiết diện nghiêng) tìm được bằng cách nội suy giữa trị số $\zeta_{\text{vào}}$ và $0,5\zeta_c$.

c) Sơ đồ ở hình 2-16d:

Ở đây, ta cần xác định trị số ζ đối với các bộ phận hơi nghiêng (không phải nằm ngang) của đường viên, ví dụ như ở bộ phận 1-2 của đường viên.

Rõ ràng là khi xác định ζ trong trường hợp này cần phải sử dụng công thức đối với hệ số sức kháng của bộ phận đường viên nằm ngang ζ_{ng} , sau khi thay l bằng hình chiếu của đường 1-2 trên đường nằm ngang và thay T bằng giá trị trung bình nào đó của trị số này.

Ghi chú: ở trường hợp này công thức đã nêu, các đại lượng $S = 0$.

d) Sơ đồ hình 2-16f:

Trong trường hợp này cần vẽ thêm đường thẳng, đường 1-2-3. Đối với đoạn nền nằm ở bên trái của đường 1-2-3, hệ số sức kháng phải lấy bằng nửa trị số hệ số sức kháng đối với hàng cừ đơn ($0,5\zeta_c$), coi chiều sâu của hàng cừ này bằng chiều dài của đoạn 1-2. Bộ phận nghiêng 2-4 của đường viên dưới đất cần xét như đã nêu ở điểm trước.

e) Sơ đồ hình 2-19b:

Sơ đồ này của trụ biên được biến đổi thành tấm đáy tưởng tượng, đặc trưng bằng đường viên dưới đất BED; tiết diện ước ở chỗ vào là đường thẳng đứng AB, ở chỗ ra là đường thẳng đứng vạch theo trục thiết bị tiêu nước của trụ biên.

Tổng hệ số sức kháng của sơ đồ này bằng:

$$\Sigma\zeta = \frac{1}{2}\zeta_c + \zeta_{\text{ng}} \quad (2-26)$$

trong đó: ζ_c - hệ số sức kháng đối với hàng cừ thông thường ở bên trong ;

ζ_{ng} - hệ số sức kháng của đoạn nằm ngang, tính theo công thức:

$$\zeta_{\text{ng}} = \frac{1-S/2}{T_{\text{hdong}}} \quad (2-27)$$

Các kích thước l và S đã chỉ ra trong hình vẽ:

T_{hdong} - chiều sâu vùng hoạt động thấm.

g) Sơ đồ ở hình 2-19c:

Sơ đồ của trụ biên được biến đổi thành tấm đáy tương đương bằng đường viền dưới đất AEFC; tiết diện ướt ở chỗ vào là AB, ở chỗ ra là CD (vạch theo trục thiết bị tiêu nước của trụ biên).

Trị số $\Sigma\zeta$ đối với sơ đồ này bằng:

$$\Sigma\zeta = \zeta_c + \frac{1-S/2}{T_{\text{hdong}}} + 0,44 \quad (2-28)$$

Ở đây, các ký hiệu l và S đã chỉ ra trong hình vẽ; các ký hiệu còn lại đã trình bày ở trên.

§2.5 CẤU TẠO ĐẬP VÀ BỐ TRÍ NỐI TIẾP HẠ LƯU

I. CẤU TẠO ĐẬP.

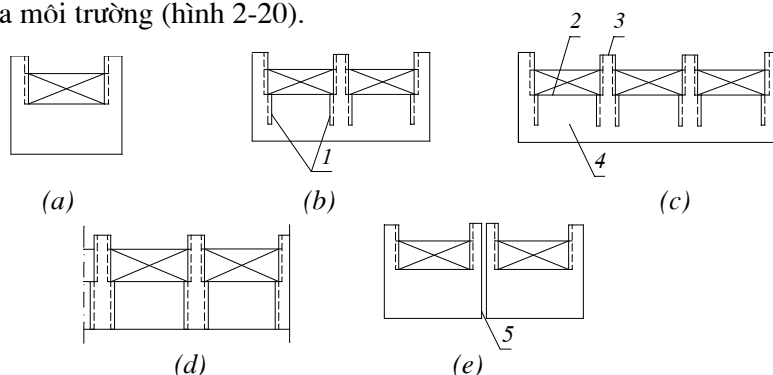
Đập được chia thành nhiều phần bởi các khe lún để tránh nứt ngang đập do hiện tượng lún không đều và các biến dạng do nhiệt.

Đập thường được chia cùng với toàn bộ các liên kết nằm ngang theo dọc trụ pin để tránh hiện tượng lún không đều giữa các trụ (hình 2-20e) dẫn đến kẹt cửa van.

Bên cạnh các khe lún cố định, trong thời gian thi công người ta cũng thường chia đập thành các khối khác nhau bởi các khe thi công.

Chiều rộng của các khe lún cố định được lựa chọn sao cho không một bộ phận nào bị đẩy chồng lên nhau do sự lún không đều và sự biến dạng của các bộ phận.

Thông thường, khe liên kết được thiết kế như sau: gần bản đáy, chiều rộng của khe là $1\div 2\text{cm}$ ở phía hạ lưu và $3\div 4\text{cm}$ ở phía thượng lưu, phần trên của bản đáy móng là $10\div 15\text{cm}$. Chiều rộng của khe liên kết phụ thuộc vào đặc trưng địa chất của nền móng và sự thay đổi nhiệt độ của môi trường (hình 2-20).



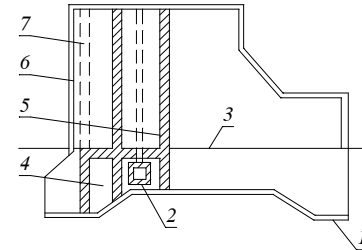
Hình 2- 20. Phân chia đập thành các đơn nguyên

- (a) một khoang; (b) hai khoang; (c) 3 khoang; (d) trụ pin cắt rời tràn;
 (e) phân chia dọc theo trụ pin; 1- khe rãnh; 2- ngưỡng tràn; 3- trụ; 4- bản đáy;
 5- khe nối giữa các đơn nguyên

Tính không thấm nước của các khe được đảm bảo bằng các thiết bị chắn nước dọc, ngang, đơn và kép (hình 2-21). Các thiết bị chắn nước được bố trí dưới đập dưới dạng bao tải nhựa đường. Ở phần trên, các khớp nối được làm bằng thép không gỉ, cao su, các tấm bê tông cốt thép được đặt trong các hố đứng đổ đầy asphan.

Hình 2-21. Vị trí của vật chắn nước trong các khe giữa các bộ phận của đập

1-lớp lót đáy; 2- chốt đường viền thấm trong; 3- đường phân cách giữa phần rộng và hẹp của khe; 4- chốt tại bộ phận hẹp nhất của liên kết; 5- chốt tại bộ phận rộng nhất của khe; 6- vật chắn nước phía bên ngoài; 7- giếng đổ nhựa đường



II. BỐ TRÍ NỐI TIẾP HẠ LƯU.

Khi thiết kế đập xả nước trên nền mềm, phải dùng chế độ chảy đáy làm nối tiếp thượng hạ lưu chủ yếu, khi đó ở vùng dòng chảy bị co hẹp, trên đoạn tiêu năng phải dự kiến các kết cấu tiêu năng và phân dòng.

Trong bể tiêu năng nên sử dụng các kiểu vật tiêu năng chính sau đây:

- Tường tiêu năng liên, đặt cách mặt cắt co hẹp một đoạn bằng 0,8 chiều dài của nước nhảy (chiều dài của nước nhảy xác định bằng tính toán với bể tiêu năng) hoặc cách một khoảng $3h$ khi có trị số $\varepsilon_0 = \frac{T_0}{h_K}$ biến đổi trong phạm vi $0,2 \div 12$ (trong đó h là chiều sâu dòng chảy ở cuối đoạn nước nhảy).

T_0 - tỷ năng của dòng chảy trước công trình chịu áp bằng hiệu của mực nước thượng lưu có xét lưu tốc đến gần và mặt bể tiêu năng ;

h_K - chiều sâu phân giới của dòng chảy.

- Tường tiêu năng đứt quãng, bố trí cách mặt cắt co hẹp một khoảng $3h$ khi trị số $\varepsilon_0 = 2 \div 6$.

- Tường tiêu năng phân dòng, gồm hai tường tạo thành một góc hướng ngược dòng chảy, góc đặt các tường phân dòng có thể biến đổi trên chiều rộng của bể tiêu năng, còn bản thân tường phân dòng có thể có chiều cao thay đổi.

- Vật tiêu năng có dạng kết hợp hai mô hình thang và tường tiêu năng ở phía hạ lưu.

Chiều dài sân sau (nằm ngang, nằm ngang có một đoạn nghiêng hoặc nằm nghiêng) phải được xác định từ điều kiện làm cho các biểu đồ lưu tốc của dòng chảy được san bằng dần trên toàn bộ chiều dài của sân sau hoặc trên một phần của nó (sân sau rút ngắn).

Đối với những đập cấp I, II và III thông thường phải thiết kế sân sau ở dạng các tấm bê tông hoặc bê tông cốt thép đổ tại chỗ.

Đối với những đập cấp IV và V cho phép dự kiến sân sau ở dạng đá đổ hoặc rọ đá, tấm bê tông hoặc bê tông cốt thép lắp ghép.

Trường hợp dùng các tấm bê tông và bê tông cốt thép đúc sẵn làm sân sau, phải dự kiến liên kết chúng bằng cốt thép để đảm bảo tính ổn định của chúng chống lại tác dụng thủy động của dòng chảy.

Chiều dày của các tấm bê tông ở bề tiêu năng và sân sau phải được xác định bằng tính toán, xuất phát từ điều kiện đảm bảo cường độ và ổn định của chúng. Phải xem xét khả năng giảm chiều dày các tấm ở bề tiêu năng và sân sau bằng cách phân nhỏ nhờ các khớp nối nhiệt-lún và bố trí các giếng tiêu nước.

Kích thước trên mặt bằng của các tấm phải được xác định từ điều kiện đảm bảo sự ổn định chống trượt và đẩy nổi, cũng như đảm bảo khả năng đổ bê tông mỗi tấm thành một khối.

Giếng tiêu nước phải có tiết diện trên mặt bằng từ $0,25 \times 0,25$ đến 1×1 m tùy theo bề dày của tấm bề tiêu năng và sân sau, cũng như điều kiện thi công.

Trên mặt bằng cần bố trí các giếng theo kiểu hoa thị trong một hàng cứ cách $5 \div 10$ m làm một giếng (tùy theo kích thước của các tấm) và các hàng giếng không nhỏ hơn 5 m, đồng thời diện tích các giếng tiêu nước không được nhỏ hơn 1,5% diện tích toàn bộ các tấm gia cố.

Khi dùng các tấm bê tông hoặc bê tông cốt thép làm sân sau, cho phép không làm giếng nước.

Ở cuối sân sau phải dự kiến bố trí một kết cấu có dạng tường thẳng đứng, hoặc rãnh phòng xói, hoặc phân gia cố chuyển tiếp có thể biến dạng được, hoặc tổ hợp các kết cấu đó để bảo vệ cho sân sau, các mố biên và tường phân cách khỏi bị xói lở.

Tường thẳng đứng ở cuối sân sau (có dạng tường bê tông hoặc bê tông cốt thép, tường cừ kết cấu phẳng hoặc tổ ong, củi gỗ trong bỏ đá v.v...) phải được thiết kế cắm xuống hết chiều sâu của lớp đất có khả năng bị xói lở. Khi chiều sâu xói lở quá lớn, có thể làm tường đứng không cắm xuống hết xuống hết chiều sâu xói lở, nhưng phải làm thêm một đoạn gia cố chuyển tiếp mềm có khả năng biến dạng sau tường đó.

Khi dòng chảy có tỷ lưu lớn và đất nền là loại đất dễ bị xói lở, phải dự kiến bố trí rãnh phòng xói ở cuối sân sau, cùng với phân gia cố chuyển tiếp mềm ở mái dốc phía thượng lưu và đáy rãnh phòng xói.

Việc xác định mái dốc phía hạ lưu của rãnh phòng xói phải xuất phát từ điều kiện ổn định của nó trong thời gian thi công.

Mái dốc phía thượng lưu của rãnh phòng xói phải được quyết định có xét đến điều kiện thủy lực của sự tản dòng, đến sự bố trí một đoạn sân sau nằm nghiêng hoặc đoạn gia cố chuyển tiếp mềm có khả năng biến dạng.

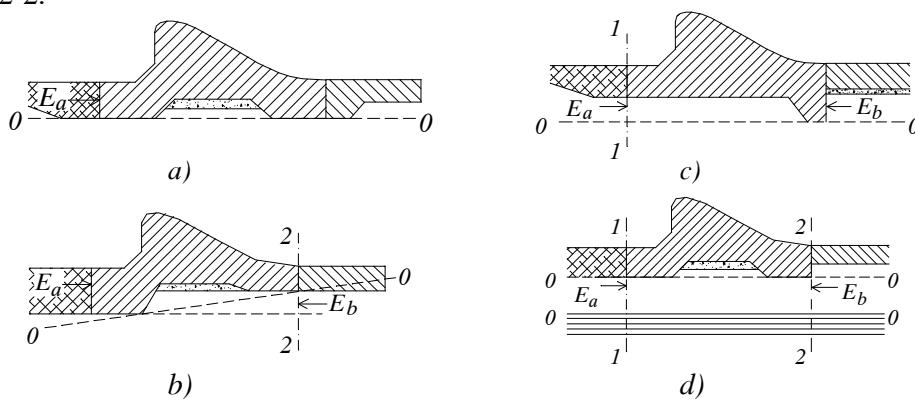
Đoạn gia cố chuyển tiếp mềm có khả năng biến dạng phải được thiết kế dưới dạng các tấm bê tông và bê tông cốt thép riêng rẽ liên kết bản lề (khớp) với nhau, dưới dạng sỏi hoặc đá đổ, rọ đá, rỗng đá, rỗng cây hoặc đệm cành cây trên có đồ đá hoặc sỏi, hoặc dưới dạng tổ hợp các kiểu gia cố trên.

Cần phải lựa chọn kiểu gia cố trên cơ sở so sánh các chỉ tiêu kinh tế kỹ thuật của các phương án nêu ra, có xét đến các điều kiện thủy lực, chiều sâu xói cho phép và các yếu tố khác.

§2.6 TÍNH TOÁN ỔN ĐỊNH CỦA ĐẬP TRÊN NỀN MỀM THEO SƠ ĐỒ TRƯỢT PHẪNG

Khi tính ổn định đập bê tông trên nền mềm, ta thường tính toán theo 3 sơ đồ: trượt phẳng, trượt sâu và trượt hỗn hợp. Trong mục này ta xét sơ đồ trượt phẳng.

Mặt trượt có thể là mặt nằm ngang hoặc mặt nghiêng. Trượt theo mặt nằm ngang xảy ra khi đáy đập nằm nghiêng hoặc khi có tường chống thấm (hình 2-22b), ổn định được tính toán dựa trên mặt trượt đó. Nếu một lớp có đặc trưng trượt nông nằm không quá sâu trong nền thì ổn định được tính toán cả đối với trượt trên mặt phẳng của đáy đập và trượt trên mặt tiếp xúc của đất, có xem xét thoả đáng đến trọng lượng của khối đất giữa mặt cắt 1-1 và 2-2.



Hình 2-22. Sơ đồ tính toán ổn định của đập theo sơ đồ trượt phẳng.

(a,c,d)- mặt phẳng trượt nằm ngang ;

(b)- mặt phẳng trượt nằm nghiêng ; (0-0) - mặt trượt.

Hình 2-22 mô tả các trường hợp khác nhau, có xem xét đến trọng lượng của khối đất.

Khi mặt trượt xảy ra trên mặt phẳng nằm ngang, hệ số an toàn ổn định K_t được biểu diễn phù hợp với điều kiện cân bằng giới hạn:

$$K_t = \frac{m.R}{n_c.N} = \frac{[(V - W_{th} - W_{dn}).\text{tg}\varphi + E_i + c.F]m}{n_c.Q}, \quad (2 - 29)$$

trong đó: V - tổng các lực tác dụng theo phương đứng (trọng lượng bản thân, nước) ;

W_{th} , W_{dn} - áp lực thấm và đẩy ngược ;

c - lực dính đơn vị, F - diện tích đáy móng ;

E_i - áp lực đất chủ động trực tiếp lên thượng lưu ;

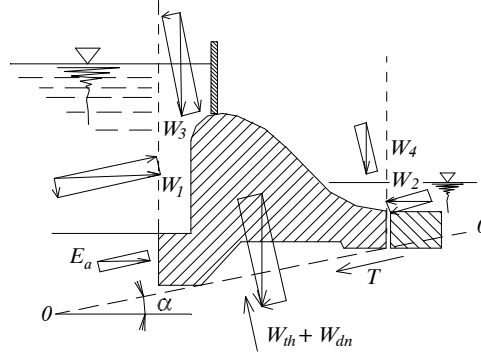
Q - tổng các lực theo phương ngang ;

φ - góc ma sát trong, n_c - hệ số tổ hợp tải trọng, m - hệ số điều kiện làm việc (đối với kết cấu bê tông và bê tông cốt thép trên nền đất thường lấy $m=1$).

Khi mặt trượt nghiêng về thượng lưu, hệ số ổn định của đập tăng. Trong trường hợp này đáy đập được thiết kế nghiêng hoặc đáy của chân khay hạ lưu cần phải nâng lên (hình 2-23). Khi đó, hệ số đảm bảo ổn định trượt được xác định như sau:

$$K_s = \frac{(V \cdot \cos \alpha + Q \cdot \sin \alpha - W_{th} - W_{dn}) \cdot \operatorname{tg} \varphi + c \cdot F}{(Q \cdot \cos \alpha - V \cdot \sin \alpha) \cdot n_c}, \quad (2 - 30)$$

trong đó: F - diện tích mặt trượt.



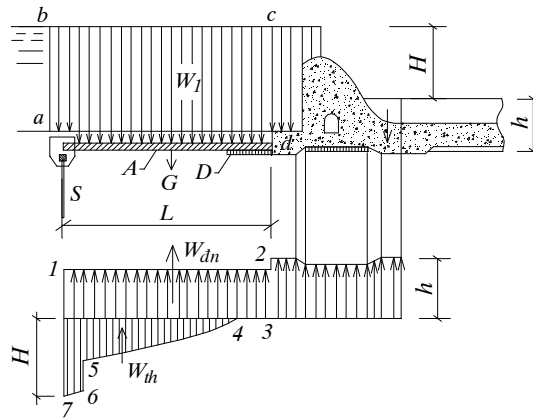
Hình 2-23: Sơ đồ tính toán ổn định của đập, trượt phẳng trên mặt nghiêng

Sân trước neo có tác dụng làm giảm tải trọng đẩy ngang nhờ lực ma sát và lực dính giữa sân và nền. Các lực tác dụng gồm : áp lực nước W_1 bằng trọng lượng nước tương ứng với sơ đồ a, b, c, d (hình 2-24); trọng lượng G của sân trước và phần đất phía dưới tấm đáy thượng lưu; áp lực đẩy ngược W_{dn} và áp lực thấm W_{th} tác động hướng lên trên. Ma sát sinh ra dưới đáy của một đoạn đập là:

$$T_s = (W_1 + G - W_{th} - W_{dn}) \cdot m \cdot \operatorname{tg} \varphi$$

trong đó: m - hệ số xét đến điều kiện làm việc của sân trước ($m = 0,8$).

Công thức này được sử dụng để xác định sự ổn định của đập có sân trước neo vào đập và chỉ khác với công thức (2 - 29) bởi có thêm lực chống trượt T_s .



Hình 2-24. Sơ đồ tính toán tải trọng lên sân trước neo

A. sân trước neo ; S. cừ ; D. thoát nước

$$K_s = \frac{[(V - W_{th} - W_{dn}) \cdot \operatorname{tg} \varphi + E_i + c \cdot F] \cdot m + T_s}{n_c \cdot Q}. \quad (2 - 31)$$

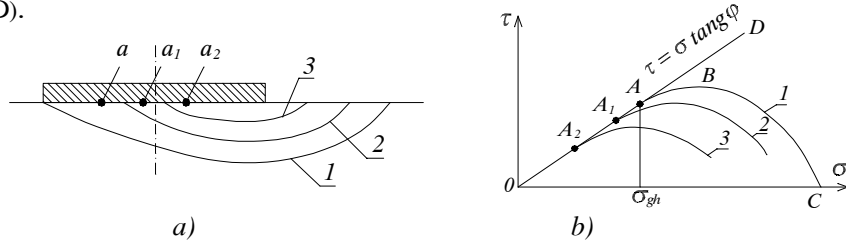
Trong công thức trên, lấy $m = 1$.

§2.7 ỔN ĐỊNH CỦA ĐẬP VỚI SƠ ĐỒ TRƯỢT SÂU VÀ TRƯỢT HỖN HỢP

I. SỨC CHỊU TẢI CỦA NỀN.

Hình 2-26 minh họa các tải trọng theo phương đứng và phương ngang tác động lên bản đáy đập. Các tải trọng này bao gồm ứng suất pháp σ và ứng suất tiếp τ tại đáy móng đập. Đối với sơ đồ cắt phẳng, mối quan hệ giữa σ và τ ở trạng thái giới hạn được biểu diễn dưới dạng: $\tau = \sigma \cdot \tan \varphi + c$.

Từ đó suy ra giới hạn của ứng suất tiếp τ đồng biến với ứng suất pháp σ (hình 2-25, đường OD).



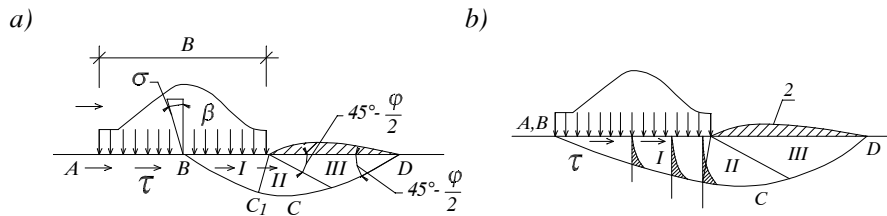
Hình 2-25. Sơ đồ tính toán trượt sâu và trượt hỗn hợp

(a) cung trượt ; (b) sự thay đổi giới hạn ứng suất phụ thuộc vào ứng suất pháp

Do các ứng suất tăng, quan sát mặt trượt phẳng ta thấy đến một lúc nào đó ứng suất đạt tới giá trị tới hạn. Khi $\sigma > \sigma_{gh}$ sẽ xảy ra trượt do mất ổn định nền. Trong trường hợp này, khi σ tăng, thoát đầu sức chống trượt tiếp tục tăng (phần AB của đường ABC trong hình vẽ 2-25b) và sau đó giảm. Vị trí của điểm A trên đường thẳng $\tau = \sigma \cdot \tan \varphi + c$ phụ thuộc vào loại đất và độ lệch tâm của hợp lực tác dụng lên đáy móng. Khi hợp lực này gần như sát mặt thượng lưu của đáy đập thì đường trượt nằm ở vị trí sâu nhất (hình 2-25b).

Đường cong trượt 1, 2 và 3 tương ứng với các điểm a, a_1 , a_2 của hợp lực. Các điểm A, A_1 , A_2 trên đồ thị biểu diễn quan hệ $\tau = f(\sigma)$ xác định σ_{gh} và phù hợp với khả năng chịu tải của nền và σ_{gh} tăng.

Trượt hỗn hợp (hình 2-26a), trong trường hợp này, trượt phẳng xảy ra tại mặt móng AB và phần trượt còn lại sẽ xảy ra cùng với sự đẩy trôi của đất dọc theo đường cong BCD - đó là trượt sâu. Trong hình 2-26, nền công trình được phân ra 3 vùng rõ rệt: vùng I - vùng biến dạng dẻo, vùng II - vùng dịch chuyển cơ bản, vùng III - vùng trạng thái ứng suất bị động.



Hình 2-26. Sơ đồ sự dịch chuyển cung trượt sâu và trượt hỗn hợp

Trượt sâu và trượt hỗn hợp được quan sát trong những trường hợp khi các điều kiện sau đây không thỏa mãn:

- Đối với nền chứa cát hạt thô, rắn và lớp đất sét nửa rắn.

$$\frac{\sigma_{\max}}{B \cdot \gamma_l} < N \quad , \quad (2 - 32)$$

- Đối với nền bao gồm đất sét phân tầng, cứng và mềm dẻo, bên cạnh các điều kiện đã được đề cập phân trước :

$$\operatorname{tg} \varphi + \frac{c}{\sigma_{\text{fb}}} > 0.45 \quad , \quad (2-33)$$

$$\frac{K \cdot (1 + \varepsilon) t_0}{\alpha \cdot \gamma \cdot h_0^2} > 4 \quad , \quad (2 - 34)$$

trong đó: σ_{\max} , σ_{tb} - các giá trị ứng suất pháp lớn nhất và trung bình tại đáy đập ;

B- chiều rộng đáy đập ;

γ_1, γ - dung trọng của đất nền (đẩy nổi) và trọng lượng nước ;

N - Chỉ số mô hình hoá, khi không có tài liệu thí nghiệm lấy $N = 3$;

K - hệ số thấm của đất nền ;

φ - góc ma sát trong ; c- lực dính đơn vị của đất ;

t_0 - thời gian thi công ; ε - độ rỗng ban đầu của đất;

$$\alpha = \frac{\varepsilon_1 - \varepsilon_2}{\sigma_2 - \sigma_1} - \text{hệ số nén lún};$$

($\varepsilon_1, \varepsilon_2$ - độ rộng tương ứng với σ_1 và σ_2) ; h_0 - chiều dày của lớp đất cố kết.

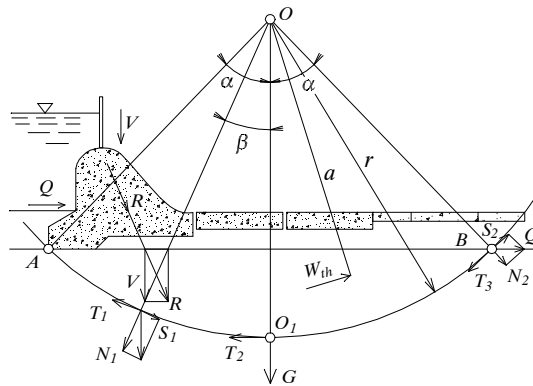
$$h_0 = \frac{h_1 + h_2}{2} \quad (h_1 - \text{chiều dày lớp đất chứa sét, } h_2 - \text{chiều dày lớp đất giữa đáy đập và lớp}$$

chứa sét, h_0 không lớn hơn B, khi $h_2=0$, h_1 lấy không lớn hơn B).

Hiện nay đã có một số phương pháp tính toán ổn định công trình theo sơ đồ trượt sâu và sơ đồ trượt hỗn hợp.

II. TRƯỢT SÂU VỚI MẮT TRƯỢT TRỤ TRÒN TRÊN NỀN ĐỒNG NHẤT.

Khi tính toán ổn định của đập bê tông theo sơ đồ mặt trượt trụ tròn, mặt trượt giả thiết là một cung tròn (hình 2-27) đi qua điểm biên phía thượng lưu của đáy đập hoặc chân khay thượng lưu, ổn định của đập cùng với nền được quyết định bởi hệ số an toàn K_1 - tỷ số giữa tổng mô men các lực chống trượt và tổng mô men các lực gây trượt.



Hình 2-27. Sơ đồ tính toán ổn định đối với mặt trượt tròn giới hạn, nền đồng nhất

$$K_t = \frac{\sum M_{ct}}{\sum M_{gt}} \quad (\text{các giá trị momen lấy với tâm O của cung trượt}).$$

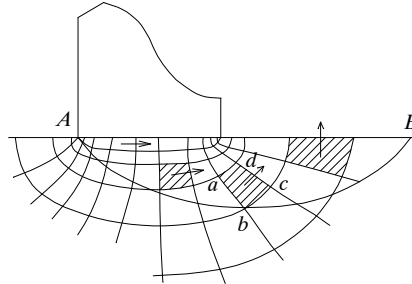
Hợp lực R theo phương đứng (trọng lượng đập, sàn, nước phía trên và dưới khoang đập, trọng lượng của đất phía trên mặt phẳng đi qua biên của chân khay) và phương ngang (áp lực nước tác dụng từ phía trên và phía dưới khoang tràn) được dời tương đương về mặt phẳng nền AB và được phân tích thành các lực theo phương đứng V và lực theo phương ngang Q. Các lực V và Q được áp dụng cho cung trượt và phân tích thành các thành phần pháp tuyến và tiếp tuyến:

$$N_1 = V \cdot \cos \beta, S_1 = V \cdot \sin \beta; N_2 = Q \cdot \sin \alpha, S_2 = Q \cdot \cos \alpha.$$

Trên cung trượt, trọng lượng của phần đất trượt bị đẩy nổi trong nước bằng:

$$G = \gamma_{dn} \cdot \left(\frac{\alpha \cdot \pi}{180} - \sin \alpha \cdot \cos \alpha \right) \cdot r^2, \quad ,$$

trong đó: $\gamma_{dn} = \gamma_{bh} - (1 - n) \cdot \gamma_n$ - dung trọng đẩy nổi của đất. Góc α , β và bán kính r được chỉ ra trong hình 2-27. Các lực S_1 và S_2 được hướng về phía dưới khoang đập và có xu hướng quay một phần của nền và kết cấu xung quanh điểm O. Các lực ma sát $T_1 = V \cdot \cos \beta \cdot \tan \varphi$; $T_2 = G \cdot \tan \varphi$ và $T_3 = Q \cdot \sin \alpha \cdot \tan \varphi$ sẽ có tác dụng chống trượt. Trong trường hợp đất dính, lực dính tác dụng lên từng phần của đáy cung trượt lấy bằng $c = 2\alpha r c$ cũng có tác dụng chống trượt. Trong biểu thức này, c là lực dính đơn vị. Ngoài ra lực thấm tác động lên một phần của nền. Lực này được xác định thông qua lưới thấm (hình 2-28). Phương của lực thể tích $\gamma \cdot J \cdot \omega$ tác dụng lên mỗi một ô lưới trùng với phương của đường dòng trung bình trong ô. Lực thấm tổng cộng sẽ bằng tổng các vectơ biểu diễn lực thấm thành phần trong từng ô lưới.



Hình 2-28. Sơ đồ tính toán lực thấm W_{th}

Khi $n_c = 1$, $m = 1$, hệ số K_t bằng:

$$K_t = \frac{(V \cdot \cos \beta + Q \cdot \sin \alpha + G) \cdot \tan \varphi + 2 \cdot \alpha \cdot r \cdot c}{V \cdot \sin \beta + Q \cdot \cos \alpha + W_{th} \cdot \frac{a}{r}}, \quad (2 - 35)$$

trong đó: a - cánh tay đòn của lực thấm.

III. TRƯỜNG HỢP NỀN KHÔNG ĐỒNG NHẤT .

Nếu nền bao gồm các lớp có các chỉ tiêu cơ lý khác nhau (γ_i , c_i , φ_i) (hình 2 -29) thì tính toán ổn định được thể hiện với các tiêu chuẩn khác nhau của các chỉ tiêu cơ lý đất nền.

Vùng đất nền, sơ đồ thể hiện các ứng suất sinh ra do trọng lượng của kết cấu và tải trọng theo phương đứng lên đáy đập, sàn và sân sau được chia thành các thỏi đất theo phương đứng có chiều rộng b . Các lực theo phương đứng tác động trong phạm vi của một thỏi được cộng lại và dời đến cung trượt. Chẳng hạn, $V_n = V_{no} + V_{n1} + V_{n2} + V_{n3}$ tác dụng lên thỏi thứ n . Ở đây, V_{no} là tải trọng do trọng lượng của kết cấu và nước tương ứng với sơ đồ của các ứng suất (do các lực theo phương đứng) tác dụng theo chiều dọc của thỏi đất, V_{n1} , V_{n2} , V_{n3} là trọng lượng của các lớp đất bão hoà 1, 2 và 3 trong mỗi thỏi đất đó.

Thỏi đất có đường tâm OO' ký hiệu là thỏi số 0, các thỏi phía bên trái của thỏi số 0 được ký hiệu dấu “+” gọi là thỏi +I, +III, +III, ..., +n,... và các thỏi phía bên phải ký hiệu là “-” gọi là -I, -II, -III, ..., -n,...

Lực V_n gây nên mô men quanh tâm O : $M(V_n) = a_n \cdot V_n = n \cdot b \cdot V_n$

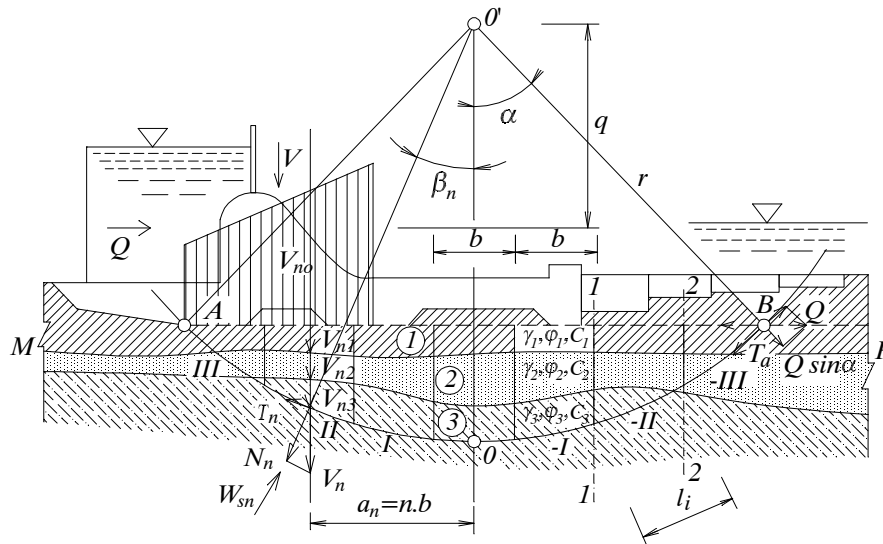
Lực V_n nằm ở đáy cung trượt của thỏi với dấu “+” gây ra mô men trượt, với dấu “-” gây nên mô men chống trượt.

Các lực ma sát và lực dính có tác dụng chống trượt. Thành phần pháp tuyến của V_n là $N_n = V_n \cdot \cos \beta_n$.

Lực thấm tác dụng lên đất, làm giảm thành phần pháp tuyến N_n bởi giá trị :

$$W_{tn} = \gamma_n \cdot h_n \cdot \frac{b}{\cos \beta_n} ,$$

trong đó: h_n là cột nước áp lực thấm tại tâm của đáy thỏi.



Hình 2-29. Sơ đồ tính toán ổn định của đập theo mặt trượt trụ tròn giới hạn, nền không đồng nhất

Mô men của lực ma sát tác dụng lên cung trượt và mô men của lực dính chống lại sự trượt:

$$\sum M(T_n) = \sum (N_n - W_{tn}) \cdot \tan \phi_n \cdot r ;$$

$$\sum M(C_n) = \sum c_n \cdot l_n \cdot r ;$$

trong đó: l_1, l_2, \dots, l_n là chiều dài của đáy cung trượt của thỏi đang xét.

Chúng ta thay thế các thành phần theo phương ngang W_1 và W_2 của áp lực cột nước thượng lưu và hạ lưu bởi Q . Bằng việc áp dụng các lực trực đối Q tại điểm B, chúng ta có mô men của các cặp lực $Q.(r.\cos\alpha - q) = Qh$ và lực Q tại điểm B hướng về phía thượng lưu. Mô men của lực ma sát $M(T_Q) = Q.\sin\alpha.tg\varphi_{tb}.r$ sẽ xuất hiện do kết quả của sự phân tích trên. Góc ma sát trong của từng lớp đất ảnh hưởng tới các giá trị ứng suất tiếp trên phần đáy cung trượt OB. Vì vậy, ta thường biểu diễn giá trị trung bình của góc ma sát:

$$tg\varphi_{tb} = \frac{l_1.tg\varphi_1 + l_2.tg\varphi_2 + l_3.tg\varphi_3 + \dots + l_n.tg\varphi_n}{l_1 + l_2 + l_3 + \dots + l_n} \quad (2 - 36)$$

trong đó: $l_1, l_2, l_3, \dots, l_n$ là chiều dài đáy cung trượt của các thỏi trong đoạn OB có chứa các giá trị φ_i khác nhau. Hệ số an toàn chống trượt của đập đảm bảo chống lại sự trượt cùng với đất nền được xác định theo công thức sau:

$$K_t = \frac{r.\left[\sum (V_n.\cos\beta_n - W_n).tg\varphi_n + \sum C_n.l_n + Q.\sin\alpha.tg\varphi_{tb}\right]}{r.\sum V_n.\sin\beta_n + Q.h} \quad (2 - 37)$$

Nếu một lớp đất có góc nội ma sát và hệ số trượt nhỏ (ví dụ, lớp 2 với bề mặt MP trên hình 2-29) nằm ở vị trí nông, thì sự mất ổn định của nền có thể xảy ra không chỉ khi trượt dọc theo cung trượt mà còn trượt dọc theo mặt lớp đất yếu đó.

Sơ đồ tính toán như trên hình 2-22d. Khối trượt được giới hạn từ phía trước và phía sau bởi các mặt thẳng đứng 1-1 và 2-2.

§2.8 TÍNH TOÁN ỨNG SUẤT ĐÁY ĐẬP

Việc tính toán ứng suất tại mặt tiếp xúc giữa đáy đập và nền đập là nhằm xác định khả năng chịu tải của nền và tính toán ổn định của công trình.

Hình dạng của sơ đồ ứng suất pháp ở đáy đập (hình yên ngựa, parabol) phụ thuộc vào độ cứng, chiều sâu của nền và các vùng truyền tải. Đối với nền có tính đàn hồi thay đổi, sơ đồ ứng suất pháp ở đáy được chỉ ra trong hình 2-30 cho trường hợp nền biến dạng và tải trọng tập trung. Đối với nền có tính đàn hồi cao, sơ đồ ứng suất pháp có độ lồi lớn thì giá trị ứng suất ở các biên đáy nhỏ. Tính đàn hồi của nền được xác định qua công thức: (M.I. Gorbunov-Posadov)

$$t \approx 10 \frac{E_0 l^3}{E_1 h^3}, \quad (2 - 38)$$

với: E_0 và E_1 - mô đun đàn hồi của nền và của vật liệu thân đập; $l = 1/2$ chiều rộng hoặc $1/2$ chiều dài của nền; h = chiều cao của đập.

Khi $t \rightarrow \infty$ thì nền cứng tuyệt đối; khi $t \rightarrow 0$ thì nền là đàn hồi hoàn toàn.

Ứng suất đáy đập tương ứng với các trường hợp biến dạng phẳng được tính toán như sau:

(a) Nếu nền gồm các loại đất không dính có độ chặt tương đối $J_D \leq 0,5$, thì ứng suất pháp được tính từ công thức nén lệch tâm.

(b) Trong trường hợp đất dính và không dính có $J_D > 0,5$; ứng suất đáy đập được tính từ công thức nén lệch tâm và sử dụng phương pháp lý thuyết đàn hồi, chiều sâu của tầng đất nén bị giới hạn là: $0,3B$ đối với đất cát và $0,7B$ đối với đất sét. Ở đây, B là kích thước đáy đập (từ thượng lưu về hạ lưu).

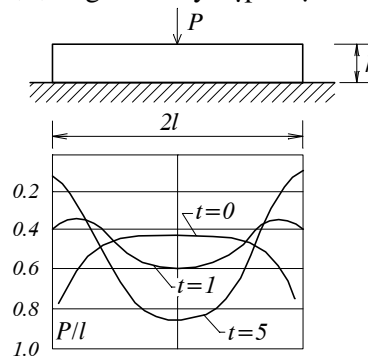
Đối với công trình cấp III và cấp IV trên đất không dính và đối với công trình cấp IV trên đất dính, ứng suất đáy đập chỉ được xác định từ công thức nén lệch tâm. Ứng suất pháp ở các điểm góc của một mặt cắt đập hoặc vai đập $\sigma_a, \sigma_b, \sigma_c, \sigma_d$, được xác định bằng công thức nén lệch tâm:

$$\sigma_i = \frac{V}{F} \pm \frac{M_x}{W_x} \pm \frac{M_y}{W_y} \quad , \quad (2-39)$$

với: V - lực pháp tuyến (có xét đến áp lực ngược); F - diện tích đáy; M_x, M_y, W_x, W_y - mômen uốn và mô men chống uốn với các trục quán tính chủ yếu của đáy đập.

Trong trường hợp tải trọng tác động đối xứng đối với một trong các trục thì:

$$M_x = 0 \text{ hoặc } M_y = 0.$$



Hình 2-30. Các sơ đồ ứng suất tiếp xúc pháp tuyến đối với các loại nền có tính dẻo khác nhau.

§2.9 TÍNH TOÁN ĐỘ BỀN CỦA THÂN ĐẬP

I. LUẬN ĐIỂM CHUNG

Đập bê tông có chiều dài lớn thường được phân thành nhiều đoạn (đơn nguyên) làm việc độc lập. Các đoạn này tiếp giáp với nhau tại vị trí khớp nối. Khớp nối thường được đặt tại trụ pin, nó được chia thành hai nửa gọi là bán trụ. Mỗi bán trụ gắn với một đoạn của đập. Mỗi đoạn của đập có thể có một hay nhiều khoang (cửa) tràn. Ở đầu mỗi đoạn có thể là trụ biên (khi tiếp giáp với bờ) hay bán trụ (khi tiếp giáp với đoạn khác). Ngăn cách giữa các khoang (cửa) trong mỗi đoạn là các trụ pin. Khi tính toán độ bền của đập, người ta xét riêng cho từng đoạn.

Nội dung của tính toán độ bền là xác định các trị số ứng suất tại các vị trí khác nhau trong thân đập, trên cơ sở đó tiến hành kiểm tra độ bền về cường độ và bố trí cốt thép khi cần thiết.

Do đặc điểm cấu tạo của đập, khi tính toán độ bền của mỗi đoạn đập cần phải xét theo kết cấu không gian. Việc giải bài toán không gian để tìm giá trị ứng suất tại các điểm khác nhau trong một đoạn đập thường gặp nhiều khó khăn và thường phải áp dụng một số giả thiết làm đơn giản hoá bài toán về hình dạng kết cấu, phân bố tải trọng, quan hệ với nền...

Do tính gần đúng của các kết quả tính toán, việc kiểm tra điều kiện bền của kết cấu cần phải đảm bảo một mức độ dự trữ cần thiết.

Mức độ chính xác của sơ đồ bài toán cũng thường được phân biệt theo tầm quan trọng (cấp) công trình và giai đoạn thiết kế.

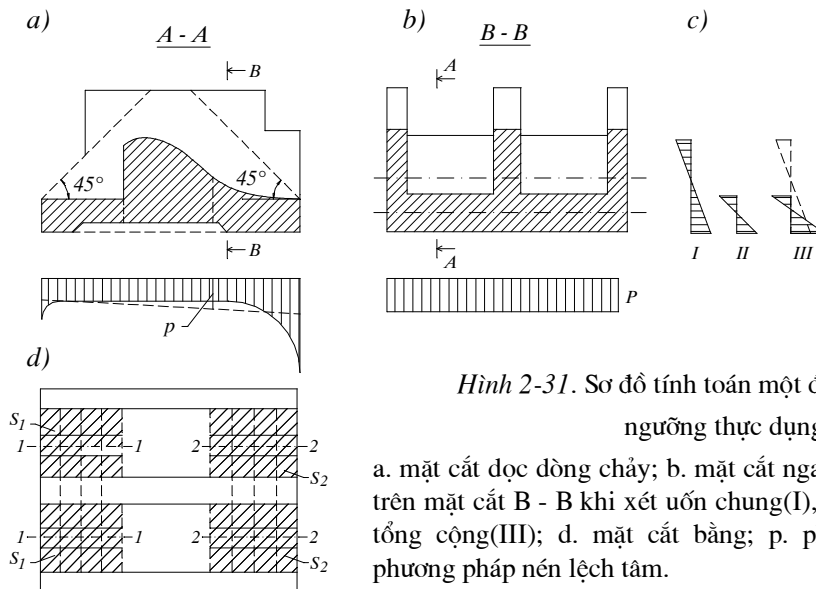
1- Tính toán độ bền chung của các đoạn đập các cấp nói chung và đặc biệt khi công trình là cấp I và II được tiến hành như đối với kết cấu không gian trên nền đàn hồi và được tính theo các phương pháp cơ học kết cấu hay lý thuyết đàn hồi. Được ứng dụng phổ biến nhất hiện nay là các phương pháp số - phương pháp sai phân hữu hạn hay phân tử hữu hạn.

2- Tính toán độ bền của đập khi công trình là cấp III, IV và V cũng như khi thiết kế sơ bộ các đập cấp I, II có thể tiến hành bằng các phương pháp cơ học kết cấu. Khi đó người ta xét riêng các bài toán kết cấu theo phương dọc (dọc theo dòng chảy) và phương ngang (vuông góc với dòng chảy).

II. TÍNH TOÁN ĐỘ BỀN CỦA ĐẬP THEO PHƯƠNG PHÁP CƠ HỌC KẾT CẤU.

1. Tính toán đoạn đập có ngưỡng tràn thực dụng.

Trường hợp này các đoạn đập được xem như kết cấu có sườn chống là trụ hay bán trụ (xem hình 2-26a, b). Các đập hai tầng và đập có lỗ xả sâu được tính toán như kết cấu hộp. Khi đó trong mặt cắt tính toán chỉ đưa vào một phần theo chiều cao của các trụ và bán trụ giới hạn bởi mặt phẳng nghiêng 45° so với phương ngang và đi qua điểm đầu và cuối của bản móng (hình 2-31a).



Hình 2-31. Sơ đồ tính toán một đoạn đập tràn có ngưỡng thực dụng

a. mặt cắt dọc dòng chảy; b. mặt cắt ngang; c. biểu đồ ứng suất trên mặt cắt B - B khi xét uốn chung(I), uốn cục bộ(II), và uốn tổng cộng(III); d. mặt cắt bằng; p. phản lực nền tính theo phương pháp nén lệch tâm.

Tùy theo đặc điểm kết cấu của đoạn đập mà có thể đề xuất các sơ đồ tính toán khác nhau và phương pháp tính toán gần đúng tương ứng. Chẳng hạn ta xét việc tính toán tấm móng của một đoạn đập có hai khoang. Đoạn đập (hình 2-31b) được xem như vật cứng tuyệt đối so với đất nền. Ngoài sự uốn chung thì trong tấm móng còn phát sinh sự uốn cục bộ trên các diện tích S_1 và S_2 . Việc tính toán tấm móng và uốn cục bộ có thể thực hiện như đối với tấm gối lên ba cạnh, và có một cạnh tự do ở thượng hay hạ lưu. Các tải trọng cần

tính đến là: trọng lượng bản thân, phản lực nền, tải trọng nước, áp lực thấm và đẩy nổi từ phía dưới...

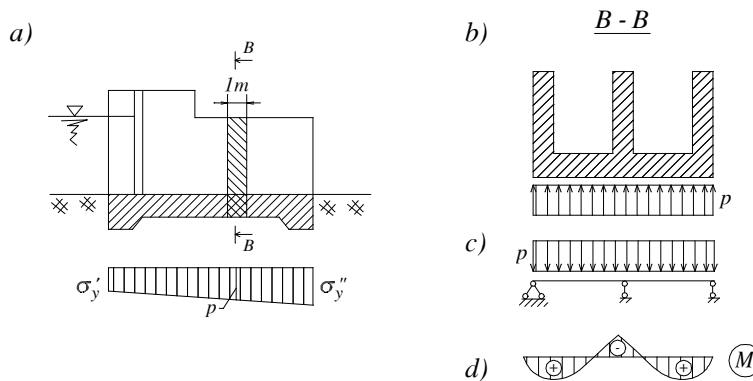
Một trong những phương pháp giải bài toán này là phương pháp dầm trực giao. Các tấm được chia thành những dầm dọc có ngàm cứng là trụ giữa và gối tự do là bán trụ (hình 2-31d). Khi đó cần phải thực hiện điều kiện cân bằng về uốn của dầm ngang và uốn của dầm công xon trung tâm I-I tại các điểm trên mặt cắt ngang của chúng. Theo kết quả tính toán sẽ xây dựng được các biểu đồ ứng suất tổng cộng bao gồm ứng suất khi tính uốn chung và uốn cục bộ.

2. Tính toán đập có ngưỡng tràn đỉnh rộng

Đây là trường hợp thường gặp đối với các đập dâng ngưỡng thấp và các cống lộ thiên trên hệ thống tưới, tiêu, phân lũ... Tấm đáy của đập thường có chiều dày không lớn và không có chênh lệch nhiều về chiều dày ở các phần khác nhau của một đoạn đập. Việc tính toán kiểm tra điều kiện bền và bố trí cốt thép cho bản đáy thường được tiến hành theo phương ngang, còn cốt thép theo phương dọc thì bố trí theo cấu tạo. Có thể áp dụng các phương pháp tính toán sau:

a - Phương pháp dầm đảo ngược: phương pháp này áp dụng với các công trình nhỏ, nền đất cứng. Khi đó, coi rằng phản lực nền tác dụng lên đáy đập phân bố tuyến tính theo phương dọc dòng chảy và phân bố đều theo phương ngang.

Khi xét chung cho cả đập, dùng công thức nén lệch tâm để xác định phản lực nền. Sau đó xét riêng từng dải ngang của đoạn đập có chiều rộng đơn vị (hình 2-32).



Hình 2-32. Sơ đồ tính toán bản đáy đập theo phương pháp dầm đảo ngược

- a. cắt dọc đập; b. cắt ngang đoạn đập (theo B-B); c. sơ đồ dầm đảo ngược;
d. biểu đồ momen uốn (đảo ngược).

Xem bản đáy là một dầm liên tục gối lên các phụ và bán trụ, có tải trọng tác dụng là phản lực nền p tại vị trí của dải trên mặt cắt dọc. Dùng phương pháp cơ học kết cấu để xác định nội lực (M , Q), từ đó tính toán được cốt thép theo phương ngang của đập.

Phương pháp này có nhược điểm là chưa xét được quan hệ giữa độ võng của bản đáy và trị số phản lực nền; khi tính mới chỉ xét riêng từng dải mà chưa kể đến tính toàn khối của đoạn đập.

b - Phương pháp dầm trên nền đàn hồi: phương pháp này cũng xét đến nội lực trên từng dải theo phương ngang, nhưng có kể đến tính toàn khối của đoạn đập và quan hệ giữa độ võng của dải với cường độ phản lực nền tại các điểm tương ứng.

Đầu tiên cũng xét toàn bộ đoạn đập, dùng công thức nén lệch tâm để xác định sơ bộ phản lực nền (tức là coi phản lực nền phân bố tuyến tính theo phương dọc và đều theo phương ngang).

Ngoại lực tác dụng lên một dải ngang bao gồm:

- Lực từ các trụ truyền xuống đưa về lực tập trung đặt ở tâm đáy trụ P_i' ;
- Các lực phân bố đều trên dải: trọng lượng nước phía trên đáy q_0 , trọng lượng tấm đáy q_1 , áp lực nước đẩy ngược q_2 ;
- Sơ bộ xem phản lực nền trên dải là phân bố đều (q_3).
- Lực cắt không cân bằng Q từ các dải bên cạnh. Trị số của Q được xác định từ phương trình cân bằng tĩnh theo phương thẳng đứng:

$$Q + \Sigma P_i' + 2l \cdot \Sigma q_j = 0 \quad , \quad (2-40)$$

trong đó: $\Sigma P_i'$ -tổng các lực tập trung từ mố truyền xuống ;

Σq_j - tổng (đại số) các lực phân bố đều :

$$\Sigma q_j = q_0 + q_1 + q_2 + q_3 \quad ;$$

$2l$ - chiều dài của dải.

Sau khi xác định được Q từ phương trình (2-40), ta cần phân phối Q cho các phần (trụ và bản đáy) của mặt bên thuộc dải đang xét. Để ý rằng, quy luật phân bố ứng suất cắt trên mặt bên như sau(công thức Jurapxki):

$$\tau \cdot b_c = \frac{Q}{J} \cdot S_c \quad , \quad (2-41)$$

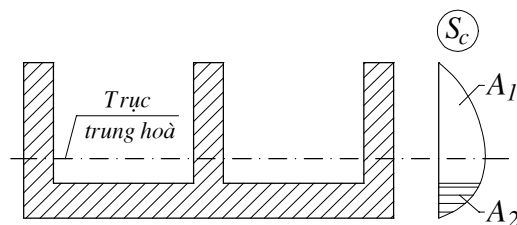
trong đó: τ - cường độ ứng suất cắt ;

b - chiều rộng lát cắt theo mặt phẳng nằm ngang ;

J - momen quán tính của mặt bên ;

S_c - momen tĩnh của phần mặt bên bị cắt lấy đối với trục trung hoà của toàn mặt bên.

Trị số Q và J của mặt bên đã được xác định nên biểu đồ phân bố của $\tau \cdot b_c$ đồng dạng với biểu đồ phân bố S_c . Tiến hành vẽ biểu đồ S_c (hình 2-33), xác định phần diện tích A_1 , A_2 tương ứng với phần trụ và bản đáy, từ đó tính được các phần lực cắt Q phân cho trụ và bản đáy:



Hình 2-33. Sơ đồ mặt bên của dải tính toán và biểu đồ S_c .

- Cho trụ: $Q_1 = Q \cdot \frac{A_1}{A_1 + A_2}$;

- Cho bản đáy: $Q_2 = Q - Q_1$.

Phân lực cắt Q_1 được phân cho các trụ theo tỷ lệ diện tích:

$$P_i'' = Q_1 \cdot \frac{F_i}{\sum F_i} , \quad (2-42)$$

trong đó:

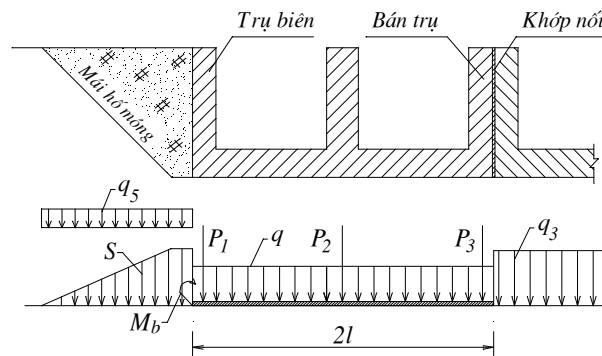
P_i'' là phân lực cắt phân cho trụ thứ i có diện tích F_i .

Phân lực cắt Q_2 được phân đều cho bản đáy:

$$q_4 = \frac{Q_2}{2l} \quad (2-43)$$

Ngoài ra khi phân tích lực còn phải xét đến ảnh hưởng của tải trọng bên như trọng lượng đất đắp sau lưng trụ biên, hay áp lực đáy móng bình quân của đoạn đập bên cạnh, tải trọng từ mặt đường giao thông truyền tới, momen do các lực ngang gây ra...

Sơ đồ tải trọng cuối cùng lên dải như hình 2-34



Hình 2-34. Sơ đồ ngoại lực cuối cùng tác dụng lên dải bản đáy.

Trong sơ đồ:

- Lực tập trung truyền từ mố $P_i = P_i' + P_i''$;
- Lực phân bố trên dải: $q = q_0 + q_1 + q_2 + q_4$;
- Cường độ tải trọng bên, phía giáp đất: S ; phía giáp với đoạn khác: q_3 ;
- Momen do lực ngang tại trụ biên: M_b ;
- Lực truyền từ xe chạy trên đường: q_5 .

Nội lực trong dải của bản đáy được xác định theo phương pháp dầm trên nền đàn hồi. Có thể giải theo các phương pháp của Winkler, Jenmonskin hay phương pháp tra bảng của Gorbunop - Poxadop.

Khi xét ảnh hưởng của tải trọng bên cần lưu ý:

- Nếu tải trọng bên làm tăng momen uốn ở bản đáy thì xét ảnh hưởng đó hoàn toàn.

- Nếu tải trọng bên làm giảm momen uốn ở bản đáy với đất đắp ở bên là sét thì không xét đến ảnh hưởng này, nếu là đất cát thì xét 30-50% ảnh hưởng của tải trọng bên.

- Chỉ xét ảnh hưởng của tải trọng bên phân bố trong phạm vi chiều dài $\leq 2l$ tính từ mép biên của đoạn đập đang tính.

3. Tính toán trụ và bán trụ

Trụ hay bán trụ chịu tác dụng của ngoại lực như áp lực nước truyền từ cửa van, trọng lượng bản thân trụ và các bộ phận đặt lên nó (các cầu và tải trọng trên cầu)... Trụ biên còn chịu tác dụng của áp lực đất. Cách thức truyền áp lực nước từ cửa van phụ thuộc vào loại cửa van (van phẳng, van cung, van trục đứng...)

Khi tính toán thường xét các trường hợp sau:

- Trường hợp thi công: trụ chịu tác dụng của trọng lượng bản thân và các máy móc, thiết bị thi công truyền xuống. Trụ làm việc như cấu kiện chịu nén lệch tâm.

- Trường hợp làm việc, cửa van đóng: trụ chịu tác dụng của áp lực nước rất lớn từ cửa van truyền đến. Vì thế cần kiểm tra ổn định trượt của trụ (khi trụ làm tách rời bản đáy), hoặc kiểm tra khả năng bị cắt ở mặt liên kết trụ và bản đáy. Đối với cửa van phẳng cần kiểm tra khả năng chịu lực của trụ tại mặt cắt có khe van. Nếu là van cung thì cần phân tích ứng suất của trụ dưới tác dụng của áp lực nước truyền tập trung ở bộ phận bộ tỷ càng van, và kiểm tra độ bền cục bộ của khu vực xung quanh bộ tỷ.

- Trường hợp sửa chữa, khi dùng phai chắn nước ở thượng và hạ lưu khoang đập và bơm hết nước trong khoang ra để kiểm tra sửa chữa, và khoang bên cạnh vẫn mở bình thường (hình 2-35). Lúc này trụ làm việc như một kết cấu chịu nén và uốn hai phương. Ứng suất lớn nhất và nhỏ nhất phát sinh tại một mặt cắt ngang của trụ được xác định theo công thức:

$$\sigma_{\max/\min} = \frac{\sum P}{F} \pm \frac{\sum M_x}{W_x} \pm \frac{\sum M_y}{W_y} \quad , \quad (2-44)$$

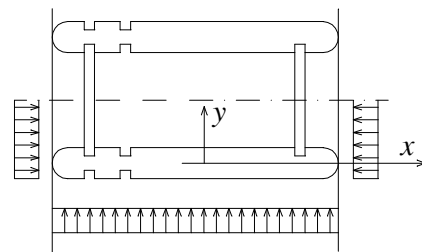
trong đó:

$\sum P$ - tổng các lực thẳng đứng tác dụng lên mố ;

$\sum M_x, \sum M_y$ - tổng momen đối với trục x và y tại mặt cắt xét (hình 2-21) ;

W_x, W_y - môđun chống uốn đối với trục x và trục y ;

F - diện tích mặt cắt tính toán.



Hình 2-35. Sơ đồ lực tác dụng lên trụ, trường hợp kiểm tra, sửa chữa.

Ngoài ra, tùy theo đặc điểm công trình và tình hình làm việc, có thể xét thêm một số trường hợp tính toán khác. Kết quả tính toán sẽ xác định được các trường hợp làm việc bất lợi nhất để bố trí cốt thép, hoặc lựa chọn kích thước trụ cho thích hợp.

Đối với đập có cửa van phẳng, mặt cắt xung yếu của trụ là mặt đứng đi qua khe van. Khi cửa van đóng, áp lực nước truyền vào trụ có thể kéo đứt trụ theo mặt cắt xung yếu này.

Trong tính toán, thường xem bê tông không tham gia chịu kéo; khi đó diện tích cốt thép F_a đặt hai bên khe van theo phương của áp lực nước được tính theo công thức:

$$F_a = \frac{W}{m.R_a} \quad , \quad (2-45)$$

trong đó:

W-trị số tính toán của áp lực ngang của nước truyền qua cửa van tác dụng vào một trụ ;

m - hệ số điều kiện làm việc ;

R_a - cường độ chịu nén tính toán của cốt thép ;

Đối với trụ đập có cửa van cung, cần xét bài toán trụ chịu lực phức tạp là nén, uốn theo hai phương và chịu lực đẩy tập trung vào tại trụ.

Bài toán phân tích ứng suất trụ khi chịu lực đẩy từ cửa van có thể giải theo mô hình nêm vô hạn chịu lực tập trung tại đỉnh, có thể dẫn đến các bảng tra (xem, phụ lục I₁ ÷ I₆, Thiết kế cống của tác giả Trịnh Bổng-Lê Hoà Xướng). Tuy nhiên ngày nay, các bài toán loại này thường được giải bằng phương pháp phần tử hữu hạn.

III.TÍNH TOÁN ĐỘ BỀN CỦA ĐẬP HAY CÁC BỘ PHẬN CỦA NÓ BẰNG PHƯƠNG PHÁP PTHH.

Như trên đã nói, khi tính toán các đoạn đập thuộc công trình các cấp, nhất là cấp I, II nói riêng, hay khi phân tích ứng suất trụ đỡ van cung của các đập nói chung thì phương pháp đủ tin cậy hiện nay là phương pháp PTHH. Nguyên lý cơ bản của phương pháp này đã được trình bày trong chương 1-Đập bê tông trọng lực. Việc tính toán đập bê tông trên nền mềm được tiến hành có xét đến lực tương tác giữa công trình và nền. Còn bài toán phân tích ứng suất trụ đỡ van cung thường được xét theo sơ đồ tấm ngàm vào bản đáy.

TÀI LIỆU THAM KHẢO CHƯƠNG 2

- 1- TCXDVN 285-2002. Công trình thủy lợi. Các quy định chủ yếu về thiết kế, NXB Xây dựng Hà Nội, năm 2002.
- 2- Đường viền dưới đất của đập trên nền không phải là đá - Quy trình thiết kế 14TCN 58-88, Bộ Thủy lợi, năm 1988.
- 3- TCVN 5747-1993 “Đất xây dựng và phân loại” . NXB xây dựng, 1993
- 4- TCVN 4235-86. Nền các công trình thủy công. Tiêu chuẩn thiết kế. NXB Xây dựng, Hà Nội, 1988.
- 5- 14TCN 123-2002. Tiêu chuẩn ngành. Đất xây dựng công trình thủy lợi - phân loại, Bộ Nông Nghiệp và PTNN, 2002.
- 6- 14TCN 56-88. Thiết kế đập bê tông và bê tông cốt thép. Tiêu chuẩn thiết kế, Bộ thủy lợi 1988.
- 7- Trịnh Bốn, Lê Hoà Xướng. Thiết kế cống - NXB Nông nghiệp, Hà Nội, 1988.
- 8- Giáo trình thủy công- Bộ môn thủy công - Đại học Thủy Lợi. Thủy công tập II, NXB Nông nghiệp, Hà Nội, 1989.
- 9- L.N.Raxxcarop và Nak. Công trình thủy lợi phần I (Bản tiếng Nga), NXB xây dựng, Matxcova, 1996.
- 10- Hydraulic Structures – Vol1 – Edited by N.M.Grishin – Mir PublishersMoscow (Bản tiếng Anh)
- 11- Jezy Hydrostatické A Jezy Automatické S Vyvážením (Bản tiếng Tiệp Khắc)