

Chương 5

ỔN ĐỊNH VÀ BIẾN DẠNG CỦA ĐẬP ĐẤT ĐÁ

Biên soạn: GS. TSKH. Trịnh Trọng Hàn

5.1. ỔN ĐỊNH CỦA MÁI DỐC ĐẬP

5.1.1. Tổng quát

Khi đánh giá ổn định của đập đất đá thì trước hết phải xét ổn định của các mái dốc thượng và hạ lưu đập dưới tác động của các lực và tải trọng trong điều kiện vận hành khai thác bình thường cũng như trường hợp có các lực và tổ hợp lực đặc biệt tác động bất thường.

Vì vậy, tính toán ổn định mái dốc là nội dung hết sức quan trọng khi thiết kế đập vật liệu địa phương - đập đất đá.

Về phương diện khoa học, bài toán ổn định mái dốc bằng đất (đá) nói chung và mái dốc của đập đất đá nói riêng cho đến nay vẫn còn chưa được giải quyết triệt để và đầy đủ, chứng tỏ đó là vấn đề không đơn giản.

Ổn định của mái dốc phụ thuộc vào rất nhiều yếu tố nội ngoại như tính chất cơ lý hoá của vật liệu cấu thành mái dốc, các lực và tổ hợp tác dụng (áp lực thủy tĩnh, áp lực đẩy nổi, áp lực thấm, áp lực sóng gió, áp lực ngược, lực động đất, áp lực kê rộng, tải trọng tĩnh và động của các phương tiện thiết bị quản lý vận hành v.v...), sự biến đổi theo thời gian của các tải trọng và tác động kể cả tác động biến đổi của môi trường như nhiệt độ, độ ẩm v.v...

Mục đích tính toán là xác định hệ số dự trữ nhỏ nhất về ổn định của mái dốc đập với dữ liệu cho trước gồm mặt cắt ngang của đập, các đặc trưng cơ lý của thân đập và nền đập, và tải trọng tính toán khác.

Đối với mái dốc các thượng lưu, ổn định được xét cho hai trường hợp tính toán cơ bản sau đây (Quy phạm thiết kế đập đất):

1) Độ hạ mức nước tối đa có thể trong hồ chứa kể từ mực nước dâng bình thường (MNDBT) với tốc độ hạ tối đa có thể. Tương ứng với chế độ biến đổi mực nước, xét tác động của dòng thấm xuất hiện trong nê-m tựa phía thượng lưu.

2) Mực nước trong hồ ở cao trình khai thác thấp nhất nhưng không nhỏ hơn 0,2H; mực nước trong thân đập lấy bằng mực nước ở hồ chứa.

Tổ hợp tính toán đặc biệt được xét đối với mái dốc thượng lưu là có thể từ mực nước gia cường ở hồ chứa với tốc độ hạ lớn nhất có thể. Trong tính toán xét đến lực thấm xuất hiện trong nê-m tựa thượng lưu ứng với điều kiện biến đổi mực nước ở hồ chứa đã nêu ở trên.

Đối mái dốc hạ lưu, tổ hợp tính toán cơ bản là : mực nước thượng lưu tương ứng MNDBT, mực nước hạ lưu là cao nhất có thể (nhưng không lớn hơn 0,2H), thấm ổn định với sự làm việc bình thường của vật thoát nước.

Trường hợp tính toán đặc biệt đối với mái dốc hạ lưu là: mực nước thượng lưu tương ứng mực nước gia cường (MNGC), vật thoát nước bị hư hỏng.

Ngoài ra, khi kiểm tra ổn định của mái dốc thượng lưu và hạ lưu còn xét tổ hợp tải trọng đặc biệt do lực động đất hoặc áp lực kẽ rỗng quá mức bình thường trong quá trình đất cố kết.

Giá trị của hệ số ổn định tối thiểu cho phép đối với mái dốc phụ thuộc vào cấp công trình, có thể tham khảo bảng 5-1.

Bảng 5-1. Giá trị hệ số an toàn cho phép về ổn định mái dốc đập đất đá K_a

Tổ hợp tải trọng và tác động	Giá trị K_a ứng với cấp công trình			
	I	II	III	IV
Cơ bản	1,30 - 1,25	1,2 - 1,15	1,15 - 1,1	1,1 - 1,05
Đặc biệt	1,10 - 1,05	1,1 - 1,05	1,05	1,05

Ghi chú:

1. Trị số lớn (K_a) được lấy cho các trường hợp bộ phận chống thấm của đập (lõi tường nghiêng) hoặc nền đập là đất sét hoặc đất không đồng chất.
2. Giá trị hệ số an toàn ổn định của tường nghiêng, lớp bảo vệ và gia cố mái cũng phải lấy bằng hệ số an toàn ổn định của mái dốc đập.
3. Giá trị tính toán được (K_{at}) ứng với tổ hợp cơ bản không được lớn hơn trị số (K_a) ghi trong bảng 5-1 quá 15%, còn đối với đập siêu cao không quá 30%.
4. Trong tính toán ổn định các bộ phận kết cấu của đập phải xét đến lực động đất và áp lực kẽ rỗng dư. Lúc này K_a được lấy theo tổ hợp đặc biệt.

Độ ổn định của đập bằng vật liệu địa phương (đất, đá) phải được đảm bảo trong mọi điều kiện khai thác cũng như trong giai đoạn thi công. Vì vậy, ngoài các tổ hợp tính toán cơ bản và đặc biệt được nêu ở trên, cần kiểm tra ổn định trong thời kỳ thi công đập, ví dụ khi đập mới xây dựng được một phần hoặc mới thi công xong, ứng với trường hợp hồ chứa chưa tích nước hoặc mới tích nước một phần.

Kinh nghiệm thiết kế đập đất trên thế giới cho thấy giá trị hệ số ổn định (K_a) đối với mái dốc thượng lưu thường nhỏ nhất khi chiều sâu nước ở hồ chứa bằng khoảng $1/2 \div 1/3$ chiều cao đập, còn đối với mái dốc hạ lưu là tương ứng với trường hợp mực nước thượng lưu cao nhất (MNGC).

Vì rằng cho đến nay vẫn chưa có được phương pháp giải chính xác và tin cậy bài toán ổn định không gian, cho nên trong tính toán ổn định mái dốc chỉ xét bài toán phẳng với giả thiết khối đất có thể trượt theo một mặt phẳng nào đó. Mặt phẳng trượt hiện nay được sử dụng phổ biến là mặt cong tròn (gọi là mặt trượt hình trụ tròn) và mặt gãy khúc gồm một số đoạn thẳng hợp lại (ít được sử dụng hơn).

Hệ số dự trữ ổn định được xác định bằng phương pháp so sánh trạng thái làm việc thực tế của mái dốc với trạng thái tới hạn, đặc trưng bởi sự xuất hiện đồng thời ứng suất tiếp tới hạn tại mọi điểm trên mặt trượt (không phải mọi điểm của mái dốc).

5.1.2. Tính ổn định mái dốc theo mặt trượt hình trụ tròn

Với giả thiết mặt trượt hình trụ tròn, hệ số ổn định chống trượt được xác định trên cơ sở phương trình tĩnh học $\Sigma M = 0$

$$M_g - R \int_L \frac{\tau_{gh}}{k_a} dL = 0,$$

$$\text{hoặc} \quad k_a = \frac{M_c}{M_g} \quad (5.1)$$

Trong đó:

M_g và M_c tương ứng là momen của tổng lực gây trượt và chống trượt;

L - chiều dài cung trượt;

R - bán kính cung trượt.

Thay giá trị các đại lượng vào (5.1), ta có:

$$k_a = \frac{\int (\sigma'_h \tan \varphi + c) \frac{dx}{\cos \alpha}}{\int \tau_{gr} \frac{dx}{\cos \alpha}} \quad (5.2)$$

Trong tính toán ổn định hiện nay sử dụng một trong hai giả thiết:

- Xem khối trượt là một vật thể nguyên khối không tách rời nhau;
- Xem khối trượt gồm một số cột đứng bề rộng b (hình 5-1).

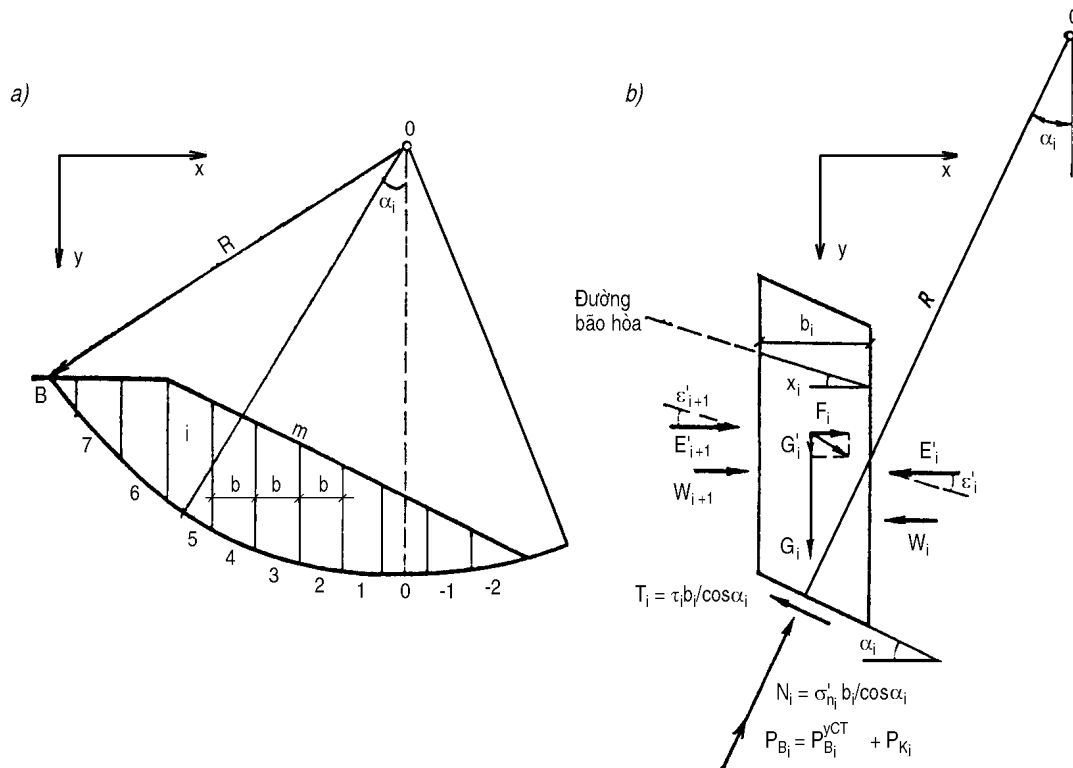
Phương pháp tính ổn định theo giả thiết vật thể trượt là nguyên khối chỉ áp dụng cho trường hợp mái dốc đất đồng chất.

Phương pháp chia khối trượt thành những cột thẳng đứng có ưu điểm là cho phép xét bài toán ổn định đối với mái dốc đất không đồng chất (gồm các loại đất khác nhau) và chịu tác động của các nội ngoại lực khác nhau (như trọng lượng bản thân, lực thủy động, áp lực nước ở thượng lưu và hạ lưu, lực động đất, áp lực kẽ rỗng, v.v...), do đó hiện nay là phương pháp được áp dụng phổ biến nhất trong thực tế.

Nội dung tính ổn định theo giả thiết mặt trượt hình trụ tròn với khối trượt gồm những cột thẳng đứng có thể được thực hiện bằng nhiều phương pháp. Sự khác nhau giữa các phương pháp tính toán là cách thể hiện đại lượng ứng suất pháp hiệu quả tác động trên bề mặt trượt.

Về tổng quát, ứng suất pháp hiệu quả trên bề mặt trượt có phương tác dụng so với trục x bởi góc α có thể biểu diễn qua ứng suất thành phần trên mặt phẳng thẳng đứng σ'_x và mặt phẳng nằm ngang σ'_y như sau:

$$\sigma'_h = \sigma'_x \sin^2 \alpha + \sigma'_y \cos^2 \alpha - \tau_{xy} \sin 2\alpha \quad (5.3)$$



Hình 5-1. Sơ đồ tính ổn định mái dốc theo mặt trượt hình trụ tròn

a) Sơ đồ mặt trượt gồm các cột thẳng đứng; b) Sơ đồ lực tác dụng lên cột đất thứ i.

Sử dụng ký hiệu $\xi = \sigma'_x / \sigma'_y$ và $\text{tg}\delta = \tau_{xy} / \sigma'_x$, ta có:

$$\sigma'_h = \sigma'_y \cos\alpha [\cos\alpha + \xi \sin\alpha (\text{tg}\alpha - 2\text{tg}\delta)] \quad (5.4)$$

Thế giá trị σ'_h ở biểu thức (5.4) vào (5.2) và thay phương trình dạng tích phân bằng phương trình tổng ta có:

$$k_a = \frac{\sum \left(\sigma'_y \cos\alpha \text{tg}\varphi + \frac{c}{\cos\alpha} \right) \Delta x + \sum \xi \sigma'_y \sin\alpha (\text{tg}\alpha - 2\text{tg}\delta) \Delta x \text{tg}\varphi}{\sum \tau_{\text{gr}} \Delta x / \cos\alpha} \quad (5.5)$$

Trong trường hợp chia khối trượt thành những cột thẳng đứng bề rộng như nhau $\Delta x = b$, các lực tác dụng lên cột với sơ đồ hình 5-1 b gồm có:

G_i - trọng lượng bản chất của cột đất và nước trong kẽ rỗng đất; nếu có tải trọng ngoài (với thành phần thẳng đứng của ngoại lực là G'_i) thì thay thành phần tải trọng thẳng đứng bằng lực của lớp đất giả định;

F_i - thành phần nằm ngang của ngoại lực tác dụng lên cột đất (gồm lực bề mặt và lực thể tích, không kể lực thấm);

$N_i = \sigma'_h b_i / \cos\alpha_i$ - tổng hợp lực của các ứng suất tiếp hiệu quả trên mặt đáy của cột đất xem xét;

$T_i = \tau_i b_i / \cos\alpha_i$ - tổng hợp lực của các ứng suất tiếp hiệu quả trên mặt đáy của cột đất thứ i;

P_{in} - tổng áp lực nước (áp lực kẽ rỗng) trên mặt đáy của cột đất thứ i ,

$$P_{in} = P_{in}^{od} + P_{ik} \quad (5.6)$$

P_{in}^{od} - áp lực nước trong điều kiện ổn định;

P_{ik} - độ dư của áp lực kẽ rỗng, ví dụ áp lực dư trong quá trình đất cố kết;

Δw_i - tổng áp lực nước trên cạnh thẳng đứng của cột đất;

$\Delta E'_i$ - thành phần vuông góc của phản áp lực đất tạo với mặt nằm ngang góc ε'_i

Theo điều kiện cân bằng tĩnh học của cột đất thứ i , ta có:

$$\Sigma X = 0,$$

$$\text{hay là: } \Delta E'_i = \frac{(G - P_n \cos \alpha)_i (tg \alpha - tg \varphi_p)_i - C_{Pi} b_i (1 + tg^2 \alpha_i)}{1 + tg \alpha_i tg \varphi_{Pi} + tg \varepsilon'_i (tg \alpha - tg \varphi_p)_i} \quad (5.7)$$

$$\Sigma Y = 0,$$

$$\text{hay là: } N_i = \frac{(G - P_n \cos \alpha)_i - \Delta E'_i tg \varepsilon'_i - c_p b_i tg \alpha_i}{\cos \alpha_i (1 + tg \varphi_p tg \alpha)_i} \quad (5.8)$$

Từ điều kiện cân bằng $\Sigma M = 0$ cho toàn khối trượt (5.6) với các phân tích ở trên có thể viết:

$$k_a = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} [(G - P_n \cos \alpha) tg \varphi + c b_i (1 + tg \alpha tg \varepsilon'_i)]_i A_i^{-1}}{\sum_{i=1}^{i=n} (G_i \sin \alpha_i + f_i F_i / R)} \quad (5.9)$$

Trong đó:

$$A_i = \cos \alpha_i [1 + tg \alpha tg \varphi_p + tg \varepsilon'_i (tg \alpha - tg \varphi_p)]_i;$$

f_i - cánh tay đòn của lực F_i ứng với tâm momen (với giả thiết mặt trượt hình trụ tròn đó là tâm 0 của cung trượt bán kính R).

Để tìm đại lượng ε'_i có thể kết hợp giải phương trình (5.9) với điều kiện $\Sigma X = 0$ cho toàn khối trượt

$$\sum_{i=1}^{i=n} (\Delta E'_i + P_{ni} \sin \alpha_i) + \Sigma F = 0 \quad (5.10)$$

Trong thực tế khi tính toán ổn định thường sử dụng giả thiết đại lượng ε'_i là không đổi hoặc là hàm số nào đó phụ thuộc vào góc nghiêng α_i của mặt trượt.

Các giả thiết về ε'_i được sử dụng phổ biến là:

- Xem $\varepsilon'_i = \varphi / 2$ - phương pháp R.R. Tsugaép về tác động tương hỗ của lực xiên;
- Xem $\varepsilon'_i = \beta$, trong đó β - trị trung bình của góc nghiêng của mái dốc;
- Xem $\varepsilon'_i = 0$, phương pháp tác động tương hỗ của lực nằm ngang hay còn gọi là sơ đồ tính toán của G. Cray.

Phương pháp "áp lực trọng lượng" dựa trên nguyên tắc so sánh kết quả tính của nó với kết quả tính theo phương pháp Taylor khi hệ số mái dốc $m > 2,5$ có thể đặc trưng bằng hệ số áp lực hông $\xi = \text{ctg}\alpha_i (1 - \cos\alpha_i) / \sin\alpha_i$. Đối với trường hợp này hệ số k_a có dạng:

$$k_a = \frac{\sum (G - P_n \cos \alpha)_i \text{tg}\varphi_i + c_i b_i / \cos \alpha_i}{\sum G_i \sin \alpha_i + f_i F_i / R} \quad (5.11)$$

Cơ sở tiếp cận của phương pháp "áp lực trọng lượng" không có khả năng đánh giá độ tin cậy các kết quả tính toán của nó ứng với các tổ hợp tải trọng khác nhau cũng như khi mái dốc và nền không đồng chất. Riêng trường hợp dưới nền có lớp đất mềm yếu thì giá trị hệ số k_a tính được thường thiên nhỏ.

Với giả thiết trạng thái ứng suất một trục (một phương) trong phạm vi khối trượt (sơ đồ tính toán của K.Terzaghi) tương ứng là $\xi = 0$, phương trình tính k_a được đơn giản rất nhiều, cụ thể là:

$$k_a = \frac{\sum (G - P_n \cos \alpha)_i \cos \alpha_i \text{tg}\varphi_i + c_i b_i / \cos \alpha_i}{\sum G_i \sin \alpha_i + f_i F_i / R} \quad (5.12)$$

Công thức (5.12) có thể được rút ra từ (5.9) với giả thiết tổng hợp lực tác dụng có phương song song với mặt trượt dưới đáy cột, nghĩa là xem $\varepsilon'_i = \alpha_i$

Phương pháp K. Terzaghi được ứng dụng rộng rãi vì nó đơn giản. Tuy nhiên, đối với các mái dốc thoải với hệ số $m > 2,5$, phương pháp K.Terzaghi có thể cho sai số lớn về phía giảm giá trị hệ số k_a .

Sử dụng sơ đồ tính toán K.Terzaghi với giả thiết $\Delta w_i = 0$, A.A.Nitriporovich đã lập công thức tính hệ số k_a có dạng như sau.

$$k_a = \frac{\sum (G - P_n)_i \cos \alpha_i \text{tg}\varphi_i + c_i b_i / \cos \alpha_i}{\sum G_i \sin \alpha_i + f_i F_i / R} \quad (5.13)$$

Với giả thiết biến dạng trượt phẳng và xét ổn định cho một đoạn đập chiều dày bằng một đơn vị (ví dụ 1m) biểu thức hệ số dự trữ ổn định của mái dốc có thể còn được viết ở dạng đơn giản hơn (xem sơ đồ hình 5-2), cụ thể như sau:

$$k_a = \frac{M_c}{M_g} = \frac{\int_l R \tau_c dl}{\int_l R \tau_g dl} = \frac{\sum_n \tau_c \Delta L_n}{\sum_n \tau_g \Delta L_n} \quad (5.14)$$

Trong đó:

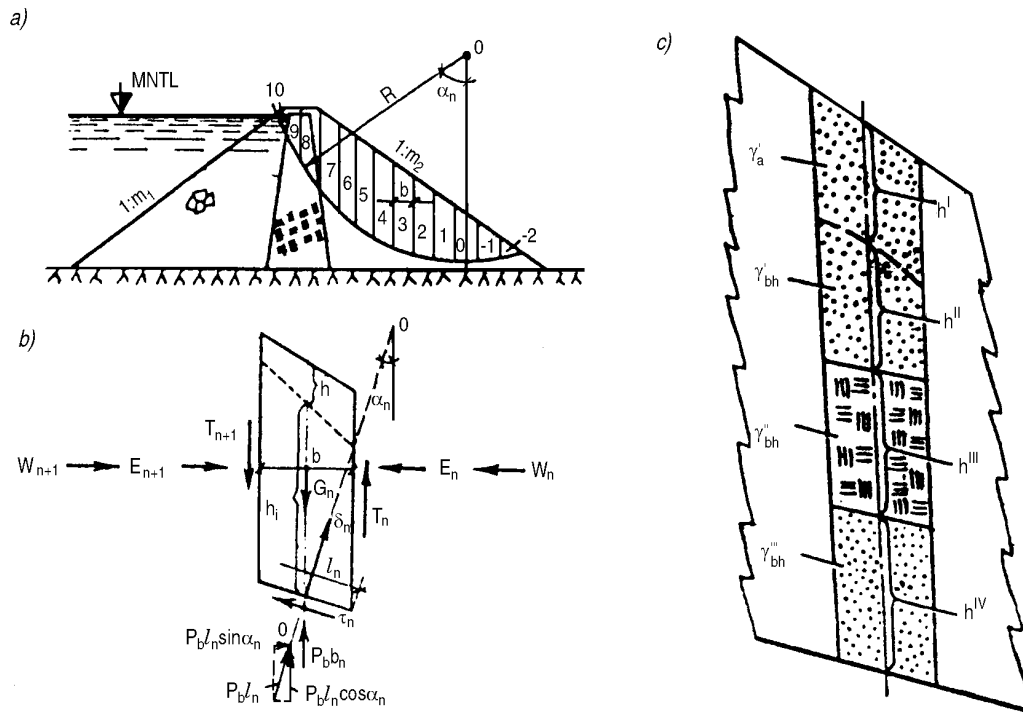
τ_c - ứng suất tiếp do lực chống trượt trên đoạn cung dl ;

τ_g - ứng suất tiếp do lực gây trượt trên đoạn dl ;

ΔL_n - chiều dài đoạn cung trượt của cột đất thứ n ;

n - số thứ tự của cột đất;

l - tổng chiều dài cung trượt ; $l = \sum_{n=1}^n \Delta L_n$.



Hình 5.2. Sơ đồ tính ổn định mái dốc theo bài toán phẳng với mặt trượt hình trụ tròn gồm có các cột đất thẳng đứng

- a) Sơ đồ tính toán; b) Sơ đồ lực lên cột đất thứ n;
c) Sơ đồ tính trọng lượng bản thân cột đất G_n .

Các lực tác dụng lên khối đất thứ n gồm có: Trọng lượng bản thân của cột đất có kể đến lượng nước trong cột đất; các lực ma sát trên bề mặt ở hai phía của cột đất T_n và T_{n+1} ; áp lực thấm ở hai phía W_n và W_{n+1} ; áp lực đất từ hai phía của các cột đất bên cạnh E_n và E_{n+1} ; ứng suất pháp và ứng suất tiếp trên bề mặt trượt σ_n và τ_n .

Trường hợp cột đất ở trạng thái cân bằng giới hạn, lực τ_c đạt giá trị tối đa,

$$\tau_c = \sigma_n \operatorname{tg} \varphi_n + c_n \quad (5.15)$$

Trong đó: φ_n , c_n - góc nội ma sát và lực dính đơn vị trong cột đất thứ n.

Nếu xem các mặt phẳng thẳng đứng là mặt phẳng chính thì $T_n = T_{n+1} = 0$. Ngoài ra, xem các nội lực tự cân bằng nhau nghĩa là $E_n = E_{n+1}$; $W_n = W_{n+1}$. Phương trình cân bằng lực chiếu lên trục 0 - 0 vuông góc với mặt trượt khi cột đất thứ n ở trạng thái cân bằng giới hạn là:

$$(G_n - p_n b_n) \cos \alpha_n - \sigma_n l_n = 0$$

$$\text{hoặc: } \sigma_n l_n = (G_n - p_n b_n) \cos \alpha_n \quad (5.16)$$

Trong đó: P_n - áp lực kẽ rỗng trên mặt trượt của cột đất tính toán. Áp lực kẽ rỗng có thể do áp lực đất ở lớp bên trên gây ra, hoặc do áp lực nước, áp lực thấm hay do tác động nào đó (ví dụ lực động đất).

Thừa nhận các mặt phẳng thẳng đứng là mặt phẳng chính tương ứng với điều kiện không tồn tại sự chuyển động tương đối giữa các cột đất, do đó:

$$G_n \sin \alpha_n = \tau_g \quad (5.17)$$

Như vậy, theo điều kiện (5.17) thì

$$\sigma_y = \gamma_d H$$

Trong đó

- γ_d - trọng lượng thể tích của đất có kể đến lượng nước trong đất;
- H - chiều cao cột đất.

Nếu cột đất gồm một số loại đất khác nhau và có đường bão hoà đi qua, thì trọng lượng cột đất được tính như sau (hình 5-2 c):

$$G_n = b_n (\gamma'_a h^I + \gamma'_b h^{II} + \gamma''_b h^{III} + \gamma'''_b h^{IV}), \quad (5.18)$$

Trong đó :

- γ'_a, γ'_b - trọng lượng thể tích của lớp đất trên cùng ở trạng thái ẩm tự nhiên và trạng thái bão hoà nước;
- h^I, h^{II} - chiều cao tương ứng của lớp đất trên cùng ở trạng thái ẩm tự nhiên và bão hoà nước;
- γ''_b, h^{III} - trọng lượng thể tích và chiều cao của lớp đất nằm giữa ở trạng thái bão hoà nước;
- γ'''_b, h^{IV} - trọng lượng thể tích và chiều cao của lớp đất nằm dưới cùng ở trạng thái bão hoà nước;
- b_n - chiều rộng cột đất thứ n.

Để tính toán được thuận lợi, thường lấy bề rộng cột bằng $\frac{1}{10} R$, trong đó: R - bán kính cung trượt.

Sử dụng các biến đổi, biểu thức (5.14) có dạng:

$$k_a = \frac{\sum_n (G_n - P_n b_n) \cos \alpha_n \operatorname{tg} \varphi_n + \sum_n c_n l_n}{\sum_n G_n \sin \alpha_n} \quad (5.19)$$

Trong đó thành phần $G_n \sin \alpha_n$ ở mẫu số bao gồm cả lực đẩy trượt của áp lực thấm.

Nếu tính toán thực hiện cho thời điểm $t \rightarrow \infty$ thì $P_n = w_t$ (w_t là thành phần thẳng đứng của áp lực thấm):

$$w_t = h_n \cdot \gamma$$

Trong đó:

- h_n - cột nước đo áp tính đến tâm cột đất xem xét;
- γ - trọng lượng thể tích của nước.

Lưu ý rằng, nếu xét lực thấm tách riêng như một ngoại lực, thì công thức (5.19) sẽ có dạng:

$$k_a = \frac{\sum_n (G_n - P_n b_n) \cos \alpha \operatorname{tg} \varphi_n + \sum_n c_n l_n}{\sum_n G_n \sin \alpha_n + \Omega J \frac{r}{R}} \quad (5.19')$$

Trong đó:

- Ω - diện tích vùng thấm của toàn khối trượt, kể từ mặt trượt đến mặt bão hoà;
- J- gradient trung bình của dòng thấm trong khối trượt;
- r - cánh tay đòn của lực thấm tính đến tâm O.

Tổng áp lực thấm và áp lực đẩy nổi trong trường hợp thấm ổn định có thể tính theo công thức:

$$P_\Sigma = P_{dn} + P_t = \gamma h_i b_i / \cos \alpha_i, \quad (5.20)$$

Trong đó : h_i - chiều cao cột nước đo áp ở tâm cột đất.

Đối với áp lực kẽ rỗng trong đất dính, nếu công trình có tầm quan trọng lớn thì phải xác định bằng phương pháp giải theo lý thuyết thấm cố hết. Trong trường hợp bình thường, khi cột đất nằm ngoài phạm vi vùng thấm và trên mực nước ngầm, thì có thể tính P_k theo công thức sau.

$$P_{ki} = \gamma_i \gamma_i^m \alpha' b_i / \cos \alpha_i \quad (5.21)$$

Trong đó: α' - hệ số áp lực kẽ rỗng; h_i - một nửa chiều cao cột đất.

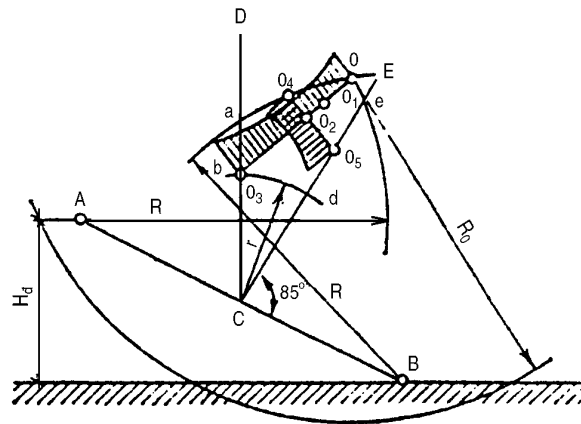
Trình tự tính toán ổn định mái dốc được thực hiện như sau:

- 1) Từ tâm O (chọn bất kỳ và tạm gọi là tâm O_1) vẽ cung trượt bán kính R (chọn R bất kỳ và đánh số là R_1) sao cho cung trượt cắt qua phần mái dốc tính toán;
- 2) Chia khối trượt thành các cột thẳng đứng bề rộng như nhau, nếu lấy $b = 0,1R$ thì tính toán sẽ thuận lợi hơn, vì lúc này $\sin \alpha_n = n. 1/10 = 0,1n$; ví dụ đối với cột thứ 3 ($n = 3$) ta có $\sin \alpha_3 = 3 \times 0,1 = 0,3$;
- 3) Đánh số thứ tự các cột, bắt đầu từ cột 0 (có trục 0 - 0 đi qua tâm cột). Những cột nằm phía bên trái đánh số thứ tự lần lượt là 1,2,3,..., những cột nằm phía bên phải đánh số thứ tự là -1, -2, -3,...;
- 4) Lập bảng tính giá trị các đại lượng trong công thức (5.19) hoặc (5.13) đối với mỗi cột trong cung trượt đang xem xét;
- 5) Thế các giá trị tính được theo bảng tính toán vào công thức (5.19) hoặc (5.13) để xác định hệ số k_a và gọi tương ứng là hệ số k_{a1} ;
- 6) Từ tâm O_1 vẽ cung trượt bán kính $R_2 \neq R_1$. Tiến hành các công đoạn tính toán 2 ÷ 6 nêu ở trên ta có k_{a2} ;
- 7) Tiếp tục vẽ một số cung trượt từ tâm O_1 với bán kính R_3, R_4, \dots, R_n và tương ứng với chúng xác định hệ số $k_{a3}, k_{a4} \dots k_{an}$;
- 8) Tìm giá trị k_a nhỏ nhất ứng với tâm O_1 . Thường chỉ cần vẽ 3 cung R_1, R_2, R_3 có thể tìm được k_{amin} , theo xu thế các giá trị k_{ai} ứng với R_i ($i = 1, 2, 3$). Như vậy ứng với tâm O_1 ta xác định được cung trượt có k_{a1min} , nghĩa là cung trượt bất lợi nhất về mặt ổn định trượt của mái dốc.
- 9) Chọn tâm trượt O_2 và tiến hành cách tính toán như ở trên ta được giá trị k_{a2min} .

Mục đích cuối cùng trong tính toán ổn định mái dốc là xác định giá trị nhỏ nhất của hệ số k_a tính theo công thức (5.19) hoặc (5.13), nói cách khác là tìm mặt trượt nguy hiểm nhất có thể xảy ra để đánh giá độ ổn định trượt của mái dốc được thiết kế. Muốn vậy cần phải lấy một số tâm trượt O_i ($i = 1, 2, 3, \dots, n$) tương ứng với các tâm trượt đó xác định các giá trị $k_{a\min}$. Trên cơ sở những giá trị $k_{a\min}$ tìm mặt trượt có hệ số dự trữ ổn định nhỏ nhất, nghĩa là mặt trượt có $k_{a\min\min}$ ứng với tâm $O_{\min\min}$.

Với mục đích giảm khối lượng tính toán, cho phép nhanh chóng tìm được tâm trượt bất lợi nhất, nhiều tác giả đã nghiên cứu đề xuất cách xác định miền chứa tâm $O_{\min\min}$ (chi tiết xem các tài liệu chuyên môn). Dưới đây giới thiệu một kiến nghị được sử dụng tương đối phổ biến.

Theo V.V. Aristôpxki, tâm của mặt trượt nguy hiểm nhất nằm trong miền giới hạn bởi đa giác Oedba (hình 5-3) được xác định như sau:



Hình 5-3. Sơ đồ xác định tâm mặt trượt nguy hiểm nhất

Từ giữa mái dốc (điểm C) vẽ hai đường thẳng CE và CD như kiến nghị của V.V. Fandêép. Từ A và B dùng làm tâm vẽ hai đoạn cung tròn bán kính R cắt nhau ở O; giá trị của R được xác định theo công thức:

$$R = (R_d + R_r) / 2;$$

Trong đó: R_d và R_r là giới hạn dưới và trên của bán kính cung trượt R_0 , được lấy theo tỷ lệ chiều cao đập H_d (bảng 5-2).

Bảng 5-2. Giá trị R_d/H_d và R_r/H_d

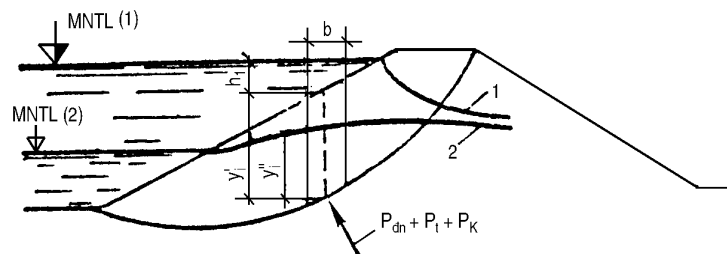
Trị số R/H_d	Hệ số mái tr-ợt					
	1	2	3	4	5	6
R_d/H_d	1,1	1,4	1,9	2,5	3,3	4,3
R_r/H_d	2,2	2,5	3,2	4,7	5,8	6,7

Các cung tròn bán kính R cắt đường thẳng CE ở "e" và cắt CD ở "a". Từ điểm C vẽ cung tròn bán kính $r = Oc/2$. Cung tròn này cắt hai đường thẳng CE và CD tương ứng ở "d" và "b", Đa giác Oedba là miền chứa tâm mặt trượt bất lợi nhất.

Theo V.V.Aristôpxki, tâm mặt trượt nguy hiểm nhất thường nằm trên đoạn bO, vì vậy trước hết chọn một số tâm trên đoạn này, ví dụ các tâm O, O₁, O₂... (xem hình 5-3). Tiến hành tính toán để xác định các giá trị k_a đối với các mặt trượt được vẽ từ các tâm nói trên. Xây dựng đồ thị giá trị k_a ứng với các tâm O, O₁, O₂... Ta xác định được k_{amin} trên bO. trong trường hợp này tâm mặt trượt nguy hiểm nhất là O₂. Để đảm bảo tin cậy, tiến hành xác định một số mặt trượt có tâm theo phương vuông góc với bO vẽ qua O₂, ví dụ lấy tâm O₄ và O₅. Xác định hệ số k_{a₄min} và k_{a₅min} và theo 3 giá trị k_{a₂min}, k_{a₄min}, k_{a₅min} vẽ đồ thị quan hệ k_{amin} ứng với phương O₄ - O₅. Theo đồ thị này, tâm có giá trị k_a nhỏ nhất vẫn là O₂. Như vậy tâm O₂ là tâm có k_{a_{amin}min}.

Chính xác mà nói, giá trị k_{aminmin+} chỉ là gần đúng với trị nhỏ nhất k_a cần tìm, bởi vì số tâm tính toán và số mặt trượt tính toán đều là hạn chế (thường chỉ cần lấy 5-6 tâm), tuy nhiên sai số giữa k_{aminmin} và giá trị k_{a+} nhỏ nhất thực tế không lớn do đó có thể xem k_{aminmin} là trị nhỏ nhất cần tìm.

Đối với mái dốc thượng lưu, trường hợp cần quan tâm là quá trình mực nước hồ rút nhanh (tốc độ hạ mực nước hồ vượt quá 0,3 - 0,5m/ngày đêm) tạo ra sự chuyển động thấm ngược và không ổn định từ trong thân đập về phía hồ chứa (hình 5-4).



Hình 5-4. Sơ đồ lực (đẩy nổi, thấm và áp lực kẽ rỗng) tác dụng lên cột đất khi mực nước hồ rút nhanh

1 và 2- đường bão hoà tương ứng trước và sau khi mực nước hồ hạ xuống.

Theo Bishop, tổng áp lực nước lên cột đất có thể tính theo công thức sau:

$$P_{\Sigma} = (y'_i + h_1 - h_1 \alpha') \gamma b_i / \cos \alpha_i \quad (5.22)$$

Trong trường hợp này khi tính trọng lượng cột đất xem đất ở trạng thái bão hoà nước, còn lớp nước bên trên cột đất không kể đến.

Khi xét đến lực động đất thì nó là thành phần gây trượt bổ sung, do đó có thể đưa lực động đất với dấu (-) trong tử số của công thức (5.19) cụ thể như sau:

$$k_a = \frac{\sum_n (G_n - P_n b_n - F_d) \cos \alpha_n \operatorname{tg} \varphi_n + \sum_n c_n l_n}{\sum_n G_n \sin \alpha_n + \Omega T \frac{r}{R}} \quad (5.22')$$

Trong đó: F_d - thành phần thẳng đứng của lực động đất tác dụng lên cột đất tính toán, bằng tích số gia tốc động đất không thứ nguyên nhân với trọng lượng của cột đất.

Như vậy, biểu thức lực động đất tác dụng lên cột đất thứ n có thể xác định như sau:

$$F_d = k_d^* G_n; \quad (5.23)$$

Trong đó:

k_d^* - gia tốc động đất không thứ nguyên, có thể tính theo công thức:

$$k_d^* = k_d \left(1 + 1,5 \frac{y}{H_d} \right) \quad (5.24)$$

ở đây:

k_d - hệ số động đất;

y - khoảng cách từ điểm giữa mặt trượt của cột đất thứ n đến đỉnh đập;

H_d - chiều cao đập;

G_n - trọng lượng cột đất.

Đối với mái dốc thượng lưu, tải trọng động đất là các lực quán tính, vì vậy phải xét với môi trường đất bão hoà nước.

Giá trị $k_{aminmin}$ sau khi tính được cần đối chiếu với trị số hệ số dự trữ ổn định cho phép theo tiêu chuẩn và qui phạm thiết kế công trình thủy lợi hiện hành (tham khảo số liệu ở bảng 5-1 và TCXDVN 285:2002).

Điều kiện ổn định được thoả mãn khi:

$$k_{aminmin} \geq [k] \quad (5.25)$$

Trong đó: $[k]$ - hệ số ổn định cho phép, phụ thuộc vào cấp công trình.

Tuy nhiên nếu $\frac{k_{aminmin} - [k]}{[k]} \cdot 100 > 15\%$

cần điều chỉnh lại mặt cắt đập (giảm hệ số mái dốc tính toán) vì độ dự trữ lớn sẽ gây lãng phí, nghĩa là công trình được thiết kế không kinh tế. Mặt khác cần lưu ý rằng, trong quá trình tính toán ổn định mái dốc đã sử dụng các giả thiết theo hướng thiên về an toàn, vì vậy trường hợp cá biệt đối với các công trình cấp III và IV hệ số ổn định cho phép $[k]$ ứng với tổ hợp lực đặc biệt có thể lấy bằng 1, thậm chí 0,95 (tác động của lực đặc biệt chỉ nhất thời và trong thời gian rất ngắn).

Chương trình tính ổn định mái dốc đập đất đá được giới thiệu ở phụ lục.

5.1.3. Tính ổn định mái dốc theo mặt trượt phẳng hoặc theo mặt trượt gồm một số mặt phẳng

Trong trường hợp bề mặt trượt không thể vẽ tiệm cận theo dạng hình trụ tròn, ví dụ khi trong thân đập hoặc ở dưới nền có lớp đất mềm yếu với cường độ kháng trượt kém, hoặc khi xét ổn định của tường nghiêng hay lớp gia cố bảo vệ mái dốc v.v..., thì việc đánh giá ổn định của khối trượt thực hiện theo phương trình tĩnh học $\Sigma X = 0$.

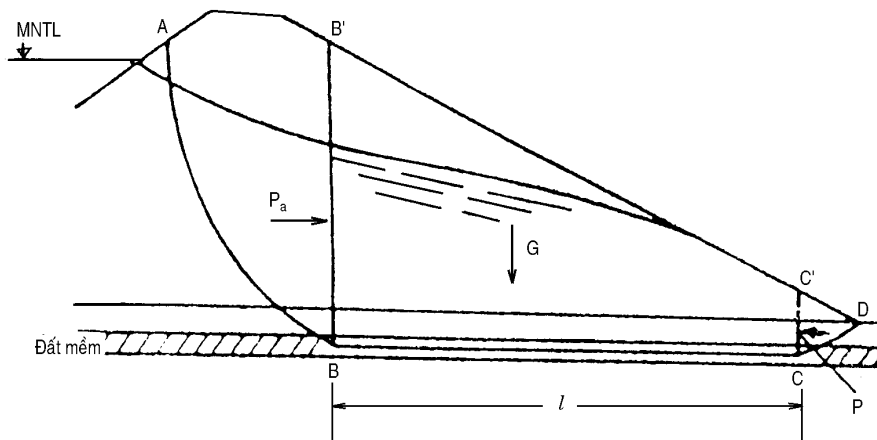
Đối với trường hợp này, góc nghiêng ε'_i của tổng hợp lực của các lực tác động tương hỗ giữa các cột đất được xác định bằng phương pháp giải kết hợp tất cả các phương trình tĩnh học hoặc có thể lấy trên cơ sở sử dụng các giả thiết.

5.1.4. Tính ổn định mái dốc theo mặt trượt hỗn hợp

Trong trường hợp dưới nền đập có lớp đất chịu lực kém (đất bùn, đất mềm yếu...) và nằm không sâu thì mặt trượt có thể đi ngang qua lớp đất yếu này, do đó tính toán ổn định nên tiến hành theo mặt trượt hỗn hợp gồm các đoạn cung trượt cong và đoạn trượt phẳng.

Giả thiết mặt trượt chọn tùy ý có dạng ABCD (hình 5-5) trong đó AB và CD là các mặt trượt hình cung tròn, còn BC là mặt trượt phẳng đi dọc theo lớp đất mềm yếu.

Xem P_a là lực gây trượt do khối đất ABB' tạo ra. Lực chống trượt gồm phản lực P_p của khối đất DCC' và lực S của khối đất nằm giữa B'BCC', trong đó $S = G \tan \varphi + Cl$ (G - trọng lượng khối đất có kể nước; φ và C - góc nội ma sát và lực dính đơn vị của lớp đất mềm yếu; l - chiều dài mặt trượt theo lớp đất mềm yếu).



Hình 5-5. Sơ đồ tính ổn định mái dốc đập đá theo mặt trượt hỗn hợp

Xét cân bằng tới hạn của khối trượt theo phương trình tĩnh học $\Sigma X = 0$, ta có:

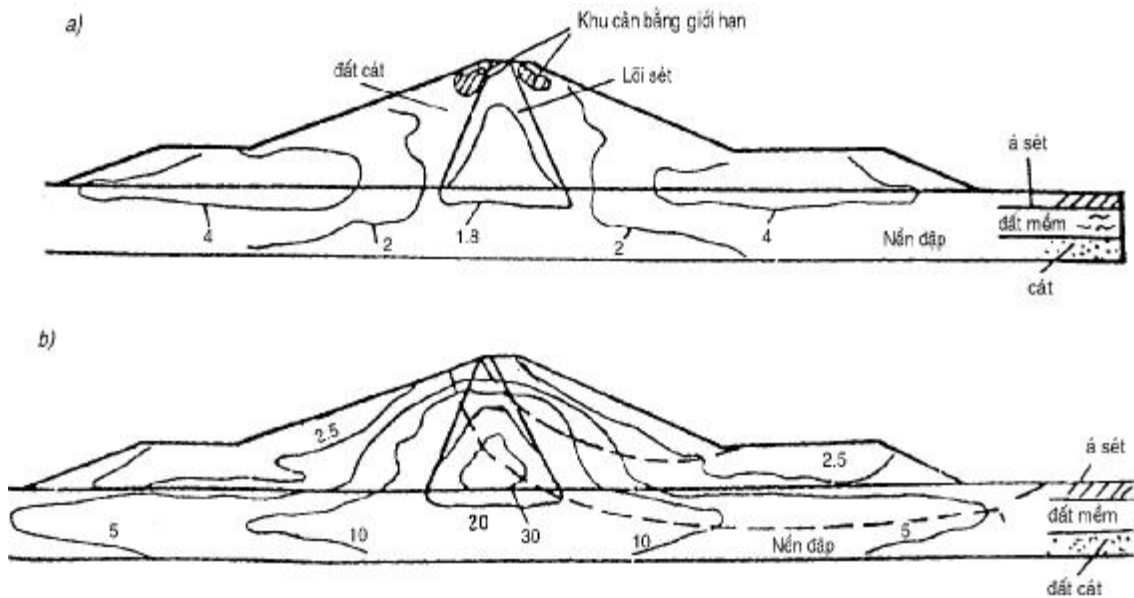
$$k_a = \frac{P_p + S}{P_a} \quad (5.26)$$

5.1.5. Tính ổn định mái dốc đập theo trạng thái ứng suất biến dạng

Thông qua tính toán ứng suất trong thân đập (ví dụ tính ứng suất đập bằng phương pháp phân tử hữu hạn) có thể vẽ đồ thị đường đồng ứng suất và đồ thị biến dạng, trong đó tính chất vật lý của đất đá phải biểu thị qua định luật Huk.

Theo xu thế phân bố ứng suất tiếp (còn gọi là ứng suất cắt) có thể sơ bộ vẽ mặt trượt nguy hiểm nhất đối với mái dốc đập, hoặc vẽ mặt trượt cắt qua đập và nền trong trường hợp dưới nền có lớp đất mềm yếu (xem các đường cong đứt nét trên hình 5-6 b). Mặt trượt có thể không là cung tròn mà là một đường cong phức tạp nhiều bán kính.

Phương pháp phân tích trạng thái ứng suất cho phép nhanh chóng xác định mặt trượt nguy hiểm nhất (đúng hơn là phạm vi mặt trượt nguy hiểm nhất) và từ đó xác định hệ số dự trữ an toàn nhỏ nhất mà không mất nhiều thời gian thử dần.



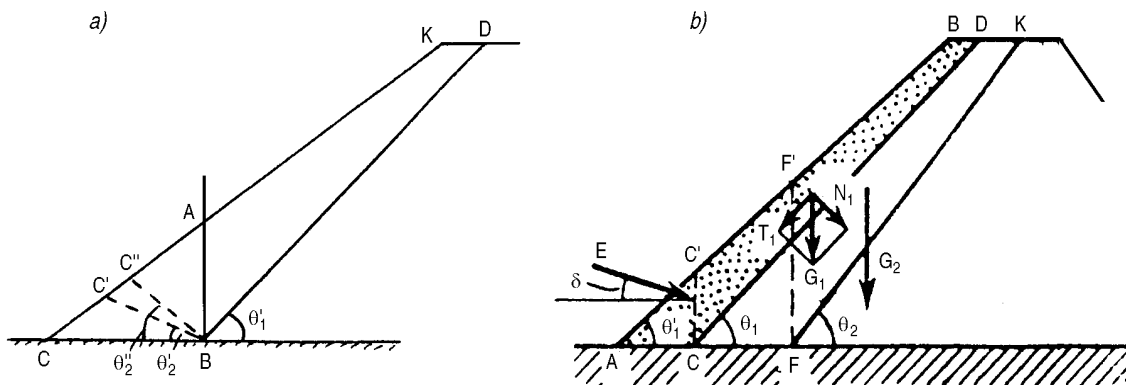
Hình 5-6. Phân bố đường đồng hệ số $K_i = \text{const}$ (a) và đồng ứng suất tiếp $\tau = \text{const}$ (b) trong mặt cắt đập

5.1.6. Tính ổn định t-ờng nghiêng và lớp bảo vệ

Độ ổn định của tường nghiêng và lớp bảo vệ được kiểm tra theo giả định mặt trượt hình trụ tròn và mặt trượt phẳng

Trong trường hợp tường nghiêng bằng đất (á sét, đất sét...) thì mặt trượt hình trụ tròn được sử dụng để kiểm tra ổn định trong phạm vi tường nghiêng. Khi kiểm tra ổn định của lớp bảo vệ sử dụng mặt trượt phẳng (lớp bảo vệ trượt theo bề mặt tường nghiêng). Tương tự như vậy, mặt trượt phẳng được dùng để kiểm tra ổn định tường nghiêng cùng với lớp bảo vệ dọc theo mặt tiếp xúc giữa tường nghiêng với lăng trụ tựa ở phía sau.

Nội dung kiểm tra ổn định của tường nghiêng theo mặt trượt hình trụ tròn trong phạm vi tường nghiêng được thực hiện như tính toán ổn định mái dốc với giả thiết mặt trượt trụ tròn nêu ở mục 5.1.2. Trong mục này chỉ giới thiệu tính ổn định của tường nghiêng và lớp bảo vệ theo mặt trượt phẳng (hình 5-7).



Hình 5-7. Sơ đồ tính ổn định t-ờng nghiêng và lớp bảo vệ

- Theo tỷ số giữa áp lực bị động (chống trượt) và áp lực chủ động gây trượt;
- Theo cân bằng lực $\Sigma X = 0, \Sigma Y = 0$.

a. Khi tính ổn định tường nghiêng theo mặt trượt phẳng, hệ số dự trữ ổn định được xem xét như tỷ số giữa áp lực chống trượt (gọi là áp lực bị động P_b) so với áp lực chủ động (gọi là áp lực gây trượt P_{tr}) tác dụng từ hai phía trái và phải của mặt thẳng đứng AB (hình 5-7 a);

$$k = \frac{P_b}{P_{tr}} \quad (5.27)$$

Trong đó:

$$P_b = G_1 \cos^2 \theta_1 \operatorname{tg} \varphi + G_2 \operatorname{tg}(\varphi + \theta_2) + C(L_1 \cos \theta_1 + L_2 \cos \theta_2);$$

$$P_{tr} = G_1 \cos \theta_1 \sin \theta_1;$$

G_1 - trọng lượng khối đất ABDK (khối đất bên phải mặt AB);

G_2 - trọng lượng khối đất nằm bên trái AB có giá trị $G_2 \operatorname{tg}(\varphi + \theta_2)$ là nhỏ nhất, xác định bằng thử dần với θ_2 khác nhau, cá biệt lấy $\theta_2 = 0$;

θ_1 - góc nghiêng của mặt trượt so với phương nằm ngang;

φ - góc ma sát trong. Đối với vùng tiếp xúc giữa hai loại đất khác nhau thì lấy giá trị φ nhỏ;

C - lực dính. Nếu tính ổn định của lớp bảo vệ thì lấy $C = 0$;

L_1 - chiều dài mặt trượt của tường nghiêng ($L_1 = BD$);

L_2 - chiều dài phần mặt nền của khối đất chống trượt có giá trị $G_2 \operatorname{tg}(\varphi + \theta_2)$ là nhỏ nhất. Trong ví dụ ở sơ đồ hình 5-7 a thì $L_2 = BC$.

Kiểm tra ổn định tường nghiêng hoặc lớp bảo vệ theo mặt trượt phẳng có thể được thực hiện bằng phương pháp đồ giải, thừa nhận $\varepsilon' = \alpha$ (xem mục 5.1.3).

b. Tính ổn định tường nghiêng (hoặc lớp bảo vệ, hoặc cả tường nghiêng và lớp bảo vệ) theo phương trình cân bằng tính học $\Sigma X = 0$.

Xét khối đất ABCD (lớp bảo vệ tường nghiêng) ở trạng thái cân bằng giới hạn. Lực tác dụng lên khối đất gồm có (hình 5-7 b).

Lực gây trượt:

$$T_1 = G_1 \sin \theta_1;$$

Lực kháng trượt:

$$S_1 = N_1 \operatorname{tg} \varphi = G_1 \cos \theta_1 \operatorname{tg} \varphi$$

Ngoài ra, trong thành phần lực kháng trượt còn có phản lực E của khối đất ACC' tạo với mặt nằm ngang góc δ . Đất nền được xem là chắc, nghĩa là không có hiện tượng trượt sâu xuống nền.

Chiếu các lực phương nằm ngang và theo điều kiện $\Sigma X = 0$

ta có:

$$E \cos \delta + G_1 \cos^2 \theta_1 \operatorname{tg} \varphi - G_1 \sin \theta_1 \cos \theta_1 = 0 \quad (5.28)$$

do đó:

$$E = G_1 \cdot \frac{\sin \theta_1 \cos \theta_1 - \cos^2 \theta_1 \operatorname{tg} \varphi}{\cos \delta} \quad (5.29)$$

Trong đó:

G_1 - trọng lượng khối đất CC'BD;

θ_1 - góc tạo bởi mặt trượt CD so với mặt nằm ngang;

φ - góc ma sát trong của khối đất CC'BD.

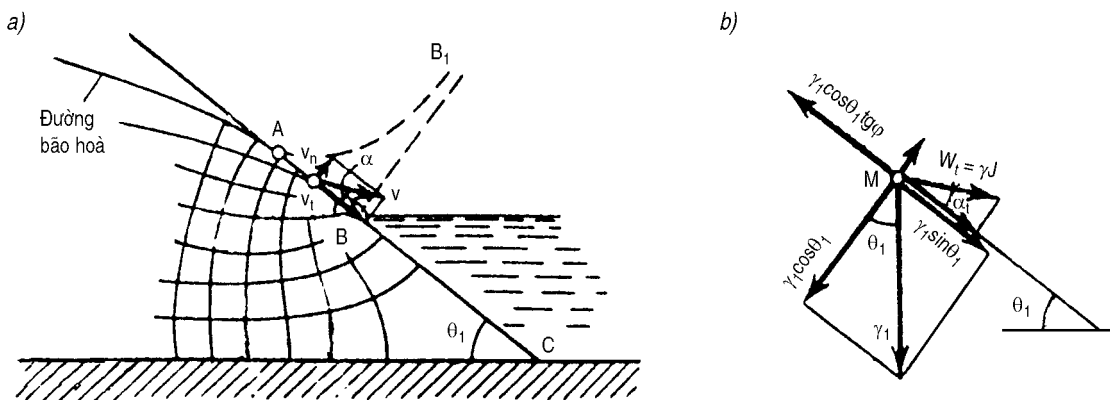
δ - góc của phản lực E so với mặt nằm ngang, cá biệt $\delta = 0$.

Để đảm bảo ổn định với độ dự trữ k_a thì phản lực thực tế E_p của khối hình nêm ACC' phải lớn hơn lực E xác định từ công thức (5.29), nghĩa là:

$$k_a = \frac{E_p}{E} \geq 1,2 \div 1,5$$

Khi tính toán cần kiểm tra trường hợp làm việc bất lợi của tường nghiêng và lớp bảo vệ trong điều kiện mực nước hồ hạ xuống với tốc độ lớn ($v \geq 3 \div 5$ m/ngđ), trong đó trọng lượng của phân đất nằm trên mực nước hồ (sau khi đã rút) được lấy ở trạng thái bão hoà nước hoặc bão hoà một phần.

5.1.7. Tính ổn định mái dốc hạ lưu theo điều kiện sạt lở do dòng thấm gây ra



Hình 5-8. Sơ đồ tính toán ổn định mái dốc hạ lưu về sạt lở do thấm

a) Sơ đồ lưới thấm; b) Sơ đồ lực tác dụng lên khối đất phân tố M.

Nội dung tính toán là kiểm tra khả năng mất ổn định cục bộ (sạt, trượt, đẩy, bực...) của các phân tố đất ở đoạn mái dốc hạ lưu dưới tác động của lực thấm đi ra hạ lưu với vận tốc $v = K_1 \sin \theta$ (K_1 - hệ số thấm của vật liệu ở đoạn AB, hình 5-8). Phương vận tốc tiếp tuyến với đường dòng thấm tại điểm trên mái dốc. Ví dụ tại điểm M, nếu phương tiếp tuyến của dòng thấm tạo với mặt nghiêng của mái dốc góc α , thì có thể xác định các vận tốc thành phần theo hướng vuông góc với mái dốc v_n và tiếp tuyến mái dốc v_t , trong đó:

$$v_n = v \sin \alpha$$

$$v_t = v \cos \alpha$$

Do góc α tăng dần trên đoạn AB (tại A góc $\alpha = 0$, tại B góc $\alpha = 90^0$) cho nên giá trị v_n cũng tăng [xem đồ thị $v_n = f(x_{AB})$ trên hình 5-8].

Xét cân bằng lực cho khối đất phân tố tại điểm A nơi đường bão hoà đi ra mái dốc hạ lưu (tại A góc $\alpha = 0$, lực thấm $w_t = \gamma J = \gamma \sin \theta_1$ và chiếu lên phương mái dốc), ta có:

$$\begin{aligned} & \gamma J + \gamma_1 \sin \theta_1 - \gamma_1 \cos \theta_1 \operatorname{tg} \varphi = 0 \\ \text{hoặc} \quad & \operatorname{tg} \varphi = \frac{(\gamma + \gamma_1) \sin \theta_1}{\gamma_1 \cos \theta_1} = \frac{\gamma + \gamma_1}{\gamma_1} \operatorname{tg} \theta_1 \end{aligned} \quad (5.30)$$

Trong đó: γ - dung trọng nước;

γ_1 - dung trọng đất ở trạng thái bão hoà nước và đầy nổi;

J - gradient dòng thấm ra hạ lưu theo phương tiếp tuyến với mái dốc, trung bình lấy $J = \sin \theta_1$;

φ - góc ma sát trong của đất;

θ_1 - góc mái dốc hạ lưu so với mặt nằm ngang.

Điều kiện ổn định với hệ số dự trữ an toàn $k_a \geq 1$ là:

$$\operatorname{tg} \varphi \geq \frac{\gamma + \gamma_1}{\gamma_1} \operatorname{tg} \theta_1 \quad (5.31)$$

Nếu xem $\gamma_1 \approx 1$ thì $\operatorname{tg} \varphi \geq 2 \operatorname{tg} \theta_1$.

5.1.8. Đặc điểm tính toán ổn định mái dốc đập đất đá và đập đá đổ

Nội dung tính toán ổn định mái dốc đập đất đá và đập đá đổ tương tự như đối với đập đất, sử dụng giả thiết mặt trượt hình trụ tròn hoặc mặt trượt hỗn hợp.

Trong trường hợp đập được xây dựng trên tuyến hẹp thì phải xét bài toán ổn định không gian, kể đến ảnh hưởng của hai bên bờ. Theo mục tiêu này đã có những nghiên cứu về ổn định đập vật liệu địa phương, xem đập là một kết cấu không gian, nhưng do tính toán khá phức tạp nên ít được sử dụng trong thực tế.

Độ ổn định của mái dốc hạ lưu đập đá đổ sơ bộ có thể xác định theo công thức:

$$k_a = \operatorname{Tg} \varphi / \operatorname{Tg} \alpha \quad (5.32)$$

Ổn định chung của đập vật liệu địa phương về trượt ngang theo mặt nền thường đảm bảo, vì vậy trong phần lớn trường hợp không cần tiến hành tính toán kiểm tra. Riêng trường hợp đập có vật liệu chống thấm loại màn chắn như trên hình 5-9 cần kiểm tra trượt theo mặt nền theo công thức:

$$k_a = \frac{f \gamma_1 (b H_d + 0,5 H_d^2 \operatorname{ctg} \alpha)}{0,5 \gamma H_d^2} \quad (5.32')$$

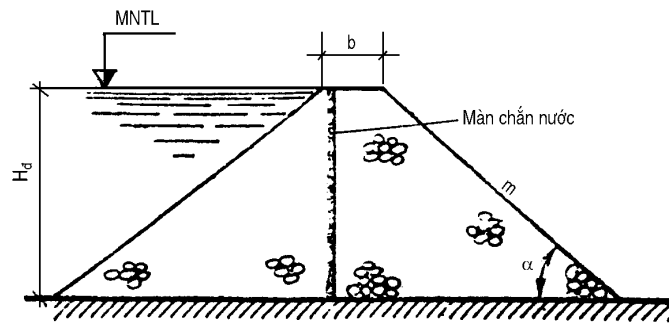
Trong đó: f - hệ số ma sát của đá đổ theo bề mặt nền;

γ, γ_1 - dung trọng nước và dung trọng đá đổ;

b - bề rộng đỉnh đập;

H_d - chiều cao đập;

m - hệ số mái dốc hạ lưu, $m = \operatorname{ctg} \alpha$.



Hình 5-9. Sơ đồ tính toán ổn định trượt của đập đá đổ có màn chắn

5.2. TÍNH TOÁN ÁP LỰC KỀ RỘNG

5.2.1. Tổng quát

Áp lực kẽ rộng xuất hiện trong đất hạt sét do sự cố kết chậm xảy ra ở thời kỳ thi công khi chịu tác dụng của các ngoại lực như trọng lượng của lớp đất bên trên, áp lực nước ở thượng lưu hoặc lực động đất v.v... (đối với đất hạt rời như cát, cát sỏi... do hệ số thấm lớn, khả năng thoát nước lớn nên áp lực kẽ rộng tiêu tán nhanh chóng $t \approx 0$, trong khi đó ở đất hạt sét thời gian tiêu tán áp lực kẽ rộng về lý thuyết có thể là vô cùng $t \approx \infty$, vì vậy chỉ tính áp lực rỗng trong đất hạt sét).

Việc tính áp lực kẽ rộng trong các loại đất sét cấu tạo thân đập, lõi giữa, tường nghiêng hoặc ở dưới nền đập đất và đập đất đá chỉ thực hiện cho trường hợp đất bão hòa nước với mức độ ẩm $G \geq 0,85$ và có hệ số thấm $K_f < (5 \div 10)10^{-6}$ cm/s.

Theo CHU II - 53 - 73, áp lực kẽ rộng phải được kể đến khi tính ổn định mái dốc và lún đối với đập đất đắp và đập đất bồi, đối với lõi giữa và tường nghiêng của đập đá đổ hay đập đất đá có chiều cao trên 40m. Đối với đập có chiều cao dưới 40m, việc xét áp lực kẽ rộng được thực hiện trong các trường hợp sau:

- Khi bồi hoặc đổ đất trong nước;
- Khi đắp đập bằng vật liệu ít thấm nước;
- Khi trong nền đập có loại đất sét mềm dẻo, dẻo chảy hoặc có trạng thái sệt chảy.

Hiện nay thường sử dụng phổ biến phương pháp Florin V.A để tính áp lực kẽ rộng theo lý thuyết thấm cố kết. Phương pháp này cho phép xét đến tính không đồng nhất và dị hướng của đất cũng như các tính chất đặc trưng biến đổi về độ nén chặt và độ thấm nước của đất trong quá trình cố kết, xét biến dạng theo qui luật bất kỳ của cốt đất, xét môi trường đất có hình dạng bất kỳ dưới tác động của tải trọng ngoài và điều kiện biên thay đổi theo thời gian.

Ngoài ra còn có phương pháp tính áp lực kẽ rộng trong lõi đập theo cách giải bài toán nén đất ba pha có kể đến từ biến của cốt đất.

Đối với môi trường đất ba pha khi nén trong điều kiện biến dạng phẳng, có thể giải phương trình vi phân cố kết bằng phương pháp sai phân hữu hạn. Có nhiều chương trình tính áp lực kẽ rộng trong thân và nền đập trong thời kỳ thi công cũng như vận hành cho tới khi chuyển động thấm trở nên ổn định.

Vấn đề có ý nghĩa thực tiễn là sự phân bố áp lực kẽ rỗng trong lõi đập cao (đập đá đổ) trong giai đoạn xây dựng và thời kỳ khai thác vận hành.

Viện Nghiên cứu thủy lợi Liên bang Nga đã có lời giải cho phương trình vi phân cố kết đất ba pha ở dạng khép kín, áp dụng cho quá trình cố kết của lõi đập với giả thiết có sự tiêu thoát nước theo phương nằm ngang trong thời kỳ đất cố kết. Trong trường hợp này áp lực kẽ rỗng có thể được xác định có xét đến tác động do trọng lượng khối đất nằm bên trên tầng dần chiều cao theo thời gian xây dựng với một tốc độ nào đó, ngoài ra còn kể đến điều kiện biên thay đổi do tích nước ở hồ chứa (thay đổi hàm áp lực). Cũng có thể kể đến sự thay đổi tính chất cơ lý của đất theo chiều cao.

Điều kiện cho phép xét bài toán một chiều (tiêu nước theo phương nằm ngang) được áp dụng đối với các lõi mỏng, khi $2l_n \leq 0,5 H_d$, trong đó l_n - chiều rộng lõi ở mặt tiếp xúc với nền; H_d - chiều cao đập.

5.2.2. Tính áp lực kẽ rỗng theo phương pháp đơn giản

Đây là phương pháp đơn giản để xác định giá trị áp lực kẽ rỗng lớn nhất ($t = 0$) đối với môi trường đất ba pha do Hamilton L.V và Hilf D.U đề xuất. Phương pháp dựa trên giả thiết cân bằng áp lực kẽ rỗng ở pha lỏng và pha khí trong điều kiện đất đặt ở hệ thống kín.

Dưới tác dụng tải trọng từ mọi phía, quá trình nén đất chỉ xảy ra do không khí bị nén. Xem rằng nhiệt độ môi trường không thay đổi, có thể sử dụng định luật Boy-Mariot cho pha khí trong đất $PV = \text{const}$ (P - áp suất trong pha khí; V - thể tích khí), cho nên:

$$P_a(\varepsilon_K^0 + \beta\varepsilon_n) = (P_a + P_k)(\varepsilon_K^0 - \delta\varepsilon + \beta\varepsilon_k) \quad (5.33)$$

Trong đó:

P_a - áp suất khí trời;

P_k - áp suất trong pha khí lớn hơn áp suất khí trời do hiện tượng nén thể tích của đất;

ε_K^0 - hệ số rỗng của đất chỉ tính cho phần kẽ rỗng có chứa khí;

ε_n - hệ số rỗng của đất đối với phần kẽ rỗng chứa nước;

$\delta\varepsilon$ - độ thay đổi hệ số rỗng của đất sau khi tác dụng ngoại lực;

β - hệ số hòa tan khí trong nước, lấy bằng 0,0245;

$\beta\varepsilon_n$ - lượng không khí hoà tan trong nước tính cho một đơn vị thể tích đất.

Từ công thức (5.33) tìm được:

$$P_K = \frac{P_a \delta\varepsilon}{\varepsilon_K^0 - \delta\varepsilon + \beta\varepsilon_n} \quad (5.34)$$

Áp lực kẽ rỗng khi thể tích không khí trong đất bằng thể tích khí hoà tan ($\delta\varepsilon = \varepsilon_K^0$) là:

$$P_K^* = \frac{P_a \delta\varepsilon}{\beta\varepsilon_n} \quad (5.35)$$

Biểu thức (5.35) dùng để xác định áp lực trong pha khí của đất.

5.2.3. Tính áp lực kẽ rỗng theo lý thuyết thấm cố kết

V.A. Florin trên cơ sở thiết lập phương trình liên tục cho môi trường đất ba pha đã tìm được phương trình cố kết đối với điều kiện biến dạng phẳng như sau:

$$\frac{1}{1+\varepsilon} \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} + \beta \frac{\partial P_k}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial x} \left(K_t^x \frac{\partial H}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left(K_t^y \frac{\partial H}{\partial y} \right) \quad (5.36)$$

Trong đó:

ε - hệ số rỗng;

β - hệ số nén thể tích của pha khí;

P_k - áp lực kẽ rỗng;

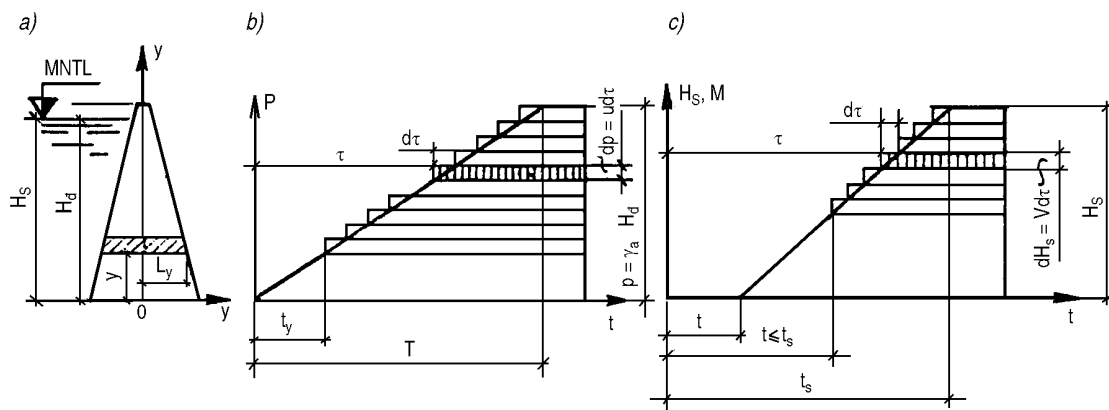
K_t^x, K_t^y - hệ số thấm theo phương nằm ngang và phương thẳng đứng;

H - hàm số cột nước;

t - thời gian.

Bài toán thấm phẳng có thể đưa về bài toán thấm đơn hướng nếu xem dòng thấm chỉ đi theo phương ngang ($K_t^x \gg K_t^y$). Với giả thiết này (sai số không lớn khi tính toán cho lõi giữa và tường nghiêng) Nitriporovich A.A và Tsubunich T.I đã thiết lập biểu thức tính toán áp lực kẽ rỗng trong mặt cắt nằm ngang [$P_k(x, y = \text{const})$].

a) Trường hợp ngoại lực là tải trọng đất bên trên (hình 5-10 b)



Hình 5-10. Sơ đồ tính áp lực kẽ rỗng trong lõi đập

- a) Sơ đồ lõi; b) Đồ thị phát triển tải trọng do tăng chiều cao đất đắp;
 c) Đồ thị tích nước ở hồ chứa.

Nếu tải trọng từ trọng lượng thân của lớp đất đắp bên trên biến đổi theo một tốc độ nhất định trong giai đoạn thi công, ví dụ biến đổi đều ($v_G = \text{const}$), thì áp lực kẽ rỗng do trọng lượng của đất đắp ở trên $P_k^d(x, t)$ ở thời điểm t bất kỳ sau khi kết thúc thi công có thể được xác định theo công thức sau (hình 5-10 b):

$$P_x^d(x, t) = \frac{4}{\mu\pi} \alpha u \sum_{1,3,\dots}^{\infty} \frac{1}{i^3} \left[e^{-i^2\mu(t_c-t)} - e^{-i^2\mu(t_y-t)} \sin \frac{i\pi(l_y-x)}{2l_y} \right] \quad (5.37)$$

Trong đó:

α - hệ số áp lực kẽ rỗng, $\alpha = P_{kmax} / P_{tp}$;

P_{tp} - tải trọng toàn phần tác động lên lớp đất phân tố xem xét;

U - tốc độ tăng tải trọng, $U = \gamma_a H_d / t_c$;

γ_a - dung trọng của đất ẩm ướt;

H_d - chiều cao đập;

t_c - thời gian thi công lõi;

$$\mu = \frac{\pi^2 c}{4l_y^2} \quad (5.38)$$

l_y - một nửa chiều rộng lõi ở độ cao y kể từ đáy đập (hình 5-10 a);

$$c = \frac{\lambda K_t (1 + \varepsilon_{trb})}{\gamma_n a} \quad (5.39)$$

$$\lambda = \frac{(P_a + \alpha P_{tp})^2}{(P_a + \alpha P_p)^2 + (1 + \varepsilon_{trb}) P_a V_o / a} \quad (5.40)$$

Trong đó:

k_t - hệ số thấm của vật liệu lõi;

ε_{tr} - giá trị trung bình của hệ số rỗng;

γ_n - dung trọng nước;

a - hệ số nén chặt của đất, xác định theo đường cong nén;

P_a - áp suất khí trời;

V_o - thể tích ban đầu của không khí trong một đơn vị thể tích đất;

t_y - thời gian thi công lõi đến độ cao y .

Các đặc trưng λ , K_t , ε , a được lấy thay đổi theo chiều cao lõi, bằng giá trị trung bình của chúng khi thay đổi ứng suất nén trong cốt đất từ 0 đến $P = \gamma_a (H_d - y)$.

b) Trường hợp tác động do tích nước ở hồ chứa (hình 5-10 c)

Nếu mực nước hồ chứa dâng từ từ, áp lực kẽ rỗng do tác động của áp lực nước P_K^s tại thời điểm bất kỳ t sau khi kết thúc quá trình tích nước được xác định theo công thức sau:

$$P_K^s(x, t) = v \gamma_n \left\{ \frac{l_y - x}{2l_y} (t_s - t_{s,y}) + \frac{2}{\pi \mu} \times \sum_{i=1}^{\infty} \frac{\bar{\alpha}(i)}{i^3} \sin \frac{i\pi(l_y - x)}{2l_y} \left[e^{-i^2 \mu (t - t_n)} - e^{-i^2 \mu (t - t_{s,y})} \right] \right\} \quad (5.41)$$

Trong đó:

v - tốc độ dâng nước ở thượng lưu đập, $v = H_s / (t_s - t_H)$;

$\bar{\alpha}(i) = 1$ khi i là số chẵn, $\bar{\alpha}(i) = 2\alpha - 1$ khi i là số lẻ.

Áp lực kẽ rỗng toàn phần P_k do trọng lượng khối đất bên trên và tác động của hàm cột nước tạo ra ở thời điểm bất kỳ được xác định theo biểu thức tổ hợp tác động sau đây:

$$P_k = P_K^d + (P_K^S - \bar{P}_K^d) \quad (5.42)$$

Thành phần \bar{P}_K^d trong công thức (5.42) kể đến độ giảm áp lực kẽ rỗng trong các lớp đất nằm dưới độ cao mực nước ở thượng lưu do ảnh hưởng của lực đẩy nổi. Giá trị của \bar{P}_K^d được xác định theo công thức (5.37), trong đó lấy dung trọng đất ở trạng thái đẩy nổi.

Các công thức (5.37) và (5.41) có thể sử dụng để xác định giá trị áp lực kẽ rỗng trong thời kỳ thi công hoặc thời kỳ tích nước ở hồ chứa với thời điểm t_1 nhỏ hơn t_c hoặc t_s . Trong các trường hợp này xem công tác xây dựng hoặc tích nước kết thúc ở thời điểm t_1 .

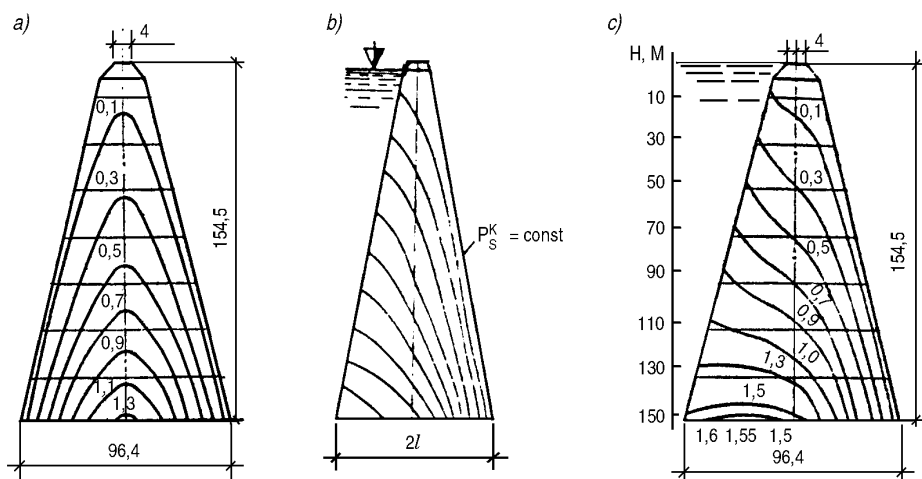
Do tính hội tụ nhanh của các hàm chuỗi (5.37) và (5.41), có thể chỉ cần lấy một hoặc hai số hạng đầu của chuỗi. Khi $t \rightarrow \infty$, áp lực kẽ rỗng trở nên ổn định (áp lực dư đã tiêu tán hết) và các công thức (5.37), (5.41) có dạng:

$$\lim_{t \rightarrow \infty} P_K^d = 0 \quad (5.43)$$

$$\lim_{t \rightarrow \infty} P_K^S = v\gamma_n \frac{l_y - x}{2l_y} (t_s - t_{s,y}) \quad (5.44)$$

Như vậy áp lực kẽ rỗng P_K^S phân bố trên mặt cắt ngang của lõi theo qui luật tuyến tính, thay đổi từ giá trị $P_K^S = v\gamma_n (t_s - t_{s,y}) = \gamma_n (H_s - y)$ ở cạnh thượng lưu ($x = -l$) đến giá trị $P_K^S = 0$ ở cạnh hạ lưu của lõi ($x = l$).

Trên hình 5-11 giới thiệu đồ thị các đường đồng áp lực kẽ rỗng trong lõi đập ở thời điểm kết thúc xây dựng do tác động của trọng lượng bản thân lõi và khi có kể đến áp lực nước ở thượng lưu.



Hình 5-11. Đường đồng áp lực kẽ rỗng ở cuối thời kỳ xây dựng lõi đập (đơn vị: MPa)

- a) Do trọng lượng bản thân của đất; b) Do áp lực nước ở thượng lưu;
c) Do trọng lượng bản thân của lõi và áp lực ở thượng lưu.

Nếu chiều rộng của lõi lớn hơn một nửa chiều cao lõi, hoặc toàn bộ thân đập được cấu tạo bằng đất dính, thì áp lực kẽ rỗng ở điểm bất kỳ với toạ độ (y, x) vào thời điểm kết thúc thi công được xác định gần đúng theo công thức sau:

$$P_k = \alpha \gamma_n (H_d - y) \sin \frac{\pi(l_y - x)}{2l_y} \quad (5.45)$$

Vì rằng công thức (5.45) không xét đến sự cố kết của đất trong giai đoạn thi công, do đó giá trị P_k tính được sẽ có độ chính xác càng lớn khi thời gian thi công càng ngắn.

5.3. TÍNH TOÁN LÚN Ở ĐẬP ĐẤT ĐÁ

5.3.1. Tổng quát

Lún của đập bao gồm lún của bản thân đập trong quá trình nén vật liệu thân đập và lún nền.

Mục đích tính lún là để xác định tổng khối lượng vật liệu cần thiết cho thi công đập và cao trình thi công đỉnh đập cũng như các bộ phận cấu tạo của đập.

Ngoài ra, tính lún còn cho phép xác định lún không đều ở các bộ phận khác nhau của đập để có biện pháp xử lý trong thời kỳ thi công, tránh hậu quả lún không đều có thể phá vỡ tính toàn khối của công trình, tạo điều kiện cho sự hình thành thấm cục bộ tăng cường ở các mặt tiếp xúc, hoặc tạo các vết nứt làm giảm khả năng chịu lực phối hợp giữa các kết cấu.

Theo tiêu chuẩn TCVN 4253-1986, tính lún của đập đất và công trình trên nền không phải là đá cần tiến hành đối với hai loại nền: a) Nền đất không dính và nền đất dính có $C_v^0 \geq 4$ (C_v^0 - hệ số mức độ cố kết); b) Nền đất dính có $C_v^0 < 4$ và nền đất có từ biến.

Theo CHuΠ II- 53 - 73, tính lún cần thực hiện đối với đập có chiều cao lớn hơn 40m. Với đập có chiều cao nhỏ hơn 40m tính lún được tiến hành nếu đập được xây dựng bằng vật liệu ít thấm nước (đất dính) hoặc khi nền là đất sét mềm dẻo, dẻo chảy và sét chảy, hoặc đối với đập bồi và đập đất thi công đổ trong nước. Những trường hợp khác có thể tính dự báo lún bằng các công thức gần đúng.

Tính lún được tiến hành đối với các mặt cắt ngang đặc trưng của đập theo một số mặt thẳng đứng đi qua các bộ phận công trình có cấu tạo vật liệu khác nhau, ví dụ lõi giữa, tường nghiêng, khối tựa hình nêm v.v...

Trong thời kỳ thi công và vận hành bên cạnh hiện tượng lún còn có thể xảy ra sự chuyển vị ngang và dọc của đập hoặc bộ phận đập. Việc dự báo chuyển vị ngang thường được thực hiện theo các tài liệu quan trắc thực tế đối với các đập có kết cấu tương tự và được xây dựng trong điều kiện tương tự.

Theo kinh nghiệm, độ biến dạng (lún, chuyển vị ngang) của các đập đất đá và đập đá đổ phụ thuộc vào rất nhiều yếu tố như: loại và vị trí của kết cấu chống thấm (lõi giữa, tường nghiêng, v.v...), mức độ đầm chặt và tính chất biến dạng của vật liệu, cấu tạo thân đập, khả năng biến dạng của nền, độ dốc của hai bờ, tải trọng ngoài, thời gian, v.v...

Để đánh giá sơ bộ biến dạng đứng (lún) của đỉnh đập có thể sử dụng các biểu thức kinh nghiệm dựa trên các kết quả quan trắc thực tế đối với công trình.

Ví dụ đối với các đập cao, độ lún của đỉnh đập S có thể xác định theo công thức kinh nghiệm được sử dụng khá phổ biến của Lauton và Lester, thông qua phân tích xử lý số liệu của 25 đập xây dựng trong giai đoạn 1941 ÷ 1962, như sau:

$$S = 0,001 H_d^{3/2} \quad (5.46)$$

Trong đó: H_d - chiều cao đập, tính bằng mét.

Độ lún của các đập thấp và trung bình thường không vượt quá 1% chiều cao đập.

Độ chuyển vị ngang của đỉnh đập bằng vật liệu hạt lớn (đá đổ) theo chiều vuông góc với trục đập, tùy thuộc vào sự dao động mực nước ở hồ chứa, có thể diễn ra theo hướng xuôi theo phía hạ lưu hoặc ngược lên thượng lưu. Về giá trị tuyệt đối, độ chuyển vị ngang nhỏ hơn chuyển vị đứng và thường bằng khoảng 0,3 - 0,5% chiều cao đập. Sơ bộ có thể lấy gần đúng (thiên về an toàn) độ chuyển vị ngang của đỉnh đập bằng độ lún của đỉnh sau khi hoàn thành quá trình tích nước ở hồ chứa.

Độ chuyển vị dọc theo trục đập có thể xảy ra do lún không đều theo chiều dọc công trình (phụ thuộc vào hình dạng tuyến và cấu tạo địa chất dọc tuyến), do ảnh hưởng quá trình điều tiết hồ chứa (tích và xả nước từ hồ chứa), hoặc do tác dụng động đất.

Theo tài liệu quan trắc thực tế ở các đập Infernilo, Ser - Ponson, Gepatch và các đập khác, các chuyển vị diễn ra như sau: ở khu vực lòng sông có hiện tượng nén, còn ở vùng cách bờ một ít là kéo, do đó đối với giá trị ứng suất kéo nhất định có thể gây nứt trong bộ phận chống thấm bằng đất.

Lưu ý rằng, tính toán dự báo biến dạng công trình phụ thuộc vào chiều cao đập là bài toán gần đúng, bởi vì ở đây không xét tính chất biến dạng của vật liệu và yếu tố thời gian. Ngoài ra, khi sử dụng các tài liệu quan trắc về đập có cùng kết cấu và điều kiện làm việc cần chú ý đến phương pháp và phương tiện thi công.

5.3.2. Tính toán lún của đập hoặc các bộ phận đập cấu tạo bằng đất sét

Theo TCVN 4253-1986, độ lún cuối cùng S của công trình trên nền đất đồng chất và không đồng chất (theo điều 7.9.1) được xác định như sau:

a) Đối với bài toán không gian, theo phương pháp cộng lớp trong phạm vi lớp chịu nén H:

$$S = 0,8 \frac{E_{tb}}{E_{qd}} \sum_{i=1}^n \frac{\sigma_i h_i}{E_i} \quad (5.47)$$

Trong đó:

E_{tb} và E_{qd} - môđun biến dạng trung bình và quy đổi của toàn bộ lớp chịu nén;

n - số lớp được chia ra để tính toán trong tầng chịu nén;

σ_i - ứng suất pháp của lớp thứ i do các tải trọng và gia tải gây ra;

h_i - chiều dày lớp thứ i ;

E_i - môđun biến dạng của lớp thứ i .

Độ lún của thân đập được xác định theo công thức (5.47), trong đó giá trị $0,8 \frac{E_{tb}}{E_{qd}}$

lấy bằng 1.

b) Đối với biến dạng phẳng của nền đập đất - theo phương pháp cộng lớp

Theo CHuΠ II - 53 - 73, tính lún đối với đập hoặc các bộ phận đập bằng đất sét được thực hiện có xét đến áp lực kẽ rỗng.

Độ lún ở thời điểm bất kỳ của thời kỳ thi công và vận hành được xác định theo công thức sau:

$$S_{t_1-t_2} = \sum_{i=1}^{i=K_{12}} \Delta h \frac{\varepsilon_{1i} - \varepsilon_{2i}}{1 + \varepsilon_{1i}} \quad (5.48)$$

Trong đó:

K_{12} - số thứ tự của lớp phân tố được xây dựng ở thời điểm t_2 ;

Δh - chiều dày lớp đất phân tố;

$\varepsilon_{1i}, \varepsilon_{2i}$ - hệ số rỗng của đất xác định theo đường cong nén phụ thuộc vào ứng suất nén trong cốt đất ở lớp thứ i , ứng suất nén ở cốt đất được lấy bằng hiệu số ứng suất toàn phần (tổng) trừ đi áp lực kẽ rỗng ở thời điểm t_1, t_2 ; ứng suất tổng được lấy bằng tích số trọng lượng riêng của đất nhân với chiều cao lớp đất nằm trên điểm tính toán, áp lực kẽ rỗng ở thời điểm bất kỳ được xác định theo các công thức (5.37), (5.41).

5.3.3. Tính toán lún đối với các bộ phận cấu tạo bằng đất hạt lớn trong đập đất đá và đập đá đổ

Độ lún của các bộ phận cấu tạo bằng vật liệu hạt thô trong đập đất đá và đập đá đổ trong giai đoạn thi công và vận hành phải được tính toán trên cơ sở thí nghiệm nén vật liệu có kể đến yếu tố thời gian.

Theo số liệu thực nghiệm và quan trắc thực tế về lún ở đập đất đá và đập đá đổ, trong đa số trường hợp có sự quan hệ tuyến tính giữa biến dạng của đất hạt thô với ứng suất và quan hệ phi tuyến giữa biến dạng với thời gian.

Phương trình trạng thái của đất hạt thô trong điều kiện không cho phép nở hông, mô tả quan hệ biến dạng phụ thuộc vào thời gian và ứng suất tác động tức thời có giá trị không đổi theo thời gian, có dạng như sau:

$$e = \frac{\sigma}{E_t} + \frac{\sigma t}{\theta + \lambda t} \quad (5.49)$$

Trong đó:

e - biến dạng tương đối;

σ - ứng suất thẳng đứng, đơn vị MPa;

t - thời gian;

θ, λ - các tham số thực nghiệm, đặc trưng biến dạng có tính từ biến, có đơn vị là θ (MPa - năm) và λ (MPa).

Sử dụng biểu thức (5.49) có thể giải quyết được bài toán về biến dạng đứng (lún) trong khối đất hạt lớn có kể đến từ biến dưới tác dụng của tải trong phát triển dần (theo lớp đắp tăng dần) hoặc khi có tải trọng tức thời (khi đổ vật liệu) do trọng lượng bản thân vật liệu. Lời giải được rút ra tương đối phù hợp với thực nghiệm trên cơ sở giả thiết tải trọng thay đổi theo nguyên tắc cộng dồn, cho phép mô tả tính từ biến của đất hạt thô.

Nếu xem rằng đập được thi công với tốc độ (cường độ đắp) không đổi, chuyển vị đứng ở mức y bất kỳ của công trình vào thời điểm t được xác định theo công thức:

$$S_{y,t} = v \left(\frac{1}{E_t} + \frac{1}{\lambda} \right) (T - t_y) y + v \frac{\theta}{\lambda^2} \cdot y \ln \left(1 - \frac{\lambda}{\theta} t_h \right) + \frac{v^2 \theta}{\gamma \lambda^3} (A \ln A - B \ln B + C \ln C - \theta \ln \theta) \quad (5.50)$$

Trong đó:

$v = \sigma / t$ - tốc độ tăng ứng suất thẳng đứng, MPa/ năm;

T - thời gian kéo dài của giai đoạn xây dựng, năm;

t_y - thời gian xây dựng công trình đến độ cao y ;

$t_h = t - T$;

γ - trọng lượng riêng của đất, N/ m³;

$A = \theta + \lambda (t - t_y)$; $B = \theta \lambda t$; $C = \theta + \lambda t_y$.

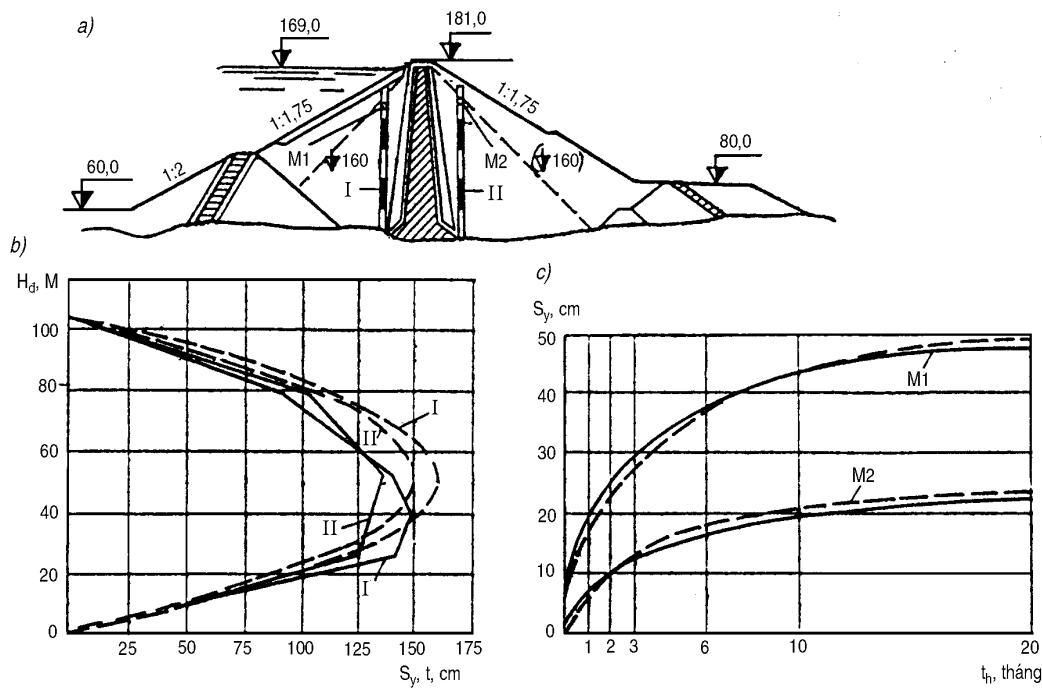
Vào thời điểm kết thúc xây dựng, $t = T$:

$$S_{y,T} = v \left(\frac{1}{E_t} + \frac{1}{\lambda} \right) (T - t_y) y + \frac{v^2 \theta}{\gamma \lambda^3} (\bar{A} \ln \bar{A} - \bar{B} \ln \bar{B} + \bar{C} \ln \bar{C} - \theta \ln \theta) \quad (5.51)$$

Trong đó:

$$\bar{A} = \theta + \lambda (T - t_y); \bar{B} = \theta + \lambda T.$$

Độ lún lớn nhất sau giai đoạn xây dựng ứng với điểm có tung độ y , trong đó $dS_{y,T} / dy = 0$. Điều kiện này được thực hiện khi $y = H_d / 2$. Như vậy, đồ thị lún của đập sau khi hoàn thành xây dựng có dạng đường parabol với điểm cực đại tại $y = H / 2$ (xem hình 5-12 b).



Hình 5-12. Đồ thị lún ở đập đá đổ

- a) Mặt cắt ngang đập Infernilo;
 b) Phân bố chuyển vị đứng (lún) ở cuối thời kỳ xây dựng;
 c) Độ lún vận hành ở điểm M_1 và M_2 ;
 Đường liền nét là số liệu quan trắc thực tế;
 Đường đứt nét là số liệu tính toán.

Độ lún ở điểm bất kỳ của thân đập chỉ tính cho thời gian vận hành được thể hiện bằng công thức sau:

$$S_{y,th} = v \frac{\theta}{\lambda^2} y \ln \left(1 - \frac{\lambda}{\theta} t_h \right) + \frac{v^2 \theta}{\gamma \lambda^3} (A \ln A - \bar{A} / n \bar{A} + \bar{B} / n \bar{B} - B / n B) \quad (5.52)$$

Độ nén toàn phần (độ lún tổng cộng) của tất cả các lớp vật liệu đắp đập ở thời điểm hoàn thành xây dựng T, bằng:

$$S_{xd} = v \left(\frac{1}{E_t} + \frac{1}{\lambda} \right) \frac{TH}{2} + vH \frac{\theta}{\lambda^2} \ln \theta + \frac{v^2 \theta}{\gamma \lambda^3} \left[\theta \ln \theta - 1 - \bar{B} (\ln \bar{B} + 1) \right] \quad (5.53)$$

Công thức (5.53) có thể được sử dụng để chính xác hoá khối lượng vật liệu cần đưa vào công trình ứng với độ chặt ban đầu nào đó để cuối cùng đạt cao độ thiết kế ở đỉnh.

Các tham số tính toán biến dạng E_t , θ , λ được xác định theo kết quả xử lý số liệu thực nghiệm ứng với mỗi loại vật liệu. Đối với tính toán sơ bộ, các đại lượng E_t , θ , λ có thể lấy theo kết quả quan trắc thực tế đã qua xử lý về biến dạng ở những đập thực tế có điều kiện tương tự.

Trang này để chèn bảng ngang ở cuối file, sau tài liệu tham khảo

5.4. TÍNH TOÁN TRẠNG THÁI ỨNG SUẤT - BIẾN DẠNG CỦA ĐẬP ĐẤT ĐÁ

Theo CHuΠ II - 53 - 73, đối với đập cấp I và II có chiều cao trên 70 m cần tiến hành tính toán trạng thái ứng suất - biến dạng. Kết quả tính toán nói trên được sử dụng để xác định độ lún và chuyển vị ngang của thân đập, tính toán sự cố kết của lõi và tường nghiêng bằng đất dính, đánh giá cường độ và độ ổn định của thân đập nói chung.

Hiện nay trong tính toán trạng thái ứng suất biến dạng của đập đất đá thường sử dụng phương pháp số hoặc phương pháp cơ học công trình để giải các phương trình mô tả sự dao động của môi trường liên tục. Phương pháp dùng phổ biến là phương pháp phần tử hữu hạn hoặc sai phân hữu hạn. Dạng phương trình phụ thuộc vào điều kiện làm việc của công trình được xem xét trong tính toán.

Trạng thái ứng suất thực tế của đập bao gồm thành phần tĩnh và động. Dưới ảnh hưởng tác động tĩnh và động lực ở những điểm khác nhau của đập vào thời điểm nhất định nào đó có thể xảy ra một trong các trạng thái sau đây đối với đất: chưa đến giới hạn (dưới giới hạn), giới hạn và ngoài (sau) giới hạn. Các biến dạng dư (không phục hồi) được hình thành do sự tích lũy biến dạng trong giai đoạn giới hạn và sau giới hạn.

Trong trường hợp có tác động mạnh của lực động đất, việc tính toán đập càng trở nên phức tạp do sự hình thành các biến dạng dư và sự phá vỡ quan hệ thông thường giữa ứng suất và biến dạng. Vì vậy cần phân biệt ba khu vực làm việc của công trình.

- 1) Tương ứng với giai đoạn làm việc đàn hồi khi xung lực nhỏ;
- 2) Khu vực tương ứng với sự xuất hiện trượt trong môi trường rời với các biến dạng lớn trong thân đập;
- 3) Tương ứng với môi trường rời, trong đó xảy ra hiện tượng nén quá mức của các hạt tạo cho đập có độ cứng tăng cường.

Đối với hai trường hợp sau, quan hệ giữa biến dạng và ứng suất là phi tuyến. Qui luật phi tuyến có thể được xác định bằng thí nghiệm.

Tóm lại, để tính toán trạng thái ứng suất biến dạng của đập đất đá cần phải thiết lập được phương trình cơ học tổng quát của môi trường liên tục bao gồm các phương trình chuyển động và phương trình liên tục. Phương trình trạng thái đối với đất xem xét sẽ khép kín hệ các phương trình tính toán.

5.5. TÍNH ỔN ĐỊNH ĐẬP ĐẤT ĐÁ CÓ KẾ ĐẾN LỰC ĐỘNG ĐẤT

5.5.1. Tổng quát

Để đánh giá về độ ổn định động của đập đất đá thường xác định tải trọng động đất và xem nó là tải trọng bổ sung vào tổ hợp tải trọng tĩnh gây trượt. Trong trường hợp này, biểu thức hệ số dự trữ ổn định của cột đất trượt có dạng:

$$k_a = \frac{M_c}{M_{tr} + M_d} \quad (5.54)$$

Trong đó: M_c , M_{tr} , M_d - momen của các lực chống trượt, các lực gây trượt và lực động đất, tác động lên cột đất.

Tải trọng động đất S được xác định bằng cách nhân gia tốc động lực S_K^* (theo tỷ lệ của gia tốc trọng lực g) ở điểm tác dụng lực với trọng lượng tương ứng của cột đất (có kể đến nước trong đất).

Gia tốc động đất ở điểm k của đập được xác định theo công thức sau:

$$S_k^* = \sqrt{\sum_{i=1}^n (S_{ik}^*)^2} \quad (5.55)$$

Trong đó:

n - số dạng dao động được kể đến trong tính toán;

S_{ik}^* - gia tốc động đất với nhịp dao động thứ i ở điểm k , S_{ik}^* được xác định bằng cách giải phương trình dao động cưỡng bức của công trình theo sơ đồ tính toán lựa chọn. Sơ bộ có thể tính theo công thức sau:

$$S_{ik} = Q_k m k_d \beta_i^0 \eta_{ik}, \quad (5.56)$$

Trong đó:

Q_k - trọng lượng phân công trình tính cho điểm k ;

m - hệ số kể đến điều kiện làm việc đặc biệt của công trình thủy,

$m = 1,3$ đối với đập đất đá cấp I,

$m = 1,0$ đối với các công trình cấp II ÷ IV;

k_d - hệ số động đất, $k_d = 0,025 \div 0,100$ ứng với động đất cấp 7 ÷ 9;

nếu đồng thời kể đến thành phần nằm ngang và thẳng đứng của lực động đất thì hệ số k_d được nhân với $\cos\alpha$ (α - góc tạo giữa phương của lực động đất với mặt nằm ngang);

β_i^0 - hệ số động học phụ thuộc vào chu kỳ dao động bản thân của công trình;

η_{ik} - hệ số phụ thuộc vào dạng dao động bản thân của công trình (chi tiết xem chương tải trọng động đất của phần “Những vấn đề chung trong thiết kế công trình thủy”).

Để xác định các đại lượng β_i^0 và η_{ik} trong công thức (5.56) cần phải giải phương trình dao động tự do của đập.

Chu kỳ dao động bản thân theo phương nằm ngang của đập bằng vật liệu đồng nhất chiều dài l_0 theo đỉnh và chiều cao H ứng với trường hợp $l_0 \geq 4H_d$, được xác định theo công thức:

$$T_i = \frac{2\pi}{a_i c_s} H_d \quad (5.57)$$

Trong đó:

T_i - chu kỳ dao động bản thân theo dạng thứ i ;

a_i - hệ số (nghiệm của hàm Besseli), lấy giá trị ở bảng 5-4;

c_s - tốc độ lan truyền sóng ngang trong vật liệu đập, lấy giá trị trong các tài liệu nghiên cứu thực nghiệm về tác động nổ.

Bảng 5-4. Giá trị hệ số a_i đối với bốn nhịp dao động bản thân

Số nhịp dao động	a_i	Số nhịp dao động	a_i
1	2,40	3	8,65
2	5,52	4	11,79

Khi đập có dạng hình nêm xây dựng trong thung lũng hẹp, nghĩa là $l_0 < 4 H_d$, các chu kỳ dao động được xác định có kể đến hình dạng thung lũng (gần đúng) theo công thức sau:

$$T_{i,j} = \frac{2\pi}{a_i c_s} \frac{H_d}{\sqrt{1 + \frac{j\pi H_d}{a_j \Omega l_0}}} \quad (5.58)$$

Trong đó: $i = 1, 2, 3, \dots n, j = 1, 3, 5 \dots$

a_i, a_j - nghiệm của hàm Besseli để xác định chu kỳ dao động bản thân theo phương dọc và ngang của thung lũng.

Ở đây $P = l/l_0$; l - chiều dài đập theo mặt đáy (hay chiều rộng của thung lũng ở nền đập); đối với thung lũng hình tam giác $P = 0$, với thung lũng hình chữ nhật $P = 1$.

Trong trường hợp tính dao động bản thân đối với đập vật liệu địa phương chỉ xét đến chuyển vị ngang do tác dụng của lực động đất, các hàm cơ bản X_{ik} qui định dạng dao động được tính theo công thức sau:

$$X_{ik}(z_k) = J_0(a_i z_k / H_d) / [a_i J_1(a_i)], \quad (5.59)$$

Trong đó: J_0 và J_1 - các hàm Besseli bậc không và bậc một.

Biểu thức (5.59) xác định độ chuyển vị tương đối của mỗi mức thứ k của nêm hình tam giác có tọa độ z_k .

Giá trị của hệ số η_{ik} đối với bốn dạng dao động bản thân có kể đến dao động bên có thể lấy theo bảng 5-5.

Bảng 5-5. Giá trị hệ số η_{ik} đối với bốn dạng dao động bản thân của nêm hình tam giác

z_k / H_d	Giá trị η_{ik} khi dạng dao động			
	1	2	3	4
0,0	1,65	-1,07	0,86	0,73
0,1	1,58	-0,99	0,70	0,50
0,2	1,51	-0,77	0,32	0,32
0,3	1,40	-0,45	-0,08	0,25
0,4	1,25	-0,12	-0,32	0,19
0,5	1,07	0,18	-0,30	-0,09
0,6	0,87	0,37	-0,10	-0,22
0,7	0,65	0,43	0,14	-0,08
0,8	0,43	0,36	0,26	0,10
0,9	0,21	0,20	0,19	0,12
1,0	0,00	0,00	0,00	0,00

Giá trị $z_k = 0$ tương ứng với đỉnh đập.

Nếu đập vật liệu địa phương xây dựng trên nền không phải là đá, thì khi tính tần số và dạng dao động bản thân nên xét đến độ đàn hồi của nền. Trong trường hợp này biểu thức tính chu kỳ và dạng dao động vẫn như trên nhưng tùy thuộc vào độ đàn hồi của nền K_n nghiệm của hàm besseli a_i sẽ thay đổi. Độ đàn hồi của nền được xác định theo tỷ số giữa mô đun Yunga của thân đập E_d và của nền E_n , hệ số Poatxông của nền μ_n và hệ số Fort f .

$$K_n = \frac{fE_d}{2(1 + \mu_n)E_n} \quad (5.60)$$

Hệ số f khi tải trọng cát phân bố đều và đặt ở mặt tiếp xúc của đập với nền được xác định theo tỷ số các cạnh của hình chữ nhật (bảng 5-6).

Bảng 5-6. Giá trị hệ số f (khi hệ số Poatxông của nền bằng 0,2 ÷ 0,3)

b/ a	f
2	1,4
4	1,8
8	2,2
12	2,4
20	2,7

Ghi chú: b- kích thước dọc theo trục đập ; a- kích thước ngang đỉnh đập.

Khi tính toán tải trọng động đất đối với đập vật liệu địa phương trên nền không phải là đá cho phép xét đến ba nhịp dao động đầu. Trong bảng 5-7 và 5-8 nêu giá trị của hệ số a_i và hệ số hình dạng dao động η_{ik} có kể đến độ đàn hồi của nền.

Bảng 5-7. Giá trị hệ số a_i đối với ba nhịp dao động bản thân của đập có kể đến đàn hồi của nền

K_n	Giá trị a_i		
	i = 1	i = 2	i = 3
0,00	2,40	5,52	8,65
0,50	1,90	5,50	8,20
1,00	1,45	4,70	7,85
1,50	1,15	4,45	7,65
2,00	0,90	4,35	7,50

Sơ đồ tính toán để xác định chu kỳ và dạng dao động của các đập cao có thể được xây dựng dưới dạng dầm trượt ngầm cứng vào nền. Phương pháp xây dựng như sau: mặt cắt đập hình thang cân (hình 5-13) được chia thành n lớp. Mỗi lớp cắt được thay thế bằng cột công sôn với khối lượng tập trung đặt ở trọng tâm của lớp cắt. Độ chuyển vị đơn vị nhận được theo phương pháp lực cho phép thiết lập phương trình cân bằng ứng với trường hợp dao động tự do dưới dạng sau:

$$\bar{Y} = CM\ddot{Y} \quad (5.61)$$

Trong đó:

- \bar{Y} và \ddot{Y} - các vectơ chuyển vị và gia tốc của khối lượng trong sơ đồ tính toán;
- C - ma trận của chuyển vị đơn vị;
- M - ma trận chéo của các khối lượng.

Bảng 5-8. Giá trị hệ số η_{ik} ứng với ba nhịp dao động bản thân của đập có kể đến đàn hồi của nền

z_k/H_d	Giá trị η_{ik}								
	$K_n = 0,5$			$K_n = 1$			$K_n = 2$		
	$i = 1$	$i = 2$	$i = 3$	$i = 1$	$i = 2$	$i = 3$	$i = 1$	$i = 2$	$i = 3$
0,0	1,53	-0,81	0,91	1,30	-0,85	0,80	1,14	-0,63	0,69
0,1	1,52	-0,76	0,73	1,27	-0,80	0,68	1,10	-0,60	0,60
0,2	1,47	-0,61	0,38	1,26	-0,66	0,38	1,10	-0,51	0,36
0,3	1,40	-0,39	-0,04	1,24	-0,48	0,04	1,09	-0,39	0,06
0,4	1,30	-0,15	-0,31	1,20	-0,24	-0,24	1,08	-0,23	-0,1
0,5	1,17	0,07	-0,40	1,12	-0,02	-0,32	1,06	-0,08	-0,2
0,6	1,03	0,24	-0,16	1,08	0,02	-0,21	1,03	0,06	-0,2
0,7	0,87	0,32	0,08	0,99	0,29	-0,01	1,00	0,17	-0,01
0,8	0,70	0,32	0,25	0,90	0,34	0,18	0,97	0,24	0,1
0,9	0,52	0,24	0,24	0,81	0,31	0,24	0,94	0,25	0,2
1,0	0,34	0,09	0,09	0,69	0,23	0,16	0,90	0,22	0,18



Hình 5-13. Sơ đồ quy đổi mặt cắt đập hình thang thành cột công sôn có khối lượng tập trung

Giải phương trình vi phân đồng nhất sẽ có được các tần số và dạng dao động bản thân của sơ đồ tính toán. Để có năm nhịp dao động đầu chỉ cần chia sơ đồ tính toán thành mười lát cắt với khối lượng tập trung.

Sự qui định chuẩn về các chuyển vị tương đối được tiến hành theo công thức:

$$\eta_{ik} = \frac{X_i(x_k) \sum_{j=1}^n Q_j X_i(x_j)}{\sum_{j=1}^n Q_j X_i^2(x_j)} \quad (5.62)$$

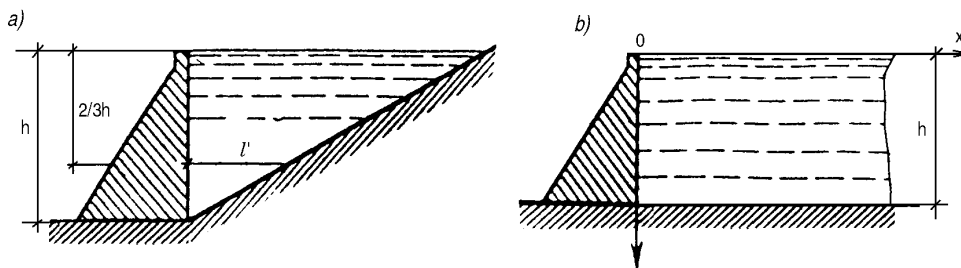
Trong đó: $X_i(x_k)$ và $X(x_j)$ - các chuyển vị của công trình theo nhịp dao động bản thân thứ i ở các điểm có tọa độ x_k và x_j ứng với sơ đồ tính toán công trình có khối lượng tập trung.

Nếu sử dụng phương pháp phần tử hữu hạn thì tải trọng động đất lên công trình được tính chính xác hơn.

Các trường hợp có xét đến tác dụng bổ sung của áp lực nước, áp lực thủy động (thấm) và áp lực động của đất khi có động đất được giới thiệu ở phần “Những vấn đề chung trong thiết kế công trình thủy”.

Dưới đây nêu trường hợp ảnh hưởng của nước hồ chứa đến tải trọng động đất.

5.5.2. Tác động của môi trường nước đối với ổn định công trình khi có động đất



Hình 5-14. Sơ đồ hệ thống "đập - môi trường nước"

a) Đối với hồ chứa chiều dài hạn chế;

b) Với hồ chứa chiều dài lớn (bài toán Vestergard).

Đối với đập dâng nước, khi có động đất sẽ xảy ra sự dao động của bản thân công trình và khối nước trước công trình.

Đại lượng của áp lực thủy động động đất phụ thuộc vào các tham số dao động của công trình và hình dạng hồ chứa. Biết được đại lượng áp lực thủy động động đất và gia tốc chuyển động của hệ thống “đập hồ chứa - môi trường nước” có thể xác định được khối lượng bổ sung của nước tác dụng lên công trình (hình 5-14).

Ngoài ảnh hưởng quán tính của nước còn có sự thay đổi đại lượng năng lượng khuếch tán dao động của hệ thống “công trình - môi trường nước”.

Phần lớn các lời giải có xét đến tác động tương hỗ giữa đập và môi trường nước được dựa trên những giả thiết sau: xem nước là không nhớt và không nén, bỏ qua ảnh hưởng sóng trên bề mặt tự do; chuyển động của nước là chuyển động thế (không xoáy); xét dao động nhỏ của hệ “đập - môi trường nước” với các dao động ngang điều hoà.

Trong điều kiện trên, vận tốc chuyển động của các phân tử nước theo phương toạ độ (xem hình 5-14 b) và áp lực thủy động ở điểm bất kỳ biểu thị qua hàm thế ϕ với bài toán phẳng có dạng sau:

$$\frac{\partial U}{\partial t} = -\frac{\partial \phi}{\partial x}; \frac{\partial V}{\partial t} = -\frac{\partial \phi}{\partial y}; P(x, y, t) = \rho_0 \frac{\partial \phi}{\partial t} \quad (5.63)$$

Trong đó:

U, V - chuyển vị của các điểm trong môi trường nước theo phương x, y ;

$P(x, y, t)$ - áp lực thủy động tại điểm có toạ độ x, y ;

ρ_0 - mật độ của nước.

Thế vận tốc $\phi(x, y, t)$ phải thỏa mãn phương trình Laplace (đối với chất lỏng không nén).

$$\frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \phi}{\partial y^2} = 0$$

và các điều kiện biên dưới đây:

- 1) Vận tốc đáy hồ theo phương thẳng đứng bằng không;
- 2) Trên bề mặt tự do áp suất không đổi (bỏ qua sự tạo sóng);
- 3) Chuyển động của chất lỏng ở các điểm cách xa đập bằng không;
- 4) Tốc độ di chuyển của các phân tử nước theo phương ngang và của các điểm ở mặt áp lực của đập bằng nhau.

Lời giải bài toán thủy động đàn hồi với các điều kiện nêu trên đã được các tác giả G.M. Vestergard, P.P. Kulmatch, I.X. Shaynin, X.G. Shulman và nhiều tác giả khác thực hiện.

Đại lượng áp lực thủy động phụ thuộc vào dạng dao động của công trình.

Khối lượng nước nhập vào công trình được tính theo công thức sau:

$$m_{n(y)} = \frac{P_{(y,t)}}{\ddot{U}_{(y,t)}}$$

Trong đó:

$\ddot{U}_{(y,t)}$ - gia tốc chuyển động của đập ở điểm y ;

$m_{n(y)}$ - khối lượng phân bố đều của nước ở điểm y được xem cùng chuyển động với đập.

Chu kỳ dao động nhịp thứ i của công trình có xét đến khối lượng nước T_{in} bằng:

$$T_{in} = T_i \sqrt{1 + (M_n / M_{ct})} \quad (5.64)$$

Trong đó:

T_i - chu kỳ dao động nhịp thứ i của công trình trong không khí (không kể nước);

M_n, M_{ct} - tổng khối lượng nước tham gia chuyển động và tổng khối lượng công trình.

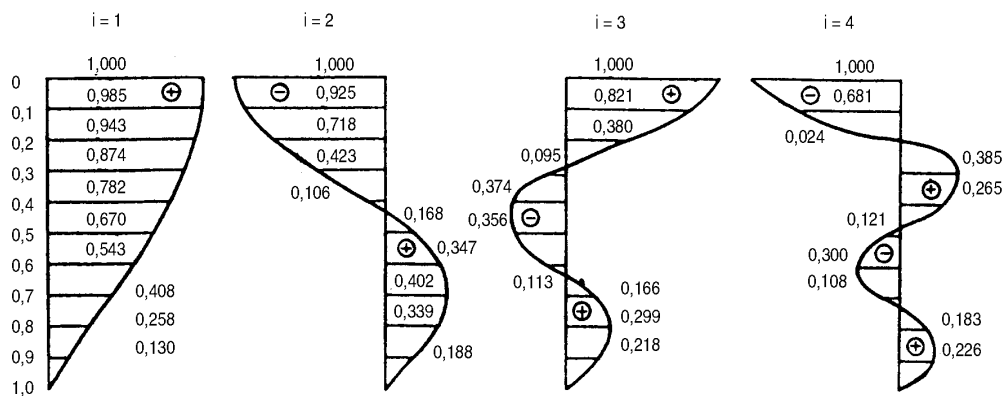
$$M_n = \int_0^h m_{n(y)} dy$$

Hệ số η_{ik} phụ thuộc vào dạng biến dạng của công trình ứng với nhịp dao động thứ i được xác định theo công thức:

$$\eta_{ik} = X_{ik} \frac{\sum X_{ij} (m_j + m_{nj})}{\sum X_{ij}^2 m_j} \quad (5.65)$$

Trong đó: M_{nj} - giá trị khối nước nhập vào điểm j của công trình.

Trên hình 5-15 giới thiệu các dạng dao động bản thân với đập vật liệu địa phương ứng với sơ đồ tính toán nê m trượt.



Hình 5-15. Các dạng dao động bản thân của đập đá theo sơ đồ nê m trượt gắn cứng vào nền

Bảng 5-3. Giá trị của các tham số thực nghiệm E_t , θ , λ theo kết quả xử lý số liệu quan trắc thực tế biến dạng ở một số đập

Đập	Năm kết thúc xây dựng	Vật liệu đập	γ n/cm ³	H_d	y	T	t_y	V MPa/ năm	E_t MPa	θ MPa - năm	λ MPa
				cm		năm					
Salt - Springs	1931	Đá granit, trọng lượng lớn nhất của viên đá 10 - 15 T, hàm lượng nhóm hạt nhỏ hơn 10cm chiếm hơn 3%	0,0180	10.000	10.000	1,80	1,80	1,0	40	210,0	68
Shirôcôpskaia	1947	Đá vôi, đá cát kết	0,0162	4000	1760	1,92	0,84	0,34	9	26,0	12
Inferilo Nêm hạ lưu	1963	Diorit, kích thước lớn nhất của viên đá, 0,6m	0,0200	10500	10.000	1,08	1,03	1,94	23	15,0	130
Nêm thượng lưu	1963	- nt -	0,0235	10.600	10.000	1,08	1,02	2,30	100	5,5	66
Gepatch Nêm hạ lưu	1964	Gơnai, kích thước lớn nhất của viên đá 0,5 - 1,8m hàm lượng nhóm hạt nhỏ hơn 10cm tới 60%, nhỏ hơn 2cm tới 8%	0,0195	8100	8100	0,83	0,83	1,91	50	8,5	20
Nêm thượng lưu	1964	- nt -	0,231	7700	7700	0,83	0,83	2.14	-	3.5	14