

CHƯƠNG VI. CỌC NHỒI CHỊU TẢI TRỌNG NGANG

6.1 Đặt vấn đề:

- Định nghĩa:

+ Cọc nhồi là loại cọc thi công tại chỗ, trong thực tế đôi khi được gọi là cọc khoan nhồi (tạo lỗ bằng cách khoan, tiết diện cọc có dạng hình tròn) hoặc gọi là cọc ba rét (tạo lỗ bằng gầu ngoạm, tiết diện cọc có dạng bất kỳ không phải hình tròn).

+ Cọc nhồi thường có chiều rộng hoặc đường kính lớn $d \geq 400\text{mm}$, có sức chịu tải lớn.

- Phạm vi sử dụng:

+ Sử dụng để gia cường hố móng đào sâu;

+ Làm kết cấu chắn giữ cho đường lãn, đường dốc, cho những công trình xây dựng trên những vùng mái dốc, nơi nền đất bị phong hoá, kết cấu phân tầng phức tạp.

Dưới đây ta xét phương pháp tính toán hiện hành cho cọc chịu tải trọng ngang và mô men.

6.2. Tính toán cọc nhồi chịu tải trọng ngang.

- Tính toán cọc, trụ chịu tác động của lực ngang và mô men là vấn đề quan trọng trong thiết kế kết cấu chắn giữ cho công ngầm.

Vấn đề này đã có nhiều nhà khoa học nghiên cứu như B.G.Bêreezanxep, G.I. Glúskôp, B.H. Golubkop, C.P. Gopbatop, K.C. Zavriep, H.K. Xnhitko □

- Một trong những lý thuyết hoàn chỉnh tính toán cọc chịu tải trọng ngang là sơ đồ tính toán của K.Terxagi, K.C. Xavriep và G.C.Spiro. Theo phương pháp này, đất xung quanh cọc được coi là môi trường biến dạng tuyến tính có hệ số nền C_z tăng tỷ lệ thuận với chiều sâu, xác định theo công thức:

$$C_z = mz \quad (6.1)$$

Trong đó: z - độ sâu tiết diện cọc trong đất tính từ mặt đất tính toán (tính từ mặt trượt hoặc từ đáy móng đối với móng dài thấp và từ mặt đất đối với móng dài cao); m - hệ số tỷ lệ xác định theo kết quả thí nghiệm, khi không có thí nghiệm có thể tra trong **bảng 6.1** dựa vào loại đất và trạng thái của chúng.

- Chuyển vị và nội lực trong kết cấu chắn giữ xác định theo công thức:

$$\left. \begin{aligned} Y_z &= y_0 A_1 - \frac{\varphi_0}{\alpha_c} B_1 + \frac{M_0}{\alpha_c^2 EJ} C_1 + \frac{Q_0}{\alpha_c^3 EJ} D_1 \\ \frac{\varphi_z}{\alpha_c} &= -y_0 A_2 - \frac{\varphi_0}{\alpha_c} B_2 + \frac{M_0}{\alpha_c^2 EJ} C_2 + \frac{Q_0}{\alpha_c^3 EJ} D_2 \\ \frac{M_z}{\alpha_c^2 EJ} &= y_0 A_3 - \frac{\varphi_0}{\alpha_c} B_3 + \frac{M_0}{\alpha_c^2 EJ} C_3 + \frac{Q_0}{\alpha_c^3 EJ} D_3 \\ \frac{Q_z}{\alpha_c^3 EJ} &= y_0 A_4 - \frac{\varphi_0}{\alpha_c} B_4 + \frac{M_0}{\alpha_c^2 EJ} C_4 + \frac{Q_0}{\alpha_c^3 EJ} D_4 \end{aligned} \right\} \quad (6.2)$$

Các hàm $A_1, B_1, C_1, \square D_4$ của chiều sâu quy đổi $\bar{z} = \alpha_c z$ gọi là hàm ảnh hưởng. Giá trị hàm ảnh hưởng có thể tra bảng [5]; y_z - chuyển vị ngang của cọc tại độ sâu z .

- Trong công thức, không sử dụng độ sâu chôn cọc thực tế h_1 mà sử dụng độ sâu quy đổi \bar{h} , xác định như sau:

$$\bar{h} = \alpha_c h_1 \quad (6.3)$$

Hệ số biến dạng α_c xác định theo công thức:

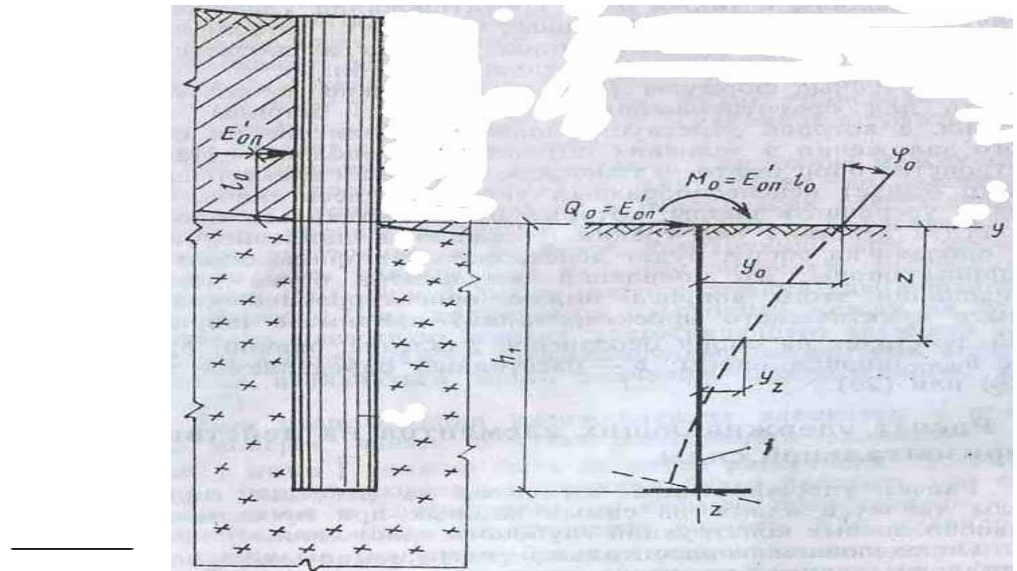
$$\alpha_c = \sqrt[5]{\frac{mb_p}{EI}} \quad (6.4)$$

Trong đó: E - mô đun đàn hồi vật liệu cọc; I - mô men quán tính tiết diện ngang; EI - độ cứng tiết diện ngang; b_p - bề rộng quy ước của cọc.

- Các giá trị lực ban đầu Q_0 và M_0 tác động lên từng cấu kiện (h.6.1) xác định theo công thức

$$Q_0 = E'_{op}; \quad M_0 = E'_{op}l_0 \quad (6.5)$$

Trong đó l_0 - cánh tay đòn đặt tổng áp lực gây trượt (bằng 1/3 chiều dày khối trượt trong tiết diện kết cấu gia cường mái dốc).



H. 6.1. Sơ đồ tính toán cọc nhồi chịu tải trọng ngang

- Mô men và lực ngang tác dụng ở đầu cọc được coi là dương nếu mô men hướng theo chiều kim đồng hồ và lực ngang hướng sang phải.

- Chuyển vị ngang của tiết diện cọc và góc xoay của cọc coi là dương nếu chúng hướng sang phải và theo chiều kim đồng hồ.

$$y_0 = H\delta_{HH} + M_0\delta_{HM}$$

$$\varphi_0 = H_0\delta_{MH} + M_0\delta_{MM}$$

H_0, M_0 - Lực ngang và mô men uốn tại vị trí mặt đất. Tại tiết diện đang xét lấy $H_0=H$ và $M_0=M+Hl_0$.

δ_{HH} - chuyển vị ngang của tiết diện đang xét (m/kN), do lực $H_0=1$ gây ra.

$$\delta_{HH} = \frac{A_0}{\alpha_c^3 E_c J}$$

δ_{HM}, δ_{MH} - chuyển vị ngang và chuyển vị xoay của tiết diện cọc (1/kN) do $M_0=1$ và do $H_0=1$ gây ra.

$$\delta_{HM} = \delta_{MH} = \frac{B_0}{\alpha_c^2 E_c J}$$

δ_{MM} - Chuyển vị xoay của tiết diện cọc (1/kN.m) do mô men $M_0=1$ gây ra

$$\delta_{MM} = \frac{C_0}{\alpha_c E_c J}$$

Các hệ số A_0, B_0, C_0 - không thứ nguyên có thể tra bảng phụ thuộc vào \bar{h} [5].

- Áp lực ngang σ_z của cọc lên đất tại chiều sâu z tính theo công thức sau:

$$\sigma_z = mzy_z = m \bar{z} y_z / \alpha_c \quad (6.6)$$

- Khi chiều sâu quy đổi $\bar{h} < 2,5$ có thể coi cấu kiện cứng tuyệt đối. Lúc này $EI = \infty$, các công thức trên đơn giản đi rất nhiều

$$y_z = y_0 - \varphi_0 z; \quad \varphi_z = \varphi_0 \quad (6.7)$$

$$M_z = -y_0 \frac{mb_p z^3}{6} + \varphi_0 \frac{mb_p z^4}{12} + M_0 + Q_0 z;$$

$$Q_z = -y_0 \frac{mb_p z^2}{2} + \varphi_0 \frac{mb_p z^3}{3} Q_0;$$

$$\sigma_z = mzy_z = mz(y_0 - \varphi_0 z) \quad (6.8)$$

- Điều kiện cường độ của đất khi tác dụng lên nó áp lực ngang có dạng:

$$\sigma_z < R_z \quad (6.9)$$

- Giá trị R_z có thể xác định theo công thức sau:

$$R_z = \eta_1 \eta_2 \frac{4}{\cos \varphi} - (\gamma \cdot z \cdot \text{tg} \varphi + c) \quad (6.10)$$

Trong đó: Z □ □ chiều sâu từ mặt đất tự nhiên; η_1, η_2 □ các hệ số.

Bảng 6.1. Giá trị hệ số tỷ lệ m

Loại đất	Giá trị hệ số m (kN/m ⁴)	
	Cho cọc, ống rỗng và cọc khoan nhồi	Cho cọc đóng
Sét, á sét dẻo chảy, bùn	500-2500	650-3500
Á cát, á sét và sét dẻo mềm; cát bụi và cát xốp.	2500-5000	3500-6500
Á cát, á sét và sét dẻo cứng; cát hạt nhỏ và cát hạt trung.	5000-7000	6500-10 000
Á cát, á sét và sét cứng; cát hạt trung.	7000-15000	10 000-17 000
Cát sỏi sạn, sỏi, cuội.	15000-50000	17 000-33 000
Đất á sét chặt lẫn đá dăm với hàm lượng lớn hơn 40%	50 000-100 000	-
Đá vôi, cát kết, argilit, alévlorit	100 000-1 000 000	-
Đá (granhit, bazan, tuýp)	1 000 000-15 000 000	-

- Giá trị R_z chính là hiệu giữa ứng suất của áp lực bị động và chủ động tính theo công thức Culông (điều kiện bài toán phẳng). Thực tế cho thấy R_z tính theo công thức trên có độ dư thừa khá lớn. Do đó theo L.K.Ginzburg thì khi tính R_z nên lấy z' từ mặt đất tự nhiên không lấy từ mặt đất tính toán. Trong đó $\eta_1 = \eta_1 = 1$; $\varphi_p = \varphi$ và $c_p = c$.

- Nếu điều kiện (6.9) được thỏa mãn cho tất cả các chiều sâu z ($0 \leq z \leq h_1$), ứng suất σ_z theo toàn bộ chiều sâu h_1 của cọc hoặc trụ không vượt quá R_z thì cường độ của đất và khả năng chịu lực của cấu kiện theo đất đảm bảo.

- Tuy nhiên cần nhớ rằng không thỏa mãn điều kiện (6.9) trong vùng giới hạn độ sâu, không có nghĩa là đã mất khả năng chịu lực của kết cấu theo đất. Do đó trong thực tế tính toán, thường chỉ kiểm tra theo điều kiện (6.9) ở một vài độ sâu z đặc trưng:

+ Khi độ sâu quy ước $\bar{h} \leq 2,5$ lấy tại $z = h_1/3$ và $z = h_1$.

+ Khi $\bar{h} > 2,5$ theo biểu đồ σ_z cần xác định độ sâu z_1 tại đó ứng suất σ_z theo mặt bên kết cấu có giá trị lớn nhất; nếu $z_1 < h_1/3$ thì độ sâu đặc trưng lấy $z = z_1$, còn nếu $z_1 \geq h_1/3$ thì $z = h_1/3$. Như vậy kiểm tra điều kiện (6.9) được tiến hành khi $\bar{h} \leq 2,5$ - cho 2 độ sâu đặc trưng, còn khi $\bar{h} > 2,5$ - cho một độ sâu.

- Nếu điều kiện (6.9) không được thỏa mãn:

+ Khi kết cấu chôn giữ có độ sâu quy đổi $\bar{h} \leq 2,5$, cần tăng độ sâu chôn cọc;

+ Khi $\bar{h} > 2,5$, cần tính toán với giá trị hệ số tỷ lệ m giảm (trong đó giá trị σ_z giảm tại độ sâu đặc trưng nhưng lực trong kết cấu tăng).

➤ Để có định hướng dự kiến độ chôn sâu, ngay từ đầu có thể xác định giá trị h_1 . Tại chiều sâu ngàm trong đất (thấp hơn mặt trượt), ứng suất tại các điểm đặc trưng lớp đất gần kết cấu không được vượt quá sức kháng tính toán R_z .

➤ Công thức tính toán được xác định dựa trên giả thiết: độ cứng tiết diện cọc là vô cùng ($EI = \infty$), còn phần dưới của nó là tự do (giả thiết này tạo nên độ bền dự trữ).

- Từ công thức (6.7) nhận được biểu thức đơn giản để xác định ứng suất trong đất:

$$\sigma_z = \frac{6z}{b_p h_1^2} \left[\left(3 - 4 \frac{z}{h_1} \right) Q_0 + \left(4 - 6 \frac{z}{h_1} \right) \frac{M_0}{h_1} \right] \quad (6.11)$$

- Khi độ sâu quy đổi của cọc $\bar{h} \leq 2,5$ dự kiến độ sâu đặc trưng là $h_1/3$ và $z = h_1$, còn khi độ sâu quy đổi $\bar{h} > 2,5$ - $z = h_1/3$. Từ công thức (5.10) và điều kiện (5.9) nhận được biểu thức:

$$\sigma_{z=\frac{h_1}{3}} = \frac{2}{3b_p h_1^2} (5Q_0 h_1 + 6M_0) \leq R_{z=\frac{h_1}{3}} \quad (6.12)$$

$$\sigma_{z=h_1} = -\frac{6}{b_p h_1^2} (Q_0 h_1 + 2M_0) \leq R_{z=h_1} \quad (6.12a)$$

- Khi $\bar{h} \leq 2,5$ - kiểm tra ban đầu cần tiến hành theo các công thức (6.12) và (6.12a); khi $\bar{h} > 2,5$ — chỉ cần theo công thức (6.12).

➤ Từ điều kiện (6.12) nhận được công thức để định hướng xác định độ sâu ngàm cọc hoặc trụ:

$$h_1 \geq \frac{5Q_0 + \sqrt{25Q_0^2 + 36M_0 b_p R_z}}{3b_p R_z} \quad (6.13)$$

➤ Từ công thức trên cũng như trên cơ sở nhiều thí nghiệm giá trị R_z có thể lấy tại điểm nằm ở độ sâu 1,5m từ mặt đất tính toán (từ mặt trượt) có xét đến các lớp đất nằm cao hơn mặt trượt đó [31].

- Sau khi xác định h_1 theo công thức (6.13), độ sâu ngầm cần kiểm tra lại bằng cách tính toán kết cấu theo tải trọng ngang tương ứng với trình tự nêu trên.

6.3. Tính toán cọc có thanh chống/neo

- Khi hố móng sâu trên 10m, để giữ ổn định cho cọc(trụ) tường chắn cứng thì hợp lý nhất là dùng thanh chống hoặc neo đặt thành nhiều tầng.

- Thanh chống và neo trong trường hợp này cần cố gắng bố trí sao cho mô men uốn trong tất cả các tiết diện tính toán của cọc (trụ) là gần bằng nhau. Tải trọng ngang chuyển lên tường giữa 2 cọc (trụ) có nhịp b_1 lấy theo bảng 4.5.

- Phương pháp tính toán cho cọc có nhiều tầng chống, neo cũng giống như tính toán cho tường chắn có nhiều thanh chống/neo (xem chương 4).

- Nếu cọc (trụ) cứng làm việc trong giai đoạn đàn hồi được chia thành nhiều tầng tạo thành dầm nhiều nhịp bằng nhau bởi các thanh chống hoặc neo chịu tải trọng phân bố đều q (h.4.33) thì: - theo tài liệu cơ học kết cấu ta có thể tính mô men tại gối và giữa nhịp như sau:

$$M_G = M_{nh} = 0,0625 qh^2$$

- Mô men phân công xôn (kể từ mặt đất đến cây chống/neo trên cùng):

$$M_0 = q \cdot h_0^2 / 2$$

- Mô men uốn ở nhịp cuối cùng:

$$M_n = 0,0957 qh_n^2$$

- Chiều dài nhịp công xôn trên cùng $h_0 = 0,354h$ và nhịp cuối cùng $h_n = 0,808h$

- Nếu chiều cao tính toán của cọc là H chia thành n với giá trị nhịp công xôn trên cùng và nhịp cuối như trên ta có:

$$H = (n + 0,162)h$$

hoặc:

$$h = H / (n + 0,162)$$

- Lưu ý độ sâu của cọc (trụ) trong đất cần phải đủ để cân bằng áp lực bị động $S = 0,5qh$

- Khi các tầng chống đặt không đều nhau thì nên tính cho nhịp dài nhất với giá trị mô men gối trung gian $M_{max} = M_G = ql_{max} / 11$

- Tại gối đầu tiên và gối cuối cùng: $M_{max} = M_{d,(c)} = ql_{d,(c)}^2 / 8$ (trong đó: $l_{d,(c)}$ - tương ứng chiều dài nhịp đầu (cuối)).

Khi áp lực phân bố đều lên cọc, nội lực trong các thanh chống/neo khi bố trí các tầng chống/neo bằng nhau xác định như sau:

- Thanh trên cùng $S_0 = q(h_0 + 0,5h) = 0,854qh$;

- Các thanh giữa không kể 2 thanh dưới cùng: $S = qh$;

- Thanh chống gần dưới $S_{n-1} = q(0,5h + 0,5626h_n) = 0,9545qh$

- Thanh chống dưới cùng: $S_n = 0,43775 qh_n = 0,354qh$

Tính toán thanh chống được tiến hành theo điều kiện nén uốn:

$$N_p / \left[\varphi \cdot F \left(1 - \frac{M_p}{W_x R_u} \right) \right] \leq R_c \quad (6.14)$$

Trong đó: F □ Diện tích thiết diện ngang của thanh chống; φ - Hệ số uốn dọc; M_p □ Mô men uốn tính toán trong thanh chống do trọng lượng bản thân; W_x □ Mô men kháng của thanh chống trong mặt phẳng uốn; R_u, R_c □ Sức kháng tính toán của vật liệu thanh chống chịu uốn, nén.

6.4. Tính toán tiết diện cọc

1. Tính toán khả năng chống cắt của cọc

- Khi kiểm tra tiết diện bê tông chịu cắt sử dụng phương pháp tính toán theo ứng suất cho phép :

$$Q \leq R_{cr} E_{pr} \quad (6.15)$$

Trong đó: Q - lực cắt tính toán tác động lên kết cấu chắn giữ; R_{cr} sức kháng cắt của vật liệu tính toán.

Sức kháng cắt của thép lấy theo tiêu chuẩn của thép. Sức kháng cắt của bê tông lấy theo tiêu chuẩn thiết kế kết cấu BTCT.

- Để xác định sức kháng cắt do kết cấu chắn giữ tạo nên trên mặt trượt có thể sử dụng công thức [31]:

$$V_p = \frac{R_{cr} F_{pr}}{b} \quad (6.16)$$

Trong đó: V_p - sức kháng trượt do kết cấu chắn giữ tạo nên trên chiều rộng tính toán của mặt trượt.

- Tỷ lệ giữa V_p và E_{op} theo P.G. Khenxeton xác định độ dự trữ (an toàn) của kết cấu chắn giữ (cọc hoặc trụ) chống cắt. Giá trị V_p cũng có thể sử dụng để xác định hệ số ổn định dốc trượt. Trong đó cần tính đến lực cắt của kết cấu chắn giữ chôn sâu (giá trị này bổ sung cho lực giữ).
- Khả năng chống cắt được tính theo tiết diện nghiêng so với trục dọc cấu kiện.
- Tính toán theo lực cắt và theo ứng suất kéo chính có thể thực hiện theo các công thức trong các tiêu chuẩn hiện hành với việc quy đổi tiết diện tròn sang hình chữ nhật tương đương.

2. Tính toán tiết diện tròn BTCT theo cường độ chịu uốn.

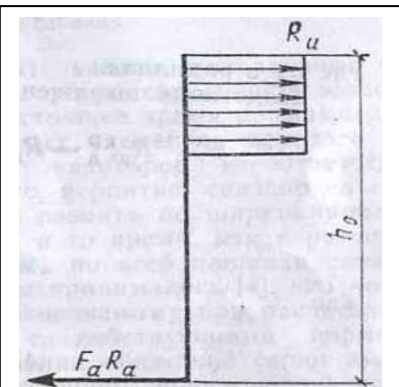
Tính toán kết cấu cọc, trụ chủ yếu theo tác động của mô men uốn.

Tính toán kết cấu BTCT chịu mô men uốn cần tiến hành:

- theo tiết diện vuông góc với trục dọc cấu kiện;
 - theo tiết diện nghiêng so với trục dọc cấu kiện;
 - chiều rộng vết nứt vuông góc với trục dọc cấu kiện;
 - theo ứng suất kéo chính.
- Khi tính toán tiết diện BTCT theo cường độ giả thiết rằng bê tông không làm việc chịu kéo, toàn bộ lực kéo do cốt thép chịu, còn ứng suất nén trong bê tông có biểu đồ hình chữ nhật (h.6.2).

Trong giai đoạn phá hoại ứng suất trong bê tông bằng giới hạn độ bền, còn trong thép — giới hạn chảy. Biết giá trị giới hạn độ bền chịu nén của bê tông cũng như giới hạn chảy của thép thành lập được phương trình cân bằng nội và ngoại lực trong tiết diện, từ đó nhận được các công thức để tính toán kết cấu BTCT về độ bền.

Đối với tiết diện BTCT tròn, ta giả thiết rằng ranh giới giữa vùng nén và vùng kéo đi qua cung nối 2 điểm đường tròn với góc ở tâm $2\alpha_k$. Lúc đó biểu đồ ứng suất trong bê tông vùng chịu nén và trong cốt thép vùng nén và kéo tương ứng với các giả thiết nêu trên trong trạng thái giới hạn sẽ có dạng trình bày trên hình 5.2.



H.6.2. Biểu đồ ứng suất chấp nhận khi tính toán theo cường độ

- Lập phương trình cân bằng nội lực (h.6.3), cho bằng 0 hình chiếu của tất cả các lực tác động trong tiết diện cấu kiện lên mặt phẳng ngang:

$$R_a F_a^p - R_{ac} F_a^c = R_u F_b \quad (6.17)$$

Trong đó: F_a^p, F_a^c - diện tích tiết diện ngang của thép dọc nằm tương ứng trong vùng chịu kéo và nén.

- Diện tích tiết diện vùng chịu nén của bê tông (diện tích tiết diện tròn) bằng:

$$F_b = \frac{r^2}{2} (2\alpha_k - \sin 2\alpha_k) \quad (6.18)$$

Trong đó: α_k - theo radian.

- Đưa biểu thức (5.18) vào phương trình (5.17) nhận được:

$$R_a F_a^p - R_{ac} F_a^c = R_u \frac{r^2}{2} (2\alpha_k - \sin 2\alpha_k)$$

Hoặc:
$$\frac{r^2}{2} (2\alpha_k - \sin 2\alpha_k) = A \quad (6.19)$$

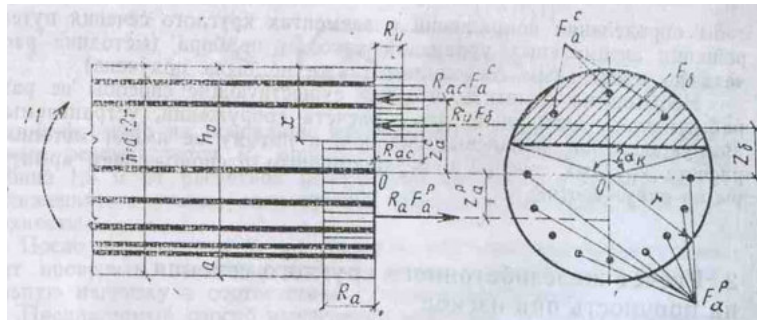
Trong đó:

$$A = \frac{2(R_a F_a^p - R_{ac} F_a^c)}{R_u r^2} \quad (6.20)$$

Trong trường hợp khi tất cả cốt thép dọc được dùng là thép loại A-I, A-II hoặc A-III trong đó $R_a = R_{ac}$, biểu thức (6.20) chuyển sang dạng:

$$A = \frac{2R_a (F_a^p - F_a^c)}{R_u r^2} \quad (6.20a)$$

- Phương trình (6.19) là phương trình siêu việt có thể giải bằng phương pháp số. Trên cơ sở các lời giải phương trình (6.19) xây dựng được quan hệ góc α_k từ A (h.6.4) [33].



H.6.3. Sơ đồ phân bố ứng suất và lực trong tiết diện ngang của cọc

- Vì trong giai đoạn đầu tính toán tiết diện, chưa biết được phần nào của thép dọc chịu nén, phần nào chịu kéo, góc α_k cần xác định theo phương pháp đúng đắn.

- Nếu ngay lúc đầu chấp nhận rằng phần kéo và nén của cốt thép dọc bố trí theo các hướng khác nhau từ trục 0-0 của vòng tròn (h. 6.3), vuông góc với mặt phẳng uốn, thì hình dạng cuối cùng của vùng bê tông chịu nén được xác định sau một vài thao tác.

- Trong trường hợp, khi cốt thép chịu nén không xét trong tính toán, trong thành phần $(F_a^p - F_a^c)$ cần lấy diện tích tiết diện của tất cả các thanh nằm theo một phía so với trục 0-0.

- Khi tính toán cấu kiện chịu nén cần tuân thủ điều kiện sau: mô men ngoại lực không được lớn hơn mô men nội lực. Mô men nội lực có thể tương ứng với trục 0-0, vuông góc với mặt phẳng uốn và đi qua tâm đường tròn:

$$M \leq k(R_u F_b Z_b + R_{ac} F_a^c Z_a^c + R_a F_a^p Z_a^p) \quad (6.21)$$

Trong đó: k - hệ số điều chỉnh; Z_b - khoảng cách tâm trọng lực vùng chịu nén của bê tông (một phần hình tròn) từ trục 0-0 hoặc tâm vòng tròn; Z_a^c, Z_a^p - khoảng cách từ tâm trọng lực tương ứng thép chịu nén và chịu kéo đến trục 0-0.

- Giá trị Z_b, Z_a^c, Z_a^p xác định theo các công thức sau:

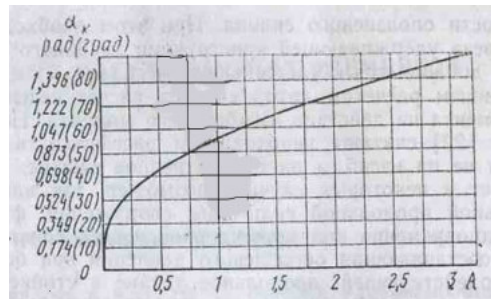
$$Z_b = \frac{(2r \sin \alpha_k)^3}{12Fb} = \frac{4r \sin^3 \alpha_k}{3(2\alpha_k - \sin 2\alpha_k)} = \frac{4r \sin^3 \alpha_k}{3A};$$

$$Z_a^c = \frac{\sum f_i^c Z_i^c}{F_a^c}; \quad Z_a^p = \frac{\sum f_i^p Z_i^p}{F_a^p} \quad (6.22)$$

Trong đó: f_i^c, f_i^p - diện tích tiết diện từng thanh thép tương ứng vùng chịu nén và chịu kéo; Z_i^c, Z_i^p - khoảng cách ngắn nhất của tâm mặt cắt từng thanh thép đến trục 0-0.

- Trong trường hợp khi thép chịu nén và chịu kéo lấy các thanh có đường kính như nhau ($f_i^c = f_i^p = f_a$), biểu thức cánh tay đòn đối với thép chịu nén và thép chịu kéo có dạng:

$$Z_a^c = \frac{f_a \sum Z_i^c}{F_a^c}; \quad Z_a^p = \frac{f_a \sum Z_i^p}{F_a^p} \quad (6.22a)$$



H.6.4. Quan hệ góc α_k với giá trị A

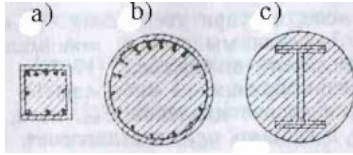
- Đưa giá trị nêu trên vào công thức (49), sau biến đổi đơn giản ta nhận được:

$$M \leq k \left[\frac{2}{3} R_u r^3 \sin^3 \alpha_k + f_a (R_{ac} \sum Z_i^c + R_a \sum Z_i^p) \right] \quad (6.23)$$

- Trong trường hợp khi $R_{ac} = R_a$ (thép loại A-I, A-II hoặc A-III), công thức tính toán cường độ khi chịu uốn có dạng:

$$M \leq k \left[\frac{2}{3} R_u r^3 \sin^3 \alpha_k + f_a R_a (\sum Z_i^c + \sum Z_i^p) \right] \quad (6.23a)$$

Trong đó: $F = \pi \cdot r^2$ - diện tích toàn tiết diện BTCT; $k=0,9-0,95$



H.6.5. Tiết diện kết cấu chắn giữ có cốt thép phân bố đều theo chiều dài đường tròn.

- Những công thức nêu trên (6.23)- (6.23a) hợp lý nếu khả năng chịu lực cấu kiện chịu uốn được xác định xuất phát từ điều kiện phá hoại bê tông và đồng thời thép đạt giới hạn chảy.

- Từ những thí nghiệm đối với tiết diện tròn thấy rằng, cốt thép chịu kéo (mặc dù chỉ thanh thép mép biên) đạt đến giới hạn chảy khi vị trí trục trung hoà với góc ở tâm có thể lấy bằng $\alpha_k = 0,5\pi$.

- Giá trị tương tự của góc biên có thể nhận được nếu chiều cao vùng chịu nén của bê tông thoả mãn điều kiện:

$$\xi = x/h_0 \leq 0,55 \quad (6.27)$$

Trong đó: $x = 2r \cdot \sin^2(\alpha_k/2)$ □ chiều cao vùng chịu nén của bê tông hoặc mũ của cung tròn ; $h_0 = 2r - a$ □ chiều cao có ích của tiết diện (xem H.6.3).

Như vậy :

$$x/h_0 = \left[\frac{2}{2r - a} r \sin^2 \frac{\alpha_k}{2} \right] \approx \left[\sin^2 \frac{\alpha_k}{2} \right]$$

- Vì vậy $\sin^2 \frac{\alpha_k}{2} \leq 0,55$, từ đó $\alpha_k \leq 95^\circ$, do đó có thể cho rằng các công thức nêu trên tính toán cấu kiện BTCT tiết diện tròn đặc về cường độ khi uốn đúng với điều kiện sau:

$$\alpha_k \leq 90^\circ \quad (6.28)$$

3. Tính toán mở rộng vết nứt

Trạng thái ứng suất biến dạng tiết diện tại thời điểm ngay trước khi tạo thành vết nứt trong bê tông vùng chịu kéo, có xét đến những giả thiết sau đây [TCXD 356:2005]:

- Tiết diện khi uốn vẫn phẳng, biến dạng theo chiều cao tiết diện thay đổi tuyến tính (phù hợp với lý thuyết tiết diện phẳng);

- Biểu đồ ứng suất pháp trong vùng chịu nén của bê tông có hình tam giác và có góc nghiêng khi kéo dài vào vùng chịu kéo, nó cắt thớ biên chịu kéo một đoạn bằng $2R_{bt,ser}$.

- Biểu đồ ứng suất pháp trong vùng chịu kéo của bê tông có dạng hình chữ nhật, ứng suất không đổi theo chiều cao vùng chịu kéo đạt tới mô men tạo thành vết nứt của sức kháng tính toán $R_{bt,ser}$.

- Điều kiện bền nứt của tiết diện:

$$M^H \leq R_{bt,ser} W_{pl} \quad \square \quad M_{rp} = M_{CTC} \quad (6.29)$$

Trong đó: M^H - mô men từ tất cả các tải trọng tiêu chuẩn tác dụng theo một hướng từ tiết diện đang xét so với trục vuông góc với mặt phẳng uốn (song song với trục trung hoà) và đi qua trọng tâm vùng chịu nén của tiết diện (điểm lõi cách xa vùng chịu kéo hơn cả); W_T — mô men kháng tiết diện quy đổi, có xét đến biến dạng không đàn hồi của bê tông; $R_{bt,ser}$ — sức kháng tính toán của bê tông chịu kéo khi kiểm tra theo vết nứt; M_{rp} - mô men do ứng lực P (do co ngót bê tông) đối với trục xác định M^H (dấu cộng khi hướng quay của M_{rp} và M_r ngược nhau, dấu trừ khi chúng trùng nhau).

$$M_{rp} = P(e_{0p} + r) \quad (6.30)$$

Trong đó: r - khoảng cách từ trọng tâm tiết diện quy đổi đến điểm lõi, xa vùng chịu kéo hơn cả đang xét sự hình thành vết nứt, đối với kết cấu chịu uốn thép không căng trước, xác định như sau:

$$r = \frac{W_{red}}{A_{fAed}} \quad (6.31)$$

Trong đó: W_{red} - mô men kháng uốn của tiết diện quy đổi của cấu kiện đối với trục chịu kéo ở biên; A_{red} - diện tích tiết diện quy đổi của cấu kiện, có xét đến sự giảm yếu.

Ứng lực P - là ngoại lực kéo (trong cốt thép không căng trước), xác định theo công thức:

$$P = \sigma_{sp} A_{sp} + \sigma'_{sp} A'_{sp} - \sigma_s A_s - \sigma'_s A'_s \quad (6.32)$$

e_{0p} - độ lệch tâm, xác định theo công thức:

$$e_{0p} = \frac{\sigma_{sp} A_{sp} y_{sp} + \sigma'_{sp} A'_{sp} y'_{sp} - \sigma_s A_s y_s - \sigma'_s A'_s y'_s}{P} \quad (6.33)$$

- Trong kết cấu tĩnh định, e_{0p} được lấy bằng tổng độ lệch tâm xác định từ tính toán tĩnh học và độ lệch tâm ngẫu nhiên;

- Trong kết cấu siêu tĩnh giá trị độ lệch tâm e_{0p} của lực dọc so với trọng tâm của tiết diện quy đổi lấy bằng độ lệch tâm xác định từ phân tích tĩnh học kết cấu nhưng không nhỏ hơn độ lệch tâm ngẫu nhiên e_a ;

- Độ lệch tâm ngẫu nhiên e_a của lực dọc P so với trọng tâm của tiết diện quy đổi, lấy không nhỏ hơn 1/600 chiều dài cấu kiện hoặc khoảng cách của nó giữa các tiết diện liên kết chặn chuyển vị của nó và không nhỏ hơn 1/300 chiều cao tiết diện cấu kiện

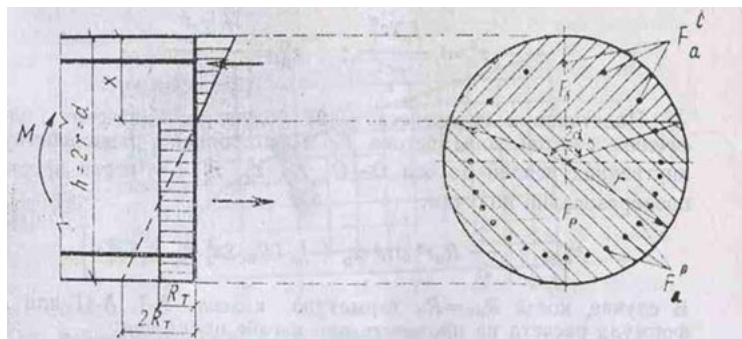
Trong đó: A_s và A'_s - diện tích cốt thép không căng trước và căng trước; σ_s và σ'_s - ứng suất trong cốt thép không căng S và S' gây nên do co ngót và từ biến bê tông, xác định theo bảng 6, mục 8 như đối với cốt thép kéo trước trên hệ [TCXD 356:2005]; y_{sp} , y'_{sp} , y_s , y'_s - tương ứng là các khoảng cách từ trọng tâm tiết diện quy đổi đến các điểm đặt hợp lực của nội lực trong cốt thép căng S và không căng S' (Scan H.1 TC nêu trên)

H.1 TCXD356

Mô men kháng W_{pl} tương ứng đối với tiết diện tròn đặc cho phép xác định theo công thức: $W_{pl} = 2W_0$, trong đó W_0 — mô men kháng đối với mặt chịu kéo tiết diện quy đổi xác định theo quy tắc sức bền vật liệu đàn hồi (có xét đến toàn bộ thép chịu kéo). Vì vậy mô men kháng cần tìm có thể xác định gần đúng theo công thức:

$$W_{pl} = 0,196d^3 \quad (6.34)$$

Trong đó: d - đường kính tiết diện BTCT hình tròn (khi tính toán tiết diện quy đổi, giá trị d cần được điều chỉnh tương ứng).



H.6.6. Sơ đồ tính toán tiết diện cọc nhồi theo điều kiện mở rộng vết nứt

- Nếu điều kiện (6.29) không thỏa mãn cần tiến hành tính toán theo điều kiện mở rộng vết nứt. Chiều rộng vết nứt a_T vuông góc với trục dọc cấu kiện uốn,

➤ Theo TCXD 356:2005 xác định theo công thức:

$$a_T = \delta \varphi \eta \frac{\sigma_s}{E_s} 20(3,5 - 100\mu) \sqrt[3]{d} \quad (6.35)$$

Trong đó: δ - hệ số, khi cấu kiện chịu uốn và nén lệch tâm lấy bằng 1,0

φ_1 -hệ số khi có tải trọng lặp, tải trọng thường xuyên và tải trọng tạm thời dài hạn đối với kết cấu làm từ:

+ bê tông nặng:

* trong điều kiện độ ẩm tự nhiên: $\varphi_1 = 1,6-15\mu$

* trong trạng thái bão hoà nước: $\varphi_1 = 1,2$

* trong trạng thái bão hoà nước và khô luân phiên: $\varphi_1 = 1,75$

Đối với cấu kiện có yêu cầu chống nứt cấp 2, bề rộng vết nứt, lấy $\varphi_1 = 1,0$

η - hệ số xét đến ảnh hưởng độ cong đến độ lệch tâm của lực dọc:

* đối với cốt thép thanh có gờ: $\eta = 1,0$

* đối với cốt thép thanh tròn trơn: $\eta = 1,3$

* đối với cốt thép sợi có gờ hoặc cáp: $\eta = 1,2$

* đối với cốt thép trơn: $\eta = 1,4$

μ - hàm lượng cốt thép của tiết diện: lấy bằng tỷ số giữa diện tích cốt thép S và diện tích tiết diện bê tông ($b \cdot h_0$), nhưng không lớn hơn 0,02;

d- đường kính cốt thép.

Bề rộng tính theo công thức (6.35) được điều chỉnh trong trường hợp sau:

a) Nếu trọng tâm của các thanh cốt thép S lớp ngoài cùng của cấu kiện chịu uốn, nén lệch tâm, kéo lệch tâm với $e_{0, \text{tot}} \geq 0,8h_0$, nằm cách thớ chịu kéo nhiều nhất một khoảng $a_2 > 0,2h$ thì a_T cần phải nhân với hệ số δ_a .

$$\delta_a = \frac{20 \frac{a_2}{h} - 1}{3} \text{ nhưng không lớn hơn } 3.$$

b) Đối với cấu kiện chịu uốn, nén lệch tâm làm từ bê tông nặng, bê tông nhẹ với $\mu \leq 0,008$ và $M_{H2} < M_0$ bề rộng vết nứt do tải ngắn hạn cho phép xác định bằng cách nội suy tuyến tính giữa $a_T = 0$ ứng với mô men gây nứt M_{CTC} và giá trị a_T tính theo chỉ dẫn này ứng với mô men $M_0 = M_{CTC} + \psi b h^2 R_{bt, \text{ser}}$ (trong đó: $\psi = 15\mu\alpha/\eta$) nhưng không lớn hơn 0,6. Khi đó bề rộng vết nứt do tải trọng thường xuyên và tải trọng tạm thời dài hạn được xác định bằng cách nhân giá trị tìm được a_T do tác dụng của tất cả các tải trọng với tỷ số $\varphi_{11}(M_{H1} - M_{Tp}) / (M_{H2} - M_{Tp})$, trong đó $\varphi_{11} = 1,8\varphi_1(M_{CTC}/M_{H2})$ nhưng không nhỏ hơn φ_1 , trong đó M_{H1}, M_{H2} - các mô men M_H tương ứng với tác động của tải trọng thường xuyên, tạm thời dài hạn và toàn bộ tải trọng; $\alpha = E_s/E_b$

➤ Theo Mausep:
$$a_T = \psi_a \frac{\sigma_a}{E_a} l_T \quad (6.36)$$

Trong đó:

ψ_a - hệ số xét đến sự làm việc bê tông chịu kéo giữa các vết nứt ; σ_a - ứng suất trong cốt thép chịu kéo; E_a - mô đun đàn hồi của thép; l_T - khoảng cách giữa các vết nứt.

Hệ số ψ_a - được xác định theo công thức:

$$\psi_a = 1,3 - s' \frac{M_{BT}}{M^H} \quad (6.37)$$

Trong đó: $M_{B,T}$ - mô men đối với trục vuông góc với mặt phẳng uốn và đi qua điểm đặt tổng hợp lực trong vùng chịu nén của tiết diện. Mô men này do tiết diện bê tông tiếp nhận ngay trước khi xuất hiện vết nứt (không tính đến thép vùng chịu kéo).

$M_{B,T} = 0,8 W_{B,T} R_P^H$ (ở đây: $W_{B,T}$ -mô men kháng tiết diện quy đổi có xét đến biến dạng không đàn hồi của bê tông tương ứng với công thức (6.29), không xét đến cốt thép trong vùng bị dẫn bởi tải trọng ngoài; s' — hệ số đặc trưng hình dáng thép thanh và tính tác động lâu dài của tải trọng, khi tải trọng tức thời lấy bằng: 1,1 cho thanh thép gai; 1,0 - cho thép trơn, khi tải tác động lâu dài — 0,8 không phụ thuộc vào hình dạng các thanh thép.

Hệ số ψ_a - là tỷ lệ ứng suất trung bình trong thép chịu kéo giữa các vết nứt đối với ứng suất cốt thép trong tiết diện có vết nứt, vì vậy giá trị của nó trong tính toán không thể lấy lớn hơn đơn vị. Sự tiếp cận của hệ số ψ_a đến 1 có nghĩa là loại bỏ hoàn toàn sự làm việc của bê tông vùng chịu kéo. Do chiều rộng vết nứt được xác định cho cấu kiện chịu uốn và được tính toán theo điều kiện bền nứt (6.28), nên tỷ số M_{BT}/M^H không thể lớn hơn đơn vị. Như vậy, giá trị tính toán của hệ số ψ_a phải nằm trong giới hạn $0,5 \leq \psi_a \leq 1$.

Ứng suất trong cốt thép σ_s [theo TCXD 356-2005]

σ_s - ứng suất trong các thanh cốt thép chịu kéo (hoặc số gia ứng suất) đối với cấu kiện chịu uốn

$$\sigma_s = \frac{M^H - P(z - e_{SP})}{A_s \cdot z} \quad (6.38)$$

Trong đó: z- khoảng cách từ trọng tâm diện tích tiết diện cốt thép S đến điểm đặt của tổ hợp lực trong vùng chịu nén của tiết diện bê tông phía trên vết nứt, xác định theo công thức:

$$z = h_0 \left[1 - \frac{\frac{h'_f}{h_0} \varphi_f + \xi^2}{2(\varphi_f + \xi)} \right] \quad (6.39)$$

Khi bố trí cốt thép chịu kéo thành nhiều lớp theo chiều cao tiết diện trong các cấu kiện chịu uốn, nén lệch tâm, kéo lệch tâm có $e_{0,tot} \geq 0,8h_0$, ứng với σ_s tính theo công thức (6.36) cần phải nhân với hệ số δ_n .

$$\delta_n = \frac{h - x - a_2}{h - x - a_1} \quad (6.40)$$

Trong đó: $x = \xi h_0$

a_1, a_2 - khoảng cách từ trọng tâm diện tích tiết diện của toàn bộ cốt thép S và của lớp cốt thép ngoài cùng đến thớ bê tông chịu kéo nhiều nhất.

$$\varphi_f = \frac{(b'_f - b)h'_f + \frac{\alpha}{2\nu} A_s}{bh_0} \quad (6.41)$$

$$\xi = \frac{1}{\beta + \frac{1+5(\delta+\lambda)}{10 \cdot \mu \cdot \alpha}} \pm \frac{1,5 + \varphi_f}{11,5 \frac{e_{S,tot}}{h_0} \mp 5} \text{ nhưng lấy không nhỏ hơn } 1,0. \text{ Số hạng thứ 2 lấy dấu + khi}$$

lực N_{tot} là nén, lấy dấu trừ khi N_{tot} kéo; hệ số $\beta = 1,8$, đối với bê tông nặng và bê tông nhẹ;

$$\delta = \frac{M^H}{bh_0^2 R_{b,ser}}; \lambda = \varphi_f \left(1 - \frac{h'_f}{2h_0} \right); e_{s,tot} = \left| \frac{M^H}{N_{tot}} \right|$$

(Đối với cấu kiện tiết diện chữ nhật hoặc chữ T có cánh trong vùng chịu kéo, trong công thức tính λ và tính z thay h'_f bằng $2a'$ hoặc $h'_f = 0$ tương ứng khi có hoặc không có cốt thép S'; b'_f - chiều rộng tính toán của cánh chữ T)

Theo Theo Malusep: Ứng suất σ_a trong thép chịu kéo khi tính toán chiều rộng vết nứt ở cấu kiện chịu uốn có giá trị:

$$\sigma_a = \frac{M^H}{z_1 F_a^P} \quad (6.42)$$

Trong đó: z_1 - khoảng cách từ tâm trọng lực diện tích tiết diện thép chịu nén tới điểm đặt tổng hợp lực trong vùng chịu nén của tiết diện trên vết nứt (tay đòn cặp nội lực).

- Khoảng cách z_1 của cọc BTCT chịu uốn tiết diện tròn có thể xác định như tổng khoảng cách từ tâm hình học tiết diện đến các điểm đặt tổng hợp lực trong vùng chịu nén và chịu kéo.
- Tuy nhiên, cách làm như vậy đối với tiết diện tròn là quá phức tạp và độ chính xác không cao, vì vậy khoảng cách z_1 được xác định theo công thức:

$$Z_1 = h_0(1 - 0,5\xi) \quad (6.43)$$

Trong đó: $\xi = x/h_0$ chiều cao tương đối vùng chịu nén của bê tông trong tiết diện có vết nứt.

- Chiều cao tương đối của vùng chịu nén tìm theo công thức thực nghiệm cho tiết diện chữ nhật có dạng sau:

$$\xi = \frac{1}{1,8 + \frac{1 + 5L}{10 + \mu.n}} \quad (6.44)$$

Trong công thức đó:

$$L = \frac{M^H}{b_1 h_0^2 R_u^H}; \quad \mu = \frac{F_a^P}{b_1 h_0} \quad (6.45)$$

Đối với cấu kiện BTCT tiết diện tròn đặc, có thể sử dụng công thức (6.44) và (6.45) với điều kiện quy đổi hình tròn thành hình chữ nhật tương đương:

$$h_0 = d - a = 2r - a; \quad b_1 = 0,5n.r \quad (6.46)$$

Khoảng cách giữa các vết nứt l_T được xác định theo công thức:

$$l_T = k_1 n.u.\eta \quad (6.47)$$

Trong đó: η - hệ số phụ thuộc vào loại thép chịu kéo, lấy bằng 0,7- đối với thép thanh có gờ; bằng 1- đối với thép thanh trơn cán nóng; bằng 1,25- đối với thép sợi thông thường sử dụng trong khung hàn và trong các lưới thép.

Những giá trị còn lại trong công thức (6.47) bằng:

$$K_1 = \frac{W_T}{F_a^P z_1 n} - 2; \quad n = \frac{E_a}{E_b}; \quad u = \frac{F_a^P}{s} \quad (6.48)$$

Trong đó: s - chu vi tiết diện cốt thép.

- Có thể sử dụng những công thức (6.36 và 6.37), (6.44 đến 6.47) để xác định cả chiều rộng vết nứt vuông góc với trục dọc cấu kiện BTCT, trên các đoạn có biểu đồ mô men uốn thay đổi, nghĩa là trên các đoạn, nơi ngoài mô men uốn có cả lực cắt.

- Tính toán theo sự hình thành và mở rộng vết nứt nghiêng có thể được tiến hành độc lập với tính toán sự tạo thành và mở rộng vết nứt vuông góc với trục cấu kiện.

- Chiều rộng vết nứt vuông góc với trục dọc cấu kiện khi biểu đồ mô men uốn biến đổi được xác định trong tiết diện có mô men cực đại.

- Chiều sâu của các vết nứt ban đầu h_T ở vùng chịu nén không được lớn hơn $0,5h_0$. Giá trị h_T được xác định theo công thức

$$h_T = h - (1,2 + \varphi_m)\xi h_0 \quad (6.49)$$

Trong đó: φ_m tính theo công thức đối với vết nứt ban đầu:

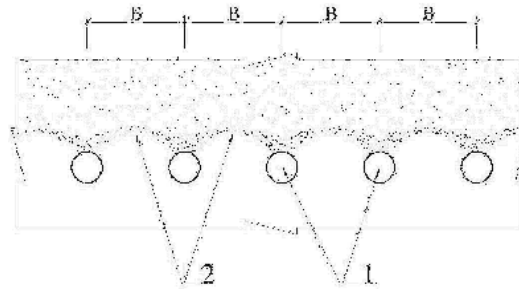
$$\varphi_m = \frac{R_{bt,ser} W_{pl}}{|\pm M^H \mp M_{rp}|} \text{ nhưng không lớn hơn } 1,0, \text{ mô men được coi là dương nếu gây kéo cốt thép}$$

S.

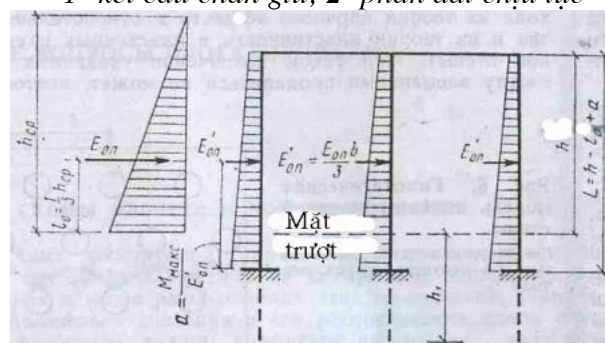
ν - hệ số đặc trưng trạng thái đàn - dẻo của bê tông vùng chịu nén, lấy theo bảng (bảng 34 TCXD 356-2005)

6.5. Tính toán tường chắn có trụ cọc khoan nhồi

- Lựa chọn loại kết cấu tường chắn chôn sâu phụ thuộc vào giá trị áp lực gây trượt, chiều dày khối trượt, trạng thái khối trượt khả dĩ trong quá trình xây dựng và những yếu tố khác.
- Vấn đề quan trọng trong sơ đồ tính toán là việc xác định áp lực trượt phân bố trong từng mặt cắt tính toán giữa các cọc, trụ riêng biệt của kết cấu chắn giữ.
- Khi thiết kế các cọc theo một hàng (hoặc một số hàng) trong đất tương đối ổn định, khoảng cách giữa chúng có thể được dự kiến xuất phát từ lý thuyết hiệu ứng vòm (**L.K.Ginzburg, Miturxki.C.H**) (H.6.7).
- Trên cơ sở đó, ta có thể xác định lực ngang tác dụng lên từng cột khung — cọc (ví dụ: $E_{tr}^* = E_{tr}b/3$, trong đó b - khoảng cách giữa các cọc. Cọc chịu tải trọng như vậy được tính như cọc chôn sâu chịu tải ngang.
- Khi có nhiều dãy cọc thì áp lực được coi là phân bố đều giữa các dãy cọc. Sơ đồ tính toán kết cấu chắn giữ nhiều dãy cọc có thể quy về dạng khung (hình 4.8). Sơ đồ tính toán khung và tải trọng tác dụng lên nó xác định như sau:
 - + Trước tiên cần tính toán cọc đơn chịu tải trọng ngang, xác định mômen uốn lớn nhất (M_{max}) trong cọc đó.
 - + Sau đó ta chia M_{max} cho E_{tr}^* tác dụng tại cọc đó tìm được cánh tay đòn a (xem H.6.8), đó là khoảng cách từ điểm đặt lực đến vị trí ngàm quy ước.
 - + Sau khi tìm được vị trí ngàm ta giải khung, trong đó giá trị chôn sâu vào nền đất của từng cọc h_i được lấy theo kết quả tính toán từng cọc chịu tải ngang.
 - + Khi tính toán khung, tải trọng E_{tr}^* có thể lấy tải tương ứng phân bố theo chiều dài từng cọc. Khi tính toán cho 1 hàng cọc dài cọc có thể không cần tính đến (thiên về an toàn).



H.6.7. Mô hình giả thuyết tường đất □ cọc
1- kết cấu chắn giữ; 2- phần đất chịu lực



Hình 6.8. Sơ đồ tính toán kết cấu chắn giữ

- Khi tính toán theo sơ đồ nêu trên, lực nén trong các chi tiết rất nhỏ có thể đưa vào tính chịu uốn, không cần tính đến tác dụng lệch tâm.
- Sự phá hoại tổng thể của hệ kết cấu chắn giữ có thể xảy ra khi hệ cọc bị cắt, bị uốn, trượt đất giữa các cọc, trượt đất phía trên kết cấu chắn giữ, phá hoại nền của kết cấu chắn giữ.

- Khi lực gây trượt rất lớn cọc có thể làm dạng rộng, khi dốc dài có thể làm một số dãy cọc cách nhau, chân cọc chôn ở độ sâu khác nhau.
- Thép chịu lực bố trí trong cọc sử dụng thép cán bình thường bố trí không đều, tập trung về phía tác dụng của lực trượt. Khi cọc chịu tải ngay trong quá trình thi công thì nên dùng cốt cứng (ray, thép hình□).

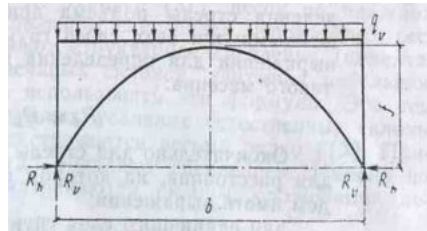
➤ Đối với tường chắn có trụ cọc nhồi, việc xác định khoảng cách giữa các cọc (trụ), độ sâu chôn cọc có ý nghĩa quan trọng. Tùy thuộc vào đặc tính cơ lý của đất nền, áp lực nước ngầm, khi tính toán khoảng cách giữa các cọc có thể kể đến hoặc không kể đến sự tạo vòm đất giữa các cọc

6.6. Trường hợp có kể đến sự tạo vòm đất giữa các cọc

- Từ điều kiện đảm bảo không phá hoại đất giữa các cọc, khi xác định khoảng cách giữa chúng có thể sử dụng lý thuyết tạo vòm của M.M. Prôtdiakonop, K. Terxaghi, H.A. Xutovich□

- Trong quá trình xuất hiện hiệu ứng vòm xảy ra sự phân bố lại ứng suất (tăng ứng suất cắt ngang theo bề mặt và giảm ứng suất đứng trong vùng khối chuyển dịch), nghĩa là thay đổi hệ số áp lực hông.

- Nếu cho rằng khối đất chịu lực được tạo ra khi xuất hiện hiệu ứng vòm, có dạng cung tròn thì mô hình khối đất - cọc chống trượt có thể được trình bày như H.6.9 [33].



H.6.9. Sơ đồ khối đất chịu lực

- Để đơn giản hoá có thể coi vòm chịu lực có dạng parabol khớp hai đầu do tiếp xúc giữa đất và chi tiết chắn giữ không cứng tuyệt đối.

- Theo lý thuyết cơ học kết cấu, đối với tải phân bố đều q_v , phản lực tại các trụ $R_v = q_v \cdot b/2$, lực đập $R_h = q_v^2/8f$, trong đó b - khoảng cách cần tìm giữa các chi tiết chắn giữ hoặc nhịp cung vòm.

- Phản lực R_v sẽ bị triệt tiêu nhờ ma sát ở chân vòm và lực dính với vùng đất không chuyển động bên cạnh trên chiều dài f . Giá trị f - Độ cao của vòm đồng thời là chiều dài bề mặt dính kết (giá trị f là khoảng cách trên đó sức kháng cắt có hiệu quả).

- Biểu thức để triệt tiêu phản lực R_v khi chấp nhận chiều dày cung bằng 1 đơn vị sẽ có dạng (theo lý thuyết bên của More- Culông):

$$R_v = R_h \cdot \operatorname{tg} \varphi + cf \quad (6.50)$$

Trong đó: φ và c - tương ứng là góc ma sát trong và lực dính của đất chiều dày $1m$.

- Độ cao của vòm có giá trị như sau:

$$f = \frac{q_v \pm \sqrt{q_v^2 - 2q_v \cdot c \operatorname{tg} \varphi}}{4c} b \quad (6.51)$$

- Tải phân bố đều tác dụng lên vòm chính là áp lực gây trượt mà chúng ta đang muốn phân bố lên cọc hoặc trụ.

Biểu thức để xác định phản lực R_v xét đến chiều dày khối đất (giá trị trung bình khi có nhiều lớp đất):

$$R_v = R_h \operatorname{tg} \varphi_{tr} + c_{tb} h_{tb} f \quad (6.50a)$$

Độ cao của vòm (chính xác hơn là khoảng cách, trên đó sức kháng cắt có hiệu quả) như sau:

$$f = \zeta b \quad (6.52)$$

Trong đó ký hiệu:

$$\zeta = \frac{E_{op} + \sqrt{E_{op}^2 - 2E_{op}h_{tb}c_{tb}tg\varphi_{tb}}}{4h_{tb}c_{tb}} \quad (6.53)$$

Trong đó: E_{op} - lực gây trượt tác dụng lên cọc; h_{tb} -chiều cao trung bình của tường chắn; c_{tb} và φ_{tb} - tương ứng lực dính và góc ma sát trong trung bình của các lớp đất phía sau tường chắn.

- Do sự phân bố lại áp lực trượt xảy ra theo đường nằm trên chân vòm quy ước, nên tỷ lệ giữa các áp lực trong 2 hướng có thể lấy bằng tỷ lệ lực đập của cung đối với phản lực vuông góc với nó:

$$\xi = \frac{R_h}{R_v} = \frac{q_v b^2 / 8f}{q_v b / 2} = \frac{b}{4f} = \frac{b}{4\zeta b}$$

Vì vậy giá trị hệ số áp lực hông trung bình trên toàn bộ chiều dày khối trượt khi xuất hiện hiệu ứng vòm có thể lấy bằng:

$$\xi = 1/4\zeta \quad (6.54)$$

- Theo L.K.Ginzburg, khi hệ số chiếm không gian của cọc trong kết cấu chắn giữ $v = 0,5$, khoảng cách lớn nhất giữa các cọc trong trạng thái cân bằng giới hạn như sau:

$$b = \frac{6\zeta^2 c_{tb} h_{tb} \cos \alpha - E_{op} (2\zeta - tg\varphi_{tb})}{0,2E_{op}\zeta^2 \cos \alpha} \quad (6.55)$$

Trong đó: ζ xác định theo biểu thức (6.53). Tuy nhiên biểu thức nêu trên chỉ phù hợp với đất dính.

➤ Khi bố trí các cọc thành một số hàng theo chiều ngang (vuông góc với đường trượt), khoảng cách giữa chúng \bar{f} không được nhỏ hơn khoảng cách f , nghĩa là $\bar{f} \geq f = \zeta b$, lúc đó kết cấu chắn giữ sẽ làm việc như tường cọc - đất. Theo nguyên tắc $\zeta \geq 1$ do đó khoảng cách giữa các hàng cọc chắn \bar{f} không được nhỏ hơn khoảng cách giữa các cọc trong hàng b , nghĩa là $\bar{f} \geq b$.

- Khi xác định giá trị b theo lý thuyết dẻo, khoảng cách giữa các hàng \bar{f} có thể nhỏ hơn giá trị ζb chút ít vì trong điều kiện đó vòm có thể không tạo ra. Trong những trường hợp như vậy N.N. Maxlôp đề nghị xác định khoảng cách giữa các hàng cọc theo công thức:

$$\bar{f} \geq (b-d)/2 tg\varphi \quad (6.56)$$

- Trong trường hợp trạng thái dẻo có tích tụ trượt, khoảng cách giữa các cọc chắn giữ sẽ được xác định bằng các điều kiện phá hoại dẻo của đất trong khoảng trống giữa chúng. Lúc đó ứng suất cực hạn theo lý thuyết dẻo có thể xác định theo công thức sau:

$$\sigma_{kp} = 2c_{tb} (1+\pi/2)d/b \quad (6.57)$$

Như vậy, sự phá hoại đất giữa các cọc có thể xảy ra, nếu áp lực gây trượt trong tiết diện đang xét lớn hơn áp lực cực hạn nào đó xác định theo công thức (6.57). Nếu quy ước cho rằng, theo chiều cao tiết diện thẳng đứng, áp lực gây trượt phân bố đều (thiên về an toàn) thì đồng thời ứng suất cực hạn sẽ bằng:

$$\sigma_{kp} = E_{op}/h_{tb} \quad (6.58)$$

Từ biểu thức (5.57) và (5.58) tìm được khoảng cách giới hạn giữa các cọc theo lý thuyết dẻo:

$$b = \frac{2h_{tb}dc_{tb}(1+\pi/2)}{E_{op}} \quad (6.59)$$

Theo số liệu của L.K.Ginzburg, nền đất đối với kết cấu chắn giữ được phân loại như sau:

Bảng 6.2.

Nhóm đất quy ước	Lý thuyết ứng dụng	Đặc tính của đất
I	Hiệu ứng vòm CT (6.55)	Cát, dăm sạn, á cát có góc ma sát trong $\varphi \geq 4$, á sét và sét có chỉ số dẻo $I_L \leq 0,4$ và góc ma sát trong $\varphi \geq 4$, sét lẫn đá, đất nửa đá (đá vôi rời rạc, sét kết, alerolit □)
II	Lý thuyết dẻo, CT (6.59)	á cát dẻo, á sét và sét có chỉ số dẻo $I_L > 0,4$ hoặc góc ma sát trong $\varphi < 4$, đất có chứa lượng than bùn lớn, bùn, các thấu kính phún thạch, đất nhóm trong điều kiện nhất định nào đó có thể chuyển sang đất nhóm II (mực nước ngầm cố định cao, khu vực có tải trọng động lớn hoặc tải trọng đất làm cho đất bị phân rã, trong điều kiện độ bền và từ biến lâu dài □)

Các công thức trên (6.55 và 6.59) có thể sử dụng để sơ bộ xác định chiều rộng vùng dốc trượt, trong đó áp lực trượt tác dụng lên trụ chôn sâu trong điều kiện khối trượt cắt qua nó. Ví dụ khối trượt cắt qua trụ cột điện hoặc trụ đỡ ống dẫn dầu đứng độc lập có áp lực gây trượt trên phạm vi chiều rộng lớn hơn trụ (do ảnh hưởng của lực ma sát và lực dính).

6.7. Tính toán một số chi tiết chống đỡ tạm thời vách hố đào sâu trong quá trình thi công.

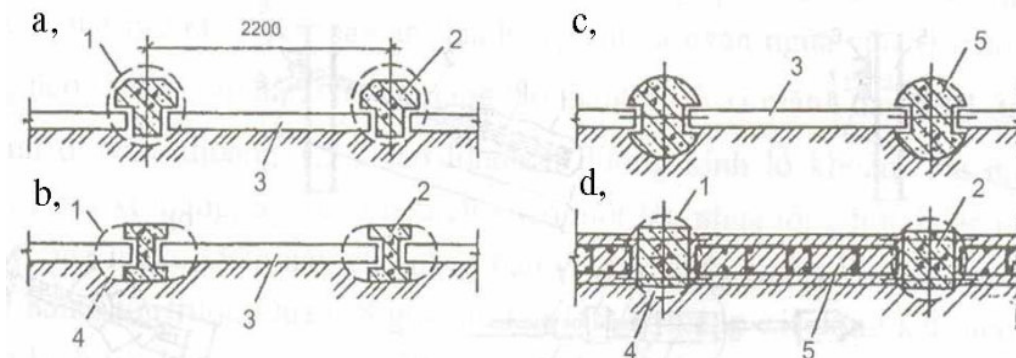
Trong trường hợp đất thuần cát hoặc các loại đất có lực dính nhỏ có áp lực nước ngầm, khả năng tạo vòm là rất nhỏ. Khoảng cách giữa các cọc trong trường hợp này có thể sơ bộ theo bảng 6.3.

Bảng 6.3.

Đường kính hoặc bề rộng cọc	Cọc chữ nhật	Cọc tròn
$b_p \leq 1m$	$b_1 = 1,5b_p + 0,5$	$b_1 = 0,9 (1,5b_p + 0,5)$
$b_p > 1m$	$b_1 = b_p + 1$	$b_1 = 0,9 (b_p + 1)$

- Chiều rộng tính toán áp lực đất trong trường hợp này $b_1 = 0,5(L_1 + L_2)$; L_1 và L_2 - khoảng cách từ tim 2 cọc lân cận trong hàng cọc tới tim cọc đang xét. Khoảng trống giữa các cọc được bố trí vách chắn chịu lực.

- Trong trường hợp này toàn bộ áp lực chủ động của đất (theo Culông) mặt ngoài, theo toàn bộ chiều dài vách chắn và áp lực bị động của đất mặt trong theo dải từ đáy đường hầm tới cao độ chân tường (hình 6.10) được tập hợp từ nhịp bằng khoảng cách giữa các trục cọc lân cận tác dụng lên vách chắn và chuyển lên cọc.



H.6.10. Cọc dạng tường chắn BTCT cho thành hầm (a-d)

1. lỗ khoan; 2. cọc - cột; 3. panen tường; 4. đệm cát; 5. BTCT đổ tại chỗ

- + Khoảng trống giữa các cọc cần phải bố trí vách chắn tạm thời.
- + Tường vách như vậy có thể có dạng phẳng hoặc dạng vòm, có thể đổ tại chỗ hoặc lắp ghép (h.6.11).

+ Các chi tiết chống đỡ gồm có: tấm vách (ván lót) và dầm đỡ (dầm đai) (h.6.11e) và thanh chống hoặc neo.

- Tấm vách (ván lót) chuyên tải trọng từ đất lên cọc có thể đặt nằm ngang hoặc thẳng đứng;
- + Khi tấm vách bố trí nằm ngang thì dầm đỡ dùng các cọc lân cận hoặc bổ sung dầm đỡ đặt thẳng đứng;

+ Khi tấm vách bố trí thẳng đứng thì dầm đỡ đặt nằm ngang. Tấm vách được tính toán chịu uốn như dầm 1 nhịp (h. 5.11b). Do áp lực chủ động của đất thay đổi theo chiều sâu, tính toán tấm vách tiến hành theo từng đoạn cao $d = 2-3m$, trong giới hạn đó đặt tấm có chiều rộng như nhau.

- Giá trị áp lực chủ động lớn nhất của đất lên cọc được xác định theo công thức:

$$q_n = \gamma \cdot (H + H_3) \cdot \text{tg}^2 (45^\circ - \varphi/2) \quad (6.60)$$

- Giá trị áp lực bị động lớn nhất của đất lên cọc được xác định theo công thức:

$$q_n = \gamma \cdot H_3 \cdot \text{tg}^2 (45^\circ + \varphi/2) \quad (6.61)$$

Trong đó: γ - Trọng lượng riêng của đất; H_3 - Chiều sâu tường kể từ đáy hào; φ - Góc ma sát trong của đất; H - chiều sâu hố đào.

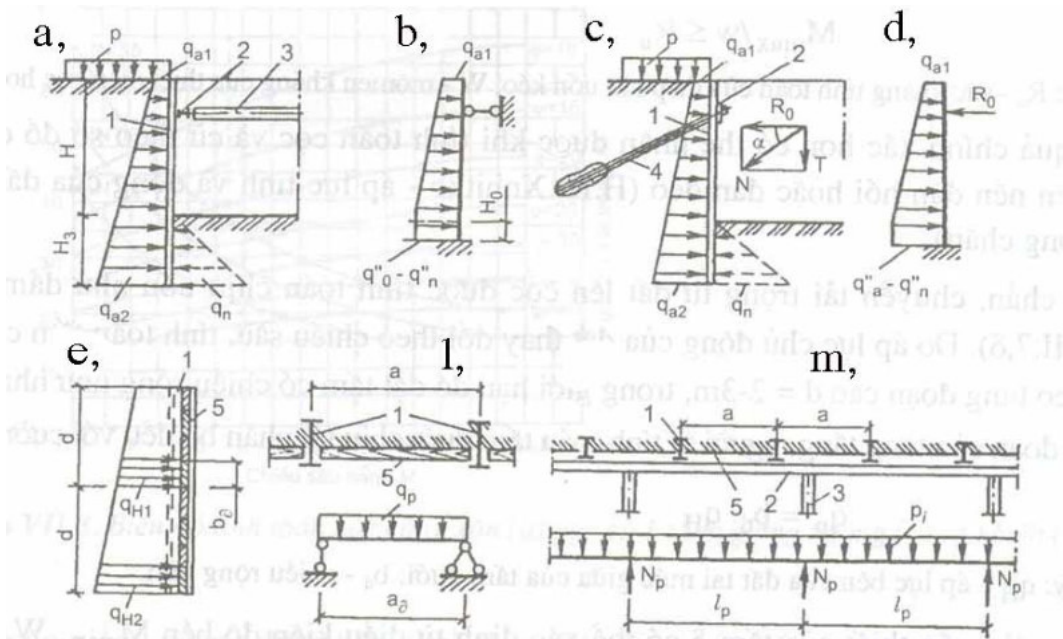
Chiều sâu đặt tường hoặc vách kể từ đáy hố đào H_3 trong đất rời có thể định hướng tính toán bằng $H/2$, còn trong đất chặt — $H/3$ — $H/4$, ở đây: H — Chiều sâu hầm.

- Trong các đất có góc ma sát trong $\varphi > 40^\circ$, chiều sâu đặt tường vách nên xác định từ điều kiện, sao cho áp lực lớn nhất của cọc lên đất không vượt quá sức kháng nén tính toán của đất.

- Chiều sâu ngàm tường quy ước H_0 vào đất từ đáy hố đào xác định dựa vào độ sâu hầm và góc ma sát trong của đất φ . Ví dụ: khi chiều sâu hố đào hơn 4m giá trị H_0 được xác định như sau:

Khi $\varphi = 20^\circ$; $H_0 = 0,25H$; Khi $\varphi = 30^\circ$; $H_0 = 0,08H$; Khi $\varphi = 35^\circ$, $H_0 = 0,035H$.

Với các giá trị khác của φ , H_0 có thể xác định bằng cách nội suy tuyến tính.



H.6.11. Sơ đồ tính toán gia cường tạm thời cho thành hầm: a-d-cọc; e-tấm vách ngăn; m-giường ngang: 1. cọc; 2. giằng ngang; 3. giằng chống; 4. neo; 5. tấm vách chắn

- Để tính toán sơ bộ tường chắn cọc cho hố đào có thể sử dụng biểu đồ (h.6.11a,b) do Viện giao thông ngầm lập (M.B.Markop, B.B.Kotop — Tính toán gia cố cọc cho hầm).

- Trên đoạn của từng tầng, có thể tính toán tấm dưới chịu tải phân bố đều với cường độ:

$$q_p = b_d \cdot q_H \quad (6.62)$$

Trong đó: q_H - áp lực bên của đất tại mức giữa của tấm dưới; b_d □ Chiều rộng tấm.

- Chiều dày cần thiết của tấm δ có thể xác định từ điều kiện độ bền

$$M_{\max} \cdot w_d \leq R_u, \quad (6.63)$$

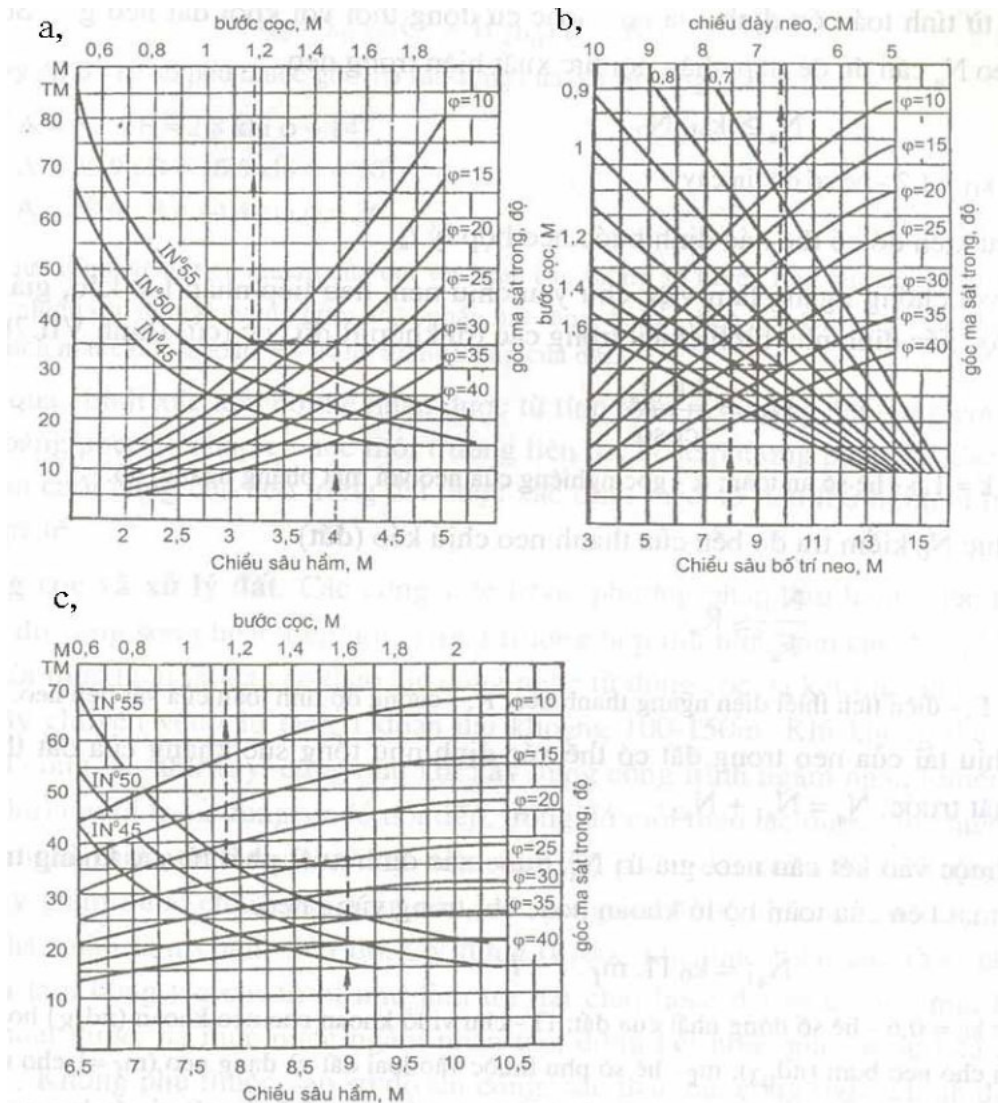
Trong đó: R_u □ Cường độ tính toán chịu uốn của gỗ; w_d □ Mô men kháng của thiết diện tấm, theo công thức:

$$\delta \geq \frac{a_d}{2} \sqrt{3q_H / R_u} \quad (6.64)$$

Trong đó: a_d □ Nhịp tính toán của tấm vách.

- Để sơ bộ xác định chiều dày tấm vách có thể sử dụng biểu đồ của Viện công trình ngầm (h.6.12b). Trong tất cả các trường hợp, chiều dày nhỏ nhất của tấm vách lấy bằng 5cm.

- Dầm đỡ được tính toán theo sơ đồ dầm liên tục nhiều nhịp với nhịp bằng khoảng cách giữa các trục thanh chống ngang hoặc neo chịu các lực chuyên từ cọc (hình 6.11m).



H.6.12. Biểu đồ tính toán cọc công xôn (a), cọc có 1 tầng chống/neo (b) và tấm vách (c)

6.8. Một số lưu ý khi sử dụng cọc nhồi gia cường cho tường chắn

- Khi thiết kế kết cấu tường chắn có sử dụng cọc nhồi, cũng như bất kỳ cơ cấu chống trượt nào cần phải phân tích kỹ điều kiện địa chất công trình và điều kiện địa chất thủy văn khu vực gia cường. Thông thường hố khoan khảo sát địa chất cách nhau không nên quá 10m.

- Trong các đất tương đối tốt tường chắn giữa các cọc nhồi được xây dựng chủ yếu theo cấu tạo, và chống thấm cho công trình khi cần thiết.

- Trong các đất chảy hoặc chịu sự phân rã lớn, thiết kế cọc trong kết cấu chắn giữ cần kết hợp tường đặc. Tường chắn như vậy được xây dựng (ví dụ bằng phương pháp “tường trong đất”). Tường chắn giữa các cọc, trụ được tính toán như dầm hoặc bản tùy theo tỷ lệ kích thước chiều dài và chiều rộng của tấm tường.

- Khi độ dày và chiều dài khối trượt lớn (áp lực khối trượt lớn) có thể thiết kế một số hàng kết cấu chống trượt hoặc sử dụng cụm cọc có đài hình chữ nhật kết hợp xây dựng trên nó tường chắn đất.

- Cần lưu ý rằng việc giảm giá thành xây dựng công trình chắn giữ thường đạt được bằng cách sử dụng đồng thời nhiều biện pháp nhằm giảm áp lực lên kết cấu công trình chống trượt. Ví dụ khi xây dựng hệ thống thoát nước sẽ giảm được một phần hoặc hoàn toàn áp lực thủy tĩnh trong mái dốc. Hiệu quả hơn là sử dụng hệ thống đối trọng kết hợp với kết cấu chắn giữ. Khi bố trí khối đối trọng phía nhánh trên mặt trượt cực hạn, áp lực trượt tính toán có thể giảm đi rất nhiều.

- Khi thiết kế kết cấu chắn giữ từ cọc nhồi cần tính đến rằng chi phí bê tông thực tế cho một cọc thường lớn hơn so với thể tích hình học của cọc thiết kế. Điều đó xảy ra do việc tăng tất yếu đường kính khi khoan lỗ, khả năng sụt lở từ thành hố khoan, xuất hiện các lỗ rỗng trong khối đất □ Hệ số tăng thể tích thực tế của cọc thay đổi từ 1,05 (trong đất khô, ổn định) đến 1,5 (trong đất sỏi sạn, và đất phún thạch). Giá trị thực của hệ số nêu trên cần được xác định theo điều kiện địa chất công trình cụ thể bằng cách thi công các cọc thí nghiệm hoặc xác định tương ứng khi thi công cọc thực tế. Cũng có thể sử dụng kinh nghiệm của các tổ chức xây dựng đã thực hiện cọc khoan nhồi trong điều kiện đất tương tự.

Ví dụ tính toán tường chắn trụ cọc khoan nhồi:

1. Đặc điểm, vị trí công trình áp dụng tính toán.

Mái dốc thuộc khu vực tỉnh Tuyên Quang cao khoảng 20m, chiều dài theo mặt đường khoảng 150m. Đất ở đây thường xuyên sụt lở mặc dù đã có nhiều biện pháp bảo vệ như: San gạt hạ thấp mái dốc, xây tường chắn bằng BTCT xong vẫn xảy ra sụt lở.

2. Đặc điểm địa chất.

Theo kết quả khảo sát, điều kiện địa chất tại các hố khoan như sau:

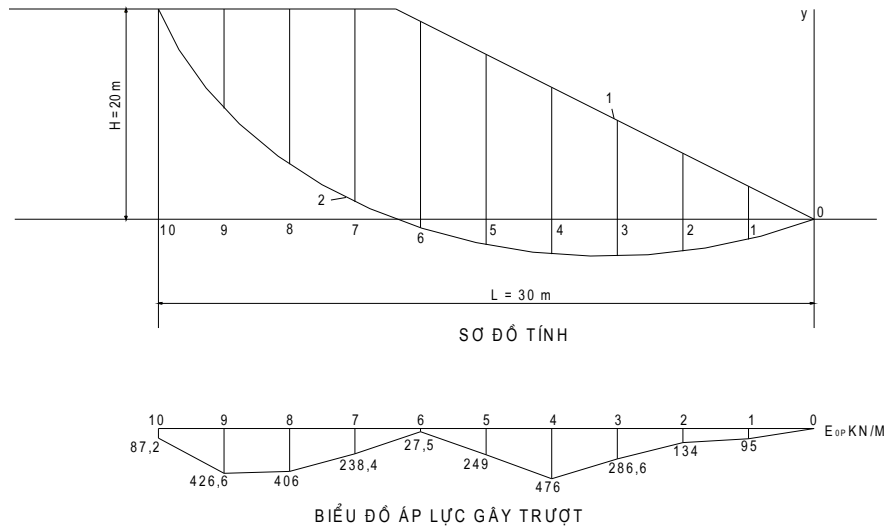
+ Lớp 1: Đất đắp, đất trồng trọt: Sét pha màu xám đen, xám vàng, xám nâu, chiều dày thay đổi từ 0,4 — 2,2m.

+ Lớp 2: Sét màu xám vàng, nâu đỏ, xám ghi có lẫn ít dăm sạn, trạng thái dẻo mềm đến dẻo cứng có chiều dày thay đổi từ 0,4 — 3,6m.

+ Lớp 3: Sét pha màu xám vàng, xám trắng, xám ghi trạng thái dẻo cứng tại độ sâu từ 3,0m — 3,6m. Chiều dày lớn hơn 12m (chưa xác định- do hố khoan chưa qua hết lớp này)

3. Áp dụng Tính toán

Ta xem xét sơ đồ gia cường mái dốc trình bày trên hình 3.1.



Hình 6.13.VD. Sơ đồ khối trượt và biểu đồ áp lực gây trượt

1- mặt mái dốc 2- mặt trượt tính toán

Kết cấu chống trượt tốt nhất bố trí tại điểm 1 (cao hơn so với mái dốc có áp lực trượt lớn; thấp hơn so với mái dốc có thể không đạt được hiệu quả gia cường do vượt ra khỏi mặt đất, ngoài ra thấp hơn công trình hiện có). Kết cấu chắn giữ tốt nhất sử dụng kết hợp kê chắn đất. Chúng giảm áp lực trượt trong tiết diện tính toán và ngăn ngừa trượt đất qua công trình (tính toán này ta bỏ qua). áp lực trượt tổng cộng trong tiết diện tính toán có xét đến tường chắn nhận được bằng $E_{op} = 110 \text{ kN/M}$.

Chọn phương án kết cấu chắn giữ từ hai hàng cọc khoan nhồi BTCT đường kính $d = 0,8 \text{ m}$, chiều dài $l_{CB} = 9,2 \text{ m}$ (sẽ được tính toán kiểm tra). Phía trên cọc được liên kết dài cùng tường chắn BTCT giữ khối đất phía sau. Gia cường tiết diện của từng cọc được thực hiện từ 15 thanh thép chịu lực đường kính 20mm, loại C-II.

Lực đi qua từng cấu kiện chắn giữ bằng:

$$E'_{op} = \frac{E_{op} \cdot b}{2} = 110.2 / 2 = 110 \text{ kN}.$$

Để tính toán cọc khoan nhồi chịu tải trọng ngang, ta xác định lực ban đầu theo công thức (6.5):

$$Q_0 = 110 \text{ kN}; M_0 = 110.1,9 = 209 \text{ KN.M}$$

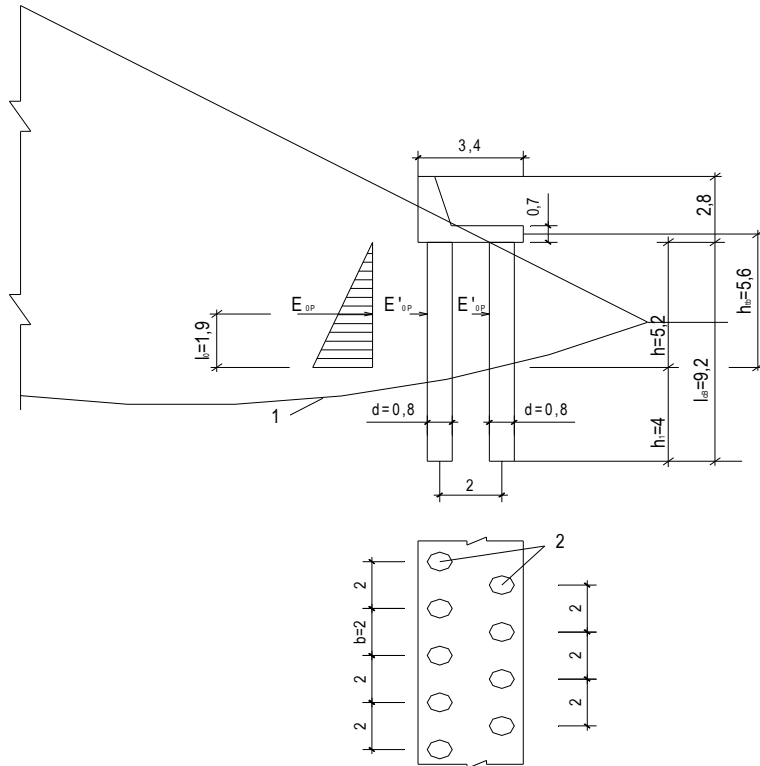
Tính toán chiều rộng tiết diện cọc $b_p = d = 0,8$. Theo công thức (6.10) ta tìm ứng suất giới hạn của đất tại điểm nằm ở 1,5m thấp hơn mặt trượt:

$$R_z = 1.1.(17,8.7,1. \text{tg}17 + 24,3)4 / \cos 17 = 260 \text{ KN/M}^2$$

Lực dính trong đất nằm thấp hơn mặt trượt theo số liệu khảo sát địa chất khoảng $24,3 \text{ KN/M}^2$. Độ sâu cọc khoan nhồi thấp hơn mặt trượt tính theo công thức (6.13):

$$h_1 \geq \frac{5.110 + \sqrt{25.110^2 + 36.209.0,8.260}}{3.0,8.260} = 3,2 \rightarrow h_1 = 4 \text{ m}$$

Ta xác định những thông số cơ bản của kết cấu chắn giữ: hệ số tỷ lệ $m = 6000 \text{ kN/M}^4$ (xem bảng 6.1; mô đun đàn hồi của bê tông mác 300, $E_b = 3.15.10^5 \text{ kG/cm}^2$; mô men quán tính tiết diện quy ước $I_h = I_b + nI_a = 0,0491.754 + 7.15.0,0491.24 = 13,2.105 \text{ cm}^4$; độ cứng tiết diện $EI = 0,85E_b I_n = 0,85.3,15.10^5.13,2.105 = 35.1010 \text{ kG.cm}^2 = 35,4.104 \text{ kN.m}^2$.



Hình 6.14.VD Sơ đồ kết cấu chống trượt

1- mặt trượt tính toán

2- cọc khoan nhồi

Hệ số biến dạng tính theo công thức (6.4):

$$\alpha_c = \sqrt[5]{\frac{6000 \cdot 0,8}{354000}} = 0,415...1/M$$

Chiều sâu chôn cọc quy đổi ta tìm theo biểu thức (6.3):

$$\bar{h}_1 = 0,415 \cdot 4,5 = 1,87$$

Do $\bar{h}_1 < 2$ ta lấy độ cứng tiết diện $EI = \infty$. Ngoài ra, với lượng dự trữ nào đó có thể coi đầu dưới của cọc tự do, lúc đó các thông số chuyển vị đơn vị ta xác định theo các công thức sau:

$$\delta_{QQ} = \frac{18}{m \cdot b_p \cdot h_1^2}; \quad \delta_{QM} = \delta_{MQ} = \frac{24}{m \cdot b_p \cdot h_1^3}; \quad \delta_{MM} = \frac{36}{m \cdot b_p \cdot h_1^4}$$

$$\delta_{QQ} = \frac{18}{6000 \cdot 0,8 \cdot 4^2} = 0,00023; \quad \delta_{QM} = \delta_{MQ} = \frac{24}{6000 \cdot 0,8 \cdot 4^3} = 0,000078;$$

$$\delta_{MM} = \frac{36}{6000 \cdot 0,8 \cdot 4^4} = 0,000029$$

Chuyển vị của cọc tại cao độ mặt trượt bằng:

$$y_0 = \delta_{QQ} Q_0 + \delta_{QM} M_0; \quad \varphi_0 = \delta_{MQ} Q_0 + \delta_{MM} M_0;$$

$$y_0 = 0,00023 \cdot 110 + 0,000078 \cdot 209 = 0,042;$$

$$\varphi_0 = 0,000078 \cdot 110 + 0,000029 \cdot 209 = 0,0146.$$

Sử dụng công thức (6.6) và (6.8) ta viết biểu thức để xác định các thông số cần tìm y_0 , φ_0 , M_z , Q_z và σ_z .

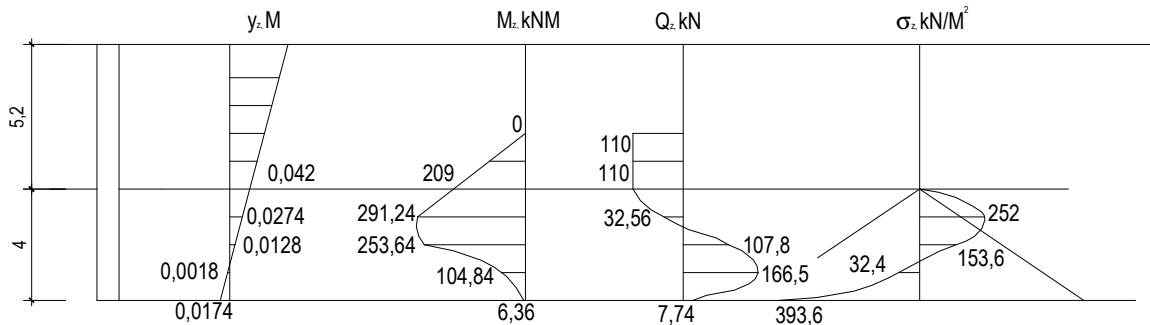
$$y_z = 0,042 - 0,0146z; \quad \varphi_z = 0,0146;$$

$$M_z = -0,042 \cdot \frac{6000 \cdot 0,8}{6} z^3 + 0,146 \cdot \frac{6000 \cdot 0,8}{12} z^4 + 209 + 110 \cdot z$$

$$Q_z = -0,042 \cdot \frac{6000 \cdot 0,8}{2} z^2 + 0,146 \cdot \frac{6000 \cdot 0,8}{3} z^3 + 110$$

$$\sigma_z = 6000 \cdot z \cdot y_z$$

Kết quả tính toán các thông số nêu trên thể hiện trên **h.6.15VD**



Hình 5.15.VD Kết quả tính toán kết cấu chắn giữ chịu tải trọng tác động ngang.

1- mặt trượt tính toán

2- cọc khoan nhồi

Biểu đồ võng y_z đặc trưng cho biến dạng cọc như biến dạng thanh tự do (không có tấm đài cọc). Do ta chấp nhận cọc như kết cấu chắn giữ cứng tuyệt đối, góc xoay tính được của nó φ_z không lớn (trong hệ khung giá trị đó còn nhỏ hơn). Biểu đồ M_z và Q_z biểu thị mô men uốn và lực cắt theo chiều dài cấu kiện (cao hơn mặt trượt, những biểu đồ đó được xây dựng tương ứng với các nguyên tắc chung của cơ học kết cấu). Trên biểu đồ áp lực σ_z đồng thời được xây dựng biểu đồ ứng suất giới hạn của đất R_z , tính theo công thức (6.10) cho các giá trị z khác nhau. Do biểu đồ σ_z thực tế hoàn toàn nằm trong biểu đồ R_z , chiều sâu lựa chọn chôn cọc khoan nhồi $h_1 = 4m$ đạt yêu cầu (điều kiện cường độ của đất thoả mãn).

Mô men uốn cực đại $M_{max} = 291,3KN.M$. Vì vậy khoảng cách từ điểm đặt lực E'_{op} đến ngàm quy ước cột khung:

$$a = \frac{M_{max}}{E'_{op}} = \frac{291,3}{110} = 2,7m$$

Chiều dài cột khung (từ dầm đến ngàm, xem **H.6.14VD** và **6.16VD**):

$$L = h - l_0 + a = 5,2 - 1,9 + 2,7 = 6M$$

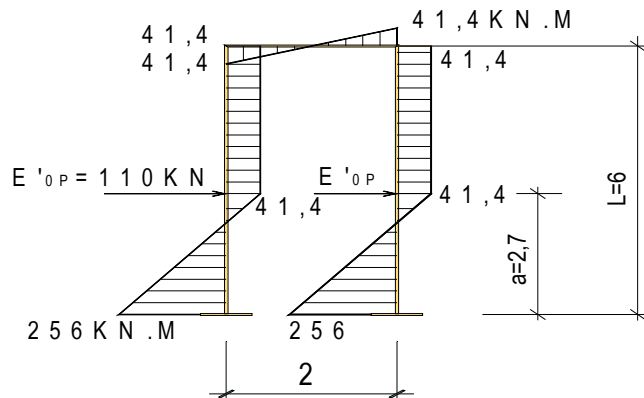
Sơ đồ tính toán khung có dạng trình bày trên **h.6.16.VD** Giải khung đó được biểu đồ mô men uốn thể hiện cũng trên hình đó.

Khoảng cách cực trị giữa các cọc khoan nhồi xác định theo công thức (6.55), sơ bộ tính giá trị ζ theo công thức (6.53):

$$\zeta = \frac{110 + \sqrt{110^2 - 2 \cdot 110 \cdot 5,6 \cdot 20 \cdot 0,3}}{4 \cdot 5,6 \cdot 20} = 0,4$$

$$b = \frac{6 \cdot 0,4 \cdot 20 \cdot 5,6 \cdot 0,829 - 110(2 \cdot 0,4 - 0,3)}{0,2 \cdot 110 \cdot 0,4^2 \cdot 0,829} = 11,7 > 2m$$

Khoảng cách giữa các cọc khoan nhồi được lựa chọn thoả mãn điều kiện đất không bị phá hoại.



Hình 6.16.VD. Sơ đồ tính toán khung với các biểu đồ mô men uốn

Trong trường hợp đất no nước hoàn toàn và chúng chuyển sang trạng thái dẻo, khoảng cách cực hạn cần được tính theo công thức (6.59) (trong trường hợp ví dụ tính toán này không đến mức độ nguy hiểm như vậy):

$$b = \frac{2.56 \cdot 0.8 \cdot 2.0 \left(1 + \frac{3.14}{2}\right)}{110} = 3.925 \cdot 2m$$

Khoảng cách giữa các hàng cọc khoan nhồi lựa chọn $\bar{f} = b = 2.0$ M.

Tính toán tiết diện kết cấu chắn giữ chịu cắt tiến hành theo công thức (6.15). Lực cắt lớn nhất tác dụng lên kết cấu chắn giữ khi tính toán theo tải trọng ngang bằng 166,5kN (xem biểu đồ lực cắt Q_z trên h.6.15VD).

Diện tích tiết diện quy đổi bằng:

$$F_{qd} = F_b + n \cdot F_a = \frac{3.14 \cdot 80^2}{4} + 7.15 \cdot 3.14 = 4744 \text{ cm}^2$$

$$R_c = 1.5 R_k = 1.5 \cdot 10.5 = 15.7 \text{ kg/cm}^2 = 0.157 \text{ kN/cm}^2$$

$$Q = 166.5 \text{ kN} < R_c \cdot F_{qd} = 0.157 \cdot 4744 = 744.8 \text{ kN.}$$

Tiết diện thỏa mãn điều kiện chịu cắt.

Thép chịu tác động của lực cắt được tính toán theo tiêu chuẩn tính toán cấu kiện BTCT hiện hành. Trong đó có thể lấy không phải lực cắt Max 166,5kN mà là lực cắt từ tính toán kết cấu khung. Để làm điều đó cần xây dựng biểu đồ lực cắt xuất hiện trong khung trong đó tốt nhất lực E'_{op} lấy trong dạng tải trọng tương ứng với sự phân bố theo chiều dài cột khung.

Ta tính toán tiết diện lựa chọn cọc khoan nhồi theo mô men uốn.

Mô men uốn tính toán tác dụng lên cấu kiện BTCT có tiết diện trình bày trên h.3.4: $M = 256.1,1 = 281,6 \text{ kN.M}$ (1,1- hệ số vượt tải). Các thông số tiết diện: $r = 40 \text{ cm}$; $r_a = 33 \text{ cm}$; cốt thép — 15 thanh đường kính 20mm, loại C-II; $f_a = 3,14 \text{ cm}^2$; $R_{a.c} = R_a = 26 \text{ kN/cm}^2$; bê tông mác 300 ($R_n = 1,3 \text{ kN/cm}^2$). Vòng gần đúng đầu tiên ta lấy:

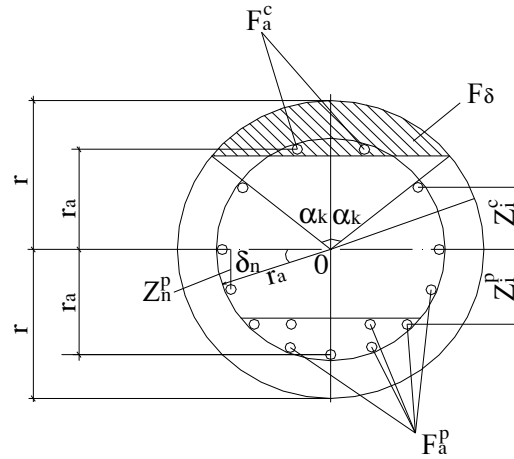
$$F_a^p = 11.3.14 = 34,5 \text{ cm}^2$$

$$F_a^c = 4.3.14 = 12,6 \text{ cm}^2$$

Theo công thức (6.20a), xác định được:

$$A = \frac{2.2600 \cdot (34,5 - 12,6)}{130.40^2} = 0,547$$

Từ đồ thị trên h.6.4VD. tìm được $\alpha_k = 45$. Trên cung có góc ở tâm $2\alpha_k = 90$ chỉ bố trí được 2 thanh thép (chúng ta đã lựa chọn 4), vì vậy ta lặp lại việc xác định α_k , bằng cách cân bằng:



Hình 5.17.VD. Sơ đồ tiết diện bê tông cốt thép

$$F_a^c = 2.3,14 = 6,28\text{cm}^2;$$

$$A = \frac{2.2600.(34,5 - 6,28)}{130.40^2} = 0,7 \quad , \text{ từ đó } \alpha_k = 48^\circ < 90^\circ$$

$$\sin \alpha_k = 0,743; \sin^3 \alpha_k = 0,41; r^3 = 40^3 = 64000 \text{ cm}^3 .$$

Bỏ qua việc tính toán $\sum Z_i^c$ và $\sum Z_i^p$

Vế phải của bất phương trình (6.27a) bằng:

$$0,95.[2/3.130.64000.0,41+2600.3,14(98,2+180,1)]= 4.324294,86\text{kg.cm} = 432\text{kN.M.}$$

Vì vậy, $M = 256 \text{ kN.M} < 432 \text{ kN.M}$ nghĩa là tiết diện thỏa mãn độ bền chống uốn.

Tính toán chiều rộng vết nứt trong tiết diện theo công thức (6.29)- (6.38).

$$W_T = 0,196. 0,8^3 = 0,1 \text{ M}^3; R_T W_T = 1000.0,1 = 100\text{kNM} < M_H = 256\text{kN.M};$$

$$M_{b,T} = 0,8.0,1.2100 = 168\text{kNM}; s' = 0,8; \Psi_a = 1,3 - 0,8 \frac{168}{256} = 0,775;$$

$$H_0 = 80 - 7 = 73\text{cm}; b_1 = 0,5.3,14.40 = 62,8 \text{ cm};$$

$$L = \frac{2560000}{62,8.730.260} = 0,215; \mu = \frac{34,5}{62,8.73} = 0,0075; n = \frac{2,1.10^6}{2,35.10^5} = 8,93$$

$$\xi = \frac{1}{1,8 + \frac{1 + 5.0,215}{10 + 0,0075.8,93}} = 0,5; Z_1 = 73(1 - 0,5.0,5) = 54,75 \text{ cm};$$

$$\sigma_a = \frac{2560000}{54,75.34,5} = 1355,3\text{kg/cm}^2$$

$$h_1 = \frac{100000}{34,5.54,75.8,93} - 2 = 3,93; s = 3,14.2.11 = 69,1\text{cm};$$

$$u = \frac{34,5}{69,1} = 0,5; l_T = 3,93.8,93.0,5.0,7 = 12,28 \text{ cm};$$

$$a_T = 1 \frac{1355,3}{2,1.10^6} 12,28 = 0,0079\text{cm} = 0,08\text{mm};$$

$$a_T = 0,08 \text{ mm} < 0,3 \text{ cm theo tiêu chuẩn}$$

Tiết diện thoả mãn về điều kiện mở rộng vết nứt.

Tính toán tấm đài cọc được thực hiện theo phương pháp tính toán cấu kiện BTCT tiết diện chữ nhật thông thường chịu tác động của lực xác định trong dầm khung. Tường chắn được tính toán chịu áp lực từ khối trượt của đất đắp sau tường (xác định theo lý thuyết Cu lông).

CHƯƠNG VII THIẾT KẾ TẦNG HẦM NHÀ CAO TẦNG

7.1 Tính toán tường tầng hầm

- Tường tầng hầm và công trình ngầm đặt nông có móng hạ thấp hơn sàn tầng hầm hoặc đáy công trình không nhiều (khoảng 0,5-1,2m) thường xây dựng bằng phương pháp lộ thiên trong hố đào hoặc trong hào.
- Khi tải trọng ngang lớn, phần dưới của tường được gia cường bằng các dầm chống lên khu đất lân cận tầng hầm, các móng băng giao nhau hoặc móng bè.

- Tường công trình không khung có tỷ lệ chiều dài đối với chiều cao lớn hơn 3 và được thiết kế móng chịu tải trọng ngang theo sơ đồ biến dạng phẳng có ngàm tại độ sâu liên kết với móng và có gối tựa khớp ở cao độ sàn.

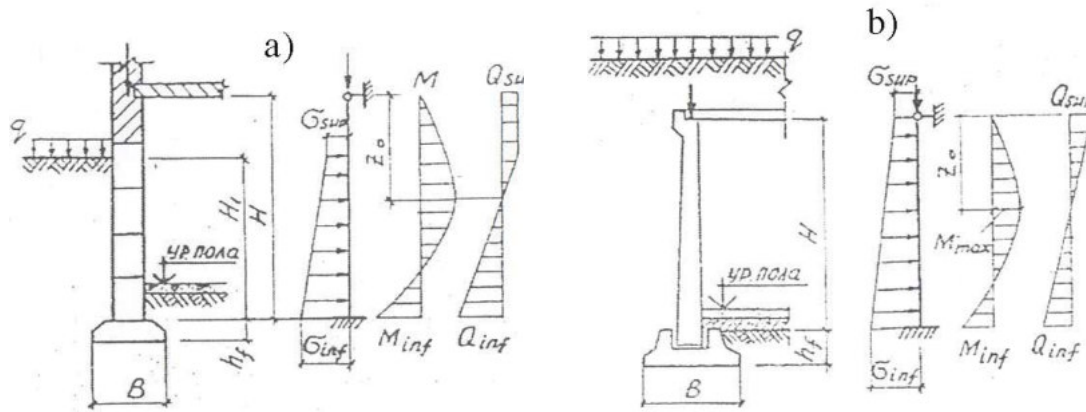
- Đối với **tầng hầm nhà 1 tầng** và công trình ngầm, mô men uốn và lực cắt tương ứng với sơ đồ tính toán trình bày trên **h.7.1** xác định theo các công thức sau:

+ Khi cao độ sàn tầng hầm nằm cao hơn mặt đất (**h.7.1a**).

$$M_{\text{inf}} = m_2 \left[\sigma_{\text{SUP}} \left(0,5 - \frac{3}{8}n + 0,1n^2 \right) + \sigma_{\text{inf}} \left(\frac{1}{6} - \frac{1}{8}n + \frac{1}{40}n^2 \right) \right] b.H_1^2, \quad (7.1-5.115)$$

$$Q_{\text{SUP}} = \frac{1}{6}nbH_1(2\sigma_{\text{SUP}} + \sigma_{\text{inf}}) - \frac{M_{\text{inf}}m_1}{Hm_2}, \quad (7.2)$$

$$Q_{\text{inf}} = n.H \left[\sigma_{\text{SUP}} \left(0,5 - \frac{1}{3}n \right) + \sigma_{\text{inf}} \left(0,5 - \frac{1}{6}n \right) \right] + \frac{M_{\text{inf}}}{H}, \quad (7.3)$$



H.7.1. Các sơ đồ tính toán tường tầng hầm nhà 1 tầng và công trình ngầm:

a- khi bố trí mái cao hơn mức quy hoạch, b- khi bố trí mái thấp hơn mức quy hoạch

$$M_Z = Q_{\text{SUP}}Z - 0,5 \left[\sigma_{\text{SUP}} + \frac{(\sigma_{\text{inf}} - \sigma_{\text{SUP}})(H_1 + Z - H)}{3H_1} \right] b(H_1 + Z - H)^2, \quad (7.4)$$

$$Z_0 = \frac{H_1 \left[\sqrt{\sigma_{\text{SUP}}^2 + 2Q_{\text{SUP}}(\sigma_{\text{inf}} - \sigma_{\text{SUP}})/(bH_1)} - \sigma_{\text{SUP}} \right]}{\sigma_{\text{inf}} - \sigma_{\text{SUP}}}, \quad (7.5)$$

+ Tại mức sàn tầng hầm thấp hơn mặt đất (**h.7.1b**).

$$M_{\text{inf}} = m_2(v_1\sigma_{\text{SUP}} + v_2\sigma_{\text{inf}})b.H^2 \quad (7.6)$$

$$Q_{\text{SUP}} = \left(\frac{1}{3}\sigma_{\text{SUP}} + \frac{1}{6}\sigma_{\text{inf}} \right) b.H - \frac{M_{\text{inf}}m_1}{H.m_2}, \quad (7.7)$$

$$Q_{\text{inf}} = \left(\frac{1}{6}\sigma_{\text{SUP}} + \frac{1}{3}\sigma_{\text{inf}} \right) bH + \frac{M_{\text{inf}}}{H} \quad (7.8)$$

$$M_Z = Q_{\text{SUP}}Z - 0,5 \left[\sigma_{\text{SUP}} + \frac{(\sigma_{\text{inf}} - \sigma_{\text{SUP}})Z}{3H} \right] b.Z^2 \quad (7.9)$$

$$Z_0 = \frac{H \left[\sqrt{\sigma_{SUP}^2 + 2Q_{SUP}(\sigma_{inf} - \sigma_{SUP})/(bH)} - \sigma_{SUP} \right]}{\sigma_{inf} - \sigma_{SUP}} \quad (7.10)$$

Trong đó:

- + ký hiệu σ_{SUP} và σ_{inf} biểu thị mô men M , lực cắt Q và áp lực ngang σ_{ah} , xuất hiện ở mức tương ứng trên và dưới tường;
- + M_Z - mô men uốn tại tiết diện tường nằm trên khoảng cách Z kể từ trụ trên;
- + Z_0 - khoảng cách từ trụ trên đến tiết diện có mô men nhịp cực đại;
- + b - kích thước đoạn tường tính toán trong hướng dọc;
- + H - khoảng cách từ điểm dưới sàn đến đỉnh móng;
- + H_1 - khoảng cách từ mặt đất đến đỉnh móng;
- + m_1 và m_2 - hệ số xét đến sự xoay móng và tính đàn hồi của trụ;
- + $n = H_1/H$;
- + v_1 và v_2 - các hệ số xét đến sự thay đổi độ cứng tường theo chiều cao (cho tường có chiều dày thay đổi), được lựa chọn dựa vào tỷ lệ chiều dày tường ở phần trên δ_{SUP} đối với chiều dày phần dưới δ_{inf} theo bảng 7.1.

Bảng 7.1

$\delta_{SUP} / \delta_{inf}$	v_1	v_2
1	0,0583	0,0667
0,7	0,0683	0,0747
0,6	0,0753	0,0787
0,5	0,0813	0,0837
0,4	0,0883	0,0907
0,3	0,0993	0,0977

- Hệ số m_1 xét đến sự xoay của móng băng:

- + Khi tồn tại kết cấu ngăn cản sự xoay của móng lấy bằng 0,8;
- + Trong các trường hợp còn lại m_1 được xác định theo công thức:

$$m_1 = \frac{1}{1 + E_m \delta_{inf}^3 / [E_0 B^2 (H + h_f)]} ; \quad (7.11)$$

Trong đó: E_m - mô đun đàn hồi của vật liệu tường; E_0 - mô đun biến dạng của đất nền; B - chiều rộng đáy móng; δ_{inf} - chiều dày tường trong tiết diện theo mép móng; h_f - chiều cao móng.

+ Nếu m_1 theo tính toán lớn hơn 0,8 thì lấy bằng 0,8.

- Hệ số m_2 trong trường hợp, khi mái nằm thấp hơn mặt đất lấy theo các công thức sau:

+ Khi gối đỡ phía trên của tường không có khả năng chuyển vị ngang (tựa mái lên tường ngang)

$$m_2 = m_1 + 0,2 \quad (7.12)$$

+ Khi có khả năng chuyển vị đàn hồi gối đỡ phía trên của tường

$$m_2 = 1,2(m_1 + 0,2) \quad (7.13)$$

+ Hệ số m_2 trong trường hợp, khi mái công trình nằm cao hơn mặt đất

$$m_2 = 1,4(m_1 + 0,2) \quad (7.14)$$

Ví dụ 5.11VD- Tính toán nội lực tường tầng hầm :

Tính toán nội lực xuất hiện trong tường tầng hầm có mái cao hơn cốt san nền xung quanh với các số liệu sau:

$q=10\text{kN/m}^2$. Đất bên ngoài tường tầng hầm có các chỉ tiêu cơ lý như sau:

$\varphi=36^\circ$; $\gamma=19\text{kN/m}^3$; chiều cao tầng hầm $H=3,6\text{m}$; chiều cao chôn móng so với cốt san nền $H_1=3,0\text{m}$

Giải: Ta tính toán cho 1m dài tường.

Tính áp lực chủ động:

$$\lambda_{cd} = \text{tg}^2(45^\circ - \varphi/2) = \text{tg}^2(45^\circ - 36/2) = 0,26$$

Tính áp lực bên trên (tại cốt san nền) và dưới tầng hầm (cốt chân tường):

$$\sigma_{SUP} = q \cdot \lambda_{cd} = 10\text{kN/m}^2 \cdot 0,26 = 2,6\text{kN/m}^2$$

$$\sigma_{inf} = H_1 \cdot \gamma \cdot \lambda_{cd} = 3 \cdot 19 \cdot 0,26 = 14,82\text{kN/m}^2$$

$$n = H_1/H = 0,833$$

Lấy hệ số xoay của móng $m_1=0,8$ và $m_2=1,4(m_1+0,2)=1,4(0,8+0,2)=1,4$

Tính mô men tại mức chân tường:

$$M_{inf} = m_2 \left[\sigma_{SUP} \left(0,5 - \frac{3}{8}n + 0,1n^2 \right) + \sigma_{inf} \left(\frac{1}{6} - \frac{1}{8}n + \frac{1}{40}n^2 \right) \right] b \cdot H_1^2$$

$$= 1,4 \left[2,6 \left(0,5 - \frac{3}{8} \cdot 0,833 + 0,1 \cdot 0,833^2 \right) + 14,82 \left(\frac{1}{6} - \frac{1}{8} \cdot 0,833 + \frac{1}{40} \cdot 0,833^2 \right) \right] 1,3^2 = 23,94\text{kN.m}$$

$$Q_{SUP} = \frac{1}{6}nbH_1(2\sigma_{SUP} + \sigma_{inf}) - \frac{M_{inf}m_1}{Hm_2} = \frac{1}{6} \cdot 0,833 \cdot 1,3 \cdot (2 \cdot 2,6 + 14,82) - \frac{23,94 \cdot 0,8}{3,6 \cdot 1,4} = 11,78\text{kN}$$

$$Q_{inf} = n \cdot H \left[\sigma_{SUP} \left(0,5 - \frac{1}{3}n \right) + \sigma_{inf} \left(0,5 - \frac{1}{6}n \right) \right] + \frac{M_{inf}}{H}$$

$$= 0,833 \cdot 3,6 \left[2,6 \left(0,5 - \frac{1}{3} \cdot 0,833 \right) + 14,82 \left(0,5 - \frac{1}{6} \cdot 0,833 \right) \right] + \frac{23,94}{3,6} = 24,37\text{kN}$$

Tại vị trí có mô men dương lớn nhất:

$$Z_0 = \frac{H_1 \left[\sqrt{\sigma_{SUP}^2 + 2Q_{SUP}(\sigma_{inf} - \sigma_{SUP})} / (bH_1) - \sigma_{SUP} \right]}{\sigma_{inf} - \sigma_{SUP}}$$

$$= \frac{3,0 \cdot \left[\sqrt{2,6^2 + 2 \cdot 11,78(14,82 - 2,6)} / (1,3 \cdot 0) - 2,6 \right]}{14,82 - 2,6} = 2,45\text{m}$$

Giá trị mô men dương lớn nhất (tại vị trí $Z=2,45\text{m}$):

$$M_Z = Q_{SUP}Z - 0,5 \left[\sigma_{SUP} + \frac{(\sigma_{inf} - \sigma_{SUP})(H_1 + Z - H)}{3H_1} \right] b(H_1 + Z - H)^2$$

$$= 11,78 \cdot 2,45 - 0,5 \left[2,6 + \frac{(14,82 - 2,6)(3,0 + 2,45 - 3,6)}{3 \cdot 3,0} \right] \cdot 1 \cdot (3,0 + 2,45 - 3,6)^2 = 20,12\text{kN.m}$$

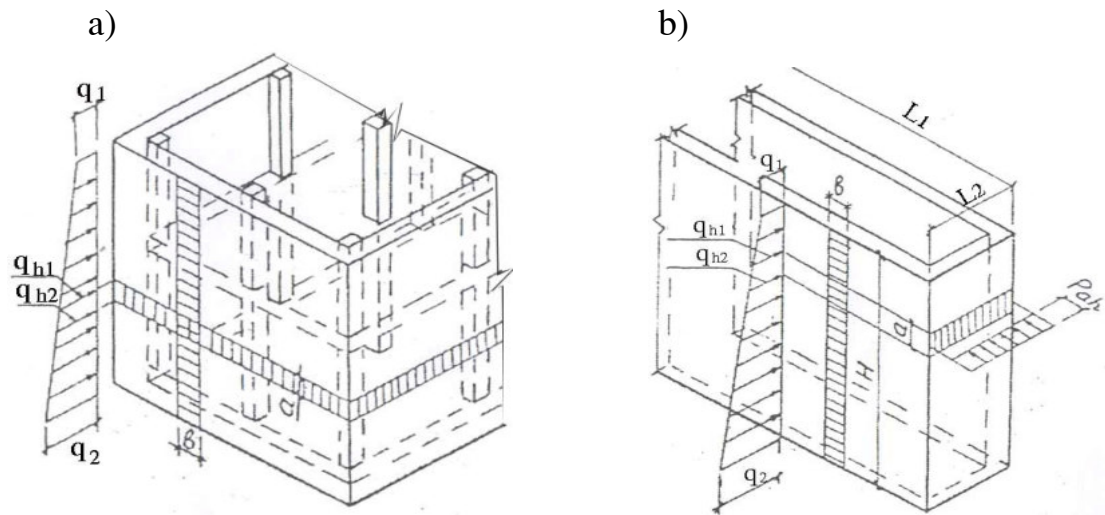
- Khi tường hoặc các pa nen riêng biệt của tường có tỷ lệ cạnh nhỏ hơn 3 cần tính theo bản, mô men xác định cả theo hướng ngang và hướng đứng.

- Trong những trường hợp khi số liệu trong các sổ tay không có (khi tỷ lệ cạnh tầm tương ứng từ 1,5□2 đến 3) thường sử dụng các thao tác đơn giản sau:

+ Tường hoặc từng pa nen riêng được chia thành dải đứng và ngang;

+ Mỗi dải trong đó được tính toán theo sơ đồ dầm nhiều nhịp hoặc một nhịp (tầm dầm).

- + Theo số liệu tính toán dải đứng lựa chọn tiết diện thép đứng cho tường, còn theo số liệu tính toán dải ngang- tiết diện thép ngang.
- Độ võng tường từ tải trọng ngang không được vượt quá 1/300 chiều dài nhịp.
- * Tính toán theo sơ đồ đơn giản thường dẫn đến dư độ bền và thừa cốt thép.
- Trong các công trình ngầm có khung toàn phần, độ ổn định của tường được đảm bảo nhờ tựa lên cột dẫy ngoài của khung và lên mái:
- + Tính toán tường BTCT đổ tại chỗ hoặc lắp ghép có các mối nối giữa các pa nen tiến hành theo sơ đồ đơn giản như đối với các tấm dầm (dải), bố trí đứng và ngang.
- + Khoảng cách giữa các trục cột và các cao độ sàn tương ứng với các kích thước nhịp tính toán đối với dải ngang và dải đứng.
- + Dải đứng được tính toán theo tải trọng hình tam giác hoặc hình thang tác dụng theo trục dọc.
- + Dải nằm ngang được tính toán theo tải trọng phân bố đều bằng cường độ trung bình của áp lực đất trong các giới hạn chiều cao của chúng (h.7.2a).



H.7.2. Sơ đồ tính toán tường công trình ngầm nhiều tầng có khung toàn phần (a) và không có khung (b).

- Khi biểu đồ áp lực đất hình thang, tải trọng tác dụng lên dải đứng, chiều rộng b (h.7.2a)

+ Ở đỉnh tường: $P_{SUP} = bq_1$, KN/M ; (7.15)

+ Ở chân tường: $P_{inf} = bq_2$, KN/M ; (7.16)

Trong đó: $\sigma_{ah, SUP}$ và $\sigma_{ah, inf}$ - cường độ áp lực ngang của đất tương ứng ở đỉnh và chân tường. Trong đó tải trọng phân bố tuyến tính lên dải ngang chiều rộng a:

$$P_{ah} = a \frac{q_1 + q_2}{2} , \quad (7.17)$$

q_1 và q_2 - tương ứng cường độ áp lực ngang ở đỉnh và chân tường của dải tính toán.

- Nếu kích thước tường công trình rất khác nhau, chúng được tính toán theo các sơ đồ khác nhau.

- Trên h.7.2b trình bày công trình, trong đó các tường dọc có tỷ lệ cạnh $L_1/H \geq 3$ được tính toán theo sơ đồ biến dạng phẳng trong mặt phẳng đứng, còn tường bên có tỷ lệ cạnh $H/L_2 \geq 3$ -theo sơ đồ biến dạng phẳng trong mặt phẳng ngang.

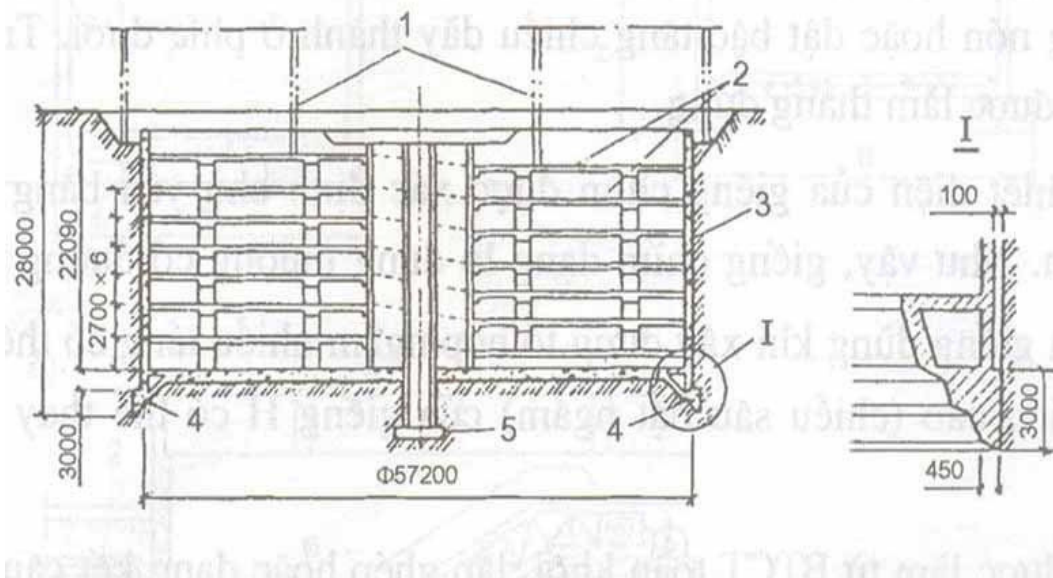
7.2. Tính toán công trình hình tròn trên mặt bằng

- Công trình hình tròn trên mặt bằng được làm từ BTCT đổ tại chỗ và lắp ghép. Mỗi nối giữa các pa nen có thể ngầm hoặc khớp. Các công trình đa giác làm từ các pa nen phẳng có thể tính như công trình hình tròn.

- Tải trọng lên tường công trình tròn trên mặt bằng: áp lực cơ bản của đất; áp lực bổ sung do độ nghiêng các lớp đất; áp lực bổ sung do các tải trọng nằm trên mặt đất; áp lực bổ sung do tính không đồng nhất của đất trên mặt bằng; áp lực động đất; áp lực do trương nở đất; áp lực thủy tĩnh của nước ngầm; tải trọng đặt từ phía trong công trình (áp lực chất lỏng hoặc khí).

- Tường công trình thi công trong hố đào lộ thiên hoặc bằng phương pháp hạ giếng được tính toán chịu tác động áp lực chủ động của đất.

- Tường công trình thi công bằng phương pháp “tường trong đất” và phương pháp hạ giếng ngăn ngừa được khả năng chuyển vị ngang của đất xung quanh công trình. Tính toán chúng chịu tác động áp lực ngang cơ bản của đất trong trạng thái tĩnh.



H.7.3. Kết cấu giếng chìm BTCT toàn khối:

1. kết cấu bên trên; 2. sàn; 3. tường bao (thành giếng); 4. dao giếng; 5. móng cột.

- Nếu công trình chứa chất lỏng (ví dụ bể xăng dầu) và có thể không có sự tiếp xúc chặt chẽ tường công trình với đất (khi thi công công trình bằng phương pháp lộ thiên có đắp đất trở lại hoặc khi thi công giếng hạ chìm), công trình chịu áp lực chất lỏng bên trong cần tiến hành với giả thiết không có áp lực bên ngoài của đất.

- Khi chất tải trọng đối xứng trục bằng các tải phân bố đều bên ngoài và bên trong (h.7.4), tính toán tường theo sơ đồ biến dạng phẳng.

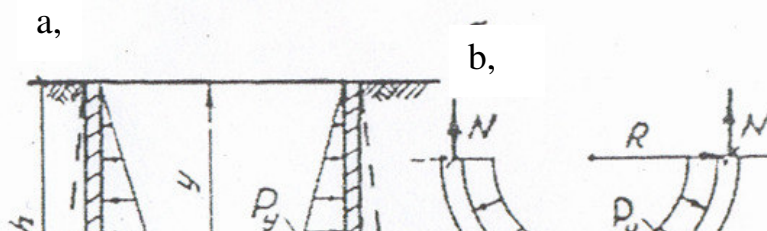
Xét tường chịu áp lực thủy tĩnh.

Nếu cắt tường bằng 2 mặt cắt ngang được khoan tròn chiều cao Δy và chia khoan tròn đó bằng mặt cắt xuyên tâm thành 2 nửa (h.7.4b) thì từ điều kiện cân bằng nửa vòng tròn ta có:

$$2RP_Y \Delta y = 2N \quad (7.18)$$

từ đó:
$$N = P_Y \cdot R \Delta y \quad (7.19)$$

Trong đó: $P_Y = \gamma y$ - áp lực chất lỏng có trọng lượng riêng γ tại chiều sâu y ; N - lực dọc trong tường trên đoạn Δy ; R - bán kính trung bình của thành vòng tròn.



H.7.4. Sơ đồ tính toán công trình ngầm hình trụ chịu áp lực thủy tĩnh: a- biến dạng tường khi áp lực bên trong, b- sơ đồ tính toán lực trong tiết diện qua tâm

- Tiết diện cốt thép yêu cầu để tiếp nhận lực kéo trên đoạn tường chiều cao Δy ,

$$A_s = \frac{N}{R_s}, \quad (7.20)$$

Trong đó: R_s - sức kháng tính toán của thép chịu kéo.

- Áp lực chủ động đối xứng trục của đất tương tự như công thức (7.19) gây nên lực nén trong tường

$$N = \sigma_{ah} R \cdot \Delta y \quad (7.21)$$

- Chiều dày cần thiết trong trường hợp đó bằng:

$$\delta = \frac{N}{R_b \Delta y} \quad (7.22)$$

Trong đó: R_b - sức kháng tính toán của bê tông chịu nén.

Đối với bể chứa đầy chất lỏng, chiều dày thành cần xác định từ điều kiện đảm bảo sự làm việc của bê tông không xuất hiện vết nứt:

$$N_{crc} \leq \delta \cdot \Delta y R_{bt,crc} + 2 \alpha R_{bt,crc} A_s \quad \text{khí } \alpha = E_s / E_\delta \quad (7.23)$$

Từ đó:

$$\delta = \frac{N_{crc}}{\Delta y} \left(\frac{1}{R_{bt,crc}} - 2\alpha \frac{1}{R_s} \right), \quad (7.24)$$

Trong đó: N_{crc} - lực kéo tạo nên do xuất hiện vết nứt; E_s, E_δ - mô đun đàn hồi thép và bê tông; $R_{bt,crc}$ □ sức kháng kéo tính toán của bê tông đối với nhóm trạng thái giới hạn thứ II.

- Lực kéo sơ bộ của thép vòng cho phép tăng tính chống nứt tường bê tông dưới tác động của áp lực bên trong.

Chuyển vị hướng tâm của thành bể được xác định theo áp lực thủy tĩnh theo công thức:

$$\omega = \frac{P_y R^2}{E_\delta \delta}, \quad (7.25)$$

và khi áp lực bên ngoài tương tự, thay P_y bằng σ_{ah} .

- Khi chất tải đối xứng trục, công trình ngầm dạng hình tròn trên mặt bằng không chứa hàng, trong tường không xuất hiện ứng suất kéo và việc gia cường thép cho chúng là không cần thiết. Cốt thép sử dụng là thép cấu tạo.

- Tuy nhiên, nếu công trình được thi công bằng phương pháp hạ giếng thì khi bị nghiêng trong quá trình hạ có thể xuất hiện tải không đều, biểu thị bằng hệ số không đều $k_H=1,25$. Trong mặt cắt ngang lúc này xuất hiện mô men uốn.

- Khi tính toán giếng hạ, thay cho tải trọng ngoài không đều lấy giá trị lực pháp tuyến và mô men uốn tại các điểm A và B (h.7.4) theo công thức:

$$\begin{aligned} M_A &= -0,1488 \sigma_{ah} R^2 (k_H - 1) \\ M_B &= 0,1366 \sigma_{ah} R^2 (k_H - 1) \end{aligned}$$

$$N_A = \sigma_{ah} R [1 + 0,7854(k_H - 1)] \quad (7.26)$$

$$N_B = \sigma_{ah} R [1 + 0,5(k_H - 1)]$$

Tính toán phần dao tường: Tính như công xôn ngầm trong tường.

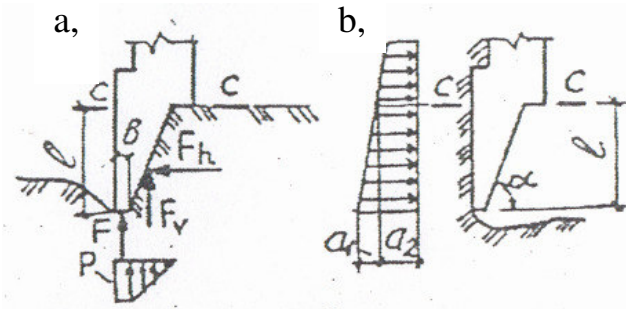
Ta xem xét 2 trường hợp:

Khi áp lực đất tác dụng lên mặt dốc bên trong và chân dao (khi bên ngoài tường chưa có đất) và khi áp lực đất tác dụng lên mặt ngoài công xôn.

- Trường hợp thứ nhất (ở giai đoạn bắt đầu hạ **h.7.5a**), dao nằm dưới tác dụng của phản lực nền xác định theo công thức:

$$P = g/(b + 0,5b'), \quad (7.27)$$

Trong đó g - tải trọng trên 1m chu vi dao từ trọng lượng tường tầng 1, b - chiều rộng chân dao, b' - hình chiếu mặt nghiêng dao lên mặt phẳng ngang.



H.7.5. Các sơ đồ tính toán phần dao tường:

a- bắt đầu hạ, b - kết thúc hạ

+ Giá trị lực tính toán từ áp lực đất lên chân dao F thành phần lực đứng F_v và lực ngang F_h tác dụng lên mặt nghiêng dao xác định từ biểu thức:

$$F = P \cdot b, \quad (7.28)$$

$$F_v = P \cdot b' / 2, \quad (7.29)$$

$$F_h = F_v \cdot \text{tg}(\alpha - \varphi) \quad (7.30)$$

Trong đó: α - góc nghiêng mặt nghiêng dao so với phương ngang; φ - góc ma sát trong của đất theo mặt nghiêng dao.

+ Mô men của những lực đó so với tâm trọng lực tiết diện c-c xác định theo công thức sau:

$$M_p = \frac{F \cdot b'}{2}, \quad (7.31)$$

$$M_{Fv} = F_v \left(\frac{b' - 3b}{6} \right), \quad (7.32)$$

$$M_{Fh} = \frac{2}{3} F_h b' \text{tg} \alpha, \quad (7.33)$$

- Trong trường hợp thứ 2, sơ đồ tính toán (**h.7.5b**) tương ứng với trạng thái khi giếng hạ tới vị trí thiết kế, đất dưới dao được dọn đi, còn áp lực bên của đất tác dụng lên mặt ngoài dao.

+ Trong tiết diện công xôn c - c xuất hiện:

Mô men uốn

$$M = a \cdot l^2 / 3 + a_2 l^2 / 2, \quad (7.34)$$

Lực cắt:

$$Q = l(a_2 + a_1/2), \quad (7.35)$$

Trong đó: a_1 - tung độ phân tam giác biểu đồ áp lực đất, a_2 - tung độ phân chữ nhật biểu đồ áp lực. L - chiều cao công xôn.

+ Theo lực tìm được tại tiết diện c-c tiến hành bố trí thép 2 lớp phân dao trên toàn bộ chiều cao của nó.

- Thép ngang phân dao tường được bố trí theo kết quả tính toán tầng 1 của tường khi nhắc giếng khỏi các gối đỡ tạm thời.

- Khi đào đất một phía gần công trình ngầm cần tiến hành tính toán ổn định chống trượt, nghiêng, tính toán kiểm tra cường độ và ổn định hình dạng tường.

- Tính toán ổn định công trình chống trượt tiến hành theo các sơ đồ trượt phẳng hoặc trượt sâu có thể tham khảo các yêu cầu của XNIP 2.02.01-83 về thiết kế nền nhà và công trình.

7.3. Kiểm tra ổn định thấm của đáy hố đào

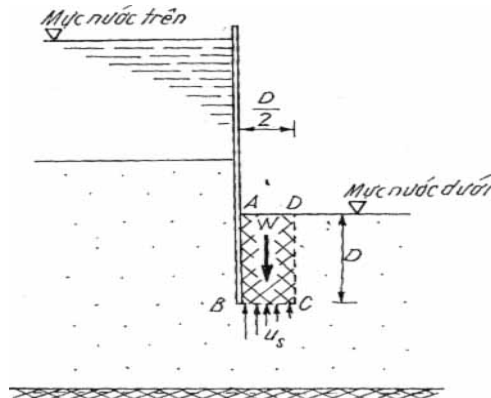
- Khi đào hố móng có nước ngầm có thể xảy ra các hiện tượng xói ngầm, bùng nền hoặc hiện tượng cát chảy.

- Thuật ngữ xói ngầm được dùng để mô tả điều kiện không ổn định xảy ra khi áp lực nước thẳng đứng hướng lên vượt quá trọng lượng của đất.

- Xói ngầm làm các lớp đất xung quanh công trình bị rỗng (các hạt nhỏ bị cuốn trôi), mất khả năng chịu lực dẫn đến sạt lở.

- Hiện tượng cát chảy thường phát sinh trong các lớp cát đều hạt, nhất là cát hạt nhỏ, hạt mịn lẫn ít hạt sét và keo hữu cơ. Dưới tác dụng của dòng thấm toàn bộ cát di động và đùn vào hố đào.

- Khi thiết kế, hệ số an toàn đối với xói ngầm tính như sau:



Hình 7.6. Sơ đồ kiểm tra ổn định nền hố đào khi nước ngầm có áp

$$K_{XN} = W/J = 2D\gamma_{dn}/\gamma_w h_w \quad (7.36)$$

Trong đó: W - trọng lượng khối đất ABCD trong nước chống lại áp lực thấm

$$w = \gamma_{dn} D.D/2; \quad (7.37)$$

J - Lực thấm thấu tác dụng trong phạm vi xói ngầm $D/2$

$$j = \gamma_w h_w.D/2; \quad (7.38)$$

h_w - tổn thất cột nước trong phạm vi từ chân tường đến đáy hố đào, có thể lấy:

$$h_w = h_w/2;$$

D - độ sâu cắm tường cắm vào đất; γ_{dn} - trọng lượng đẩy nổi của đất

Hệ số an toàn về xói ngầm K_{XN} thường lấy $\geq 1,5$

- Khi gặp vùng nước có áp, cần kiểm tra ổn định nền đất đáy hố đào chống nước có áp theo công thức sau:

$$K_{NA} = P_{CZ}/P_{WY} \quad (7.39)$$

Trong đó: P_{CZ} - áp lực do trọng lượng bản thân lớp đất phủ kể từ mặt hố đào đến đỉnh mực nước có áp; P_{wy} - áp lực nước của tầng nước có áp

K_{NA} -hệ số an toàn ổn định chống cột nước có áp, thường lấy bằng 1,05-1,1

- Khi không đảm bảo hệ số an toàn có thể tăng độ sâu chôn tường, hạ mực nước ngầm, tạo màng chống thấm quanh tường chắn...

CHƯƠNG VIII.

MÓNG BÈ VÀ BẢN ĐÁY CÔNG TRÌNH NGẦM

8.1. Móng bè.

- Móng bè phân bố tải trọng trên diện rộng nên áp lực công trình tác dụng lên nền khá nhỏ. Tuy nhiên ảnh hưởng của vùng biến dạng dưới đáy móng lại lớn.
- Móng bè thường được kết hợp làm bản đáy công trình ngầm chống lại lực đẩy nổi.
- Thi công móng bè đơn giản, do đó móng bè được sử dụng khá rộng rãi trong xây dựng công trình ngầm dân dụng và công nghiệp.

- Móng bè có thể có các dạng phẳng, dạng hộp, dạng bản dầm, dạng nấm. Trong đó, để chống lại áp lực đẩy nổi của nước ngầm, bản đáy công trình ngầm có thể được làm dạng vòm ngược.

Móng bè có thể là móng cứng tuyệt đối hoặc móng mềm.

- Đối với công trình ngầm nhiều tầng có độ chôn sâu lớn trong vùng có mực nước ngầm cao, áp lực đẩy nổi lớn, móng bè bản phẳng thường có chiều dày khá lớn. Trong trường hợp đó móng bè có thể coi là móng cứng tuyệt đối. Thông thường móng bè được coi là tuyệt đối cứng khi có độ mảnh như sau:

$$t = 10 \frac{E_0 L^3}{E h^3} < 10 \quad (8.1)$$

Trong đó: E_0 và E - tương ứng là mô đun biến dạng tổng quát của đất và mô đun đàn hồi của vật liệu bản móng; L - chiều dài bản móng; h - chiều cao bản móng.

- Tính toán móng bè tuyệt đối cứng được tiến hành như móng nông hợp khối trên nền thiên nhiên. Trong đó, cần lưu ý:

+ Xác định trọng tâm đáy móng;

+ Quy tải trọng về trọng tâm móng, lực dọc trục và lực cắt tính toán là tổng của các lực dọc và lực cắt tại các chân cột.

+ Giá trị mô men tính toán là tổng các mô men tại các chân cột theo phương tương ứng.

+ Nếu lực dọc tác dụng lệch so với trọng tâm đáy móng cần phải tính đến mô men do lực dọc tác dụng lệch tâm gây ra $M = \sum_{i=1}^n e_i \cdot N_i$ (trong đó: e_i giá trị lệch tâm của lực dọc thứ i (N_i) so với trọng tâm đáy móng).

1. Tính toán áp lực lên nền theo công thức:

- Khi chịu tải lệch tâm:

$$P_{\frac{\max}{\min}} = \frac{\sum N}{B.L} \pm \frac{M_x Y}{J_y} \pm \frac{M_y X}{J_x} \quad (8.2)$$

Trong đó: $J_y = \frac{1}{12} BL^3$; $J_x = \frac{1}{12} LB^3$; $M_x = \sum N \cdot e_L$; $M_y = \sum N \cdot e_B$

- Khi chịu tải đúng tâm:

$$P_{TB} = \frac{\sum N}{B.L} \quad (8.3)$$

Trong đó: $\sum N$ - tổng tải trọng thẳng đứng tác dụng tại trọng tâm đáy móng;

M_x, M_y - mô men tác dụng theo phương x và theo phương y ;

B, L - tương ứng chiều rộng và chiều dài móng bè.

e_B, e_L - độ lệch tâm theo phương chiều rộng và chiều dài do lực N đặt lệch tâm gây nên

2. Khả năng chịu lực (**giới hạn biến dạng tuyến tính**) của nền đất dưới móng bè được xác định theo công thức:

$$f_s = f_d + \psi_b \gamma (b-3) + \psi_d \gamma_0 (d-1,5) \quad (8.4)$$

Trong đó: f_d - Sức chịu tải tiêu chuẩn quy ước; ψ_b, ψ_d - hệ số điều chỉnh khả năng chịu lực tra bảng 8.1; γ, γ_0 - tương ứng dung trọng tự nhiên của đất dưới đáy móng và của đất trên đáy móng; d - độ sâu của tầng hầm, tính từ mặt đất thiên nhiên, b - chiều rộng đế móng..

Khả năng chịu tải của nền phải thỏa mãn điều kiện sau:

$$P_{MAX} \leq 1,2 f_s \quad (8.5)$$

$$P_{TB} \leq f_s \quad (8.6)$$

Bảng 8.1. Các hệ số điều chỉnh khả năng chịu lực ψ_b, ψ_d

Loại đất	ψ_b	ψ_d
----------	----------	----------

Bùn hoặc đất nhão		0	1,0
Đất lấp hoặc đất dính có hệ số rỗng $e > 0,85$ và $I_L > 0,85$		0	1,0
Đất sét	Khi có độ bão hoà nước $G > 0,8$	0	1,2
	Khi có độ bão hoà nước $G < 0,8$	0,15	1,4
Đất đầm chặt trên diện rộng	Khi có hệ số đầm lèn $K > 0,95$ và hạt sét $\geq 10\%$	0	1,5
	Đất cấp phối có dung trọng khô $\gamma_{Kmax} > 2,1 T/m^2$	0	2,0
Đất bụi	Hàm lượng hạt sét $\geq 10\%$	0,3	1,5
	Hàm lượng hạt sét $< 10\%$	0,5	2,0
Đất dính có $e < 0,85$ và $I_L < 0,85$		0,3	1,6
Cát bụi, cát hạt nhỏ (không chặt, rất ướt, bão hoà nước)		2,0	3,0
Cát hạt trung, cát thô, cát trung, cuội sỏi, đá vụn		3,0	4,4

Ghi chú: 1. Nham thạch phong hoá mạnh hoặc hoàn toàn giá trị lấy theo loại phong hoá
2. Khi sức chịu tải của đất xác định bằng bàn nén tại hiện trường thì $\psi_b = 0$.

Trong trường hợp có động đất giới hạn biến dạng tuyến tính, tính theo công thức (8.4) được điều chỉnh như sau:

$$f_{SE} = K_s f_s \quad (8.4')$$

trong đó: f_{SE} - khả năng chịu lực (giới hạn biến dạng tuyến tính) của nền khi có động đất (KPa); K_s - hệ số hiệu chỉnh khả năng chống động đất của đất nền, lấy theo **bảng 8.2**.

Bảng 8.2. Hệ số điều chỉnh khả năng chịu lực của đất nền khi tính động đất K_s

Tên và trạng thái của đất đá	K_s
Đất đá vụn chặt: cuội sỏi, cát thô, cát hạt trung chặt, đất loại sét dẻo cứng, nửa cứng có $f_k \geq 300 \text{kPa}$	1,5
Đất đá vụn chặt vừa: cuội sỏi, cát thô, cát hạt trung chặt vừa, cát bụi, cát nhỏ chặt vừa, đất loại sét dẻo có $100 \leq f_k \leq 150 \text{kPa}$	1,3
Cát bột, cát mịn ít chặt: đất bột, sét dẻo mềm có $30 \leq f_k \leq 100 \text{kPa}$	1,1
Bùn, đất bùn, đất lấp, cát rời rạc	1,0

Ghi chú: f_k - trị tiêu chuẩn khả năng chịu lực tĩnh của đất nền.

Khi kiểm tra theo điều kiện chống động đất, trong **công thức (8.5) và (8.6)** thay f_s bằng f_{SE} .

$$P_{MAX} \leq 1,2 f_{SE} \quad (8.5')$$

$$P_{TB} \leq f_{SE} \quad (8.6')$$

trong đó: diện tích ứng suất bằng 0 giữa mặt đáy móng với đất nền dưới tác dụng của động đất không được vượt quá 15% diện tích mặt đáy móng khi $B/H < 4$ (B- chiều rộng hoặc chiều dài theo hướng lệch tâm; H- chiều cao của móng hoặc chiều cao tầng hầm).

3. **Khả năng chịu tải giới hạn của đất nền được tính theo công thức:**

$$P_{ghH} = c \cdot N_c s_c i_c d_c + \gamma h_m N_q s_q i_q d_q + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma s_\gamma i_\gamma d_\gamma \quad (8.7)$$

Trong đó: $s_c = 1 - \frac{B}{L} \frac{N_q}{N_c}$; $s_q = 1 - \frac{B}{L} \text{tg} \varphi$; $s_\gamma = 1 - 0,4 \frac{B}{L}$

$$d_c = 1 - 0,4 \frac{B}{L}; \quad d_c = 1 - 2 \text{tg} \varphi (1 - \sin \varphi)^2 \frac{h_m}{B}; \quad d_\gamma = 1; \quad i_c = i_q = \left(1 - \frac{\beta}{90^\circ}\right)$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{\beta}{\varphi}\right)^2 \text{ trong đó: } \beta - \text{góc nghiêng của tải trọng.}$$

N_c, N_q, N_γ - các hệ số xét đến ảnh hưởng của lực dính, tải trọng và loại đất.

h_m - độ sâu chôn móng; γ trọng lượng thể tích của đất; c - lực dính đơn vị của đất.
Công thức trên được dùng với hệ số an toàn là 2-3.

Khả năng chịu tải giới hạn của đất nền có thể được tính theo kết quả xuyên tĩnh.

$$C_u = \frac{R_p - \gamma h}{N_K} \quad (8.8)$$

Trong đó: $N_K = 13 + 0,11A$ (A- là chỉ số dẻo).

Cho đất sét ($\varphi = 0$):

$$P_{ghII} = 5,14C_u + \gamma h_m \quad (8.9)$$

Cho đất cát ($c=0$):

$$N_K = 4R_p \quad (8.10)$$

Giá trị N_q , N_γ có thể tính theo Terzaghi hoặc theo Schemertmann (1978)[..]:

$0,8N_q = 0,8 N_\gamma = R_p$ (R_p lấy trong khoảng (0,5 - 1,1)B dưới đáy móng). Khi $h_m < 1,5B$ có thể lấy:

- Đối với cát: $P_{ghII} = 48 - 0,009 (300 - R_p)^{3/2}$ (kg/cm²)

- Đối với sét: $P_{ghII} = 5 + 0,34 R_p$ (kg/cm²)

$$P_{TT} = P_{ghII} / 2 \text{ (hoặc 3)}$$

4. Tính toán độ lún móng bè.

Độ lún của móng bè được xác định theo công thức sau:

$$S = \psi_s \cdot S' = \psi_s \sum_{i=1}^n \frac{P_0}{E_{S,i}} (z_i \bar{a}_i - z_{i-1} \bar{a}_{i-1}) \quad (8.11)$$

Trong đó: S- độ lún cuối cùng của móng; S' - độ lún tính được theo phương pháp cộng lún từng lớp; ψ_s - hệ số kinh nghiệm lấy bằng 1,1; n- số phân tố đã chia trong phạm vi chiều dày vùng tính toán biến dạng của nền dưới móng; $E_{S,i}$ - mô đun biến dạng của các tầng đất thứ i dưới móng; z_i, z_{i-1} khoảng cách từ mặt đáy móng đến mặt đáy của tầng thứ i; \bar{a}_i, \bar{a}_{i-1} - hệ số để tính áp lực trung bình trong phạm vi từ điểm tính toán của mặt đáy móng đến mặt đáy tầng thứ i và tầng thứ i-1 (tra bảng, phụ thuộc vào tỷ lệ các cạnh và độ sâu).

Chiều dày chịu nén tính toán H_{CN} của lớp biến dạng tuyến tính lấy như sau:

- Tối đỉnh lớp đất có mô đun biến dạng $E_0 \geq 1000 \text{ kg/cm}^2$.

- Khi móng có kích thước lớn (chiều rộng hoặc đường kính lớn hơn 10m) với mô đun biến dạng $E_0 \geq 100 \text{ kg/cm}^2$

$$H_{CN} = H_0 + t \cdot b \quad (8.12)$$

Trong đó: - Đối với nền đất dính: $H_0 = 9m$ và $t = 0,15$

- Đối với nền đất cát: $H_0 = 6m$ và $t = 0,10$

5. Tính toán kết cấu móng bè: Tính toán móng bè theo dạng bản trên nền đàn hồi là bài toán khá phức tạp, trong thực tế, với sai số chấp nhận được (thiên về an toàn) có thể tính theo phương pháp đơn giản sau đây.

- Chia móng bè theo từng giải theo phương cạnh ngắn bằng các đường trung bình giữa các cột, ta được bề rộng $B = l_1$ (h.8.1).

- Áp lực truyền dưới một dải móng thứ i:

$$p_i = P_{TB} B_{iL} B_m \quad (8.13)$$

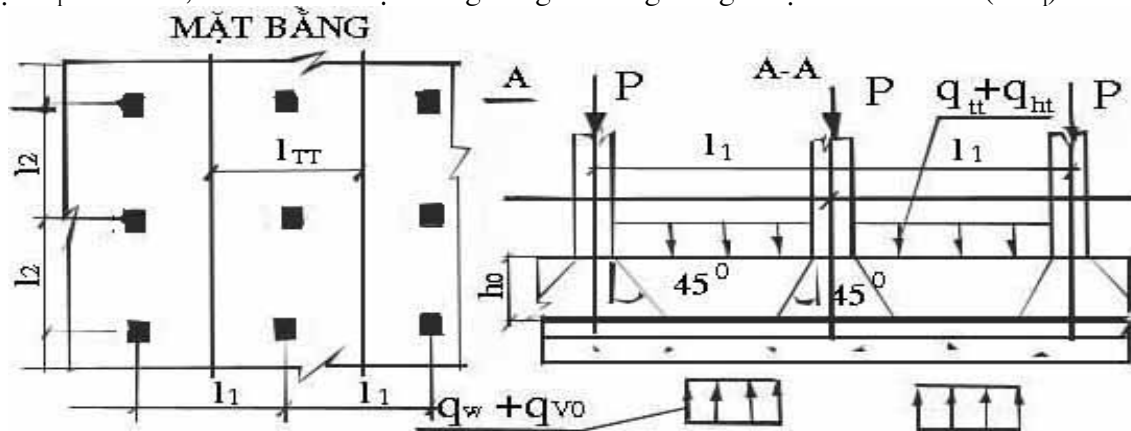
Trong đó: $p_i = \frac{\sum N}{B \cdot L}$ Giá trị p_i có thể lấy từ giá trị trung bình của 4 góc dải i.

Tổng áp lực $\sum N_d$ lấy trực tiếp từ các cột trên dải i sẽ không bằng với $\sum N_i$, do các lực cắt bên hông dải không được đưa vào tính toán. Vì vậy phản lực này được hiệu chỉnh bằng tổng lực bình quân:

$$\sum N_{TB} = \frac{\sum N_i + \sum N_d}{2} \quad (8.14)$$

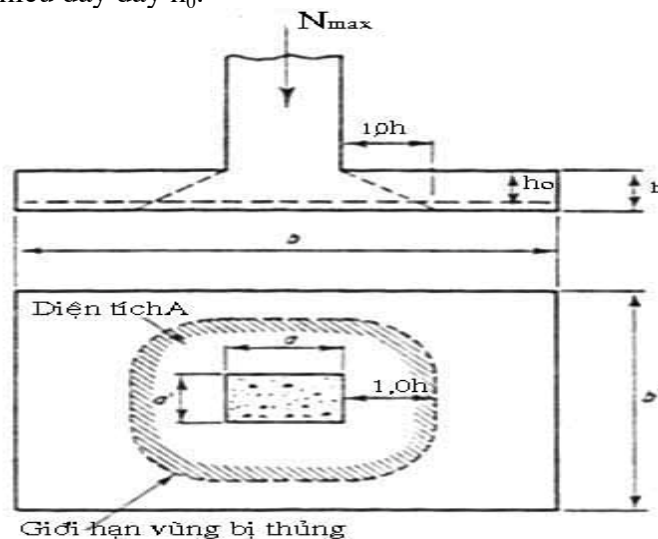
Áp lực bình quân được hiệu chỉnh như sau:

$p_{TB} = \frac{\sum N_{TB}}{B_{iL} B}$ và hệ số áp lực được điều chỉnh là: $f = \frac{\sum N_{TB}}{\sum N_i}$ - hệ số này được nhân cho các giá trị của các lực N_i trên dải i , coi dải như một móng băng và dùng các giá trị đã điều chỉnh ($F.N_i$) để tính toán.



H.8.1. Sơ đồ tính toán móng bè

Kiểm tra khả năng chống đâm thủng: Kiểm tra khả năng chống đâm thủng được tiến hành trên cơ sở chu vi vùng đâm thủng chiều dày đáy h_0 :



H. 8.2. Sơ đồ xác định vùng bị đâm thủng của bản dáy

- Tại điểm góc: $U_{TB} + h_0 + 2$ (cạnh cột)
- Tại cạnh $U_{TB} = 2h_0 + 3$ (cạnh cột)
- Tại giữa $U_{TB} = 4h_0 +$ (chu vi cột)

Kiểm tra khả năng chống đâm thủng với lực lớn nhất:

$$N_{MAX} \leq \alpha R_{bt} U_{TB} h_0 \quad (8.15)$$

Trong đó: N_{max} - lực nén thủng lớn nhất; α - hệ số (bằng 1,0 đối với bê tông nặng; 0,85 đối với bê tông hạt nhỏ); R_{bt} - khả năng chịu kéo của bê tông; U_{TB} - chu vi trung bình đáy trên và đáy dưới tháp nén thủng; h_0 - chiều dày làm việc của bản dáy

Lực nén thủng N_{max} lấy bằng lực tác dụng lên tháp nén thủng, trừ đi phần tải trọng chống lại sự nén thủng tác dụng vào đáy lớn hơn (đáy dưới) của tháp nén thủng (lấy tại mặt phẳng đặt cốt thép chịu kéo).

Khi ô bản đáy là hình chữ nhật, chiều dày h_0 chống chọc thủng được tính theo công thức:

$$h_0 = \frac{(l_1 + l_2) - \sqrt{(l_1 + l_2)^2 - \frac{4Pl_1l_2}{P + 0,7\beta_{hp}f_1}}}{4} \quad (8.16)$$

Trong đó: l_1, l_2 - chiều dài cạnh ngắn và cạnh dài ô bản tính toán. (h.8.3) P - phản lực trung bình của nền đất.

Cốt thép của móng bè được xác định từ các giá trị mô men khi tính dải móng băng nêu trên.

Kết cấu móng bè cũng có thể tính theo phương pháp gần đúng dựa trên cơ sở hệ số nền của ACI Code:

Độ cứng hữu hạn L xác định theo hệ số nền C_z :

$$L = \sqrt[4]{\frac{D}{C_z}} \quad (8.17)$$

Trong đó: D - độ cứng bản móng chiều rộng đơn vị, xác định như sau

$$D = \frac{Eh^3}{12(1-\mu^2)} \quad (8.18)$$

E, μ - mô đun đàn hồi và hệ số Poát xông của bê tông móng; h - chiều dày móng bè. Trong đó vùng ảnh hưởng của một cột là $4L$.

- Theo phương pháp này, giá trị mô men M_x và M_y theo phương X, Y của bản tính trên một đơn vị chiều rộng bản như sau:

$$M_x = M_R \cos^2\theta + M_T \sin^2\theta \quad (8.19)$$

$$M_y = M_R \sin^2\theta + M_T \cos^2\theta \quad (8.20)$$

Trong đó: M_R, M_T - mô men theo phương bán kính và theo phương tiếp tuyến vuông góc với bán kính tại điểm K bất kỳ (xem phụ lục 3) so với chân cột trong hệ tọa độ độc cực (R, θ) được xác định theo công thức sau:

$$M_R = -\frac{N}{4} \left[Z_4 - \left(\frac{1-\mu}{R/L} \right) Z_3' \right] \quad (8.21)$$

$$M_T = -\frac{N}{4} \left[\mu Z_4 + \left(\frac{1-\mu}{R/L} \right) Z_3' \right] \quad (8.22)$$

Chuyển vị thẳng đứng tại chân cột:

$$\Delta_{cc} = \frac{NL^2}{8D} \quad (8.23)$$

Chuyển vị thẳng đứng tại điểm K :

$$\Delta_M = \frac{NL^2}{4D} Z_3 \quad (8.24)$$

Lực cắt:

$$Q = -\frac{N}{4L} Z_4' \quad (8.25)$$

Trong đó: N - lực dọc tác dụng tại chân cột; Z_i là các hệ số xác định từ hàm hyperbolic được HETENYI thiết lập thành biểu đồ theo tỷ số $x = R/L$.

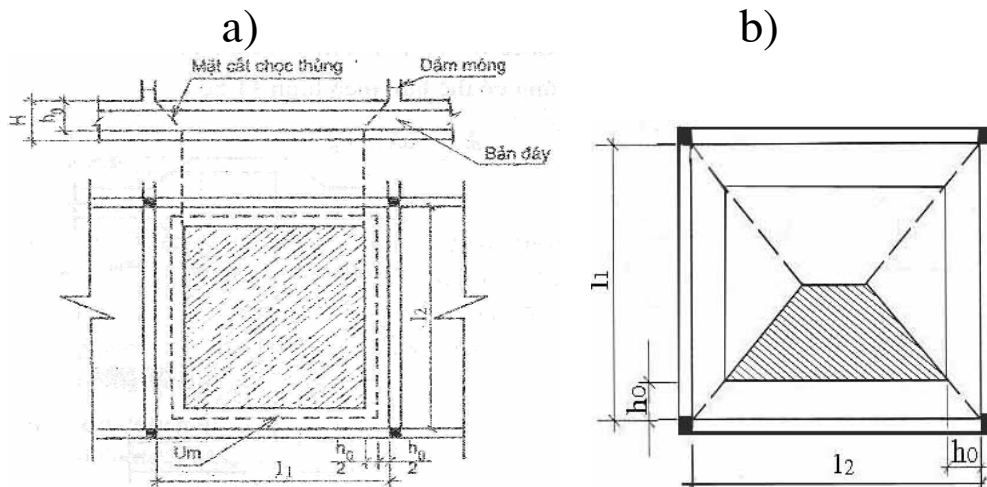
➤ Móng bè có thể kết hợp với cọc tạo thành móng bè cọc có hoặc không có đài móng. Đài móng trong trường hợp này là đài của nhóm cọc được tăng dày để chống lực chọc thủng và tải trọng tác dụng cục bộ. Chiều dày, chiều dài, rộng của đài cọc tính như trong tính toán móng cọc.

9.2. Bản đáy công trình ngầm.

- Trường hợp sử dụng móng giằng hoặc móng cột độc lập thì giữa các cột hoặc giằng cần phải bố trí bản đáy cho công trình ngầm để chống áp lực đẩy nổi của nước ngầm.
- Khác với bản đáy công trình nổi trên mặt đất, bản đáy công trình ngầm thường chịu áp lực đẩy nổi rất lớn, đặc biệt là đối với các công trình chôn sâu dưới mực nước ngầm. Bản đáy có thể làm dạng phẳng, dạng vỏ trụ thoải hoặc vòm thoải lật ngược (h. 8.3, h.8.5).
- Tùy theo tải trọng, điều kiện địa chất công trình, điều kiện thi công, bước cột và nhịp công trình ngầm, có thể sử dụng các loại bản đáy khác nhau. Bản đáy dạng vỏ trụ hoặc vòm ngược có chi phí vật liệu nhỏ hơn bản phẳng vào khoảng 40-50%.

9.2.1. Bản đáy công trình ngầm dạng phẳng:

- Bản đáy tầng hầm nhà cao tầng cũng như công trình ngầm chịu phản lực khá lớn từ đất nền, cũng như áp lực đẩy nổi của nước ngầm nên chúng thường có chiều dày khá lớn. Ngoài tính toán khả năng chịu lực (chịu uốn, chịu cắt và chịu chọc thủng) bản đáy còn được kiểm tra chống nứt, chống võng.
- Thông thường theo cấu tạo, chiều bản đáy cho nhà 12 tầng trở lên nên lấy $\geq 1/14$ chiều rộng bản đáy lớn nhất và không nhỏ hơn 400mm [11]
- Bản đáy công trình ngầm dạng bản phẳng có thể có 2 loại: loại bản không có dầm (móng bè) và loại bản kết hợp với dầm giằng.
- Bản đáy công trình ngầm dạng phẳng kết hợp với hệ giằng tạo thành dạng móng bè gọi là móng bè bản dầm (h.8.3, a)



H.8.3. Sơ đồ xác định chiều cao h_0 chống chọc thủng a) và tính toán chống cắt b)

- Chiều cao dầm bản không nên nhỏ hơn $1/8$ nhịp bình quân của bước cột. Móng bè bản dầm dạng phẳng cấu tạo theo hướng đó thường có độ cứng khá lớn, ở mức độ nào đó có thể coi như bản cứng. Do đó tính toán bản đáy phẳng có thể lật ngược tính như bản sàn thông thường với tải trọng là phản lực nền (bao gồm cả áp lực đẩy nổi của nước ngầm).
- Khả năng chống chọc thủng của bản đáy được xác định theo công thức sau (8.15). - Khả năng chống cắt tại mặt cắt chéo của bản đáy phải đảm bảo điều kiện sau:

$$V_s \leq 0,7\beta_{hs}f_1(l_2 - 2h_0)h_0 \quad (8.26)$$

Trong đó: V_s - phản lực trung bình của của đất nền tác dụng lên phần có gạch chéo; β_{hs} - hệ số ảnh hưởng độ cao mặt cắt chịu lực kéo, tính theo công thức:

$$\beta_{hs} = \left(\frac{800}{h_0} \right)^{\frac{1}{4}} \quad (8.27)$$

Nếu chiều cao h_0 của bản nhỏ hơn 800mm thì lấy $h_0=800$ mm, còn khi $h_0>2000$ mm thì lấy $h_0=2000$ mm.

- Trường hợp bản đáy dạng vòm ngược, tải trọng đứng tác dụng xuống bản đáy được phân thành 2 thành phần lực tiếp tuyến và pháp tuyến.
- Khả năng chống chọc thủng của bản đáy cong được xác định theo công thức sau:

$$F \leq 0,7\beta_{hp}f_1u_m \cdot h_0 \cdot \sin \alpha \quad (8.28)$$

- Khả năng chống cắt tại mặt cắt chéo của bản đáy phải đảm bảo điều kiện sau:

$$V_s \leq 0,7\beta_{hs}f_1(l_2 - 2h_0)h_0 \cdot \sin \alpha \quad (8.29)$$

α - góc nghiêng của trục vòm so với trục thẳng đứng

- Liên kết cột hoặc vách cứng với bản đáy và dầm của móng bè nên theo các yêu cầu sau đây:
 - 1- Cự li mép cột biên, vách tới mép biên của dầm móng không được nhỏ hơn 50mm.
 - 2- Khi bề rộng của dầm móng giao nhau nhỏ hơn bề dài cạnh tiết diện cột, chỗ nối tiếp giao nhau của dầm phải làm thành góc 8 cạnh, khoảng cách giữa các góc cột với 8 cạnh không nhỏ hơn 50mm.
- Khi tính toán bản đáy còn phải kể đến lực cắt bổ sung do mô men tác dụng lên trọng tâm của mặt tới hạn chọc thủng gây ra.
- Ứng suất cắt lớn nhất τ_{max} tại mặt cắt tới hạn chọc thủng tại vị trí cách mép cột $h_0/2$ được xác định theo công thức sau đây [11]:

$$\tau_{max} = F_1/u_m \cdot h_0 + a_s \cdot M_{unb} C_{AB}/J_s \quad (8.30)$$

$$\tau_{max} = 0,7(0,4 + 1,2/\beta_s) \beta_{hs} f_1 \quad (8.31)$$

$$a_s = 1 - \frac{1}{1 + \frac{2}{3} \sqrt{\frac{C_1}{C_2}}} \quad (8.32)$$

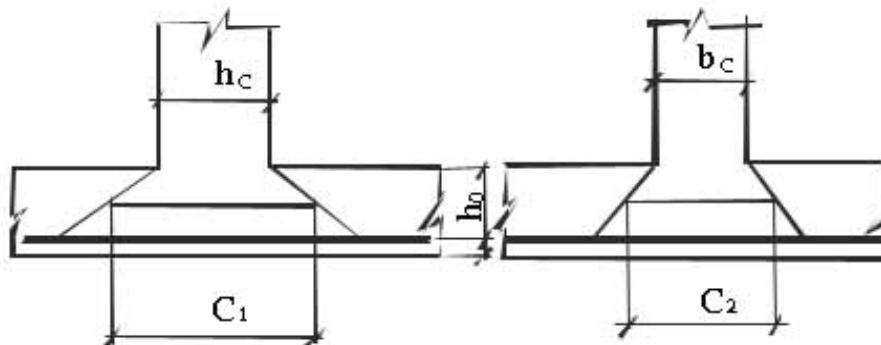
Trong đó: F_1 □ lực tập trung tương ứng với tổ hợp cơ bản được tính như sau:

- + Đối với cột trong lấy lực dọc trừ đi phản lực nền trong khối chọc thủng của bản bè;
- + Đối với cột biên và cột góc lấy lực dọc trừ đi phản lực nền trong phạm vi mặt cắt tới hạn chọc thủng của bản bè;
- + Phản lực nền phải trừ đi trọng lượng bản thân của bản đáy.

U_m - chu vi mặt cắt tới hạn chọc thủng tại vị trí cách mép cột $h_0/2$; H_0 - chiều cao hữu hiệu của móng bè; M_{unb} - mô men uốn tác dụng lên trọng tâm mặt cắt tới hạn chọc thủng; C_{AB} - khoảng cách từ trọng tâm mặt cắt tới hạn chọc thủng tới điểm có ứng suất cắt lớn nhất.; J_s - mô men quán tính của mặt cắt tới hạn chọc thủng đối với trọng tâm của nó; β_s - tỷ số giữa cạnh dài và cạnh ngắn của mặt cắt cột, khi $\beta_s < 2$ thì lấy $\beta_s = 2$ khi $\beta_s > 4$ thì lấy $\beta_s = 4$; a_s - hệ số phân phối mô men không cân bằng không qua lực cắt lệch tâm trên mặt cắt tới hạn chọc thủng, tính theo công thức (8.32); C_1, C_2 - cạnh dài và cạnh ngắn diện bị chọc thủng phụ thuộc vào kích thước tiết diện chân cột và giá trị h_0 xem h.8.4.

Giá trị xác định như sau: $C_1 = h_c + h_0$ và $C_2 = b_c + h_0$ (8.33)

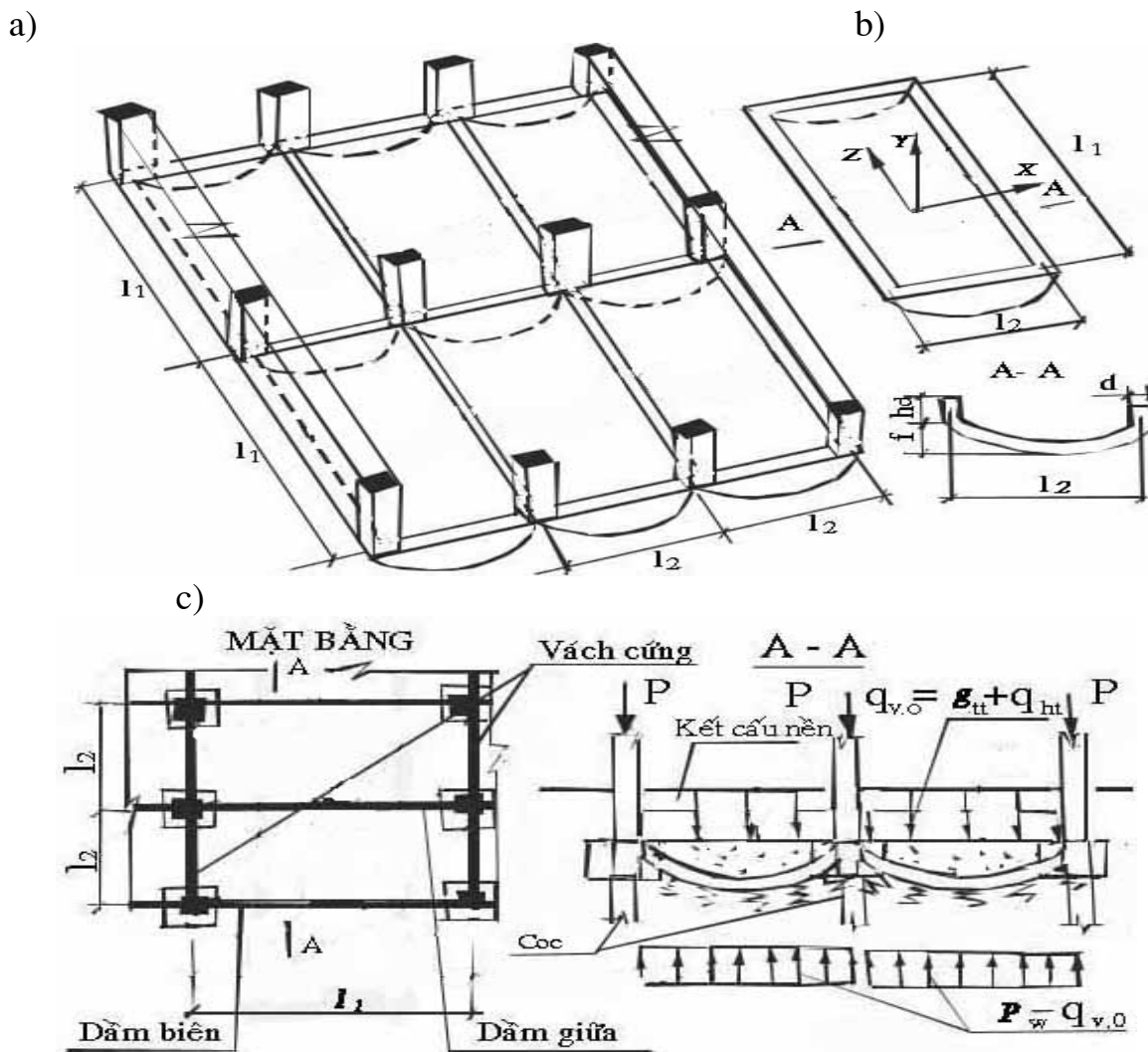
Trong trường hợp cột góc: $C_1 = h_c + h_0/2$ và $C_2 = b_c + h_0/2$. (8.34)



H.8.4. Xác định giá trị C_1 và C_2

8.2.2. Bản đáy công trình ngầm dạng vòm ngược.

- Vòm ngược sử dụng làm bản đáy công trình ngầm nhằm tăng khả năng chống lại phản lực đất nền, áp lực đẩy nổi của nước ngầm. Vòm có thể một nhịp, nhiều nhịp, một sóng và nhiều sóng (h.8.5).



H.8.5. Các loại bản đáy vòm trụ

a- vòm nhiều sóng, nhiều nhịp; b- vòm 1 nhịp; c) sơ đồ tính toán

- Vòm ngược bao gồm những bộ phận cơ bản sau:
 + Chiều dày d tựa lên 2 dầm biên có chiều rộng là b_d và chiều cao là h_d , hai đầu còn lại của vòm ngược là vách cứng.

+ Chiều dài sóng là l_2 , nhịp trụ là l_1 , khoảng giữa các nhịp là các vách cứng. Dầm biên của vòm ngược là giằng giữa các chân cột, làm chỗ tựa cho bản móng, nó góp phần làm giảm chuyển vị ngang của mép biên vòm.

+ Để làm vách cứng cho móng vòm ngược thường dùng các dầm cong. Dầm biên BTCT thường lấy $h_d = (1/10-1/15)l_1$. Chiều rộng dầm biên lấy theo tỷ số $b_d/h_d = (0,3-0,5)$.

- Vòm ngược làm đáy công trình ngầm được chia thành 2 loại: vòm dài và vòm ngắn.

Khả năng chịu lực (phản lực nền và lực đẩy nổi của nước ngầm) của bản đáy dạng vòm ngược tốt hơn bản đáy phẳng, nên nó thường có độ dày nhỏ hơn, bù lại bản vòm ngược lại có độ cứng lớn hơn độ cứng bản đáy phẳng nhờ độ cong của nó.

- Khi vòm đáy được xây dựng sau (sau khi thi công xong phần móng và kết cấu bên trên của công trình), có thể coi tải trọng công trình chuyển xuống cột chủ yếu do phần móng chịu. Trong trường hợp này để đơn giản tính toán, bản đáy vòm ngược có thể được tính toán như vòm thoải lật ngược với tải trọng là phản lực nền và áp lực đẩy nổi của nước ngầm.

Trong trường hợp áp dụng lý thuyết vỏ mỏng để tính toán bản đáy công trình ngầm cần dựa trên các giả thiết sau:

1. Tải trọng công trình chuyển lên cột do móng chịu (ví dụ móng cọc có đài cọc độ lặp dưới cột, bản móng xây dựng sau khi thi công xong phần móng và kết cấu bên trên)
2. Bản móng công trình ngầm chỉ chịu áp lực phân bố, không có tải trọng tập trung tác dụng lên bản móng.
3. Chiều dày bản móng thay đổi đều đặn, không bị dẹt khác

1. Xác định đặc trưng hình học của vòm ngược.

- Bản đáy vòm ngược có thể có các hình dạng khác nhau, nhưng chủ yếu là có dạng đối xứng, phổ thông nhất là sử dụng loại vòm ngược có hình dạng parabol hoặc dạng cung tròn. Vì vậy để đơn giản tính toán ta xét loại vòm ngược dạng parabol và dạng cung tròn.

- Giá trị đặc trưng cho dạng hình học của vòm là mô men quán tính J_y và mô men kháng uốn S_y (h.8.6). Lấy trục tọa độ như hình 8.6- thì phương trình đường cong của vòm hàm parabol có dạng [22]:

$$z = f_{bd}(X/a)^2 = f_{bd}k^2 \quad (8.35)$$

$$k = X/a; \quad (8.36)$$

a- chiều dài nửa dây cung của vòm $l_2 = 2a$.

Gọi B là trọng tâm của tiết diện ngang vòm, ta có:

$$Z_B = f_{bd}/3; \quad Z_H = (2/3).f_{bd} \quad (8.37)$$

- Mô men quán tính của tiết diện ngang vòm đối với trục X

$$J'_x = \int_0^a d \cdot f_{bd}^2 \frac{x^4}{a^4} dx = \frac{2}{5} a \cdot d \cdot f_{bd}^2 \quad (8.38)$$

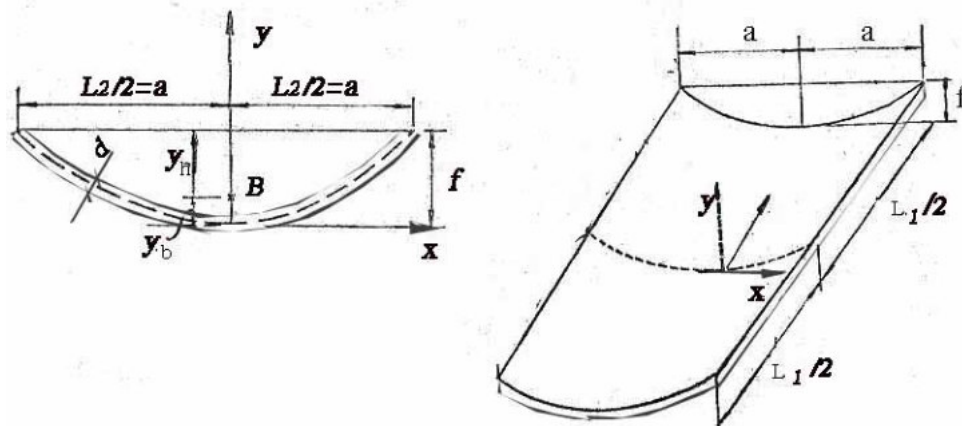
- Mô men quán tính tiết diện ngang đối với trục đi qua trọng tâm của tiết diện là:

$$J_x = \frac{2}{5} a \cdot d \cdot f_{bd}^2 - 2ad \left(\frac{1}{3} f_{bd} \right)^2 = \frac{8}{45} a d f_{bd}^2 \quad (8.39)$$

- Mô men tính đối với một nửa tiết diện ngang là:

$$S_x = \int_0^a d \left(\frac{f_{bd}}{3} - f_{bd} \frac{x^2}{a^2} \right) dx = f_{bd} \frac{d}{3} a (k - k^3) \quad (8.40)$$

Trong đó: *d*- chiều dày vòm; *l*- chiều dài vòm; f_{bd} - độ cao của vòm.



H.8.6. Sơ đồ hình học của bản đáy dạng vòm ngược

- Các kích thước sơ bộ của bản đáy vòm ngược có thể lựa chọn theo kinh nghiệm. Chiều cao vòm ngược f_{bd} lấy theo công thức sau đây:

$$f_{bd} = \left(\frac{1}{5} - \frac{1}{10}\right) l; \quad (8.41)$$

Trong đó: l - nhịp bản đáy.

- Đối với vòm dạng parabol có gốc tọa độ đặt tại đỉnh vòm, ta có:

$$\sin \theta_{CV} = \frac{tg \theta_{CV}}{\sqrt{1 + tg^2 \theta_{CV}}}; \quad \cos \theta_{CV} = \frac{1}{\sqrt{1 + tg^2 \theta_{CV}}}; \quad tg \theta_{CV} = \frac{4f_{bd}}{l}; \quad \theta_{CV} = \arctg \frac{4f_{bd}}{l}$$

$$y = \frac{4f_{bd}}{l^2} x^2; \quad \text{trong đó: } x = \frac{l^2}{8f_{bd}} tg \theta; \quad r = \frac{l^2}{8f_{bd} \cdot \cos^3 \theta};$$

- Đối với vòm dạng tròn, có gốc tọa độ tại đỉnh vòm, ta có:

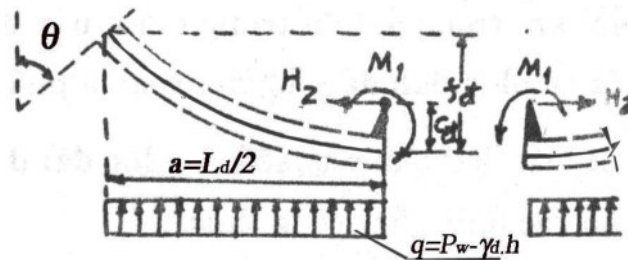
$$\sin \theta_{CV} = \frac{l}{2r}; \quad \cos \theta_{CV} = 1 - \frac{f_{bd}}{r}; \quad \theta_{CV} = \arcsin \frac{l}{2r} = \arccos \left(1 - \frac{f_{bd}}{r}\right); \quad r = \frac{l}{8f} (l^2 + 4f_{bd}^2)$$

2. Tải trọng tác dụng lên bản đáy công trình ngầm.

- Khi bản đáy công trình ngầm được xây dựng sau cùng (sau khi đã hoàn thành phần móng và kết cấu chính bên trên) hoặc móng công trình sử dụng cọc, toàn bộ tải trọng bên trên công trình do móng tiếp nhận.

- Bản đáy công trình ngầm trong trường hợp này chịu áp lực của đất trên nền, tải trọng bản thân và hoạt tải trên nền. Ngoài ra trong vùng có nước ngầm bản đáy còn chịu tác dụng của nước ngầm.

- Để đơn giản tính toán, tải trọng nêu trên được coi là phân bố đều.



H.8.7. Sơ đồ tính toán bản đáy dạng vòm

- Tải trọng tác dụng lên bản đáy trong trường hợp có áp lực đẩy nổi:

$$q = P_w - \gamma_d \cdot h \quad (8.42)$$

Trong đó: P_w - áp lực đẩy nổi của nước ngầm; γ_d - trọng lượng thể tích trung bình của bản đáy và đất trên bản đáy; h - độ sâu chôn bản đáy so với cốt nền công trình.

3. Tính toán bản đáy dạng vòm ngược.

- Tính toán bản đáy công trình tuyến dạng vòm ngược được tiến hành theo bài toán phẳng, nghĩa là có thể cắt vòm với chiều rộng $b=1m$ để tính toán. Trường hợp vòm có dạng pa ra bậc 2, độ cứng của vòm đối với trục trọng tâm có thể xác định theo công thức (8.39).

- Bản đáy công trình ngầm được liên kết với hệ dầm móng, với tường biên hoặc vách cứng. Do độ cứng của dầm và vách rất lớn so với độ cứng của bản đáy nên trong tính toán liên kết giữa dầm, vách với bản đáy có thể coi như liên kết ngàm, vòm có thể coi là hệ bậc 3 siêu tĩnh.

- Để đơn giản tính toán ta cắt vòm tại đỉnh và đặt vào đó các ẩn lực chưa biết M_1 , H_2 và Q_3 . Với hệ đối xứng chịu tải trọng đối xứng ta có $Q_3=0$. Như vậy chỉ còn M_1 và H_2 .

- Có thể xác định khoảng cách từ đỉnh vòm tới tâm đàn hồi C_d của vòm parabol theo công thức:

$$C_d = \int_0^s \frac{ds}{J} y / \int_0^s \frac{ds}{J} = 0,337 \cdot f_{bd} \quad (8.43)$$

- Hệ phương trình chính tắc của vòm parabol có ngàm tại chân vòm như sau:

$$\left. \begin{aligned} \delta_{11}M_1 + \delta_{21}H_2 + \delta_{1p} + \theta_0\rho &= 0 \\ \delta_{21}M_1 + \delta_{22}H_2 + \delta_{2p} + \theta_0\rho(f_{bd} - c_d) &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (8.44)$$

Trong đó: Trong đó: M_1 và H_2 - mô men và lực ngang do tải trọng ngoài gây ra đối với vòm không khớp chân ngầm; δ_{11} -chuyển vị đơn vị tại đỉnh vòm ngược do mô men $M_1=1$ gây ra; δ_{12} - chuyển vị đơn vị tại đỉnh vòm ngược trong hệ cơ bản theo phương ẩn số M_1 do lực xô ngang $H_2=1$ gây ra; δ_{21} - Chuyển vị đơn vị tại đỉnh vòm ngược trong hệ cơ bản theo phương ẩn số H_2 do mô men $M_1=1$ gây ra; δ_{22} - chuyển vị đơn vị tại đỉnh vòm ngược do lực xô ngang $H_2=1$ gây ra; θ_0 - góc xoay tại chân vòm; ρ - hệ số quy đổi chuyển vị về một thứ nguyên, xác định theo biểu thức sau:

$$\rho = \frac{EJ_0}{\pi E_0} \frac{1 - \mu_0^2}{1 - \mu^2} \quad (8.45)$$

Trong đó: μ và μ_0 - hệ poisson của vật liệu kết cấu (bản đáy) và hệ số nở hông của đất; E, E_0 - mô đun đàn hồi của vật liệu kết cấu (bản đáy) và mô đun biến dạng (tổng quát) của nền đất.

- Trong trường hợp các ẩn lực đặt tại tâm đàn hồi, hệ phương trình chính tắc của vòm parabol có ngầm tại chân vòm như sau:

$$\left. \begin{aligned} \delta_{11}M_1 + \delta_{1p} + \theta_0\rho &= 0 \\ \delta_{22}H_2 + \delta_{2p} + \theta_0\rho(f_{bd} - c_d) &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (8.44')$$

Giải hệ phương trình (8.44') ta được:

$$M_1 = - \frac{\delta_{1p}}{\delta_{11}} - \rho \frac{\theta_0}{\delta_{11}} = M_0 - A_1 \cdot \theta_0 \quad (8.46)$$

$$H_2 = - \frac{\delta_{2p}}{\delta_{22}} - \frac{f_d - c_d}{\delta_{22}} \rho \cdot \theta_0 = H_0 - A_2 \cdot \theta_0 \quad (8.47)$$

Trong đó: $A_1 = \frac{\rho}{\delta_{11}}$ và $A_2 = \frac{f_d - c_d}{\delta_{22}} \rho$. - là giá trị mô men và lực xô ngang tại tâm đàn hồi do chuyển vị

nằm ngang và chân vòm xoay góc $\theta_0=1$ gây ra.

- Nội lực tại đáy vòm xác định theo công thức:

$$M_0 = M_1 - H_2 \cdot C_d \quad (8.48)$$

$$H_0 = H_2 \quad (8.49)$$

Trong đó: đối với vòm dạng parabol: C_d xác định theo công thức (8.43).

- Theo điều kiện làm việc của bản đáy kết cấu công trình ngầm thì chuyển vị nằm ngang của bản đáy $X_n = 0$.

- Các chuyển vị đơn vị δ_{kn} theo lý thuyết cơ học kết cấu (công thức Mor- Maxwell) có thể tính như sau:

$$\delta_{kn} = \frac{(1 - \mu^2)}{E} \left[\int_0^s \frac{M_k M_n}{J} ds + \int_0^s \frac{N_k N_n}{F} ds + \int_0^s \frac{Q_k Q_n}{F} ds \right] \quad (8.50)$$

Trong đó: μ - hệ poisson của vật liệu kết cấu (bản đáy); E - mô đun đàn hồi của vật liệu kết cấu (bản đáy); J, F - mô men quán tính và diện tích tiết diện tính toán.

- Đối với bản đáy công trình ngầm dạng vòm ngược, giá trị chuyển vị trượt do lực cắt Q_i gây ra (số hạng thứ 3 trong phương trình trên) có giá trị không đáng kể nên có thể bỏ qua.

- Công thức (8.50) có thể viết:

$$\begin{aligned} \delta_{kn} &= \frac{1 - \mu^2}{E} \left(\int_0^s \frac{M_k M_n}{J_0} \cos \theta \cdot ds + \int_0^s \frac{N_k N_n}{F_0} \cos \theta \cdot ds + \right) = \\ &= \frac{1 - \mu^2}{E} \left(\frac{l}{J_0} \int_0^{1/2} M_k M_n \cdot dx + \frac{l}{F_0} \int_0^{1/2} N_k N_n \cdot dx \right) \end{aligned} \quad (8.51)$$

- Sơ đồ tính toán chuyển vị do $M_0=1$ và $H_0=1$ gây ra trình bày trên hình 8.8

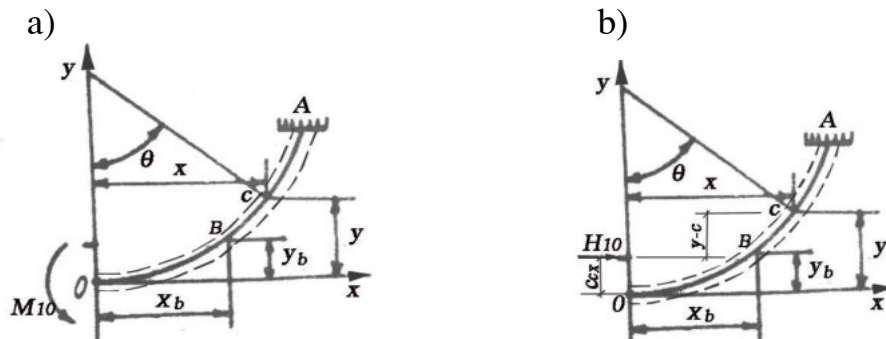
Tính chuyển vị đơn vị do $M_0=1$ gây ra (h.8.8a):

Tại tiết diện bất kỳ trên trục vòm ta có $M_x=1$ và $N_x=0$ nên:

$$\delta'_{11} = \frac{1-\mu^2}{EJ_0} \int_0^{1/2} M_{1x} M_{2x} dx = \frac{1-\mu^2}{2 EJ_0}$$

Nhân chuyển vị với hệ số $\frac{EJ_0}{1-\mu^2}$ ta có:

$$\delta_{11} = \frac{1}{2} \quad (8.52)$$



H.8.8. Sơ đồ tính toán chuyển vị: a- do $M_{10}=1$ gây ra; b- do $H_{10}=1$ gây ra

Tính chuyển vị đơn vị do $H_0=1$ gây ra (h.8.8b):

- Tại tiết diện bất kỳ trên trục vòm ta có:

$$M_{2x} = 1(y - C_{2x}); N_{2x} = 1 \cdot \cos\theta \quad (8.53)$$

Nhân chuyển vị với $\frac{EJ_0}{1-\mu^2}$, xét đến $J_0 = \frac{bd^3}{12}$ và $b=1$ (d_0 -chiều dày bản đáy tại vị trí đỉnh vòm) ta được:

$$\delta_{22} = \int_0^{1/2} M_{2x}^2 dx + \frac{d_0^2}{12} \int_0^{1/2} N_{2x}^2 dx = 0,04383 \cdot f^2 l \left[1 + \beta_1 \left(\frac{d_0}{f_{bd}} \right)^2 \right] \quad (8.54)$$

Trong đó:
$$\beta_1 = 0,954 \frac{\arctg\left(\frac{4f_{bd}}{l}\right)}{\frac{4f_{bd}}{l}} \quad (8.55)$$

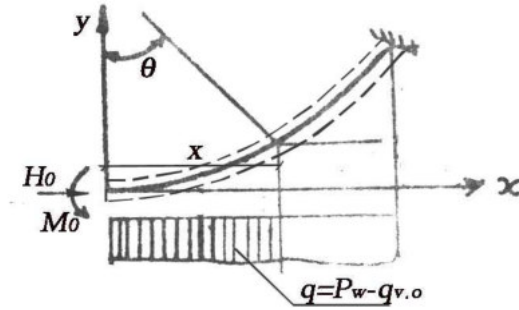
Giá trị β_1 phụ thuộc vào tỷ số f_{bd}/l được [25] lập thành bảng dưới đây:

f_{bd}/l	1/2	1/2,5	1/3	1/3,5	1/4	1/4,5	1/5	1/5,5	1/6
β_1	0,528	0,605	0,663	0,711	0,750	0,780	0,806	0,825	0,841

Trong trường hợp tải trọng thay đổi theo luật tam giác ta có:

Chuyển vị do tải trọng ngoài gây ra sau khi nhân với $\frac{EJ_0}{1-\mu^2}$ ta được:

$$\delta_{1p} = \int_0^{1/2} M_x dx; \delta_{2p} = \int_0^{1/2} M_x (y - C_{cx}) dx; \quad (8.56)$$



H.8.9. Sơ đồ tính M_x, N_x, Q_x

Thay giá trị M_x vào (8.56) và lấy tích phân ta được:

$$\delta_{1p} = -\frac{l^3}{192}(4q) - \frac{f^2 l}{420}(2le + 5\Delta e) \quad (8.57)$$

$$\delta_{2p} = -\frac{f l^3}{228}(1,578q + 0,4945\Delta q) - \frac{f^3 l}{378}(7,1307le + 1,9835\Delta e) \quad (8.58)$$

- Tải trọng tính toán tác dụng lên bản đáy công trình ngầm chủ yếu là tải trọng đẩy nổi của nước ngầm, để đơn giản tính toán có thể coi như tải trọng phân bố đều với giá trị q_{bd} .
- Khi tải trọng phân bố đều, xét đến các giá trị $\Delta q = e = \Delta e = 0$ ta có:

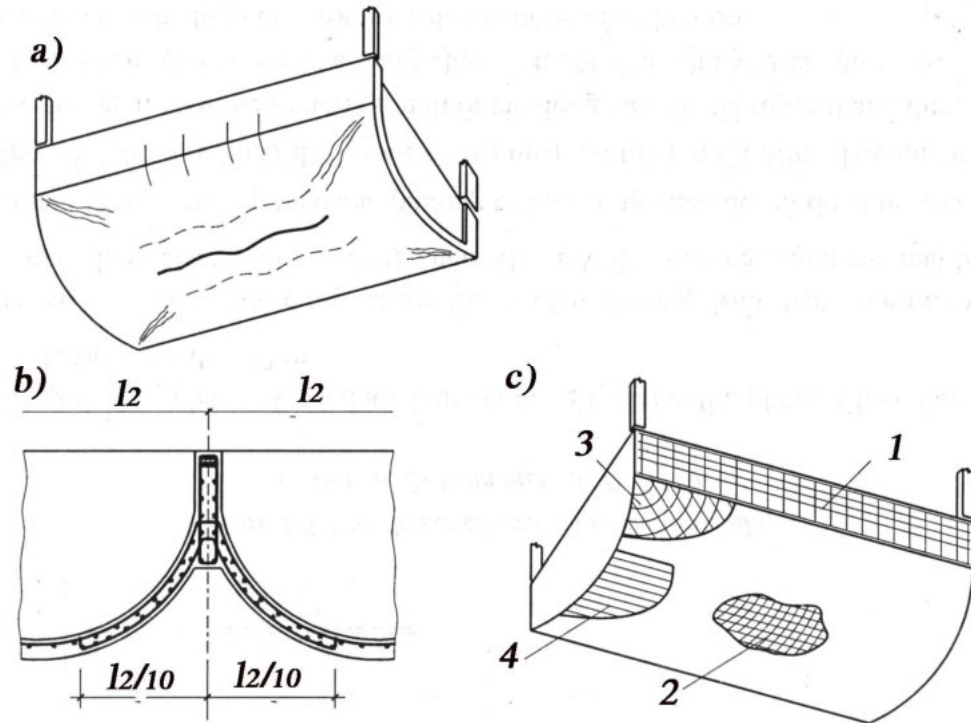
$$\delta_{1p} = -\frac{l^3}{192}(4q) \quad (8.57')$$

$$\delta_{2p} = -\frac{f l^3}{228}(1,578q) \quad (8.58')$$

- Nội lực tại tiết diện bất kỳ trong bản đáy tính theo công thức sau đây:

$$\left. \begin{aligned} M_x &= M_0 + H_0 y - \frac{1}{2} g_d x^2 \\ N_x &= H_0 \cos \theta + g_g .x \sin \theta \\ Q_x &= g_d .x \cos \theta - H_0 \sin \theta \end{aligned} \right\} \quad (8.59)$$

Trong đó: $y = \frac{4f}{l^2} x^2$; g_d - tải trọng phân bố từ đất trên bản đáy và bản thân bản đáy.



H.8.10. Sơ đồ bố trí cốt thép trong bản dáy dạng vòm trụ

a- Sự hình thành các vết nứt trong bản dáy vòm trụ; b-bố trí cốt thép trong dầm biên; c- các loại cốt thép trong bản dáy; 1- thép chịu kéo; 2-thép trong bản dáy; 3-thép vùng góc bản dáy; 4- theo phương dọc

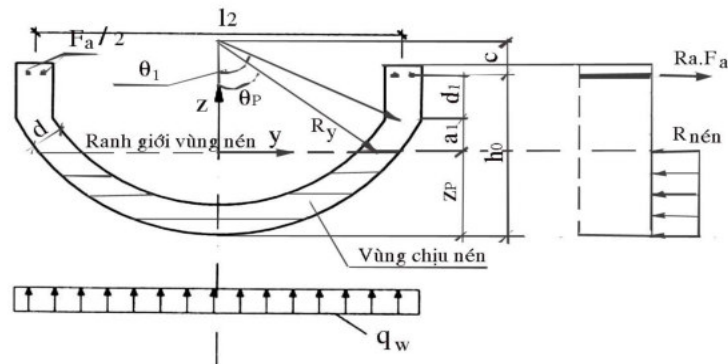
- Trong trường hợp chiều dày bản dáy so với bán kính cong có tỷ số $\frac{d}{R} \leq \frac{1}{20}$ (trong đó d- chiều dày bản dáy; R- bán kính cong của trục vòm) vòm có thể tính như vỏ mỏng [21].

- Đối với móng vỏ mỏng có tiết diện dạng **cong tròn** chịu tác động của tải trọng thẳng đứng đối xứng có thể tính gần đúng như dầm BTCT đơn giản tựa trên các vách cứng [21, 24] (h.8.11). Tiết diện ngang của dầm và dầm biên là tiết diện cong. Các ký hiệu trong h.8.11 như sau: F_a - tổng diện tích cốt thép chịu kéo; θ_1 - góc ở tâm nửa cung vỏ; θ_p - góc ở tâm một nửa cung vỏ trong vùng chịu nén; c- khoảng cách từ hợp lực của cốt thép chịu kéo tới tâm **cong tròn** của tiết diện vỏ; d, R_y - chiều dày và bán kính vỏ; d_1 — khoảng cách từ hợp lực của cốt thép chịu kéo tới đáy của dầm biên.

- Điều kiện đảm bảo cường độ trên tiết diện **cong tròn** là:

$$M_{MAX} \leq 0,8(2R_n d R_y^2 \sin \theta_p - c R_a F_a) \quad (8.60)$$

Trong đó: M_{MAX} - mô men ngoại lực xác định như trong dầm đơn giản; 0,8 - hệ số thực nghiệm về điều kiện làm việc của vật liệu trong tiết diện cong; các ký hiệu khác, xem trên h.8.11.



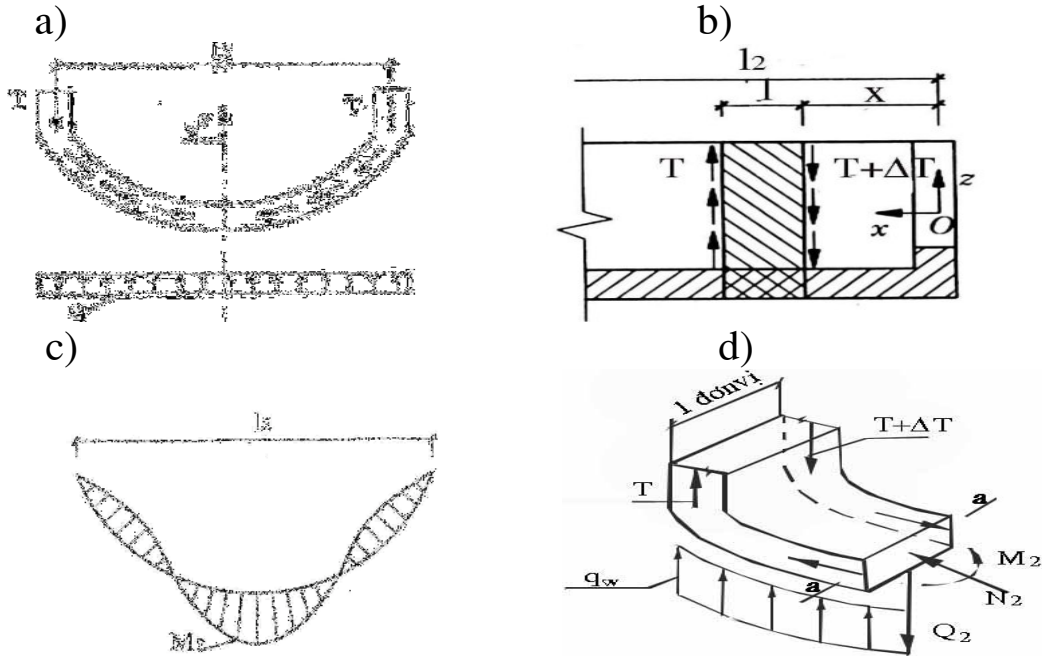
H.8.11. Tính toán móng vỏ trụ dạng cong tròn như dầm BTCT

- Ranh giới vùng chịu nén xác định theo nguyên tắc sau:

$$2R_n \theta_p d = R_a F_a \quad (8.61)$$

- Thế hai phương trình trên cho nhau ta có:

$$\sin \theta_p - \frac{c}{R_y} \theta_p - \frac{M}{2R_n d R_y^2} = 0 \quad (8.62)$$



H.8.12. Sơ đồ tính toán vỏ trụ dạng tròn theo phương sóng: a- sơ đồ tính toán; b- dải cắt theo chiều rộng tính toán bằng $1m$; c- sơ đồ tải trọng và nội lực trên một phân dải ngang vỏ trụ; d- biểu đồ mô men tác dụng theo phương sóng.

- Do góc θ_p nhỏ nên có thể thay $\sin \theta_p \approx \theta_p$ và giải phương trình (8.62), sau đó tính cốt thép theo (8.61).

Ứng suất tiếp trong vỏ có giá trị lớn nhất tại gối tựa, có thể xác định theo công thức:

$$T = \frac{Q_0 S}{2Jd} \quad (8.63)$$

Trong đó: Q_0 □ lực cắt tại tiết diện gối của vỏ, xác định như trong dầm đơn giản.

- Để xác định mô men uốn dọc của vỏ theo phương sóng, ta tách một dải rộng một đơn vị (h.8.12). Lực tác dụng lên dải này là tải trọng thẳng đứng q và các lực tiếp tuyến T và $T + \Delta T$. Giá trị M_2 trong tiết diện bất kỳ của dải bằng tổng mô men của lực q và ΔT đối với trục a-a của tiết diện đang xét. Biểu đồ M_2 có dạng trên hình 8.12c.

CHƯƠNG X

TÍNH TOÁN DẦM, BẢN MÓNG TRÊN NỀN ĐÀN HỒI.

9.1. Khái niệm chung:

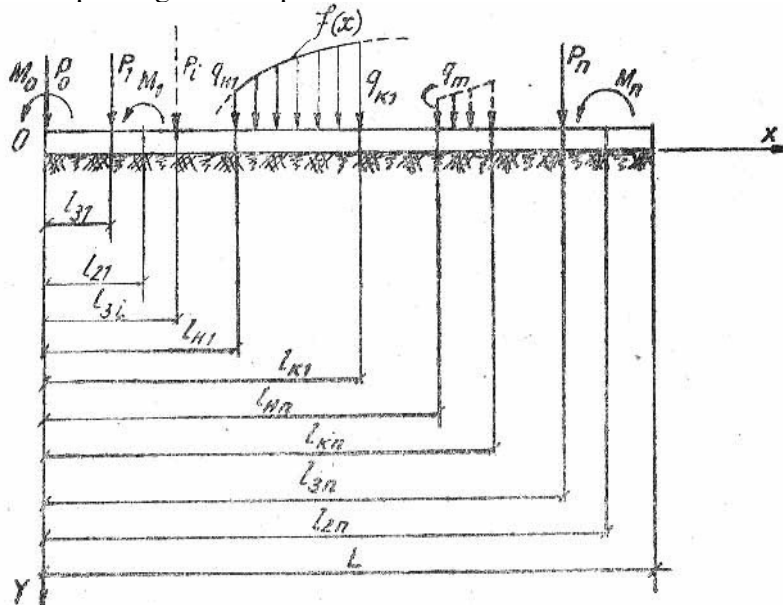
- Hệ khung công trình ngầm dân dụng công nghiệp có thể là khung đổ toàn khối, khung lắp ghép, có thể một nhịp, nhiều nhịp, một tầng hoặc nhiều tầng.
- Công trình ngầm dân dụng và công nghiệp phần lớn xây dựng bằng phương pháp lộ thiên.
- Các bộ phận của công trình ngầm trực tiếp tiếp xúc với nền đất là bản mái, tường ngoài và bản đáy.
- Tính toán hệ khung của công trình ngầm bao gồm các phương pháp tính toán khung, vòm, dầm, tường và kết cấu trên nền đàn hồi.
- + Bản mái thường có cấu tạo vòm thoải. Chúng tiếp xúc với đất lấp cho nên được tính như kết cấu thông thường.

- + Tường bên thường được xây dựng thẳng đứng. Chúng có thể được tính toán như dầm trên nền đàn hồi (khi tường có độ cứng hữu hạn và tiếp xúc liên tục với nền đất) và không kể đến tính đàn hồi của nền đất (khi xung quanh là đất lấp không đảm bảo tiếp xúc chặt chẽ và liên tục với tường).
- + Bản đáy của công trình ngầm có thể có dạng phẳng hoặc dạng cong (vòm ngược).
- Bản đáy công trình ngầm có độ cứng hữu hạn, cũng như khi chúng được xây dựng trước khi xây dựng kết cấu bên trên có thể được tính toán đơn giản như dầm (cắt theo dải) trên nền đàn hồi.
- Dưới tác dụng của tải trọng và phản lực nền, móng sẽ bị uốn (thường ở mép biên). Sự biến dạng của móng lại ảnh hưởng đến sự phân bố lại phản lực nền. Để đơn giản hoá tính toán người ta chỉ xét trong những trường hợp móng có biến dạng uốn lớn khi thoả mãn điều kiện:

$$t = 10 \frac{E_0 l^3}{E h^3} \geq 10 \quad (9.1)$$

Trong đó: E_0 - mô đun biến dạng của đất nền; E - mô đun đàn hồi của vật liệu móng; l - chiều dài móng; h - chiều cao móng. Khi móng có t thoả mãn điều kiện trên gọi là móng mềm.

- Móng có tỷ số hai cạnh $l/b \geq 7$ gọi là móng dầm, còn $l/b < 7$ gọi là móng bản.
- Dưới tải trọng công trình $f(x)$ và phản lực nền $\sigma(x)$ (xem hình dưới), móng dầm bị uốn và trục võng của nó được xác định theo phương trình vi phân



H. Sơ đồ tổng quát dầm trên nền bán không gian đàn hồi

$$EJ \frac{d^4 y(x)}{dx^4} = [f(x) - \sigma(x)]b \quad (9.2)$$

Trong đó b - chiều rộng của dầm; $y(x)$ - độ võng của dầm; EJ - độ cứng chống uốn của dầm.

- Dưới tác dụng của áp lực đáy móng nền đất bị lún xuống. Điều kiện tiếp xúc của nền và đáy móng được miêu tả như sau:

$$y(x) = \delta(x) \quad (9.3)$$

- Như vậy có hai đại lượng chưa biết là $y(x)$ và $\delta(x)$ nhưng mới chỉ có một phương trình (9.2), ta lập thêm phương trình thứ hai trên cơ sở quan hệ giữa độ lún của nền và áp lực đáy móng

$$S(x) = f_1[\sigma(x)] \quad (9.4)$$

* **Quan hệ này thể hiện sự làm việc của nền dưới tác dụng của tải trọng gọi là mô hình nền.**

Hiện nay trong thực tế phổ biến áp dụng 3 mô hình sau đây:

- 1- **Mô hình nền biến dạng cục bộ** (còn gọi là mô hình nền Vinkler). Theo mô hình này biến dạng nền chỉ xảy ra tại vị trí đặt tải. Mô hình này sử dụng quan hệ:

$$\sigma(x) = K\delta(x) \quad (9.5)$$

Trong đó: K - hệ số tỷ lệ phụ thuộc vào loại đất nền còn gọi là hệ số nền (t/m^3 , kg/cm^3); σ - áp lực lên nền; δ giá trị độ lún.

2 - Mô hình bán không gian đàn hồi. Theo mô hình này nền được xem như nửa không gian biến dạng tuyến tính. Độ lún nền không chỉ xảy ra tại vị trí đặt lực mà cả ở vùng lân cận. Mô hình này dựa trên các công thức Businessk:

$$S(x,y) = \frac{1 - \mu_0^2}{\pi E_0 R} P \quad (9.6)$$

Trong đó: R - khoảng cách từ điểm tính lún đến điểm đặt lực P ; E_0, μ_0 - mô đun biến dạng và hệ số nở hông của đất nền.

Theo mô hình này hiện có một số phương pháp thông dụng của **GS. M.I. Garbunốp- Paxadóp, Phương pháp của Zemôskin** và **phương pháp của GS. Ximvuliđi**.

3. Mô hình lớp không gian đàn hồi. Mô hình này như mô hình bán không gian biến dạng tuyến tính nhưng chỉ tính cho lớp đất có chiều dày hữu hạn (ví dụ chiều dày lớp chịu nén, hoặc đến lớp đá có chiều dày nhỏ hơn chiều dày lớp chịu nén).

- Các mô hình nêu trên đều dựa trên cơ sở lý thuyết đàn hồi - biến dạng nền tỷ lệ thuận với ứng suất.

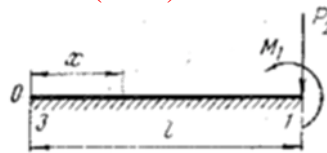
➤ Lý thuyết tính toán móng băng, dầm trên nền đàn hồi khá phù hợp khi nền đất có tính đàn hồi và tính cơ học gần với vật thể đàn hồi đồng nhất. Tuy nhiên đối với các loại đất như cát, sét, á cát, á sét không có lý thuyết nào phù hợp hoàn toàn. Hơn nữa việc lựa chọn tiết diện cấu kiện bê tông cốt thép được tiến hành theo trạng thái giới hạn trong khi nền đất chỉ tính trong giai đoạn đàn hồi. Điều này cho thấy vấn đề đặt ra chưa lô gích lắm. Điều bất cập này có thể được giải quyết nếu tính toán theo lý thuyết cân bằng giới hạn có xét đến tính biến dạng dẻo của nền. Phần lớn các loại đất nêu trên đều có tính dẻo, do đó việc áp dụng lý thuyết dầm trên nền biến dạng dẻo tỏ ra khá phù hợp với điều kiện thực tế. Mô hình nền này đã được GS.A.A. Gvozdev đưa ra từ năm 1934.

9.2. Tính toán dầm trên nền đàn hồi theo phương pháp nền biến dạng cục bộ (mô hình nền Vinkler). Đại diện cho phương pháp này là phương pháp tính toán của GS.Paxtrnak

- Lý thuyết Vinkler phù hợp nhất đối với nền đất yếu no nước.

- Quan hệ cơ bản đối với dầm theo mô hình này là phương trình (9.5)

- Sau khi vi phân phương trình này và thay $(\frac{d^2 y}{dx^2})$ bằng $(-\frac{M}{EJ})$ ta nhận được phương trình vi phân chung cho dầm nằm tự do chịu tải ở hai đầu dầm (h.9.1):



H.9.1. Sơ đồ tính toán dầm ngắn chịu tải tập trung và mô men

$$\frac{d^4 M}{d\varphi^4} + 4M = 0 \quad (9.7)$$

Trong đó: $\varphi = \frac{x}{S}$; $S = \sqrt[4]{\frac{4EJ}{bK}}$ chiều dài đặc tính của dầm (tường);

K - Hệ số kháng đàn hồi của đất ở mặt bên tường;

E -Mô đun đàn hồi của vật liệu công trình;

J - mô men quán tính của tiết diện tường;

b - chiều rộng tính toán, $b = 1m$

Tùy theo độ cứng của tường, có thể chia tường thành 3 loại như sau (theo Pasternak, $\lambda = l/S$):

+ $\lambda < 1$ tường được tính như dầm có độ cứng tuyệt đối.

+ $1 \leq \lambda \leq 2,75$ - dầm có độ cứng hữu hạn, tính như dầm ngắn

+ $\lambda > 2,75$ tường mảnh, tính như dầm dài vô hạn

Lời giải phương trình này của G.S. PL. Paxternak cho kết quả trong tiết diện tại khoảng cách x tới đầu dầm không chất tải như sau:

- Mô men uốn:

$$M_\varphi = A_1 \xi_4 - A_2 \xi_3 \quad (9.8)$$

- Lực cắt tại điểm đó:

$$Q_\varphi = \frac{1}{S} (A_1 \xi_1 - 2A_2 \xi_4); \quad (9.9)$$

- Lực phân bố lên nền tại điểm đó:

$$q_\varphi = b.K.y = \frac{2}{S^2} (A_1 \xi_2 - 2A_2 \xi_1); \quad (9.10)$$

- Góc xoay:

$$d_\varphi = \frac{2}{S^3} (-A_1 \xi_3 - 2A_2 \xi_2) \quad (9.11)$$

Trong đó: $A_1 = 4 \rho_4 M_1 - 2 \rho_5 \cdot S \cdot P_2$

$$A_2 = 2(\rho_6 M_1 - \rho_4 \cdot S \cdot P_2).$$

Giá trị: ξ và ρ cho trong bảng 6.1 và 6.2-phụ lục 6.

Đối với dầm ngắn $1 \leq \lambda = l/S < 2,75$:

Tăng giá trị lên bK lần, giá trị tuyệt đối của góc xoay và độ lún dầm ngắn là:

$$\Delta_{11} = \frac{4}{S^3} \rho_1 - \text{góc xoay đầu chất tải của dầm do } M_1 = 1 \text{ gây nên}$$

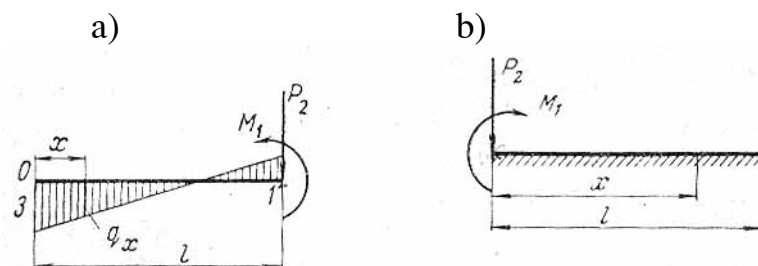
$$\Delta_{12} = \Delta_{21} = \frac{2}{S^2} \rho_2 - \text{góc xoay đầu chất tải của dầm do } P_2 = 1 \text{ hoặc cũng tại đó độ lún do } M_1 = 1 \text{ gây nên.}$$

$$\Delta_{22} = \frac{2}{S} \rho_3 - \text{độ lún tại đầu chất tải của dầm do } P_2 = 1 \text{ gây nên}$$

$$\Delta_{31}^0 = \frac{8}{S^3} \rho_6 - \text{góc xoay đầu không chất tải của dầm do } M_1 = 1 \text{ gây nên}$$

$$\Delta_{32}^0 = \Delta_{41}^0 = \frac{8}{S^2} \rho_4 - \text{góc xoay đầu không chất tải của dầm do } P_2 = 1 \text{ hoặc độ lún do } M_1 = 1 \text{ gây nên}$$

$$\Delta_{42}^0 = \frac{4}{S} \rho_5 - \text{độ lún tại đầu không chất tải của dầm do } P_2 = 1 \text{ gây nên}$$



H.9.2. Sơ đồ tính toán dầm cứng a) và dầm dài b)

Đối với dầm cứng:

Dầm rất ngắn có $\lambda = \frac{l}{S} < 1$ - gọi là dầm cứng. Nội lực trong những dầm này được xác định theo công thức của sức bền vật liệu:

$$q_x = \frac{2}{l} \left[\frac{3M_1}{l} \left(1 - \frac{2x}{l} \right) + P_2 \left(\frac{3x}{l} - 1 \right) \right] \quad (9.12)$$

$$Q_x = \frac{x}{l} \left(\frac{3M_1}{l} - P_2 \right) + \frac{1}{2} x q_x; \quad (9.13)$$

$$M_x = \left(\frac{2M_1}{l^2} - \frac{2P_2}{3l} + \frac{q_x}{6} \right) x^2 \quad (9.14)$$

Giá trị tuyệt đối của chuyển vị từ những tải trọng đó tăng lên bK lần có dạng:

$$\Delta_{11} = \frac{12}{l^3}; \Delta_{12} = \Delta_{21} = \frac{6}{l^2}; \Delta_{22} = \frac{4}{l}; \Delta_{31}^0 = \frac{12}{l^3}; \Delta_{32}^0 = \Delta_{41}^0 = \frac{6}{l^2}; \Delta_{42}^0 = \frac{2}{l}$$

Đối với dầm dài:

Dầm có $\lambda = \frac{l}{S} \geq 2,75$ gọi là dầm dài. Trong đó nếu tải đặt ở một đầu thì đầu bên kia hầu như không

xuất hiện biến dạng. Góc tọa độ dầm dài lấy tại đầu chất tải (h.9.2b). Các công thức tính toán cho dầm dài tại tiết diện trên khoảng cách x kể từ đầu chất tải như sau:

- Đối với mô men:

$$M_\varphi = M_1 \eta_3 - S \cdot P_2 \eta_2; \quad (9.15)$$

- Lực cắt:

$$Q_\varphi = - \left(\frac{2M_1}{S} \eta_2 + P_2 \eta_4 \right); \quad (9.16)$$

- Áp lực phân bố:

$$q_\varphi = \frac{2}{S} \left(P_2 \eta_1 - \frac{M_1}{S} \eta_4 \right) \quad (9.17)$$

- Góc xoay:

$$d_\varphi = \frac{2}{S^2} \left(\frac{2M_1}{S} \eta_1 - P_2 \eta_3 \right) \quad (9.18)$$

Trong đó: $\varphi = \frac{x}{S}$.

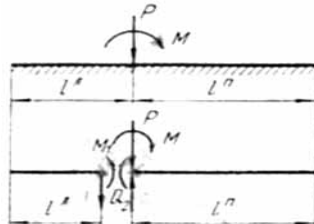
Giá trị biến dạng tuyệt đối tăng lên bK lần sẽ là:

$$\Delta_{11} = \frac{4}{S^3}; \Delta_{12} = \Delta_{21} = \frac{2}{S^2}; \Delta_{22} = \frac{2}{S};$$

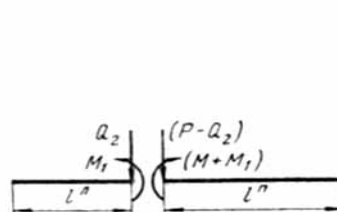
η_i - các hệ số Ximerman cho trong bảng 6.3- phụ lục 6

- Giải bài toán được tiến hành bằng cách phân chia dầm thành từng đoạn riêng biệt tạo thành những hệ cơ bản có lực tác dụng tại các đầu của các đoạn đó.

a)



b)



H.9.3. Ví dụ cắt dầm thành các hệ cơ bản khi có tải trọng tác dụng tại đầu mút dầm

- Ví dụ dầm thể hiện trên h.9.3 chịu tải trọng P và mô men M có thể được cắt và chuyển tải trọng sang phân trái hoặc sang phân phải dầm. Tại vị trí cắt xuất hiện nội lực chưa biết M_1 và Q_2 sẽ được

xác định từ việc giải phương trình Kani bằng phương pháp lực, tạo nên bằng sự cân bằng góc xoay và chuyển vị về trái và về phải của dầm tại vị trí cắt:

$$I: (\Delta_{11}^P + \Delta_{11}^T)M_1 + (\Delta_{12}^P - \Delta_{12}^T)Q_2 + \Delta_{11}^P M - \Delta_{12}^P P = 0 \quad (9.19)$$

$$II: (\Delta_{21}^P + \Delta_{21}^T)M_1 + (\Delta_{22}^P - \Delta_{22}^T)Q_2 + \Delta_{21}^P M - \Delta_{22}^P P = 0 \quad (9.20)$$

- Giá trị chuyển vị Δ - được lấy theo các công thức trên cho dầm cứng, ngắn và dầm dài phụ thuộc vào đoạn dầm được cắt ra.

- Các dấu của chuyển vị Δ trong các công thức nêu trên lấy theo quan niệm sau.

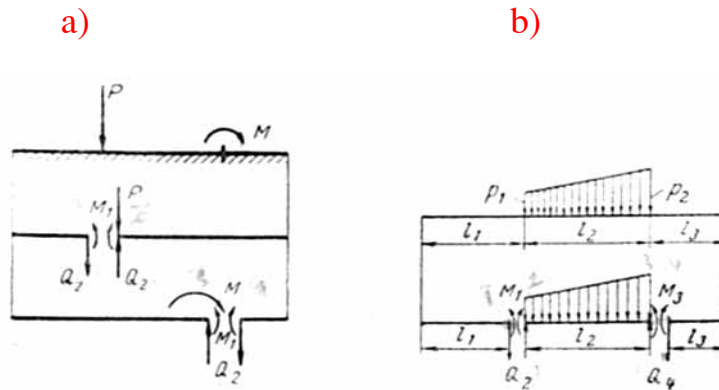
+ Các chuyển vị chính Δ_{11}, Δ_{22} - đứng bên cạnh những nội lực chưa biết M_1 và Q_2 luôn luôn dương, vì hướng của chúng trùng với hướng tác động của lực đó (xem h.9.3a).

+ Dấu của các chuyển vị lựa chọn Δ_{12}, Δ_{21} - là dương khi lực M_1 và Q_2 gây nên biến dạng trùng với hướng chuyển vị chính và âm khi chúng có hướng ngược lại.

+ Dấu các thành phần tải khác cũng xác định như vậy —khi tương ứng với hướng tác động của M và P .

- Sau khi xác định các giá trị chưa biết M_1 và Q_2 , các đoạn cắt của dầm là những hệ cơ bản (h.9.3b) mà đối với chúng có thể ứng dụng các công thức nêu trên để xác định M_φ, Q_φ và q_φ .

- Đối với dầm có tải trọng phức tạp có thể sử dụng nguyên lý cộng tác dụng. Ví dụ, dầm được bày trên h.9.4a cho phép chia thành 2 hệ cơ bản.



H.9.4. Cắt dầm thành các hệ cơ bản khi có tải trọng phức tạp tác dụng lên dầm

- Dầm có các đoạn tải trọng phân bố được chia sao cho các đoạn đó được tách ra trong dạng hệ dầm cơ bản (h.9.4b).

Đối với dầm trình bày trên hình 9.4b cần thành lập 4 phương trình theo phương pháp lực:

$$I: (\Delta_{11}^P + \Delta_{11}^T)M_1 + (\Delta_{12}^P - \Delta_{12}^T)Q_2 - \Delta_{13}^s M_3 - \Delta_{14}^s Q_4 + \frac{P_2 - P_1}{l_2} = 0 \quad (9.21)$$

$$II: (\Delta_{21}^P - \Delta_{21}^T)M_1 + (\Delta_{22}^P + \Delta_{22}^T)Q_2 - \Delta_{23}^s M_3 - \Delta_{24}^s Q_4 - p_1 = 0 \quad (9.22)$$

$$III: -\Delta_{31}^{sT} M_1 - \Delta_{32}^{sT} Q_2 + (\Delta_{33}^T + \Delta_{33}^p) M_3 + (\Delta_{34}^T - \Delta_{34}^p) Q_4 - \frac{P_2 - P_1}{l_2} = 0 \quad (9.23)$$

$$IV: -\Delta_{41}^{sT} M_1 - \Delta_{42}^{sT} Q_2 + (\Delta_{43}^T - \Delta_{43}^p) M_3 + (\Delta_{44}^T + \Delta_{44}^p) Q_4 - p_2 = 0 \quad (9.24)$$

Xác định phản lực đầu dầm trên nền đàn hồi có 2 đầu ngàm [10]. Dầm có 2 đầu ngàm có thể sử dụng các điều kiện biên tương ứng để xác định mô men và lực cắt tại các tiết diện đầu ngàm.

1. Xác định phản lực tại các đầu ngàm khi dầm chịu tải trọng tập trung



H.9.5. Các trường hợp chịu lực của dầm trên nền đàn hồi có 2 đầu ngàm.

- Ta có điều kiện biên: $x=0; \theta_A=y_A=0; x=l; \theta_B=y_B=0$
- Mô men và lực cắt ở hai đầu ngàm xác định theo công thức

$$M_A = \frac{P}{\alpha} \cdot \frac{\xi_4 \xi_3^a - \xi_3 \xi_4^a}{\xi_2 \xi_4 - 2\xi_3^2}; \quad M_B = \frac{P}{\alpha} \cdot \frac{\xi_4 \xi_3^b - \xi_3 \xi_4^b}{\xi_2 \xi_4 - 2\xi_3^2} \quad (9.25)$$

$$H_A = P \cdot \frac{\xi_2 \xi_4^a - 2\xi_3 \xi_3^a}{\xi_2 \xi_4 - 2\xi_3^2}; \quad H_B = P \cdot \frac{\xi_2 \xi_4^b - 2\xi_3 \xi_3^b}{\xi_2 \xi_4 - 2\xi_3^2} \quad (9.26)$$

Trong đó: ξ_i ($i=1, 2, 3, 4$) - các hàm hipecbolic (tra bảng.6.1- phụ lục 6):

$$\begin{aligned} \xi_1 &= \text{ch} \cdot \alpha x \cdot \cos \alpha x; & \xi_3 &= \text{ch} \cdot \alpha x \cdot \sin \alpha x \\ \xi_2 &= \text{ch} \cdot \alpha x \cdot \sin \alpha x + \text{sh} \alpha x \cdot \cos \alpha x; & \xi_4 &= \text{ch} \cdot \alpha x \cdot \sin \alpha x - \text{sh} \cdot \alpha x \cdot \cos \alpha x \end{aligned}$$

2. Xác định phản lực tại các đầu ngàm khi một đầu dầm (dầm A) xoay một góc đơn vị theo chiều kim đồng hồ.

- Điều kiện biên: $x=0; \theta_A=1; y_A=0; x=l; \theta_B=y_B=0$
- Mô men và lực cắt ở hai đầu ngàm xác định theo công thức

$$M_A = (K/\alpha^3)v_1; \quad M_B = - (K/\alpha^3)v_4 \quad (9.27)$$

$$H_A = - (K/\alpha^2)v_2; \quad H_B = - (K/\alpha^2)v_5 \quad (9.28)$$

3. Xác định phản lực tại các đầu ngàm khi một đầu dầm (A) lún xuống 1 đơn vị.

- Điều kiện biên: $x=0; \theta_A=0; y_A=1; x=l; \theta_B=y_B=0$.
- Mô men và lực cắt ở hai đầu ngàm xác định theo công thức

$$M_A = (K/\alpha^2)v_2; \quad M_B = - (K/\alpha^2)v_5 \quad (9.29)$$

$$H_A = - (K/\alpha)v_3; \quad H_B = - (K/\alpha)v_6 \quad (9.30)$$

Trong đó: v_i ($i=1...6$)- các hàm Hipecbol ứng với $\alpha x = \alpha l$ (tra bảng 6.7- phụ lục)

$$v_1 = \frac{1}{2} \frac{\text{sh} \alpha x \cdot \text{ch} \alpha x - \sin \alpha x \cos \alpha x}{\text{sh}^2 \alpha x - \sin^2 \alpha x}; \quad v_4 = \frac{1}{2} \frac{\sin \alpha x \cdot \text{ch} \alpha x - \cos \alpha x \text{sh} \alpha x}{\text{sh}^2 \alpha x - \sin^2 \alpha x}$$

$$v_2 = \frac{1}{2} \frac{\text{ch}^2 \alpha x - \cos^2 \alpha x}{\text{sh}^2 \alpha x - \sin^2 \alpha x}; \quad v_5 = \frac{\sin \alpha x \text{sh} \alpha x}{\text{sh}^2 \alpha x - \sin^2 \alpha x}$$

$$v_3 = \frac{\cos \alpha x \cdot \sin \alpha x + \text{ch} \alpha x \cdot \text{sh} \alpha x}{\text{sh}^2 \alpha x - \sin^2 \alpha x}; \quad v_6 = \frac{\sin \alpha x \cdot \text{ch} \alpha x + \cos \alpha x \cdot \text{sh} \alpha x}{\text{sh}^2 \alpha x - \sin^2 \alpha x}$$

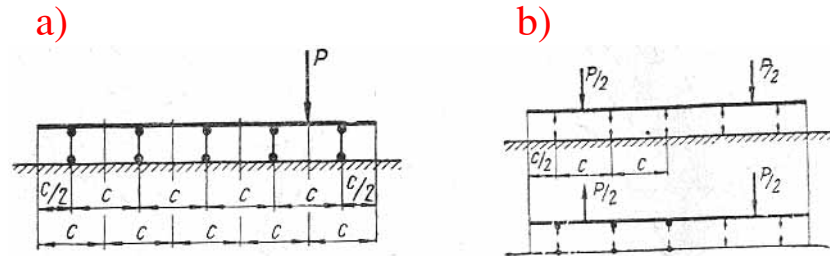
α - đặc trưng độ cứng của tường

$$\alpha = 1/S = \sqrt[4]{\frac{K \cdot b}{4EJ}} \quad (9.31)$$

9.3. Dầm trên nền đàn hồi theo phương pháp Zemôskin.

- Nền trong phương pháp này được xem như bán không gian đàn hồi đồng nhất.
- Cơ sở tính: độ lún đối với điểm nằm trên mặt phẳng bán không gian đàn hồi phụ thuộc vào lực đặt trên khoảng cách nào đó đối với nó (quan hệ Businessk)
- Độ lún y xác định được trong dạng hàm của F_1 . Giá trị độ lún từ lực đơn vị cho trong bảng 6.4 phụ lục 6 với các tỷ số khác nhau x/c và b/c (trong đó x - khoảng cách từ tiết diện xem xét của dầm tới vị trí đặt lực; b - chiều rộng dầm; c - chiều dài các đoạn mà dầm chia ra).
- Tính toán dầm được tiến hành như sau.
- + Dầm được chia ra thành nhiều đoạn nhỏ c (h.9.6a), các đoạn c càng nhỏ độ chính xác tính toán càng lớn.

- + Ở giữa các đoạn bố trí các gối đỡ liên kết dầm với nền đất.
- + Khi tải trọng không đối xứng, tốt nhất phân chia thành các phần đối xứng và phản đối xứng. Ví dụ, tải trọng trình bày trên **h.9.6a** phân chia thành 2 tải trọng trình bày trên **h.9.6b**



H.9.6a, b. Sơ đồ tính toán dầm theo phương pháp Zemôskin:

- a)- chia dầm thành từng đoạn c ;
- b) thay đổi hệ không đối xứng thành hệ đối xứng và phản đối xứng

+ Xác định lực trong các gối đỡ, sử dụng phương pháp hỗn hợp hoặc phương pháp lực.

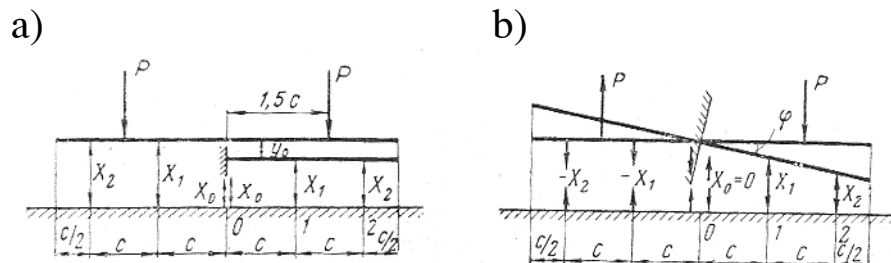
Phương pháp hỗn hợp. Trong phương pháp hỗn hợp, dầm được ngâm ở tiết diện giữa và được tạo nên chuyển vị y . Phương trình của phương pháp hỗn hợp cho dầm chịu tải trọng đối xứng trình bày trên **h.9.7** sẽ có dạng:

$$\text{I. } (2\Delta_{00}^0 + 0)X_0 + (2\Delta_{01}^0 + 0)X_1 + (2\Delta_{02}^0 + 0)X_2 - y_0 = 0 \quad (9.32)$$

$$\text{II. } (2\Delta_{10}^0 + 0)X_0 + (\Delta_{11}^0 + \Delta_{11}^{00} + \Delta_{11}^\sigma)X_1 + (\Delta_{12}^0 + \Delta_{12}^{00} + \Delta_{12}^\sigma)X_2 - y_0 - \Delta_{1p}^\sigma P = 0 \quad (9.33)$$

$$\text{III. } (2\Delta_{20}^0 + 0)X_0 + (\Delta_{21}^0 + \Delta_{21}^{00} + \Delta_{21}^\sigma)X_1 + (\Delta_{22}^0 + \Delta_{22}^{00} + \Delta_{22}^\sigma)X_2 - y_0 - \Delta_{2p}^\sigma P = 0 \quad (9.34)$$

$$\text{IV. } X_0 + X_1 + X_2 - P = 0 \quad (9.35)$$



H.9.7. Sơ đồ tính toán dầm:

- a)- tải đối xứng ; b) tải phản đối xứng

- Ba phương trình đầu biểu thị điều kiện chuyển vị tương hỗ của nền với dầm trong các tiết diện, nơi đặt các lực X_0, X_1, X_2 bằng 0. Phương trình thứ 4 thể hiện tổng tất cả các lực tác dụng lên dầm bằng 0.

- Đối với dầm chất tải phản đối xứng trình bày trên (**h.9.7, b**). Phương trình Kani của phương pháp chuyển vị sẽ có dạng sau:

$$\text{I. } (\Delta_{11}^0 - \Delta_{11}^{00} + \Delta_{11}^\sigma)X_1 + (\Delta_{12}^0 - \Delta_{12}^{00} + \Delta_{12}^\sigma)X_2 - \varphi_0 c - \Delta_{1p}^\sigma P = 0 \quad (9.36)$$

$$\text{II. } (\Delta_{21}^0 - \Delta_{21}^{00} + \Delta_{21}^\sigma)X_1 + (\Delta_{22}^0 - \Delta_{22}^{00} + \Delta_{22}^\sigma)X_2 - 2\varphi_0 c - \Delta_{2p}^\sigma P = 0 \quad (9.37)$$

$$\text{III. } X_1 \cdot c + X_2 \cdot 2c - P \cdot 1,5c = 0 \quad (9.38)$$

- Phương trình thứ nhất và thứ 2 biểu thị điều kiện chuyển vị tương hỗ của nền và dầm bằng 0 tại các mặt cắt, nơi có lực X_1 và X_2 . Phương trình thứ 3 - tổng giá trị mô men lấy tương ứng với tiết diện giữa dầm của tất cả các lực tác dụng lên nó.

Trong các phương trình ký hiệu như sau

- Giá trị chuyển vị tuyệt đối của nền:

Δ_{00}^0 - tại mặt cắt 0 do lực $X_0=1$, tăng lên $\frac{\pi E_0 \cdot c}{1 - \mu_0^2}$ lần gây nên; $\Delta_{01}^0, \Delta_{02}^0$ - tương ứng do $X_1=1, X_2=1$ gây nên.

Δ_{11}^0 - tại tiết diện 1 do lực $X_1=1$ tăng lên $\frac{\pi E_0 \cdot c}{1 - \mu_0^2}$ gây nên.

Δ_{11}^{00} - do lực $X_1=1$ đặt ở nửa thứ 2 (bên trái) của nền; Δ_{12}^0 - tại tiết diện 1 do lực $X_2=1$ tăng lên $\frac{\pi E_0 \cdot c}{1 - \mu_0^2}$ gây nên; Δ_{12}^{00} - do lực $X_2=1$ đặt tại nửa thứ 2 của nền; Δ_{22}^0 - tại tiết diện thứ 2 do lực $X_2=1$, tăng lên $\frac{\pi E_0 \cdot c}{1 - \mu_0^2}$ gây nên; Δ_{22}^{00} - do lực $X_2=1$ đặt tại nửa thứ 2 của nền;

- Giá trị chuyển vị tuyệt đối của dầm:

Δ_{11}^σ - tại tiết diện 1 do lực $X_1=1$ tăng lên $\frac{\pi E_0 \cdot c}{1 - \mu_0^2}$ gây nên; Δ_{12}^σ - tại tiết diện 1 do lực $X_2=1$ gây nên;

Δ_{22}^σ - tại tiết diện thứ 2 do lực $X_2=1$ tăng lên $\frac{\pi E_0 \cdot c}{1 - \mu_0^2}$ gây nên; Δ_{1p}^σ - tại tiết diện 1 do lực $P=1$ tăng lên

$\frac{\pi E_0 \cdot c}{1 - \mu_0^2}$ gây nên; Δ_{2p}^σ - tại tiết diện thứ 2 của dầm;

Các giá trị Δ^0, Δ^{00} - đối với nền trong dạng bán không gián đoạn cho trong bảng 3.1

Giá trị $w = \frac{\Delta^\sigma}{\alpha}$ cho đầu công xôn ngầm tại giữa dầm cho trong bảng 3.2 trong đó: $\alpha = \frac{\pi E_0 \cdot c^4}{6 E_\sigma J_\sigma (1 - \mu_0^2)}$;

Các chuyển vị phụ có quan hệ như sau: $\Delta_{01}^0 = \Delta_{10}^0$ hoặc $\Delta_{12} = \Delta_{21}$, $\Delta_{12}^\sigma = \Delta_{21}^\sigma$ □

Các chuyển vị chính đối với nền $\Delta_{00}^0, \Delta_{11}^0, \Delta_{22}^0$ □ bằng nhau.

Các giá trị $\Delta_{1p}^\sigma, \Delta_{2p}^\sigma$ cho dầm trình bày trên h.9.7, a và 9.7, b (bảng 9.2) sẽ là:

$$\Delta_{1p}^\sigma = 3,5 \alpha; \Delta_{2p}^\sigma = 10,125 \alpha \quad (9.39)$$

Trong đó: E_σ - mô đun biến dạng của nền; μ_σ - hệ số Poisson đối với nền; $E_\sigma J_\sigma$ - độ cứng của dầm

- Sau khi xác định được ẩn số X có thể theo từng thanh xác định áp lực lên nền $q_d = \frac{X}{bc}$, độ lún của đất:

$$y = \frac{1 - \mu_0^2}{\pi E_0 \cdot c} \sum (\Delta^0 X); \quad (9.40)$$

ví dụ tại tiết diện 1 trên h.9.7, a:

$$y = \frac{1 - \mu_0^2}{\pi E_0 \cdot c} [2\Delta_{10}^0 X_0 + (\Delta_{11}^0 + \Delta_{11}^{00})X_1 + (\Delta_{12}^0 + \Delta_{12}^{00})X_2]$$

cũng như mô men uốn và lực cắt trong dầm.

Bảng 9.1. Giá trị độ lún đơn vị Δ^0 và Δ^{00} cho nền dạng bán không gian đàn hồi

$\frac{X}{C}$	Δ^0	Δ^{00}	Khi $\frac{X}{C}$					
			2/3	1	2	3	4	5
0	Δ_{00}^0	—	4,265	3,525	2,406	1,867	1,542	1,322
1	Δ_{01}^0	—	1,069	1,038	0,929	0,829	0,746	0,678
2	$\Delta_{02}^0 =$	Δ_{11}^{00}	0,508	0,505	0,490	0,469	0,446	0,424
3	$\Delta_{03}^0 =$	Δ_{12}^{00}	0,336	0,335	0,330	0,323	0,315	0,305
4	$\Delta_{04}^0 =$	Δ_{13}^{00}	0,251	0,251	0,249	0,246	0,242	0,237
5	$\Delta_{05}^0 =$	Δ_{14}^{00}	0,200	0,200	0,199	0,197	0,196	0,193
10	$\Delta_{10}^0 =$	Δ_{19}^{00}	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,099

- **Phương pháp lực.** Khi giải bài toán bằng phương pháp lực cần xuất phát từ nguyên tắc: độ võng của dầm và nền như nhau. Cách giải theo phương pháp này có thể tham khảo trong các tài liệu chuyên sâu trong chương trình cơ học kết cấu.

Bảng 9.2. Giá trị $W = \frac{\Delta^\sigma}{\alpha}$ cho dầm công xôn từ lực tập trung đơn vị

$\frac{x \text{ tiết diện}}{c}$	$\frac{x \text{ tải trọng}}{c}$										
	0,5	1,0	1,5	2,0	2,5	3,0	3,5	4,0	4,5	5,0	10
0,5	0,250	0,625	1,000	1,375	1,750	2,125	2,500	2,875	3,250	3,625	7,375
1,0		2,000	3,500	5,000	6,500	8,000	9,500	11,000	12,500	14,000	29,000
1,5			6,75	10,125	13,5	16,875	20,25	23,625	27,0	30,375	64,125
2,0				16,00	22,0	28,00	34,00	40,00	46,00	52,00	112,00
2,5					31,25	40,625	50,00	59,375	68,75	78,125	171,875
3,0						54,00	67,50	81,00	94,50	108,00	243,00
3,5							85,75	104,125	122,50	140,875	324,625
4,0								128,00	152,00	176,00	416,00
4,5									182,25	212,625	516,375
5,0										250,00	625,00
10											2000,00

9.4. Dầm trên nền đàn hồi theo phương pháp của GS. Ximvulidi.

- Trên cơ sở tính toán, nghiên cứu thực nghiệm, GS. Ximvulidi cho rằng trục đường cong dầm gần trùng với đường cong độ lún nền và được biểu diễn bằng đa thức

$$p(x) = a_0 + 2 \frac{a_1}{l} \left(x - \frac{l}{2}\right) + \frac{4a_2}{l^2} \left(x - \frac{l}{2}\right)^2 + \dots + \frac{8a_3}{l^3} \left(x - \frac{l}{2}\right)^3 \quad (9.41)$$

Trong đó: a_i - các hệ số cần tìm; x - hoành độ tính từ gốc đặt ở nút trái dầm; l - chiều dài dầm.

- Để xác định các ẩn số a_0, a_1, a_2, a_3 -GS. Ximvulidi đã dựa vào các điều kiện tiếp xúc giữa đáy móng và mặt nền tại các điểm nút trái, điểm giữa và một điểm bất kỳ ở đoạn giữa dầm kết hợp với điều kiện

cân bằng diện tích biểu đồ độ võng dầm với diện tích biểu đồ độ lún của mặt nền khi tác dụng tải trọng $p(x)$, xác định theo công thức (9.7).

- Phương trình quan hệ đường cong phản lực của đất chứa hàng loạt yếu tố ảnh hưởng liên quan đến độ cứng dầm $E_\sigma J_\sigma$, chiều dài dầm l , mô đun biến dạng nền E_0 và tải trọng (đặc điểm và vị trí).
- Trên cơ sở đó, tác giả đã thành lập bảng tính cho phản lực nền, mô men và lực cắt cho tất cả các trường hợp chất tải của dầm. Các giá trị nêu trên phụ thuộc vào độ cứng α của dầm xác định theo công thức:

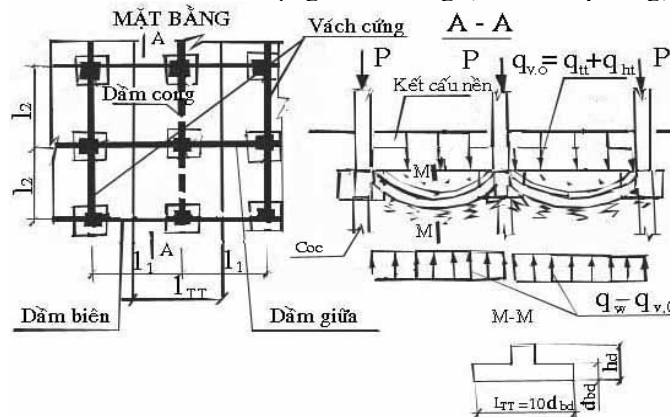
$$\alpha = \frac{1 - \mu^2}{1 - \mu_0^2} \frac{\pi E_0 b l^3}{E_\sigma J_\sigma} \approx \frac{\pi E_0 b l^3}{E_\sigma J_\sigma} \quad (9.42)$$

Trong đó: b - chiều rộng móng lấy bằng $1m$, μ_0 - hệ số Poisson đối với vật liệu móng và đối với đất nền; các ký hiệu khác xem ở trên.

Theo phương pháp này tính toán khá đơn giản, có thể giải được một số trường hợp phức tạp cho nghiệm khép kín.

9.5. Tính toán dầm cong trên nền đàn hồi.

- Hệ dầm móng liên kết các cột công trình ngầm có thể thiết kế theo dạng dầm cong (h.9.8)
- Dầm cong trên nền đàn hồi được áp dụng để tính toán đối với bản đáy dạng vỏ trụ, vòm ngược khi chiều dài lớn hơn nhiều lần so với chiều rộng bản móng (bài toán phẳng).



H.9.8. Sơ đồ tính toán dầm cong trên nền đàn hồi

- Trong trường hợp bản đáy được tăng cứng bằng hệ dầm, tiết diện của dầm kết hợp với bản đáy có thể lấy như dầm có tiết diện chữ T, trong đó chiều rộng bản cánh có thể lấy bằng $10d$ (d - chiều dày bản đáy h.9.8).
- Để tính toán dầm cong trên nền đàn hồi, trước tiên cần xác định trọng tâm của dầm cong và độ cứng của dầm cong so với trọng tâm đó. Độ cứng của dầm cong phụ thuộc vào tiết diện dầm và bán kính cong của dầm. Để đơn giản tính toán, trong thực tế có thể coi dầm cong có dạng parabol (xem chương 9).
- Việc tính toán dầm cong trên nền đàn hồi tương tự như dầm thẳng cùng tiết diện có độ cứng quy đổi.
- Đối với dầm cong tiết diện thay đổi, mô men quán tính của dầm cong tại điểm i bất kỳ có thể lấy:

$$J'_i = \frac{J'_0}{\cos \vartheta} \quad (9.43)$$

Trong đó: J'_0 - mô men quán tính ở trục trọng tâm của dầm cong; ϑ - góc tọa độ cực của dầm cong.

- + Khi tính toán dầm cong trên nền đàn hồi ta tính như dầm thẳng nhưng giá trị độ cứng J' của dầm cong thay đổi theo từng điểm dọc theo dầm, do đó nội lực của dầm cong cần được tính cho từng điểm trên dầm (tại những vị trí điển hình) tương ứng với độ cứng của dầm tại điểm đó so với trục trọng tâm.
- + Khi tính toán dầm cong trên nền đàn hồi độ cứng của dầm J được thay bằng J' .

10.6. Tính toán móng bản trên nền đàn hồi

Những móng có tỷ số $l/b < 7$ được coi là móng bản. Việc tính toán móng bản trên nền đàn hồi phức tạp hơn nhiều so với tính toán móng dầm, do đó trong thực tế tính toán móng bản chữ nhật có cạnh l và b được tính làm hai lần:

- Trước hết tính theo móng theo phương dọc như dầm có chiều rộng b , chiều dài l , tải trọng lúc đó là tải trọng trung bình theo chiều rộng b .

- Sau đó tính theo phương ngang cắt móng theo dải $1m$ chịu tải trọng phân bố đều bằng tải trọng tác dụng lên mặt nền trong phạm vi dải đó khi tính theo phương dọc (không tính ngoại tải nữa), sau đó điều chỉnh số liệu tính toán lần đầu chú ý đến tải trọng phân bố theo phương dọc và phương ngang.

- Nếu tải trọng ngoài như nhau theo hai phương thì tốt nhất tính theo phương ngang.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

1. TCXD VN 356:2005- Kết cấu bê tông và bê tông cốt thép- tiêu chuẩn thiết kế.
2. TCXD VN 375:2006- tiêu chuẩn thiết kế động đất.
3. TCVN 2737: 1995 - Tải trọng và tác động - Tiêu chuẩn thiết kế
4. BS 8081:1989-Neo trong đất. NXB Xây dựng
5. GS.TSKH. Nguyễn văn Quảng-Nền móng và tầng hầm nhà cao tầng NXB Xây dựng, 2006.
6. L.B. Makóvxki - Công trình ngầm giao thông đô thị, NXB Xây dựng, 2004.
7. Nguyễn Đức Nguyên - Địa kỹ thuật trong xây dựng công trình ngầm dân dụng và công nghiệp, NXB Xây dựng, 2008.

PHẦN PHỤ LỤC

PHỤ LỤC 1
BẢNG XÁC ĐỊNH CÁC HỆ SỐ A, B, D

Trị số tiêu chuẩn của góc ma sát trong φ^{tc} (độ)	A	B	D
0	0	1,00	3,14
2	0,03	1,12	3,32
4	0,06	1,25	3,51
6	0,10	1,39	3,71
8	0,14	1,55	3,93
10	0,18	1,73	4,17
12	0,23	1,94	4,42
14	0,29	2,17	4,69
16	0,36	2,43	5,00
18	0,43	2,72	5,31
20	0,51	3,06	5,66
22	0,61	3,44	6,04
24	0,72	3,87	6,45
26	0,84	4,37	6,90
28	0,98	4,93	7,40
30	1,15	5,59	7,95
32	1,34	6,35	8,55
34	1,55	7,21	9,21
36	1,81	8,25	9,98
38	2,11	9,44	10,80
40	2,46	10,84	11,73
42	2,87	12,50	12,77
44	3,37	14,48	13,96
45	3,66	15,64	14,64

PHỤ LỤC 2
BẢNG- XÁC ĐỊNH HỆ SỐ GIẢM ỨNG SUẤT CHỊU NÉN

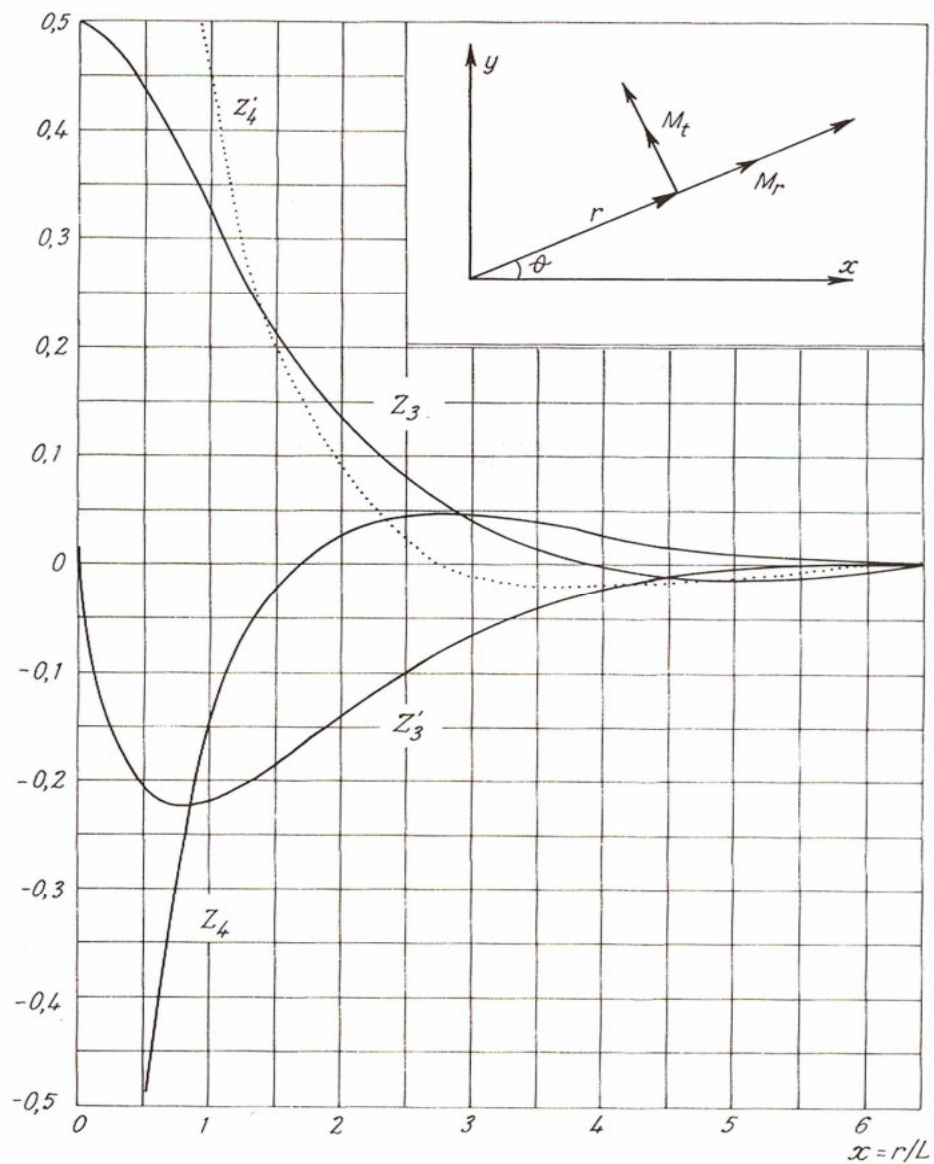
m	$n = \frac{l}{b}$											> 10 và móng băng
	1	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	2,4	2,8	3,2	4	5	
0,0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000
0,4	0,980	0,968	0,972	0,974	0,975	0,976	0,976	0,977	0,977	0,977	0,977	0,977
0,8	0,800	0,830	0,848	0,859	0,866	0,870	0,875	0,873	0,879	0,880	0,881	0,881
1,2	0,606	0,652	0,682	0,703	0,717	0,727	0,740	0,746	0,749	0,753	0,754	0,755
1,6	0,449	0,496	0,532	0,558	0,578	0,593	0,612	0,623	0,630	0,636	0,639	0,642
2,0	0,336	0,379	0,414	0,441	0,463	0,481	0,505	0,520	0,529	0,540	0,545	0,550
2,4	0,257	0,294	0,325	0,352	0,374	0,392	0,419	0,437	0,449	0,462	0,470	0,477
2,8	0,201	0,232	0,260	0,281	0,304	0,321	0,350	0,369	0,383	0,400	0,410	0,420
3,2	0,160	0,187	0,210	0,232	0,251	0,267	0,294	0,314	0,329	0,348	0,300	0,374
3,6	0,130	0,153	0,173	0,192	0,209	0,224	0,250	0,270	0,285	0,305	0,320	0,337
4,0	0,108	0,127	0,145	0,161	0,176	0,190	0,214	0,233	0,248	0,270	0,285	0,306
4,4	0,091	0,107	0,122	0,137	0,150	0,163	0,185	0,203	0,218	0,239	0,256	0,280
4,8	0,077	0,092	0,105	0,118	0,130	0,141	0,161	0,178	0,192	0,213	0,230	0,258
5,2	0,066	0,079	0,091	0,102	0,112	0,123	0,141	0,157	0,170	0,191	0,208	0,239
5,6	0,058	0,069	0,079	0,089	0,099	0,108	0,124	0,139	0,152	0,172	0,189	0,223
6,0	0,051	0,060	0,070	0,078	0,087	0,095	0,110	0,124	0,136	0,155	0,172	0,208
6,4	0,045	0,053	0,062	0,070	0,077	0,085	0,098	0,111	0,122	0,141	0,158	0,196
6,8	0,040	0,048	0,055	0,062	0,069	0,076	0,088	0,100	0,110	0,128	0,144	0,184
7,2	0,036	0,042	0,049	0,056	0,062	0,068	0,080	0,090	0,100	0,117	0,133	0,175
7,6	0,032	0,038	0,044	0,050	0,056	0,062	0,072	0,082	0,091	0,107	0,123	0,166
8,0	0,029	0,035	0,040	0,046	0,051	0,056	0,066	0,075	0,084	0,098	0,113	0,158
8,4	0,026	0,032	0,037	0,042	0,046	0,051	0,060	0,069	0,077	0,091	0,105	0,150
8,8	0,024	0,029	0,034	0,038	0,042	0,047	0,055	0,063	0,070	0,084	0,098	0,144
9,2	0,022	0,026	0,031	0,035	0,039	0,043	0,051	0,058	0,065	0,078	0,091	0,137
9,6	0,020	0,024	0,028	0,032	0,036	0,040	0,047	0,054	0,060	0,072	0,085	0,132
10,0	0,019	0,022	0,026	0,030	0,033	0,037	0,044	0,050	0,056	0,067	0,079	0,126
11,0	0,017	0,020	0,023	0,027	0,029	0,033	0,040	0,044	0,050	0,060	0,071	0,114
12,0	0,015	0,018	0,020	0,024	0,026	0,028	0,034	0,038	0,044	0,051	0,060	0,104

PHỤ LỤC 3
BẢNG - CÁC HỆ SỐ ÁP LỰC CHỦ ĐỘNG VÀ BỊ ĐỘNG CỦA ĐẤT

Góc ma sát trong của đất φ	$\lambda_{ah} = \text{tg}^2(45^\circ - \varphi/2)$	$\lambda_{ph} = \text{tg}^2(45^\circ + \varphi/2)$	Góc ma sát trong của đất φ	$\lambda_{ah} = \text{tg}^2(45^\circ - \varphi/2)$	$\lambda_{ph} = \text{tg}^2(45^\circ + \varphi/2)$
10	0,70	1,42	28	0,36	2,77
11	0,68	1,47	29	0,35	2,88
12	0,66	1,52	30	0,33	3,0
13	0,63	1,57	31	0,32	3,12
14	0,61	1,64	32	0,31	3,25
15	0,59	1,69	33	0,30	3,30
16	0,57	1,76	34	0,28	3,54
17	0,55	1,82	35	0,27	3,69

18	0,53	1,89	36	0,26	3,85
19	0,51	1,96	37	0,25	4,02
20	0,49	2,04	38	0,24	4,20
21	0,47	2,12	39	0,23	4,39
22	0,46	2,20	40	0,22	4,60
23	0,44	2,28	41	0,21	4,82
24	0,42	2,37	42	0,20	5,04
25	0,41	2,46	43	0,19	5,29
26	0,39	2,56	44	0,18	5,55
27	0,38	2,66	45	0,17	5,83

PHỤ LỤC 4



Biểu đồ xác định hệ số $Z_i = f_x(r/L)$ theo HETENYI, 1946

BẢNG 5-PHỤ LỤC

BẢNG 5.1.NHẬN DẠNG CÁC LOẠI NỀN ĐẤT

Loại	Mô tả	Các tham số		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (nhát/30cm)	c_u (Pa)
A	Đá hoặc các kiến tạo địa chất khác tựa đá, kể cả các đất yếu hơn trên bề mặt với bề dày lớn nhất là 5m.	>800	-	-
B	Đất cát, cuội sỏi rất chặt hoặc đất sét rất cứng có bề dày ít nhất hàng chục mét, tính chất cơ học tăng dần theo độ sâu.	360-800	>50	>250
C	Đất cát, cuội sỏi chặt, chặt vừa hoặc đất sét cứng có bề dày lớn từ hàng chục tới hàng trăm mét.	180-360	15-50	70 - 250
D	Đất rời trạng thái từ xốp đến chặt vừa (có hoặc không xen kẽ vài lớp đất dính) hoặc có đa phần đất dính trạng thái từ mềm đến cứng vừa.	<180	<15	<70
E	Địa tầng bao gồm lớp đất trầm tích sông ở trên mặt với bề dày trong khoảng 5-20m có giá trị tốc độ truyền sóng như loại C, D và bên dưới là các đất cứng hơn với tốc độ truyền sóng $v_s > 800$ m/s.			
S_1	Địa tầng bao gồm hoặc chứa một lớp đất sét mềm/bùn (bùn) tính dẻo cao ($PI > 40$) và độ ẩm cao, có chiều dày ít nhất là 10m.	< 100 (tham khảo)	-	10-20
S_2	Địa tầng bao gồm các đất dễ hoá lỏng, đất sét nhạy hoặc các đất khác với các đất trong các loại nền A-E hoặc S_1 .			

**BẢNG 5.2
XÁC ĐỊNH HỆ SỐ NỀN S**

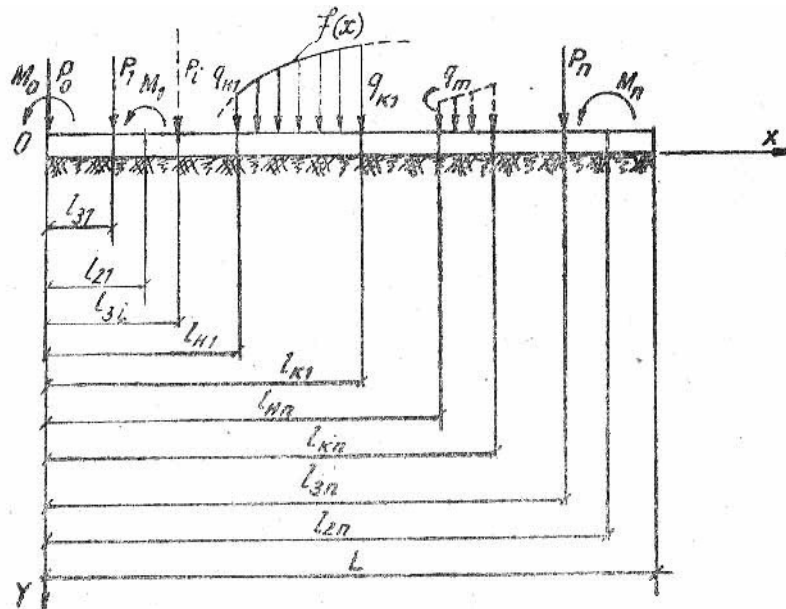
Loại nền	A	B	C	D	E
S	1,0	1,2	1,15	1,35	1,4

BẢNG 5.3

BẢNG CHUYỂN ĐỔI TỪ ĐÌNH GIA TỐC NỀN SANG CẤP ĐỘNG ĐẤT

Thang MSK-64		Thang MM	
Cấp động đất	Đỉnh gia tốc nền (a)g	Cấp động đất	Đỉnh gia tốc nền (a)g
V	0,012 - 0,03	V	0,03 - 0,04
VI	> 0,03 - 0,06	VI	0,06 - 0,07
VII	> 0,06 - 0,12	VII	0,10 - 0,15
VIII	> 0,12 - 0,24	VIII	0,25 - 0,30
IX	> 0,24 - 0,48	IX	0,50 - 0,55
X	> 0,48	X	> 0,60

PHỤ LỤC SỐ 6



H. Sơ đồ tổng quát dầm trên nền bán không gian đàn hồi
(theo phương pháp của GS I.A. Simvulidi)

Bảng 6.1. Giá trị các hàm số ξ_i

$\varphi=x/S$	ξ_1	ξ_2	ξ_3	ξ_4
0,0	1	0	0	0
0,1	1,0000	0,2000	0,0100	0,0006
0,2	0,9997	0,4000	0,0400	0,0054
0,3	0,9987	0,5998	0,0900	0,0180
0,4	0,9957	0,7994	0,1600	0,0427
0,5	0,9895	0,9980	0,2498	0,0833
0,6	0,9784	1,1948	0,3596	0,1439
0,7	0,9600	1,3888	0,4888	0,2284
0,8	0,9318	1,5782	0,6372	0,3406
0,9	0,8931	1,7608	0,8042	0,4845
1,0	0,8337	1,9336	0,9890	0,6635
1,1	0,7568	2,0930	1,1904	0,8811
1,2	0,6561	2,2346	1,4070	1,1406
1,3	0,5272	2,3534	1,6366	1,4448
1,4	0,3656	2,4434	1,8766	1,7959
1,5	0,1664	2,4972	2,1240	2,1959
1,6	- 0,0753	2,5070	2,3746	2,6458
1,7	- 0,3644	2,4614	2,6236	3,1454
1,8	- 0,7060	2,3578	2,8652	3,6947
1,9	- 1,1049	2,1776	3,0928	4,2908
2,0	- 1,5656	1,9116	3,2980	4,9301
2,1	- 2,0923	1,5470	3,4718	5,6078
2,2	- 2,6882	1,0702	3,6036	6,3162
2,3	- 3,3562	0,4670	3,6816	7,0457
2,4	- 4,0976	- 0,2772	3,6922	7,7842
2,5	- 4,9128	- 1,1770	3,6210	8,5170
2,6	- 5,8003	- 2,2472	3,4512	9,2260
2,7	- 6,7565	- 3,5018	3,1654	9,8898
2,8	- 7,7759	- 4,9540	2,7442	10,4832
2,9	- 8,8471	- 6,6158	2,1676	10,9772
3,0	- 9,9669	- 8,4970	1,4138	11,3384
3,1	- 11,1119	- 10,6046	0,4606	11,5292
3,2	- 12,2656	- 12,9422	- 0,7148	11,5076
3,3	- 13,4048	- 15,5098	- 2,1356	11,2272
3,4	- 14,5008	- 18,3014	- 3,8242	10,6356
3,5	- 15,5198	- 21,3050	- 5,8028	9,6780
3,6	- 16,4218	- 24,5016	- 8,0918	8,2940
3,7	- 17,1622	- 27,8630	- 10,7088	6,4196
3,8	- 17,6875	- 31,3522	- 13,6686	3,9876
3,9	- 17,9387	- 34,9198	- 16,9818	0,9284

Bảng 6.2. giá trị hệ số $\rho_1, \rho_2, \rho_3, \rho_4, \rho_5, \rho_6$.

$\lambda=1/S$	ρ_1	ρ_2	ρ_3	ρ_4	ρ_5	ρ_6
0,5	24,187	12,027	4,003	2,996	0,999	11,968
0,6	14,111	8,371	3,337	2,078	0,832	6,906
0,7	9,006	6,174	2,864	1,523	0,712	4,328
0,8	6,156	4,755	2,510	1,162	0,621	2,879
0,9	4,449	3,788	2,236	0,913	0,550	1,998
1,0	3,370	3,104	2,019	0,735	0,493	1,436
1,2	2,178	2,232	1,699	0,499	0,405	0,793
1,4	1,606	1,731	1,480	0,353	0,338	0,460
1,6	1,312	1,430	1,325	0,256	0,285	0,270
1,8	1,157	1,246	1,215	0,186	0,240	0,153
2,0	1,067	1,134	1,138	0,134	0,200	0,078
2,2	1,035	1,068	1,084	0,094	0,164	0,028
2,4	1,015	1,031	1,049	0,063	0,132	-0,005
2,6	1,007	1,012	1,027	0,039	0,104	-0,025
2,8	1,004	1,004	1,013	0,020	0,078	-0,037

Bảng 6.2. Các giá trị hàm số $\rho_1 - \rho_6$

Giá trị các hàm số $\rho_1 - \rho_6$

αx	ρ_1	ρ_2	ρ_3	ρ_4	ρ_5	ρ_6
1,0	3,36998	3,10415	2,01891	0,73467	0,49292	1,43642
1,05	2,97968	2,83579	1,92664	0,66339	0,46802	1,22912
1,1	2,66019	2,60502	1,84328	0,60134	0,44513	1,05733
1,15	2,39680	2,40558	1,76776	0,54696	0,42405	0,91364
1,2	2,17824	2,23238	1,69912	0,49898	0,40453	0,79253
1,25	1,99591	2,08139	1,63659	0,45636	0,38635	0,68961
1,3	1,84305	1,94930	1,57951	0,41831	0,36931	0,60156
1,35	1,71437	1,83340	1,52731	0,38416	0,35331	0,52576
1,4	1,60566	1,73146	1,47950	0,35337	0,33818	0,46009
1,45	1,51357	1,64163	1,43569	0,32547	0,32385	0,40287
1,5	1,43536	1,56233	1,39548	0,30008	0,31026	0,35218
1,55	1,36882	1,49225	1,35858	0,27690	0,29726	0,30879
1,6	1,31213	1,43028	1,33469	0,25564	0,28485	0,26991
1,65	1,26379	1,37544	1,29359	0,23609	0,27292	0,23544
1,7	1,22256	1,32692	1,26504	0,21805	0,26144	0,20477
1,75	1,18740	1,28401	1,23885	0,20153	0,25037	0,17734
1,8	1,15743	1,24607	1,21484	0,18586	0,23966	0,15294
1,85	1,13190	1,21257	1,19285	0,17145	0,22930	0,13099
1,9	1,11020	1,18302	1,17273	0,15803	0,21924	0,11172
1,95	1,09129	1,15648	1,15383	0,14542	0,20938	0,09348
2,0	1,07619	1,13410	1,13759	0,13376	0,19997	0,07753
2,05	1,06303	1,11410	1,12232	0,12278	0,19072	0,06313
2,1	1,05196	1,09658	1,10845	0,11250	0,18171	0,05013
2,15	1,04496	1,08931	1,09587	0,10284	0,17294	0,03844
2,2	1,03496	1,06805	1,08449	0,09348	0,16438	0,02785
2,25	1,02855	1,05658	1,07423	0,08528	0,15604	0,01834
2,3	1,02327	1,04669	1,06499	0,07728	0,14791	0,00980
2,35	1,01894	1,03823	1,05670	0,06978	0,13999	0,00214
2,4	1,01543	1,03101	1,04929	0,06274	0,13228	- 0,00471
2,45	1,01260	1,02490	1,04268	0,05614	0,12478	- 0,01082
2,5	1,01035	1,01976	1,03881	0,04995	0,11749	- 0,01624
2,55	1,00858	1,01547	1,03162	0,04415	0,11041	- 0,02102
2,6	1,00721	1,01193	1,02703	0,03837	0,10354	- 0,02522
2,65	1,00616	1,00903	1,02302	0,03367	0,09688	- 0,02887
2,7	1,00537	1,00668	1,01951	0,02895	0,02895	- 0,03203

Bảng 6.2. Các giá trị hàm số $\rho_7 - \rho_{10}$

Giá trị các hàm số $\rho_7 - \rho_{10}$

αx	ρ_7	ρ_8	ρ_9	ρ_{10}
1,0	3,97163	0,61940	2,48577	1,49403
1,05	3,43984	0,48668	2,22005	1,49312
1,1	3,02882	0,38237	2,01060	1,49134
1,15	2,68712	0,29936	1,84361	1,48956
1,2	2,41866	0,23275	1,70925	1,48766
1,25	2,20079	0,17874	1,60041	1,48583
1,3	2,02246	0,13475	1,51128	1,48346
1,35	1,87539	0,09861	1,43773	1,48095
1,4	1,75319	0,06884	1,37661	1,47783
1,45	1,65109	0,04413	1,32558	1,47457
1,5	1,56516	0,02349	1,28262	1,47120
1,55	1,49249	0,00631	1,24629	1,46725
1,6	1,43063	- 0,00812	1,21537	1,46311
1,65	1,37782	- 0,02019	1,18891	1,45858
1,7	1,33246	- 0,03029	1,16619	1,45362
1,75	1,29334	- 0,03875	1,14669	1,44834
1,8	1,25949	- 0,04580	1,12977	1,44269
1,85	1,23005	- 0,05165	1,11499	1,43665
1,9	1,20439	- 0,05645	1,10220	1,43019
1,95	1,18088	- 0,06032	1,08996	1,42216
2,0	1,16225	- 0,06350	1,08114	1,41625
2,05	1,14490	- 0,06595	1,07250	1,40870
2,1	1,12960	- 0,06779	1,06477	1,40076
2,15	1,11608	- 0,06912	1,05801	1,39256
2,2	1,10407	- 0,06996	1,05208	1,38391
2,25	1,09334	- 0,07039	1,04674	1,37500
2,3	1,08398	- 0,07046	1,04201	1,36582
2,35	1,07551	- 0,07019	1,03775	1,35627
2,4	1,06798	- 0,06964	1,03396	1,34654
2,45	1,06122	- 0,06881	1,03062	1,33646
2,5	1,05517	- 0,06777	1,02754	1,32625
2,55	1,04976	- 0,06652	1,02487	1,31584
2,6	1,04487	- 0,06509	1,02243	1,30523
2,65	1,04048	- 0,06350	1,02028	1,29448
2,7	1,03656	- 0,06179	1,01826	1,28372
2,75	1,03303	- 0,05996	1,01654	1,27287

Bảng 6.3. Các giá trị hàm số η_i

Giá trị các hàm η_i

αN	η_1	η_2	η_3	η_4
2,8	-0,0573	0,0204	-0,0369	-0,0777
2,9	-0,0535	0,0133	-0,0403	-0,0666
3,0	-0,0493	0,00703	-0,04226	-0,0563
3,1	-0,0450	0,00187	-0,04314	-0,04688
3,2	-0,0407	-0,00238	-0,04307	-0,03831
3,3	-0,0364	-0,00582	-0,04224	-0,03000
3,4	-0,0322	-0,00853	-0,04079	-0,02374
3,5	-0,0283	-0,01059	-0,03887	-0,01769
3,6	-0,0245	-0,01209	-0,03659	-0,01241
3,7	-0,0210	-0,01310	-0,03407	-0,00787
3,8	-0,0177	-0,01369	-0,03138	-0,00401
3,9	-0,0147	-0,01392	-0,02862	-0,00077
4,0	-0,01197	-0,01386	-0,02583	0,00189
4,1	-0,00955	-0,01356	-0,02309	0,00403
4,2	-0,00735	-0,01307	-0,02042	0,00572
4,3	-0,00545	-0,01243	-0,01787	0,00699
4,4	-0,00380	-0,01168	-0,01546	0,00791
4,5	-0,00235	-0,01086	-0,01320	0,00852
4,6	-0,00110	-0,00999	-0,01112	0,00886
4,7	-0,0002	-0,00909	-0,00921	0,00898
4,8	0,0007	-0,00820	-0,00748	0,00892
4,9	0,0009	-0,00732	-0,00593	0,00870
5,0	0,0020	-0,00646	-0,00455	0,00837
5,1	0,00235	-0,00564	-0,00334	0,00795
5,2	0,00260	-0,00487	-0,00229	0,00745
5,3	0,00275	-0,00415	-0,00139	0,00692
5,4	0,00290	-0,00349	-0,00063	0,00636
5,5	0,0029	-0,00288	-0,00001	0,00578
5,6	0,0029	-0,00238	-0,00053	0,00520
5,7	0,0028	-0,00184	0,00095	0,00464
5,8	0,0027	-0,00141	0,00127	0,00409
5,9	0,00255	-0,00102	0,00152	0,00356
6,0	0,0024	-0,00069	0,00169	0,00307
6,1	0,0022	-0,00041	0,00180	0,00261
6,2	0,0020	-0,00017	0,00185	0,00219
6,3	0,00185	0,00003	0,00187	0,00181
6,4	0,00165	0,00019	0,00184	0,00146
6,5	0,00150	0,00032	0,00179	0,00115
6,6	0,0013	0,00042	0,00172	0,00087
6,7	0,0012	0,00050	0,00162	0,00063
6,8	0,00095	0,00055	0,00152	0,00042
6,9	0,0008	0,00058	0,00141	0,00024

Bảng 6.4

Góc xoay φ_H do tải trọng phân bố gây ra

α	β	ξ										
		0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
1	0	0,0115	0,0113	0,0102	0,0078	0,0012	0	-0,0012	-0,0078	-0,0102	-0,0113	-0,0115
	0.1	0,5762	0,5759	0,574	0,571	0,567	0,562	0,557	0,554	0,551	0,5497	0,5495
	0.2	1,0134	1,0132	1,0112	1,009	1,005	0,9998	0,995	0,981	0,988	0,987	0,986
	0.3	1,324	1,324	1,323	1,321	1,317	1,313	1,308	1,305	1,302	1,301	1,301
	0.4	1,508	1,508	1,5075	1,506	1,504	1,501	1,497	1,494	1,492	1,491	1,490
	0.5	1,567	1,567	1,567	1,566	1,565	1,563	1,561	1,559	1,557	1,556	1,556
	0.6	1,502	1,502	1,502	1,502	1,501	1,501	1,500	1,499	1,497	1,497	1,497
	0.7	1,3121	1,3122	1,3122	1,3123	1,3125	1,3127	1,3128	1,3129	1,3125	1,3123	1,3122
	0.8	0,998	0,998	0,999	0,999	0,999	1,000	1,000	1,001	1,001	0,002	1,002
	0.9	0,561	0,561	0,561	0,561	0,562	0,562	0,563	0,564	0,564	0,565	0,565
2	0	0,0230	0,0226	0,0203	0,0155	0,00839	0	-0,00839	-0,0155	-0,0203	-0,0226	-0,0230
	0.1	0,590	0,589	0,586	0,580	0,571	0,562	0,552	0,547	0,539	0,537	0,537
	0.2	1,027	1,026	1,024	1,018	1,009	0,9996	0,990	0,982	0,977	0,974	0,974
	0.3	1,335	1,335	1,333	1,329	1,322	1,313	1,304	1,297	1,292	1,289	1,289
	0.4	1,516	1,516	1,515	1,513	1,508	1,501	1,494	1,488	1,483	1,481	1,480
	0.5	1,572	1,572	1,572	1,570	1,568	1,564	1,559	1,555	1,551	1,549	1,549
	0.6	1,504	1,504	1,504	1,503	1,503	1,501	1,500	1,497	1,495	1,494	1,493
	0.7	1,312	1,312	1,312	1,312	1,313	1,313	1,313	1,313	1,313	1,312	1,312
	0.8	0,997	0,997	0,997	0,998	0,998	1,000	1,000	1,002	1,003	1,004	1,004
	0.9	0,560	0,560	0,560	0,560	0,561	0,562	0,563	0,565	0,566	0,567	0,567
5	0	0,0569	0,0560	0,0503	0,0384	0,0208	0	-0,0208	-0,0384	-0,0503	-0,0560	-0,0569
	0.1	0,630	0,629	0,621	0,606	0,585	0,561	0,538	0,518	0,505	0,499	0,498
	0.2	1,066	1,065	1,059	1,044	1,023	0,999	0,975	0,956	0,943	0,937	0,936
	0.3	1,368	1,368	1,363	1,353	1,335	1,314	1,292	1,273	1,261	1,255	1,254
	0.4	1,541	1,540	1,538	1,531	1,520	1,503	1,486	1,470	1,459	1,453	1,453
	0.5	1,586	1,586	1,585	1,581	1,576	1,567	1,555	1,543	1,534	1,530	1,529
	0.6	1,509	1,509	1,509	1,508	1,506	1,503	1,499	1,493	1,487	1,484	1,484
	0.7	1,311	1,311	1,311	1,312	1,313	1,314	1,314	1,314	1,313	1,312	1,311
	0.8	0,992	0,993	0,993	0,994	0,996	0,999	1,002	1,005	1,008	1,009	1,009
	0.9	0,555	0,555	0,556	0,557	0,558	0,561	0,564	0,567	0,571	0,573	0,573

Bảng 6.4 tiếp

α	β	λ										
		0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
10	0	0,112	0,110	0,0993	0,0757	0,0410	0	-0,0410	-0,0757	-0,0993	-0,110	-0,112
	0,1	0,500	0,491	0,478	0,464	0,448	0,430	0,413	0,395	0,378	0,363	0,348
	0,2	1,130	1,128	1,116	1,097	1,068	1,038	0,998	0,952	0,903	0,857	0,813
	0,3	1,482	1,481	1,471	1,452	1,427	1,397	1,356	1,312	1,265	1,217	1,172
	0,4	1,530	1,529	1,521	1,504	1,481	1,458	1,424	1,388	1,349	1,308	1,268
	0,5	1,500	1,500	1,494	1,480	1,460	1,436	1,409	1,378	1,344	1,307	1,270
	0,6	1,519	1,519	1,515	1,504	1,487	1,465	1,438	1,406	1,371	1,333	1,296
	0,7	1,509	1,509	1,506	1,498	1,484	1,465	1,441	1,413	1,381	1,346	1,311
	0,8	0,995	0,995	0,993	0,989	0,983	0,975	0,964	0,951	0,936	0,919	0,901
	0,9	0,545	0,545	0,543	0,541	0,538	0,534	0,528	0,521	0,513	0,505	0,498
15	0	0,185	0,183	0,177	0,172	0,0907	0	-0,0907	-0,172	-0,177	-0,183	-0,185
	0,1	0,761	0,757	0,754	0,750	0,727	0,698	0,668	0,634	0,598	0,563	0,528
	0,2	1,193	1,190	1,172	1,129	1,068	0,997	0,928	0,871	0,833	0,813	0,813
	0,3	1,475	1,472	1,461	1,450	1,429	1,399	1,358	1,315	1,268	1,219	1,172
	0,4	1,518	1,517	1,509	1,501	1,483	1,459	1,431	1,401	1,368	1,333	1,298
	0,5	1,532	1,531	1,527	1,524	1,521	1,519	1,517	1,515	1,513	1,511	1,509
	0,6	1,527	1,527	1,526	1,524	1,521	1,519	1,517	1,515	1,513	1,511	1,509
	0,7	1,508	1,508	1,508	1,510	1,515	1,521	1,528	1,534	1,541	1,548	1,555
	0,8	0,978	0,978	0,980	0,983	0,989	0,997	1,007	1,017	1,026	1,035	1,042
	0,9	0,541	0,542	0,543	0,546	0,551	0,558	0,567	0,577	0,587	0,595	0,595
20	0	0,219	0,215	0,198	0,177	0,080	0	-0,080	-0,177	-0,198	-0,215	-0,219
	0,1	0,822	0,818	0,798	0,729	0,642	0,556	0,467	0,399	0,343	0,320	0,318
	0,2	1,254	1,253	1,235	1,170	1,089	0,998	0,908	0,831	0,780	0,767	0,763
	0,3	1,520	1,522	1,507	1,467	1,400	1,317	1,233	1,163	1,114	1,092	1,089
	0,4	1,655	1,653	1,644	1,616	1,577	1,514	1,445	1,394	1,361	1,351	1,351
	0,5	1,653	1,653	1,646	1,635	1,619	1,579	1,524	1,488	1,465	1,458	1,455
	0,6	1,598	1,598	1,595	1,591	1,585	1,574	1,566	1,562	1,561	1,561	1,561
	0,7	1,508	1,507	1,508	1,510	1,513	1,517	1,520	1,520	1,524	1,529	1,537
	0,8	0,973	0,971	0,973	0,978	0,988	0,998	1,006	1,022	1,032	1,035	1,035
	0,9	0,533	0,533	0,537	0,540	0,547	0,556	0,565	0,581	0,594	0,603	0,606

Bảng 6.4. tiếp

α	β	u_{α}										
		0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
25	0	0,259	0,255	0,238	0,182	0,098	0,000	-0,098	-0,182	-0,238	-0,255	-0,259
	0,1	0,884	0,878	0,840	0,767	0,668	0,565	0,445	0,354	0,292	0,264	0,269
	0,2	1,312	1,308	1,278	1,209	1,110	0,995	0,884	0,791	0,729	0,700	0,695
	0,3	1,675	1,672	1,652	1,604	1,421	1,318	1,215	1,128	1,068	1,040	1,035
	0,4	1,991	1,989	1,977	1,947	1,804	1,617	1,432	1,357	1,304	1,279	1,275
	0,5	1,674	1,673	1,667	1,652	1,625	1,683	1,627	1,471	1,429	1,409	1,405
	0,6	1,644	1,644	1,643	1,638	1,630	1,617	1,496	1,466	1,439	1,424	1,421
	0,7	1,304	1,305	1,305	1,309	1,313	1,318	1,322	1,322	1,314	1,308	1,306
	0,8	0,964	0,965	0,967	0,973	0,982	0,995	1,011	1,028	1,040	1,043	1,043
	0,9	0,528	0,529	0,531	0,535	0,543	0,565	0,591	0,588	0,602	0,613	0,615
50	0	0,505	0,497	0,447	0,340	0,184	0	-0,184	-0,340	-0,447	-0,497	-0,505
	0,1	1,167	1,155	1,084	0,943	0,768	0,547	0,341	0,171	0,056	0,003	-0,006
	0,2	1,586	1,578	1,522	1,393	1,205	0,990	0,782	0,609	0,492	0,438	0,420
	0,3	1,804	1,799	1,762	1,671	1,616	1,324	1,130	0,966	0,854	0,802	0,793
	0,4	1,855	1,852	1,831	1,777	1,678	1,634	1,374	1,232	1,132	1,085	1,076
	0,5	1,770	1,769	1,768	1,731	1,681	1,603	1,497	1,391	1,311	1,272	1,265
	0,6	1,682	1,681	1,679	1,672	1,658	1,634	1,494	1,436	1,384	1,356	1,350
	0,7	1,298	1,299	1,301	1,306	1,314	1,324	1,331	1,331	1,316	1,302	1,299
	0,8	0,934	0,935	0,939	0,949	0,966	0,996	1,021	1,052	1,076	1,081	1,081
	0,9	0,499	0,500	0,503	0,511	0,526	0,547	0,574	0,606	0,637	0,668	0,662
100	0	0,898	0,883	0,794	0,605	0,328	0	-0,328	-0,605	-0,794	-0,883	-0,898
	0,1	1,642	1,619	1,490	1,242	0,908	0,532	1,578	1,332	-3,336	-4,208	-4,461
	0,2	2,034	2,028	1,930	1,698	1,363	0,981	0,611	0,304	0,098	0,003	-0,014
	0,3	2,181	2,172	2,111	1,953	1,678	1,335	0,988	0,696	0,497	0,404	0,388
	0,4	2,124	2,119	2,085	1,994	1,823	1,566	1,278	1,023	0,843	0,768	0,743
	0,5	1,925	1,923	1,906	1,861	1,777	1,641	1,450	1,256	1,112	1,040	1,027
	0,6	1,641	1,640	1,637	1,628	1,606	1,566	1,495	1,389	1,291	1,237	1,226
	0,7	1,288	1,287	1,291	1,301	1,316	1,335	1,350	1,348	1,317	1,290	1,283
	0,8	0,884	0,885	0,892	0,910	0,939	0,981	1,035	1,093	1,136	1,145	1,145
	0,9	0,452	0,453	0,458	0,472	0,496	0,532	0,580	0,638	0,696	0,737	0,744

Bảng 6.4. tiếp

α	β	$u_{\alpha\beta}$										
		0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
150	0	1,212	1,191	1,072	0,817	0,443	0	-0,443	-0,817	-1,072	-1,191	-1,212
	0,1	2,025	1,994	1,816	1,478	1,024	0,517	0,028	-0,376	-0,648	-0,774	-0,796
	0,2	2,408	2,388	2,257	1,943	1,489	0,973	0,474	0,061	-0,218	-0,345	-0,367
	0,3	2,479	2,467	2,389	2,181	1,810	1,345	0,877	0,481	0,211	0,085	0,063
	0,4	2,332	2,326	2,231	2,169	1,945	1,597	1,204	0,855	0,610	0,493	0,473
	0,5	2,044	2,041	2,020	1,964	1,856	1,675	1,414	1,147	0,948	0,850	0,832
	0,6	1,985	1,684	1,631	1,672	1,647	1,597	1,502	1,352	1,212	1,135	1,121
	0,7	1,275	1,276	1,283	1,297	1,319	1,345	1,368	1,364	1,317	1,276	1,267
	0,8	0,845	0,847	0,856	0,878	0,916	0,973	1,046	1,126	1,186	1,197	1,196
	0,9	0,416	0,417	0,424	0,440	0,470	0,517	0,582	0,662	0,744	0,803	0,813
200	0	1,469	1,444	1,299	0,990	0,536	0	-0,536	-0,990	-1,299	-1,444	-1,469
	0,1	2,342	2,304	2,084	1,570	1,117	0,593	0,088	-0,575	-0,902	-1,055	-1,081
	0,2	2,707	2,684	2,526	2,143	1,591	0,935	0,351	0,137	-0,472	-0,628	-0,655
	0,3	2,718	2,705	2,615	2,369	1,921	1,356	0,788	0,304	0,023	-0,177	-0,203
	0,4	2,497	2,491	2,444	2,313	2,049	1,627	1,146	0,718	0,417	0,274	0,249
	0,5	2,138	2,135	2,111	2,048	1,923	1,707	1,387	1,068	0,812	0,691	0,669
	0,6	1,717	1,718	1,716	1,707	1,683	1,627	1,612	1,324	1,146	1,047	1,028
	0,7	1,265	1,267	1,273	1,294	1,322	1,356	1,385	1,379	1,317	1,261	1,249
	0,8	0,814	0,816	0,827	0,852	0,897	0,965	1,054	1,153	1,227	1,241	1,239
	0,9	0,388	0,389	0,396	0,414	0,448	0,503	0,581	0,680	0,785	0,860	0,874
250	0	1,983	1,854	1,488	1,131	0,614	0	-0,614	-1,134	-1,488	-1,854	-1,983
	0,1	2,610	2,565	2,307	1,828	1,193	0,489	0,185	-0,741	-1,113	-1,287	-1,317
	0,2	2,957	2,931	2,751	2,310	1,675	0,957	0,303	-0,685	-0,882	-0,893	-0,935
	0,3	2,913	2,900	2,803	2,528	2,018	1,367	0,711	0,157	-0,219	-0,395	-0,426
	0,4	2,523	2,523	2,575	2,435	2,139	1,655	1,100	0,303	0,235	0,089	0,080
	0,5	2,213	2,209	2,184	2,116	1,979	1,735	1,365	0,982	0,696	0,565	0,530
	0,6	1,742	1,743	1,743	1,737	1,714	1,655	1,523	1,301	1,088	0,969	0,946
	0,7	1,256	1,258	1,269	1,291	1,325	1,367	1,402	1,394	1,315	1,246	1,231
	0,8	0,789	0,791	0,803	0,831	0,881	0,957	1,061	1,176	1,263	1,277	1,274
	0,9	0,365	0,367	0,374	0,394	0,429	0,489	0,578	0,694	0,820	0,911	0,927

Bảng 6.4. tiếp

α	β	\sin										
		0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
300	0	1,864	1,832	1,648	1,256	0,680	0	-0,680	-1,256	-1,648	-1,832	-1,864
	0,1	2,839	2,788	2,497	1,961	1,254	0,476	0,268	-0,880	-1,291	-1,483	-1,516
	0,2	3,168	3,140	2,942	2,452	1,746	0,930	0,186	-0,443	-0,864	-1,061	-1,095
	0,3	3,075	3,062	2,961	2,565	2,099	1,377	0,648	0,033	-0,385	-0,581	-0,615
	0,4	2,736	2,731	2,684	2,539	2,220	1,683	1,062	0,505	0,116	0,069	-0,102
	0,5	2,275	2,271	2,244	2,173	2,028	1,761	1,347	0,917	0,596	0,439	0,411
	0,6	1,762	1,762	1,764	1,761	1,742	1,683	1,539	1,283	1,036	0,899	0,872
	0,7	1,248	1,250	1,263	1,288	1,328	1,377	1,418	1,409	1,313	1,230	1,212
	0,8	0,769	0,771	0,783	0,813	0,866	0,960	1,065	1,196	1,295	1,308	1,304
	0,9	0,348	0,349	0,356	0,375	0,412	0,476	0,574	0,705	0,850	0,956	0,975
350	0	2,019	1,984	1,785	1,360	0,737	0	-0,737	-1,360	-1,785	-1,984	-2,019
	0,1	3,038	2,982	2,661	2,074	1,306	0,463	0,340	-1,000	-1,443	-1,649	-1,685
	0,2	3,349	3,319	3,107	2,574	1,806	0,943	0,117	-0,563	-1,018	-1,230	-1,267
	0,3	3,211	3,199	3,096	2,783	2,172	1,388	0,595	0,074	-0,528	-0,741	-0,778
	0,4	2,824	2,819	2,776	2,629	2,292	1,709	1,030	0,421	0,004	-0,207	-0,242
	0,5	2,326	2,322	2,294	2,221	2,070	1,785	1,333	0,861	0,509	0,337	0,307
	0,6	1,776	1,777	1,780	1,782	1,767	1,709	1,555	1,269	0,991	0,835	0,805
	0,7	1,241	1,243	1,257	1,286	1,332	1,388	1,435	1,423	1,311	1,214	1,192
	0,8	0,752	0,754	0,767	0,798	0,854	0,943	1,069	1,214	1,322	1,335	1,330
	0,9	0,333	0,335	0,342	0,360	0,397	0,463	0,569	0,713	0,876	0,997	1,019
400	0	2,153	2,116	1,904	1,451	0,786	0	-0,786	-1,451	-1,904	-2,116	-2,153
	0,1	3,212	3,151	2,803	2,170	1,349	0,451	0,403	-1,104	-1,574	-1,793	-1,831
	0,2	3,505	3,475	3,251	2,680	1,858	0,937	0,056	0,666	-1,150	-1,376	-1,416
	0,3	3,326	3,314	3,213	2,838	2,237	1,398	0,549	0,186	-0,652	-0,880	-0,919
	0,4	2,897	2,893	2,853	2,708	2,358	1,735	1,004	0,349	0,110	-0,327	-0,365
	0,5	2,369	2,365	2,336	2,261	2,106	1,807	1,320	0,811	0,432	0,248	0,216
	0,6	1,788	1,789	1,794	1,799	1,790	1,735	1,571	1,257	0,949	0,777	0,744
	0,7	1,234	1,237	1,252	1,285	1,336	1,393	1,451	1,437	1,309	1,198	1,173
	0,8	0,738	0,740	0,763	0,785	0,843	0,937	1,072	1,229	1,347	1,359	1,352
	0,9	0,322	0,323	0,330	0,347	0,383	0,451	0,563	0,720	0,899	1,035	1,038

Bảng 6.4. tiếp

α	β	ξ										
		0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
450	0	2,271	2,232	2,098	1,530	0,829	0	-0,829	-1,530	-2,098	-2,232	-2,271
	0,1	3,367	3,302	2,928	2,254	1,385	0,439	0,450	-1,185	-1,688	-1,918	-1,958
	0,2	3,642	3,611	3,377	2,773	1,903	0,931	0,904	-0,737	-1,266	-1,594	-1,545
	0,3	3,424	3,413	3,314	2,981	2,206	1,409	0,519	0,247	-0,701	-1,002	-1,044
	0,4	2,967	2,955	2,919	2,778	2,418	1,760	0,982	0,284	0,203	-0,454	-0,474
	0,5	2,406	2,401	2,372	2,296	2,138	1,836	1,399	0,766	0,364	0,169	0,156
	0,6	1,787	1,798	1,805	1,814	1,811	1,760	1,589	-1,243	0,912	0,723	0,687
	0,7	1,227	1,230	1,247	1,283	1,330	1,409	1,467	1,450	1,306	1,181	1,153
	0,8	0,728	0,728	0,741	0,773	0,833	0,931	1,074	1,243	1,370	1,379	1,371
	0,9	0,312	0,313	0,320	0,326	0,370	0,430	0,556	0,724	0,920	1,070	1,096
500	0	2,375	2,354	2,099	1,600	0,867	0	-0,867	-1,600	-2,099	-2,354	-2,375
	0,1	3,505	3,436	3,039	2,328	1,416	0,427	-0,508	-1,274	-1,788	-2,028	-2,079
	0,2	3,763	3,732	3,489	2,855	1,943	0,926	0,043	-0,896	-1,368	-1,618	-1,660
	0,3	3,508	3,498	3,403	3,054	2,350	1,419	0,476	0,319	-0,857	-1,110	-1,154
	0,4	3,068	3,066	2,976	2,841	2,473	1,780	0,963	0,227	-0,286	-0,529	-0,571
	0,5	2,439	2,433	2,402	2,326	2,166	1,843	1,299	0,726	0,303	0,099	0,064
	0,6	1,804	1,805	1,813	1,827	1,838	1,763	1,606	1,241	0,877	0,673	0,633
	0,7	1,221	1,224	1,242	1,281	1,343	1,419	1,483	1,464	1,303	1,164	1,133
	0,8	0,715	0,717	0,731	0,763	0,824	0,926	1,076	1,255	1,390	1,398	1,388
	0,9	0,304	0,306	0,311	0,326	0,359	0,427	0,549	0,728	0,939	1,102	1,131

Bảng 6.5

Góc xoay φ_2 do mômen tập trung gây ra

α	β	ξ										
		0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
1	0	-12,851	-12,752	-12,660	-12,577	-12,506	-12,450	-12,407	-12,377	-12,361	-12,354	-12,352
	0,1	-12,756	-12,758	-12,665	-12,582	-12,511	-12,455	-12,412	-12,382	-12,367	-12,358	-12,357
	0,2	-12,671	-12,673	-12,680	-12,597	-12,526	-12,470	-12,427	-12,397	-12,380	-12,373	-12,372
	0,3	-12,597	-12,598	-12,605	-12,622	-12,551	-12,495	-12,452	-12,422	-12,405	-12,398	-12,397
	0,4	-12,532	-12,533	-12,540	-12,557	-12,586	-12,530	-12,487	-12,457	-12,440	-12,433	-12,432
	0,5	-12,477	-12,478	-12,485	-12,502	-12,532	-12,575	-12,532	-12,502	-12,485	-12,478	-12,477
	0,6	-12,432	-12,433	-12,440	-12,457	-12,487	-12,530	-12,586	-12,557	-12,540	-12,533	-12,532
	0,7	-12,397	-12,398	-12,405	-12,422	-12,452	-12,495	-12,551	-12,622	-12,605	-12,598	-12,597
	0,8	-12,372	-12,373	12,380	-12,397	-12,427	-12,470	-12,526	-12,597	-12,680	-12,673	-12,671
	0,9	-12,357	-12,358	-12,367	-12,382	-12,412	-12,455	-12,511	-12,582	-12,665	-12,758	-12,756
1,0	-12,352	-12,351	-12,361	-12,377	-12,407	-12,450	-12,506	-12,577	-12,660	-12,752	-12,851	
2	0	-13,202	-13,001	-12,818	-12,653	-12,512	-12,399	-12,314	-12,256	-12,222	-12,208	-12,206
	0,1	-13,120	-13,014	-12,828	-12,663	-12,522	-12,409	-12,324	-12,266	-12,232	-12,218	-12,216
	0,2	-12,842	-12,844	-12,859	-12,693	-12,552	-12,439	-12,354	-12,295	-12,262	-12,248	-12,245
	0,3	-12,692	-12,695	-12,709	-12,743	-12,603	-12,489	-12,404	-12,345	-12,311	-12,297	-12,295
	0,4	-12,563	-12,565	-12,580	-12,614	-12,673	-12,559	-12,473	-12,415	-12,381	-12,367	-12,364
	0,5	-12,454	-12,456	-12,470	-12,504	-12,563	-12,649	-12,563	-12,504	-12,470	-12,456	-12,454
	0,6	-12,364	-12,367	-12,381	-12,415	-12,473	-12,559	-12,673	-12,614	-12,580	-12,565	-12,563
	0,7	-12,295	-12,297	-12,311	-12,345	-12,404	-12,489	-12,603	-12,743	-12,709	-12,695	-12,692
	0,8	-12,245	-12,248	-12,262	-12,295	-12,354	-12,439	-12,552	-12,693	-12,859	-12,844	-12,842
	0,9	-12,216	-12,218	-12,232	-12,266	-12,324	-12,409	-12,522	-12,663	-12,828	-13,014	-13,120
1,0	-12,206	-12,208	-12,222	-12,256	-12,314	-12,399	-13,512	-12,653	-12,818	-13,001	-13,202	
5	0	-11,216	-13,752	-13,289	-12,877	-12,528	-12,248	-12,038	-11,891	-11,812	-11,777	-11,772
	0,1	-13,772	-13,778	-13,314	-12,902	-12,553	-12,273	-12,062	-11,919	-11,836	-11,802	-11,796
	0,2	-13,348	-13,351	-13,971	-12,978	-12,629	-12,348	-12,137	-11,993	-11,910	-11,875	-11,876
	0,3	-12,976	-12,982	-13,018	-13,105	-12,755	-12,473	-12,261	-12,116	-12,033	-11,998	-11,992
	0,4	-12,654	-12,660	-12,696	-12,783	-12,931	-12,648	-12,435	-12,289	-12,204	-12,169	-12,164
	0,5	-12,384	-12,390	-12,425	-12,511	-12,658	-12,873	-12,658	-12,511	-12,425	-12,390	-12,384
	0,6	-12,164	-12,169	-12,204	-12,289	-12,435	-12,648	-12,931	-12,783	-12,696	-12,660	-12,654
	0,7	-11,992	-11,998	-12,033	-12,116	-12,261	-12,473	-12,755	-13,105	-13,018	-12,982	-12,976
	0,8	-11,870	-11,875	-11,910	-11,993	-12,137	-11,348	-12,629	-12,978	-13,391	-13,354	-13,348
	0,9	-11,796	-11,802	-11,836	-11,919	-12,062	-12,273	-12,553	-12,902	-13,314	-13,778	-13,772
1,0	-11,772	-11,777	-11,812	-11,894	-12,038	-12,248	-12,528	-12,877	-13,289	-13,752	-14,246	

Bảng 6.5 tiếp

α	β	ξ										
		0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
10	0	-15,967	-14,979	-14,056	-13,238	-12,548	-11,997	-11,585	-11,306	-11,145	-11,079	-11,068
	0,1	-15,019	-15,031	-14,107	-13,289	-12,599	-12,047	-11,634	-11,354	-11,193	-11,127	-11,116
	0,2	-14,175	-14,187	-14,263	-13,443	-12,751	-12,197	-11,782	-11,500	-11,338	-11,271	-11,260
	0,3	-13,435	-13,447	-13,522	-13,700	-13,005	-12,447	-12,028	-11,743	-11,579	-11,511	-11,500
	0,4	-12,799	-12,811	-12,884	-13,059	-13,360	-12,797	-12,373	-12,084	-11,916	-11,847	-11,836
	0,5	-12,267	-12,279	-12,350	-12,522	-12,816	-13,247	-12,861	-12,522	-12,350	-12,279	-12,267
	0,6	-11,836	-11,847	-11,918	-12,084	-12,373	-12,797	-13,360	-13,059	-12,884	-12,811	-12,799
	0,7	-11,500	-11,511	-11,579	-11,743	-12,028	-12,447	-13,005	-13,700	-13,522	-13,447	-13,435
	0,8	-11,260	-11,271	-11,338	-11,500	-11,782	-12,197	-12,751	-13,443	-14,263	-14,187	-14,175
	0,9	-11,116	-11,127	-11,193	-11,354	-11,634	-12,047	-12,599	-13,289	-14,107	-15,031	-15,019
	1,0	-11,068	-11,079	-11,145	-11,306	-11,585	-11,997	-12,548	-13,238	-14,056	-14,979	-15,967
15	0	-17,662	-16,182	-14,801	-13,582	-12,593	-11,746	-11,141	-10,733	-10,499	-10,403	-10,387
	0,1	-16,242	-16,261	-14,879	-13,660	-12,656	-11,821	-11,215	-10,805	-10,579	-10,473	-10,458
	0,2	-14,980	-14,999	-15,116	-13,893	-12,866	-12,046	-11,435	-11,021	-10,783	-10,685	-10,669
	0,3	-13,878	-13,896	-14,011	-14,284	-13,249	-12,421	-11,802	-11,381	-11,138	-11,038	-11,022
	0,4	-12,934	-12,952	-13,064	-13,330	-13,786	-12,946	-12,315	-11,885	-11,636	-11,532	-11,515
	0,5	-12,150	-12,167	-12,275	-12,533	-12,975	-13,621	-12,975	-12,533	-12,275	-12,167	-12,150
	0,6	-11,515	-11,532	-11,636	-11,885	-12,315	-12,946	-13,786	-13,330	-13,064	-12,952	-12,934
	0,7	-11,022	-11,038	-11,138	-11,381	-11,802	-12,421	-13,249	-14,284	-14,011	-13,896	-13,878
	0,8	-10,669	-10,685	-10,783	-11,021	-11,435	-12,046	-12,866	-13,893	-15,116	-14,999	-14,980
	0,9	-10,458	-10,473	-10,570	-10,805	-11,215	-11,821	-12,636	-13,660	-14,879	-16,261	-16,242
	1,0	-10,387	-10,403	-10,499	-10,733	-11,141	-11,746	-12,593	-13,582	-14,801	-16,182	-17,662
20	0	-19,335	-17,361	-15,525	-13,911	-12,563	-11,496	-10,707	-10,175	-9,873	-9,748	-9,729
	0,1	-17,412	-17,469	-15,632	-14,016	-12,666	-11,596	-10,804	-10,271	-9,966	-9,841	-9,821
	0,2	-15,766	-15,792	-15,953	-14,332	-12,974	-11,896	-11,095	-10,555	-10,245	-10,117	-10,097
	0,3	-14,306	-14,331	-14,448	-14,859	-13,489	-12,396	-11,581	-11,029	-10,711	-10,579	-10,558
	0,4	-13,061	-13,085	-13,236	-13,596	-14,209	-13,096	-12,261	-11,691	-11,362	-11,225	-11,203
	0,5	-12,032	-12,055	-12,200	-12,544	-13,135	-13,996	-13,135	-12,544	-12,200	-12,055	-12,032
	0,6	-11,203	-11,225	-11,362	-11,691	-12,261	-13,096	-14,209	-13,596	-13,236	-13,085	-13,061
	0,7	-10,558	-10,579	-10,711	-11,029	-11,581	-12,396	-13,489	-14,859	-14,488	-14,331	-14,306
	0,8	-10,097	-10,117	-10,245	-10,555	-11,095	-11,896	-12,974	-14,332	-15,953	-15,792	-15,766
	0,9	-9,821	-9,841	-9,966	-10,271	-10,804	-11,596	-12,666	-14,016	-15,632	-17,469	-17,442
	1,0	-9,729	-9,748	-9,873	-10,175	-10,707	-11,496	-12,563	-13,911	-15,525	-17,361	-19,335

Bảng 6.5 tiếp

α	β	ξ										
		0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
25	0	-20,948	-18,518	-16,229	-14,225	-12,559	-11,241	-10,281	-9,634	-9,266	-9,115	-9,091
	0,1	-18,821	-18,655	-16,365	-14,358	-12,688	-11,372	-10,401	-9,751	-9,381	-9,228	-9,204
	0,2	-16,533	-16,566	-16,772	-14,758	-13,077	-11,747	-10,763	-10,102	-9,724	-9,568	-9,543
	0,3	-14,718	-14,751	-14,951	-15,424	-13,724	-12,372	-11,366	-10,686	-10,295	-10,133	-10,107
	0,4	-13,178	-13,209	-13,401	-13,856	-14,630	-13,247	-12,210	-11,503	-11,095	-10,924	-10,897
	0,5	-11,913	-11,942	-12,123	-12,555	-13,295	-14,372	-13,295	-12,555	-12,123	-11,942	-11,913
	0,6	-10,897	-10,924	-11,095	-11,503	-12,210	-13,247	-14,630	-13,856	-13,401	-13,209	-13,178
	0,7	-10,107	-10,133	-10,295	-10,686	-11,366	-12,372	-13,724	-15,124	-14,951	-14,751	-14,718
	0,8	-9,543	-9,568	-9,724	-10,102	-10,763	-11,747	-13,077	-14,758	-16,772	-16,568	-16,533
	0,9	-9,204	-9,228	-9,381	-9,751	-10,401	-11,372	-12,688	-14,358	-16,365	-18,655	-18,621
1,0	-9,091	-9,115	-9,266	-9,634	-10,281	-11,241	-12,559	-14,225	-16,229	-18,518	-20,984	
50	0	-28,919	-23,998	-19,480	-15,595	-12,436	-10,010	-8,268	-7,130	-6,494	-6,237	-6,196
	0,1	-24,214	-24,293	-19,770	-15,875	-12,703	-10,260	-8,501	-7,349	-6,704	-6,442	-6,401
	0,2	-20,101	-20,177	-20,641	-16,717	-13,503	-11,010	-9,201	-8,007	-7,333	-7,058	-7,014
	0,3	-16,579	-16,651	-17,093	-18,121	-14,836	-12,260	-10,368	-9,103	-8,381	-8,084	-8,036
	0,4	-13,647	-13,714	-14,124	-15,086	-16,702	-14,010	-12,002	-10,638	-9,850	-9,520	-9,468
	0,5	-11,307	-11,357	-11,737	-12,612	-14,102	-16,260	-14,102	-12,612	-11,737	-11,367	-11,307
	0,6	-9,468	-9,520	-9,850	-10,638	-12,002	-14,010	-16,702	-15,086	-14,124	-13,714	-13,617
	0,7	-8,036	-8,084	-8,381	-9,103	-10,368	-12,260	-14,836	-18,121	-17,093	-16,651	-16,579
	0,8	-7,014	-7,058	-7,333	-8,007	-9,201	-11,010	-13,503	-16,717	-20,641	-20,177	-20,101
	0,9	-6,401	-6,442	-6,704	-7,349	-8,501	-10,260	-12,703	-15,875	-19,770	-24,293	-24,214
1,0	-6,196	-6,237	-6,494	-7,130	-8,268	-10,010	-12,436	-15,595	-19,480	-23,998	-28,919	
100	0	-43,497	-33,693	-24,860	-17,506	-11,775	-7,684	-4,731	-2,962	-2,019	-1,651	-1,594
	0,1	-34,159	-34,352	-25,503	-18,115	-12,334	-8,084	-5,172	-3,353	-2,376	-1,992	-1,933
	0,2	-26,145	-26,329	-27,433	-19,942	-14,011	-9,584	-6,195	-4,526	-3,447	-3,014	-2,947
	0,3	-19,455	-19,625	-20,649	-22,988	-16,807	-12,084	-8,699	-6,480	-5,231	-4,710	-4,637
	0,4	-14,088	-14,239	-15,151	-17,252	-20,721	-15,584	-11,785	-9,216	-7,728	-7,104	-7,003
	0,5	-10,046	-10,172	-10,940	-12,734	-15,753	-20,084	-15,753	-12,734	-10,940	-10,172	-10,046
	0,6	-7,003	-7,104	-7,728	-9,216	-11,785	-15,584	-20,721	-17,252	-15,151	-14,239	-14,088
	0,7	-4,637	-4,719	-5,231	-6,480	-8,699	-12,084	-16,807	-22,988	-20,649	-19,625	-19,455
	0,8	-2,947	-3,014	-3,447	-4,526	-6,195	-9,584	-14,011	-19,942	-27,433	-26,329	-26,145
	0,9	-1,933	-1,992	-2,376	-3,353	-5,172	-8,084	-12,334	-18,115	-25,503	-34,352	-34,159
1,0	-1,594	-1,651	-2,019	-2,962	-4,731	-7,684	-11,775	-17,506	-24,860	-30,693	-43,497	

Bảng 6.5 tiếp

α	β	ξ										
		0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
150	0	-56,773	-42,111	-29,113	-18,592	-10,706	-5,218	-1,692	0,362	1,392	1,776	1,834
	0,1	-42,850	-43,183	-30,153	-19,563	-11,576	-5,968	-2,322	-0,167	0,932	1,348	1,411
	0,2	-31,085	-31,400	-33,273	-22,476	-14,185	-8,218	-4,213	-1,755	-0,448	0,065	0,145
	0,3	-21,474	-21,762	-23,472	-27,330	-18,533	-11,968	-7,364	-4,400	-2,749	-2,074	-1,966
	0,4	-14,019	-14,267	-15,752	-19,127	-24,621	-17,218	-11,776	-8,103	-5,970	-5,068	-4,921
	0,5	-8,720	-8,918	-10,111	-12,865	-17,449	-23,968	-17,449	-12,865	-10,111	-8,918	-8,720
	0,6	-4,921	-5,068	-5,970	-8,103	-11,776	-17,218	-24,621	-19,127	-15,752	-14,267	-14,019
	0,7	-1,966	-2,074	-2,749	-4,400	-7,364	-11,968	-18,533	-27,330	-23,472	-21,762	-21,474
	0,8	0,145	0,065	-0,448	-1,755	-4,213	-8,218	-14,185	-22,476	-33,273	-31,400	-31,085
	0,9	1,411	1,348	0,932	-0,167	-1,232	-5,968	-11,576	-19,563	-30,153	-43,183	-42,850
1,0	1,834	1,776	1,392	0,362	-1,692	-5,218	-10,706	-18,592	-29,113	-42,111	-56,773	
200	0	-69,088	-49,590	-32,541	-19,079	-9,351	-2,907	0,977	3,070	4,038	4,373	4,421
	0,1	-50,618	-51,111	-34,009	-20,436	-10,545	-3,907	0,170	2,427	3,506	3,894	3,951
	0,2	-35,08	-35,673	-38,415	-24,507	-14,125	-6,907	-2,249	0,498	1,911	2,456	2,541
	0,3	-22,857	-23,277	-25,757	-31,292	-20,092	-11,907	-6,282	-2,717	-0,746	-0,060	0,190
	0,4	-13,565	-13,922	-16,036	-20,791	-28,446	-18,907	-11,928	-7,218	-4,467	-3,295	-3,102
	0,5	-7,334	-7,609	-9,252	-1,300	-19,187	-27,907	-19,187	-13,005	-9,252	-7,609	-7,334
	0,6	-3,102	-3,295	-4,467	-7,218	-11,928	-18,907	-28,446	-20,791	-16,036	-13,922	-13,565
	0,7	0,190	-0,060	-0,746	-2,717	-6,282	-11,907	-20,092	-31,292	-25,757	-23,277	-22,857
	0,8	2,541	2,456	1,911	0,498	-2,249	-6,907	-14,125	-24,507	-38,415	-35,673	-35,208
	0,9	3,951	3,894	3,506	2,427	0,170	-3,907	-10,545	-20,436	-34,009	-51,111	-50,618
1,0	4,421	4,373	4,038	3,070	0,977	-2,907	-9,351	-19,079	-32,541	-49,590	-69,088	
250	0	-80,673	-56,355	-35,341	-19,120	-7,789	-0,649	3,359	5,317	6,114	6,358	6,391
	0,1	-57,682	-58,351	-37,265	-20,882	-9,316	-1,899	2,386	4,578	5,635	5,854	5,900
	0,2	-38,708	-39,338	-43,027	-26,165	-13,897	-5,649	-0,532	2,362	3,798	4,341	4,426
	0,3	-23,751	-24,317	-27,631	-34,972	-21,533	-11,899	-5,397	-1,332	0,902	1,820	1,969
	0,4	-12,812	-13,287	-16,077	-22,301	-32,222	-20,649	-12,208	-6,503	-3,152	-1,710	-1,470
	0,5	-5,801	-6,248	-8,565	-13,152	-20,965	-31,899	-20,965	-13,152	-8,365	-6,248	-5,801
	0,6	-1,470	-1,710	-3,152	-6,503	-12,208	-20,649	-32,222	-22,301	-16,077	-13,287	-12,812
	0,7	1,969	1,820	0,902	1,332	-5,397	-11,899	-21,533	-34,972	-27,631	-24,317	-23,751
	0,8	4,426	4,341	3,798	2,362	-0,532	-5,649	-13,897	-26,165	-43,027	-39,338	-38,708
	0,9	5,900	5,854	5,635	4,578	2,386	-1,899	-9,316	-20,882	-37,265	-58,351	-57,682
1,0	6,391	6,358	6,114	5,317	3,359	-0,649	-7,789	-19,120	-35,341	-56,355	-80,673	

Bảng 6.5 tiếp

α	β	ξ										
		0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
300	0	-91,686	-62,562	-37,662	-18,819	-6,075	1,561	5,516	7,206	7,758	7,881	7,894
	0,1	-64,194	-65,053	-40,054	-20,999	-7,943	0,061	4,384	6,385	7,150	7,372	7,402
	0,2	-41,719	-42,526	-47,228	-27,537	-13,548	-4,439	0,988	3,924	5,325	5,846	5,928
	0,3	-24,261	-24,982	-29,186	-38,435	-22,889	-11,939	-4,671	-0,179	2,283	3,301	3,470
	0,4	-11,820	-12,420	-15,927	-23,691	-35,966	-22,439	-12,593	-5,922	-1,976	-0,261	0,029
	0,5	-4,396	-4,840	-7,452	-13,307	-22,780	-35,939	-22,780	-13,307	-7,452	-4,840	-4,396
	0,6	0,029	0,261	1,976	5,922	12,593	22,439	35,966	22,691	15,927	12,420	11,820
	0,7	3,470	3,301	2,283	0,179	4,671	11,939	22,889	38,435	29,186	24,982	24,261
	0,8	5,928	5,846	5,325	3,924	0,988	4,439	13,548	27,537	47,228	42,526	41,719
	0,9	7,402	7,372	7,150	6,385	4,384	0,061	7,943	20,999	40,054	65,053	64,194
1,0	7,894	7,881	7,758	7,206	5,616	1,561	6,075	18,819	37,662	62,562	91,686	
350	0	-102,242	-68,323	-39,595	-18,250	-4,247	3,726	7,488	8,813	9,067	9,049	9,039
	0,1	-70,266	-71,326	-42,472	-20,859	-6,462	1,976	6,204	7,922	8,443	8,551	8,563
	0,2	-44,339	-45,333	-51,102	-28,685	-13,108	-3,274	2,350	5,248	6,574	7,059	7,137
	0,3	-24,461	-25,346	-30,486	-41,729	-24,184	-12,024	-4,074	0,792	3,457	4,572	4,759
	0,4	-10,632	-11,364	-15,624	-24,990	-39,691	-24,274	-13,067	-5,417	-0,905	1,090	1,429
	0,5	-2,851	-3,387	-6,514	-13,468	-24,629	-40,024	-24,629	-13,468	-6,514	-3,387	-2,851
	0,6	1,429	1,090	0,905	5,447	13,067	24,274	39,691	24,990	15,624	11,364	10,632
	0,7	4,759	4,572	3,457	0,792	4,074	12,024	24,184	41,729	30,486	25,346	24,461
	0,8	7,137	7,059	6,574	5,248	2,350	-3,274	-23,108	28,685	51,102	45,333	44,339
	0,9	8,563	8,551	8,443	7,922	6,204	1,976	6,462	20,859	42,472	71,326	70,266
1,0	9,039	9,049	9,067	8,813	7,488	3,726	4,247	18,250	39,595	68,323	102,242	
400	0	-112,426	-73,722	-41,218	-17,468	-2,332	5,847	9,309	10,195	10,110	9,938	9,905
	0,1	-75,979	-77,249	-44,591	-20,515	-4,899	3,847	7,877	9,242	9,483	9,465	9,458
	0,2	-46,639	-47,829	-54,712	-29,655	-12,600	-2,153	3,578	6,382	7,603	8,045	8,118
	0,3	-24,406	-25,463	-31,579	-44,889	-25,436	-12,153	-3,586	1,616	4,471	5,679	5,885
	0,4	-9,280	-10,151	-15,193	-26,216	-43,407	-26,153	-13,616	-5,057	0,085	2,367	2,759
	0,5	-1,261	-1,892	-5,554	-13,636	-26,511	-44,153	-26,511	-13,636	-5,554	-1,892	-1,261
	0,6	2,759	2,367	0,085	5,057	13,616	26,153	43,407	26,216	15,193	10,151	9,280
	0,7	5,885	5,679	4,471	1,616	-3,586	-12,153	-25,436	-44,889	-31,579	-25,463	-24,406
	0,8	8,118	8,045	7,603	6,382	3,578	-2,153	-12,600	-29,655	-54,712	-47,829	-46,639
	0,9	9,458	9,465	9,483	9,242	7,877	3,847	4,899	20,515	44,591	77,249	75,979
1,0	9,905	9,938	10,110	10,195	9,309	5,847	2,332	17,468	41,218	73,722	112,426	

Bảng 6.5 tiếp

α	β	σ										
		0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
450	0	-122,301	-78,821	-42,584	-16,514	-0,351	7,929	11,003	11,392	10,940	10,606	10,549
	0.1	-81,394	-82,832	-46,404	-20,005	-3,274	5,670	9,426	10,384	10,320	10,168	10,142
	0.2	-48,673	-50,067	-58,102	-30,481	-12,042	-10,713	4,595	7,360	8,458	8,852	8,921
	0.3	-24,138	-25,371	-32,500	-47,841	-26,657	-12,321	-3,190	2,319	5,356	6,650	6,886
	0.4	-7,789	-8,804	-14,656	-27,384	-47,117	-28,071	-14,230	-4,758	1,012	3,590	4,037
	0.5	0,374	0,357	-4,572	-13,811	-28,424	-48,321	-28,424	-13,811	-4,572	-0,357	0,374
	0.6	4,037	3,590	1,012	-4,758	-14,230	-28,071	-47,117	-27,384	-14,656	-8,804	-7,789
	0.7	6,886	6,650	5,356	2,319	-3,190	-12,321	-26,657	-47,941	-32,500	-25,371	-24,138
	0.8	8,921	-8,852	8,458	7,360	4,595	-10,713	-12,042	-30,481	-58,102	-50,067	-48,673
	0.9	10,142	10,168	10,320	10,384	9,426	5,670	-3,274	-20,005	-46,464	-82,882	-81,394
1.0	10,549	10,606	10,940	11,392	11,003	7,929	-0,351	-16,145	-42,584	-78,821	-122,301	
500	0	-131,918	-83,668	-43,738	-15,418	1,681	9,972	12,589	12,436	11,598	11,098	11,016
	0.1	-86,559	-88,273	-48,131	-19,361	-1,601	7,427	10,871	11,379	10,992	10,703	10,657
	0.2	-50,483	-52,087	-61,311	-31,190	-11,446	-0,028	5,716	8,208	9,171	9,517	9,581
	0.3	-23,690	-25,110	-33,277	-50,904	-27,856	-12,528	-28,746	2,923	6,138	7,540	7,788
	0.4	-6,179	-7,343	-14,030	-28,505	-50,829	-30,028	-14,902	-4,477	1,891	-4,773	5,277
	0.5	2,049	1,215	-3,570	-13,991	-30,365	-52,528	-30,365	-13,991	-3,570	1,215	2,049
	0.6	5,277	4,773	1,891	-4,477	-14,902	-30,028	-50,829	-28,505	-14,030	-7,343	-6,179
	0.7	7,778	7,540	6,138	2,923	-28,746	-12,528	-27,856	-50,904	-33,277	-25,110	-23,690
	0.8	9,581	9,517	9,171	8,208	5,716	-0,028	-11,446	-31,190	-61,311	-52,087	-50,483
	0.9	10,657	10,703	10,992	11,379	10,871	7,427	-1,601	-19,361	-48,131	-88,273	-86,559
1.0	11,016	11,098	11,598	12,436	12,589	9,972	1,681	-15,418	-43,738	-83,668	-131,918	

Bảng 6.6

Góc xoay Ψ_3 do tải trọng tập trung gây ra

α	β	Ψ_3										
		0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
1	0	-6,288	-6,283	-6,274	-6,264	-6,253	-6,244	-6,237	-6,232	-6,229	-6,228	-6,228
	0,1	-5,008	-5,009	-5,009	-5,003	-5,003	-4,999	-4,996	-4,994	-4,993	-4,993	-4,993
	0,2	-3,736	-3,737	-3,741	-3,747	-3,751	-3,753	-3,754	-3,755	-3,755	-3,755	-3,756
	0,3	-2,473	-2,474	-2,477	-2,486	-2,497	-2,505	-2,511	-2,515	-2,517	-2,518	-2,517
	0,4	-1,217	-1,217	-1,220	-1,227	-1,240	-1,254	-1,264	-1,270	-1,274	-1,276	-1,276
	0,5	0,032	0,032	0,029	0,024	0,014	0	-0,014	-0,024	-0,029	-0,032	-0,032
	0,6	1,276	1,276	1,274	1,270	1,263	1,254	1,240	1,228	1,220	1,217	1,217
	0,7	2,517	2,518	2,517	2,515	2,511	2,505	2,497	2,486	2,477	2,474	2,473
	0,8	3,756	3,756	3,755	3,755	3,754	3,753	3,751	3,747	3,741	3,737	3,736
	0,9	4,993	4,993	4,993	4,994	4,996	4,999	5,003	5,006	5,009	5,009	5,008
1,0	6,228	6,228	6,229	6,232	6,237	6,244	6,253	6,264	6,274	6,283	6,288	
2	0	-6,326	-6,318	-6,299	-6,278	-6,257	-6,239	-6,224	-6,215	-6,209	-6,205	-6,205
	0,1	-5,015	-5,017	-5,017	-5,012	-5,005	-4,998	-4,993	-4,989	-4,986	-4,985	-4,985
	0,2	-3,722	-3,721	-3,733	-3,745	-3,752	-3,756	-3,759	-3,761	-3,762	-3,762	-3,762
	0,3	-2,446	-2,447	-2,455	-2,473	-2,494	-2,510	-2,521	-2,529	-2,533	-2,535	-2,535
	0,4	-1,184	-1,185	-1,191	-1,205	-1,230	-1,258	-1,278	-1,291	-1,299	-1,302	-1,303
	0,5	0,064	0,063	0,059	0,048	0,029	0	-0,029	-0,048	-0,059	-0,063	-0,064
	0,6	1,303	1,302	1,299	1,291	1,278	1,258	1,230	1,205	1,191	1,185	1,184
	0,7	2,535	2,535	2,533	2,529	2,521	2,510	2,494	2,473	2,455	2,447	2,446
	0,8	3,762	3,762	3,762	3,761	3,759	3,756	3,752	3,745	3,733	3,724	3,723
	0,9	4,985	4,985	4,986	4,989	4,993	4,998	5,005	5,012	5,017	5,017	5,015
1,0	6,204	6,207	6,209	6,215	6,224	6,239	6,257	6,278	6,299	6,318	6,326	
5	0	-6,439	-6,418	-6,373	-6,319	-6,266	-6,222	-6,187	-6,162	-6,143	-6,142	-6,141
	0,1	-5,038	-5,042	-5,043	-5,030	-5,013	-4,996	-4,982	-4,972	-4,966	-4,964	-4,963
	0,2	-3,682	-3,686	-3,708	-3,736	-3,754	-3,765	-3,772	-3,777	-3,779	-3,780	-3,780
	0,3	-2,367	-2,370	-2,388	-2,433	-2,485	-2,525	-2,553	-2,572	-2,582	-2,587	-2,587
	0,4	-1,086	-1,088	-1,103	-1,139	-1,201	-1,269	-1,319	-1,352	-1,371	-1,379	-1,380
	0,5	0,159	0,158	0,146	0,119	0,071	0	-0,071	-0,119	-0,146	-0,158	-0,159
	0,6	1,380	1,379	1,371	1,352	1,319	1,269	1,201	1,139	1,103	1,088	1,086
	0,7	2,587	2,587	2,582	2,572	2,553	2,525	2,485	2,433	2,388	2,370	2,367
	0,8	3,780	3,780	3,779	3,777	3,772	3,765	3,754	3,736	3,708	3,686	3,682
	0,9	4,963	4,964	4,966	4,972	4,982	4,996	5,013	5,030	5,043	5,042	5,038
1,0	6,141	6,142	6,143	6,142	6,141	6,141	6,141	6,141	6,141	6,141	6,141	

Bảng 6.6 tiếp

α	β	ξ										
		0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
10	0	-6,623	-6,583	-6,492	-6,385	-6,282	-6,193	-6,125	-6,077	-6,049	-6,038	-6,035
	0,1	-5,075	-5,083	-5,085	-5,059	-5,025	-4,992	-4,965	-4,945	-4,933	-4,928	-4,927
	0,2	-3,616	-3,623	-3,637	-3,724	-3,758	-3,781	-3,795	-3,803	-3,807	-3,809	-3,809
	0,3	-2,236	-2,242	-2,279	-2,367	-2,472	-2,549	-2,605	-2,642	-2,662	-2,671	-2,672
	0,4	-0,925	-0,930	-0,959	-1,030	-1,154	-1,288	-1,386	-1,451	-1,488	-1,504	-1,506
	0,5	0,314	0,310	0,288	0,235	0,140	0	-0,140	-0,235	-0,288	-0,310	-0,314
	0,6	1,506	1,504	1,488	1,451	1,386	1,288	1,154	1,030	0,959	0,930	0,926
	0,7	2,672	2,671	2,662	2,642	2,605	2,549	2,472	2,367	2,279	2,242	2,236
	0,8	3,800	3,800	3,807	3,803	3,785	3,781	3,758	3,724	3,667	3,623	3,616
	0,9	4,927	4,928	4,933	4,915	4,965	4,992	5,025	5,059	5,085	5,083	5,075
1,0	6,035	6,038	6,049	6,077	6,125	6,193	6,282	6,385	6,492	6,583	6,623	
15	0	-6,805	-6,741	-6,568	-6,449	-6,296	-6,165	-6,064	-5,994	-5,954	-5,936	-5,934
	0,1	-5,111	-5,122	-5,126	-5,088	-5,037	-4,988	-4,947	-4,919	-4,901	-4,984	-4,893
	0,2	-3,551	-3,561	-3,627	-3,712	-3,763	-3,796	-3,816	-3,828	-3,835	-3,837	-3,837
	0,3	-2,109	-2,118	-2,172	-2,304	-2,459	-2,574	-2,654	-2,710	-2,740	-2,752	-2,754
	0,4	-0,770	-0,777	-0,820	-0,925	-1,110	-1,396	-1,451	-1,547	-1,602	-1,625	-1,628
	0,5	0,165	0,159	0,126	0,347	0,208	0	-0,208	-0,347	-0,426	-0,459	-0,465
	0,6	1,728	1,725	1,602	1,547	1,451	1,306	1,110	0,925	0,820	0,777	0,770
	0,7	2,754	2,752	2,740	2,709	2,654	2,574	2,459	2,304	2,172	2,118	2,109
	0,8	3,837	3,837	3,835	3,828	3,816	3,796	3,763	3,712	3,627	3,561	3,551
	0,9	4,893	4,894	4,911	4,919	4,947	4,988	5,037	5,088	5,125	5,123	5,111
1,0	5,934	5,936	5,964	5,994	6,064	6,165	6,296	6,449	6,608	6,744	6,805	
20	0	-6,982	-6,901	-6,722	-6,511	-6,308	-6,137	-6,005	-5,914	-5,861	-5,838	-5,835
	0,1	-5,145	-5,162	-5,166	-5,116	-5,049	-4,984	-4,931	-4,893	-4,870	-4,860	-4,859
	0,2	-3,187	-3,500	-3,588	-3,700	-3,788	-3,811	-3,837	-3,853	-3,861	-3,864	-3,864
	0,3	-1,985	-1,996	-2,068	-2,243	-2,417	-2,598	-2,705	-2,776	-2,815	-2,831	-2,833
	0,4	-0,618	-0,627	-0,681	-0,822	-1,064	-1,325	-1,515	-1,641	-1,713	-1,742	-1,747
	0,5	0,611	0,604	0,561	0,457	0,274	0	-0,274	-0,457	-0,561	-0,604	-0,611
	0,6	1,747	1,742	1,713	1,641	1,515	1,325	1,064	0,822	0,684	0,627	0,618
	0,7	2,833	2,831	2,815	2,776	2,705	2,598	2,447	2,243	2,068	1,996	1,985
	0,8	3,861	3,864	3,861	3,853	3,837	3,811	3,768	3,700	3,588	3,500	3,487
	0,9	4,859	4,860	4,870	4,893	4,931	4,984	5,049	5,116	5,166	5,162	5,145
1,0	5,835	5,838	5,861	5,911	6,005	6,137	6,308	6,511	6,722	6,901	6,982	

Bảng 6.6 tiếp

α	β	ξ										
		0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
25	0	-7.157	-7.056	-6.832	-6.570	-6.320	-6.109	-5.947	-5.835	-5.771	-5.743	-5.739
	0.1	-5.179	-5.200	-5.205	-5.143	-5.060	-4.980	-4.914	-4.868	-4.840	-4.828	-4.826
	0.2	-3.423	-3.441	-3.550	-3.690	-3.774	-3.826	-3.858	-3.877	-3.887	-3.890	-3.891
	0.3	-1.863	-1.877	-1.966	-2.183	-2.436	-2.622	-2.754	-2.840	-2.888	-2.907	-2.910
	0.4	-0.471	-0.481	-0.551	-0.721	-1.021	-1.343	-1.577	-1.732	-1.820	-1.856	-1.862
	0.5	0.752	0.744	0.692	0.564	0.339	0	-0.339	-0.564	-0.692	-0.744	-0.752
	0.6	1.862	1.856	1.820	1.732	1.577	1.343	1.021	0.721	0.551	0.481	0.471
	0.7	2.910	2.907	2.888	2.840	2.754	2.622	2.436	2.183	1.916	1.877	1.863
	0.8	3.891	3.890	3.887	3.877	3.858	3.836	3.774	3.690	3.550	3.441	3.423
	0.9	4.826	4.828	4.840	4.868	4.914	4.980	5.060	5.143	5.205	5.200	5.179
1.0	5.739	5.743	5.771	5.835	5.947	6.109	6.320	6.570	6.832	7.056	7.157	
50	0	-7.984	-7.781	-7.345	-6.839	-6.364	-5.970	-5.673	-5.473	-5.358	-5.310	-5.302
	0.1	-5.332	-5.374	-5.587	-5.920	-5.112	-4.960	-4.838	-4.753	-4.702	-4.580	-4.576
	0.2	-3.122	-3.156	-3.372	-3.645	-3.806	-3.901	-3.957	-3.988	-4.003	-4.008	-4.009
	0.3	-1.292	-1.319	-1.490	-1.908	-2.393	-2.742	-2.983	-3.137	-3.221	-3.254	-3.259
	0.4	0.214	0.194	0.066	-0.252	-0.821	-1.432	-1.868	-2.153	-2.313	-2.378	-2.388
	0.5	1.405	1.390	1.296	1.061	0.641	0	-0.641	-1.061	-1.296	-1.390	-1.405
	0.6	2.388	2.378	2.313	2.153	1.868	1.432	0.821	0.252	-0.066	-0.194	-0.214
	0.7	3.259	3.254	3.221	3.137	2.983	2.742	2.393	1.908	1.490	1.319	1.292
	0.8	4.009	4.008	4.003	3.988	3.957	3.901	3.806	3.645	3.372	3.156	3.122
	0.9	4.576	4.580	4.702	4.753	4.838	4.970	5.112	5.270	5.387	5.374	5.332
1.0	5.302	5.310	5.358	5.473	5.673	5.970	6.364	6.839	7.345	7.784	7.984	
100	0	-9.452	-9.057	-8.208	-7.256	-6.392	-5.699	-5.197	-4.870	-4.688	-4.613	-4.601
	0.1	-5.580	-5.655	-5.701	-5.485	-5.196	-4.924	-4.709	-4.561	-4.474	-4.437	-4.430
	0.2	-2.576	-2.642	-3.065	-3.593	-3.888	-4.048	-4.133	-4.173	-4.189	-4.192	-4.192
	0.3	-0.306	-0.356	-0.671	-1.456	-2.356	-2.973	-3.381	-3.629	-3.761	-3.811	-3.819
	0.4	1.359	1.327	1.108	0.546	-0.489	-1.598	-2.364	-2.851	-3.119	-3.226	-3.242
	0.5	2.475	2.452	2.296	1.893	1.160	0	-1.160	-1.893	-2.296	-2.452	-2.475
	0.6	3.242	3.226	3.119	2.851	2.364	1.598	0.489	-0.546	-1.168	-1.327	-1.359
	0.7	3.819	3.811	3.761	3.629	3.381	2.973	2.356	1.456	0.671	0.356	0.306
	0.8	4.192	4.192	4.189	4.173	4.133	4.048	3.888	3.593	3.065	2.612	2.576
	0.9	4.430	4.437	4.474	4.561	4.709	4.924	5.196	5.485	5.701	5.665	5.580
1.0	4.601	4.613	4.688	4.870	5.197	5.699	6.392	7.256	8.208	9.057	9.452	

Bảng 6.6 tiếp

α	β	ξ										
		0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
150	0	-10,731	-10,145	-8,909	-7,554	-6,360	-5,436	-4,792	-4,389	-4,171	-4,084	-4,070
	0,1	-5,768	-5,898	-5,963	-5,863	-5,261	-4,889	-4,602	-4,408	-4,295	-4,247	-4,239
	0,2	-2,089	-2,187	-2,809	-3,577	-3,987	-4,193	-4,286	-4,320	-4,327	-4,325	-4,324
	0,3	0,521	0,454	0,011	-1,103	-2,366	-3,196	-3,718	-4,021	-4,175	-4,232	-4,240
	0,4	2,278	2,237	1,955	1,204	-0,222	-1,749	-2,771	-3,405	-3,747	-3,882	-3,903
	0,5	3,312	3,284	3,091	2,576	1,593	0	-1,593	-2,576	-3,091	-3,284	-3,312
	0,6	3,903	3,882	3,747	3,405	2,771	1,749	0,222	-1,204	-1,955	-2,237	-2,278
	0,7	4,240	4,232	4,175	4,021	3,718	3,196	2,366	-1,103	-0,011	-0,454	-0,521
	0,8	4,324	4,325	4,327	4,320	4,286	4,193	3,987	3,577	2,809	2,187	2,089
	0,9	4,239	4,247	4,295	4,408	4,602	4,889	5,261	5,663	5,963	5,898	5,768
1,0	4,070	4,084	4,171	4,389	4,792	5,436	6,360	7,554	8,909	10,145	10,731	
200	0	-11,871	-11,097	-9,489	-7,766	-6,287	-5,182	-4,442	-3,997	-3,766	-3,675	-3,660
	0,1	-5,911	-6,087	-6,186	-5,812	-5,312	-4,832	-4,512	-4,283	-4,152	-4,096	-4,087
	0,2	-1,645	-1,773	-2,589	-3,588	-4,099	-4,334	-4,422	-4,440	-4,432	-4,422	-4,419
	0,3	1,233	1,149	0,595	-0,821	-2,408	-3,410	-4,009	-4,340	-4,499	-4,556	-4,564
	0,4	3,028	2,981	2,660	1,761	-0,009	-1,886	-3,112	-3,854	-4,247	-4,402	-4,426
	0,5	3,980	3,950	3,785	3,141	1,965	0	-1,965	-3,141	-3,735	-3,950	-3,980
	0,6	4,426	4,402	4,247	3,854	3,112	1,886	0,009	-1,761	-2,660	-2,984	-3,028
	0,7	4,564	4,556	4,499	4,310	4,009	3,410	2,408	0,821	-0,595	-1,149	-1,233
	0,8	4,419	4,422	4,432	4,440	4,422	4,334	4,099	3,588	2,589	1,773	1,645
	0,9	4,087	4,096	4,152	4,283	4,512	4,858	5,312	5,812	6,186	6,087	5,911
1,0	3,660	3,675	3,766	3,997	4,442	5,182	6,287	7,766	9,489	11,097	11,871	
250	0	-12,905	-11,945	-9,979	-7,912	-6,184	-4,935	-4,132	-3,672	-3,443	-3,355	-3,341
	0,1	-6,021	-6,243	-6,381	-5,942	-5,355	-4,828	-4,436	-4,179	-4,035	-3,974	-3,963
	0,2	-1,235	-1,392	-2,398	-3,619	-4,219	-4,472	-4,545	-4,539	-4,511	-4,492	-4,488
	0,3	1,855	1,757	1,103	-0,591	-2,473	-3,615	-4,264	-4,603	-4,756	-4,808	-4,816
	0,4	3,649	3,604	3,256	2,243	0,189	-2,009	-3,400	-4,223	-4,653	-4,822	-4,849
	0,5	4,520	4,490	4,256	3,620	2,290	0	-2,290	-3,620	-4,256	-4,490	-4,520
	0,6	4,849	4,822	4,653	4,223	3,400	2,009	-0,189	-1,243	-3,256	-3,604	-3,649
	0,7	4,816	4,808	4,756	4,603	4,264	3,615	2,473	0,591	-1,103	-1,757	-1,855
	0,8	4,488	4,492	4,511	4,539	4,545	4,472	4,219	3,619	2,398	1,392	1,235
	0,9	3,963	3,974	4,035	4,179	4,436	4,828	5,355	5,942	6,381	6,243	6,021
1,0	3,341	3,355	3,443	3,672	4,132	4,935	6,184	7,912	9,979	11,945	12,905	

Bảng 6.6 tiếp

α	β	ξ										
		0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
300	0	-13,856	-12,713	-10,399	-8,009	-6,060	-4,695	-3,856	-3,399	-3,182	-3,101	-3,088
	0,1	-6,104	-6,374	-6,553	-6,655	-6,390	-4,801	-4,370	-4,093	-3,938	-3,872	-3,861
	0,2	-0,850	-1,037	-2,229	-3,664	-4,346	-4,607	-4,657	-4,622	-4,572	-4,542	-4,536
	0,3	2,407	2,297	1,552	-0,402	-2,556	-3,814	-4,492	-4,823	-4,962	-5,008	-5,014
	0,4	4,169	4,126	3,768	2,668	0,356	-2,120	-3,648	-4,531	-4,988	-5,168	-5,197
	0,5	4,962	4,935	4,712	4,032	2,580	0	-2,580	-4,032	-4,712	-4,935	-4,962
	0,6	5,197	5,168	4,988	4,531	3,648	2,120	-0,356	-2,668	-3,768	-4,126	-4,169
	0,7	5,014	5,008	4,962	4,823	4,492	3,814	2,556	0,402	-1,552	-2,297	-2,407
	0,8	4,536	4,542	4,572	4,622	4,657	4,607	4,346	3,664	2,229	1,037	0,850
	0,9	3,861	3,872	3,938	4,093	4,370	4,801	5,390	6,055	6,553	6,374	6,104
1,0	3,088	3,101	3,182	3,399	3,856	4,695	6,060	8,009	10,399	12,713	13,856	
350	0	-14,742	-13,417	-10,764	-8,068	-5,918	-4,462	-3,606	-3,167	-2,971	-2,899	-2,888
	0,1	-6,167	-6,484	-6,706	-6,156	-5,420	-4,776	-4,312	-4,019	-3,857	-3,788	-3,777
	0,2	-0,487	-0,701	-2,077	-3,722	-4,478	-4,740	-4,761	-4,692	-4,618	-4,576	-4,569
	0,3	2,903	2,783	1,651	-0,245	-2,650	-4,005	-4,696	-5,009	-5,130	-5,166	-5,171
	0,4	4,607	4,568	4,212	3,048	0,507	-2,219	-3,860	-4,791	-5,268	-5,458	-5,489
	0,5	5,328	5,303	5,089	4,394	2,841	0	-2,841	-4,394	-5,089	-5,303	-5,328
	0,6	5,489	5,458	5,268	4,791	3,860	2,219	-0,507	-3,048	-4,212	-4,568	-4,607
	0,7	5,174	5,166	5,130	5,009	4,696	4,005	2,650	0,245	-1,954	-2,783	-2,903
	0,8	4,569	4,576	4,618	4,692	4,761	4,740	4,478	3,722	2,077	0,701	0,487
	0,9	3,777	3,788	3,857	4,019	4,312	4,776	5,420	6,156	6,708	6,484	6,167
1,0	2,888	2,899	2,971	3,167	3,606	4,462	5,918	8,068	10,764	13,417	14,742	
400	0	-15,573	-14,067	-11,083	-8,095	-5,764	-4,235	-3,378	-2,967	-2,797	-2,738	-2,728
	0,1	-6,212	-6,578	-6,849	-6,247	-5,445	-4,753	-4,261	-3,955	-3,787	-3,716	-3,703
	0,2	-0,140	-0,363	-1,940	-3,789	-4,613	-4,871	-4,858	-4,752	-4,652	-4,599	-4,589
	0,3	3,353	3,223	2,319	-0,113	-2,754	-4,189	-4,881	-5,168	-5,266	-5,293	-5,297
	0,4	4,978	4,945	4,601	3,392	0,645	-2,307	-4,045	-5,012	-5,505	-5,703	-5,737
	0,5	5,632	5,612	5,412	4,713	3,080	0	-3,080	-4,713	-5,412	-5,612	-5,632
	0,6	5,737	5,703	5,505	5,012	4,045	2,307	-0,645	-3,392	-4,601	-5,945	-4,978
	0,7	5,297	5,293	5,266	5,168	4,881	4,189	2,754	0,113	-2,319	-3,223	-3,353
	0,8	4,589	4,599	4,652	4,752	4,858	4,871	4,613	3,789	1,940	0,383	0,140
	0,9	3,703	3,716	3,787	3,955	4,261	4,753	5,445	6,247	6,849	6,578	6,212
1,0	2,728	2,738	2,797	2,967	3,378	4,235	5,764	8,095	11,083	14,067	15,573	

Bảng 6.6 tiếp

α	β	ξ										
		0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0
450	0	-16,360	-14,675	-11,365	-8,098	-5,600	-4,013	-3,168	-2,794	-2,655	-2,608	-2,600
	0,1	-6,243	-6,657	-6,977	-6,330	-5,468	-4,731	-4,216	-3,900	-3,728	-3,654	-3,641
	0,2	0,192	-0,078	-1,814	-3,864	-4,751	-4,999	-4,918	-4,804	-4,677	-4,612	-4,601
	0,3	3,764	3,628	2,452	-0,009	-2,865	-4,367	-5,050	-5,305	-5,378	-5,395	-5,398
	0,4	5,292	5,268	4,945	3,707	0,775	-2,385	-4,205	-5,201	-5,707	-5,915	-5,951
	0,5	5,886	5,871	5,691	4,999	3,301	0	-3,301	-4,999	-5,691	-5,871	-5,886
	0,6	5,951	5,915	5,707	5,201	4,205	2,385	-0,775	-3,707	-4,945	-5,268	-5,292
	0,7	5,398	5,395	5,378	5,305	5,050	4,367	2,865	0,009	-2,652	-3,628	-3,764
	0,8	4,601	4,612	4,877	4,804	4,948	4,999	4,751	3,864	1,814	0,078	-0,192
	0,9	3,641	3,654	3,728	3,900	4,216	4,731	5,468	6,330	6,977	6,657	6,243
1,0	2,600	2,608	2,655	2,794	3,168	4,013	5,600	8,098	11,365	14,675	16,360	
500	0	-17,109	-15,246	-11,617	-8,080	-5,429	-3,798	-2,974	-2,644	-2,537	-2,504	-2,497
	0,1	-6,263	-6,726	-7,096	-6,407	-5,488	-4,712	-4,176	-3,852	-3,677	-3,601	-3,587
	0,2	0,512	0,216	-1,697	-3,945	-4,890	-5,125	-5,034	-4,849	-4,695	-4,618	-4,605
	0,3	4,143	3,999	2,959	0,094	-2,980	-4,539	-5,205	-5,423	-5,471	-5,478	-5,479
	0,4	5,559	5,545	5,251	3,999	0,899	-2,453	-4,344	-5,363	-5,882	-6,100	-6,138
	0,5	6,100	6,090	5,933	5,258	3,507	0	-3,507	-5,258	-5,933	-6,090	-6,100
	0,6	6,138	6,100	5,882	5,363	4,344	2,453	-0,899	-3,999	-5,251	-5,545	-5,559
	0,7	5,479	5,178	5,471	5,423	5,205	4,539	2,980	-0,094	-2,959	-3,999	-4,143
	0,8	4,605	4,618	4,695	4,849	5,034	5,125	4,890	3,945	1,697	-0,216	-0,512
	0,9	3,587	3,601	3,977	3,852	4,176	4,712	5,488	6,407	7,096	6,726	6,263
1,0	2,497	2,501	2,537	2,644	2,974	3,798	5,429	8,080	11,617	15,246	17,109	

Bảng 6.7.

Giá trị của các hàm số v_i để tính dầm trên nền đàn hồi có 2 đầu ngàm

αx	v_1	v_2	v_3	v_4	v_5	v_6
0	∞	∞	∞	∞	∞	∞
0,1	10,00	150,0	3000,0	5,0	150,00	3000,0
0,2	5,00	37,5	375,0	2,50	37,5	375,0
0,3	3,3224	16,595	111,2	1,655	16,663	111,06
0,4	2,4946	9,353	46,876	1,2437	9,3414	46,675
0,5	2,0023	6,0185	24,173	1,000	5,9878	23,923
0,6	1,6656	4,1743	14,091	0,8288	4,1504	13,791
0,7	1,4312	3,0848	9,0025	0,7113	3,0452	8,6531
0,8	1,2539	2,3745	6,1529	0,6205	2,3232	5,754
0,9	1,1246	1,8988	4,4560	0,5542	1,8332	4,0073
1,0	1,0099	1,5531	3,3720	0,4933	1,4703	2,8748
1,1	0,9213	1,3020	2,6589	0,4448	1,2019	2,1132
1,2	0,8502	1,1177	2,1800	0,4051	0,9985	1,5865
1,3	0,7906	0,9757	1,8438	0,3697	0,8371	1,2038
1,4	0,7399	0,8662	1,6061	0,3383	0,7069	0,9205
1,5	0,6977	0,7811	1,4354	0,3103	0,6003	0,7057
1,6	0,6610	0,7147	1,3139	0,2821	0,5113	0,5450
1,7	0,6323	0,6631	1,2222	0,2613	0,4360	0,4094
1,8	0,6073	0,6229	1,1573	0,2367	0,3717	0,3058
2,0	0,5687	0,5669	1,0761	0,2000	0,2675	0,1550
2,2	0,5422	0,5340	1,0350	0,1614	0,1875	0,0560
2,4	0,5247	0,5155	1,0155	0,1323	0,1255	-0,0094
2,6	0,5135	0,5059	1,0072	0,1035	0,0774	-0,0504
2,8	0,5069	0,5017	1,0044	0,0783	0,0409	-0,0739
3,0	0,5032	0,5002	1,0038	0,0565	0,0141	-0,0847
3,5	0,5005	0,5004	1,0035	0,0177	-0,0212	-0,0780
4,0	0,5005	0,5004	1,0022	-0,0019	-0,0277	-0,0516