

MÓNG CỌC KHOAN NHỒI VÀ BA-RÉT

3.1 MÓNG CỌC KHOAN NHỒI

3.1.1 Các yêu cầu về cấu tạo cọc

Cọc khoan nhồi là cọc được thi công theo phương pháp khoan tạo lỗ trước trong đất, sau đó lỗ được lấp đầy bằng bê tông. Việc tạo lỗ được thực hiện bằng phương pháp khoan, đóng ống hay các phương pháp đào khác. Cọc khoan nhồi có đường kính thông thường hiện nay là 600, 800, 1000, 1200, 1500, 1800, 2000, 2500... (mm).

Khi thiết kế và thi công cần nắm vững về điều kiện đất nền cũng như đặc điểm của công nghệ thi công để đảm bảo các quy định về chất lượng của cọc.

- Yêu cầu bê tông trong cọc khoan nhồi là các loại bê tông thông thường. Ngoài điều kiện về cường độ, bê tông phải có độ sụt lớn để đảm bảo tính liên tục của cọc. Theo quy định, Mác bê tông sử dụng cho cọc nhồi nói chung không thấp hơn 20MPa và độ sụt bê tông được nêu trong bảng 3.1.

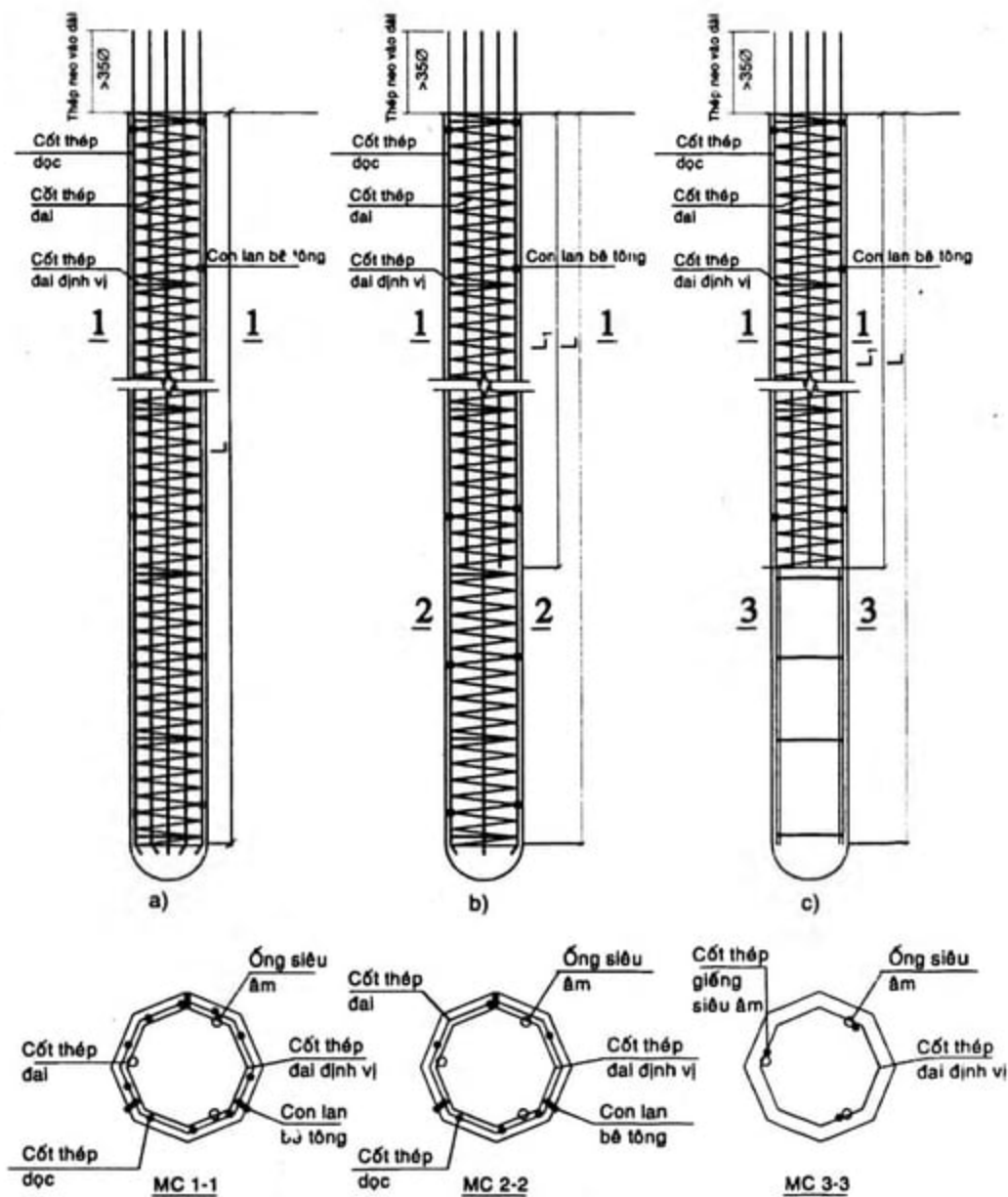
Bảng 3.1 Độ sụt của bê tông cọc khoan nhồi

Trường hợp	Điều kiện sử dụng	Độ sụt
1	Đổ tự do trong nước, cốt thép có khoảng cách lớn cho phép bê tông dịch chuyển dễ dàng.	7,5 + 12,5
2	Khoảng cách cốt thép không đủ lớn, để cho phép bê tông dịch chuyển dễ dàng, khi cốt đầu cọc nằm trong vùng vách tạm. Khi đường kính dọc nhỏ hơn 600mm.	10 + 17,5
3	Khi bê tông được đổ dưới nước hoặc trong dung dịch sét ben - tò - nit qua ống đổ (tremie).	>15

Thông thường bê tông của cọc khoan nhồi có hàm lượng xi măng không nhỏ hơn 350kg/m^3 . Để tránh sự phân tầng do bê tông có độ sụt lớn hoặc bê tông bị mất nước trong điều kiện nhiệt độ cao, nên sử dụng các loại phụ gia thích hợp.

Cốt thép trong cọc khoan nhồi:

- Cốt thép dọc của cọc khoan nhồi xác định theo tính toán, đồng thời phải thỏa mãn một số yêu cầu cấu tạo sau:
 - + Trong trường hợp cọc nhồi chịu kéo, cốt thép dọc cần được bố trí theo suốt chiều dài cọc. Khi cốt thép dọc được nối cần phải hàn theo yêu cầu chịu lực. Khi lực nhỏ là nhỏ, cốt thép dọc được bố trí đến độ sâu cần thiết để lực kéo được triệt tiêu hoàn toàn thông qua ma sát cọc.
 - + Đối với cọc chịu nén dọc trục, hàm lượng cốt thép không nên nhỏ hơn $0,2 \div 0,4\%$. Đường kính cốt thép không nhỏ hơn 10mm và bố trí đều theo chu vi cọc.
 - + Đối với cọc chịu tải trọng ngang, hàm lượng cốt thép không nhỏ hơn $0,4 \div 0,65\%$
- Cốt đai cọc khoan nhồi thường là $\phi 6 \div \phi 10$, khoảng cách $200 \div 300\text{mm}$. Có thể dùng đai hàn vòng đơn hoặc đai ốc xoắn chưa liên tục. Nếu chiều dài lồng thép lớn hơn 4m, để tăng cường độ cứng tính toán khối thi công thép đai $\phi 12$ cách nhau 2m, đồng thời các cốt đai này được sử dụng để gắn các con lăn tạo lớp bảo vệ cốt thép.
- Chiều dày lớp bảo vệ cốt thép dọc của cọc khoan nhồi không nhỏ hơn 50mm.
- Thông thường cọc khoan nhồi được tạo lỗ từ cao độ mặt đất, đất trong lòng cọc được lấy ra. Hiện tượng dẫn đất trong quá trình thi công sẽ gây ra ứng suất kéo cho cọc và nó tồn tại đến khi cọc được tải đủ. Do đó cốt thép cọc cần được bố trí đủ để chịu lực kéo kể trên cho đến khi giá trị lực kéo này bị triệt tiêu do tải trọng của công trình truyền xuống.
- Cọc chịu tải trọng ngang lớn như cầu, cảng... thì lồng thép đặt suốt chiều dài cọc
- Đối với công trình nhà cao tầng thì lực ngang nhỏ, vì vậy thông thường lồng thép được cắt so le hoặc cắt hoàn toàn ngoại trừ động đất (dựa vào biểu đồ moment và lực cắt của cọc trong bài toán giải cọc chịu tải trọng ngang).



Hình 3.1 Chi tiết cọc khoan nhồi

a) Thép đặt toàn bộ chiều dài cọc; b) Thép cắt một phần

c) Thép cắt toàn bộ



Hình 3.2 Thi công cọc khoan nhồi

3.1.2 Sức chịu tải của cọc đơn

1- Sức chịu tải của cọc theo độ bền của vật liệu

$$Q_{a(vl)} = R_u \cdot A_b + R_{sn} \cdot A_s$$

R_u - cường độ tính toán của bê tông cọc nhồi, xác định như sau:

- + Đối với cọc đổ bê tông dưới nước hoặc dung dịch sét, $R_u = R/4,5$ nhưng không lớn hơn 6000 kN/m^2 ;
- + Đối với cọc đổ bê tông trong lỗ khoan khô, $R_u = R/4,0$ nhưng không lớn hơn 7000 kN/m^2

R - mác thiết kế của bê tông cọc, kN/m^2

A_b - diện tích tiết bê tông cọc (m^2)

A_s - diện tích tiết diện cốt thép dọc trục (m^2)

R_{sn} - cường độ tính toán của cốt thép, xác định như sau:

Đối với thép nhỏ hơn $\phi 28 \text{ mm}$, $R_{sn} = f_c/1,5$ nhưng không lớn hơn 220000 kN/m^2

Đối với thép lớn hơn $\phi 28 \text{ mm}$, $R_{sn} = f_c/1,5$ nhưng không lớn hơn 200000 kN/m^2

f_c - giới hạn chảy của cốt thép, kN/m^2 .

2- Sức chịu tải của cọc theo chỉ tiêu đất nền

a) Sức chịu tải của cọc theo kết quả thí nghiệm đất trong phòng

a1. Xác định sức chịu tải của cọc theo chỉ tiêu cơ lý của đất nền

- Sức chịu tải cho phép của cọc đơn, theo đất nền, được tính:

$$Q_a = \frac{Q_{1c}}{k_{1c}} \quad (3.1)$$

Q_a - sức chịu tải cho phép của cọc (kN)

Q_{1c} - sức chịu tải tiêu chuẩn tính theo đất nền của cọc đơn (kN)

k_{1c} - hệ số an toàn, được lấy như sau:

- Đối với đài cao hoặc đài thấp mà đáy của nó nằm trên đất có tính nén lớn và đối với cọc ma sát chịu tải trong nén, cũng như đối với bất kỳ loại đài nào mà cọc treo, cọc chống chịu tải trọng nhỏ, tùy thuộc số lượng cọc trong móng, trị số k_{1c} lấy như sau:

Bảng 3.2 Bảng xác định hệ số k_{1c}

Số cọc trong móng	k_{1c}
Móng có trên 21 cọc	1,4
Móng có từ 11 đến 20 cọc	1,55
Móng có từ 6 đến 10 cọc	1,65
Móng có từ 1 đến 5 cọc	1,75

Nếu việc tính toán móng cọc có kể đến tải trọng gió và tải trọng cầu trục thì được phép tăng tải trọng tính toán trên các cọc biên lên 20% (trừ móng trụ đường dây tải điện).

Xác định sức chịu tải tiêu chuẩn theo chỉ tiêu cơ lý của đất nền

Sức chịu tải của cọc khoan nhồi có và không có mở rộng đáy cũng như của cọc chịu tải trọng nén đúng tâm xác định theo công thức:

$$Q_{1c} = m(m_R \cdot q_p \cdot A_p + u \sum m_i f_{si} / l_i) \quad (3.2)$$

m - hệ số điều kiện làm việc, trong điều kiện tựa lên đất sét có độ no nước $G < 0,85$ lấy $m=0,8$, còn trong các trường hợp còn lại lấy $m = 1$

m_R - hệ số điều kiện làm việc của đất dưới mũi cọc. Lấy $m_R = 1$ trong mọi trường hợp trừ khi cọc mở rộng đáy bằng cách nổ mìn, đối với trường hợp này $m_R = 1,3$, còn khi thi công cọc có mở rộng đáy bằng phương pháp đổ bê tông dưới nước thì lấy $m_R = 0,9$

q_p - cường độ của đất dưới mũi cọc, kN/m^2

A_p - diện tích mũi, m^2 , lấy như sau:

+ Đối với cọc khoan nhồi không có mở rộng đáy và đối với cọc trụ lấy bằng diện tích tiết diện ngang của chúng;

- + Đối với cọc khoan nhồi có mở rộng đáy lấy bằng diện tích tiết diện ngang của phần mở rộng tại chỗ đường kính lớn nhất của cọc;
- + Đối với cọc ống có nhồi bê tông lấy bằng diện tích tiết diện ngang của ống kể cả thành ống;
- + Đối với cọc ống có nhân đất (không nhồi ruột cọc bằng bê tông), lấy bằng diện tích tiết diện ngang của thành ống.

m_f - hệ số điều kiện làm việc của đất ở mặt bên của cọc, phụ thuộc vào phương pháp tạo lỗ khoan, lấy theo bảng 3.2;

f_{s1} - ma sát bên của lớp đất I ở mặt bên của thân cọc, kN/m^2 , lấy theo bảng 3.3.

Ma sát do lớp cát ở mặt bên của cọc có mở rộng đáy được tính trong khoảng từ mức san mặt bằng đến độ sâu tương ứng với chỗ giao nhau của thân cọc với mặt bằng hình nón tương đương với đường sinh tựa lên ranh giới mở rộng dưới một góc $\varphi_1/2$ so với trục cọc, trong đó φ_1 là giá trị tính toán trung bình (theo từng lớp) (TTGH I) của góc ma sát trong của đất nằm trong phạm vi hình nón nói trên. Các giá trị tính toán γ_1 , φ_1 và c_1 của đất nền xác định theo các yêu cầu của tiêu chuẩn thiết kế nền nhà và công trình, lúc này sử dụng hệ số an toàn bằng 1,1 cho φ_1 và 1,5 cho c_1 . Đối với đất sét, cho phép kể đến ma sát bên trên toàn bộ chiều dài tính toán của thân cọc.

Bảng 3.3 Sức kháng hông đơn vị của đất ở bên hông cọc f_s

Độ sâu, m	Lực ma sát đơn vị, f , T/m^2								
	Của đất cát, chặt vừa								
	Thô và thô vừa	Mịn	Bụi	-	-	-	-	-	-
	Của đất sét khi chỉ số I_L bằng								
	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1
1.0	3.5	2.3	1.5	1.2	0.5	0.4	0.4	0.3	0.2
2.0	4.2	3.0	2.1	1.7	1.2	0.7	0.5	0.4	0.4
3.0	4.8	3.5	2.5	2.0	1.1	0.8	0.7	0.6	0.5
4.0	5.3	3.8	2.7	2.2	1.6	0.9	0.8	0.7	0.5
5.0	5.6	4.0	2.9	2.4	1.7	1.0	0.8	0.7	0.6
6.0	5.8	4.2	3.1	2.5	1.8	1.0	0.8	0.7	0.6
8.0	6.2	4.4	3.3	2.6	1.9	1.0	0.8	0.7	0.6
10.0	6.5	4.6	3.4	2.7	1.9	1.0	0.8	0.7	0.6
15.0	7.2	5.1	3.8	2.8	2.0	1.1	0.8	0.7	0.6
20.0	7.9	5.6	4.1	3.0	2.0	1.2	0.8	0.7	0.6
25.0	8.6	6.1	4.4	3.2	2.0	1.2	0.8	0.7	0.6
30.0	9.3	6.6	4.7	3.4	2.1	1.2	0.9	0.8	0.7
35.0	10.0	7.0	5.0	3.6	2.2	1.3	0.9	0.8	0.7

1) f_s theo bảng 3.3, đất nền được chia thành các lớp nhỏ đồng nhất có chiều dày không quá 2m.

2) f_s của đất cát chặt nên tăng thêm 30% so với giá trị trình bày trong bảng 3.3.

Bảng 3.4 Hệ số m_f

Loại cọc và phương pháp thi công cọc	Hệ số điều kiện làm việc của đất m_f trong			
	Cát	Á cát	Á sét	Sét
1. Cọc chế tạo bằng biện pháp đóng ống thép có bịt kín mũi rồi rút dần ống thép khi đổ bê tông	0,8	0,8	0,8	0,7
2. Cọc nhồi rung ép	0,9	0,9	0,9	0,9
3. Cọc khoan nhồi trong đó kể cả mở rộng đáy, đổ bê tông:				
a) Khi không có nước trong lỗ khoan (phương pháp khô) hoặc khi dùng ống chống	0,7	0,7	0,7	0,6
b) Dưới nước hoặc dung dịch sét	0,6	0,6	0,6	0,6
c) Hỗn hợp bê tông cứng đổ vào cọc có đầm (phương pháp khô).	0,8	0,8	0,8	0,7
4. Cọc ống hạ bằng rung có lấy đất ra	1	0,9	0,7	0,6
5. Cọc - trụ	0,7	0,7	0,7	0,6
6. Cọc khoan nhồi, cọc có lỗ tròn rỗng ở giữa, không có nước trong lỗ khoan bằng cách dùng lõi rung	0,8	0,8	0,8	0,7
7. Cọc khoan phun chế tạo có ống chống hoặc bơm hỗn hợp bê tông với áp lực 2-4 atm.	0,9	0,8	0,8	0,8

- Cường độ đất nền dưới mũi cọc q_p , kN/m², dưới mũi cọc khoan nhồi, cọc trụ và cọc ống hạ có lấy đất ra khỏi ruột ống, sau đó đổ bê tông cho phép lấy như sau:

+ Đối với đất hòn lớn có chất độn là cát và đối với đất cát trong trường hợp cọc khoan nhồi có và không có mở rộng đáy, cọc ống hạ có lấy hết nhân đất và cọc trụ - tính theo công thức:

$$q_p = 0,75\beta(\gamma'_1 \cdot d_p A_k^0 + \alpha\gamma_1 LB_k^0) \quad (3.3)$$

+ Trong trường hợp cọc ống hạ có giữ nhân đất nguyên dạng ở chiều cao $\geq 0,5m$ - tính theo công thức (3.4):

$$q_p = \beta(\gamma'_1 \cdot d_p A_k^0 + \alpha \gamma_1 L B_k^0) \quad (3.4)$$

$\beta, A_k^0, \alpha, B_k^0$ - hệ số không thứ nguyên lấy theo bảng 3.5.

γ'_1 - trị tính toán trung bình (theo các lớp) của trọng lượng thể tích đất, kN/m^3 , nằm phía trên mũi cọc (khi đất no nước có kể đến sự dâng nổi trong nước)

L - chiều dài cọc, m

d_p - đường kính, m của cọc nhồi hoặc của đáy cọc (nếu có mở rộng đáy cọc).

Bảng 3.5 Hệ số A_k^0, B_k^0, α và β

Kí hiệu các hệ số		Các hệ số A_k^0, B_k^0, α và β khi các trị tính toán của góc ma trong của đất φ, δ								
		23	25	27	29	31	33	35	37	39
		9,5	12,8	17,3	24,4	34,6	48,6	71,3	108	163
		18,6	24,8	32,8	45,5	64	87,6	127	185	260
α khi $\frac{L}{d_p} =$	4	0,78	0,79	0,8	0,82	0,84	0,85	0,85	0,86	0,87
	5	0,75	0,76	0,77	0,79	0,81	0,82	0,83	0,84	0,85
	7,5	0,68	0,7	0,7	0,74	0,76	0,78	0,8	0,82	0,84
	10	0,62	0,67	0,67	0,7	0,73	0,75	0,77	0,79	0,81
	12,5	0,58	0,63	0,63	0,67	0,7	0,73	0,75	0,7	0,80
	15	0,55	0,61	0,61	0,65	0,68	0,71	0,73	0,76	0,79
	17,5	0,51	0,58	0,58	0,62	0,66	0,69	0,72	0,75	0,78
	20	0,49	0,57	0,57	0,61	0,65	0,68	0,72	0,75	0,78
	22,5	0,46	0,55	0,55	0,6	0,64	0,67	0,71	0,74	0,77
	25	0,44	0,54	0,54	0,59	0,63	0,67	0,7	0,74	0,77
α khi d_p	$\leq 0,8$	0,31	0,31	0,29	0,27	0,26	0,25	0,24	0,28	0,28
	m	0,25	0,21	0,23	0,22	0,21	0,20	0,19	0,18	0,17

+ Đối với đất sét, trong trường hợp cọc nhồi có và không có mở rộng đáy, cọc ống có lấy lõi đất ra (lấy một phần hoặc lấy hết) và nhồi bê tông vào ruột ống và cọc trụ cường độ chịu tải của đất lấy theo bảng 3.3.

c' - lực dính của đất dưới mũi cọc

σ_v' - ứng suất có hiệu theo phương thẳng đứng do đất nền gây ra tại cao trình mũi cọc.

d - đường kính của cọc.

- Theo Vesic (1973):

$$q_p = cN_c + N_q \cdot \sigma_v' + \gamma \cdot d \cdot N_\gamma \quad (3.15)$$

$$N_q = \text{tg}^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} e^{\pi \text{tg} \varphi} \right) \quad (3.16)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \varphi ; N_\gamma = 2(N_q + 1) \text{tg} \varphi \quad (3.17)$$

b) Xác định sức chịu tải của cọc theo kết quả thí nghiệm xuyên hiện trường

b1. Theo kết quả thí nghiệm xuyên tĩnh (CPT)

Sức chịu tải cực hạn của một cọc:

$$Q_u = Q_s + Q_p \quad (3.18)$$

Sức chịu tải do mũi:

$$Q_p = A_p \cdot q_p \quad (3.19)$$

Giá trị của q_p được xác định theo công thức:

$$q_p = K_c \cdot \bar{q}_c \quad (3.20)$$

K_c - hệ số mang tải, lấy theo bảng 3.7

\bar{q}_c - sức chống xuyên trung bình, lấy trong khoảng $3d$ phía trên và $3d$ dưới mũi cọc.

Sức chịu tải do ma sát, được xác định theo công thức:

$$Q_s = u \sum l_i f_{si} \quad (3.21)$$

l_i - chiều dài của cọc trong lớp đất thứ i

u - chu vi tiết diện cọc (m)

f_{si} - lực ma sát đơn vị của lớp đất thứ i và được xác định theo sức kháng mũi q_c ở cùng độ sâu, theo công thức:

$$f_{si} = \frac{q_{ci}}{\alpha_i} \quad (3.22)$$

α_i - hệ số lấy theo bảng 3.7.

Sức chịu tải cho phép của một cọc Q_a :

$$Q_a = \frac{Q_u}{FS} \quad (3.23)$$

FS - hệ số an toàn lấy bằng 2÷3.

Bảng 3.7 Bảng xác định hệ số K_c và α

Loại đất	Sức chống mũi q_c (kPa)	Hệ số K_c	Hệ số α		Giá trị cực đại q_p (kPa)	
			Thành bê tông	Thành ống thép	Thành bê tông	Thành ống thép
Đất loại sét chảy, bùn	<2.000	0,4	30	30	15	15
Đất loại sét cứng vừa	2.000+5.000	0,35	40	80	(80) 35	(80) 35
Đất loại sét, cứng đến rất cứng	>5.000	0,45	60	120	(80) 35	(80) 35
Cát chảy	0+2.500	0,4	(60) 120	150	35	35
Cát chặt vừa	2.500+10.000	0,4	(100) 180	(200) 250	(120) 80	(80) 80
Cát chặt đến rất chặt	>10.000	0,3	150	300 (200)	(150) 120	(120) 80
Đá phấn (mềm)	>5.000	0,2	100	120	35	35
Đá phấn, phong hóa, mảnh vụn	>5.000	0,2	60	80	(150) 120	(120) 80

Chú thích:

- Cần hết sức thận trọng khi lấy giá trị ma sát bên của cọc trong sét mềm và bùn vì khi tác dụng một tải trọng rất nhỏ lên nó, hoặc ngay cả với tải trọng bản thân, cũng làm cho đất này lún và gây ra ma sát âm.
- Các giá trị trong ngoặc có thể sử dụng khi thành hố khoan được giữ tốt, khi thi công không gây phá hoại thành hố và bê tông cọc đạt chất lượng cao.
- Với giá trị trên tương ứng với mũi côn đơn giản (đường kính mũi côn 35.7mm, góc nhọn mũi côn bằng 60°).

b2. Sức chịu tải của cọc theo kết quả xuyên tiêu chuẩn

- Sức chịu tải cho phép của cọc tính theo công thức của Nhật Bản:

$$Q_a = \frac{1}{3} [\alpha \cdot N_a \cdot A_p + (0.2N_s \cdot L_s + N_c \cdot L_c) u] \quad (T)$$

N_a - chỉ số SPT của đất dưới mũi cọc

N_s - chỉ số SPT của lớp đất rời bên thân cọc

N_c - chỉ số SPT của lớp đất dính bên thân cọc

L_s - chiều dài đoạn cọc nằm trong đất rời, m

L_c - chiều dài đoạn cọc nằm trong đất dính, m

u - chu vi của tiết diện cọc

α - hệ số, phụ thuộc vào phương pháp thi công cọc.

- Cọc khoan nhồi: $\alpha = 15$

- Theo TCXD 195:1997

Sức chịu tải cho phép của cọc, Q_a , kN, trong nền gồm các lớp đất dính và đất rời tính theo công thức:

$$Q_a = 15\bar{N}A_p + (1,5N_cL_c + 4,3BN_sL_s)u - \Delta W \text{ (kN)}$$

N - chỉ số xuyên tiêu chuẩn của đất

N - chỉ số xuyên tiêu chuẩn trung bình của đất trong khoảng $1d$ dưới mũi cọc và $4d$ trên mũi cọc. Nếu $N > 60$, khi tính toán \bar{N} lấy $N = 60$; nếu $\bar{N} > 50$ thì lấy $N = 50$;

N_s - giá trị trung bình của chỉ số xuyên tiêu chuẩn trong lớp đất rời;

N_c - giá trị trung bình của chỉ số xuyên tiêu chuẩn trong lớp đất dính;

A_p - diện tích tiết diện mũi cọc, m^2 ;

L_c - chiều dài phần thân cọc nằm trong lớp đất dính, m;

L_s - chiều dài phần thân cọc nằm trong lớp đất rời, m;

u : - chu vi tiết diện cọc, m;

ΔW_p - hiệu số giữa trọng lượng cọc và trọng lượng của trụ đất nền do cọc thay thế, kN.

c) Thiết kế móng cọc trong vùng có động đất

c1. Khi tính toán sức chịu tải của cọc làm việc dưới tải trọng nén hoặc nhỏ, giá trị Q_p và F_i nên nhân với hệ số giảm thấp điều kiện làm việc của đất nền M_{c1} và M_{c2} cho trong bảng 3.8, trừ trường hợp cọc chống lên đá và đất hòn lớn.

Giá trị Q_p cũng phải nhân với hệ số điều kiện làm việc $M_{c3} = 1$ khi $L_e \geq 3$ và $M_{c3} = 0,9$ khi $L_e < 3$, trong đó L_e là chiều dài tính đối của cọc xác định trong phần tính cọc chịu tải trọng ngang. Ma sát bên cọc, f_i trong khoảng giữa mặt đất đến độ sâu h_u lấy bằng 0:

$$h_u = \frac{4}{\alpha_{bd}} \quad (3.27)$$

α_{bd} - hệ số biến dạng, xác định trong phần tính cọc chịu tải trọng ngang.

c2. Khi tính toán cọc theo điều kiện hạn chế áp lực lên đất qua mặt bên của cọc nêu trong phần kiểm tra cọc chịu tải trọng ngang, dưới tác dụng của tải trọng động đất, lấy giá trị của góc ma sát trong tính toán φ_1 giảm như sau: Đối với động đất tính toán cấp 7: giảm 2 độ, cấp 8: giảm 4 độ, cấp 9: giảm 7 độ.

c3. Khi tính toán móng cọc của cầu, ảnh hưởng của động đất đến điều kiện ngầm cọc vào cát bụi no nước đất sét và á sét dẻo chảy vào dẻo mềm hoặc á cát chảy thì hệ số K cho trong phần tính cọc chịu tải trọng ngang phải giảm đi 30%.

Khi tính toán sức chịu tải trọng của cọc chịu tác động của lực ngang cần phải kể đến đặc trưng ngắn hạn của tác động động đất bằng cách tăng hệ số η_2 thêm 30%, còn trường hợp móng một hàng cọc với tải trọng tác dụng tại mặt phẳng vuông góc với hàng đó thì η_2 tăng lên 10%.

c4. Sức chịu tải của cọc, Q_{tc} , kN làm việc với tải trọng nén và nhổ thẳng đứng theo kết quả thí nghiệm hiện trường phải được xác định có xét đến tác động động đất theo công thức:

$$Q_{tc} = k_c \cdot Q_u \quad (3.28)$$

k_c - hệ số, bằng tỉ số giữa giá trị sức chịu tải trọng nén của cọc Q_u nhận được bằng cách tính theo những chỉ dẫn ở điều c1 và c2 có xét đến tác động động đất với giá trị tính theo điều kiện không tính đến tác động động đất;

Q_u - sức chịu tải cực hạn của cọc, kN, xác định theo công thức không tính đến tác động động đất.

Bảng 3.8 Bảng xác định hệ số m_{c1} và m_{c2}

Cấp động đất tính toán	Hệ số điều kiện làm việc m_{c1} để hiệu chỉnh q_p trong đất						Hệ số điều kiện làm việc m_{c2} để hiệu chỉnh f_{ai} trong đất					
	Cát chặt		Cát chặt vừa		Sét bụi ở độ sệt		Cát chặt và cát vừa		Sét bụi ở độ sệt			
	Ám và ít ẩm	No nước	Ám và ít ẩm	No nước	$I < 0$	$0 \leq I_L \leq 0,5$	Ám và ít ẩm	No nước	$I < 0$	$0 \leq I_L \leq 0,75$	$0,75 \leq I_L \leq 1,00$	
7	0,9	-	0,85	-	1	0,9	0,85	-	-	0,8	0,75	
8	0,8	-	0,75	-	0,95	0,8	0,75	-	0,8	0,7	0,65	
9	0,7	-	0,6	-	0,85	0,7	0,65	-	0,65	0,6	-	

c5. Khi tính toán thiết kế móng cọc trong vùng động đất, phải đặt mũi cọc tựa lên nền đá hoặc đất hòn lớn, cát chặt, đất sét có $I_L \leq 0,5$. Không cho phép tựa mũi cọc lên cát rời bão hòa nước hoặc đất sét bụi có chỉ số sệt $I_L > 0,5$.

c6. Mũi cọc ngàm vào lớp đất tốt ở vùng động đất phải lớn hơn 4m, và khi mũi cọc nằm trong nền đất cát chặt vừa bão hòa nước thì không nhỏ hơn 8m trừ trường hợp mũi cọc tựa trên đá, cho phép giảm độ chôn sâu của cọc khi có những kết quả chính xác của thí nghiệm cọc tại hiện trường bằng tác động bởi động đất mô phỏng.

c7. Đài cọc dưới vách chịu lực của một khối nhà hoặc công trình cần phải liền khối và bố trí trên cùng một cao độ. Trong trường hợp liên kết ngàm, chiều dài ngàm cọc vào đài được xác định bằng tính toán có kể đến tải trọng động đất.

c8. Khi có đủ cơ sở kinh tế - kỹ thuật, cho phép dùng móng cọc có đệm trung gian bằng vật liệu rời (đá dăm, sỏi sạn, cát hạt thô lớn và cát trung). Giải pháp này không được sử dụng trong nền đất trương nở, đất than bùn, đất lún ướt, ở những vùng có hiện tượng trượt và hang ngầm (carst và vùng khai thác mỏ). Không nên tính toán cọc chịu tải trọng ngang trong móng đệm trung gian. Sức chịu tải trọng nén có kể đến tác động động đất nên xác định theo tất cả mặt bên của cọc, tức là $h_u = 0$, còn hệ số điều kiện làm việc của mũi cọc dưới tác dụng động đất m_{c1} lấy bằng 1,2.

d) Sức chịu tải thiết kế

Thiên về an toàn, tải trọng thiết kế phải lấy giá trị nhỏ nhất của các giá trị sức chịu tải cho phép tính ở trên.

$$Q_{aTK} = \min(Q_{ai})$$

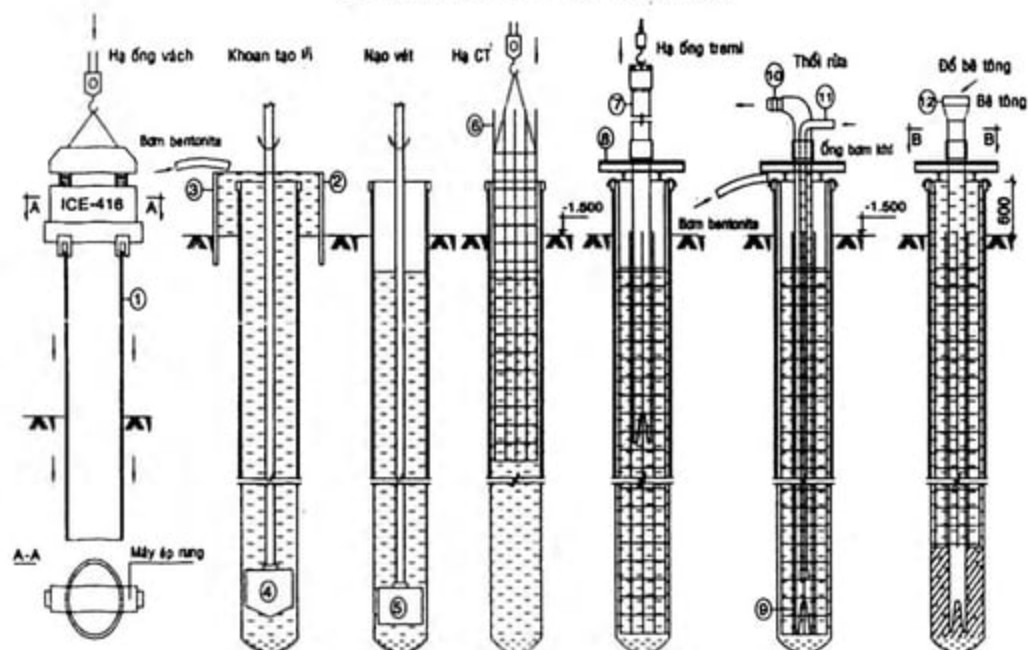
Trong thiết kế thiên về kinh tế, nên lựa chọn chiều sâu hạ cọc sao cho sức chịu tải của vật liệu cọc tương đương với sức chịu tải tính theo điều kiện đất nền.

e) Kiểm tra sức chịu tải và chất lượng cọc khoan nhồi

Sức chịu tải và chất lượng cọc khoan nhồi cần phải được kiểm tra bằng các phương pháp thí nghiệm hiện trường như thí nghiệm nén tĩnh cọc bằng đối trọng bên trên, thí nghiệm Osterberg, thí nghiệm biến dạng lớn PDA (Pile Dynamic Analysis), thí nghiệm biến dạng nhỏ PIT (Pile Integrity Test), siêu âm (Sonic)... Từ đó mới chọn sức chịu tải hợp lý của cọc để kiểm tra lại hồ sơ thiết kế móng.

3.1.3 Công nghệ thi công cọc khoan nhồi

QUY TRÌNH THI CÔNG CỌC KHOAN NHỒI



- 1- ống vách dài 6m; 2- áo bao cao 1m; 3- ống bơm bentonite; 4- gầu khoan;
5- gầu vét; 6- lồng cốt thép; 7- ống tremi; 8- hệ giá đỡ; 9- mũi ống tremi;
10- ống thu hồi bentonite Ø150; 11- ống dẫn khí Ø45; 12- phễu đổ bê tông

Hình 3.3 Quy trình thi công cọc khoan nhồi

1- Dung dịch khoan

a) Các qui định chung

- Tùy theo điều kiện địa chất, thủy văn, nước ngầm, thiết bị khoan để chọn phương pháp giữ thành hố khoan và dung dịch khoan thích hợp. Dung dịch khoan được chọn dựa trên tính toán theo nguyên lý cân bằng áp lực ngang giữa cột dung dịch trong hố khoan và áp lực của đất nền và nước

quanh vách lỗ. Khi khoan trong địa tầng dễ sụt lở, áp lực cột dung dịch phải luôn lớn hơn áp lực ngang của đất và nước bên ngoài.

- Khi áp lực ngang của đất và nước bên ngoài lỗ khoan lớn (do tải trọng của thiết bị thi công hay của các công trình lân cận sẵn có...) thì phải dùng ống vách để chống sụt lở, chiều sâu ống vách tính theo nguyên lý cân bằng áp nêu trên. Khi khoan gần công trình hiện hữu nếu có nguy cơ sập thành lỗ khoan thì phải dùng ống chống suốt chiều sâu lỗ cọc.

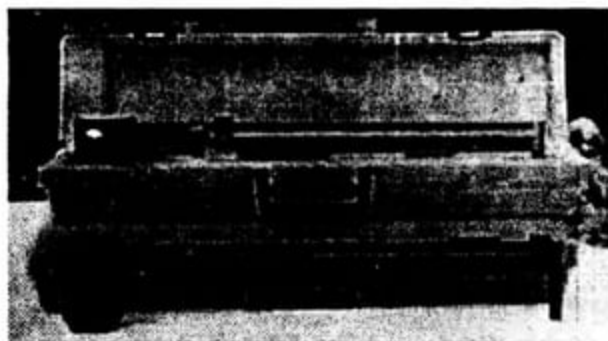
- Dung dịch bentonite dùng giữ thành hố khoan nơi địa tầng dễ sụt lở cho mọi loại thiết bị khoan, giữ cho mùn khoan không lắng đọng dưới đáy hố khoan và đưa mùn khoan ra ngoài phải đảm bảo được yêu cầu giữ ổn định vách hố khoan trong suốt quá trình thi công cọc. Khi mực nước ngầm cao (lên đến mặt đất) cho phép tăng tỷ trọng dung dịch bằng các chất có tỷ trọng cao như barit, cát magnetic...

- Kiểm tra dung dịch bentonite từ khi chuẩn bị cho tới khi kết thúc đổ bê tông từng cọc, kể cả việc điều chỉnh để đảm bảo độ nhớt và tỷ trọng thích hợp nhằm tránh lắng đáy cọc quá giới hạn cho phép cần tuân theo các quy định nêu trong mục 9 của tiêu chuẩn này và các yêu cầu đặc biệt (nếu có) của thiết kế. Dung dịch có thể tái sử dụng trong thời gian thi công công trình nếu đảm bảo được các chỉ tiêu thích hợp, nhưng không quá 6 tháng.

- Khi dùng dung dịch polime hoặc các hóa phẩm khác ngoài các chức năng giữ ổn định thành hố khoan phải kiểm tra ảnh hưởng của nó đến môi trường đất - nước (tại khu vực công trình và nơi chôn lấp đất khoan).

b) Các phương pháp kiểm tra dung dịch khoan

b1. Do tỷ trọng dung dịch Bentonite

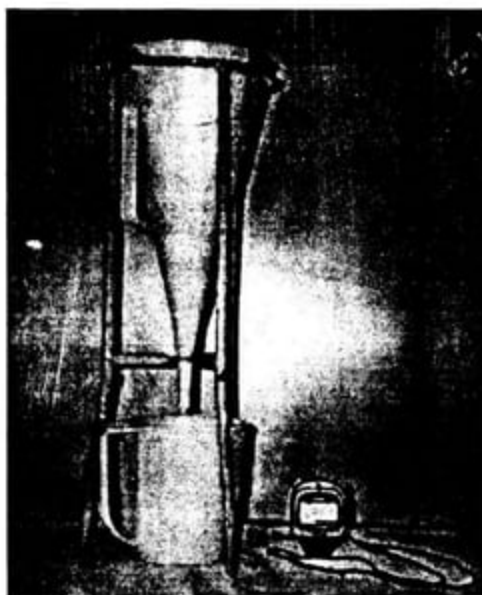


Hình 3.4 Dụng cụ đo tỉ trọng dung dịch

- Dụng cụ thí nghiệm: Hộp cân, quả cân, thang đo, bầu chứa bentonite, nắp dầy...

- Các bước thực hiện:
 - + Rót dung dịch bentonite vào vừa đầy bầu chứa
 - + Đậy nắp nhẹ nhàng để bentonite tràn ra
 - + Đặt cân vào vị trí thiết kế trong hộp
 - + Điều chỉnh quả cân trên thang đo cho đến khi cân thăng bằng nằm ngang
 - + Đọc chỉ số đo và ghi số

b2. Đo độ nhớt - độ linh động của dung dịch



Hình 3.5 Dụng cụ đo độ nhớt của dung dịch

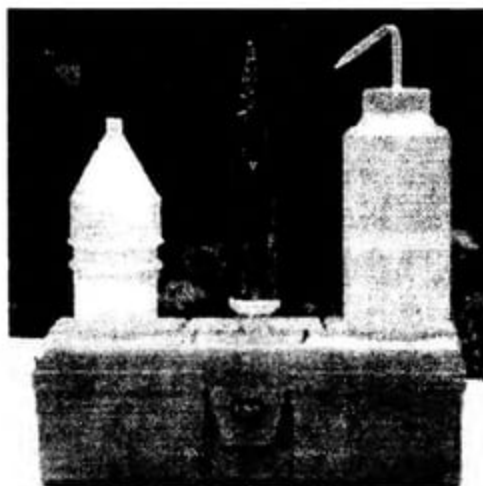
- Dụng cụ thí nghiệm: Phễu côn 1500ml, đồng hồ bấm giờ, ca chia vạch 1000ml, giá đỡ kim loại.

- Các bước thực hiện:
 - + Lắp đặt thiết bị như hình bên
 - + Bịt ngón tay bên dưới phễu, rót vào phễu đến vạch 700ml
 - + Thả ngón tay và bấm giờ đến khi bentonite ở ca đạt 500ml
 - + Thời gian đếm được chính là độ nhớt (s) ($\geq 35s$)

b3. Đo hàm lượng cát

- Hàm lượng cát (đất) có trong dung dịch do bị lẫn vào trong quá trình đào, khoan cọc. Nếu hàm lượng lớn (hơn quy định) thì lượng cát lắng xuống nhiều làm ảnh hưởng xấu đến: chất lượng nền ở mũi cọc và chất lượng bê tông thân cọc.

- Dụng cụ thí nghiệm: Lưới rây, hộp chứa thiết bị, bình đo bằng thủy tinh, bình nước sạch.

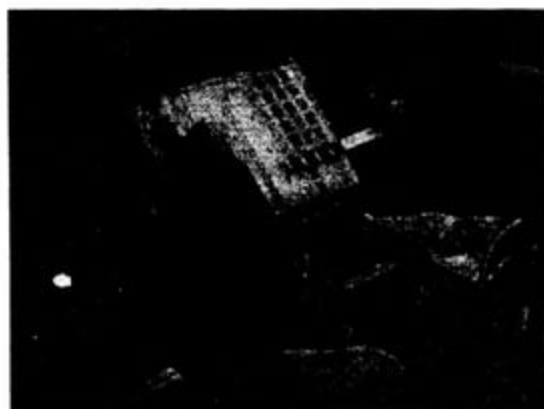


Hình 3.6 Dụng cụ đo hàm lượng cát trong dung dịch

- Các bước thí nghiệm:

- + Đào đều mẫu dung dịch bentonite
- + Đổ dung dịch bentonite vào bình đến vạch quy định
- + Đổ thêm nước sạch đến vạch quy định
- + Lắc đều bình đo và đổ qua lưới rây
- + Lật ngược rây, dùng nước sạch chuyển hết cát trên rây vào bình đo qua phễu
- + Đọc chỉ số thang đo và ghi số

b4. Đo độ pH của dung dịch



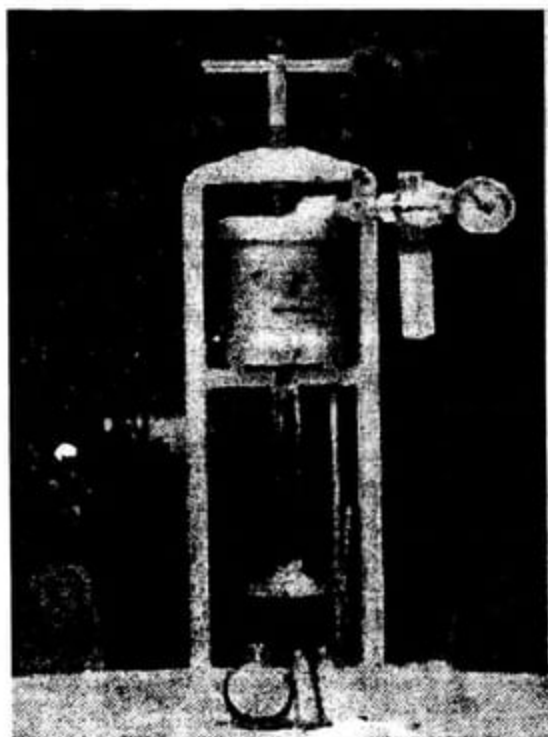
Hình 3.7 Đo độ pH của dung dịch bằng giấy quỳ

Độ pH ảnh hưởng đến các phản ứng thủy hóa trong bê tông khi bê tông được đổ xuống và tiếp xúc với dung dịch bentonite - có nghĩa ảnh hưởng đến chất lượng bê tông thân cọc.

- Dụng cụ thí nghiệm: Giấy quỳ và thang màu pH
- Các bước thí nghiệm:
 - + Nhúng giấy quỳ vào dung dịch bentonite
 - + Sau vài giây thì lấy ra
 - + Chờ thêm vài giây cho giấy quỳ đổi màu
 - + Đối chiếu thang chỉ thị màu
 - + Kết luận và ghi số

b5. Đo lượng mất nước và độ dày áo sét sau 30 phút

Thí nghiệm này mô phỏng tình trạng làm việc thực tế của dung dịch trong hố khoan. Dưới áp lực tạo bởi dung dịch bentonite, các hạt sét của dung dịch bám lên thành đất của hố khoan và liên kết nhau tạo thành lớp màng áo giữ cho dung dịch không bị thất thoát ra xung quanh. Nếu quá mỏng sẽ không giữ được dung dịch, quá dày dễ bị phá hủy.



Hình 3.8 Dụng cụ đo lượng mất nước và độ dày của lớp màng sét do dung dịch tạo nên

- Dụng cụ thí nghiệm: Giá đỡ, đồng hồ áp lực, bộ phận chứa và nén bentonite, ống đo bằng thủy tinh, tăng đơ.

- Các bước thí nghiệm:
 - + Đặt giấy lọc vào đáy bình chứa
 - + Đổ đầy dung dịch bentonite vào bình chứa
 - + Đặt bình vào giá đỡ, siết tăng đơ để đậy kín nắp bình
 - + Nối nắp bình (gắn đồng hồ áp lực) với bình khí nén
 - + Đặt ống đo thủy tinh bên dưới bình chứa
 - + Mở van khí nén, duy trì áp lực 7kg/cm^2 trong 30'
 - + Khóa van, đọc chỉ số vạch nước trong ống đo → độ mất nước sau 30'
 - + Lấy giấy lọc ra, đo độ dày lớp áo sét trên đó
 - + Ghi kết quả

2- Công tác tạo lỗ khoan



Hình 3.9 Thiết bị khoan tạo lỗ

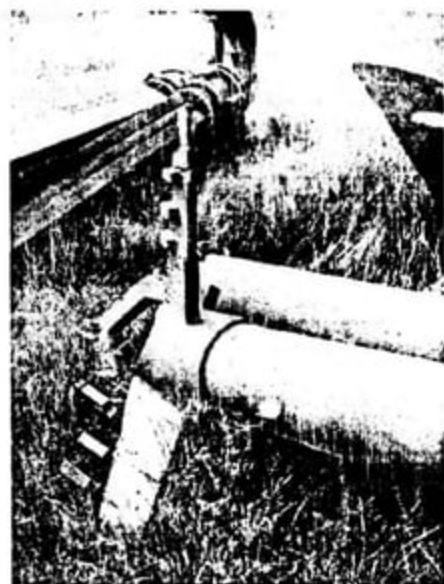
a) Khoan gần cọc vừa mới đổ xong bê tông

Khoan trong đất bão hòa nước khi khoảng cách mép các lỗ khoan nhỏ hơn 1.5m nên tiến hành cách quãng 1 lỗ, khoan các lỗ nằm giữa hai cọc đã đổ bê tông nên tiến hành sau ít nhất 24 giờ từ khi kết thúc đổ bê tông.

b) Thiết bị khoan tạo lỗ

Có nhiều thiết bị khoan tương ứng với các kiểu lấy đất đá trong lòng lỗ khoan như sau: chòong đập đá; gàu ngoạm; gàu xoay, thổi rửa để hút bùn theo chu trình thuận, nghịch... Tùy theo đặc điểm địa chất công trình, vị trí

công trình với các công trình lân cận, khả năng của nhà thầu, yêu cầu của thiết kế mà chọn lựa thiết bị khoan thích hợp.

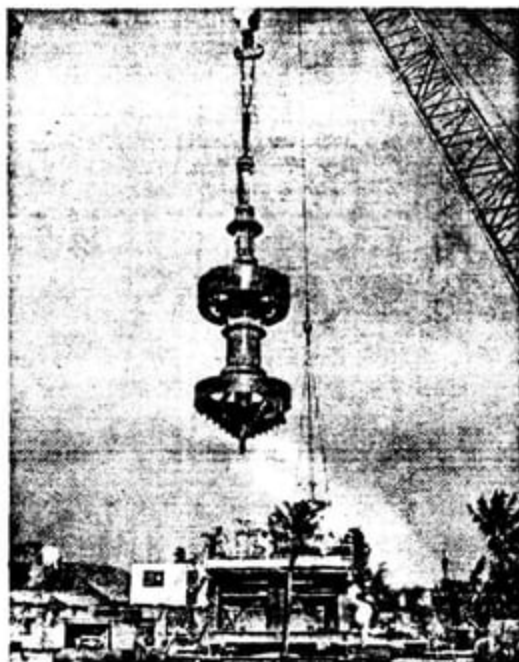


a)



b)

Hình 3.10 a) Lưỡi cắt dạng chân vịt của máy khoan cọc nhồi kiểu bơm phân tuần hoàn; b) Máy khoan cọc nhồi kiểu bơm phân tuần hoàn



Hình 3.11 Đầu khoan dạng răng cưa



Hình 3.12 Mũi khoan xoắn



Hình 3.13 Mũi khoan dạng gàu đào

c) Ống chống tạm

- Ống chống tạm (casing) dùng bảo vệ thành lỗ khoan ở phần đầu cọc, tránh lở đất bề mặt đồng thời là ống dẫn hướng cho suốt quá trình khoan tạo lỗ. Khi hạ ống nên có dưỡng định vị để đảm bảo sai số cho phép, ống chống tạm được chế tạo thường từ 6 ÷ 10m trong các xưởng cơ khí chuyên dụng, chiều dày ống thường từ 6 ÷ 16mm.



Hình 3.14 Ống chống tạm (casing)



Hình 3.15 Thi công hạ ống chống tạm (casing)



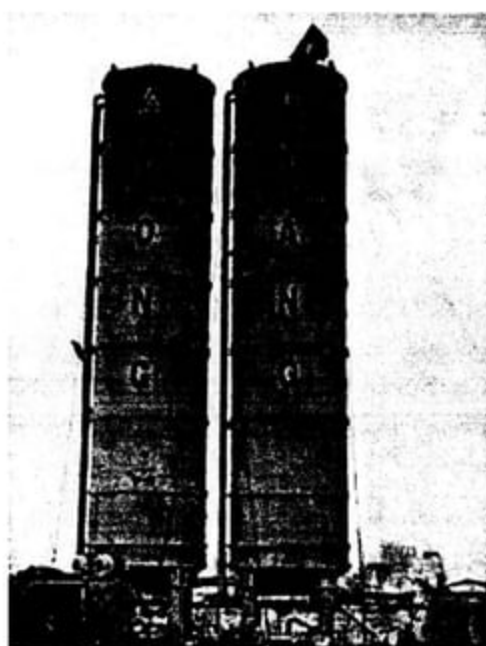
Hình 3.16 Ống chống tạm đã được hạ xong

- Cao độ đỉnh ống cao hơn mặt đất hoặc nước cao nhất tối thiểu 0.3m. Cao độ chân ống đảm bảo sao cho áp lực cột dung dịch lớn hơn áp lực chủ động của đất nền và hoạt tải thi công phía bên ngoài.

- Ống chống tạm được hạ và rút chủ yếu bằng thiết bị thủy lực hoặc thiết bị rung kèm theo máy khoan, khi không có thiết bị này có thể dùng búa rung đóng kết hợp lấy đất bằng gầu hoặc hạ bằng kích ép thủy lực.

d) Cao độ dung dịch khoan

Cao độ dung dịch khoan trong lỗ phải luôn giữ sao cho áp lực của dung dịch khoan luôn lớn hơn áp lực của đất và nước ngầm phía ngoài lỗ khoan, để tránh hiện tượng sập thành trước khi đổ bê tông. Cao độ dung dịch khoan cần cao hơn mực nước ngầm ít nhất là 1.5m. Khi có hiện tượng thất thoát dung dịch trong hố khoan nhanh thì phải có biện pháp xử lý kịp thời.

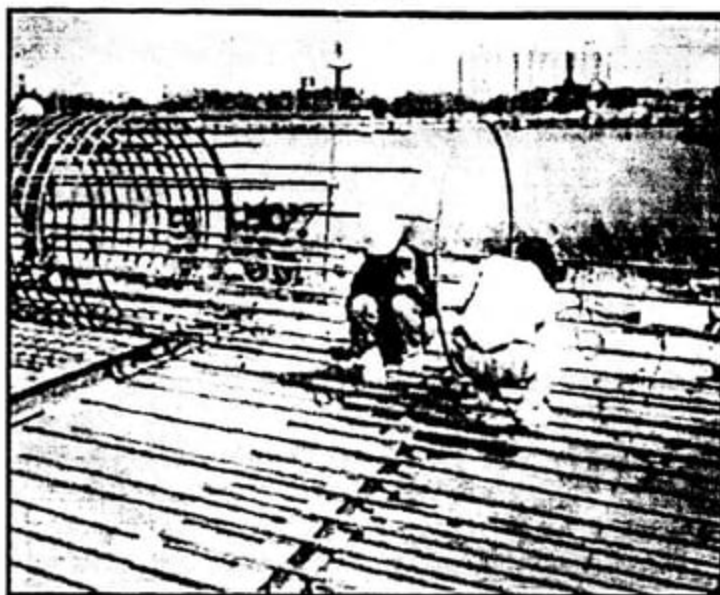


Hình 3.17 Thùng chứa dung dịch khoan Bentonite

e) Đo đạc trong khi khoan

- Đo đạc trong khi khoan gồm kiểm tra tìm cọc bằng máy kinh vĩ và đo đạc độ sâu các lớp đất qua mùn khoan lấy ra và độ sâu hố khoan theo thiết kế. Các lớp đất theo chiều sâu khoan phải được ghi chép trong nhật ký khoan và hồ sơ nghiệm thu cọc.

- Cứ khoan được 2m thì lấy mẫu đất một lần. Nếu phát hiện thấy địa tầng khác so với hồ sơ khảo sát địa chất thì báo ngay cho thiết kế và chủ đầu tư để có biện pháp điều chỉnh, xử lý kịp thời. Sau khi khoan đến chiều sâu thiết kế, dừng khoan 30 phút để đo độ lắng. Độ lắng được xác định bằng chênh lệch chiều sâu giữa hai lần đo lúc khoan xong và sau 30 phút. Nếu độ lắng vượt quá giới hạn cho phép thì tiến hành vét bằng gầu vét và xử lý cặn lắng cho tới khi đạt yêu cầu.

f) Công tác gia công và hạ cốt thép

Hình 3.18 Gia công lồng thép (lắp đai định vị)

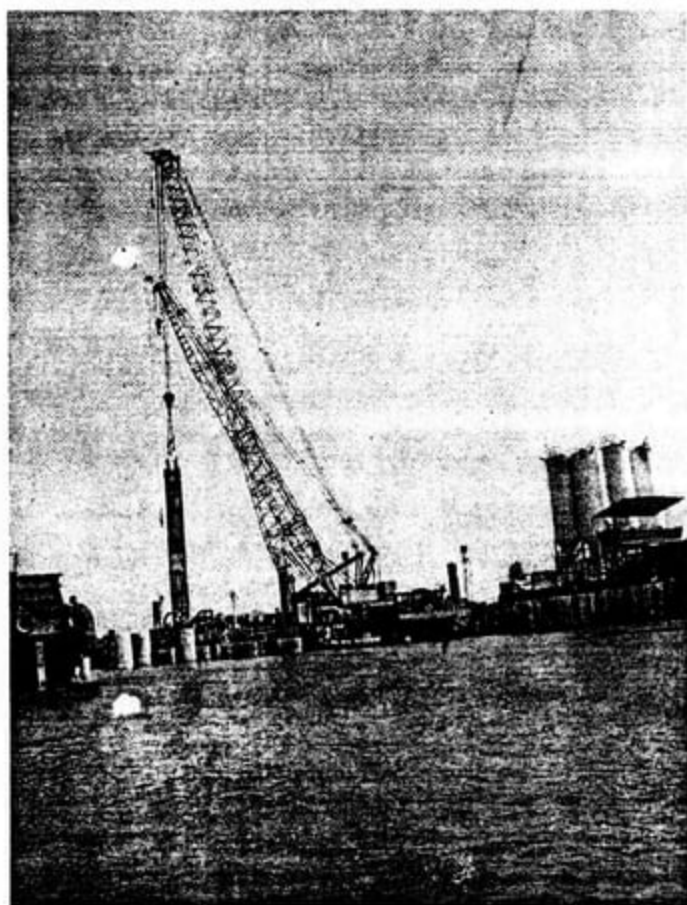


Hình 3.19 Lồng thép được thi công xong

- Cốt thép được gia công theo bản vẽ thiết kế thi công và TCXD 205-1998. Nhà thầu phải bố trí mặt bằng gia công, nắn cốt thép, đánh gi, uốn đai, cắt và buộc lồng thép theo đúng quy định.



Hình 3.20 Hạ lồng thép



Hình 3.21 Hạ lồng thép ở dưới nước

- Cốt thép được chế tạo sẵn trong xưởng hoặc tại công trường, chế tạo thành từng lồng, chiều dài lớn nhất của mỗi lồng phụ thuộc khả năng cầu lắp và chiều dài xuất xưởng của thép chủ. Lồng thép phải có thép gia cường ngoài cốt chủ và cốt đai theo tính toán để đảm bảo lồng thép không bị xoắn, méo. Lồng thép phải có móc treo bằng cốt thép chuyên dùng làm móc cầu, số lượng móc treo phải tính toán đủ để treo cả lồng vào thành ống chống tạm mà không bị tuột xuống đáy hố khoan, hoặc cấu tạo guốc cho đoạn lồng dưới cùng tránh lồng thép bị lún nghiêng cũng như để đảm bảo chiều dày lớp bê tông bảo hộ dưới đáy cọc.

- Cốt gia cường thường dùng cùng đường kính với cốt chủ, uốn thành vòng đặt phía trong cốt chủ khoảng cách từ $2.5 \div 3m$, liên kết với cốt chủ bằng hàn đính và dây buộc theo yêu cầu của thiết kế. Khi chuyên chở, cầu lắp có thể dùng cách chống tạm bên trong lồng thép để tránh hiện tượng biến hình.

- Định tâm lồng thép bằng các con kê (tai định vị) bằng thép tron hàn vào cốt chủ đối xứng qua tâm, hoặc bằng các con kê tròn bằng xi măng, theo nguyên lý bánh xe trượt, cố định vào giữa 2 thanh cốt chủ bằng thanh thép trục. Chiều rộng hoặc bán kính con kê phụ thuộc vào chiều dày lớp bảo hộ, thông thường là 5cm. Số lượng con kê cần buộc đủ để hạ lồng thép chính tâm.



Hình 3.22 Con kê bê tông (tai định vị)

- Nối các đoạn lồng thép chủ yếu bằng dây buộc hoặc hàn, chiều dài nối theo quy định của thiết kế. Khi cọc có chiều dài lớn, nhà thầu cần có biện pháp nối bằng cóc, đập ép ống đảm bảo đoạn lồng thép không bị tụt khi lắp hạ.

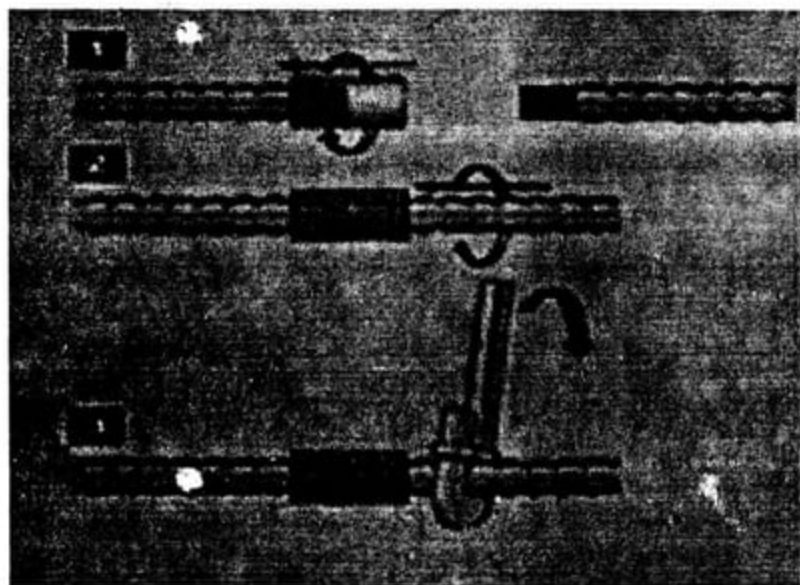
Hiện nay, người ta thường nối cốt thép bằng ống ren (coupler). Đặc điểm của công nghệ này là mỗi nối cốt thép đạt chất lượng rất cao do sự truyền lực trong cốt thép được tiến hành trực tiếp từ thanh cốt thép này sang thanh cốt thép kia thông qua ống nối bằng ren chứ không thông qua lực bám dính của bê tông với cốt thép như trường hợp nối buộc thông dụng. Công nghệ này đặc biệt phát huy được hiệu quả cao trong những mối nối dày đặc cốt thép, do vậy quá trình đổ bê tông được thuận lợi và chất lượng mối nối cũng tốt hơn rất nhiều so với việc nối buộc truyền thống. Ở những cấu kiện, kết cấu sử dụng cốt thép có đường kính lớn ($\geq 22\text{mm}$) công nghệ mang lại hiệu quả kinh tế rất cao do tiết kiệm được cốt thép phần nối chằng.



Hình 3.23 Nối lồng thép



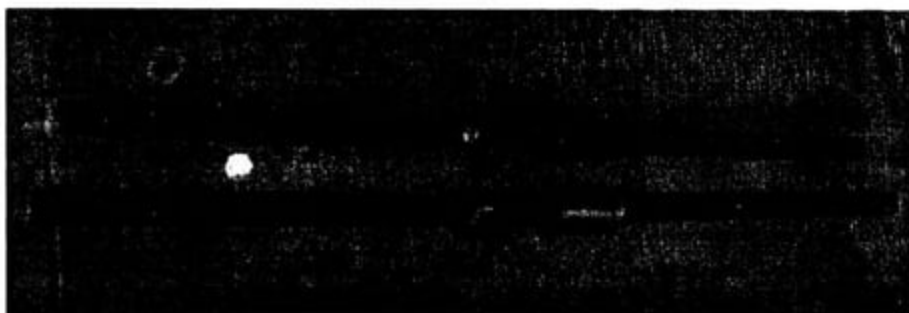
Hình 3.24 Nối cốt thép bằng ống ren (coupler)



Hình 3.25 Quy trình nối cốt thép bằng ống ren



Hình 3.26 Ống ren (coupler)



Hình 3.27 Kết quả thí nghiệm kéo thép để kiểm tra độ bền của ống ren



Hình 3.28 Một số dạng nối cốt thép

- Ống siêu âm (thường là ống thép đường kính 60mm) cần được buộc chặt vào cốt thép chủ, đáy ống được bịt kín và hạ sát xuống đáy cọc, nối ống bằng hàn, có màng xông, đảm bảo kín, tránh rò rỉ nước xi măng làm tắc ống, khi lắp đặt cần cam bảo đồng tâm. Chiều dài ống siêu âm theo chỉ định của thiết kế, thông thường được đặt cao hơn mặt đất san lấp xung quanh cọc $10 \div 20$ cm. Sau khi đổ bê tông, các ống được đổ đầy nước sạch và bịt kín, tránh vật lạ rơi vào làm tắc ống.

Chú thích: Số lượng ống siêu âm cho 1 cọc thường quy định như sau:

- + 2 ống cho cọc có đường kính 60cm;
- + 3 ống cho cọc có đường kính 60cm ÷ 100cm
- + 4 ống cho cọc có đường kính , $D > 100\text{cm}$.



Hình 3.29 Ống siêu âm bằng thép



Hình 3.30 Ống siêu âm bằng nhựa
(chi dùng khi lồng thép đặt suốt chiều dài cọc)

g) Xử lý cặn lắng đáy lỗ khoan trước khi đổ bê tông

- Sau khi hạ xong cốt thép mà cặn lắng vẫn quá quy định phải dùng biện pháp khí nâng (air lift) hoặc bơm hút bằng máy bơm hút bùn để làm sạch đáy. Trong quá trình xử lý cặn lắng phải bổ sung dung dịch đảm bảo cao độ dung dịch theo quy định, tránh lờ thành lỗ khoan.

- Công nghệ khí nâng được dùng để làm sạch hố khoan. Khí nén được đưa xuống gần đáy hố khoan qua ống thép đường kính khoảng 60mm, dày 3 ÷ 4mm, cách đáy khoảng 50 ÷ 60cm. Khí nén trộn với bùn nặng tạo thành loại bùn nhẹ dâng lên theo ống đổ bê tông (ống tremi) ra ngoài; bùn nặng dưới đáy ống tremi lại được trộn với khí nén thành bùn nhẹ; dung dịch khoan tươi được bổ sung liên tục bù cho bùn nặng đã trào ra; quá trình thổi rửa tiến hành cho tới khi các chỉ tiêu của dung dịch khoan và độ lắng đạt yêu cầu quy định.

3- Đổ bê tông



Hình 3.31 Đổ bê tông



Hình 3.32 Rút ống trong quá trình đổ bê tông cho cọc nhồi

- Bê tông dùng thi công cọc khoan nhồi phải được thiết kế thành phần hỗn hợp và điều chỉnh bằng thí nghiệm, các loại vật liệu cấu thành hỗn hợp bê tông phải được kiểm định chất lượng theo quy định hiện hành. Có thể dùng phụ gia bê tông để tăng độ sụt của bê tông và kéo dài thời gian ninh kết của bê tông. Ngoài việc đảm bảo yêu cầu của thiết kế về cường độ, hỗn hợp bê tông có độ sụt là $18 \div 20\text{cm}$.

- Ống đổ bê tông (ống tremi) được chế bị trong nhà máy thường có đường kính $219 \div 273\text{mm}$ theo tổ hợp 0,5, 1, 2, 3 và 6m, ống dưới cùng được tạo vát hai bên để làm cửa xả, nối ống bằng ren hình thang hoặc khớp nối dây rút đặc biệt, đảm bảo kín khít, không lọt dung dịch khoan vào trong. Đáy ống đổ bê tông phải luôn ngập trong bê tông không ít hơn 1,5m.

- Dùng nút dịch chuyển tạm thời (dùng phao bằng bọt biển hoặc nút cao su, nút nhựa có vát côn), đảm bảo cho mé vữa bê tông đầu tiên không tiếp xúc trực tiếp với dung dịch khoan trong ống đổ bê tông và loại trừ khoảng chân không khi đổ bê tông.

- Bê tông được đổ không được gián đoạn trong thời gian dung dịch khoan có thể giữ thành hố khoan (thông thường là 4 giờ). Các xe bê tông đều được kiểm tra độ sụt đúng quy định để tránh tắc ống đổ do vữa bê tông quá khô. Dùng ống đổ bê tông khi cao độ bê tông cọc cao hơn cao độ cắt cọc khoảng 1m (để loại trừ phần bê tông lẫn dung dịch khoan khi thi công đài cọc).

- Sau khi đổ xong mỗi xe, tiến hành đo độ dâng của bê tông trong lỗ cọc, ghi vào hồ sơ để vẽ đường đổ bê tông. Khối lượng bê tông thực tế so với kích thước lỗ cọc theo lý thuyết không được vượt quá 20%. Khi tồn thất bê tông lớn phải kiểm tra lại biện pháp giữ thành hố khoan.

4- Rút ống vách và vệ sinh đầu cọc

- Sau khi kết thúc đổ bê tông 15 ÷ 20 phút cần tiến hành rút ống chống tạm (casing) bằng hệ thống day (rút + xoay) của máy khoan hoặc đầu rung theo phương thẳng đứng, đảm bảo ổn định đầu cọc và độ chính xác tâm cọc.

- Sau khi rút ống vách 1 ÷ 2 giờ cần tiến hành hoàn trả hố khoan bằng cách lấp đất hoặc cát, cấm biến báo cọc đã thi công cấm mọi phương tiện qua lại tránh hỏng đầu cọc và ống siêu âm.

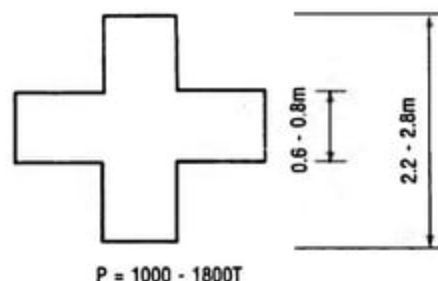
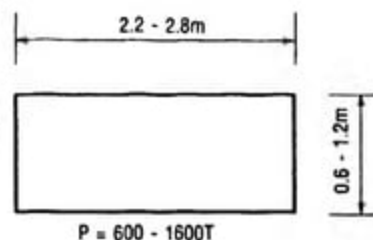
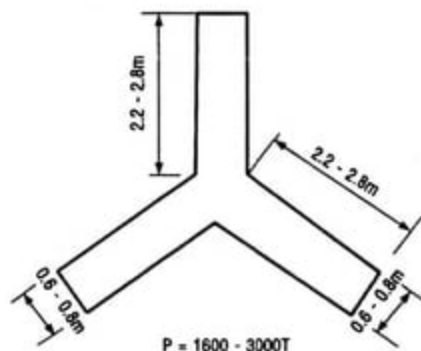
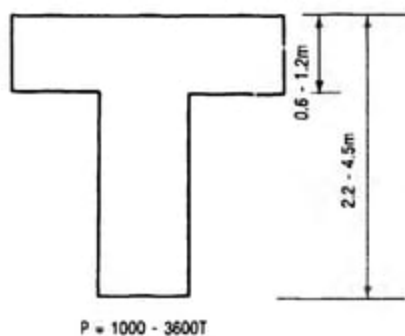
3.2 MÓNG CỌC BA-RÉT (BARRETTE)

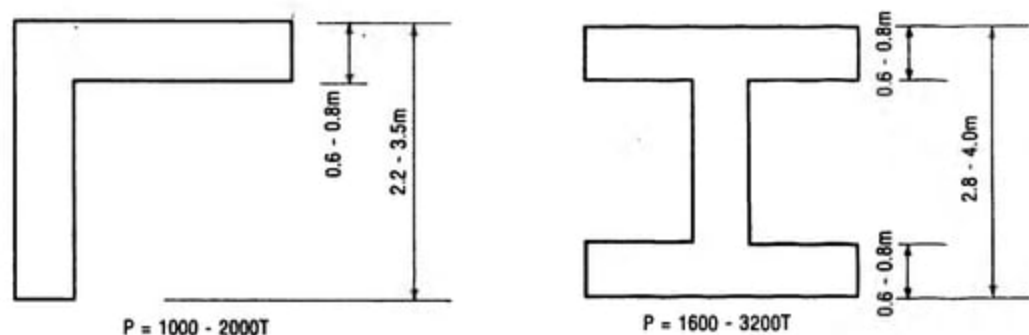
3.2.1 Khái niệm

- Cọc barrette thường dùng cho móng của nhà cao tầng, làm tường vây cho hố đào sâu... thường có hình dáng tiết diện là chữ nhật, chữ thập, chữ I, chữ H... được thi công bằng phương pháp gàu ngậm để tạo lỗ.

- Các trình tự tính toán giống cọc khoan nhồi.

3.2.2 Các loại tiết diện của ba-rét



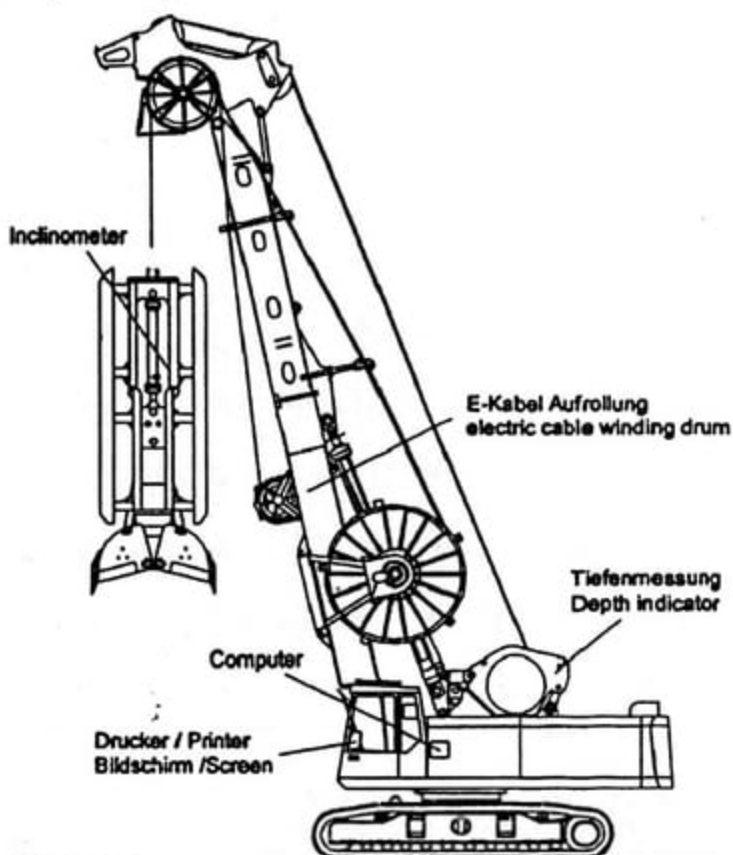


Hình 3.33 Các loại tiết diện cọc

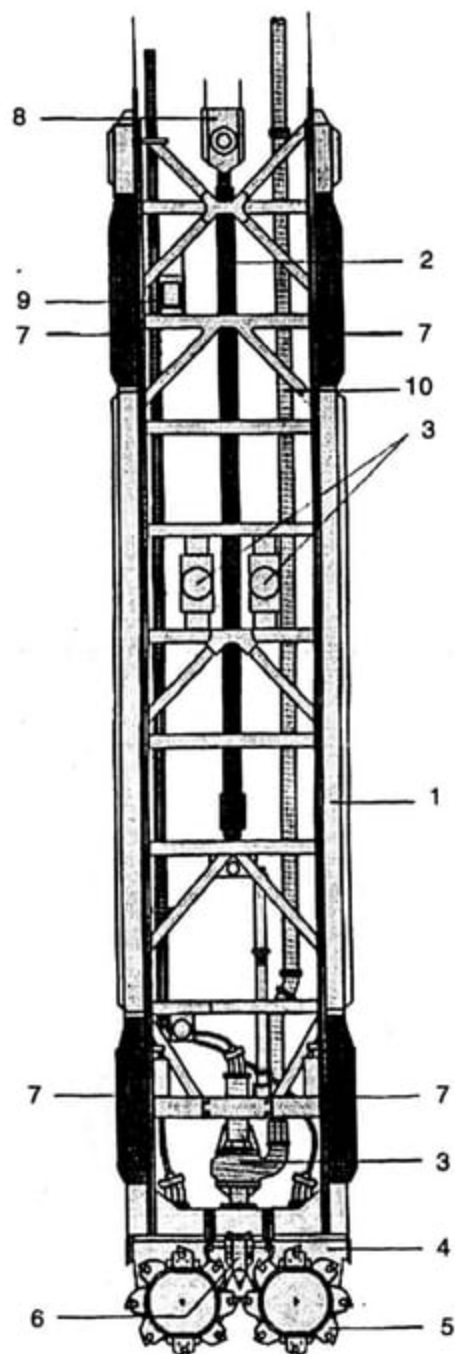
Bảng 3.12 Kích thước tiết diện cọc thông dụng hiện nay

Cạnh dài a (m)	2.2	2.20	2.20	2.8	2.80	2.80	2.80	3.60	3.60	3.60
Cạnh ngắn b (m)	0.6	0.80	1.00	0.6	0.80	1.00	1.20	1.00	1.20	1.50

3.2.3 Thiết bị thi công

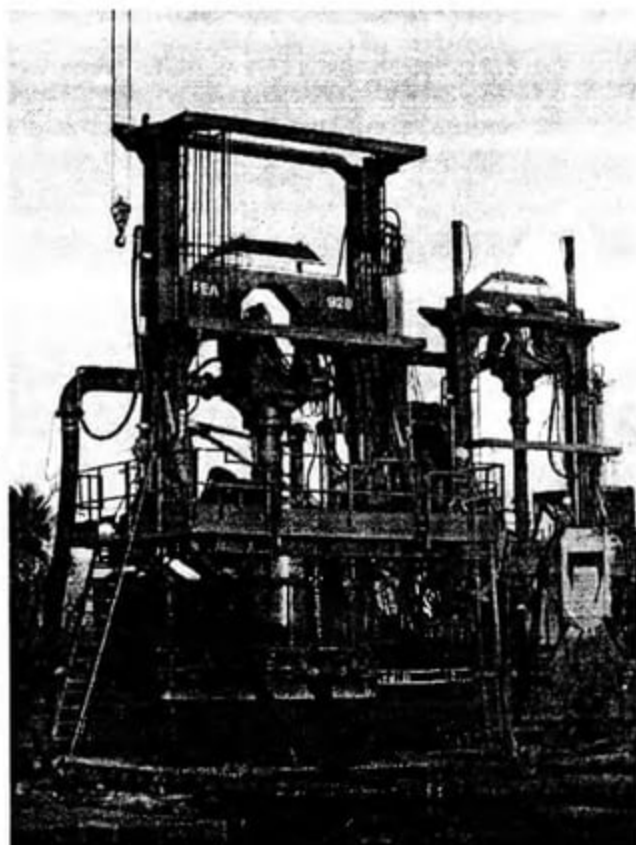


Hình.3.32 Sơ đồ máy đào cọc ba-rét



1- dầm cắt; 2- xi-lanh dẫn; 3- bơm bùn; 4- hộp đỡ; 5- rãnh cắt đất; 6- vòi hút; 7- tấm lái; 8- bộ truyền động; 9- ống thủy lực; 10- ống dẫn bùn

Hình 3.35 Gàu đào



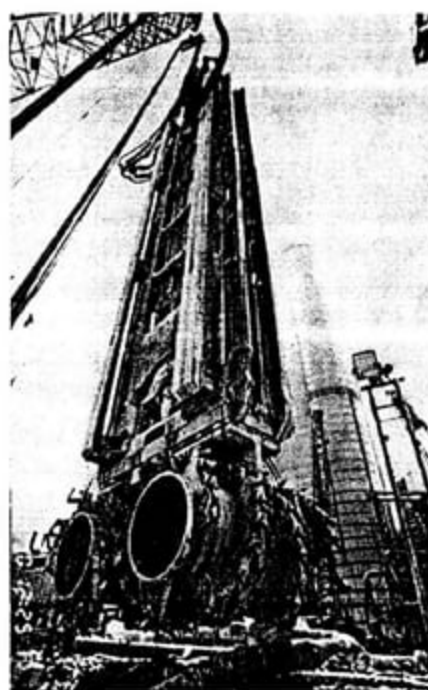
Hình 3.36 Máy khoan phân tuần hoàn



Hình 3.37 Gàu ngoạm dây



Hình 3.38 Máy đào thủy lực



Hình 3.39 Máy đào thủy lực đặc biệt

3.2.4 Tính toán thiết kế móng cọc ba-rét

Trong tính toán thiết kế cọc ba-rét giống cọc khoan nhồi, chỉ khác tiết diện (cọc khoan nhồi tiết diện tròn).

3.2.5 Công nghệ thi công cọc ba-rét

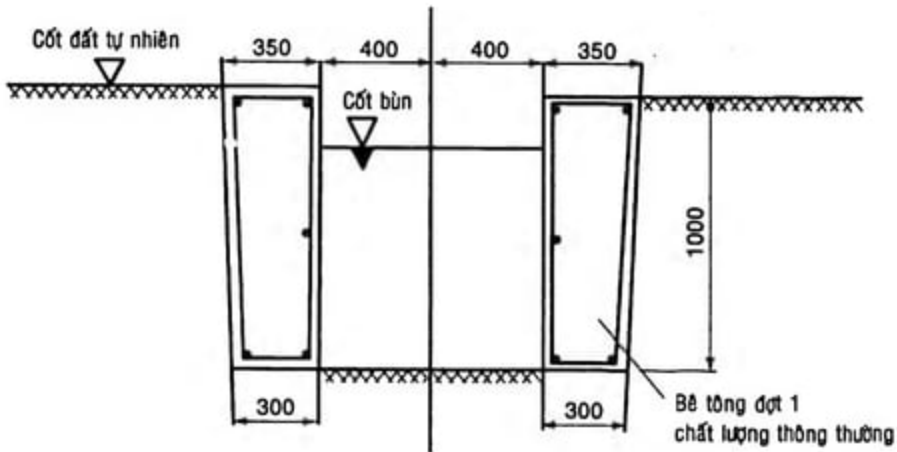
Quy trình thi công cọc ba-rét gồm có sáu bước chính:

- Bước 1: Thi công tường dẫn
- Bước 2: Đào đất
- Bước 3: Lắp đặt lồng thép
- Bước 4: Đặt khối (CWS) và tấm ngăn nước
- Bước 5: Thổi, ừa hố đào
- Bước 6: Đổ bê tông

Thi công cọc ba-rét cũng giống như thi công cọc khoan nhồi, chỉ khác ở bước thi công tường dẫn và đặt khối (CWS) và tấm chắn nước.

a) Thi công tường dẫn

Ngoài việc dẫn gầu đào trong thi công tường chắn, tường dẫn còn tạo một hệ thống định vị tốt về tim và cao trình cho tường chắn và giữ ổn định cho bề mặt của hố đào.



Hình 3.38 Cấu tạo tường dẫn

Trình tự thi công tường dẫn:

- Xác định vị trí của tường chắn và tường dẫn trên mặt bằng, định vị và dẫn ra ngoài trên hệ thống cọc nhựa và nẹp nhựa;
- Đào một tường sâu 1-1,5m tùy theo thiết kế, rải một lớp bê tông lót dày khoảng 5cm;
- Định vị chính xác tường dẫn, lắp dựng cốt thép và lắp dựng ván khuôn cho tường dẫn;
- Đổ bê tông tường dẫn, dỡ ván khuôn. Nếu công tác đào không bắt đầu ngay, hào giữa các tường dẫn có thể được lấp hoặc chống đỡ tạm.

b) Đào đất

Đào đất dùng gàu chữ nhật do cầu điều khiển bằng cáp. Trong khi đào dung dịch bentonite được giữ ở mức độ cách cốt đỉnh tường dẫn 0,4m độ thẳng đứng của hố đào được kiểm tra bằng mắt thường theo dây cáp cầu khi hạ gàu vào hố đào.

Cần cầu dùng để đào nên đứng cách mép hố đào tối thiểu là 4m. Mọi sự di chuyển của cần cầu phải hết sức thận trọng.

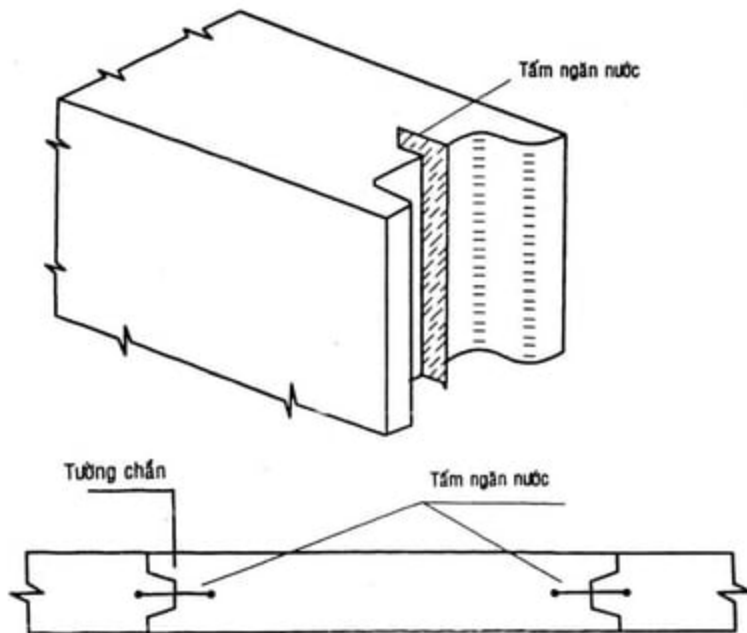
Tường chắn được thi công thành từng tấm panel riêng biệt, giữa chúng là khớp nối và thường là một giăng cao su chắn nước. Có ba loại tấm panel được dùng là: panel khởi đầu, panel tiếp và panel đóng.

Khi đào đất bằng đầu đào gầu ngoạm, việc đào sẽ rất dễ dàng đối với các tầng sét và cát. Tuy nhiên, khi gặp sét cứng hoặc sỏi thì đào sẽ khó khăn hơn. Việc khắc phục khi gặp các chướng ngại trong lúc đào tùy thuộc vào tính chất và mức độ của trở ngại sẽ tùy chọn các biện pháp sau:

- Dùng gầu khi kích cỡ các chướng ngại, dị vật nhỏ
- Dùng luân phiên đầu choòng nặng để phá và gầu để vét
- Dùng khoan để làm rã chướng ngại trước khi dùng gầu.

c) Đặt khối CWS và tấm chắn nước

Khớp nối CWS là một tấm chắn sườn có thể rút ra sau khi đào panel kế bên cho phép thi công các khớp nối kín nước giữa các panel tường một cách dễ dàng.

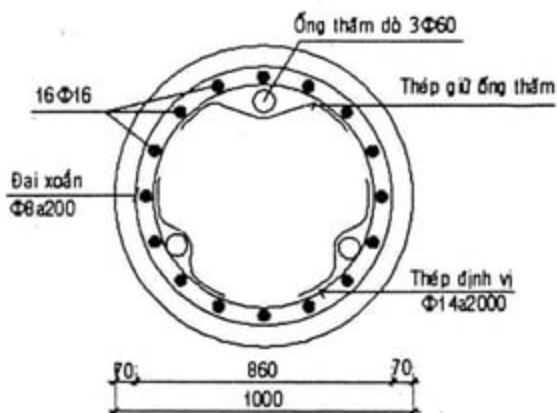


Hình 3.39 Cấu tạo liên kết giữa các mô đun tường

- Lắp dựng và tháo dỡ khớp nối CWS: Trước khi luân chuyển dung dịch Bentonite, các khớp nối CWS được lắp dựng tại đầu các panel đã đào xong. Các panel khởi đầu có khớp nối ở cả hai đầu và các panel tiếp chi có khớp nối ở một đầu. Khớp nối CWS gồm các tấm rời được liên kết với nhau bằng bu lông trong quá trình hạ xuống hố đào. Khớp nối được hạ xuống quá cốt đáy vài mét hoặc vào tầng ít thấm. Một thanh chắn nước bằng cao su được gắn vào khớp nối. Người ta có thể dùng chính xác máy đào để lắp dựng và tháo dỡ khớp nối CWS. Khi đào hố đào mới bên cạnh khớp CWS cũng được sử dụng để dẫn hướng cho gầu đào một cách hữu hiệu.

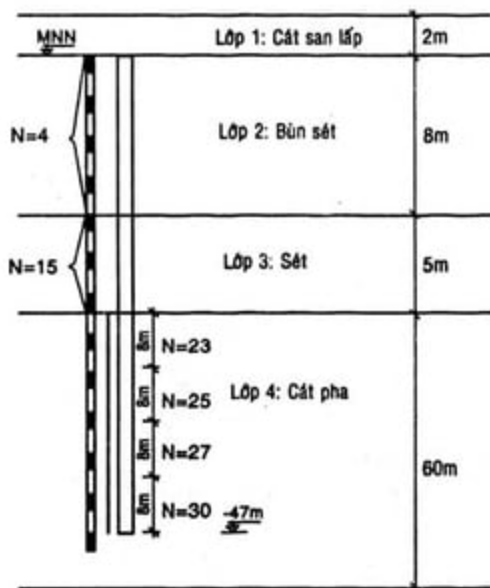
Bài tập 3.1: Cho cọc khoan nhồi có các thông số như sau:

- Đường kính cọc $d = 1\text{m}$.
- Bê tông cọc có cấp độ bền B25 (mác M350).
- Cốt thép: 16 cây $\phi 16$ loại CII.
- Cọc dài 45m.
- Đoạn đập đầu cọc và âm vào đài là 800mm.



Các lớp đất dưới cọc cho bởi hình vẽ sau:

- Lớp 1: $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$
- Lớp 2: $c = 8 \text{ kN/m}^2$
 $\varphi = 7^\circ$
 $\gamma = 16 \text{ kN/m}^3$
 $I_L = 1$
- Lớp 3: $c = 18 \text{ kN/m}^2$
 $\varphi = 14^\circ$
 $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$
 $I_L = 0,3$
- Lớp 4: $c = 9 \text{ kN/m}^2$
 $\varphi = 20^\circ$
 $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$



1- Tính sức chịu tải của cọc theo độ bền vật liệu làm cọc.

2- Tính sức chịu tải của cọc theo chỉ tiêu cơ lý của đất nền.

3- Tính sức chịu tải của cọc theo chỉ tiêu cường độ của đất nền.

4- Tính sức chịu tải của cọc theo kết quả xuyên tiêu chuẩn (SPT).

Bài giải: 1- Sức chịu tải của cọc theo độ bền vật liệu làm cọc:

$$Q_{a(vl)} = R_u A_b + R_{sn} A_s$$

R_u - cường độ tính toán của bê tông cọc khoan nhồi, được xác định như sau:

$R_u = R/4,5$ khi đổ bê tông dưới nước hoặc dưới dung dịch sét, nhưng không lớn hơn 6000 kN/m^2 (với $R(\text{kN/m}^2)$ là mức thiết kế của bê tông).

$R_u = R/4,0$ đối với cọc đổ bê tông trong lỗ khoan khô, nhưng không lớn hơn 7000 kN/m^2 .

$$\Rightarrow R_u = \frac{35000}{4,5} = 7778 \text{ kN/m}^2, \text{ chọn } R_u = 6000 \text{ kN/m}^2$$

$A_s = 0,0032 \text{ m}^2$: diện tích tiết diện ngang của cốt thép dọc trục trong cọc

$A_b = 0,7854 - 0,0032 = 0,7822 \text{ m}^2$: diện tích tiết diện ngang của bê tông trong cọc

R_{sn} - cường độ tính toán của cốt thép, xác định theo:

Đối với thép có $\phi < 28 \text{ mm}$, $R_{sn} = f_c/1,5$ nhưng không lớn hơn 22 kN/cm^2 ;

Đối với thép có $\phi > 28 \text{ mm}$, $R_{sn} = f_c/1,5$ nhưng không lớn hơn 20 kN/cm^2 ;

(f_c - giới hạn chảy của thép, kN/cm^2)

Thép CII có giới hạn chảy $f_c = 30 \text{ kN/cm}^2$

$$R_{sn} = \frac{30}{1,5} = 20 \text{ kN/cm}^2 \text{ chọn } R_{sn} = 20 \text{ kN/cm}^2 = 200000 \text{ kN/m}^2$$

Sức chịu tải theo vật liệu:

$$Q_{a(vl)} = 6000 \times 0,7822 + 200000 \times 0,0032 = 5333 \text{ kN}$$

2- Sức chịu tải của cọc theo chỉ tiêu cơ lý của đất nền:

$$Q_a = \frac{Q_{tc}}{k_{tc}} \text{ với hệ số } k_{tc} \text{ lấy theo bảng 3.2, sơ bộ } k_{tc} = 1.65$$

$$Q_{tc} = m(m_R q_p A_p + u \sum m_f f_{si} l_i)$$

Hệ số điều kiện làm việc $m = 1$

Xác định $m_R q_p A_p$

Độ sâu mũi cọc -47 m .

Hệ số điều kiện làm việc của đất dưới mũi cọc $m_R = 1$

$$q_p = 0,75\beta(\gamma_1 d_p A_k^0 + \alpha\gamma_1 L B_k^0)$$

Với L là chiều dài cọc: $L = 45 - 0,8 = 44,2\text{m}$; $L/d_p = 44,2$; $\varphi = 20^\circ$

Tra bảng 3.5 ta có:

$$A_k^0 = 9,5; B_k^0 = 18,6; \alpha = 0,51; \beta = 0,25$$

Trọng lượng trung bình các lớp đất phía trên cọc:

$$\gamma_1 = \frac{2 \times 18 + 8 \times 6 + 5 \times 8 + 32 \times 10}{47} = 9,45 \text{ kN/m}^2$$

$$q_p = 0,75 \times 0,25 \times (9,45 \times 1 \times 9,5 + 0,51 \times 9,45 \times 44,2 \times 18,6) \\ = 760 \text{ kN/m}^2$$

$$m_R q_p A_p = 1 \times 760 \times 0,7854 = 596,7 \text{ kN}$$

Xác định $\sum m_f f_{si} l_i$:

Hệ số làm việc của đất ở mặt bên cọc m_f tra bảng 3.4

Lực ma sát đơn vị f_i tra bảng 3.3

Đất nền phải chia thành các lớp nhỏ đồng chất dày không quá 2m.

Lập bảng tính toán như sau:

Lớp đất	Độ sâu (m)	Độ sâu trung bình (m)	l_i (m)	l_c	m_f	f_{si} (kN/m ²)	$m_f f_{si} l_i$ (kN)
Lớp 2	-2,8÷-4,8	3,8	2	1	0,7	5	7
	-4,8÷-6,8	5,8	2	1	0,7	6	8,4
	-6,8÷-8,8	7,8	2	1	0,7	6	8,4
	-8,8÷-10	9,4	1,2	1	0,7	6	5,04
Lớp 3	-10÷-12	11	2	0,3	0,7	47	65,8
	-12÷-14	13	2	0,3	0,7	49	68,6
	-14÷-15	14,5	1	0,3	0,7	50,5	35,35
Lớp 4	-15÷-17	16	2	-	0,8	73,4	117,44
	-17÷-19	18	2	-	0,8	76,2	121,92
	-19÷-21	20	2	-	0,8	79	126,4
	-21÷-23	22	2	-	0,8	81,8	130,88

	-23÷-25	24	2	-	0,8	84,6	135,36
	-25÷-27	26	2	-	0,8	87,4	139,84
	-27÷-29	28	2	-	0,8	90,2	144,32
	-29÷-31	30	2	-	0,8	93	148,8
	-31÷-33	32	2	-	0,8	95,8	153,28
	-33÷-35	34	2	-	0,8	98,6	157,76
	-35÷-37	36	2	-	0,8	100	160
	-37÷-39	38	2	-	0,8	100	160
	-39÷-41	40	2	-	0,8	100	160
	-41÷-43	42	2	-	0,8	100	160
	-43÷-45	44	2	-	0,8	100	160
	-45÷-47	46	2	-	0,8	100	160
Tổng			44,2				2534,6

$$u \sum m_f f_{si} l_i = 3,1416 \times 2534,6 = 7962,6 \text{ kN}$$

Vậy: $Q_{tc} = 1 \times (596,7 + 7962,6) = 8559,3 \text{ kN}$

$$Q_a = \frac{Q_{tc}}{k_{tc}} = \frac{8559,3}{1,65} = 5187,5 \text{ kN}$$

3- Sức chịu tải của cọc theo chỉ tiêu cường độ của đất nền:

$$Q_a = \frac{Q_s}{FS_s} + \frac{Q_p}{FS_p}$$

Xác định sức chịu tải cực hạn do ma sát Q_s :

$$Q_s = u \sum f_{si} l_i$$

$$f_{si} = \sigma'_{hi} \tan \varphi_{ai}^I + 0,7c_{ai}^I = \sigma'_{vi} k_{si} \tan \varphi_{ai}^I + 0,7c_{ai}^I$$

với σ'_i : ứng suất hữu hiệu giữa lớp đất thứ i theo phương thẳng đứng.

$k_{si} = 1 - \sin \varphi_i^I$: hệ số áp lực ngang của lớp đất thứ i

Lập bảng tính toán như sau:

Lớp đất	Độ sâu (m)	Độ sâu giữa lớp (m)	l_i (m)	c	φ	σ'_{vi} (kN/m ²)	k_{ai}	f_a	$f_{s,i}$
Lớp 2	-2,8+-10	-6,4	7,2	8	7	62,4	0,8781	12,328	88,762
Lớp 3	-10+-15	-12,5	5	18	14	104	0,7581	32,257	161,29
Lớp 4	-15+-47	-31	32	9	21	284	0,6416	76,249	2440
Tổng									2690

$$Q_s = 3,1416 \times 2690 = 8450 \text{ kN}$$

Xác định sức chịu tải cực hạn do kháng mũi Q_p :

$$Q_p = A_p q_p$$

Với q_p tính theo công thức của Terzaghi:

$$q_p = 1,3cN_c + N_q \sigma'_v + 0,3\gamma d N_\gamma$$

Mũi cọc cắm vào lớp đất 4 là lớp cát chặt vừa có $\varphi=20^\circ$

Tra bảng 2.7 ta có $N_q = 7,439$; $N_c = 17,69$; $N_\gamma = 5$

$$\begin{aligned} q_p &= 1,3 \times 9 \times 17,69 + 7,439 \times 444 + 0,3 \times 10 \times 1 \times 5 \\ &= 3524,9 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$Q_p = 0,785 \times 3524,9 = 2767 \text{ kN}$$

Vậy sức chịu tải cho phép:

$$Q_a = \frac{Q_s}{FS_s} + \frac{Q_p}{FS_p} = \frac{8450}{2} + \frac{2767}{3} = 5147 \text{ kN}$$

4- Sức chịu tải của cọc theo kết quả xuyên tiêu chuẩn (SPT):

Sức chịu tải cọc nhồi trong đất dính và đất rời (TCXD 1995 - 1997)

$$Q_a = 15\bar{N}A_p + (1,5N_c L_c + 4,3N_s L_s)u - \Delta W$$

Giá trị SPT trung bình lớp đất rời: $N_s = 26,25$

Giá trị SPT trung bình lớp đất dính: $N_c = 8,51$

$$W_p = 25 \times 44,2 \times 0,785 - 444 \times 0,785 = 518,9 \text{ kN}$$

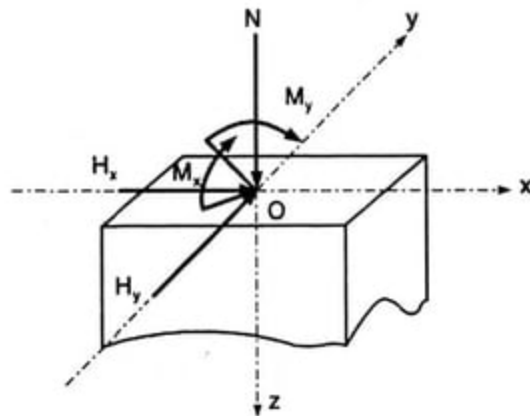
$$\begin{aligned} Q_a &= 15 \times 30 \times 0,785 + (1,5 \times 26,25 \times 32 + 4,3 \times 8,51 \times 12,2) \\ &\quad \times 3,14 - 518,9 = 5195,3 \text{ kN} \end{aligned}$$

Vậy chọn sức chịu tải nhỏ nhất để thiết kế: $Q_a = 5147 \text{ kN}$

Bài tập 3.2: Cho các thông số của cọc khoan nhồi và đất nền dưới cọc như bài tập 1.

Kích thước cọc $b_c \times h_c = 1000\text{mm} \times 1000\text{mm}$

Biết lực tính toán tác dụng lên móng cọc tại vị trí chân cột là: $N^{\text{tt}} = 15000\text{kN}$; $M_x^{\text{tt}} = 380\text{kNm}$; $M_y^{\text{tt}} = 420\text{kNm}$; $H_x^{\text{tt}} = 220\text{kN}$; $H_y^{\text{tt}} = 200\text{kN}$



- 1- Xác định số lượng cọc trong đài.
- 2- Xác định cách bố trí cọc trong đài.
- 3- Kiểm tra phân lực đầu cọc.
- 4- Kiểm tra sự làm việc của nhóm cọc.

Bài giải: 1- Số lượng cọc trong đài:

$$n_c = \frac{N^{\text{tt}}}{Q_{\text{aTK}}} \beta = \frac{15000}{5147} \times 1,3 = 3,79$$

Vậy chọn $n_c = 4$ cọc

2- Bố trí cọc trong đài:

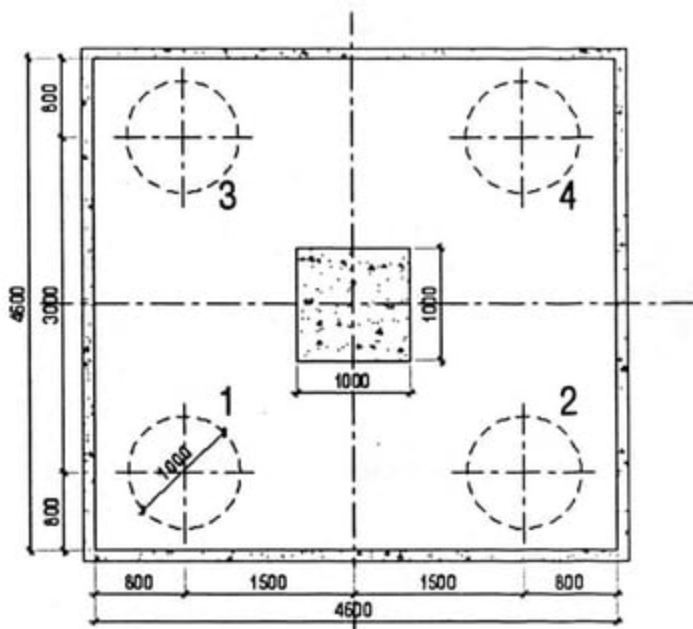
Chọn khoảng cách giữa các cọc phương x là $3d = 3\text{m}$

Chọn khoảng cách giữa các cọc phương y là $3d = 3\text{m}$

Khoảng cách giữa mép cọc tới mép ngoài của đài chọn là $0,3\text{m}$

Chọn cao trình đáy đài là $-2,8\text{m}$, chiều cao đài 2m

Ta được kết quả bố trí cọc như hình vẽ:



3- Kiểm tra phân lực đầu cọc:

Chuyển các ngoại lực tác dụng về đáy đài tại trọng tâm nhóm cọc (trường hợp này trùng với trọng tâm đài):

Trọng lượng riêng trung bình của bê tông đài và đất phía trên đài:
 $\gamma_{tb} = 22 \text{ kN/m}^3$

$$N^{tt} = 15000 + 4,6 \times 4,6 \times 2,8 \times 22 = 16303 \text{ kN}$$

$$M_x^{tt} = 380 + 200 \times 2 = 780 \text{ kNm}$$

$$M_y^{tt} = 420 + 220 \times 2 = 860 \text{ kNm}$$

Tải trọng tác dụng lên cọc:

$$P_i^{tt} = \frac{\sum N^{tt}}{n} + \frac{\sum M_y^{tt} \times x_i}{\sum x_i^2} + \frac{\sum M_x^{tt} \times y_i}{\sum y_i^2}$$

Lập bảng tính toán như sau:

Cọc	x_i (m)	y_i (m)	x_i^2	y_i^2	$\sum x_i^2$	$\sum y_i^2$	P_i (kN)
1	-1,5	-1,5	2,25	2,25	9	9	3802,4
2	1,5	-1,5	2,25	2,25			4089,1
3	-1,5	1,5	2,25	2,25			4062,4
4	1,5	1,5	2,25	2,25			4349,1

Vậy tải trọng tác dụng vào các cọc đều thỏa: $\begin{cases} P_{\max} \leq Q_{aTK} \\ P_{\min} > 0 \end{cases}$

4- Kiểm tra cọc làm việc theo nhóm:

$$\text{Hệ số nhóm: } \eta = 1 - \theta \left[\frac{(n_1 - 1)n_2 + (n_2 - 1)n_1}{90 \cdot n_1 \cdot n_2} \right] \text{ với } \theta(\text{deg}) = \arctg \frac{d}{s}$$

n_1 - số hàng cọc trong nhóm cọc $n_1 = 2$

n_2 - số cọc trong một hàng $n_2 = 2$

s - khoảng cách 2 cọc tính từ tâm, $s = 3d$

$$\theta(\text{deg}) = \arctg \frac{1}{3} = 18,4^\circ$$

$$\eta = 1 - 18,4 \times \left[\frac{(2-1) \times 2 + (2-1) \times 2}{90 \times 2 \times 2} \right] = 0,796$$

Sức chịu tải của nhóm cọc:

$$Q_{\text{nhóm}} = \eta \cdot n_c \cdot Q_{aTK} = 0,796 \times 4 \times 5147 = 16388 \text{ kN} > N^{\text{tt}} = 16303 \text{ kN}$$

Vậy thỏa điều kiện sức chịu tải của nhóm cọc.

Bài tập 3.3: Sử dụng các kết quả của bài tập 1÷2. Yêu cầu kiểm tra lún móng khối qui ước. Kết quả thí nghiệm nén cô kết cho trong bảng:

Áp lực (kPa)	0	100	200	400	800
Hệ số rỗng e	0,558	0,525	0,512	0,500	0,487

Bài giải: Trong các lớp địa chất dưới đài có lớp đất yếu là bùn sét. Do đó ta sẽ bỏ lớp này khi xét kích thước tiết diện ngang của móng khối qui ước.

Chiều dài cọc tính từ đáy lớp đất yếu bùn sét: $L_{tb} = 44,2 - 7,2 = 37\text{m}$

Tính góc ma sát trung bình trong đoạn L_{tb} :

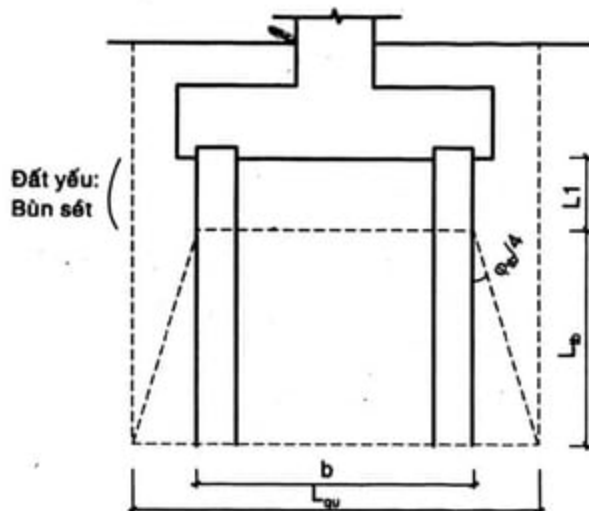
$$\varphi_{tb} = \frac{5 \times 14 + 32 \times 20}{37} = 19,2$$

Chiều dài móng qui ước theo phương x:

$$L_{qu} = L_1 + 2L_{tb} \tan \frac{\varphi_{tb}}{4} = 4 + 2 \times 37 \times \tan \frac{19,2}{4} = 10,2\text{m}$$

Chiều rộng móng qui ước theo phương y:

$$B_{qu} = B_1 + 2L_{tb} \tan \frac{\varphi_{tb}}{4} = 4 + 2 \times 37 \times \tan \frac{19,2}{4} = 10,2\text{m}$$



Moment chống uốn của móng khối qui ước:

$$W_x = W_y = L_{qu} \times B_{qu}^2 / 6 = 10,2^3 / 6 = 177 \text{m}^3$$

Chiều cao khối móng quy ước:

$$H_{qu} = L_{tb} + L_1 + D_f = 37 + 7,2 + 2,8 = 47 \text{m}$$

Diện tích móng khối qui ước:

$$A_{qu} = L_{qu} B_{qu} = 104 \text{ m}^2$$

Khối lượng đất trong móng quy ước:

$$Q_d = A_{qu} \sum H_i \gamma_i = 104 \times 444 = 46176 \text{ kN}$$

Khối lượng đất bị cọc, đài chiếm chỗ:

$$Q_{dc} = n A_p \sum H_i \gamma_i + \gamma V_{đai} = 4 \times 0,785 \times 444 + (18 \times 1,92 + 6 \times 0,08) \\ \times 4,6 \times 4,6 = 2136 \text{ kN}$$

Khối lượng cọc và đài bê tông:

$$Q_c = n A_p \gamma_{bt} L_c + W_{đai} = 4 \times 0,785 \times 25 \times 44,2 + 25 \times 4,6 \times 4,6 \times 2 \\ = 4528 \text{ kN}$$

Khối lượng tổng trên móng quy ước:

$$Q_{qu} = Q_d + Q_c - Q_{dc} = 48568 \text{ kN}$$

Tải trọng qui về đáy móng khối qui ước:

$$N_{qu}^{tc} = N_{đai}^{tc} + Q_{qu} = 15000/1,15 + 48568 = 61611 \text{ kN}$$

$$\sum M_{xqu}^{tc} = M_x^n / 1,15 = 780 / 1,15 = 678 \text{ kN.m}$$

$$\sum M_{yqu}^{tc} = M_y^n / 1,15 = 860 / 1,15 = 748 \text{ kN.m}$$

Ứng suất dưới đáy móng khối qui ước:

$$p_{tb}^{tc} = N_{qu}^{tc} / A_{qu} = 592 \text{ kN/m}^2$$

$$p_{\max-\min}^{tc} = \frac{N_{qu}^{tc}}{A_{qu}} \pm \frac{\sum M_{xqu}^{tc}}{W_x} \pm \frac{\sum M_{yqu}^{tc}}{W_y}$$

$$p_{\max}^{tc} = 600 \text{ kN/m}^2$$

$$p_{\min}^{tc} = 584 \text{ kN/m}^2$$

Xác định sức chịu tải của đất nền theo trạng thái giới hạn II:

$$R^{tc} = m(AB_{qu}\gamma'_1 + B\sigma'_{vp} + Dc_1)$$

Với $m = 1$ là hệ số điều kiện làm việc

$$\sigma'_{vp} = D_f \gamma_1 = 444 \text{ kN/m}^2$$

Mũi cọc tại lớp đất 4 có: $\varphi = 20^\circ$; $c = 9 \text{ kN/m}^2$; $\gamma' = 10 \text{ kN/m}^3$

$$\rightarrow A = 0,5148; B = 3,0591; D = 5,6572$$

$$R^{tc} = 1 \times (0,5148 \times 10,2 \times 10 + 3,0591 \times 444 + 5,6572 \times 9) \\ = 1462 \text{ kN/m}^2$$

Điều kiện ổn định đất nền được thỏa mãn:

$$p_{tb}^{tc} \leq R_{tc}; p_{\max}^{tc} \leq 1,2R_{tc}; p_{\min}^{tc} > 0$$

Tính độ lún móng khối qui ước theo phương pháp tổng phân tổ qua các bước sau:

Bước 1: Áp lực gây lún:

$$p_{gl} = p_{tb}^{tc} - \sum \gamma'_i h_i = 592 - 444 = 148 \text{ kN/m}^2$$

Bước 2: Chia lớp phân tổ:

Đất nền được chia thành các lớp đồng nhất với chiều dày thỏa điều kiện:

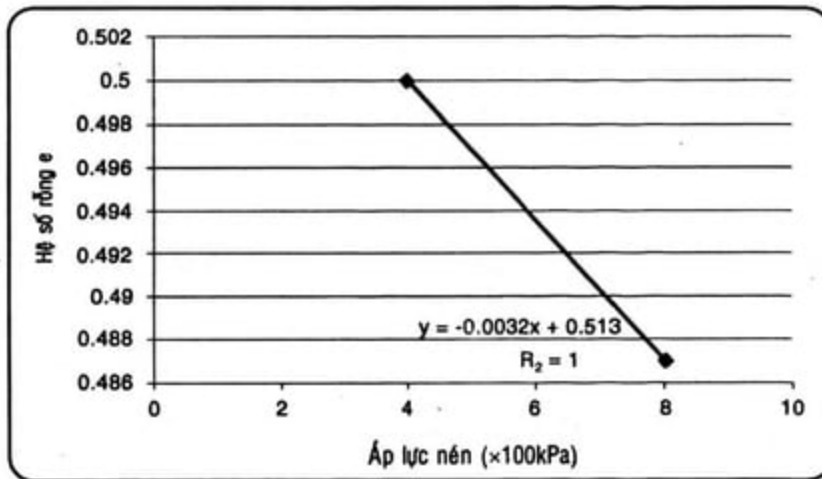
$$h_i \leq (0,4 \div 0,6) B_{qu} = (5,2 \text{ m} \div 7,8 \text{ m})$$

Phía dưới móng khối là lớp cát đồng nhất, chia thành từng lớp 0,5m.

Bước 3,4,5: Xác định độ lún của từng lớp phân tổ và tính tổng độ lún:

Lưu ý: z trong bảng 2.15 là độ sâu so với đáy móng khi qui ước.

Đường cong nén lún: do các áp lực nằm từ 400 kN/m^2 đến 800 kN/m^2 , nên để đơn giản ta chỉ cần nội suy tuyến tính từ 2 cấp áp lực 400 kPa , 800 kPa .



Lập thành bảng như sau:

Độ sâu (m)	Z (m)	z/b	k_0	σ_{z1} (kN/m ²)	σ_{z2} (kN/m ²)	σ_{z1} (kN/m ²)	σ_{z2} (kN/m ²)	e_{11}	e_{21}	Độ lún (cm)
-47	0	0	1,000	148,0	444,0					
						446,5	594,4	0,500	0,495	0,148
-47,5	-0,5	0,049	0,999	147,9	449,0					
						451,5	599,0	0,499	0,495	0,148
-48	-1	0,098	0,995	147,2	454,0					
						456,5	602,8	0,499	0,495	0,146
-48,5	-1,5	0,147	0,933	145,5	459,0					
						461,5	605,5	0,499	0,495	0,144
-49	-2	0,196	0,962	142,4	464,0					
						466,5	606,8	0,499	0,495	0,140
-49,5	-2,5	0,245	0,933	138,1	469,0					
						471,5	606,9	0,499	0,495	0,135
-50	-3	0,294	0,896	132,7	474,0					
						476,5	606,0	0,499	0,495	0,130
-50,5	-3,5	0,343	0,854	126,4	479,0					

						481,5	604,4	0,499	0,495	0,123
-51	-4	0,392	0,807	119,5	484,0					
						486,5	602,4	0,498	0,495	0,116
-51,5	-4,5	0,441	0,759	112,3	489,0					
						491,5	600,3	0,498	0,495	0,109
-52	-5	0,49	0,711	105,2	494,0					
						496,3	598,0	0,498	0,495	0,102
-52,5	-5,5	0,539	0,663	98,1	498,6					
						501,1	595,9	0,498	0,495	0,095
-53	-6	0,588	0,617	91,3	503,6					
						506,1	594,3	0,498	0,495	0,088
-53,5	-6,5	0,637	0,574	84,9	508,6					
						511,1	593,0	0,498	0,495	0,082
-54	-7	0,686	0,533	78,9	513,6					
						516,1	592,2	0,498	0,495	0,076
-54,5	-7,5	0,735	0,495	73,3	518,6					
						521,1	591,8	0,497	0,495	0,071
-55	-8	0,784	0,460	68,1	523,6					
Tổng độ lún (cm)										1,85

Bài tập 3.4: Sử dụng các kết quả của bài tập 1÷3. Yêu cầu tìm chiều cao đài hợp lý theo điều kiện xuyên thủng.

Bài giải: Điều kiện chống xuyên thủng đài cọc:

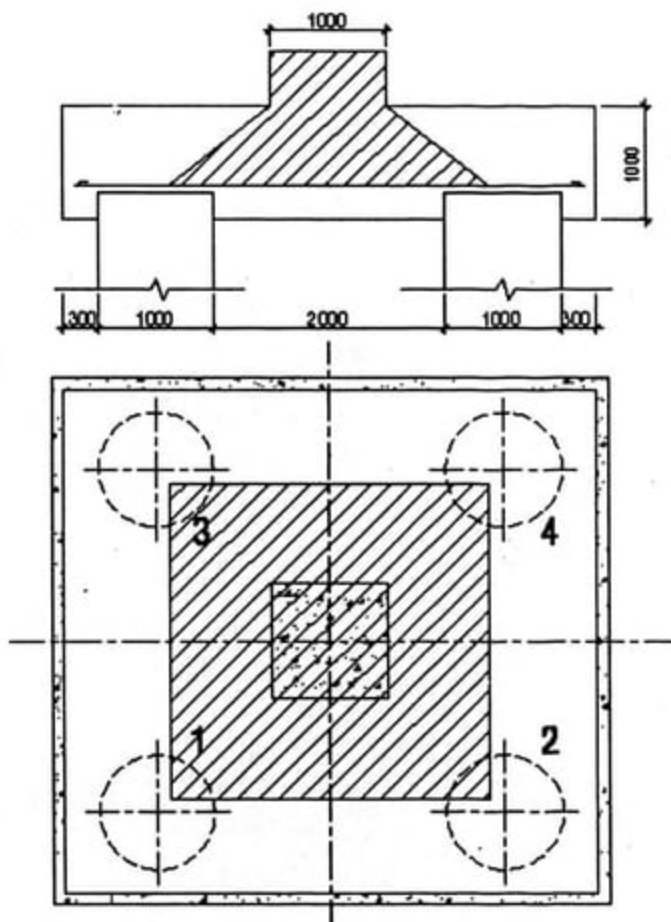
$$P_{xt} < P_{cx}$$

Ban đầu chọn sơ bộ chiều cao đài là 1m.

Chọn $a_0 = 12\text{cm}$, chiều cao làm việc của tiết diện đài:

$$h_0 = h_d - a = 1 - 0,12 = 0,88\text{m}$$

Tháp xuyên 45° có đáy lớn bao phủ một phần cọc như hình vẽ:



Lực gây xuyên thủng: $P_{xt} = N^t = 15000 \text{ kN}$

Lực chống xuyên thủng: $P_{cx} = \alpha R_{bt} u_m h_0 \frac{h_0}{c}$

với: $u_m = 2(h_c + b_c + 2c) = 2 \times (1 + 1 + 2 \times 0,5) = 6 \text{ m}$

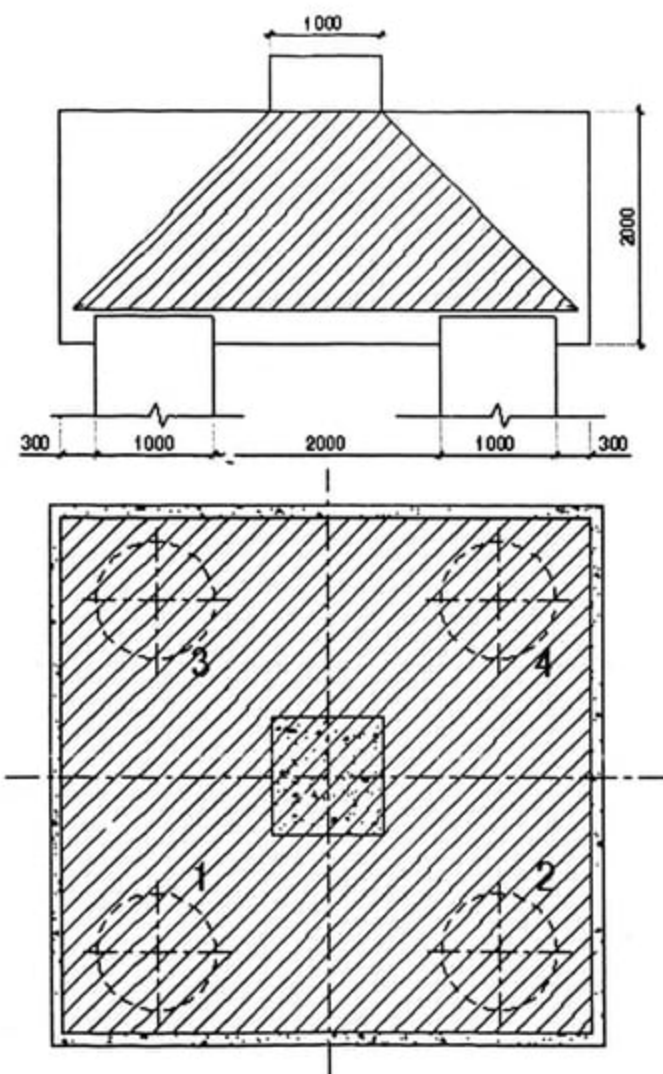
$$P_{cx} = 1 \times 1,05 \times 10^3 \times 6 \times 0,88 \times \frac{0,88}{0,5} = 9757 \text{ kN} < P_{xt}$$

Chọn chiều cao đài là 2m.

Chọn $a_0 = 12 \text{ cm}$, chiều cao làm việc của tiết diện đài:

$$h_0 = h_d - a = 2 - 0,12 = 1,88 \text{ m}$$

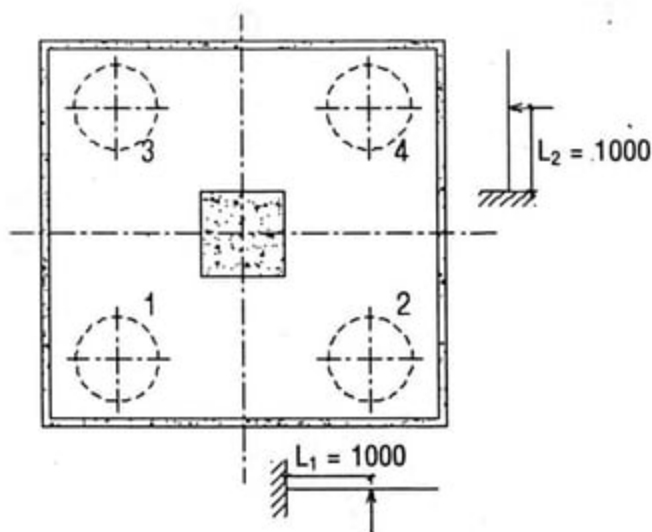
Tháp xuyên 45° có đáy lớn bao phủ toàn bộ cọc như hình vẽ:



Vậy thỏa điều kiện chống xuyên thủng đài cọc.

Bài tập 3.5: Sử dụng các kết quả của bài tập 1÷4. Yêu cầu tính toán cốt thép cho đài cọc.

Bài giải: Sơ đồ tính: xem đài là bản consol một đầu ngàm vào mép cột, đầu kia tự do, giả thiết đài tuyệt đối cứng.



Tính thép đặt theo phương X: phân lực cọc 2 và 4 tạo moment uốn lớn nhất.

$$M = \sum P_i l_i = P_2 l_2 + P_4 l_4 = 4089,1 \times 1 + 4349,1 \times 1 = 8438,2 \text{ kNm}$$

$$\alpha_m = \frac{M}{\gamma_b R_b b h_0^2} = \frac{843820}{0,9 \times 1,45 \times 460 \times 188^2} = 0,0398$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha} = 0,0406$$

$$A_s = \frac{\xi \gamma_b R_b b h_0}{R_s} = \frac{0,0406 \times 0,9 \times 1,45 \times 460 \times 188}{28} = 163,62 \text{ cm}^2$$

Chọn 33 ϕ 25 rải với khoảng cách $a = 140 \text{ mm}$ ($A_s = 162 \text{ cm}^2$).

Tính thép đặt theo phương Y: phân lực cọc 3 và 4 tạo ra moment xấp xỉ phương X.

Vậy chọn thép tương tự thép phương X.

Kết luận: bố trí thép $\phi 25 \times 140$ cho cả hai phương dài cọc.

Bài tập 3.6: Sử dụng các kết quả của bài tập 1÷5. Yêu cầu kiểm tra cọc chịu tải ngang.

Bài giải: Ta kiểm tra cho trường hợp lực cắt tổng.

$$\text{Lực cắt lớn nhất tại chân đài: } H^t = \sqrt{(H_x^{tt2} + H_y^{tt2})} = 297 \text{ kN}$$

$$\rightarrow \text{Lực cắt tác dụng 1 cọc } H = H^t/4 = 74,25 \text{ kN.}$$

Moment tại chân đài đã chuyển thành lực dọc trong cọc, nên cọc không có moment tác dụng. Chỉ có lực ngang tác dụng ở đầu cọc (tương ứng đáy đài).

Moment quán tính tiết diện ngang của cọc: $I = \frac{\pi d^4}{64} = 0,049(\text{m}^4)$

Môđun đàn hồi bê tông B25: $E_b = 30 \times 10^3 (\text{MPa}) = 30 \times 10^6 (\text{kN/m}^2)$

Chiều rộng quy ước cọc: $b_c = d + 1 = 2\text{m}$ (vì $d > 0.8\text{m}$)

Hệ số nền $K = 5000 (\text{kN/m}^2)$ (tra bảng 2.18)

Hệ số biến dạng:

$$\alpha_{bd} = \sqrt[5]{\frac{K b_c}{E_b I}} = \sqrt[5]{\frac{5000 \times 2}{30 \times 10^6 \times 0,049}} = 0,369$$

Chiều dài cọc trong đất tính đối:

$$l_c = \alpha_{bd} \times l = 0,369 \times 44,2 = 16,3\text{m}$$

Tra bảng 2.19 ta có: $A_0 = 2,441$; $B_0 = 1,621$; $C_0 = 1,751$

Xác định chuyển vị ngang y_0 và góc xoay Ψ_0 ở đầu cọc

Chuyển vị ngang của tiết diện cọc bởi lực đơn vị $H_0 = 1$ gây ra:

$$\delta_{HH} = \frac{1}{\alpha_{bd}^3 \times E_b \times I} A_0 = \frac{1}{0,369^3 \times 30 \times 10^6 \times 0,049} \times 2,441 = 3,3 \times 10^{-5} (\text{m/kN})$$

Chuyển vị ngang của tiết diện cọc bởi lực đơn vị $M_0 = 1$ gây ra:

$$\delta_{HM} = \frac{1}{\alpha_{bd}^2 \times E_b \times I} B_0 = \frac{1}{0,369^2 \times 30 \times 10^6 \times 0,049} \times 1,621 = 8,1 \times 10^{-6} (\text{m/kN})$$

Góc xoay của tiết diện cọc bởi lực đơn vị $H_0 = 1$ gây ra:

$$\delta_{MH} = \delta_{HM} = 8,1 \times 10^{-6} (\text{kN}^{-1} \cdot \text{m}^{-1})$$

Moment uốn và lực cắt tại đầu cọc:

$$H_0 = H = 74,25\text{kN}$$

$$M_0 = M + Hl_0 = 0$$

Chuyển vị ngang và góc xoay của cọc tại cao trình mặt đất:

$$y_0 = H_0 \delta_{HH} + M_0 \delta_{HM} = 74,25 \times 3,3 \times 10^{-5} = 2,45 \times 10^{-3} (\text{m})$$

$$\psi_0 = H_0 \delta_{MH} + M_0 \delta_{MM} = 74,25 \times 8,1 \times 10^{-6} = 6,01 \times 10^{-4} \text{ (rad)}$$

Tính toán chuyển vị ngang và góc xoay của cọc ở mức đáy đài.

$$\Delta = y_0 + \psi_0 l_0 + \frac{Hl_0^3}{3E_b I} + \frac{Ml_0^2}{2E_b I}$$

$$\psi = \psi_0 + \frac{Hl_0^2}{2E_b I} + \frac{Ml_0}{E_b I}$$

l_0 - chiều dài cọc từ đáy đài đến mặt đất, cọc đài thấp $l_0 = 0$.

$$\Delta = y_0 = 2,45 \times 10^{-3} \text{ (m)}$$

$$\psi = \psi_0 = 6,01 \times 10^{-4} \text{ rad}$$

Áp lực σ_z (kN/m²), moment uốn M_z (kNm), lực cắt Q_z trong các tiết diện cọc được tính theo công thức sau:

$$\sigma_z = \frac{K}{\alpha_{bd}} z_c (y_0 \times A_1 - \frac{\psi_0}{\alpha_{bd}} B_1 + \frac{M_0}{\alpha_{bd}^2 \cdot E_b I} C_1 + \frac{H_0}{\alpha_{bd}^3 \cdot E_b I} D_1)$$

$$M_z = \alpha_{bd}^2 E_b I y_0 A_3 - \alpha_{bd} E_b I \psi_0 B_3 + M_0 C_3 + \frac{H_0}{\alpha_{bd}} D_3$$

$$Q_z = \alpha_{bd}^3 E_b I y_0 A_4 - \alpha_{bd}^2 E_b I \psi_0 B_4 + \alpha_{bd} M C_4 + H_0 D_4$$

z_c - chiều sâu tính đối, $z_c = \alpha_{bd} z$ với $\alpha_{bd} = 0,369$.

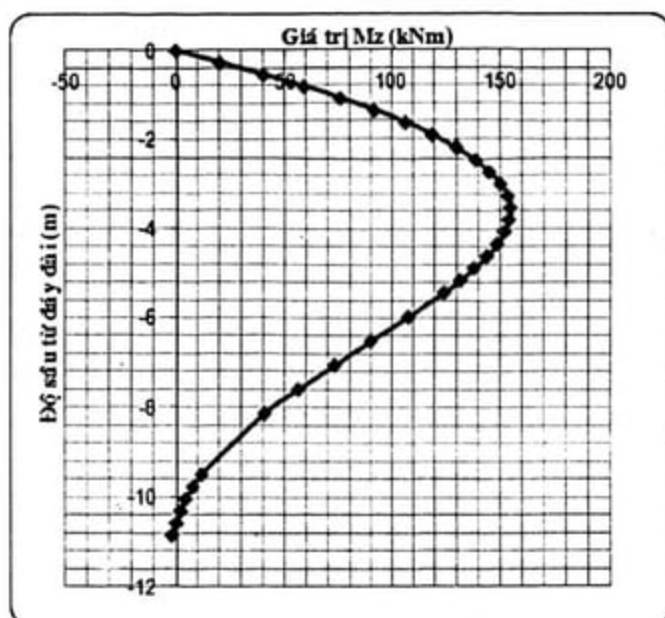
$A_1, A_3, A_4, B_1, B_2, B_3, C_1, C_3, C_4, D_1, D_3, D_4$ tra bảng 2.20.

Moment dọc theo thân cọc:

z	z _c	A3	B3	C3	D3	M _z (kNm)
0,0	0	0	0	1	0	0,00
0,3	0,1	0	0	1	0,1	20,12
0,5	0,2	-0,001	0	1	0,2	39,75
0,8	0,3	-0,004	-0,001	1	0,3	58,73
1,1	0,4	-0,011	-0,002	1	0,4	75,75
1,4	0,5	-0,021	-0,005	0,999	0,5	91,94
1,6	0,6	-0,036	-0,011	0,998	0,6	106,66
1,9	0,7	-0,057	-0,02	0,996	0,699	119,22
2,2	0,8	-0,085	-0,034	0,992	0,799	130,18
2,4	0,9	-0,121	-0,055	0,985	0,897	139,09
2,7	1	-0,167	-0,083	0,975	0,994	145,18

3,0	1,1	-0,222	-0,122	0,96	1,09	150,24
3,3	1,2	-0,287	-0,173	0,938	1,183	153,70
3,5	1,3	-0,365	-0,238	0,907	1,273	154,75
3,8	1,4	-0,455	-0,319	0,866	1,358	154,13
4,1	1,5	-0,559	-0,42	0,811	1,437	151,95
4,3	1,6	-0,676	-0,543	0,739	1,507	148,76
4,6	1,7	-0,808	-0,691	0,646	1,566	144,15
4,9	1,8	-0,956	-0,867	0,53	1,612	138,20
5,1	1,9	-1,118	-1,074	0,385	1,64	131,88
5,4	2	-1,295	-1,314	0,207	1,646	124,52
6,0	2,2	-1,693	-1,906	-0,271	1,575	108,06
6,5	2,4	-2,141	-2,663	-0,941	1,352	90,28
7,0	2,6	-2,621	-3,6	-1,877	0,917	72,82
7,6	2,8	-3,103	-4,718	-3,108	0,197	56,05
8,1	3	-3,541	-6	-4,688	-0,891	40,27
9,5	3,5	-3,919	-9,544	-10,34	-5,854	11,59
9,8	3,6	-3,757	-10,196	-11,751	-7,325	7,60
10,0	3,7	-3,471	-10,776	-13,235	-8,979	4,11
10,3	3,8	-3,036	-11,252	-14,774	-10,821	1,96
10,6	3,9	-2,427	-11,585	-16,346	-12,854	0,08
10,8	4	-1,614	-11,73	-17,92	-15,08	-1,88

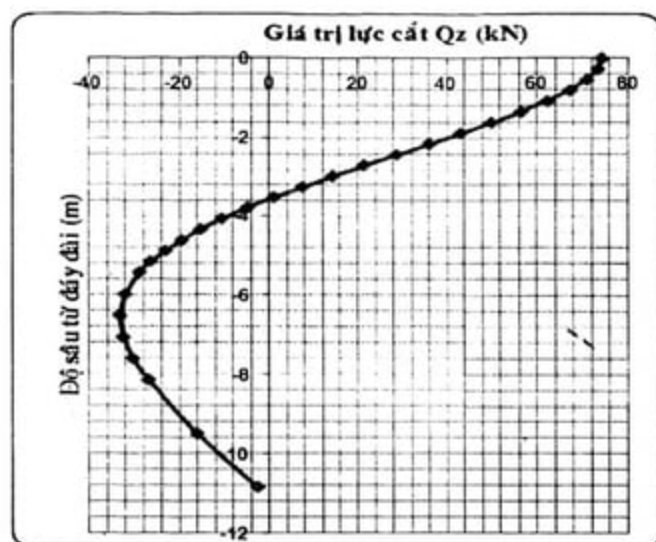
Biểu đồ moment dọc theo thân cọc:



Lực cắt dọc theo cọc:

Z	Z _e	A4	B4	C4	D4	Q _z (KN)
0,0	0	0	0	0	1	74,3
0,3	0,1	-0,005	0	0	1	73,3
0,5	0,2	-0,02	-0,003	0	1	71,0
0,8	0,3	-0,045	-0,009	-0,001	1	67,2
1,1	0,4	-0,08	-0,021	-0,003	1	62,3
1,4	0,5	-0,125	-0,042	-0,008	0,999	56,6
1,6	0,6	-0,18	-0,072	-0,016	0,997	50,1
1,9	0,7	-0,245	-0,114	-0,03	0,994	43,2
2,2	0,8	-0,32	-0,171	-0,051	0,989	36,1
2,4	0,9	-0,404	-0,243	-0,082	0,98	28,9
2,7	1	-0,499	-0,333	-0,125	0,967	21,6
3,0	1,1	-0,603	-0,443	-0,183	0,946	14,4
3,3	1,2	-0,716	-0,575	-0,259	0,917	7,7
3,5	1,3	-0,838	-0,73	-0,356	0,876	1,2
3,8	1,4	-0,967	-0,91	-0,479	0,821	-4,6
4,1	1,5	-1,105	-1,116	-0,63	0,747	-10,2
4,3	1,6	-1,248	-1,35	-0,815	0,652	-15,0
4,6	1,7	-1,396	-1,613	-1,036	0,529	-19,3
4,9	1,8	-1,547	-1,906	-1,299	0,374	-22,9
5,1	1,9	-1,699	-2,227	-1,608	0,181	-26,1
5,4	2	-1,848	-2,578	-1,966	-0,057	-28,5
6,0	2,2	-2,125	-3,36	-2,849	-0,692	-31,7
6,5	2,4	-2,339	-4,228	-3,973	-1,592	-32,8
7,0	2,6	-2,437	-5,14	-5,355	-2,821	-32,1
7,6	2,8	-2,346	-6,023	-6,99	-4,445	-30,0
8,1	3	-1,969	-6,765	-8,84	-6,52	-26,6
9,5	3,5	1,074	-6,789	-13,69	-13,83	-15,9
10,8	4	9,244	-0,358	-15,61	-23,14	-2,4

Biểu đồ lực cắt dọc theo cọc:

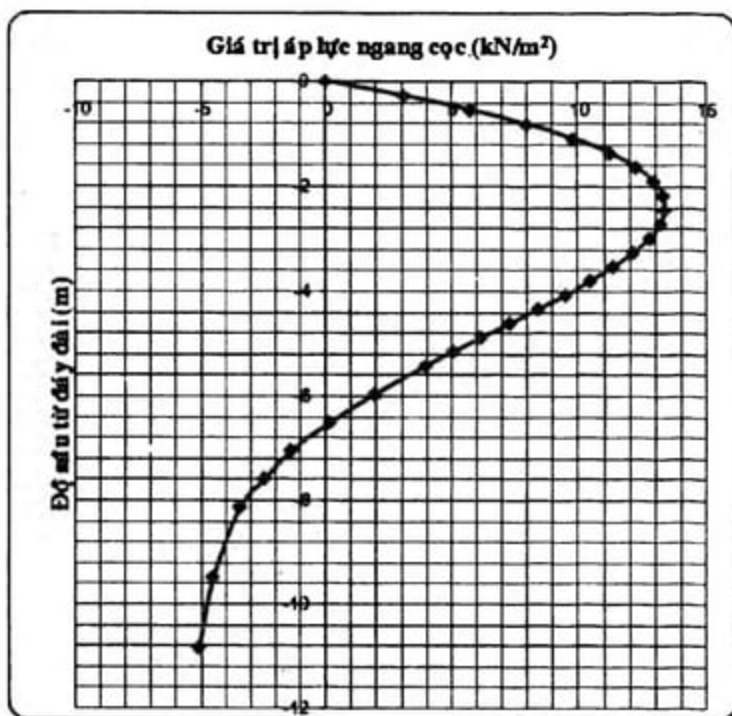


Bảng giá trị áp lực ngang:

Z	Z ₀	A1	B1	C1	D1	σ_x (kPa)
0,00	0	1	0	0	0	0,00
0,27	0,1	1	0,1	0,005	0	3,10
0,54	0,2	1	0,2	0,02	0,001	5,76
0,81	0,3	1	0,3	0,045	0,004	7,99
1,08	0,4	1	0,4	0,08	0,011	9,81
1,36	0,5	1	0,5	0,125	0,021	11,22
1,63	0,6	0,999	0,6	0,18	0,036	12,25
1,90	0,7	0,999	0,7	0,245	0,057	12,94
2,17	0,8	0,997	0,799	0,32	0,085	13,30
2,44	0,9	0,995	0,899	0,405	0,121	13,36
2,71	1	0,992	0,997	0,499	0,167	13,20
2,98	1,1	0,987	1,095	0,604	0,222	12,79
3,25	1,2	0,979	1,192	0,718	0,288	12,14
3,52	1,3	0,969	1,287	0,841	0,365	11,36
3,79	1,4	0,955	1,379	0,974	0,456	10,47
4,07	1,5	0,937	1,468	1,115	0,56	9,51
4,34	1,6	0,913	1,553	1,264	0,678	8,43
4,61	1,7	0,882	1,633	1,421	0,812	7,31
4,88	1,8	0,843	1,706	1,584	0,961	6,17
5,15	1,9	0,795	1,77	1,752	1,126	5,07
5,42	2	0,735	1,823	1,924	1,308	3,97

5,96	2,2	0,575	1,887	2,272	1,72	1,92
6,50	2,4	0,347	1,874	2,609	2,195	0,15
7,05	2,6	0,033	1,755	2,907	2,724	-1,38
7,59	2,8	-0,385	1,49	3,128	3,288	-2,45
8,13	3	-0,928	1,037	3,225	3,858	-3,42
9,49	3,5	-2,928	-1,272	2,463	4,98	-4,53
10,84	4	-5,854	-5,941	-0,927	4,548	-5,09

Biểu đồ áp lực ngang:



Kiểm tra ổn định nền đất quanh cọc:

$$\sigma_z \leq [\sigma_z] = \eta_1 \eta_2 \frac{4}{\cos \varphi_1} (\sigma'_v \operatorname{tg} \varphi_1 + \xi c_1)$$

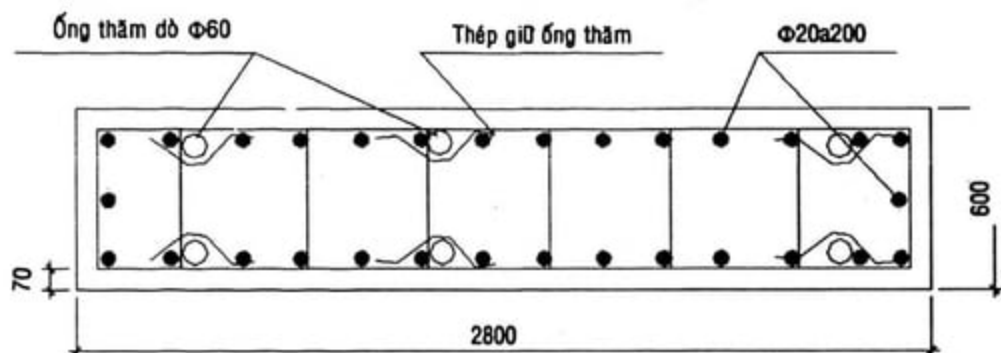
Tại độ sâu $z = 2,44\text{m}$ so với đáy đài hay $-5,24\text{m}$ (ở lớp đất 2)
 $\sigma_{z\max} = 13,36 \text{ kN/m}^2$, $\sigma'_v = 55,44 \text{ kN/m}^3$

Lớp 2 có: $c_1 = 8 \text{ kN/m}^2$, $\varphi_1 = 7^\circ$

$$[\sigma_z] = 1 \times 0,7 \times \frac{4}{\cos 7^\circ} (55,44 \times \operatorname{tg} 7^\circ + 0,6 \times 8) = 32,7 \text{ kN/m}^2 > \sigma_{z\max}$$

Vậy thỏa điều kiện ổn định nền đất quanh cọc.

Bài tập 3.7: Cho cọc barrette có các thông số như sau:



- Tiết diện cọc 600mm × 2800mm.
- Bê tông cọc cấp độ bền B25 (mác M350).
- Cốt thép: $\phi 20a200$ loại CII.
- Cọc dài 45m.
- Đoạn đập đầu cọc và âm vào đài: 800 mm.

Các lớp đất dưới cọc cho bởi hình vẽ bên:

- Lớp 1: $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$

- Lớp 2: $c = 8 \text{ kN/m}^2$

$$\varphi = 7^\circ$$

$$\gamma = 16 \text{ kN/m}^3$$

$$I_L = 1$$

- Lớp 3: $c = 18 \text{ kN/m}^2$

$$\varphi = 14^\circ$$

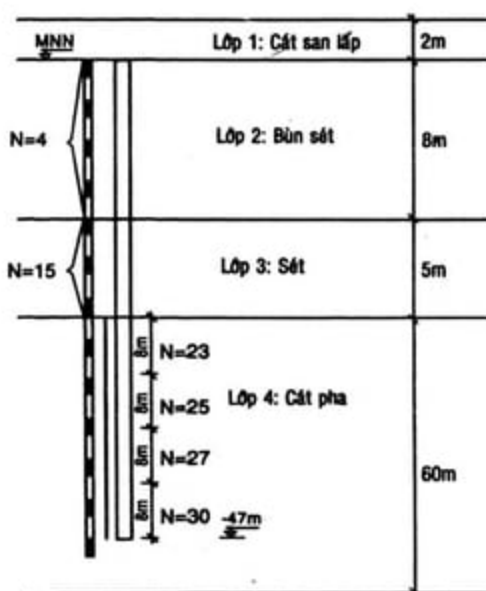
$$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$$

$$I_L = 0,3$$

- Lớp 4: $c = 9 \text{ kN/m}^2$

$$\varphi = 20^\circ$$

$$\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$$



- 1- Tính sức chịu tải của cọc theo độ bền vật liệu làm cọc.
- 2- Tính sức chịu tải của cọc theo chỉ tiêu cơ lý của đất nền.
- 3- Tính sức chịu tải của cọc theo chỉ tiêu cường độ của đất nền.
- 4- Tính sức chịu tải của cọc theo kết quả xuyên tiêu chuẩn (SPT).

Bài giải: 1- Sức chịu tải của cọc theo độ bền vật liệu làm cọc:

$$Q_{a(vl)} = R_u A_b + R_{sn} A_s$$

R_u - cường độ tính toán của bê tông cọc khoan nhồi, được xác định như sau:

$R_u = R/4,5$ khi đổ bê tông dưới nước hoặc dưới dung dịch sét, nhưng không lớn hơn 6000 kN/m^2 (với $R(\text{kN/m}^2)$ là mức thiết kế của bê tông).

$R_u = R/4,0$ đối với cọc đổ bê tông trong lỗ khoan khô, nhưng không lớn hơn 7000 kN/m^2 .

$$\Rightarrow R_u = \frac{35000}{4,5} = 7778 \text{ kN/m}^2, \text{ chọn } R_u = 6000 \text{ kN/m}^2$$

$A_s = 0,0094 \text{ m}^2$: diện tích tiết diện ngang của cốt thép dọc trục trong cọc

$A_b = 1,68 - 0,0094 = 1,6706 \text{ m}^2$: diện tích tiết diện ngang của bê tông trong cọc

R_{sn} - cường độ tính toán của cốt thép, xác định theo:

Đối với thép có $\phi < 28 \text{ mm}$, $R_{sn} = f_c/1,5$ nhưng không lớn hơn 22 kN/cm^2

Đối với thép có $\phi > 28 \text{ mm}$, $R_{sn} = f_c/1,5$ nhưng không lớn hơn 20 kN/cm^2 (f_c - giới hạn chảy của thép, kN/cm^2)

Thép CII có giới hạn chảy $f_c = 30 \text{ kN/cm}^2$

$$R_{sn} = \frac{30}{1,5} = 20 \text{ kN/cm}^2 \text{ chọn } R_{sn} = 20 \text{ kN/cm}^2 = 200000 \text{ kN/m}^2$$

Sức chịu tải theo vật liệu:

$$Q_{a(vl)} = 6000 \times 1,6706 + 200000 \times 0,0094 = 11904 \text{ kN}$$

2- Sức chịu tải của cọc theo chỉ tiêu cơ lý của đất nền:

$$Q_a = \frac{Q_{tc}}{k_{tc}} \text{ với hệ số } k_{tc} \text{ lấy theo bảng 3.2, sơ bộ } k_{tc} = 1,65 \text{ (tùy theo số}$$

lượng cọc)

$$Q_{tc} = m(m_R q_p A_p + u \sum m_f f_{si} l_i)$$

Hệ số điều kiện làm việc $m = 1$

Xác định $m_R q_p A_p$

Độ sâu mũi cọc -47m.

Hệ số điều kiện làm việc của đất dưới mũi cọc $m_R = 1$

$$q_p = 0,75\beta(\gamma_1 d_p A_k^0 + \alpha \gamma_L L B_k^0)$$

Với L là chiều dài cọc: $L = 45 - 0,8 = 44,2\text{m}$; $L/d_p = 44,2$; $\varphi = 20^\circ$

Tra bảng 3.5 ta có:

$$A_k^0 = 9,5; B_k^0 = 18,6; \alpha = 0,51; \beta = 0,25$$

Trọng lượng trung bình các lớp đất phía trên cọc:

$$\gamma_1 = \frac{2 \times 18 + 8 \times 6 + 5 \times 8 + 32 \times 10}{47} = 9,45 \text{ kN/m}^2$$

$$q_p = 0,75 \times 0,25 \times (9,45 \times 1 \times 9,5 + 0,51 \times 9,45 \times 44,2 \times 18,6) \\ = 760 \text{ kN/m}^2$$

$$m_R q_p A_p = 1 \times 760 \times 1,68 = 1277 \text{ kN}$$

Xác định $\sum m_f f_{si} l_i$:

Hệ số làm việc của đất ở mặt bên cọc m_f tra bảng 3.4

Lực ma sát đơn vị f_i tra bảng 3.3

Đất nền phải chia thành các lớp nhỏ đồng chất dày không quá 2m.

Lập bảng tính toán như sau:

Lớp đất	Độ sâu (m)	Độ sâu trung bình (m)	l_i (m)	l_L	m_f	f_{si} (kN/m ²)	$m_f f_{si} l_i$ (kN)
Lớp 2	-2,8÷-4,8	3,8	2	1	0,7	5	7
	-4,8÷-6,8	5,8	2	1	0,7	6	8,4
	-6,8÷-8,8	7,8	2	1	0,7	6	8,4
	-8,8÷-10	9,4	1,2	1	0,7	6	5,04
Lớp 3	-10÷-12	11	2	0,3	0,7	47	65,8
	-12÷-14	13	2	0,3	0,7	49	68,6
	-14÷-15	14,5	1	0,3	0,7	50,5	35,35
Lớp 4	-15÷-17	16	2	-	0,8	73,4	117,44
	-17÷-19	18	2	-	0,8	76,2	121,92
	-19÷-21	20	2	-	0,8	79	126,4

	-21+-23	22	2	-	0,8	81,8	130,88
	-23+-25	24	2	-	0,8	84,6	135,36
	-25+-27	26	2	-	0,8	87,4	139,84
	-27+-29	28	2	-	0,8	90,2	144,32
	-29+-31	30	2	-	0,8	93	148,8
	-31+-33	32	2	-	0,8	95,8	153,28
	-33+-35	34	2	-	0,8	98,6	157,76
	-35+-37	36	2	-	0,8	100	160
	-37+-39	38	2	-	0,8	100	160
	-39+-41	40	2	-	0,8	100	160
	-41+-43	42	2	-	0,8	100	160
	-43+-45	44	2	-	0,8	100	160
	-45+-47	46	2	-	0,8	100	160
Tổng			44,2				2534,6

$$u \sum m_f f_{si} l_i = 6,8 \times 2534,6 = 17235 \text{ kN}$$

$$\text{Vậy: } Q_{tc} = 1 \times (1277 + 17235) = 18512 \text{ kN}$$

$$Q_a = \frac{Q_{tc}}{k_{tc}} = \frac{18512}{1,65} = 11219 \text{ kN}$$

3- Sức chịu tải của cọc theo chỉ tiêu cường độ của đất nền:

$$Q_a = \frac{Q_s}{FS_s} + \frac{Q_p}{FS_p}$$

Xác định sức chịu tải cọc hạn do ma sát Q_s :

$$Q_s = u \sum f_{si} l_i$$

$$f_{si} = \sigma'_{hi} \tan \varphi_{ai}^I + 0,7c_{ai}^I = \sigma'_{vi} k_{si} \tan \varphi_{ai}^I + 0,7c_{ai}^I$$

σ'_i - ứng suất hữu hiệu giữa lớp đất thứ i theo phương thẳng đứng.

$k_{si} = 1 - \sin \varphi_i^I$: hệ số áp lực ngang của lớp đất thứ i

Lập bảng tính toán như sau:

Lớp đất	Độ sâu (m)	Độ sâu giữa lớp (m)	l_i (m)	c	ϕ	σ'_{vi} (kN/m ²)	k_{ai}	f_s	$f_{s,i}$
Lớp 2	-2,8÷-10	-6,4	7,2	8	7	62,4	0,8781	12,328	88,762
Lớp 3	-10÷-15	-12,5	5	18	14	104	0,7581	32,257	161,29
Lớp 4	-15÷-47	-31	32	9	21	284	0,6416	76,249	2440
Tổng									2690

$$Q_s = 6,8 \times 2690 = 18292 \text{ kN}$$

Xác định sức chịu tải cực hạn do kháng mũi Q_p :

$$Q_p = A_p q_p$$

Với q_p tính theo công thức của Terzaghi:

$$q_p = 1,3cN_c + N_q \sigma'_v + 0,3\gamma d N_\gamma$$

Mũi cọc cắm vào lớp đất 4 là lớp cát chặt vừa có $\phi = 20^\circ$

Tra bảng 2.7 ta có $N_q = 7,439$; $N_c = 17,69$; $N_\gamma = 5$

$$\begin{aligned} q_p &= 1,3 \times 9 \times 17,69 + 7,439 \times 444 + 0,3 \times 10 \times 1 \times 5 \\ &= 3524,9 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$Q_p = 1,68 \times 3524,9 = 5922 \text{ kN}$$

Vậy sức chịu tải cho phép:

$$Q_a = \frac{Q_s}{FS_s} + \frac{Q_p}{FS_p} = \frac{18292}{2} + \frac{5922}{3} = 11120 \text{ kN}$$

4- Sức chịu tải của cọc theo kết quả xuyên tiêu chuẩn (SPT):

Sức chịu tải cọc nhồi trong đất dính và đất rời (TCXD 195 – 1997)

$$Q_a = 15 \bar{N} A_p + (1,5 N_c L_c + 4,3 N_s L_s) u - \Delta W$$

Giá trị SPT trung bình lớp đất rời: $N_s = 26,25$

Giá trị SPT trung bình lớp đất dính: $N_c = 8,51$

$$W_p = 25 \times 44,2 \times 1,68 - 444 \times 1,68 = 1110 \text{ kN}$$

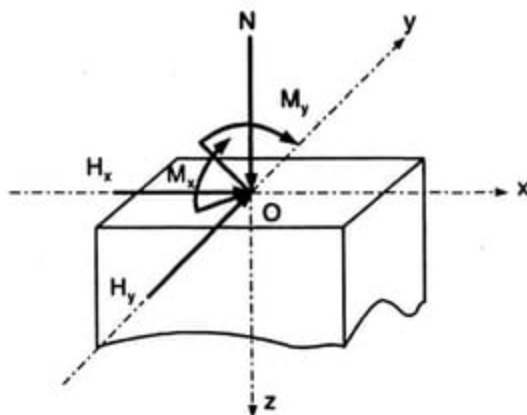
$$\begin{aligned} Q_a &= 15 \times 30 \times 1,68 + (1,5 \times 26,25 \times 32 + 4,3 \times 8,51 \times 12,2) \\ &\quad \times 6,8 - 1110 = 11250 \text{ kN} \end{aligned}$$

Vậy chọn sức chịu tải nhỏ nhất để thiết kế: $Q_a = 11120 \text{ kN}$

Bài tập 3.8: Cho các thông số của cọc barrette và đất nền dưới cọc như bài tập 1.

Kích thước cọc $b_c \times h_c = 1000\text{mm} \times 1000\text{mm}$

Biết lực tính toán tác dụng lên móng cọc tại vị trí chân cọc là: $N^t = 15000\text{kN}$; $M_x^t = 380\text{kNm}$; $M_y^t = 420\text{kNm}$; $H_x^t = 220\text{kN}$; $H_y^t = 200\text{kN}$



- 1- Xác định số lượng cọc trong đài.
- 2- Xác định cách bố trí cọc trong đài.
- 3- Kiểm tra phân lực đầu cọc.
- 4- Kiểm tra sự làm việc của nhóm cọc.

Bài giải: 1- Số lượng cọc trong đài:

$$n_c = \frac{N^t}{Q_{aTK}} \beta = \frac{15000}{11120} \times 1,3 = 1,75$$

Vậy chọn $n_c = 2$ cọc

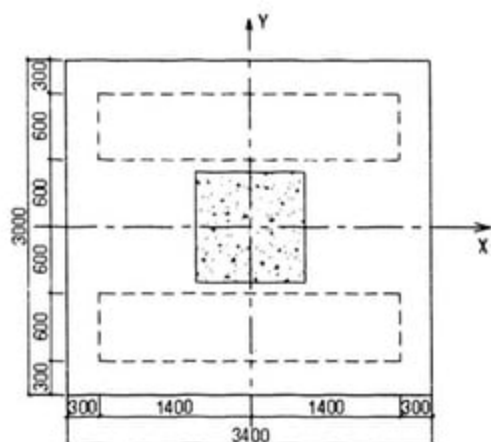
2- Bố trí cọc trong đài:

Chọn khoảng cách giữa các cọc là $3d = 1,8\text{m}$

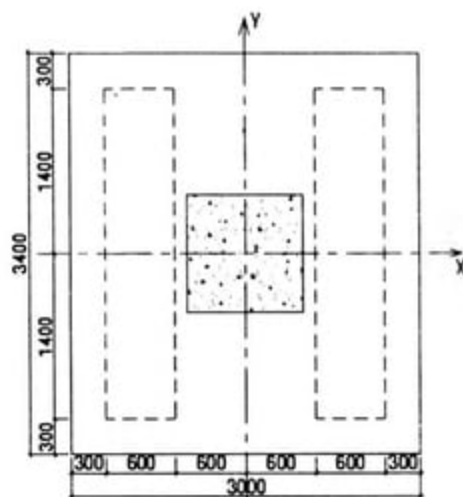
Khoảng cách giữa mép cọc tới mép ngoài của đài chọn là $0,3\text{m}$

Chọn cao trình đáy đài là $-2,8\text{m}$, chiều cao đài $1,5\text{m}$.

Ta có hai kết quả bố trí cọc như hình vẽ:



Cách 1



Cách 2

Nhận thấy moment M_y^{tt} lớn hơn, do đó nên chọn cách nào có moment quán tính so với trục Y là lớn nhất.

$$I_{y1} = 2 \times \frac{0,6 \times 2,8^3}{12} = 2,1952 \text{m}^4$$

$$I_{y2} = 2 \times \left(\frac{2,8 \times 0,6^3}{12} + 2,8 \times 0,6 \times 0,9^2 \right) = 2,8224 \text{m}^4$$

Vậy chọn bố trí cọc theo cách 2.

3- Kiểm tra phản lực đầu cọc:

Chuyển các ngoại lực tác dụng về đáy đài tại trọng tâm nhóm cọc (trường hợp này trùng với trọng tâm đài):

Trọng lượng riêng trung bình của bê tông đài và đất phía trên đài:
 $\gamma_{tb} = 22 \text{kN/m}^3$

$$N^{tt} = 15000 + 3 \times 3,4 \times 2,8 \times 22 = 15628 \text{kN}$$

$$M_x^{tt} = 380 + 200 \times 1,5 = 680 \text{kNm}$$

$$M_y^{tt} = 420 + 220 \times 1,5 = 750 \text{kNm}$$

Tải trọng tác dụng lên cọc:

$$P_i^{tt} = \frac{\sum N^{tt}}{n} + \frac{\sum M_y^{tt} \times x_i}{\sum x_i^2} + \frac{\sum M_x^{tt} \times y_i}{\sum y_i^2}$$

Lập bảng tính toán như sau:

Cọc	x_i (m)	x_i^2	$\sum x_i^2$	P_i (kN)
1	-0,9	0,81	1,62	7397
2	0,9	0,81		8231

Vậy tải trọng tác dụng vào các cọc đều thỏa: $\begin{cases} P_{\max} \leq Q_{aTK} \\ P_{\min} > 0 \end{cases}$

4- Kiểm tra cọc làm việc theo nhóm:

Hệ số nhóm: $\eta = 1 - \theta \left[\frac{(n_1 - 1)n_2 + (n_2 - 1)n_1}{90 \cdot n_1 \cdot n_2} \right]$ với $\theta(\text{deg}) = \arctg \frac{d}{s}$

n_1 - số hàng cọc trong nhóm cọc $n_1 = 1$

n_2 - số cọc trong một hàng $n_2 = 2$

s - khoảng cách 2 cọc tính từ tâm, $s = 3d$

$$\theta(\text{deg}) = \arctg \frac{1}{3} = 18,4^\circ$$

$$\eta = 1 - 18,4 \times \left[\frac{(1-1) \times 2 + (2-1) \times 1}{90 \times 1 \times 2} \right] = 0,898$$

Sức chịu tải của nhóm cọc:

$$Q_{\text{nhóm}} = \eta \cdot n_c \cdot Q_{aTK} = 0,898 \times 2 \times 11120 = 19967 \text{ kN} > N^{\text{II}} = 15628 \text{ kN}$$

Vậy thỏa điều kiện sức chịu tải của nhóm cọc.

Bài tập 3.9: Sử dụng các kết quả của bài tập 1+2. Yêu cầu kiểm tra lún móng khối qui ước. Kết quả thí nghiệm nén cô kết cho trong bảng:

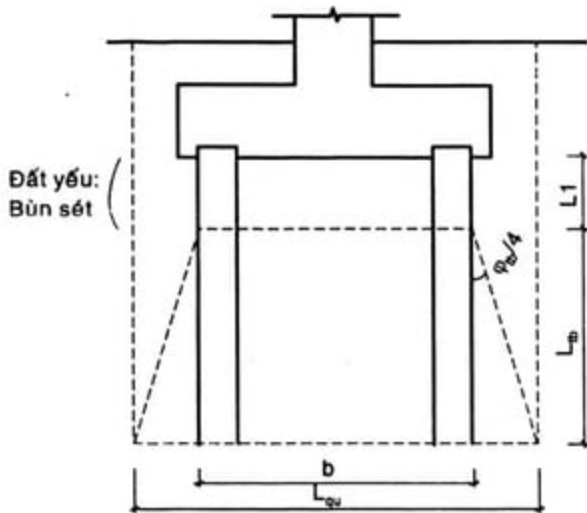
Áp lực (kPa)	0	100	200	400	800
Hệ số rỗng e	0,558	0,525	0,512	0,500	0,487

Bài giải: Trong các lớp địa chất dưới đài có lớp đất yếu là bùn sét. Do đó ta sẽ bỏ lớp này khi xét kích thước tiết diện ngang của móng khối qui ước.

Chiều dài cọc tính từ đáy lớp đất yếu bùn sét: $L_{\text{tb}} = 44,2 - 7,2 = 37\text{m}$

Tính góc ma sát trung bình trong đoạn L_{tb}

$$\varphi_{\text{tb}} = \frac{5 \times 14 + 32 \times 20}{37} = 19,2$$



Chiều dài móng qui ước theo phương x:

$$L_{qu} = L_1 + 2L_{tb} \tan \frac{\phi_{tb}}{4} = 2,4 + 2 \times 37 \times \tan \frac{19,2}{4} = 8,6\text{m}$$

Chiều rộng móng qui ước theo phương y:

$$B_{qu} = B_1 + 2L_{tb} \tan \frac{\phi_{tb}}{4} = 2,8 + 2 \times 37 \times \tan \frac{19,2}{4} = 9\text{m}$$

Moment chống uốn của móng khối qui ước:

$$W_x = L_{qu} \times B_{qu}^2 / 6 = 8,6 \times 9^2 / 6 = 116\text{m}^3$$

$$W_y = B_{qu} \times L_{qu}^2 / 6 = 9 \times 8,6^2 / 6 = 111\text{m}^3$$

Chiều cao khối móng quy ước:

$$H_{qu} = L_{tb} + L_1 + D_f = 37 + 7,2 + 2,8 = 47\text{m}$$

Diện tích móng khối qui ước:

$$A_{qu} = L_{qu} B_{qu} = 77,4 \text{ m}^2$$

Khối lượng đất trong móng quy ước:

$$Q_d = A_{qu} \sum H_i \gamma_i = 77,4 \times 444 = 34366 \text{ kN}$$

Khối lượng đất bị cọc, đài chiếm chỗ:

$$Q_{dc} = n A_p \sum H_i \gamma_i + \gamma V_{đai} = 2 \times 1,68 \times 444 + (18 \times 1,42 + 6 \times 0,08) \times 3 \times 3,4 = 1757\text{kN}$$

Khối lượng cọc và đài bê tông:

$$Q_c = nA_p \gamma_{bt} L_c + W_{đài} = 2 \times 1,68 \times 25 \times 44,2 + 25 \times 3,4 \times 3 \times 1,5 \\ = 4095 \text{ kN}$$

Khối lượng tổng trên móng quy ước:

$$Q_{qu} = Q_d + Q_c - Q_{dc} = 36704 \text{ kN}$$

Tải trọng qui về đáy móng khối qui ước:

$$N_{qu}^{tc} = N_{đài}^{tc} + Q_{qu} = 15000/1,15 + 36704 = 49747 \text{ kN}$$

$$\sum M_{xqu}^{tc} = M_x^n / 1,15 = 680/1,15 = 591 \text{ kN.m}$$

$$\sum M_{yqu}^{tc} = M_y^n / 1,15 = 750/1,15 = 652 \text{ kN.m}$$

Ứng suất dưới đáy móng khối qui ước:

$$p_{tb}^{tc} = N_{qu}^{tc} / A_{qu} = 643 \text{ kN/m}^2$$

$$p_{\max-\min}^{tc} = \frac{N_{qu}^{tc}}{A_{qu}} \pm \frac{\sum M_{xqu}^{tc}}{W_x} \pm \frac{\sum M_{yqu}^{tc}}{W_y}$$

$$p_{\max}^{tc} = 654 \text{ kN/m}^2$$

$$p_{\min}^{tc} = 632 \text{ kN/m}^2$$

Xác định sức chịu tải của đất nền theo trạng thái giới hạn II:

$$R^{tc} = m(AB_{qu} \gamma'_I + B\sigma'_{vp} + Dc_I)$$

với $m = 1$ là hệ số điều kiện làm việc.

$$\sigma'_{vp} = D_I \gamma'_I = 444 \text{ kN/m}^2$$

Mũi cọc tại lớp đất 4 có: $\varphi = 20^\circ$; $c = 9 \text{ kN/m}^2$; $\gamma' = 10 \text{ kN/m}^3$

$$\rightarrow A = 0,5148; B = 3,0591; D = 5,6572$$

$$R^{tc} = 1 \times (0,5148 \times 8,6 \times 10 + 3,0591 \times 444 + 5,6572 \times 9) \\ = 1453 \text{ kN/m}^2$$

Điều kiện ổn định đất nền được thỏa mãn:

$$p_{tb}^{tc} \leq R_{tc}; p_{\max}^{tc} \leq 1,2R_{tc}; p_{\min}^{tc} > 0$$

Tính độ lún móng khối qui ước theo phương pháp tổng phân tổ qua các bước sau:

Bước 1: Áp lực gây lún:

$$p_{gl} = p_{tb}^{tc} - \sum \gamma_i' h_i = 643 - 444 = 199 \text{ kN/m}^2$$

Bước 2: Chia lớp phân tổ:

Đất nền được chia thành các lớp đồng nhất với chiều dày thỏa điều kiện:

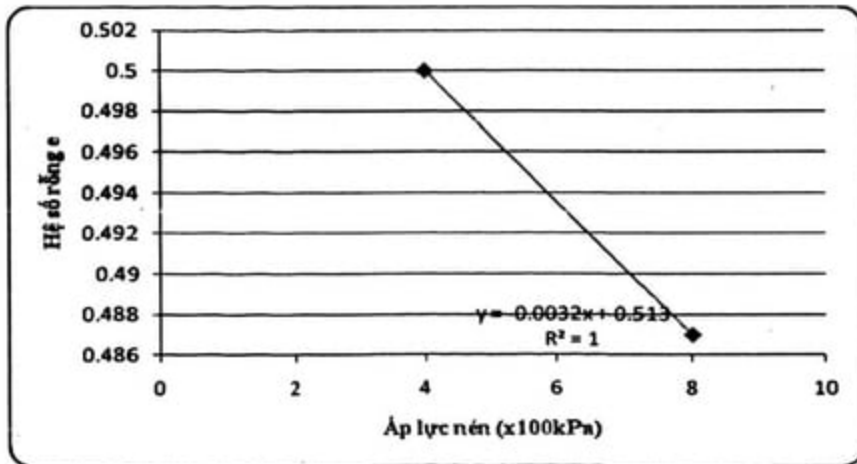
$$h_i \leq (0,4 \div 0,6) B_{qu} = (3,44 \text{ m} \div 5,16 \text{ m})$$

Phía dưới móng khối là lớp cát đồng nhất, chia thành từng lớp 0,5m.

Bước 3,4,5: Xác định độ lún của từng lớp phân tổ và tính tổng độ lún:

Lưu ý: z trong bảng 2.15 là độ sâu so với đáy móng khối qui ước.

Đường cong nén lún: do các áp lực nằm từ 400 kN/m² đến 800 kN/m², nên để đơn giản ta chỉ cần nội suy tuyến tính từ 2 cấp áp lực 400kPa, 800kPa.



Lập thành bảng như sau:

Độ sâu (m)	Z (m)	z/b	κ_0	σ_{μ} (kN/m ²)	σ_{11} (kN/m ²)	σ_{11} (kN/m ²)	σ_{21} (kN/m ²)	e_{11}	e_{21}	Độ lún (cm)
-47	0	0	1,000	199,0	444,0					
						446,5	645,4	0,500	0,494	0,199
-47,5	-0,5	0,058	0,999	198,8	449,0					
						451,5	649,6	0,499	0,494	0,198
-48	-1	0,116	0,992	197,4	454,0					
						456,5	652,1	0,499	0,493	0,196
-48,5	-1,5	0,174	0,974	193,9	459,0					
						461,5	652,4	0,499	0,493	0,191
-49	-2	0,233	0,945	188,0	464,0					

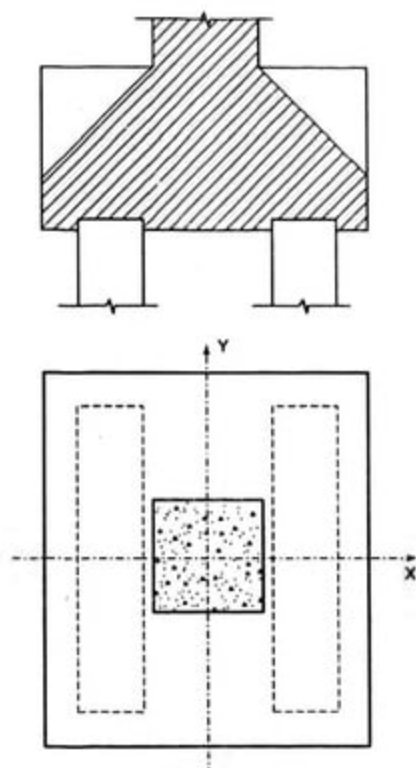
						466,5	650,5	0,499	0,493	0,184
-49,5	-2,5	0,291	0,904	179,9	469,0					
						471,5	646,6	0,499	0,494	0,175
-50	-3	0,349	0,856	170,3	474,0					
						476,5	641,4	0,499	0,494	0,165
-50,5	-3,5	0,407	0,802	159,5	479,0					
						481,5	635,4	0,499	0,494	0,154
-51	-4	0,465	0,745	148,3	484,0					
						486,5	629,3	0,498	0,494	0,143
-51,5	-4,5	0,523	0,689	137,2	489,0					
						491,5	623,3	0,498	0,494	0,132
-52	-5	0,581	0,635	126,4	494,0					
						496,3	617,6	0,498	0,494	0,121
-52,5	-5,5	0,64	0,584	116,2	498,6					
						501,1	612,6	0,498	0,495	0,112
-53	-6	0,698	0,536	106,7	503,6					
						506,1	608,5	0,498	0,495	0,102
-53,5	-6,5	0,756	0,492	98,0	508,6					
						511,1	605,1	0,498	0,495	0,094
-54	-7	0,814	0,452	90,0	513,6					
						516,1	602,5	0,498	0,495	0,086
-54,5	-7,5	0,872	0,415	82,7	518,6					
						521,1	600,5	0,497	0,495	0,080
-55	-8	0,93	0,382	76,1	523,6					
Tổng độ lún (cm)										2,33

Bài tập 3.10: Sử dụng các kết quả của bài tập 1÷3. Yêu cầu kiểm tra điều kiện xuyên thủng của đài cọc.

Bài giải: Điều kiện chống xuyên thủng đài cọc:

$$P_{xt} < P_{cx}$$

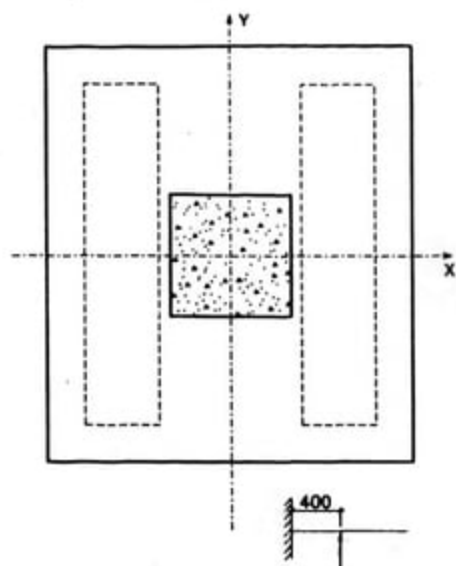
Tháp xuyên 45° có đáy lớn bao phủ gần như toàn bộ cọc như hình vẽ:



Vậy thỏa điều kiện chống xuyên thủng đài cọc.

Bài tập 3.11: Sử dụng các kết quả của bài tập 1÷4. Yêu cầu tính toán cốt thép cho đài cọc.

Bài giải: Sơ đồ tính: xem đài là bản consol một đầu ngàm vào mép cột, đầu kia tự do, giả thiết đài tuyệt đối cứng.



Tính thép đặt theo phương X:

$$M = \sum P_i l_i = P_2 l_2 = 8231 \times 0,4 = 3292,4 \text{ kNm}$$

$$\alpha_m = \frac{M}{\gamma_b R_b b h_0^2} = \frac{329240}{0,9 \times 1,45 \times 340 \times 138^2} = 0,039$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha} = 0,0398$$

$$A_s = \frac{\xi \gamma_b R_b b h_0}{R_s} = \frac{0,0398 \times 0,9 \times 1,45 \times 340 \times 138}{28} = 86,94 \text{ cm}^2$$

Chọn 23 cây $\phi 22$ rải với khoảng cách $a = 150 \text{ mm}$ ($A_s = 87,43 \text{ cm}^2$)

Tính thép đặt theo phương Y: đặt theo cấu tạo $\phi 14a200$.

Bài tập 3.12: Sử dụng các kết quả của bài tập 1÷5. Yêu cầu kiểm tra cọc chịu tải ngang.

Bài giải: Ta kiểm tra cho cả hai phương X và phương Y.

a) Theo phương X:

Moment tại chân đài đã chuyển thành lực dọc trong cọc, nên cọc không có moment tác dụng. Chỉ có lực ngang tác dụng ở đầu cọc (tương ứng đáy đài).

Moment quán tính tiết diện ngang của cọc:

$$I_y = \frac{2,8 \times 0,6^3}{12} = 0,0504 \text{ (m}^4\text{)}$$

Môđun đàn hồi bê tông B25:

$$E_b = 30 \times 10^3 \text{ (MPa)} = 30 \times 10^6 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

Chiều rộng quy ước cọc:

$$b_c = 1,5d + 0,5 = 1,4 \text{ m (vì } d < 0,8 \text{ m)}$$

Hệ số nền $K = 5000 \text{ (kN/m}^2\text{)}$ (tra bảng 2.18).

Hệ số biến dạng:

$$\alpha_{bd} = \sqrt[5]{\frac{K b_c}{E_b I_y}} = \sqrt[5]{\frac{5000 \times 1,4}{30 \times 10^6 \times 0,0504}} = 0,341$$

Chiều dài cọc trong đất tính đối:

$$l_e = \alpha_{bd} \times l = 0,341 \times 44,2 = 15,1 \text{ m}$$

Tra bảng 2.19 ta có: $A_0 = 2,441$; $B_0 = 1,621$; $C_0 = 1,751$

Xác định chuyển vị ngang y_o và góc xoay ψ_o ở đầu cọc

Chuyển vị ngang của tiết diện cọc bởi lực đơn vị $H_o = 1$ gây ra:

$$\delta_{HH} = \frac{1}{\alpha_{bd}^3 \times E_b \times I} A_o = 4,06 \times 10^{-5} (\text{m/kN})$$

Chuyển vị ngang của tiết diện cọc bởi lực đơn vị $M_o = 1$ gây ra:

$$\delta_{HM} = \frac{1}{\alpha_{bd}^2 \times E_b \times I} B_o = 9,2 \times 10^{-6} (\text{m/kN})$$

Góc xoay của tiết diện cọc bởi lực đơn vị $H_o=1$ gây ra:

$$\delta_{MH} = \delta_{HM} = 9,2 \times 10^{-6} (\text{kN}^{-1} \cdot \text{m}^{-1})$$

Moment uốn và lực cắt tại đầu cọc:

$$H_o = H = 220/2 = 110 \text{kN}; \quad M_o = M + Hl_o = 0$$

Chuyển vị ngang và góc xoay của cọc tại cao trình mặt đất:

$$y_o = H_o \delta_{HH} + M_o \delta_{HM} = 4,47 \times 10^{-3} (\text{m})$$

$$\psi_o = H_o \delta_{MH} + M_o \delta_{MM} = 1,01 \times 10^{-3} (\text{rad})$$

Tính toán chuyển vị ngang và góc xoay của cọc ở mức đáy đài.

$$\Delta = y_o + \psi_o l_o + \frac{Hl_o^3}{3E_b I} + \frac{Ml_o^2}{2E_b I}; \quad \psi = \psi_o + \frac{Hl_o^2}{2E_b I} + \frac{Ml_o}{E_b I}$$

l_o - chiều dài cọc từ đáy đài đến mặt đất, cọc đài thấp $l_o=0$.

$$\Delta = y_o = 4,47 \times 10^{-3} (\text{m}); \quad \psi = \psi_o = 1,01 \times 10^{-3} \text{ rad}$$

Áp lực σ_z (kN/m^2), moment uốn M_z (kNm), lực cắt Q_z trong các tiết diện cọc được tính theo công thức sau:

$$\sigma_z = \frac{K}{\alpha_{bd}} z_c (y_o \times A_1 - \frac{\psi_o}{\alpha_{bd}} B_1 + \frac{M_o}{\alpha_{bd}^2 \cdot E_b I} C_1 + \frac{H_o}{\alpha_{bd}^3 \cdot E_b I} D_1)$$

$$M_z = \alpha_{bd}^2 E_b I y_o A_3 - \alpha_{bd} E_b I \psi_o B_3 + M_o C_3 + \frac{H_o}{\alpha_{bd}} D_3$$

$$Q_z = \alpha_{bd}^3 E_b I y_o A_4 - \alpha_{bd}^2 E_b I \psi_o B_4 + \alpha_{bd} M C_4 + H_o D_4$$

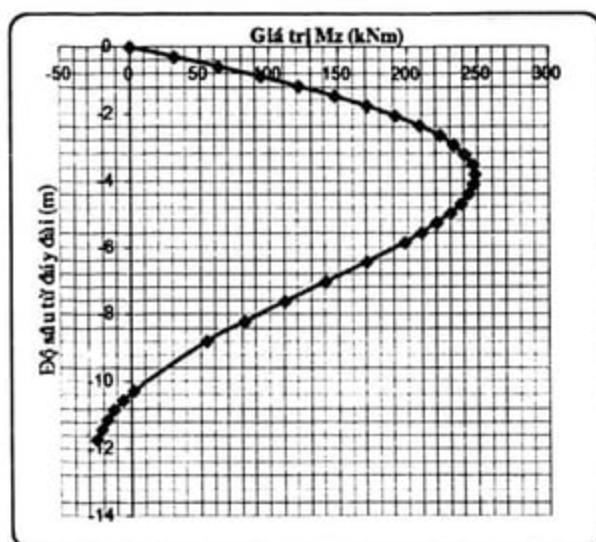
z_c - chiều sâu tính đổi, $z_c = \alpha_{bd}z$ với $\alpha_{bd} = 0,341$.

$A_1, A_3, A_4, B_1, B_2, B_3, C_1, C_3, C_4, D_1, D_3, D_4$ tra bảng 2.20.

Moment dọc theo thân cọc:

z	z_c	A3	B3	C3	D3	M_z (kNm)
0,0	0	0	0	1	0	0,00
0,3	0,1	0	0	1	0,1	32,26
0,6	0,2	-0,001	0	1	0,2	63,73
0,9	0,3	-0,004	-0,001	1	0,3	94,15
1,2	0,4	-0,011	-0,002	1	0,4	121,43
1,5	0,5	-0,021	-0,005	0,999	0,5	147,39
1,8	0,6	-0,036	-0,011	0,998	0,6	170,98
2,1	0,7	-0,057	-0,02	0,996	0,699	191,10
2,3	0,8	-0,085	-0,034	0,992	0,799	208,65
2,6	0,9	-0,121	-0,055	0,985	0,897	222,90
2,9	1	-0,167	-0,083	0,975	0,994	232,62
3,2	1,1	-0,222	-0,122	0,96	1,09	240,67
3,5	1,2	-0,287	-0,173	0,938	1,183	246,15
3,8	1,3	-0,365	-0,238	0,907	1,273	247,73
4,1	1,4	-0,455	-0,319	0,866	1,358	246,60
4,4	1,5	-0,559	-0,42	0,811	1,437	242,94
4,7	1,6	-0,676	-0,543	0,739	1,507	237,63
5,0	1,7	-0,808	-0,691	0,646	1,566	229,99
5,3	1,8	-0,956	-0,867	0,53	1,612	220,17
5,6	1,9	-1,118	-1,074	0,385	1,64	209,68
5,9	2	-1,295	-1,314	0,207	1,646	197,49
6,5	2,2	-1,693	-1,906	-0,271	1,575	170,08
7,0	2,4	-2,141	-2,663	-0,941	1,352	140,27
7,6	2,6	-2,621	-3,6	-1,877	0,917	110,65
8,2	2,8	-3,103	-4,718	-3,108	0,197	81,78
8,8	3	-3,541	-6	-4,688	-0,891	54,19
10,3	3,5	-3,919	-9,544	-10,34	-5,854	1,68
10,6	3,6	-3,757	-10,196	-11,751	-7,325	-5,99
10,9	3,7	-3,471	-10,776	-13,235	-8,979	-12,74
11,1	3,8	-3,036	-11,252	-14,774	-10,821	-17,19
11,4	3,9	-2,427	-11,585	-16,346	-12,854	-20,97
11,7	4	-1,614	-11,73	-17,92	-15,08	-24,59

Biểu đồ moment dọc theo thân cọc:

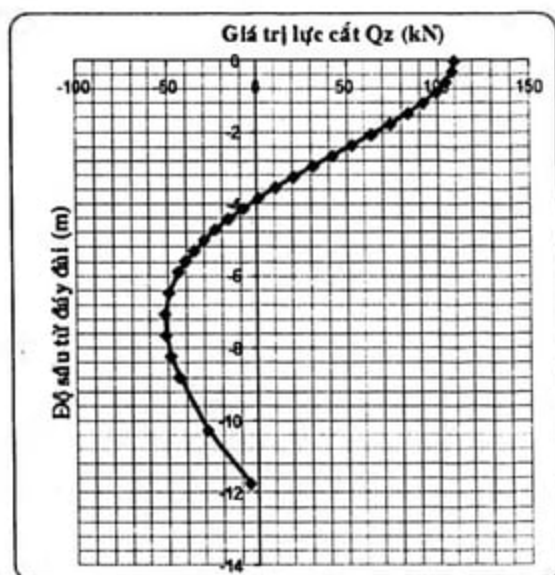


Lực cắt dọc theo cọc:

Z	Z_e	A4	B4	C4	D4	Q_2 (KN)
0,0	0	0	0	0	1	110,0
0,3	0,1	-0,005	0	0	1	108,7
0,6	0,2	-0,02	-0,003	0	1	105,2
0,9	0,3	-0,045	-0,009	-0,001	1	99,5
1,2	0,4	-0,08	-0,021	-0,003	1	92,3
1,5	0,5	-0,125	-0,042	-0,008	0,999	83,8
1,8	0,6	-0,18	-0,072	-0,016	0,997	74,2
2,1	0,7	-0,245	-0,114	-0,03	0,994	63,9
2,3	0,8	-0,32	-0,171	-0,051	0,989	53,4
2,6	0,9	-0,404	-0,243	-0,082	0,98	42,7
2,9	1	-0,499	-0,333	-0,125	0,967	31,8
3,2	1,1	-0,603	-0,443	-0,183	0,946	21,1
3,5	1,2	-0,716	-0,575	-0,259	0,917	11,1
3,8	1,3	-0,838	-0,73	-0,356	0,876	1,4
4,1	1,4	-0,967	-0,91	-0,479	0,821	-7,2
4,4	1,5	-1,105	-1,116	-0,63	0,747	-15,8
4,7	1,6	-1,248	-1,35	-0,815	0,652	-23,0
5,0	1,7	-1,396	-1,613	-1,036	0,529	-29,5
5,3	1,8	-1,547	-1,906	-1,299	0,374	-35,0
5,6	1,9	-1,699	-2,227	-1,608	0,181	-39,9
5,9	2	-1,848	-2,578	-1,966	-0,057	-43,7

6,5	2,2	-2,125	-3,36	-2,849	-0,692	-49,0
7,0	2,4	-2,339	-4,228	-3,973	-1,592	-51,2
7,6	2,6	-2,437	-5,14	-5,355	-2,821	-50,7
8,2	2,8	-2,346	-6,023	-6,99	-4,445	-48,1
8,8	3	-1,969	-6,765	-8,84	-6,52	-43,6
10,3	3,5	1,074	-6,789	-13,69	-13,83	-27,9
11,7	4	9,244	-0,358	-15,61	-23,14	-4,5

Biểu đồ lực cắt dọc theo cọc:

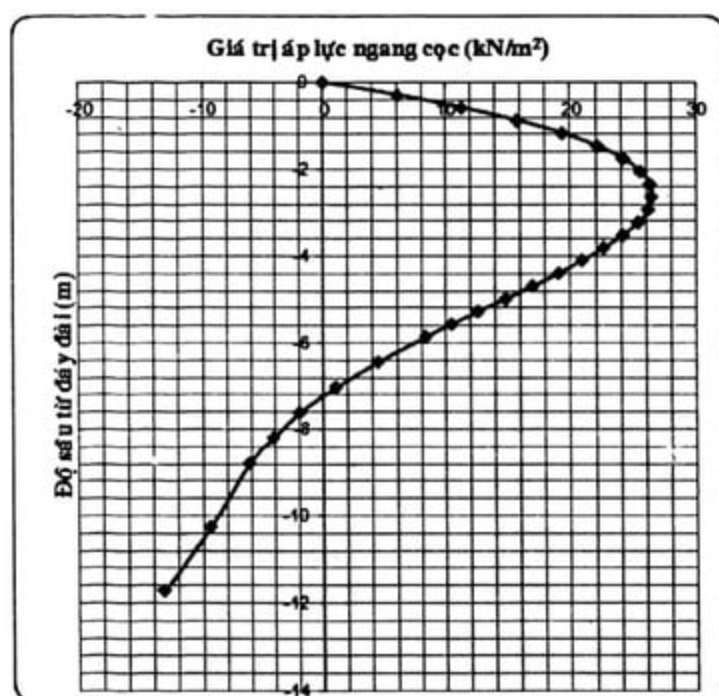


Bảng giá trị áp lực ngang:

Z	Z ₀	A1	B1	C1	D1	σ_y (kPa)
0,00	0	1	0	0	0	0,00
0,29	0,1	1	0,1	0,005	0	6,12
0,59	0,2	1	0,2	0,02	0,001	11,38
0,88	0,3	1	0,3	0,045	0,004	15,79
1,17	0,4	1	0,4	0,08	0,011	19,39
1,47	0,5	1	0,5	0,125	0,021	22,20
1,76	0,6	0,999	0,6	0,18	0,036	24,23
2,05	0,7	0,999	0,7	0,245	0,057	25,63
2,35	0,8	0,997	0,799	0,32	0,085	26,35
2,64	0,9	0,995	0,899	0,405	0,121	26,48
2,93	1	0,992	0,997	0,499	0,167	26,21
3,23	1,1	0,987	1,095	0,604	0,222	25,42

3,52	1,2	0,979	1,192	0,718	0,288	24,18
3,81	1,3	0,969	1,287	0,841	0,365	22,67
4,11	1,4	0,955	1,379	0,974	0,456	20,96
4,40	1,5	0,937	1,468	1,115	0,56	19,09
4,69	1,6	0,913	1,553	1,264	0,678	17,02
4,99	1,7	0,882	1,633	1,421	0,812	14,85
5,28	1,8	0,843	1,706	1,584	0,961	12,63
5,57	1,9	0,795	1,77	1,752	1,126	10,50
5,87	2	0,735	1,823	1,924	1,308	8,38
6,45	2,2	0,575	1,887	2,272	1,72	4,42
7,04	2,4	0,347	1,874	2,609	2,195	0,98
7,62	2,6	0,033	1,755	2,907	2,724	-2,01
8,21	2,8	-0,385	1,49	3,128	3,288	-4,17
8,80	3	-0,928	1,037	3,225	3,858	-6,21
10,26	3,5	-2,928	-1,272	2,463	4,98	-9,42
11,73	4	-5,854	-5,941	-0,927	4,548	-13,28

Biểu đồ áp lực ngang:



Kiểm tra theo điều kiện tiết diện cọc chịu uốn:

Moment lớn nhất là $M = 247,7 \text{ kNm}$; tiết diện $b \times h_0 = 2,8 \text{ m} \times 0,5 \text{ m}$

$$\alpha_m = \frac{M}{\gamma_b R_b b h_0^2} = \frac{24770}{0,9 \times 1,45 \times 280 \times 50^2} = 0,027$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha} = 0,027$$

$$A_s = \frac{\xi \gamma_b R_b b h_0}{R_s} = \frac{0,027 \times 0,9 \times 1,45 \times 280 \times 50}{28} = 17,94 \text{ cm}^2$$

Vậy thép đã chọn là 14 cây trên cạnh 2,8m ($\phi 20 \text{ a} 200$) có $A_s = 43,98 \text{ cm}^2$ là đủ chịu.

b) Theo phương Y:

Do chỉ có một hàng cọc nên moment M_x của chân cột sẽ do các cọc chịu. Như vậy các cọc vừa chịu moment vừa chịu lực ngang.

Moment quán tính tiết diện ngang của cọc:

$$I_x = \frac{0,6 \times 2,8^3}{12} = 1,0976 \text{ (m}^4\text{)}$$

Hệ số biến dạng:

$$\alpha_{bd} = \sqrt[5]{\frac{K b_c}{E_b I_x}} = \sqrt[5]{\frac{5000 \times 1,4}{30 \times 10^6 \times 1,0976}} = 0,184$$

Chiều dài cọc trong đất tính đối:

$$l_e = \alpha_{bd} \times l = 0,184 \times 44,2 = 8,13 \text{ m}$$

Tra bảng 2.19 ta có: $A_0 = 2,441$; $B_0 = 1,621$; $C_0 = 1,751$

Xác định chuyển vị ngang y_0 và góc xoay Ψ_0 ở đầu cọc

$$\delta_{HH} = \frac{1}{\alpha_{bd}^3 \times E_b \times I} A_0 = 1,19 \times 10^{-5} \text{ (m/kN)}$$

$$\delta_{HM} = \frac{1}{\alpha_{bd}^2 \times E_b \times I} B_0 = 1,45 \times 10^{-6} \text{ (m/kN)}$$

$$\delta_{MM} = \frac{1}{\alpha_{bd} \times E_b \times I} C_0 = 2,89 \times 10^{-7} \text{ (m/kN)}$$

$$\delta_{MH} = \delta_{HM} = 1,45 \times 10^{-6} (\text{kN}^{-1} \cdot \text{m}^{-1})$$

Moment uốn và lực cắt tại đầu cọc:

$$H_0 = H = 200/2 = 100 \text{ kN}$$

$$M_0 = M + Hl_0 = 380/2 = 190 \text{ kNm}$$

Chuyển vị ngang và góc xoay của cọc tại cao trình mặt đất:

$$y_0 = H_0 \delta_{HH} + M_0 \delta_{HM} = 1,46 \times 10^{-3} (\text{m})$$

$$\psi_0 = H_0 \delta_{MH} + M_0 \delta_{MM} = 2,0 \times 10^{-4} (\text{rad})$$

Tính toán chuyển vị ngang và góc xoay của cọc ở mức đáy đài.

$$\Delta = y_0 + \psi_0 l_0 + \frac{Hl_0^3}{3E_b I} + \frac{Ml_0^2}{2E_b I}$$

$$\psi = \psi_0 + \frac{Hl_0^2}{2E_b I} + \frac{Ml_0}{E_b I}$$

l_0 - chiều dài cọc từ đáy đài đến mặt đất, cọc đài thấp $l_0 = 0$.

$$\Delta = y_0 = 1,46 \times 10^{-3} (\text{m})$$

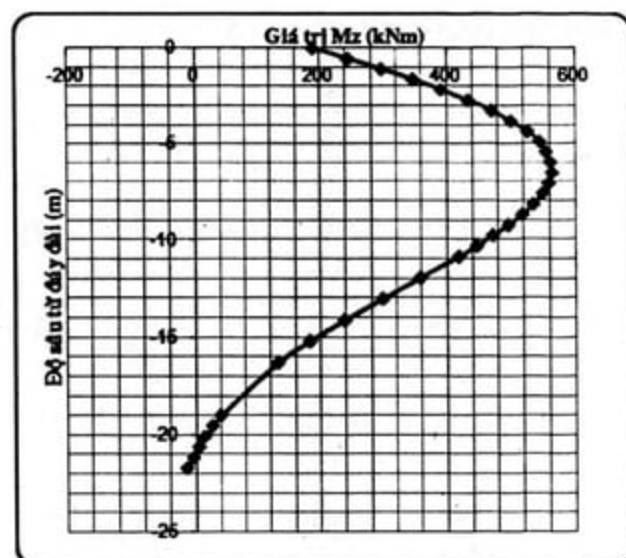
$$\psi = \psi_0 = 2,0 \times 10^{-4} \text{ rad}$$

Moment dọc theo thân cọc:

z	z _c	A3	B3	C3	D3	M _x (kNm)
0,0	0	0	0	1	0	190,00
0,5	0,1	0	0	1	0,1	244,35
1,1	0,2	-0,001	0	1	0,2	297,07
1,6	0,3	-0,004	-0,001	1	0,3	347,74
2,2	0,4	-0,011	-0,002	1	0,4	391,91
2,7	0,5	-0,021	-0,005	0,999	0,5	433,43
3,3	0,6	-0,036	-0,011	0,998	0,6	470,44
3,8	0,7	-0,057	-0,02	0,996	0,699	500,59
4,3	0,8	-0,085	-0,034	0,992	0,799	525,57
4,9	0,9	-0,121	-0,055	0,985	0,897	544,35
5,4	1	-0,167	-0,083	0,975	0,994	554,23

6,0	1,1	-0,222	-0,122	0,96	1,09	561,29
6,5	1,2	-0,287	-0,173	0,938	1,183	563,66
7,1	1,3	-0,365	-0,238	0,907	1,273	558,49
7,6	1,4	-0,455	-0,319	0,866	1,358	548,56
8,2	1,5	-0,559	-0,42	0,811	1,437	534,16
8,7	1,6	-0,676	-0,543	0,739	1,507	517,14
9,2	1,7	-0,808	-0,691	0,646	1,566	496,03
9,8	1,8	-0,956	-0,867	0,53	1,612	471,37
10,3	1,9	-1,118	-1,074	0,385	1,64	446,19
10,9	2	-1,295	-1,314	0,207	1,646	418,36
12,0	2,2	-1,693	-1,906	-0,271	1,575	358,52
13,0	2,4	-2,141	-2,663	-0,941	1,352	298,14
14,1	2,6	-2,621	-3,6	-1,877	0,917	238,04
15,2	2,8	-3,103	-4,718	-3,108	0,197	183,07
16,3	3	-3,541	-6	-4,688	-0,891	132,13
19,0	3,5	-3,919	-9,544	-10,34	-5,854	40,17
19,6	3,6	-3,757	-10,196	-11,751	-7,325	26,36
20,1	3,7	-3,471	-10,776	-13,235	-8,979	13,80
20,7	3,8	-3,036	-11,252	-14,774	-10,821	5,11
21,2	3,9	-2,427	-11,585	-16,346	-12,854	-3,72
21,7	4	-1,614	-11,73	-17,92	-15,08	-13,60

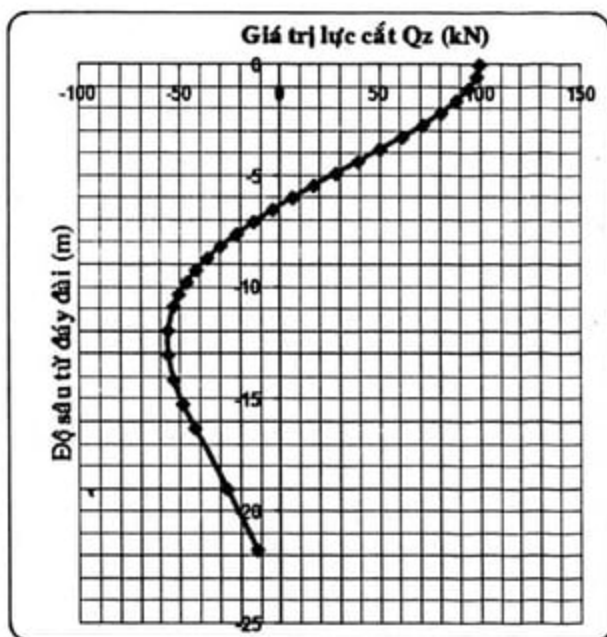
Biểu đồ moment dọc theo thân cọc:



Lực cắt dọc theo cọc:

Z	Ze	A4	B4	C4	D4	Q _z (KN)
0,0	0	0	0	0	1	100,0
0,5	0,1	-0,005	0	0	1	98,5
1,1	0,2	-0,02	-0,003	0	1	94,7
1,6	0,3	-0,045	-0,009	-0,001	1	88,5
2,2	0,4	-0,08	-0,021	-0,003	1	80,6
2,7	0,5	-0,125	-0,042	-0,008	0,999	71,5
3,3	0,6	-0,18	-0,072	-0,016	0,997	61,3
3,8	0,7	-0,245	-0,114	-0,03	0,994	50,4
4,3	0,8	-0,32	-0,171	-0,051	0,989	39,4
4,9	0,9	-0,404	-0,243	-0,082	0,98	28,3
5,4	1	-0,499	-0,333	-0,125	0,967	17,1
6,0	1,1	-0,603	-0,443	-0,183	0,946	6,4
6,5	1,2	-0,716	-0,575	-0,259	0,917	-3,6
7,1	1,3	-0,838	-0,73	-0,356	0,876	-13,0
7,6	1,4	-0,967	-0,91	-0,479	0,821	-21,4
8,2	1,5	-1,105	-1,116	-0,63	0,747	-29,4
8,7	1,6	-1,248	-1,35	-0,815	0,652	-36,0
9,2	1,7	-1,396	-1,613	-1,036	0,529	-41,8
9,8	1,8	-1,547	-1,906	-1,299	0,374	-46,3
10,3	1,9	-1,699	-2,227	-1,608	0,181	-50,4
10,9	2	-1,848	-2,578	-1,966	-0,057	-53,1
12,0	2,2	-2,125	-3,36	-2,849	-0,692	-56,0
13,0	2,4	-2,339	-4,228	-3,973	-1,592	-55,9
14,1	2,6	-2,437	-5,14	-5,355	-2,821	-53,1
15,2	2,8	-2,346	-6,023	-6,99	-4,445	-48,6
16,3	3	-1,969	-6,765	-8,84	-6,52	-42,4
19,0	3,5	1,074	-6,789	-13,69	-13,83	-26,3
21,7	4	9,244	-0,358	-15,61	-23,14	-11,5

Biểu đồ lực cắt dọc theo cọc:

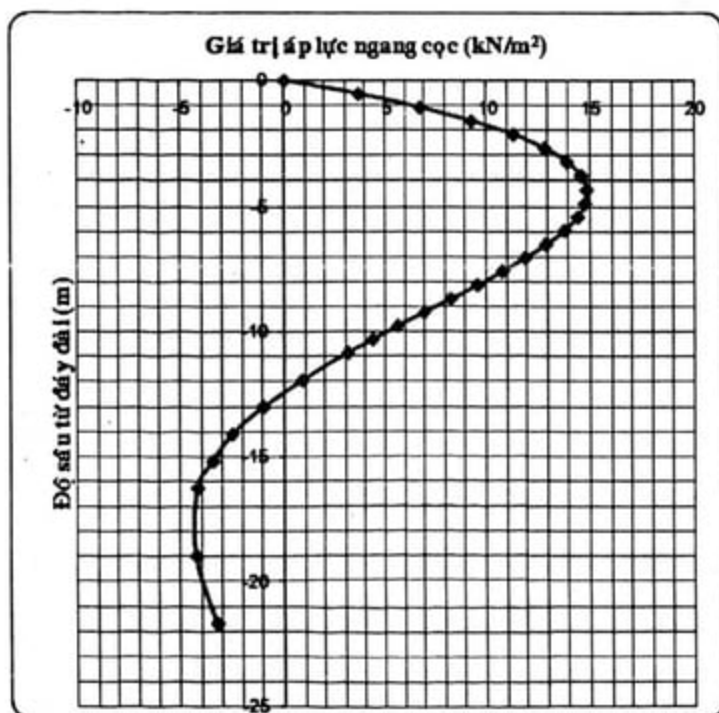


Bảng giá trị áp lực ngang:

Z	Z _z	A1	B1	C1	D1	σ_H (kPa)
0,00	0	1	0	0	0	0,00
0,54	0,1	1	0,1	0,005	0	3,67
1,09	0,2	1	0,2	0,02	0,001	6,77
1,63	0,3	1	0,3	0,045	0,004	9,32
2,17	0,4	1	0,4	0,08	0,011	11,35
2,72	0,5	1	0,5	0,125	0,021	12,88
3,26	0,6	0,999	0,6	0,18	0,036	13,93
3,80	0,7	0,999	0,7	0,245	0,057	14,59
4,35	0,8	0,997	0,799	0,32	0,085	14,85
4,89	0,9	0,995	0,899	0,405	0,121	14,76
5,43	1	0,992	0,997	0,499	0,167	14,43
5,98	1,1	0,987	1,095	0,604	0,222	13,81
6,52	1,2	0,979	1,192	0,718	0,288	12,93
7,07	1,3	0,969	1,287	0,841	0,365	11,91
7,61	1,4	0,955	1,379	0,974	0,456	10,79
8,15	1,5	0,937	1,468	1,115	0,56	9,60
8,70	1,6	0,913	1,553	1,264	0,678	8,30
9,24	1,7	0,882	1,633	1,421	0,812	6,96

9,78	1,8	0,843	1,706	1,584	0,961	5,62
10,33	1,9	0,795	1,77	1,752	1,126	4,36
10,87	2	0,735	1,823	1,924	1,308	3,11
11,96	2,2	0,575	1,887	2,272	1,72	0,85
13,04	2,4	0,347	1,874	2,609	2,195	-1,02
14,13	2,6	0,033	1,755	2,907	2,724	-2,54
15,22	2,8	-0,385	1,49	3,128	3,288	-3,47
16,30	3	-0,928	1,037	3,225	3,858	-4,21
19,02	3,5	-2,928	-1,272	2,463	4,98	-4,25
21,74	4	-5,854	-5,941	-0,927	4,548	-3,27

Biểu đồ áp lực ngang:



Kiểm tra theo điều kiện tiết diện cọc chịu uốn:

Moment lớn nhất là $M = 563,7 \text{ kNm}$, tiết diện $b \times h_0 = 0,6 \text{ m} \times 2,7 \text{ m}$

$$\alpha_m = \frac{M}{\gamma_b R_b b h_0^2} = \frac{56370}{0,9 \times 1,45 \times 60 \times 270^2} = 0,00988$$

$$\xi = 1 - \sqrt{1 - 2\alpha} = 0,0099$$

$$A_s = \frac{\xi \gamma_b R_b b h_0}{R_s} = \frac{0,0099 \times 0,9 \times 1,45 \times 60 \times 270}{28} = 7,49 \text{ cm}^2$$

Vậy thép đã chọn là 3 cây trên cạnh 0,6m ($\phi 20$ a200) có $A_s = 9,4 \text{ cm}^2$ là đủ chịu.

Kiểm tra ổn định nền đất quanh cọc:

Chọn áp lực ngang lớn nhất trong 2 phương để kiểm tra.

$$\sigma_z \leq [\sigma_z] = \eta_1 \eta_2 \frac{4}{\cos \varphi_1} (\sigma'_v \varphi_1 - \xi c_1)$$

Tại độ sâu $z = 2,64 \text{ m}$ so với đáy đài hay $-5,44 \text{ m}$ (ở lớp đất 2)

$$\sigma_{z \max} = 26,48 \text{ kN/m}^2; \quad \sigma'_v = 56,64 \text{ kN/m}^3$$

Lớp 2 có: $c_1 = 8 \text{ kN/m}^2$; $\varphi_1 = 7^\circ$

$$[\sigma_z] = 1 \times 0,7 \times \frac{4}{\cos 7^\circ} (56,64 \times \text{tg} 7^\circ + 0,6 \times 8) = 33,2 \text{ kN/m}^2 > \sigma_{z \max}$$

Vậy thỏa điều kiện ổn định nền đất quanh cọc.

Bài 3.13: Cho một cọc khoan nhồi có đường kính 1m, sử dụng bê tông cấp độ bền B25, cốt thép 16 cây $\phi 16$ loại CII. Cọc dài 40m với đoạn đập đầu cọc và âm vào đài là 0.8m. Chiều sâu đáy đài là 10m. Các lớp đất cho bởi bảng sau:

	Lớp 1: Cát đắp	Lớp 2: Cát pha	Lớp 3: Cát pha	Lớp 4: Sét pha dẻo	Lớp 5: Cát pha dẻo	Lớp 6: Sét pha dẻo cứng
c	-	16	8	17	10	27
φ	-	13	22	11	20	14
γ	16	19	19,5	18	19	20
l_L	-	0,3	-	0,4	-	-
N_{SPT}	-	10	22	16	28	33
Độ sâu (m)	0 + 1	1 + 12	12 + 20	20 + 40	40 + 60	60 + -

Mực nước ngầm ở độ sâu -1m.

- 1- Tính sức chịu tải của cọc theo độ bền vật liệu làm cọc.
- 2- Tính sức chịu tải của cọc theo chỉ tiêu cơ lý của đất nền.
- 3- Tính sức chịu tải của cọc theo chỉ tiêu cường độ của đất nền.
- 4- Tính sức chịu tải của cọc theo kết quả xuyên tiêu chuẩn (SPT).
- 5- Chọn chiều cao sơ bộ của đài cọc là 2m.

Kích thước cột là $b_c \times h_c = 800\text{mm} \times 800\text{mm}$. Lực tính toán tác dụng lên cột: $N^{\text{tt}} = 12700\text{kN}$, $M_x^{\text{tt}} = 300\text{kNm}$, $M_y^{\text{tt}} = 500\text{kNm}$, $H_x^{\text{tt}} = 230\text{kN}$, $H_y^{\text{tt}} = 150\text{kN}$.

Hãy bố trí cọc cho đài, kiểm tra phân lực đầu cọc và kiểm tra cọc làm việc theo nhóm.

6- Kết quả thí nghiệm nén cố kết:

σ (kPa)	25	50	100	200	400	800
e	0,79	0,784	0,755	0,730	0,686	0,653

Xác định móng khối qui ước và tính lún cho móng cọc.

7- Kiểm tra điều kiện chống xuyên thủng của đài cọc.

8- Tính toán cốt thép đài cọc.

9- Kiểm tra cọc chịu tải ngang (lấy hệ số nền $K = 8000 \text{ kN/m}^2$)

Đáp số: 1) 5333kN; 2) 4836kN; 3) 4714kN;

4) 5210 kN (công thức của Nhật)

5) $n = 4$; phương X: 3d; phương Y: 3d; $P_{\max} = 3700\text{kN}$;

$P_{\min} = 3180\text{kN}$; $P_{\text{nhom}} = 14993\text{kN}$

6) $L_{\text{qu}} = B_{\text{qu}} = 9,3\text{m}$; $p_{\text{gl}} = 155\text{kN}$; $S = 5\text{cm}$

7) Thỏa

8) Thiên về an toàn chọn thép theo 2 phương như nhau: $\phi 25 \times 150$

9) $M_{\max} = 130\text{kNm}$; $Q_{\max} = 68,6\text{kN}$; $\sigma_{\max} = 13,7\text{kN/m}^2$

Bài 3.14: Cho một cọc khoan nhồi có đường kính 0,8m, sử dụng bê tông cấp độ bền B25, cốt thép 16 cây $\phi 18$ loại CII. Các thông số về chiều dài cọc, độ sâu đáy đài và đất nền cho như bài tập 1.

	Lớp 1: Cát đắp	Lớp 2: Sét pha	Lớp 3: Cát pha	Lớp 4: Sét pha đào	Lớp 5: Cát pha đào	Lớp 6: Sét pha đào cứng
c	-	16	8	17	10	27
φ	-	13	22	11	20	14
γ	16	19	19,5	18	19	20
l_L	-	0,3	-	0,4	-	-
N_{SPT}	-	10	22	16	28	33
Độ sâu (m)	0 ÷ 1	1 ÷ 12	12 ÷ 20	20 ÷ 40	40 ÷ 60	60 ÷ -

Mực nước ngầm ở độ sâu -1m.

- 1) Tính sức chịu tải của cọc theo độ bền vật liệu làm cọc.
- 2) Tính sức chịu tải của cọc theo chỉ tiêu cơ lý của đất nền.
- 3) Tính sức chịu tải của cọc theo chỉ tiêu cường độ của đất nền.
- 4) Tính sức chịu tải của cọc theo kết quả xuyên tiêu chuẩn (SPT).
- 5) Chọn chiều cao sơ bộ của đài cọc là 2m.

Kích thước cột là $b_c \times h_c = 800\text{mm} \times 1000\text{mm}$. Lực tính toán tác dụng lên cột: $N^t = 15000\text{kN}$, $M_x^t = 400\text{kNm}$, $M_y^t = 600\text{kNm}$, $H_x^t = 300\text{kN}$, $H_y^t = 200\text{kN}$.

Hãy bố trí cọc cho đài, kiểm tra phân lực đầu cọc và kiểm tra cọc làm việc theo nhóm.

6) Kết quả thí nghiệm nén cố kết:

σ (kPa)	25	50	100	200	400	800
e	0,79	0,784	0,755	0,730	0,686	0,653

Xác định móng khối qui ước và tính lún cho móng cọc.

- 7/ Kiểm tra điều kiện chống xuyên thủng của đài cọc.
- 8/ Tính toán cốt thép đài cọc.
- 9/ Kiểm tra cọc chịu tải ngang. (lấy hệ số nền $K=8000 \text{ kN/m}^2$)

Đáp số: 1) 3806kN; 2) 3765kN; 3) 3628kN

4) 3816 kN (công thức của Nhật)

5) $n = 6$; phương X: 3d; phương Y: 3d; $P_{\max} = 2932\text{kN}$;

$P_{\min} = 2460\text{kN}$; $P_{\text{nhom}} = 16566\text{kN}$

6) $L_{\text{qu}} = 10,9\text{m}$; $B_{\text{qu}} = 8,5\text{m}$; $p_{\text{gl}} = 167\text{kN}$; $S = 5,4\text{cm}$

7) Thỏa

8) Thép theo phương X: $\phi 25 \times 100$, thép theo phương Y: $\phi 22 \times 180$

9) $M_{\max} = 97,4\text{kNm}$; $Q_{\max} = 60,1\text{kN}$; $\sigma_{\max} = 15,6\text{kN/m}^2$

Bài 3.15: Cho một cọc barrette có tiết diện $0,8\text{m} \times 2,2\text{m}$, sử dụng bê tông cấp độ bền B25, cốt thép loại CII bố trí $\phi 18 \times 200$ cho cạnh $2,2\text{m}$, $\phi 18 \times 160$ cho cạnh $0,8\text{m}$. Cọc dài 40m với đoạn đập đầu cọc và âm vào đài là $0,8\text{m}$. Chiều sâu đáy đài là 10m . Các lớp đất cho bởi bảng:

	Lớp 1: Cát đắp	Lớp 2: Sét pha	Lớp 3: Cát pha	Lớp 4: Sét pha đào	Lớp 5: Cát pha đào	Lớp 6: Sét pha đào cứng
c	-	16	8	17	10	27
φ	-	13	22	11	20	14
γ	16	19	19,5	18	19	20
l_L	-	0,3	-	0,4	-	-
N_{SPT}	-	10	22	16	28	33
Độ sâu (m)	0 ÷ 1	1 ÷ 12	12 ÷ 20	20 ÷ 40	40 ÷ 60	60 ÷ -

Mực nước ngầm ở độ sâu -1m.

- 1/ Tính sức chịu tải của cọc theo độ bền vật liệu làm cọc.
- 2/ Tính sức chịu tải của cọc theo chỉ tiêu cơ lý của đất nền.
- 3/ Tính sức chịu tải của cọc theo chỉ tiêu cường độ của đất nền.
- 4/ Tính sức chịu tải của cọc theo kết quả xuyên tiêu chuẩn (SPT).
- 5/ Chọn chiều cao sơ bộ của đài cọc là 1,5m.

Kích thước cột là $b_c \times h_c = 800\text{mm} \times 1200\text{mm}$. Lực tính toán tác dụng lên cột: $N^t = 16000\text{kN}$, $M_x^t = 400\text{kNm}$, $M_y^t = 600\text{kNm}$, $H_x^t = 300\text{kN}$, $H_y^t = 200\text{kN}$

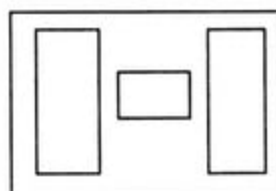
Hãy bố trí cọc cho đài, kiểm tra phân lực đầu cọc và kiểm tra cọc làm việc theo nhóm.

6) Kết quả thí nghiệm nén cổ kết:

σ (kPa)	25	50	100	200	400	800
e	0,79	0,784	0,755	0,730	0,686	0,653

Xác định móng khối qui ước và tính lún cho móng cọc.

- 7) Kiểm tra điều kiện chống xuyên thủng của đài cọc.
 - 8) Tính toán cốt thép đài cọc.
 - 9) Kiểm tra cọc chịu tải ngang (lấy hệ số nền $K = 8000 \text{ kN/m}^2$)
- Đáp số:** 1) 11547kN; 2) 9452kN; 3) 9294kN
 4) 10678 kN (công thức của Nhật)
 5) $n = 2$, khoảng cách tim cọc $3d = 2,4\text{m}$
 $P_{\max} = 8638\text{kN}$; $P_{\min} = 7763\text{kN}$; $P_{\text{nhom}} = 16692\text{kN}$
 6) $L_{qu} = 8,5\text{m}$; $B_{qu} = 7,5\text{m}$; $p_{gl} = 250\text{kN}$; $S = 7,4\text{cm}$
 7) Thỏa
 8) Phương X: $\phi 25 \times 100$; phương Y: $\phi 18 \times 200$
 9) Phương X: $M_{\max} = 33,1 \text{ kNm}$; $Q_{\max} = 150\text{kN}$; $\sigma_{\max} = 28,5 \text{ kN/m}^2$; phương Y: $M_{\max} = 48$



MÓNG CỌC BÊ TÔNG ỨNG SUẤT TRƯỚC

4.1 TỔNG QUAN VỀ CỌC BÊ TÔNG ỨNG SUẤT TRƯỚC

4.1.1 Phân loại

- Cọc bê tông ly tâm ứng lực trước thường (PC) là cọc bê tông ly tâm ứng lực trước được sản xuất bằng phương pháp quay li tâm, có cấp độ bền chịu nén của bê tông không nhỏ hơn B40.
- Cọc bê tông ly tâm ứng lực trước cường độ cao (PHC) là cọc bê tông ly tâm ứng lực trước được sản xuất bằng phương pháp quay li tâm, có cấp độ bền chịu nén của bê tông không nhỏ hơn B60²⁾.
- Cọc PC được phân thành ba cấp A, B và C theo giá trị moment uốn nứt được nêu trong bảng 4.1.
- Cọc PHC được phân thành 3 cấp A, B và C theo ứng suất hữu hiệu tính toán được nêu trong bảng 4.1.

Bảng 4.1 Bảng phân loại cọc PC, PHC theo giá trị moment uốn nứt, ứng suất hữu hiệu, khả năng bền cắt (theo TCXDVN 7888:2008)

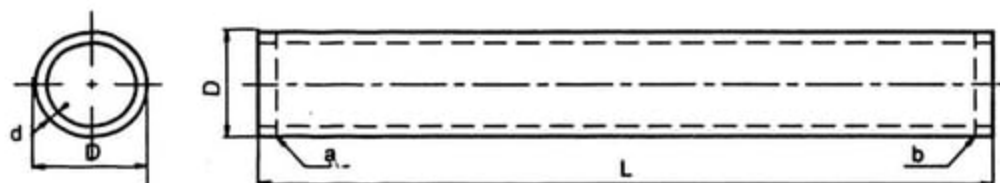
Đường kính ngoài, D, mm	Chiều dày thành cọc, d, mm	Cấp tải	Moment uốn nứt, kN.m	Ứng suất hữu hiệu, N/mm ²	Khả năng bền cắt, kN	Chiều dài cọc, L, m
300	60	A	24,5	3,92	99,1	Từ 6m đến 13m
		B	34,3	7,85	125,6	
		C	39,2	9,81	136,4	
350	65	A	34,3	3,92	118,7	Từ 6m đến 13m
		B	49,0	7,85	150,1	
		C	58,9	9,81	162,8	
400	75	A	54,0	3,92	148,1	Từ 6m đến 16m
		B	73,6	7,85	187,4	
		C	88,3	9,81	204,0	
450	80	A	73,6	3,92	180,5	Từ 6m đến 16m
		B	107,9	7,85	227,6	
		C	122,6	9,81	248,2	

500	90	A	103,0	3,92	228,6	Từ 6m đến 19m
		B	147,2	7,85	288,4	
		C	166,8	9,81	313,9	
600	100	A	166,8	3,92	311,0	Từ 6m đến 19m
		B	245,2	7,85	392,4	
		C	284,5	9,81	427,7	
700	110	A	264,9	3,92	406,1	Từ 6m đến 24m
		B	372,8	7,85	512,1	
		C	441,4	9,81	557,2	
800	120	A	392,4	3,92	512,1	Từ 6m đến 24m
		B	539,6	7,85	646,5	
		C	637,6	9,81	704,4	
1000	140	A	735,8	3,92	762,2	Từ 6m đến 24m
		B	1030,0	7,85	961,4	
		C	1177,0	9,81	1047,0	
1200	150	A	1177,0	3,92	1059,0	Từ 6m đến 24m
		B	1668,0	7,85	1337,0	
		C	1962,0	9,81	1457,0	

Ghi chú: - Ứng suất hữu hiệu và tải trọng bền cốt chỉ áp dụng cho cọc PHC
- Chiều dài tối đa của từng loại cọc phụ thuộc vào khả năng của thiết bị sản xuất và thi công.

4.1.2 Hình dáng

Cọc PC, PHC có hình trụ rỗng được thể hiện trên hình 4.1, có đầu cọc, đầu mối nối hoặc mũi cọc phù hợp. Đường kính ngoài và chiều dày thành cọc không đổi tại mọi tiết diện của thân cọc.



L- chiều dài cọc; D- đường kính ngoài cọc; d- chiều dày thành cọc
a- đầu cọc hoặc đầu mối nối; b- mũi cọc hoặc đầu mối nối

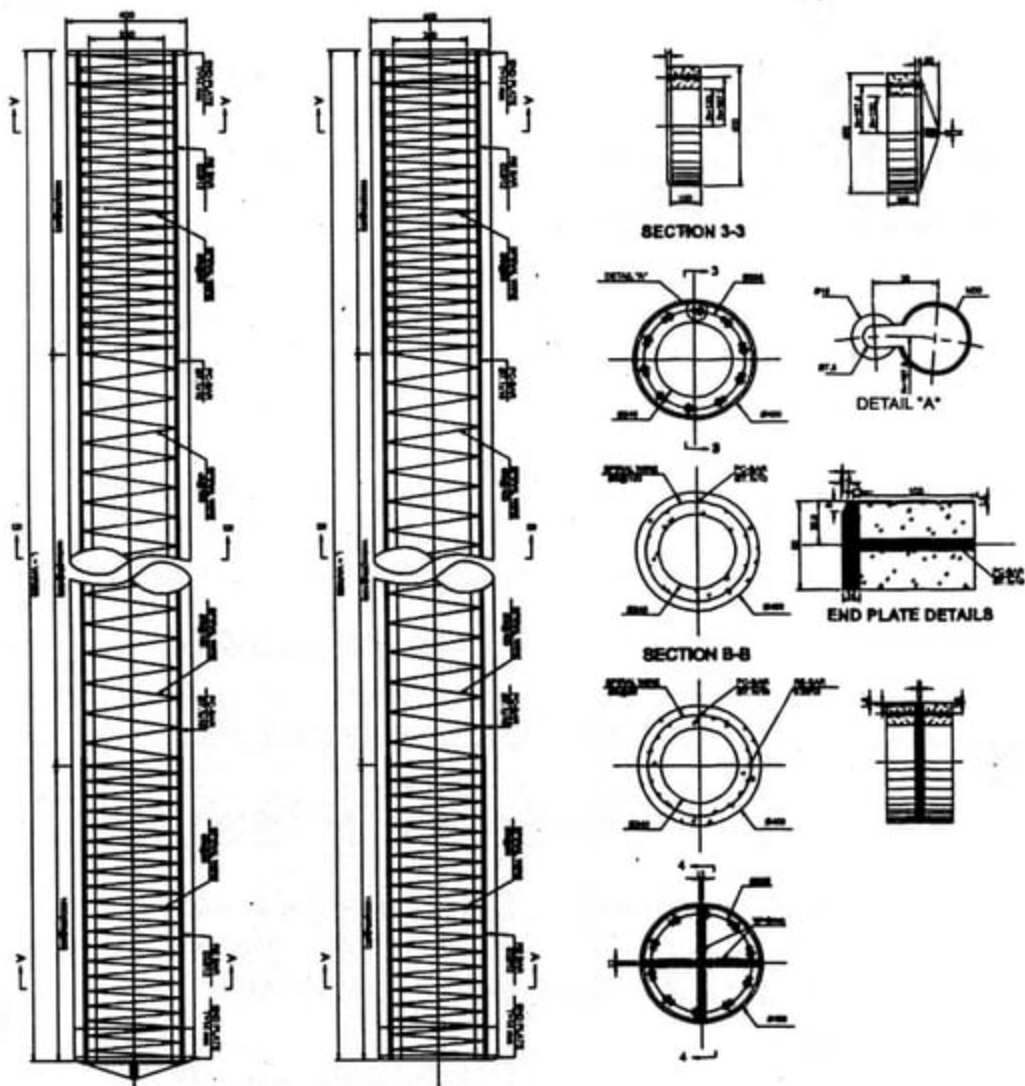
Hình 4.1 Cọc bê tông ứng lực trước PC, PHC

4.1.3 Kích thước

Cọc PC, PHC có kích thước qui định được nêu trong bảng 4.1, sai lệch kích thước không vượt quá giá trị được nêu trong bảng 4.2.

Bảng 4.2 Bảng qui định sai lệch kích thước của cọc PC, PHC

Đường kính ngoài, mm	Sai lệch kích thước theo		
	Chiều dài	Đường kính ngoài, mm	Chiều dày thành cọc, mm
Từ 300 đến 600	$\pm 0,3\%$ chiều dài cọc	+5	Không xác định
		-2	
Từ 700 đến 1200		+7	-1
		-4	

**Hình 4.2** Chi tiết cọc

4.1.4 Yêu cầu về chất lượng

1- *Yêu cầu ngoại quan:* Cọc PC và PHC không có bất kì khuyết tật như rạn, nứt, rỗ nào.

2- *Yêu cầu kỹ thuật*

a) *Yêu cầu ứng suất hữu hiệu của cọc PHC và PC*

Ứng suất hữu hiệu tính toán của cọc PC và PHC cho từng cấp tải A, B và C tương ứng là $3,92\text{N/mm}^2$; $7,85\text{N/mm}^2$ và $9,81\text{N/mm}^2$ với sai số cho phép là $\pm 5\%$.

b) *Yêu cầu độ bền của thân cọc*

- Độ bền uốn nứt thân cọc PC và PHC được xác định qua giá trị moment uốn nứt, khi vết nứt quan sát được có bề rộng không lớn hơn $0,1\text{mm}$. Giá trị moment uốn nứt thân cọc không nhỏ hơn giá trị moment uốn nứt được nêu trong bảng 4.1.
- Độ bền uốn gãy thân cọc PC và cọc PHC được xác định qua giá trị moment uốn đạt được đến khi cọc gãy. Giá trị moment uốn gãy không nhỏ hơn 1,5 lần giá trị moment uốn nứt được nêu trong bảng 4.1 đối với cấp tải A; không nhỏ hơn 1,8 lần đối với cấp tải B; và không nhỏ hơn 2 lần đối với cấp tải C.
- Độ bền uốn dưới tải trọng nén dọc trục và độ bền cắt thân cọc chỉ áp dụng đối với cọc PHC, cần đáp ứng các yêu cầu được nêu trong Bảng 4.1 và khi kiểm tra độ bền uốn của thân cọc dưới tải trọng nén dọc trục.

c) *Yêu cầu của mối nối*



Hình 4.3 Mối nối cọc ở hiện trường

- Chi tiết của mỗi nối được thể hiện trên hình 4.2.
- Đầu mỗi nối của cọc cần liên kết tốt với thân cọc. Đầu cuối của thép ứng lực trước được liên kết với chi tiết đầu mỗi nối. Bề mặt của mỗi nối phải vuông góc với trục của cọc. Sai lệch kích thước đường kính ngoài của đầu mỗi nối so với đường kính ngoài qui định trong bảng 4.1 của cọc là từ -0,5mm đến -3mm.

d) Yêu cầu cường độ nén của bê tông

Cường độ nén của bê tông chế tạo cọc PC không nhỏ hơn 50MPa, tương ứng với cấp độ bền chịu nén của bê tông không nhỏ hơn B40. Cường độ nén của bê tông chế tạo cọc PHC không nhỏ hơn 80MPa, tương ứng với cấp độ bền chịu nén của bê tông không nhỏ hơn B60.

e) Yêu cầu về vật liệu sử dụng

- **Xi măng:** xi măng sử dụng thỏa mãn yêu cầu của tiêu chuẩn TCVN 6260 : 1997, TCVN 2682 : 1999, TCVN 4316 : 2007, TCVN 4033 : 1995, TCVN 6067 : 2004 hoặc loại tương đương.
- **Cốt liệu:** cốt liệu sử dụng thỏa mãn yêu cầu của tiêu chuẩn TCVN 7570 : 2006. Kích thước của cốt liệu lớn không lớn hơn 25mm và không vượt quá 2/5 độ dày của cọc.
- **Nước:** nước trộn bê tông thỏa mãn yêu cầu của tiêu chuẩn TCXDVN 302 : 2004.
- **Phụ gia:** phụ gia hóa học sử dụng thỏa mãn yêu cầu của tiêu chuẩn TCXDVN 325 : 2004.
- **Cốt thép:** cốt thép sử dụng thỏa mãn các yêu cầu của các tiêu chuẩn dưới đây, hoặc những loại tương đương hoặc cao hơn về đặc tính cơ học.
 - Thép dự ứng lực trước được nêu trong TCVN 6284 - 1 : 1997, TCVN 6284 - 2 : 1997, TCVN 6284 - 3 : 1997.
 - Thép cốt và thép đai được nêu trong TCVN 1651 - 1 : 2008, TCVN 1651 - 2 : 2008.
 - Thép kết cấu được nêu trong TCVN 5709 : 1993.

4.2 CÔNG NGHỆ SẢN XUẤT

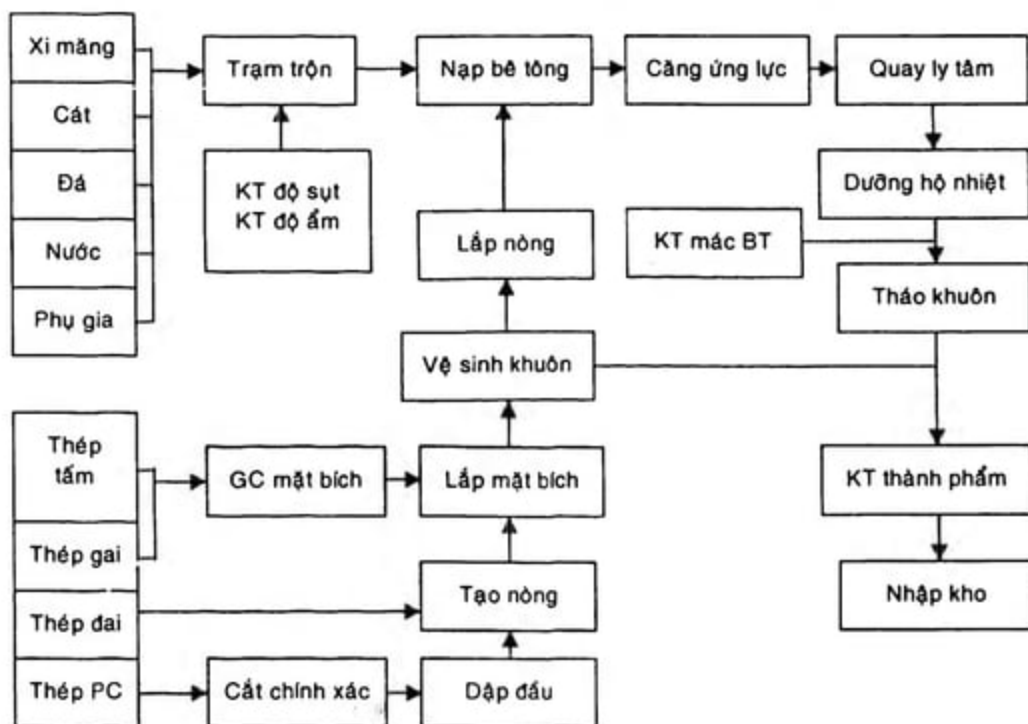
4.2.1 Qui trình sản xuất cọc BTƯS trước

Qui trình sản xuất cọc BTƯS trước chủ yếu qua các giai đoạn:

- Chuẩn bị: Nòng thép và bê tông

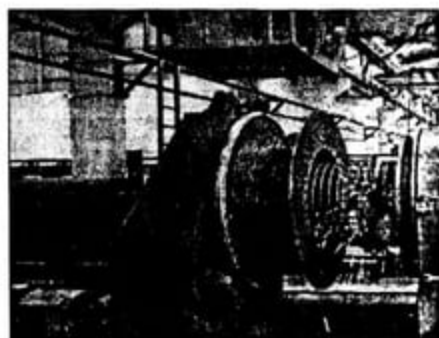
- Làm sạch khuôn
- Lắp nòng thép vào khuôn
- Đổ bê tông vào khuôn
- Căng thép
- Quay ly tâm đối với cọc tròn
- Bảo dưỡng bê tông bằng hơi nước
- Tháo dỡ khuôn
- Bảo dưỡng bê tông bằng nhiệt
- Kiểm tra và thử nghiệm
- Nhập kho.

4.2.2 Dây chuyền sản xuất cọc BTLTÚS trước





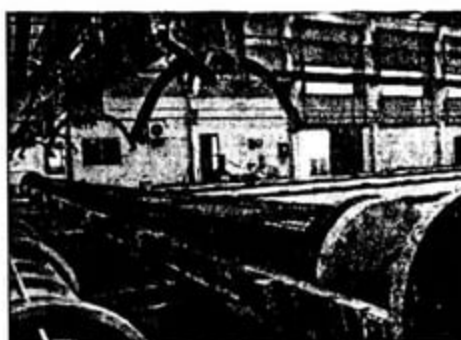
Hình 4.4 Dập đầu thép ứng lực



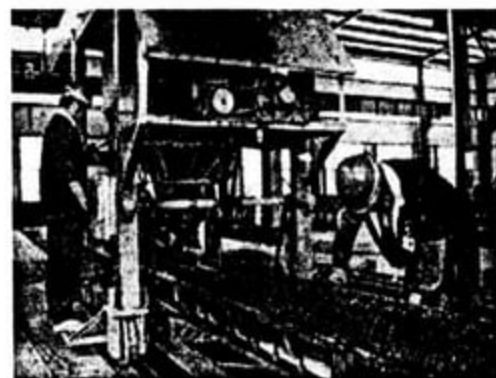
Hình 4.5 Quấn cốt đai tạo lồng thép



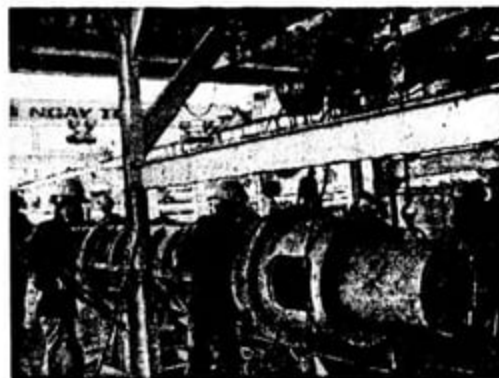
Hình 4.6 Lắp đặt bích



Hình 4.7 Lắp lồng thép vào khuôn



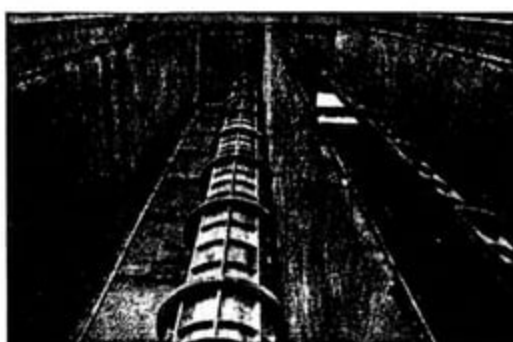
Hình 4.8 Đổ bê tông vào khuôn



Hình 4.9 Căng ứng lực



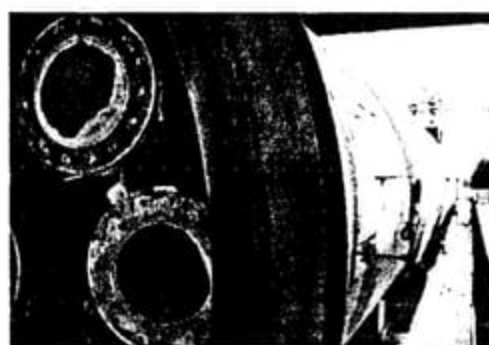
Hình 4.10 Quay ly tâm



Hình 4.11 Bảo dưỡng hơi nước



Hình 4.12 Tháo khuôn



Hình 4.13 Bảo dưỡng nhiệt bằng lò hơi

4.3 SỨC CHỊU TẢI CỦA CỌC

4.3.1 Sức chịu tải của cọc theo TCVN 7888:2008

Tính toán sức chịu tải của cọc bê tông cốt thép ứng suất trước theo đất nền giống như cọc BTCT chế tạo sẵn, lưu ý khi tính sức chịu tải của cọc theo chỉ tiêu vật liệu làm cọc có sự khác biệt.

1- Tính toán ứng suất hữu hiệu của cọc PHC

Ứng suất hữu hiệu của cọc PHC là ứng suất nén trước tính toán của bê tông trong cọc PHC có tính đến các đặc tính biến dạng đàn hồi, co ngót của bê tông, sự suy giảm ứng suất do từ biến của bê tông và sự suy giảm ứng suất do cốt thép bị chùng ứng suất.

a) Đo kiểm tra lực kéo căng của cốt thép dự ứng lực trước

Đo kiểm tra lực kéo căng của cốt thép dự ứng lực trước được thực hiện ít nhất trên hai thanh cốt thép dự ứng lực trước trong mỗi cọc. Chuẩn bị vị trí đo bằng cách khoét bê tông ở đầu thanh thép được đo, giải phóng lực căng và đưa dây cáp của thiết bị đo sức căng vào vị trí để đo. Ứng suất kéo

căng ban đầu của cốt thép không được lớn hơn 75% cường độ chịu kéo của cốt thép. Đo kiểm tra lực căng của cốt thép ứng suất chỉ được thực hiện khi có yêu cầu.

b) Tính toán ứng suất hữu hiệu của cọc PHC

Ứng suất nén ban đầu trong bê tông được tính toán thông qua lực kéo căng ban đầu của cốt thép hoặc lực căng cốt thép được đo kiểm tra thực tế và tổng diện tích mặt cắt ngang cọc.

$$f_{cgp} = \frac{F_i}{A_g} \leq f_{ci} \quad (4.1)$$

trong đó: f_{cgp} - ứng suất nén ban đầu trong bê tông, MPa

F_i - tổng lực kéo căng ban đầu của cốt thép, $F_i = f_{pj} \times A_{ps}$, N

A_{ps} - tổng diện tích cốt thép dự ứng lực trước, mm^2

f_{pj} - ứng suất kéo căng ban đầu của cốt thép dự ứng lực trước, MPa

A_g - tổng diện tích mặt cắt ngang cọc, mm^2

f_{ci} - ứng suất cho phép tại thời điểm truyền ứng suất, MPa.

Ứng suất kéo căng của cốt thép dự ứng lực trước (f_{pj}) không được lớn hơn 75% cường độ chịu kéo của cốt thép (f_{pu}). Ứng suất nén trong bê tông do lực kéo căng của cốt thép (f_{cgp}) phải nhỏ hơn ứng suất nén cho phép của bê tông tại thời điểm truyền ứng suất (f_{ci}). Ứng suất nén cho phép của bê tông tại thời điểm truyền ứng suất bằng 60% cường độ chịu nén cho phép của bê tông tại thời điểm truyền ứng suất bằng 75% cường độ chịu nén thiết kế của bê tông (f'_c).

c) Tính toán mất mát ứng suất

- Ứng suất mất mát do biến dạng đàn hồi (ES)

$$ES = \frac{E_s}{E_{ci}} \times f_{cir} \quad (4.2)$$

$$f_{cir} = f_{cgp} - f_g \quad (4.3)$$

trong đó: ES - ứng suất mất mát do biến dạng đàn hồi

E_s - môđun đàn hồi của cốt thép dự ứng lực trước

E_{ci} - môđun đàn hồi của bê tông tại thời điểm truyền ứng suất

f_{cir} - ứng suất nén trong bê tông tại trọng tâm thép dự ứng lực ngay tại thời điểm truyền lực vào bê tông

f_g - ứng suất nén trong bê tông tại trọng tâm thép dự ứng lực do trọng lượng của cầu kiện tại thời điểm truyền lực vào bê tông.

- Ứng suất mất mát do từ biến (CR)

$$CR = \Psi(t, t_i) f_{cgp} \frac{E_s}{E_c} \quad (4.4)$$

$$\Psi(t, t_i) = 3,5 k_c k_f \left(1,58 - \frac{H}{120}\right) f_i^{-0,118} \frac{(t - t_i)^{0,6}}{10 + (t - t_i)^{0,6}} \quad (4.5)$$

trong đó: k_c - hệ số xét đến ảnh hưởng của tỷ lệ khối lượng/bề mặt của kết cấu được xác định theo 22TCN-272-05

k_f - hệ số xét đến ảnh hưởng của tỷ lệ thể tích/bề mặt của kết cấu

t_i - tuổi bê tông lúc bắt đầu chịu lực, ngày

t - tuổi bê tông tại thời điểm đóng cọc, ngày

f_c - cường độ chịu nén thiết kế của bê tông, MPa

H - độ ẩm, %.

- Ứng suất mất mát do co ngót (SH)

$$SH = \varepsilon_{sh} E_s \quad (4.6)$$

$$\varepsilon_{sh} = 0,56 \times 10^{-3} k_s k_h \frac{t}{(55 + t)} \quad (4.7)$$

trong đó: t - thời gian khô, ngày

k_h - hệ số độ ẩm

k_s - hệ số kích thước được xác định theo 22TCN-272-05.

- Ứng suất mất mát do chùng ứng suất (RE)

$$RE = \varepsilon_r f_{pj} \quad (4.8)$$

trong đó: f_{pj} - ứng suất căng của cốt thép dự ứng lực trước, MPa

ε_r - tỷ lệ chùng ứng suất của loại cốt thép sử dụng, %.

Tổng ứng suất bị mất mát:

$$TL = ES + CR + SH + RE \quad (4.9)$$

Ứng suất hữu hiệu trong cốt thép dự ứng lực trước:

$$f_{se} = f_{pj} - TL \quad (4.10)$$

Tỷ lệ ứng suất hữu hiệu trong cốt thép và giới hạn chảy của cốt thép không được lớn hơn 0,8.

Ứng suất hữu hiệu trong bê tông:

$$f_e = \frac{f_{se} \times A_{ps}}{A_g} \quad (4.11)$$

trong đó: f_e - ứng suất hữu hiệu trong bê tông, MPa

A_{ps} - tổng diện tích cốt thép dự ứng lực trước, mm^2

A_g - diện tích mặt cắt ngang của cọc, mm^2 .

2- Tính toán sức kháng nén dọc trục của cọc

Sức kháng nén dọc trục tính toán của cọc (P_r) được đưa ra nhằm cung cấp thông tin cho việc tính toán lựa chọn sức chịu tải của cọc trong quá trình thiết kế và lựa chọn thiết bị thi công phù hợp. Sức chịu tải làm việc thực tế của cọc được lấy không lớn hơn 70% sức kháng nén dọc trục tính toán theo vật liệu sử dụng của cọc. Sức kháng nén dọc trục tính toán của cọc được tính theo công thức sau:

$$Q_a = \varphi \cdot P_n \quad (4.12)$$

Đối với cấu kiện có cốt thép đai xoắn:

$$P_n = 0,85 \times (0,85 \times f'_c \times (A_g - A_{ps}) - f_{se} \times A_{ps}) \quad (4.13)$$

trong đó: Q_a - sức kháng nén dọc trục tính toán của cọc, KN

φ - hệ số sức kháng, đối với cấu kiện chịu nén có đai xoắn $\varphi = 0,75$

A_{ps} - tổng diện tích cốt thép dự ứng lực trước, mm^2

A_g - diện tích mặt cắt ngang của cọc, mm^2

f_{se} - ứng suất hữu hiệu trong cốt thép dự ứng lực trước

f'_c - cường độ chịu nén thiết kế của bê tông.

4.3.2 Sức chịu tải của cọc theo tiêu chuẩn BS 8110 : 1985, BS 8110 : 1997, BS 5896 : 1980 và BS 8004:1986 của Anh

1- Xác định ứng suất trước ban đầu : f_{pi} (initial prestress)

Lực của bộ căng cáp ứng suất trước thông thường không vượt quá 75% cường độ đặc trưng của thép ứng suất trước. Và lúc truyền ứng suất tức thời thông thường không vượt quá 70% cường độ đặc trưng của thép ứng suất trước.

2- Xác định tổn hao ứng suất: f_{pl} (loss prestress)

a) Tổn hao do chùng cốt thép: f_{pr}

$$f_{pr} = f_{pi} \times (1000h \text{ relaxation value}) \times \text{Relaxation factor}$$

$$f_{pr} = f_{pi} \times (1000h) \times R$$

trong đó: $R = 1.2$.

Theo nhà sản xuất thép EMESA TREFILERIA đưa ra ứng với loại thép **Hight tensile steel** thì $1000h = 3.5\%$.

b) Tổn hao do biến dạng đàn hồi của bê tông: f_{pd}

$$f_{pd} = n \times \left[f_{pi} \times \frac{A_p}{A_c + (n-1)A_p} \right]$$

trong đó: f_{pi} - ứng suất trước của thép

A_p - diện tích cốt thép ứng suất trước

A_c - diện tích mặt cắt bê tông của cọc

n - hệ số quy đổi modul đàn hồi giữa thép và bê tông

$$n = \frac{E_s}{E_{c,t \min}}$$

E_s - môđun đàn hồi của thép (đối với loại thép Hight tensile steel thì $E_s = 205 + 10 \text{ KN/mm}^2$)

$E_{c,t \min}$ - môđun của bê tông tức thời nhỏ nhất, với $t > 3$ ngày.

c) Tổn hao do co ngót của bê tông: f_{per}

$$f_{per} = E_{cc} \times E_s$$

với: E_s - môđun đàn hồi của thép

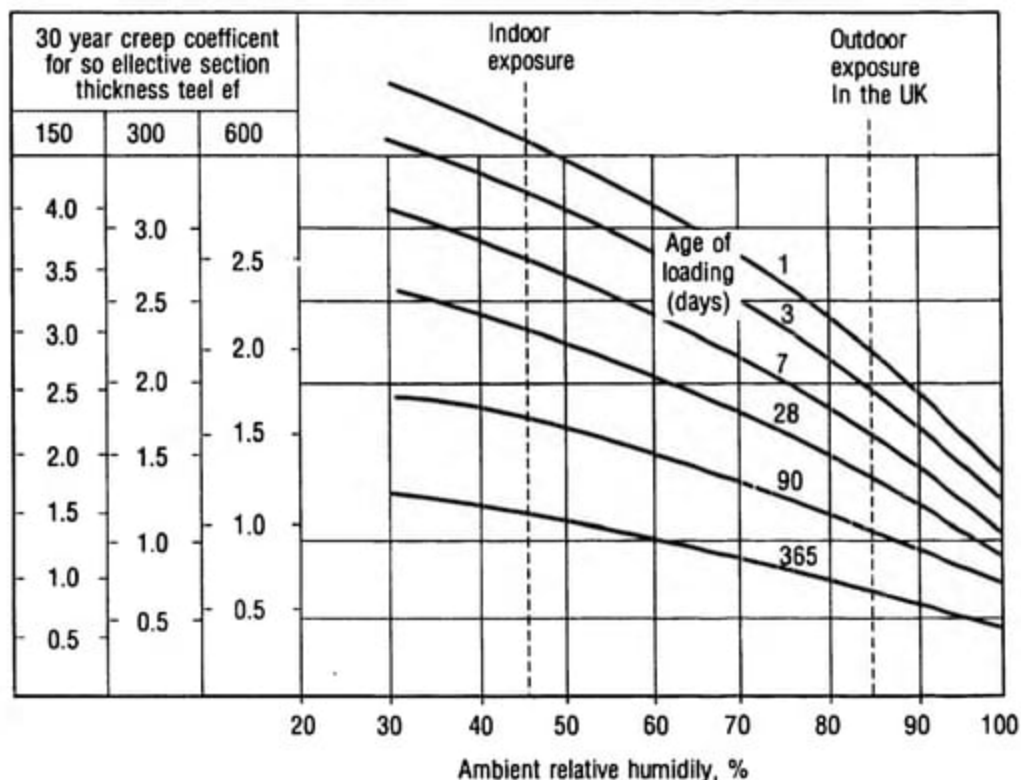
$$E_{cc} = \frac{\sigma_b}{E_{c,t}}$$

σ_b - giá trị ứng suất tức thời trong bê tông sau khi căng cáp

$$\sigma_b = \frac{(f_{pi} - f_{pd})A_p}{A_c + (n-1)A_p}$$

E_{ct} - môđun đàn hồi của bê tông chịu tải ở thời gian t

ϕ - hệ số co ngót của bê tông phụ thuộc vào lượng nước chế tạo bê tông, ảnh hưởng tuổi bê tông lúc truyền ứng suất, ảnh hưởng bởi độ dày của tiết diện, ảnh hưởng độ ẩm quanh cọc, nhiệt độ quanh cọc.



Theo BS 8110 -1997 khuyên lấy $\phi = 1.8$.

c) *Tổn hao do từ biến của bê tông: f_{sh}*

$$f_{sh} = 100 \times 10^{-6} \times E_s$$

E_s - môđun đàn hồi của thép.

3- *Xác định ứng suất hữu hiệu còn lại trong bê tông*

$$f_{ce} = \frac{(f_{pi} - p_{pl}) \times A_p}{A_c - A_p}$$

với $f_{pl} = f_{pr} + f_{p_r} + f_{pd} + f_{p_{cr}} + f_{sh}$: tổng tổn hao ứng suất.

4- Các thông số thiết kế của cọc**a) Moment giới hạn xuất hiện vết nứt (M_c):**

$$M_c = Z_e (f_{bc} \times f_{pl})$$

 Z_e - moment kháng uốn của tiết diện quy đổi:

$$Z_e = \frac{I_e}{r_0}$$

 I_e = moment quán tính của tiết diện quy đổi r_0 - bán kính ngoài của cọc f_{pl} - tổng mất mát ứng suất f_{bc} - ứng suất căng trong bê tông

$$f_{bc} = 0.45 \sqrt{f_{cu,28} + 1.7} \quad (\text{kN/mm}^2)$$

Ứng suất căng giới hạn là $f_{bc} = 0.45 \sqrt{f_{cu,28}}$ cho kết cấu ứng suất trước và được tăng thêm 1.7 KN/mm^2 với điều kiện dưới sự làm việc bình thường và ứng suất là ứng suất nén bảo đảm rằng các vết nứt có thể hạn chế.

b) Moment giới hạn uốn gãy (M_u):

$$M_u = 0.34 \times A_p \times f_{pu} \times d$$

với d là bề dày của cọc.**c- Lực nén dọc trục cho phép khi cọc làm việc (Q_a)***(theo 7.4.3.3.1 BS8004 -1986)*

$$Q_a = \frac{f_{cu} - f_{ce}}{4} \times A_c$$

Ứng suất lớn nhất dọc trục cho cọc làm việc như là một thanh chống đứng bằng 25% (cường độ bê tông làm việc ở 28 ngày trừ đi ứng suất mất mát).

d- Lực nén dọc trục cho phép khi hạ cọc (Q_w)*(theo 7.4.3.3.1 BS8004 -1986)*

$$Q_w = \frac{f_{cu} - f_{ce}}{2} \times A_c$$

4.4 PHƯƠNG PHÁP THỬ ĐỂ KIỂM TRA CHẤT LƯỢNG CỌC

4.4.1 Lấy mẫu và chuẩn bị mẫu thử

- Việc lấy mẫu hỗn hợp bê tông, đúc bảo dưỡng mẫu được tiến hành theo TCVN 3105 : 1993. Mẫu xác định cường độ nén của bê tông là mẫu trụ $150 \times 300\text{mm}$.

- Việc lấy mẫu cọc PC, PHC để kiểm tra và thử nghiệm được tiến hành đối với từng lô. Lô sản phẩm bao gồm những cọc sản xuất cùng những vật liệu bê tông, cốt thép với cùng điều kiện kỹ thuật và cùng sản xuất trong một thời gian. Số lượng cọc cho một lô được qui định theo thoả thuận giữa bên mua và bên bán. Số lượng cọc cho một lô thử nghiệm của nhà sản xuất do nhà sản xuất qui định.

4.4.2 Kiểm tra khuyết tật, ngoại quan và nhãn mác

Khuyết tật, ngoại quan và nhãn mác được kiểm tra trên toàn bộ cọc PC, PHC của lô bằng mắt thường và kính lúp có độ phóng đại từ 5 - 10 lần, cọc nào không đạt yêu cầu thì loại bỏ.

4.4.3 Kiểm tra kích thước cọc PC, PHC

1- Dụng cụ và thiết bị thử

- Thước thép hoặc thước thép cuộn, độ chính xác 1mm
- Thước thép dài 500 ÷ 1000mm, độ chính xác đến 1mm
- Thước kẹp, độ chính xác đến 0,1mm
- Êke.

2- Cách tiến hành

- Mỗi lô sản phẩm lấy ra hai cọc để kiểm tra.
- Đo đường kính ngoài: dùng thước thép hoặc thước thép cuộn đo đường kính ngoài thực tế của cọc theo hai trục xuyên tâm thẳng góc của một tiết diện. Việc đo được thực hiện trên cả hai đầu của cọc.
- Đo chiều dày của thành cọc ở bốn đầu của hai đường kính nêu trên bằng thước kẹp.
- Đo chiều dài của từng cọc theo các đường sinh qua bốn đầu của hai đường kính nêu trên bằng thước thép hoặc thước thép cuộn.

3- Đánh giá kết quả thử

Lô cọc được chấp nhận khi tất cả hai cọc thử đều đạt yêu cầu. Nếu một trong hai cọc không đạt yêu cầu phải thử thêm bốn cọc khác. Nếu kết

quả thử lần hai đạt yêu cầu, thì lô cọc vẫn được chấp nhận. Nếu có kết quả không đạt thì phải nghiệm thu từng sản phẩm.

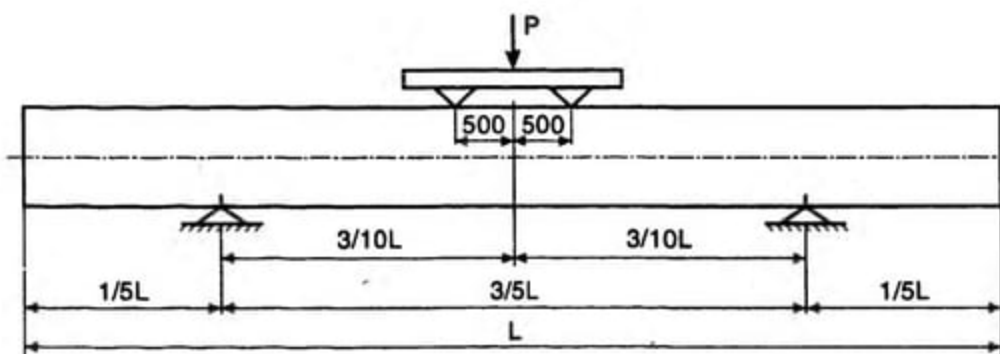
4- Kiểm tra cường độ nén của bê tông

Mẫu bê tông được xác định cường độ nén theo TCVN 3118 : 1993. Kết quả cường độ nén được lưu vào phiếu thí nghiệm trong hồ sơ chất lượng sản phẩm. Trên mỗi loại sản phẩm của một ngày sản xuất phải lấy ít nhất 09 viên mẫu để xác định cường độ cắt thép, cường độ 28 ngày và mẫu lưu. Cũng có thể sử dụng các phương pháp không phá hoại để xác định cường độ nén bê tông trên sản phẩm theo TCXDVN 239 : 2006.

4.4.4 Kiểm tra độ bền uốn nứt thân cọc PC, PHC

1- Nguyên tắc thử

Kiểm tra độ bền uốn nứt thân cọc được thực hiện cho cả cọc PC và PHC. Phép thử được thực hiện theo sơ đồ trên hình 4.14.



L - chiều dài cọc, m; P - tải trọng uốn, kN

Hình 4.14 Sơ đồ thí nghiệm độ bền uốn nứt thân cọc PC, PHC

2- Dụng cụ và thiết bị thử

- Máy ép thủy lực hoặc máy ép cơ học dùng hệ thống kích thủy lực. Máy phải được lắp đồng hồ lực có thang lực phù hợp, sao cho tải trọng thử phải nằm trong phạm vi 20-80% giá trị lớn nhất của thang lực. Độ chính xác của máy trong khoảng $\pm 2\%$ tải trọng thử quy định.

- Thanh gối tựa, thanh truyền lực: bao gồm hai thanh gối tựa ở dưới, một thanh truyền lực ở trên. Hai thanh gối tựa dưới được làm bằng thép cứng, cũng có thể làm bằng gỗ cứng đảm bảo thẳng và bề mặt phẳng. Thanh truyền lực ở trên làm bằng thép cứng được tỳ lên cọc qua hai điểm tựa cách

điểm giữ của cọc là 500mm. Lực của máy ép tác dụng lên điểm giữa của chiều dài thanh truyền lực và phân bố đều lực lên cọc qua hai điểm tựa.

- Bộ căn lá để kiểm tra vết nứt, độ dày của căn lá từ 0,05 ÷ 1,00mm.
- Thước thép hoặc thước thép cuộn, độ chính xác đến 1mm.

3- Cách tiến hành

- Chuẩn bị mẫu thử: Mỗi lô sản phẩm cần có ít nhất hai cọc làm mẫu thử.
- Đặt cọc lên hai thanh gối tựa vững chắc. Đặt thanh truyền lực lên cọc. Vị trí lắp đặt hệ thống thử tải được mô tả trên hình 3.
- Tải trọng uốn gây nứt tính toán: tải trọng uốn gây nứt tính toán được xác định theo công thức (1).

$$P = \frac{40M - gmL}{2(3L - 5)} \quad (4.14)$$

trong đó: P - tải trọng uốn gây nứt tính toán, kN

g - gia tốc trọng trường, 9,81m/s²

M - moment uốn nứt tính toán được xác định theo bảng 1, kN.m.

m - khối lượng cọc, $m = 2,6\pi Ld(D - d)$, tấn

L - chiều dài cọc, m; D - đường kính ngoài cọc, m

d - chiều dày thành cọc, m.

- Vận hành máy cho lực tác dụng lên điểm giữa của thanh truyền lực, tăng tải từ từ đến giá trị 10% tải trọng gây nứt tính toán, giữ tải để kiểm tra xem toàn bộ hệ thống giá lắp đã vững chắc, ổn định chưa. Các thanh gối tựa và thanh truyền lực có tiếp xúc đều với cọc không. Tiến hành thử tải ở các cấp tải trọng tương ứng với 40%, 60%, 80%, 90% và 100% tải trọng gây nứt tính toán ở trên. Ở mỗi cấp tải trọng dừng lại 5 ± 1 phút để xác định độ võng tại điểm giữa cọc và bề rộng vết nứt lớn nhất nếu có.

- Sau khi thử tải đến 100% tải trọng gây nứt tính toán, nếu cọc vẫn chưa xuất hiện vết nứt hoặc vết nứt nhỏ hơn 0,1mm thì tiếp tục tăng tải trọng ứng với mỗi cấp tăng thêm là 10% so với tải trọng gây nứt tính toán cho đến khi cọc xuất hiện vết nứt bằng hoặc lớn hơn 0,1mm. Ghi lại tải trọng gây nứt thực tế, độ võng tại điểm giữa của cọc và bề rộng vết nứt lớn nhất.

4- Đánh giá kết quả

- Độ bền uốn nứt thân cọc: độ bền uốn nứt thân cọc được xác định qua moment uốn nứt thực tế của cọc thí nghiệm theo công thức (4.15):

$$M = \frac{gL}{40} + \frac{P}{20}(3L - 5) \quad (4.15)$$

trong đó: M - moment uốn nứt thực tế, kN.m

P - tải trọng uốn gây nứt, kN

g - gia tốc trọng trường, $9,81\text{m/s}^2$

m - khối lượng cọc, $m = 2,6\pi Ld(D - d)$, tấn

L - chiều dài cọc, m

D - đường kính ngoài cọc, m

d - chiều dày thành cọc, m.

- Khi thử uốn đến tải trọng uốn gây nứt tính toán mà không thấy xuất hiện vết nứt hoặc vết nứt có bề rộng không lớn hơn 0,1mm thì cọc đạt yêu cầu qui định đối với moment uốn nứt. Trường hợp ngược lại, cọc không đạt yêu cầu về độ bền uốn nứt thân cọc.

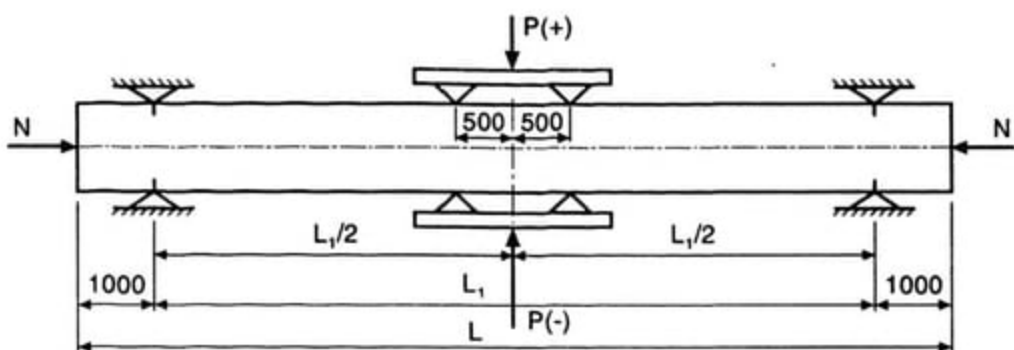
- Đối với cọc PC: nếu moment uốn nứt thực tế đạt được giá trị moment uốn nứt tính toán và vượt quá giá trị moment uốn nứt ở cấp cao hơn tại bảng 1 thì cọc PC được phân loại theo cấp cao hơn.

- Lô cọc được chấp nhận khi tất cả hai cọc thử đều đạt yêu cầu. Nếu một trong hai cọc không đạt yêu cầu phải thử thêm bốn cọc khác. Nếu kết quả thử lần hai đạt yêu cầu, thì lô cọc vẫn được chấp nhận.

4.4.5 Kiểm tra độ bền uốn thân cọc PHC dưới tải trọng nén dọc trục

1- Nguyên tắc thử

Độ bền uốn thân cọc dưới tải trọng nén dọc trục được thực hiện đối với cọc PHC. Phép thử được thực hiện theo sơ đồ ở hình 4.15.



L - chiều dài cọc, m; L_1 - khoảng cách gối đỡ, m;
P - tải trọng uốn, kN; N - tải trọng nén dọc trục, kN

Hình 4.15 Sơ đồ thí nghiệm uốn thân cọc PHC dưới tải trọng nén dọc trục

2- Dụng cụ và thiết bị thử

- Sử dụng các dụng cụ và thiết bị thử nêu trong 4.4.4.2.

- Máy ép thủy lực hoặc máy ép cơ học dùng hệ thống kích thủy lực để tạo tải trọng nén dọc trục. Máy phải được lắp đồng hồ lực có thang lực phù hợp, sao cho tải trọng thử phải nằm trong phạm vi 20-80% giá trị lớn nhất của thang lực. Độ chính xác của máy trong khoảng $\pm 2\%$ tải trọng thử quy định.

3- Cách tiến hành

- Chuẩn bị mẫu thử: mỗi năm sản xuất sẽ chọn hai cọc PHC làm mẫu thử đại diện cho các loại sản phẩm có cùng đường kính ngoài.

- Đặt cọc PHC lên hai cặp gối tựa vững chắc. Đặt thanh truyền lực lên cọc PHC. Vị trí lắp đặt hệ thống thử tải được mô tả trên hình 4.14.

- Tải trọng uốn tính toán: tải trọng uốn tính toán được xác định sơ bộ theo các công thức (4.16), (4.17):

+ Trường hợp của tải trọng P(+):

$$P(+)=\frac{4}{L_1-1}\left(M-\frac{1}{8}gm(2L_1-L)-nN\right) \quad (4.16)$$

+ Trường hợp của tải trọng P(-):

$$P(-)=\frac{4}{L_1-1}\left(M+\frac{1}{8}gm(2L_1-L)-nN\right)+mg \quad (4.17)$$

trong đó: P(+), P(-) - tải trọng uốn tính toán, kN

g - gia tốc trọng trường, $9,81\text{m/s}^2$

M - moment uốn tính toán được xác định theo bảng 4.3, kN.m

m - khối lượng cọc PHC

$$m=2,6\pi Ld(D-d), \text{ tấn}$$

L - chiều dài cọc PHC, m

L_1 - khoảng cách hai gối đỡ, $L_1=L-2$, m

D - đường kính ngoài cọc PHC, m

d - chiều dày thành cọc PHC, m

n - độ võng giả định tại điểm giữa của cọc ứng với cấp moment uốn yêu cầu, m

N - tải trọng nén dọc trục được xác định theo bảng 4.3, kN.

Bảng 4.3 Bảng qui định các cấp tải trọng nén dọc trục (N) và moment uốn (M)

Đường kính ngoài, mm	Cấp tải	N_1 , kN	M_{11} , kN.m	M_{12} , kN.m	N_2 , kN	M_{21} , kN.m	M_{22} , kN.m	N_3 , kN	M_{31} , kN.m	M_{32} , kN.m	M_{max} , kN.m
300	A	392,4	44,1	77,5	784,8	64,7	105,9	1177	84,4	122,6	84,4
	B		54,0	95,2		74,6	117,7		94,2	127,5	94,2
	C		58,9	106,9		79,5	123,6		99,1	130,5	99,1
350	A	490,5	64,7	111,8	981,0	96,1	156,0	1472	126,5	181,5	126,5
	B		79,5	140,3		109,9	173,6		141,3	188,4	141,3
	C		89,3	159,9		119,7	184,4		151,1	192,3	151,1
400	A	588,6	97,1	163,8	1177	139,3	223,7	1766	182,5	259,0	182,5
	B		116,7	201,1		158,9	249,2		202,1	269,8	202,1
	C		130,5	234,5		173,6	266,8		215,8	277,6	215,8
450	A	735,8	134,4	228,6	1472	195,2	312,9	2207	256,0	361,0	256,0
	B		168,7	291,4		229,6	353,2		290,4	379,6	290,4
	C		183,4	329,6		244,3	375,7		305,1	389,5	305,1
500	A	882,9	183,4	304,1	1766	263,9	421,8	2649	345,3	496,4	345,3
	B		227,6	392,4		309,0	483,6		389,5	527,8	389,5
	C		247,2	447,3		328,6	518,0		409,1	543,5	409,1
600	A	1275	309,0	522,9	2551	452,2	723,0	3826	594,5	839,7	594,5
	B		388,5	671,0		530,7	823,0		673,9	886,8	673,9
	C		427,7	765,2		570,9	877,0		713,2	909,4	713,2
700	A	1766	498,3	832,9	3532	731,8	1151	5297	965,3	1312	965,3
	B		606,3	1034		840,7	1282		1074	1366	1074
	C		673,9	1185		906,4	1355		1139	1387	1139
800	A	1962	692,6	1143	3924	991,8	1579	5886	1292	1855	1292
	B		839,7	1446		1140	1796		1440	1967	1440
	C		935,9	1679		1235	1936		1534	2027	1534
1000	A	2943	1306	2159	5886	1876	3004	8829	2446	3502	2446
	B		1598	2750		2167	3403		2736	3697	2736
	C		1745	3143		2314	3633		2882	3810	2882
1200	A	2924	2080	3555	7848	2982	4983	11770	3885	5852	3885
	B		2552	4598		3435	5754		4319	6272	4319
	C		2834	5331		3706	6208		4578	6471	4578

- Vận hành máy cho lực tác dụng lên điểm giữa của thanh truyền lực, tăng tải từ từ đến giá trị 10% tải trọng uốn tính toán, giữ tải để kiểm tra xem

toàn bộ hệ thống gá lắp đã vững chắc, ổn định chưa. Các thanh gối tựa và thanh truyền lực có tiếp xúc đều với cọc không.

- Các cọc PHC được thí nghiệm uốn nén dọc trục qua sáu giai đoạn:

+ Giai đoạn 1: Tác động tải trọng nén dọc trục là N_1 . Lực này được duy trì suốt giai đoạn 1. Tiến hành thử uốn trên cọc theo 10 chu kỳ, mỗi chu kỳ thử nghiệm theo hai bước sau:

Bước 1: Tăng tải trọng uốn tính toán đạt giá trị $P_{11}(+)$ tương ứng với giá trị moment uốn tính toán M_{11} trong bảng 3 theo phương từ trên xuống. Đo bề rộng vết nứt lớn nhất, độ võng và ghi số lượng vết nứt trên thân cọc.

Bước 2: Trả tải trọng uốn về bằng không. Tiến hành thí nghiệm giống bước 1 với tải trọng uốn tính toán $P_{11}(-)$ tương ứng với giá trị moment uốn tính toán M_{11} trong bảng 4.2 theo phương từ dưới lên. Đo bề rộng vết nứt lớn nhất, độ võng và ghi số lượng vết nứt trên thân cọc.

+ Giai đoạn 2: Tiến hành thí nghiệm giống giai đoạn 1 với giá trị tải trọng nén dọc trục là N_2 và tải trọng uốn tính toán là $P_{21}(+)$ và $P_{21}(-)$ tương ứng với giá trị moment uốn tính toán M_{21} .

+ Giai đoạn 3: Tiến hành thí nghiệm giống giai đoạn 1 với giá trị tải trọng nén dọc trục là N_3 và tải trọng uốn tính toán là $P_{31}(+)$ và $P_{31}(-)$ tương ứng với giá trị moment uốn tính toán M_{31} . Sau khi kết thúc các thí nghiệm của giai đoạn 3, tiếp tục tăng tải trọng uốn $P_{31}(+)$ cho tới khi xuất hiện vết nứt bằng hoặc lớn hơn 0,1mm thì dừng lại. Ghi lại tải trọng uốn gây nứt thực tế, P , độ võng tại điểm giữa của cọc, số lượng vết nứt và bề rộng vết nứt lớn nhất.

+ Giai đoạn 4: Tiến hành thí nghiệm giống giai đoạn 1 với giá trị tải trọng nén dọc trục là N_1 và tải trọng uốn tính toán là $P_{12}(+)$ và $P_{12}(-)$ tương ứng với giá trị moment uốn tính toán M_{12} .

+ Giai đoạn 5: Tiến hành thí nghiệm giống giai đoạn 1 với giá trị tải trọng nén dọc trục là N_2 và tải trọng uốn tính toán là $P_{22}(+)$ và $P_{22}(-)$ tương ứng với giá trị moment uốn tính toán M_{22} .

+ Giai đoạn 6: Tiến hành thí nghiệm giống giai đoạn 1 với giá trị tải trọng nén dọc trục là N_3 và tải trọng uốn tính toán là $P_{32}(+)$ và $P_{32}(-)$ tương ứng với giá trị moment uốn tính toán M_{32} .

4- Đánh giá kết quả

Moment uốn nứt lớn nhất thực tế của cọc PHC thí nghiệm khi có tải trọng dọc trục được tính theo các công thức (4.18):

$$M = \frac{1}{8} gm(2L_1 - L) + \frac{P}{4}(L_1 - l) + nN_3 \quad (4.18)$$

trong đó: M - moment uốn nứt lớn nhất thực tế, kN.m

P - tải trọng uốn gãy nứt thực tế được xác định ở giai đoạn 3, kN

g - gia tốc trọng trường, $9,81 \text{ m/s}^2$

m - khối lượng cọc PHC, $m = 2,6\pi Ld(D - d)$, tấn

L - chiều dài cọc PHC, m

L_1 - khoảng cách hai gối đỡ, $L_1 = L - 2$, m

D - đường kính ngoài cọc PHC, m

d - chiều dày thành cọc PHC, m

n - độ võng thực tế tại điểm giữa của cọc dưới tải trọng uốn nứt, m

N_3 - tải trọng nén dọc trục ở giai đoạn 3, kN.

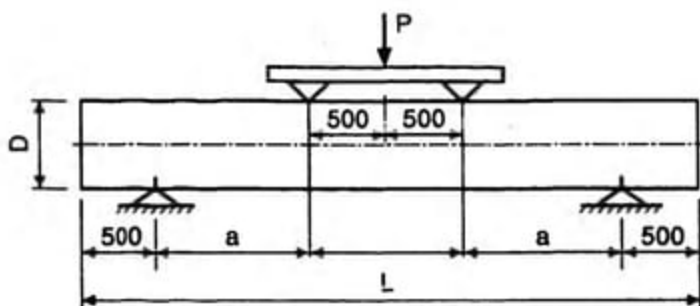
- Nếu moment uốn nứt lớn nhất thực tế của cọc PHC thí nghiệm ở giai đoạn 3 có giá trị lớn hơn giá trị M_{\max} nêu trong bảng 3 và sau 10 chu kỳ của giai đoạn 6 mà cọc vẫn chưa bị phá hủy thì cọc PHC đạt yêu cầu về độ bền uốn dưới tải trọng nén dọc trục.

- Sản phẩm cọc PHC được chấp nhận về độ bền uốn dưới tải trọng nén dọc trục khi tất cả hai cọc thử đều đạt yêu cầu. Tuy nhiên, thí nghiệm kiểm tra độ bền uốn dưới tải trọng nén dọc trục có thể bỏ qua khi có sự đồng ý của các bên liên quan.

4.4.6 Kiểm tra khả năng bền cắt thân cọc PHC

1- Nguyên tắc thử

Khả năng bền cắt thân cọc được thực hiện đối với cọc PHC. Phép thử được thực hiện theo sơ đồ trên hình 4.14.



L - chiều dài mẫu thử, m; D - đường kính ngoài, m;

P - tải trọng cắt, kN; a - khẩu độ cắt, lấy $a = 1,0D$

2- Dụng cụ và thiết bị thử

- Sử dụng các dụng cụ và thiết bị thử được nêu trong 4.4.4.2.

3- Tiến hành thử

- Chuẩn bị mẫu thử: mỗi năm sản xuất sẽ chọn hai cọc PHC làm mẫu thử đại diện cho các loại sản phẩm có cùng đường kính ngoài.

- Đặt cọc PHC lên hai thanh gối tựa một cách vững vàng. Đặt thanh truyền lực lên cọc. Vị trí lắp đặt hệ thống thử tải được mô tả trên hình 5.

- Tải trọng cắt tính toán: tải trọng cắt tính toán được xác định theo công thức sau đây:

$$P = 2Q \quad (4.19)$$

trong đó: P - tải trọng cắt tính toán, kN

Q - khả năng bền cắt tính toán được xác định theo bảng 1, kN.

- Vận hành máy cho lực tác dụng lên điểm giữa của thanh truyền lực, tăng tải từ từ đến giá trị 10% tải trọng cắt tính toán, giữ tải để kiểm tra xem toàn bộ hệ thống giá lắp đã vững chắc, ổn định chưa. Các thanh gối tựa và thanh truyền lực có tiếp xúc đều với cọc không. Tiến hành thử tải ở các cấp tải trọng tương ứng với 20%, 40%, 60%, 80% và 100% tải trọng cắt tính toán ở trên. Ở mỗi cấp tải trọng dừng lại 5 ± 1 phút để xác định độ võng tại điểm giữa cọc, số lượng vết nứt và bề rộng vết nứt lớn nhất nếu có.

4- Đánh giá kết quả

- Khi thử cắt đến tải trọng cắt tính toán mà không thấy vết nứt hoặc vết nứt có bề rộng không lớn hơn 0,1mm thì cọc PHC đạt yêu cầu qui định đối với độ bền cắt. Trường hợp ngược lại, cọc không đạt yêu cầu về độ bền cắt.

- Sản phẩm cọc PHC được chấp nhận về độ bền cắt khi tất cả hai cọc thử đều đạt yêu cầu. Tuy nhiên, thí nghiệm kiểm tra độ bền cắt thân cọc có thể bỏ qua khi có sự đồng ý của các bên liên quan.

4.4.7 Kiểm tra độ bền uốn gãy thân cọc

Kiểm tra độ bền uốn gãy thân cọc được kết hợp với thử nghiệm ở mục 6.5 đối với một trong hai cọc thử đầu tiên của lô, tiếp tục tăng tải trọng uốn cho đến khi cọc gãy. Ghi lại tải trọng uốn lớn nhất đạt được, tính toán moment uốn gãy, nếu đạt được yêu cầu của 4.2.2 thì toàn bộ cọc trong lô được chấp nhận. Tuy nhiên, thí nghiệm kiểm tra độ bền uốn gãy thân cọc có thể bỏ qua khi có sự đồng ý của các bên liên quan.

4.4.8 Kiểm tra độ bền uốn mỗi nối

Kiểm tra độ bền uốn mỗi nối được thực hiện giống như kiểm tra độ bền uốn thân cọc. Mỗi nối được đặt ở vị trí chính giữa của hai thanh gối đỡ. Thí nghiệm kiểm tra độ bền uốn mỗi nối có thể bỏ qua khi có sự đồng ý của các bên liên quan.

Bài 4.1 Sức chịu tải cho phép của cọc theo vật liệu có các thông số sau:

Thông số cọc:

- Chiều dài: 19m
- Đường kính ngoài: 400mm
- Đường kính trong: 280mm
- Bề dày lớp bê tông: 120mm
- Số thanh thép: 14 thanh
- Đường kính thanh thép: 7mm
- Đường kính thép đai xoắn: 3mm
- Khoảng cách đai: 30-100mm

* Thông số vật liệu:

Nominal diameter	Nominal tensile strength	Nominal 0.1% proof stress	Nominal cross-section	Nominal mass	Tolerances on			Specified characteristic breaking load	Specified 0.1% proof load	Load at 1% elongation	Min. elongation at max. load	Ductility tests		Relaxation	
					Diameter r	Cross-sectional area	Mass					Reverse bends	Initial load (% of relaxation initial after 1000h)	Max. Relax class 2	
mm	N/mm ²	N/mm ²	mm ²	g/m	mm	mm ²	g/m	kN	kN	kN	%	min number	bend radius	breaking load	Relax class 2
7	1670	1300	38.5	302	±0.05	±0.05	±4.3	64.3	53.4	54.7		4 for	20		
6	1670	1300	28.3	222	±0.05	±0.47	±3.7	47.3	39.3	40.2		smooth	15	For all	
6	1770	1470	28.3	222	±0.05	±0.47	±3.7	50.1	41.6	42.6	For all	wires	15	wires	For all
5	1770	1470	19.6	154	±0.05	±0.39	±3.1	34.7	28.8	29.5	wires 3.5		15	60%	wires 10%
											%	3 for		70%	2.5%
4	1770	1470	12.6	98.9	±0.04	±0.25	±2.0	22.3	18.5	19.0		Indented wires	10	80%	4.5%

- Thép
- Ứng suất trước cường độ cao theo BS 5896 : 1980 của Anh : High tensile steel wire.

Theo nhà sản xuất thép là ARCELOR theo tiêu chuẩn BS 5896 : 1980

- Đường kính 7mm
- Giới hạn bền: $f_{pu} = 1670 \text{ N/mm}^2 \text{ (MPa)}$
- Giới hạn chảy: $f_y = 1419.5 \text{ MPa} (= 85\% \times f_{pu})$
- Môđun đàn hồi: $E_s = 215 \times 10^3 \text{ MPa}$

Với $E_s = (205 + 10) \text{ KN/mm}^2$

(The modulus of elasticity is to be taken as $205 + 10 \text{ kN/mm}^2$)

- Hệ số chùn ứng suất sau 1000 giờ 3.5%
(minimum elongation at max. Load for all strands 3.5%)
- Bê tông theo tiêu chuẩn BS 8110 : 1985
- Cường độ đặc trưng 28 ngày $f_{cu} = 60 \text{ MPa}$
- Cường độ khi truyền ứng suất $f_{cu,t} = 35 \text{ MPa}$

Theo 7.4.3.4.2 BS 8004 : 1986 (The minimum cube strength of the concrete at transfer of prestress should be 35 N/mm^2 (350 kgf/cm^2) for plain or indented wire, whichever is the greater).

- Môđun đàn hồi 28 ngày: $E_{c,28} = 32 \times 10^3 \text{ MPa}$

$$E_{c,28} = K_0 + 0.2 \times f_{cu,28} = 20 + 0.2 \times 60 = 32 \text{ KN/mm}^2$$

với $K_0 = 20 \text{ KN/mm}^2$

- Môđun khi truyền ứng suất: $E_{c,t} = 24 \times 10^3 \text{ MPa}$

Theo 7.1 BS 8110 : 1985 part 2 với $t > 3$ days

$$\begin{aligned} E_{ct} &= E_{c,28} \times \left(0.4 + 0.6 \times \frac{f_{cu,t}}{f_{cu,28}} \right) \\ &= 32 \times \left(0.4 + 0.6 \times \frac{35}{60} \right) = 24 \text{ KN/mm}^2 \end{aligned}$$

- Hệ số ứng suất khi co ngót: 100×10^{-6}
- Hệ số ứng suất do từ biến: 1.8

Thiết kế:

a) Diện tích cốt thép:

$$A_p = A_{pi} \times n = \frac{0.7^2 \times \pi}{4} \times 14 = 5.38 \text{ cm}^2$$

b) Diện tích tiết diện quy đổi:

$$A_e = A_c + n \times A_p$$

với $n = \frac{E_s}{E_{c,t \min}}$ (theo 7.2 part 2 BS8110 – 1985)

$$\begin{aligned} E_{ct} &= E_{c,28} \times \left(0.4 + 0.6 \times \frac{f_{cu,t}}{f_{cu,28}} \right) \\ &= 32 \times \left(0.4 + 0.6 \times \frac{35}{60} \right) = 24 \text{ KN/mm}^2 \end{aligned}$$

với $E_{c,28} = 32 \times 10^3 \text{ MPa}$

Cường độ mẫu lập phương khi truyền ứng suất: $f_{cu,t} = 30 \text{ MPa}$, cường độ bê tông 28 ngày $f_{cu,28} = 60 \text{ MPa}$ (theo 7.4.3.4.2 part 2 BS 8004 – 1986)

$$n = \frac{E_s}{E_{c,t \min}} = \frac{215}{24} = 8.95$$

Diện tích tiết diện bê tông:

$$A_c = \pi \left(\frac{d_0^2 - d_1^2}{4} \right) = \pi \left(\frac{40^2 - 28^2}{4} \right) = 640.8 \text{ cm}^2$$

Ứng suất trước ban đầu:

$$f_{pi} = 0.7 \times f_{pu} = 0.7 \times 1670 = 1169 \text{ MPa}$$

- Ứng suất hữu hiệu trong bê tông:

- **Tổn hao ứng suất:**

+ Chùng ứng suất f_{pr} (4.8.2 part 1 - 1997)

$$\begin{aligned} f_{pr} &= f_{pi} \times (\text{hệ số chùng ứng suất sau 1000 giờ}) \\ &= 1169 \times 3.5\% \times 1.2 = 49.09 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Hệ số 1.2 tra tại bảng 4.6 của (BS 8110 – 1985 : part 2)

+ Ứng suất mất mát do biến dạng đàn hồi (f_{pd}) (theo 4.8.3 BS 8110 – 1997 : part 1)

$$f_{pd} = n \times \left[f_{pi} \times \frac{A_p}{A_c + (n-1)A_p} \right]$$

$$= 8.95 \times \left[1169 \times \frac{5.38}{640.88 + (8.95-1) \times 5.38} \right] = 82.51 \text{ MPa}$$

+ Ứng suất mất mát do co ngót (f_{pcr})

Theo 7.3 BS 8110 – 1985 part 2 và 4.8.5.2 BS 8110 – 1997 part 1

$$f_{pcr} = E_{cc} \times E_s$$

với E_{cc} (creep of concrete) = Stress ×

creep coefficient / E_{ct} , creep coefficient = 1.8

$$\text{Stress} = \frac{(f_{pi} - f_{pd})A_p}{A_c + (n-1)A_p} = \frac{(1169 - 82.51) \times 5.38}{640.88 + (8.95 - 1) \times 5.38} = 8.56 \text{ MPa}$$

$$f_{pcr} = E_{cc} \times E_s = \frac{11.47 \times 1.8}{24} \times 196 = 185.07 \text{ MPa}$$

+ Ứng suất mất mát do từ biến (f_{sh})

Theo 7.4 BS 8110 – 1985 part 2 và 4.8.4. BS 8110 – 1997 part 1

$$f_{sh} = 100 \times 10^{-6} \times E_s = 100 \times 10^{-6} \times 215 \times 10^3 = 21.5 \text{ MPa}$$

- Tổng hao ứng suất:

$$f_{pl} = f_{pr} + f_{pd} + f_{pcr} + f_{sh}$$

$$= 49.09 + 52.51 + 138.04 + 21.5 = 291.16 \text{ MPa}$$

- Ứng suất hữu hiệu còn lại trong bê tông (f_{ce})

$$f_{ce} = \frac{(f_{pi} - f_{pl}) \times A_p}{A_c - A_p} = 7.44 \text{ MPa}$$

- Moment giới hạn xuất hiện vết nứt (M_c)

Moment quán tính của bê tông:

$$I_e = \frac{\pi}{64} \times (d_0^4 - d_1^4) + \frac{n \times A_{pi} \times r_p^2}{2}$$

$$= \frac{\pi}{64} \times (40^4 - 28^4) + \frac{0.384 \times 8.9 \times 17^2}{2} = 96488 \text{ cm}^4$$

Moment quán tính tiết diện quy đổi:

$$Z_e = \frac{I_e}{r_0} = \frac{75308}{20} = 4824.41 \text{ cm}^3$$

$$\begin{aligned} M_c &= Z_e (f_{bc} + f_{ce}) \\ &= 4824.41 \times (5.186 + 7.44) \times \frac{1}{1000} = 60.92 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

với $f_{bc} = 0.45\sqrt{f_{cu,28}} + 1.7 = 0.45\sqrt{60} + 1.7 = 5.186 \text{ MPa}$

Theo (4.3.4.3 BS 8110 – 1997 : part 1)

- **Moment giới hạn uốn gãy (M_u)**

$$\begin{aligned} M_u &= 0.34 \times A_p \times f_{pu} \times d \\ &= 0.34 \times 5.38 \times 1670 \times 0.12 = 367.1 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

- **Lực nén dọc trục cho phép (R_a) (theo 7.4.3.3.1 BS 8004 – 1986)**

$$R_a = \frac{f_{cu} - f_{ce}}{4} \times A_c = \frac{60 - 7.44}{4} \times 640.88 \times \frac{1}{10} = 842.1 \text{ KN}$$

- **Lực nén dọc trục tới hạn cho phép của vật liệu (R_u)**

$$R_u = \frac{f_{cu} - f_{ce}}{2} \times A_c = \frac{60 - 7.44}{2} \times 640.88 \times \frac{1}{10} = 1684.16 \text{ KN}$$

Chương 5

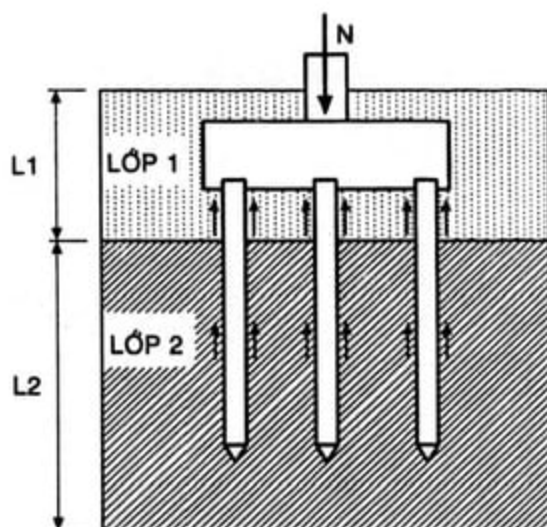
MA SÁT ÂM ẢNH HƯỞNG ĐẾN SỨC CHỊU TẢI CỦA CỌC

5.1 TỔNG QUAN VỀ HIỆN TƯỢNG MA SÁT ÂM

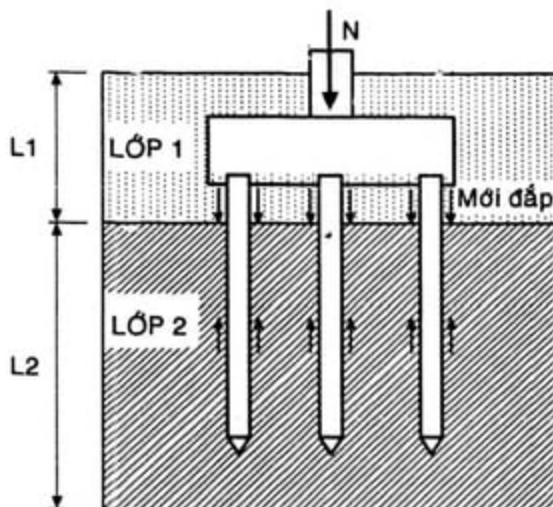
5.1.1 Định nghĩa hiện tượng ma sát âm

Đối với công trình sử dụng móng cọc, cọc được đóng vào trong tầng đất nền có quá trình cố kết chưa hoàn toàn, khi tốc độ lún của đất nền dưới công trình nhanh hơn tốc độ lún của cọc theo chiều đi xuống, thì sự lún tương đối này phát sinh ra lực kéo xuống của tầng đất đối với cọc làm giảm khả năng chịu tải của cọc gọi là hiện tượng ma sát âm, lực kéo xuống gọi là lực ma sát âm.

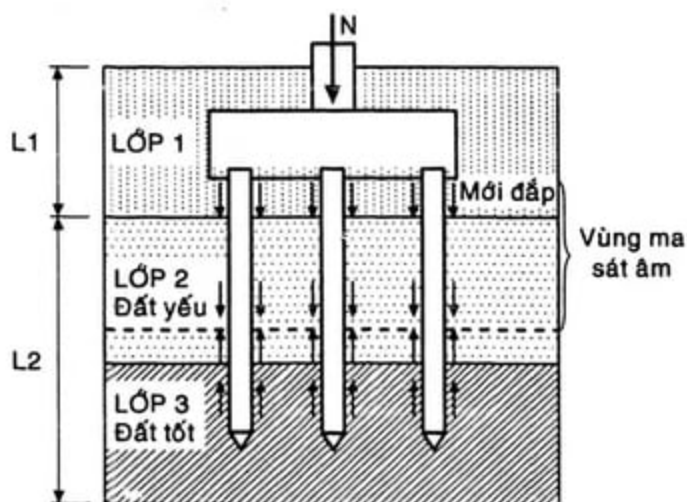
Lực ma sát âm xảy ra trên một phần thân cọc phụ thuộc vào tốc độ lún của đất xung quanh cọc và tốc độ lún của cọc. Lực ma sát âm có chiều hướng thẳng đứng xuống dưới, có khuynh hướng kéo cọc đi xuống, do đó làm tăng lực tác dụng lên cọc. Ta có thể so sánh sự phát sinh ma sát âm và ma sát dương thông qua hình sau:



a) Sự phát sinh ma sát dương



b) Ma sát âm có lớp đất mũi đập xảy ra cố kết do trọng lượng bản thân



c) Ma sát âm khi lớp sét yếu cố kết do thoát nước hoặc có thêm lớp đất mũi đập

Qua ba hình minh họa trên ta thấy ma sát âm có thể xuất hiện trong một phần đoạn của thân cọc hay toàn thân cọc, phụ thuộc vào chiều dày của lớp đất yếu chưa cố kết. Trong trường hợp ma sát âm tác dụng trên toàn thân cọc thì rất nguy hiểm, sức chịu tải của cọc không những không kể đến sức chịu tải do ma sát hông của đất và cọc mà còn bị ma sát âm kéo xuống. Sức chịu tải lúc này chủ yếu là sức chịu tải của mũi, chống lên nền đất cứng hay đá.

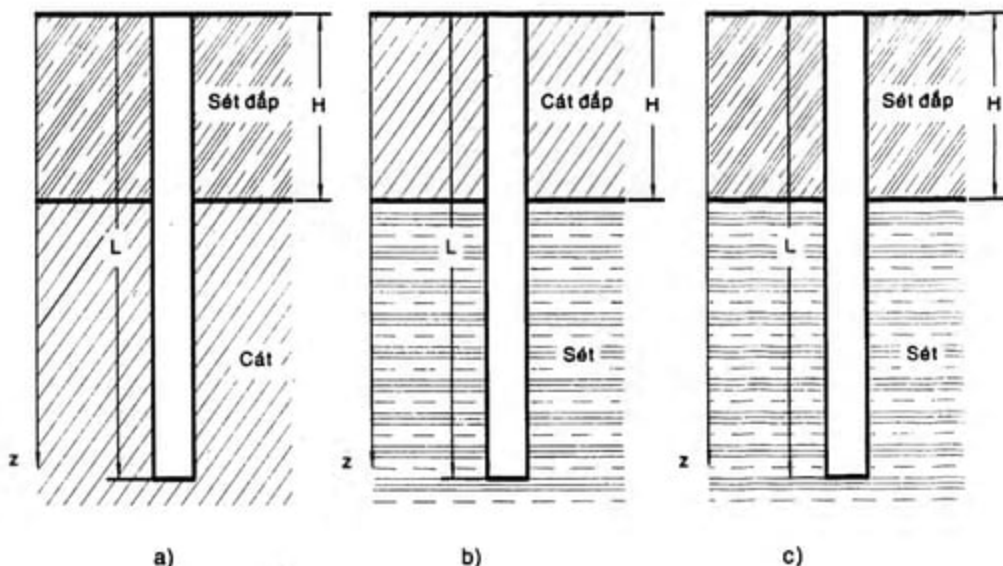
5.1.2 Các nguyên nhân gây ra lực ma sát âm

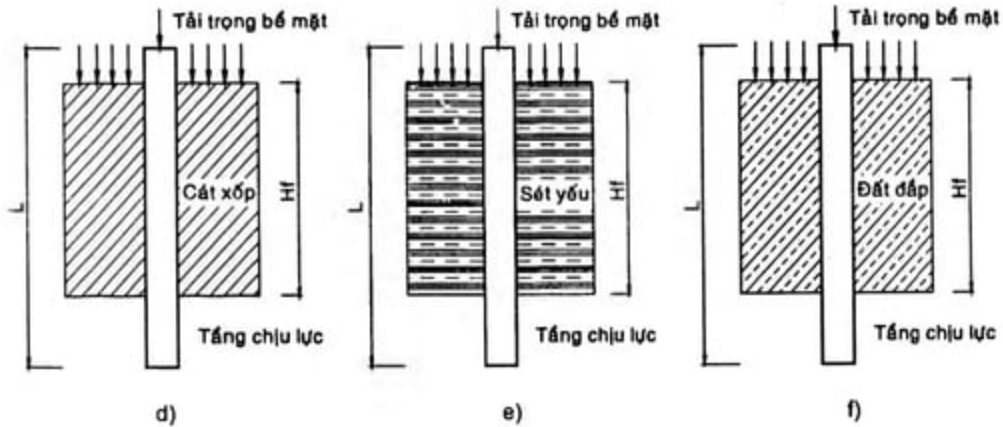
Một điều dễ dàng thấy rằng, mặc dù có độ lún của lớp đất xung quanh cọc, lực kéo xuống (ma sát âm) sẽ không xuất hiện nếu sự chuyển dịch xuống phía dưới của cọc dưới tác dụng của tĩnh tải và hoặc hoạt tải lớn hơn sự lún của đất nền. Vì vậy mối quan hệ giữa biến dạng lún của nền và biến dạng lún của cọc là nền tảng cơ bản để lực ma sát âm xuất hiện.

Quá trình xuất hiện ma sát âm được đặc trưng bởi độ lún của đất gần cọc và tốc độ lún tương ứng của đất lớn hơn độ lún và tốc độ lún của cọc xảy ra do tác động của tải trọng. Trong trường hợp này đất gần cọc như buồng khí cọc, còn tải trọng thêm sẽ cộng vào tải trọng ngoài tác dụng lên cọc. Thông thường hiện tượng này xảy ra trong trường hợp cọc xuyên qua đất có tính cố kết và độ dày lớn; khi có phụ tải tác dụng trên mặt đất quanh cọc.

a) Khi nền công trình được tôn cao, gây ra tải trọng phụ tác dụng xuống lớp đất phía dưới làm xảy ra hiện tượng cố kết cho lớp nền bên dưới; hoặc chính bản thân lớp nền đắp dưới tác dụng của trọng lượng bản thân cũng xảy ra quá trình cố kết. Ta có thể xem xét cụ thể trong các trường hợp sau:

- + Trường hợp (a): Khi có một lớp đất sét đắp phía trên một tầng đất dạng hạt mà cọc sẽ xuyên qua nó, tầng đất sẽ cố kết dần dần. Quá trình cố kết này sẽ sinh ra một lực ma sát âm tác dụng vào cọc trong suốt quá trình cố kết.
- + Trường hợp (b): Khi có một tầng đất dạng hạt, đắp ở phía trên một tầng sét yếu, nó sẽ gây ra quá trình cố kết trong tầng đất sét và tạo ra một lực ma sát âm tác dụng vào cọc.





Hình 5.2 Các trường hợp xuất hiện ma sát âm do tòn nền

- + Trường hợp (c): Khi có một tầng đất dính đắp ở phía trên một tầng sét yếu, nó sẽ gây ra quá trình cô kết trong cả tầng đất đắp và tầng đất sét và tạo ra lực ma sát âm tác dụng vào cọc.

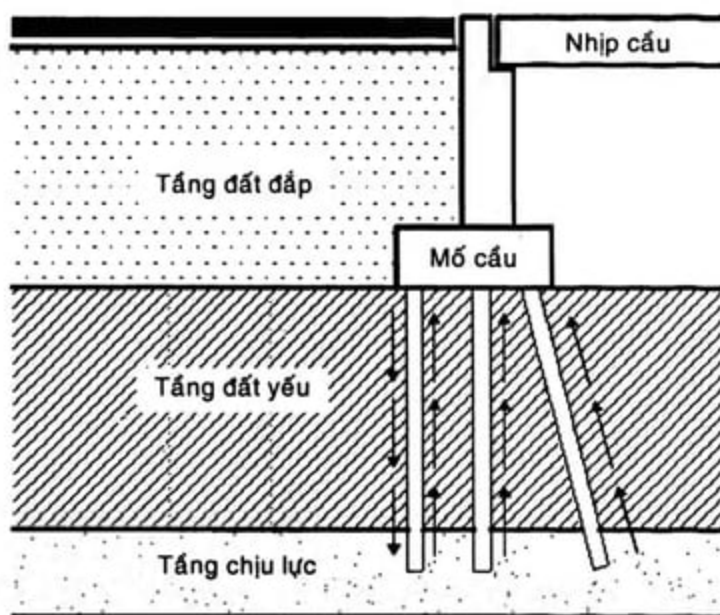
Trong trường hợp các cọc được tựa trên nền đất cứng và có tồn tại tải trọng bề mặt, có thể xảy ra các trường hợp sau:

- + Trường hợp (d): Với tầng cát lỏng sẽ có biến dạng lún tức thời, đặc biệt khi đất nền chịu sự rung động hoặc sự dao động của mực nước ngầm; sự tác động của tải trọng bề mặt sẽ tạo ra sự biến dạng lún.
- + Trường hợp (e): Đối với nền sét yếu, khuynh hướng xảy ra biến dạng lún có thể rất nhỏ nếu như không chịu tác động của tải trọng bề mặt. Nhưng dù sao khi khoan tạo lỗ sẽ gây ra sự cấu trúc lại của nền sét vì vậy biến dạng lún (nhỏ) của nền sét sẽ xảy ra dưới tác dụng của trọng lượng bản thân của nền sét.
- + Trường hợp (f): Điều hiển nhiên là gần như bất kỳ sự đắp nào sẽ tạo ra biến dạng lún theo thời gian dưới tác dụng của trọng lực.

Việc xác định mối quan hệ của độ lún của đất nền ở phía trên và của cọc là cần thiết để đề ra giải pháp xử lý phù hợp đối với vấn đề đó. Trong các trường hợp nơi mà đất nền ở phần trên lún xuống phía dưới lớn hơn độ lún cọc, một giải pháp thiên về an toàn có thể có được khi giả thiết tải trọng truyền hoàn toàn tới đỉnh của lớp đất nền phía dưới.

b) Cọc đóng trên nền chưa kết thúc cô kết: trong thực tế một tình huống thường xuyên gặp phải trong thiết kế cầu đường nơi mà lực ma sát âm có thể xảy ra. Các cọc đã được thi công xong trong khi nền đất chưa kết thúc cô kết, móng cầu đã được xây dựng và đất nền đã được đắp. Độ lún của nền đất dọc theo thân cọc có thể rất khó khăn để loại bỏ, vì vậy lực ma sát âm thường xảy ra với dạng kết cấu như hình 5.3, thậm chí còn có khuynh

hướng tạo ra chuyển dịch ngang của móng cầu, nhưng sự chuyển dịch này có thể giảm thiểu bằng việc lựa chọn một giải pháp thiết kế nền móng một cách hợp lý.



Hình 5.3 Hiện tượng ma sát âm do việc đóng cọc mố cầu vào nền đất yếu chưa kết thúc cố kết hoặc còn ở trạng thái tự nhiên

Ma sát âm chỉ xảy ra ở một bên cọc do phần đường vào cầu có lớp đất đắp cao làm cho iớp đất bên dưới bị lún do phải chịu tải trọng của lớp đất đắp này, còn phần bên kia mố (phía sông) thì không có tải trọng đắp nên lớp đất nền không bị lún do tải trọng ngoài, do đó cọc không bị ảnh hưởng của ma sát âm. Vì vậy, một bên cọc chịu ma sát âm còn bên kia chịu ma sát dương.

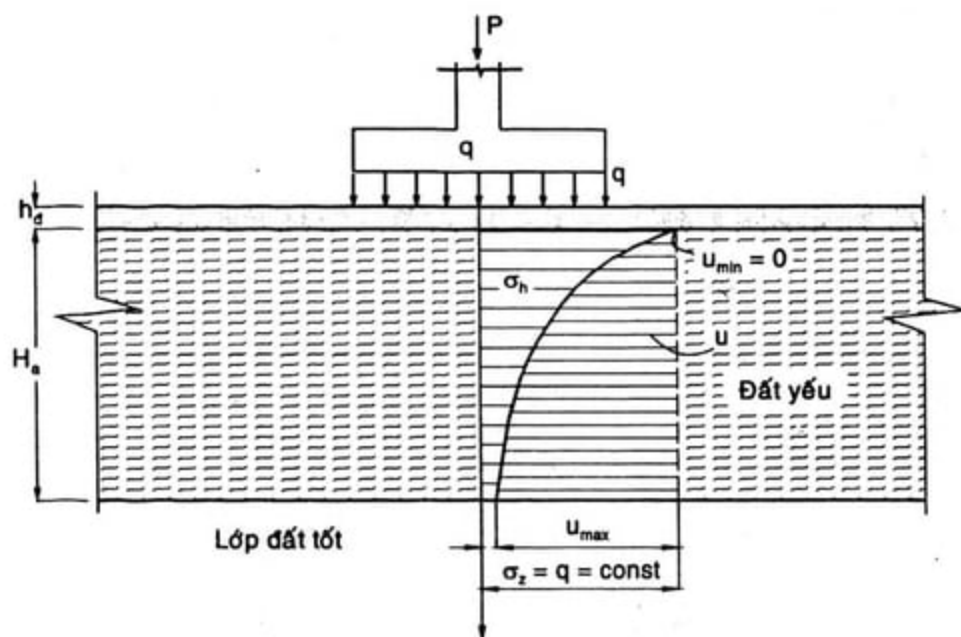
c) Ngoài ra, việc hạ thấp mực nước ngầm làm tăng ứng suất thẳng đứng có hiệu tại mọi điểm của nền đất. Vì vậy, làm đẩy nhanh tốc độ lún cố kết của nền đất. Lúc đó, tốc độ lún của đất xung quanh cọc vượt quá tốc độ lún của cọc dẫn đến xảy ra hiện tượng kéo cọc đi xuống của lớp đất xung quanh cọc.

Hiện tượng này được giải thích như sau: khi hạ thấp mực nước ngầm thì:

+ Phần áp lực nước lỗ rỗng u giảm.

+ Phần áp lực có hiệu thẳng đứng σ_h lên các hạt rắn của đất tăng.

Xem biểu đồ tương quan giữa u và σ_h trong trường hợp bài toán nén một chiều và tải trọng ngoài q phân bố kín đều khắp.



Hình 5.4 Biểu đồ tương quan giữa: áp lực nước lỗ rỗng u và: áp lực có hiệu thẳng đứng lên hạt rắn của đất σ_h trong trường hợp bài toán nén một chiều và tải trọng ngoài q phân bố kín đều khắp

Trong đó:

- + $\sigma_h = q = \text{const}$: ứng suất toàn phần
- + H_a : vùng hoạt động của ứng suất phân bố trong đất
- + Đất bình thường: H_a tương ứng với chiều sâu mà tại đó $\sigma_z = 0,2\sigma_{bt}$
- + Đất yếu: H_a tương ứng với chiều sâu mà tại đó $\sigma_z = 0,1\sigma_{bt}$
- + σ_{bt} : ứng suất do trọng lượng bản thân của lớp đất có chiều dày H_a .

Theo tiêu chuẩn TCVN 205-1998: Hiện tượng ma sát âm nên được xét đến trong các trường hợp sau:

- Sự cố kết chưa kịp: thúc của trầm tích hiện đại và trầm tích kiến tạo
- Sự tăng độ chặt của đất rời dưới tác dụng của động lực
- Sự lún ướt của đất khi bị ngập nước
- Mực nước ngầm hạ thấp làm cho ứng suất có hiệu trong đất tăng lên, dẫn đến tăng nhanh tốc độ cố kết của nền đất
- Nền công trình được tôn cao với chiều dày lớn hơn 1m trên đất yếu
- Phụ tải trên nền với tải trọng từ $2T/m^2$ trở lên
- Sự giảm thể tích đất do chất hữu cơ trong đất bị phân hủy...

5.1.3 Các yếu tố ảnh hưởng đến hiện tượng ma sát âm

Ma sát âm là hiện tượng phức tạp vì nó phụ thuộc vào nhiều yếu tố như:

- Loại cọc, chiều dài cọc, phương pháp hạ cọc, mặt cắt ngang của cọc, bề mặt tiếp xúc giữa cọc và đất nền, sự co ngấn đàn hồi của cọc
- Đặc tính cơ lý của đất, chiều dày lớp đất yếu, tính trương nở của đất
- Tải trọng chất tải (chiều cao đắp nền, phụ tải)
- Thời gian chất tải cho đến khi xây dựng công trình
- Độ lún của nền đất sau khi đóng cọc, độ lún của móng cọc
- Quy luật phân bố ma sát âm trên cọc...

Trị số của lực ma sát âm có liên quan tới sự cố kết của đất, phụ thuộc trực tiếp vào ứng suất có hiệu của đất chung quanh cọc. Như vậy lực ma sát âm phát triển theo thời gian và có trị số lớn nhất khi kết thúc cố kết.

Bất kỳ một sự dịch chuyển nào xuống phía dưới của nền đất đối với cọc đều sinh ra lực ma sát âm. Tải trọng này có thể truyền hoàn toàn từ đất nền cho cọc khi mối tương quan về chuyển vị khoảng từ 3mm đến 15mm hoặc 1% đường kính cọc. Khi chuyển vị tương đối của đất tới 15mm thì ma sát âm được phát huy đầy đủ. Một điều thường được giả thiết trong việc thiết kế khi cho rằng toàn bộ lực ma sát âm sẽ xảy ra khi mà có một sự chuyển dịch tương đối của nền đất được dự đoán trước.

5.1.4 Ảnh hưởng của ma sát âm đến nền móng công trình

Khi cọc ở trong đất, thì sức chịu tải của cọc được thể hiện qua thành phần ma sát (dương) xung quanh cọc và sức kháng mũi cọc. Khi cọc bị ảnh hưởng ma sát âm thì sức chịu tải giảm do nó phải gánh chịu một lực kéo xuống mà thường gọi là lực ma sát âm. Ngoài ra do quá trình cố kết của lớp đất, đã gây nên khe hở giữa đài cọc và lớp đất dưới đài, giữa cọc và đất xung quanh cọc, từ đó gây tăng thêm ứng lực phụ tác dụng lên móng cọc. Đối với đất trương nở, ma sát âm có thể gây nên tải trọng phụ rất lớn tác dụng lên móng cọc.

Trong một số trường hợp lực ma sát âm khá lớn, có thể vượt qua tải trọng tác dụng lên đầu cọc nhất là đối với cọc có chiều dài lớn. Chẳng hạn năm 1972 Fellenius đã đo quá trình phát triển lực ma sát âm của hai cọc bê tông cốt thép được đóng qua lớp đất sét mềm dẻo dày 40m và lớp cát dày 15m cho thấy: sự cố kết lại của lớp đất sét mềm bị xáo trộn do đóng cọc đã tạo ra lực kéo xuống 300KN trong thời gian 5 tháng và 16 tháng sau khi đóng cọc thì mỗi cọc chịu lực kéo xuống là 440KN.

Johanessen và Bjerrum đã theo dõi sự phát triển hiện tượng ma sát âm trên cọc thép xuyên qua lớp đất sét dày 53m và mũi cọc tựa trên nền đá. Lớp đất đắp bằng cát dày 10m, quá trình cố kết của lớp đất sét đã gây ra độ lún 1,2m và lực kéo xuống khoảng 1.500KN ở mũi cọc. Ứng suất ở mũi cọc ước tính đạt đến 190KN/m² và có khả năng xuyên thủng lớp đá.

Đối với việc sử dụng giếng cát: ma sát âm làm hạn chế quá trình cố kết của nền đất yếu có dùng giếng cát. Hiện tượng ma sát âm gây ra hiệu ứng treo của đất xung quanh giếng cát, lớp đất xung quanh giếng cát bám vào giếng cát làm cản trở độ lún và cản trở quá trình tăng khả năng chịu tải của đất nền xung quanh giếng cát.

Qua sự phân tích cho thấy tác dụng chính của lực ma sát âm là làm gia tăng lực nén dọc trục cọc, làm tăng độ lún của cọc, ngoài ra do lớp đất đắp bị lún tạo ra khe hở giữa đài cọc và lớp đất bên dưới đài có thể làm thay đổi momen uốn tác dụng lên đài cọc. Lực ma sát âm làm hạn chế quá trình cố kết thoát nước của nền đất yếu khi có tải trọng và có dùng giếng cát, cản trở quá trình tăng khả năng chịu tải của đất nền xung quanh giếng cát. Ngoài ra ma sát âm còn có thể làm tăng lực ngang tác dụng lên cọc.

5.2 TÍNH TOÁN SỨC CHỊU TẢI CỦA CỌC CÓ XÉT ĐẾN MA SÁT ÂM

Bước 1: Thiết lập mặt cắt địa chất và các chỉ tiêu vật lý của đất nhằm phục vụ cho tính toán độ lún.

Bước 2: Xác định độ gia tăng áp lực bên trên Δp ,

Độ gia tăng áp lực Δp bằng với hệ số nén K_f , xác định từ biểu đồ phân bố áp lực trên hình 2, bằng cách nhân chiều cao lớp đất h_f và trọng lượng riêng của lớp đất đắp δ_f .

Biểu đồ phân bố áp lực cho được hệ số nén K_f , ở các độ sâu khác nhau bên dưới lớp đất đắp (x, b_f) và ở các khoảng cách khác nhau từ tâm của lớp đất đắp. Độ sâu bên dưới đáy đất đắp được cho khi nhân với b_f , ở đây b_f là khoảng cách từ tâm lớp đất đắp, được cho trên hình 2.

Bước 3: Thực hiện tính toán độ lún cho các lớp đất dọc theo chiều sâu của cọc:

- a- Xác định các thông số của thí nghiệm nén cố kết từ kết quả thí nghiệm nén cố kết trong phòng.
- b- Tính toán độ lún của mỗi lớp đất sử dụng phương trình tính toán độ lún thích hợp được cho trong mục 9.8.2.3 cho đất dính và mục 9.8.2.4 cho đất rời.

c- Tính toán Q_s dựa tổng trên chiều sâu của cọc bằng cách tổng độ lún của các lớp đất. Lưu ý không kể độ lún của lớp đất bên dưới mũi cọc.

Bước 4: Xác định chiều dài cọc sẽ chịu ma sát âm:

Ma sát âm xảy ra là do độ lún giữa đất và cọc. Giá trị độ lún giữa đất và cọc đủ để tạo ra ma sát âm là khoảng 10mm. Vì vậy, ma sát âm chỉ xảy ra ở thân cọc tại mỗi lớp đất hoặc một phần của lớp đất khi độ lún lớn hơn 10mm.

Bước 5: Xác định độ lớn của ma sát âm, Q_s^-

Phương pháp sử dụng để tính toán lực ma sát âm tới hạn theo chiều dài cọc xác định ở bước 4 giống như phương pháp sử dụng để tính toán lực ma sát dương tới hạn, mặc dù rằng chúng ngược chiều nhau.

Bước 6: Tính toán khả năng chịu lực tới hạn của cọc bằng sức kháng dương và sức kháng mũi Q_U^+

Lực ma sát dương và kháng mũi sẽ xuất hiện bên dưới độ sâu mà sự chuyển vị tương đối giữa đất và cọc nhỏ hơn 10mm. Lực ma sát dương có thể được tính toán trên phần chiều dài cọc còn lại bên dưới đoạn cọc chịu ma sát âm ở bước 4.

Bước 7: Tính toán sức chịu tải của cọc Q_U^{net} có thể đạt được:

$$Q_U^{net} = Q_U^+ - Q_s^-$$

* Xem xét các phương pháp khác để làm cho cọc có sức chịu tải cao hơn.

Phương án lựa chọn được mô tả trong mục 9.9.1.2 và bao gồm sử dụng gia tải trước hoặc dùng bấc thấm thoát nước để giảm độ lún trước của công trình cọc, dùng đất đắp có trọng lượng nhẹ để giảm độ lún gây ra ma sát âm, dùng việc giảm ma sát để giảm tải trọng kéo xuống, dùng vật liệu cường độ cao, hoặc tách rời cọc với đất đang cố kết.

5.3 CÁC BIỆN PHÁP LÀM GIẢM ẢNH HƯỞNG CỦA MA SÁT ÂM

Xuất phát từ các phân tích trên về sự hình thành và tác dụng của ma sát âm, để giảm ma sát âm có thể sử dụng hai nhóm phương pháp xử lý:

Nhóm thứ nhất: Làm giảm tối đa độ lún còn lại của đất nền trước khi thi công cọc, điều này có thể thực hiện được bằng các biện pháp xử lý nền đất yếu như gia tải trước kết hợp với các biện pháp tăng nhanh quá trình cố kết thoát nước thân, đứng như giếng cát, bấc thấm... Trong những điều kiện cho phép có thể tiến hành thay đất yếu bằng vật liệu hạt đậm chặt.

Nhóm thứ hai: Làm giảm sự dính bám của cọc với đất nền trong đoạn cọc sẽ phải chịu ma sát âm bằng cách tạo lớp phủ bitumen quanh cọc; khoan tạo lỗ có kích thước lớn hơn cọc trong vùng chịu ma sát âm, sau đó thi công cọc mà vẫn giữ khoảng trống xung quanh bằng cách lấp đầy bentonite... Trong trường hợp này cần chú ý đến sức kháng tải theo vật liệu của cọc vì tại điểm trung hòa lực nén có thể rất lớn và nếu kết hợp với mô men lớn do lực ngang sẽ gây bất lợi về mặt vật liệu.

Khi tiến hành các biện pháp xử lý còn phải xem xét đến các chỉ tiêu kinh tế và tiến độ thi công. Nếu điều kiện thời gian cho phép nên ưu tiên sử dụng các phương pháp xử lý theo nhóm thứ nhất vì tiết kiệm kinh phí. Ngoài ra, ảnh hưởng của ma sát âm giảm dần theo thời gian, nên nếu áp dụng phương pháp xử lý theo nhóm thứ hai thì sau một thời gian hết tác dụng của ma sát âm (đất nền cố kết hết), thì vùng chịu ma sát âm lại chuyển thành ma sát dương, khi đó khả năng chịu tải của móng cọc sẽ lớn so với tải trọng yêu cầu và gây ra lãng phí. Tuy nhiên, trong nhiều trường hợp tăng thêm số lượng cọc hoặc kéo dài thêm cọc tỏ ra hữu hiệu hơn cả.

5.3.1 Biện pháp làm tăng nhanh tốc độ cố kết của đất

Đối với công trình có thời gian thi công không gấp, công trình có hệ móng cọc trong đất yếu chưa cố kết. Để giảm ma sát âm, ta có thể bố trí các phương tiện thoát nước theo phương thẳng đứng (giếng cát hoặc bắc thấm) nên nước cố kết ở các lớp sâu trong đất yếu dưới tác dụng tải trọng đắp sẽ có điều kiện để thoát nhanh (thoát theo phương nằm ngang ra giếng cát hoặc bắc thấm rồi theo chúng thoát lên mặt đất tự nhiên). Tuy nhiên, để đảm bảo phát huy được hiệu quả thoát nước này thì chiều cao nền đắp tối thiểu nên là 4m, do đó nếu nền đắp không đủ lớn thì ta kết hợp với gia tải trước để phát huy hiệu quả của các đường thấm thẳng đứng [8].

Khi sử dụng các giải pháp thoát nước cố kết thẳng đứng **nhất thiết phải bố trí tầng cát đệm**. Giếng cát chỉ nên dùng loại có đường kính từ 35-45 cm, bố trí kiểu hoa mai với khoảng cách giữa các giếng bằng 8-10 lần đường kính giếng. Nếu dùng bắc thấm thì cũng nên bố trí so le kiểu hoa mai với cự ly không nên dưới 1,3m và không quá 2,2m. Khi sử dụng các giải pháp thoát nước cố kết thẳng đứng nên kết hợp với biện pháp gia tải trước và trong mọi trường hợp thời gian duy trì tải trọng đắp không nên dưới 6 tháng [8].

☞ *Ưu điểm của biện pháp này là có thể áp dụng cả cho cọc đóng và cọc khoan nhồi. Tuy nhiên cần thời gian thi công lâu và mặt bằng lớn (nếu có đắp gia tải).*

Ưu điểm của biện pháp này là thi công đơn giản, kinh phí thấp, tuy nhiên chỉ có thể áp dụng cho cọc đóng, không áp dụng được cho cọc khoan nhồi.

Ngoài ra, người ta có thể khoan tạo lỗ có kích thước lớn hơn kích thước cọc trong vùng chịu ma sát âm, sau đó thi công cọc mà vẫn giữ nguyên khoảng trống xung quanh và được lấp đầy bằng bentonite.

5.3.3 Dùng sàn giảm tải có xử lý cọc (làm giảm tải trọng tác dụng vào đất nền)

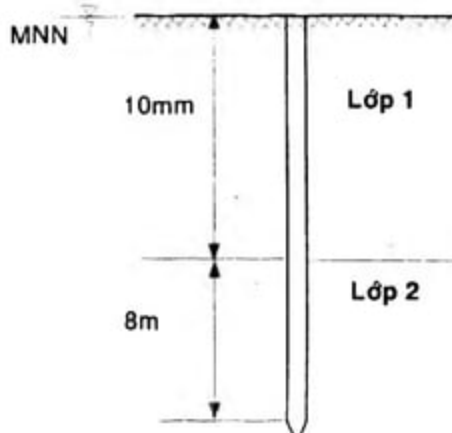
Đối với các công trình có phụ tải là hàng hóa, vật liệu, container... tải trọng phụ có giá trị lớn thì dùng các sàn bê tông có xử lý cọc để đặt phụ tải.

Trong công trình giao thông, sàn giảm tải (bố trí cho nền đường đắp cao sau mố cầu), ngày càng được sử dụng rộng rãi, đất đắp nền được đắp lên sàn giảm tải chứ không tác dụng trực tiếp lên nền đất yếu bên dưới. Các dự án lớn ở khu vực đồng bằng sông Cửu Long đã sử dụng giải pháp sàn giảm tải như: các cầu Hưng Lợi, Mỹ Thanh, Rạch Mọp... thuộc dự án xây dựng tuyến đường Nam Sông Hậu.

Trong trường hợp này, lực ma sát âm giảm đáng kể do phụ tải được truyền xuống tầng đất tốt có khả năng chịu lực. Như vậy tải trọng phụ sẽ ít ảnh hưởng đến lớp đất có tính nén lún cao từ đó làm giảm độ lún của đất nền, dẫn đến giảm lực kéo xuống của đất xung quanh cọc.

Biện pháp này dễ thi công, làm giảm đáng kể lực kéo xuống của cọc, an toàn về kỹ thuật nhưng xét về mặt kinh tế thì chưa đạt hiệu quả cao. Biện pháp này đặc biệt thích hợp với các công trình được xây dựng trên nền cao trên nền đất yếu lớn như hiện nay.

Bài tập 5.1: Cho cọc BTCT cạnh $30 \times 30 \text{ cm}$, dài 18 m gồm hai đoạn cọc 9 m nổi lại, cọc được đóng vào tầng đất có cấu tạo địa chất như sau:



Bùn sét dày 10m

$C = 5 \text{ kN/m}^2$; $\varphi = 5^\circ$; $\mu = 0.5$

$\gamma_{\text{sat}} = 15 \text{ kN/m}^3$; $E = 5000 \text{ kN/m}^2$

Sét pha cát, trạng thái cứng

$C = 20 \text{ kN/m}^2$; $\mu = 0.3$; $\varphi = 16^\circ$

$\gamma_{\text{sat}} = 19 \text{ kN/m}^3$; $E = 20000 \text{ kN/m}^2$

Sau đó, nhằm nâng cao cao trình nền, người ta đắp một khối đất có chiều cao 2m, dung trọng đất đắp $\gamma = 19.5 \text{ kN/m}^3$.

Cho biết môđun đàn hồi của cọc là $2.65 \cdot 10^6 \text{ T/m}^2$, lực tác dụng lên đầu cọc là 40T , $\beta = 0.8$.

- 1- Tính độ lún của lớp bùn sét.
- 2- Tính biến dạng đàn hồi của bản thân cọc.
- 3- Tính độ lún của đất ở mũi cọc (không xét đất đắp).
- 4- Tính độ lún của đất ở thân cọc.
- 5- Xác định chiều sâu ảnh hưởng đến ma sát âm.
- 6- Tính sức chịu tải cực hạn ban đầu của cọc khi chưa có khối đắp.
- 7- Tính sức chịu tải cực hạn của cọc để đưa vào thiết kế khi xét đến ma sát âm do khối đắp gây ra.

Bài giải: 1- Tính độ lún của lớp bùn sét

Áp lực gây lún:

$$\Delta p = 19.5 \times 2 = 39 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

Độ lún của lớp bùn sét:

$$S = \sum_{i=1}^n s_i = \sum_{i=1}^n \frac{\beta_i}{E_i} \Delta p_i h_i = \frac{0.8}{5000} 39 \times 10 = 0.0624 \text{ (m)} = 6.24 \text{ (cm)}$$

2- Tính biến dạng đàn hồi của bản thân cọc

$$\Delta l = \frac{Q_{tb} \times L}{A_p \times E_c} = \frac{40 \times 18}{0.3 \times 0.3 \times 2.65 \cdot 10^6} = 0.003 \text{ (m)} = 0.3 \text{ (cm)}$$

3- Tính độ lún của đất ở mũi cọc (không xét đất đắp)

$$S_m = \frac{q_p B \omega (1 - \mu^2)}{E_0}$$

Tính q_p :

$$q_p = 1.3 C \times N_c + \sigma_{vp} \times N_q + 0.4 \gamma \times d \times N_\gamma$$

$$\sigma_{vp} = \sum \gamma_i \times L_i = 5 \times 10 + 9 \times 8 = 122 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

Ta có lớp đất ngầm cọc; lớp đất 2 có: $\varphi = 16$, $C = 20 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

→ tra bảng: $N_q = 4.34$; $N_c = 11.63$; $N_\gamma = 3.06$

→ $q_p = 20 \times 11.63 + 122 \times 4.34 + 9 \times 0.3 \times 3.06 = 770.342 \text{ (kN/m}^2\text{)}$

Vì cọc vuông $\rightarrow \omega = 0.88$

$$\rightarrow S_m = \frac{q_p B \omega (1 - \mu^2)}{E_0} = \frac{770.342 \times 0.3 \times 0.88 \times (1 - 0.3^2)}{20000}$$

$$= 0.0098 \text{ (m)} = 0.98 \text{ (cm)}$$

$$S_m = \frac{q_p B \omega (1 - \mu^2)}{E_0} = \frac{770.342 \times 0.3 \times 0.88 \times (1 - 0.3^2)}{20000}$$

$$= 0.0098 \text{ (m)} = 0.98 \text{ (cm)}$$

4- Tính độ lún của đất ở thân cọc

$$S_b = \frac{f_s B \omega_b (1 - \mu^2)}{E_0} \text{ (tính riêng cho từng lớp đất)}$$

Lớp 1: $\varphi = 5^\circ$, $C = 5 \text{ (kN/m}^2\text{)}$, $\gamma = 15 \text{ (kN/m}^3\text{)}$

$$\sigma'_v = 5 \times 5 = 25 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$f_{s1} = (1 - \sin 5) \times 25 \times \text{tg} 5 + 5 = 7 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\omega_1 = 2 + 0.35 \times \sqrt{\frac{L}{B}} = 2 + 0.35 \times \sqrt{\frac{10}{0.3}} = 4.02$$

Lớp 2: $\varphi = 16^\circ$, $C = 20 \text{ (kN/m}^2\text{)}$, $\gamma = 19 \text{ (kN/m}^3\text{)}$

$$\sigma'_v = 5 \times 10 + 9 \times 4 = 86 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$f_{s2} = (1 - \sin 16) \times 86 \times \text{tg} 16 + 20 = 37.86 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$\omega_2 = 2 + 0.35 \times \sqrt{\frac{L}{B}} = 2 + 0.35 \times \sqrt{\frac{8}{0.3}} = 3.81$$

$$\begin{aligned} \rightarrow S_b &= B \sum_i^n \frac{f_{si} \cdot \omega_i \cdot (1 - \mu^2)}{E_{0i}} \\ &= 0.3 \left(\frac{7 \times 4.02 \times (1 - 0.5^2)}{5000} + \frac{37.86 \times 3.81 \times (1 - 0.3^2)}{20000} \right) \\ &= 3 \times 2 \times 10^{-3} \text{ (m)} = 0.32 \text{ (cm)} \end{aligned}$$

5- Xác định chiều sâu ảnh hưởng đến ma sát âm

Độ lún của cọc đơn:

$$S_d = \Delta l + S_m + S_b = 0.3 + 0.89 + 0.32 = 1.51 \text{ (cm)}$$

Chiều sâu ảnh hưởng đến ma sát âm:

$$z = \left(1 - \frac{S_d}{S}\right) H = \left(1 - \frac{1.51}{6.24}\right) 10 = 7.58(\text{m})$$

6- Tính sức chịu tải cực hạn ban đầu của cọc khi chưa có khối đắp

$$Q_p = q_p \times A_p = 770.342 \times 0.09 = 69.33 \text{ (kN)}$$

$$Q_s = u \times \sum f_s \times L_i = 1.2 \times (7 \times 10 + 37.86 \times 8) = 447.46 \text{ (kN)}$$

$$\rightarrow Q_u = Q_s + Q_p = 447.46 + 69.33 = 516.79 \text{ (kN)}$$

$$\rightarrow Q_a = Q_s/2 + Q_p/3 = 447.46/2 + 69.33/3 = 246.84 \text{ (kN)}$$

7- Tính sức chịu tải cực hạn của cọc để đưa vào thiết kế khi xét đến ma sát âm do khối đắp gây ra.

Tính Q_p : $Q_p = q_p \times A_p = 770.342 \times 0.09 = 69.33 \text{ (kN)}$

Tính Q_s :

Lớp 1: - Đoạn ma sát âm dài 7.58m

$$\varphi = 5^\circ, C = 5 \text{ (kN/m}^2\text{)}, \gamma = 15 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

$$\sigma'_v = 5 \times 7.58/2 = 18.95 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$f_{s1} = (1 - \sin 5) \times 18.95 \times \text{tg}5 + 5 = 6.51 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

- Đoạn ma sát dương dài 2.42m

$$\varphi = 5^\circ, C = 5 \text{ (kN/m}^2\text{)}, \gamma = 15 \text{ (kN/m}^3\text{)}$$

$$\sigma'_v = 5 \times (10 - 2.42/2) = 43.95 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$f_{s2} = (1 - \sin 5) \times 43.95 \times \text{tg}5 + 5 = 8.51 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

Lớp 2: $\varphi = 16^\circ, C = 20 \text{ (kN/m}^2\text{)}, \gamma = 19 \text{ (kN/m}^3\text{)}$

$$\sigma'_v = 5 \times 10 + 9 \times 4 = 86 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$f_{s2} = (1 - \sin 16) \times 86 \times \text{tg}16 + 20 = 37.86 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

$$Q_s = u \times \sum f_s \times L_i$$

$$= 1.2 \times (-6.51 \times 7.58 + 8.51 \times 2.42 + 37.86 \times 8) = 328.95 \text{ (kN)}$$

$$\rightarrow Q_u = Q_s + Q_p = 328.95 + 69.33 = 389.28 \text{ (kN)}$$

$$\rightarrow Q_a = Q_s/2 + Q_p/3 = 328.95/2 + 69.33/3 = 185.58 \text{ (kN)}$$

THÍ NGHIỆM KIỂM TRA SỨC CHỊU TẢI VÀ CHẤT LƯỢNG CỌC

6.1 GIỚI THIỆU CHUNG

Khi tính toán thiết kế móng cọc, ta thường chỉ tính toán ước lượng sơ bộ sức chịu tải của cọc dựa vào điều kiện đất nền và vật liệu làm cọc. Tuy nhiên, khi thi công thực tế, sức chịu tải của cọc phụ thuộc rất nhiều vào điều kiện địa chất, điều kiện thi công, kỹ thuật thi công...

Vì vậy, sau khi thi công cọc, ta cần phải kiểm tra lại sức chịu tải của cọc tại hiện trường như thí nghiệm nén tĩnh bằng chất tải làm đối trọng hoặc phương pháp Osterberg, thí nghiệm biến dạng lớn (PDA)... Ngoài ra thường dùng phương pháp siêu âm hoặc thí nghiệm biến dạng nhỏ (PIT) để kiểm tra chất lượng bê tông trong cọc...

6.2 THÍ NGHIỆM NÉN TĨNH CỌC

6.2.1 Phạm vi áp dụng

Thí nghiệm hiện trường bằng tải trọng tĩnh ép dọc trực áp dụng cho cọc đơn thẳng đứng, cọc đơn xiên không phụ thuộc kích thước và phương pháp thi công (đóng, ép, khoan thả, khoan dẫn, khoan nhồi...) trong các công trình xây dựng.

6.2.2 Một số vấn đề chung

- Thí nghiệm nén tĩnh cọc có thể thực hiện ở giai đoạn: thăm dò thiết kế và kiểm tra chất lượng công trình

+ Thí nghiệm thăm dò (cọc chuẩn) được thực hiện trước khi sản xuất hàng loạt (đại trà) nhằm xác định số liệu cần thiết về cường độ, biến dạng và mối quan hệ tải trọng - chuyển vị của cọc làm cơ sở cho thiết kế hoặc điều chỉnh đồ án thiết kế, chọn thiết bị và công nghệ thi công phù hợp. Cọc thí nghiệm thăm dò được thi công riêng biệt

ngoài phạm vi móng công trình. Tuy nhiên, có thể chọn cọc của móng công trình làm cọc thí nghiệm thăm dò với điều kiện phải có thừa cường độ để chịu được tải trọng thí nghiệm lớn nhất theo dự kiến và phải dự báo trước chuyển vị của cọc để không gây ảnh hưởng xấu đến kết cấu bên trên của công trình sau này. Cọc thí nghiệm thăm dò phải có cấu tạo, vật liệu, kích thước và phương pháp thi công giống như cọc chịu lực của móng công trình. Nếu biết rõ điều kiện đất nền và có kinh nghiệm thiết kế cọc khu vực lân cận thì không cần thiết phải tiến hành thí nghiệm thăm dò.

- + Thí nghiệm nén tĩnh cọc ở giai đoạn kiểm tra chất lượng công trình được tiến hành trong thời gian thi công hoặc sau khi thi công xong cọc nhằm kiểm tra sức chịu tải của cọc theo thiết kế và chất lượng thi công cọc. Cọc thí nghiệm kiểm tra được chọn trong các cọc của móng công trình.

- Vị trí cọc thí nghiệm do thiết kế chỉ định, thường tại những điểm có điều kiện đất nền tiêu biểu. Trong trường hợp địa chất phức tạp hoặc ở khu vực tập trung tải trọng lớn thì nên chọn cọc thí nghiệm tại vị trí bất lợi nhất. Khi chọn cọc thí nghiệm để kiểm tra thì cần chú ý đến chất lượng thi công cọc thực tế.



Hình 6.1 Sơ đồ chất tải thí nghiệm nén tĩnh cọc khoan nhồi

- Số lượng cọc thí nghiệm do thiết kế quy định tùy theo mức độ quan trọng của công trình, mức độ phức tạp của điều kiện đất nền, kinh nghiệm thiết kế, chủng loại cọc sử dụng và chất lượng thi công cọc trong hiện

trường, thông thường được lấy bằng 1% tổng số cọc của công trình nhưng trong mọi trường hợp không ít hơn 2 cọc.

- Công tác khảo sát địa kỹ thuật cần được tiến hành trước khi thí nghiệm nén tĩnh cọc. Các hố khoan khảo sát và các điểm thí nghiệm hiện trường nên được bố trí gần cọc thí nghiệm, thường nhỏ hơn 5m tính từ vị trí cọc dự kiến thí nghiệm.

6.2.3 Phương pháp thí nghiệm

Thí nghiệm được tiến hành bằng phương pháp dùng tải trọng tĩnh ép dọc trục cọc sao cho dưới tác dụng của lực ép, cọc lún sâu thêm vào đất nền. Tải trọng tác dụng lên đầu cọc được thực hiện bằng kích thủy lực với hệ phân lực là dàn chất tải, hệ cọc neo hoặc kết hợp dàn chất tải và hệ cọc neo tùy tình hình địa chất khu vực. Các số liệu về tải trọng, chuyển vị và biến dạng... thu được trong quá trình thí nghiệm, là cơ sở để phân tích, đánh giá sức chịu tải và mối quan hệ tải trọng - chuyển vị của cọc trong đất nền.

6.2.4 Thiết bị thí nghiệm

- Thiết bị thí nghiệm bao gồm hệ gia tải, hệ phân lực và hệ đo đạc quan trắc.



Hình 6.2 Hệ dầm chính trong thí nghiệm nén tĩnh cọc khoan nhồi

- Hệ gia tải gồm kích, bơm và hệ thống thủy lực phải bảo đảm không bị rò rỉ, hoạt động an toàn dưới áp lực không nhỏ hơn 150% áp lực làm việc. Kích thủy lực phải đảm bảo các yêu cầu sau:



Hình 6.3 Hệ kích trong thí nghiệm nén tĩnh cọc khoan nhồi

- + Có sức nâng đáp ứng tải trọng lớn nhất theo dự kiến
- + Có khả năng gia tải, giảm tải với cấp tải trọng phù hợp với đề cương thí nghiệm
- + Có khả năng giữ tải ổn định không ít hơn 24 giờ
- + Có hành trình đủ để đáp ứng chuyển vị đầu cọc lớn nhất theo dự kiến cộng với biến dạng của hệ phân lực.
- + Khi sử dụng nhiều kích, các kích nhất thiết phải cùng chủng loại, cùng đặc tính kỹ thuật và phải được vận hành trên cùng một máy bơm.

Ghi chú:

- Nên sử dụng kích có khớp cầu để hạn chế hoặc loại trừ tác dụng tải lệch tâm lên đầu cọc.
 - Chuyển vị đầu cọc lớn nhất được dự tính ít nhất bằng 10% đường kính hoặc chiều rộng cọc cộng với biến dạng đàn hồi của cọc.
 - Chuyển vị cho phép của hệ phân lực bằng 25mm khi sử dụng cọc neo và 100mm khi sử dụng dàn chất tải và neo đất.
- Tấm đệm đầu cọc và đầu kích bằng thép bản có đủ cường độ và độ cứng bảo đảm phân bố tải trọng đồng đều của kích lên đầu cọc.
- Hệ đo đạt quan trắc bao gồm thiết bị, dụng cụ đo tải trọng tác dụng lên đầu cọc, đo chuyển vị của cọc, máy thủy chuẩn, dầm chuẩn và dụng cụ kẹp đầu cọc.

- Tải trọng tác dụng lên đầu cọc được đo bằng đồng hồ áp lực lắp sẵn trong hệ thống thủy lực. Đồng hồ áp lực nên hiệu chỉnh đồng bộ cùng với kích và hệ thống thủy lực với độ chính xác đến 5%. Nếu không có điều kiện hiệu chỉnh đồng bộ thì có thể hiệu chỉnh riêng đồng hồ áp lực.

Ghi chú:

- Khuyến khích nên dùng đồng hồ áp lực kế (load cell) hoặc cảm biến áp lực đã được hiệu chỉnh đặt giữa đầu kích và dầm chính (dầm chịu tải) để đo tải trọng tác dụng lên đầu cọc.
- Khuyến khích dùng thiết bị tự động bù áp lực trong hệ thống thủy lực.

- Chuyển vị đầu cọc được đo bằng 2-4 chuyển vị kế có độ chính xác đến 0.01mm, có hành trình dịch chuyển ít nhất 50mm hoặc đủ để đo được chuyển vị lớn nhất theo dự kiến.

Ghi chú:

- Khuyến khích dùng các thiết bị tự động đo chuyển vị bằng điện, điện quang.
- Chuyển vị mũi cọc hoặc biến dạng dọc thân cọc có thể được đo bằng các thiết bị đặt sẵn trong cọc như cảm biến điện trở, các thanh đo...

- Máy thủy chuẩn dùng để đo kiểm tra dịch chuyển, chuyển vị của gối kê dàn chất tải, hệ thống neo, dầm chuẩn gá lắp chuyển vị kế, độ vòng của dầm chính... và chuyển vị đầu cọc. Các số liệu đo chuyển vị đầu cọc bằng máy thủy chuẩn chỉ được dùng như là số liệu kiểm tra thô.

- Các bộ phận dùng để gá lắp thiết bị đo chuyển vị gồm dầm chuẩn bằng gỗ hoặc bằng thép và dụng cụ và dụng cụ kẹp đầu cọc bằng thép bản phải đảm bảo ít bị biến dạng do thời tiết.

- Hệ phản lực phải được thiết kế để chịu được phản lực không nhỏ hơn 120% tải trọng thí nghiệm lớn nhất theo dự kiến. Tùy thuộc điều kiện thí nghiệm, có thể chọn một trong ba dạng kết cấu sau đây để làm bộ phản lực:

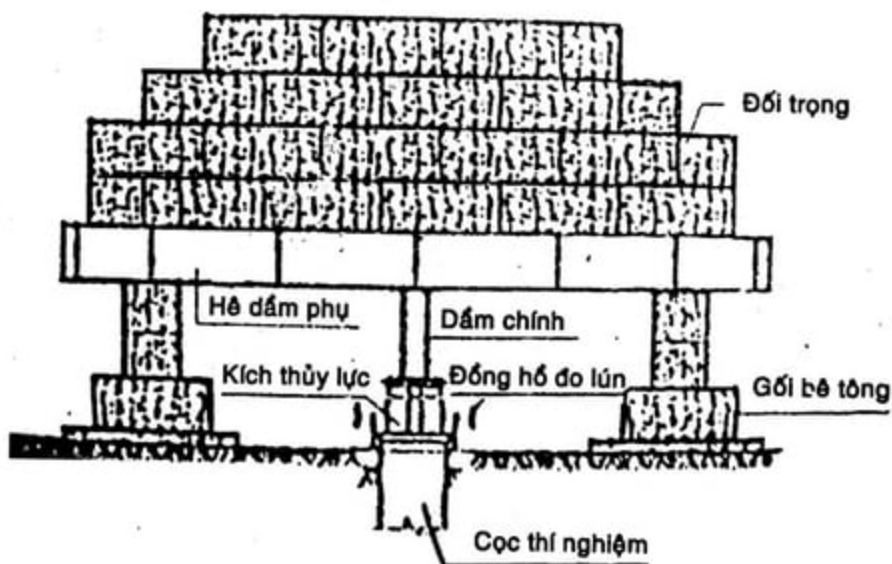
- + Dầm chính kết hợp với dàn chất tải
- + Dầm chính kết hợp với hệ dầm chịu lực liên kết với hệ cọc neo
- + Phối hợp cả ba dạng trên.

Ghi chú: Không dùng dàn chất tải làm hệ đối trọng cho cọc xiên.

6.2.5 Chuẩn bị thí nghiệm

- Thời gian nghỉ từ khi kết thúc thi công đến khi thí nghiệm được qui định như sau:

- + Tối thiểu 21 ngày với cọc khoan nhồi
- + Tối thiểu 7 ngày với các cọc đóng hoặc ép.



Hình 6.4 Sơ đồ chất tải trong thí nghiệm nén tĩnh cọc

- Đầu cọc thí nghiệm có thể được cắt bớt hoặc nối thêm nhưng phải được gia công để bảo đảm các yêu cầu sau:
 - + Khoảng cách từ đầu cọc đến dầm chính phải đủ để lắp đặt kích và thiết bị đo.
 - + Mặt đầu cọc được làm bằng phẳng, vuông góc với trục cọc, nếu cần thiết phải gia cố thêm để không bị phá hoại cục bộ dưới tác dụng của tải trọng thí nghiệm.
 - + Cần có biện pháp loại trừ ma sát phần cọc cao hơn cốt đáy móng nếu xét thấy có thể ảnh hưởng đến kết quả thí nghiệm.
- Kích phải đặt trực tiếp trên tấm đệm đầu cọc, chính tâm so với tim cọc. Khi dùng nhiều kích thì phải bố trí các kích sao cho tải trọng được truyền dọc trục, chính tâm lên đầu cọc.

Ghi chú:

- Không đặt kích trực tiếp lên đầu cọc thí nghiệm
- Nếu kích không có khớp cầu thì phải lắp ráp sao cho mặt phẳng đầu kích (hoặc tấm đệm đầu kích) tiếp xúc hoàn toàn với mặt phẳng của dầm chính.

- Hệ phân lực phải lắp đặt theo nguyên tắc cân bằng, đối xứng qua trục cọc, bảo đảm truyền tải trọng dọc trục, chính tâm lên đầu cọc, đồng thời tuân thủ các qui định sau:
 - + Dàn chất tải được lắp đặt trên các gối kê ổn định, hạn chế tối đa độ lún của gối kê.
 - + Dầm chính và hệ dầm chịu lực phải được kê lên các trụ đỡ hoặc các gối kê.
 - + Khi sử dụng nhiều dầm chính, các dầm nhất thiết phải được liên kết cứng với nhau bằng dầm chịu lực, bảo đảm truyền tải trọng đồng đều lên đầu cọc.
 - + Việc chất tải trọng phải cân bằng, nhẹ nhàng, tránh các xung lực.
 - + Bố trí neo (cọc neo hoặc neo đất) đối xứng qua trục cọc. Khi thí nghiệm cọc xiên, phải thí công neo theo chiều và góc nghiêng của cọc thí nghiệm.
 - + Phải lắp đặt sao cho dàn chất tải làm việc đồng thời với neo khi kết hợp chúng làm hệ phân lực.
 - + Khi lắp dựng xong, đầu cọc không bị nén trước trước khi thí nghiệm.
- Dụng cụ kẹp đầu cọc được bắt chặt vào thân cọc, cách đầu cọc khoảng 0,5 đường kính hoặc chiều rộng tiết diện cọc.
- Các dầm chuẩn được đặt song song hai bên cọc thí nghiệm, các trụ đỡ dầm được chôn chặt xuống đất. Chuyển vị kế được lắp đối xứng hai bên đầu cọc và được gắn ổn định lên các dầm chuẩn, chân của chuyển vị kế được tựa lên dụng cụ kẹp đầu cọc hoặc tấm đệm đầu cọc (hoặc có thể lắp ngược lại).

Ghi chú:

- Chân của chuyển vị kế nên tựa trên mặt phẳng nhẵn, tốt nhất là dùng các tấm nhôm nhỏ
- Khi dùng thiết bị điện, điện quang để đo chuyển vị đầu cọc, bộ phận thu nhận được gắn chặt vào thân cọc hoặc dụng cụ kẹp đầu cọc.

- Khoảng cách lắp dựng các thiết bị được qui định như sau:

- + Từ tâm cọc thí nghiệm đến tâm cọc neo hoặc cánh neo đất: $\geq 3D$ nhưng trong mọi trường hợp không nhỏ hơn 2m
- + Từ cọc thí nghiệm đến điểm: gần nhất của các gối kê: $\geq 3D$ nhưng trong mọi trường hợp không nhỏ hơn 1.5m
- + Từ cọc thí nghiệm đến các gối đỡ dầm chuẩn: $\geq 1.5m$

- + Từ mốc chuẩn đến cọc thí nghiệm, neo và gối kê giàn chất tải: $\geq 5D$ nhưng trong mọi trường hợp không nhỏ hơn 2.5m.

Ghi chú:

- *D là đường kính hoặc chiều rộng tiết diện cọc*
- *Khi thí nghiệm cọc mở rộng đáy, khoảng cách từ đáy cọc đến cọc neo và đến cánh neo đất lần lượt nhỏ hơn 1/2 lần và 1 lần đường kính đáy cọc.*

6.2.6 Quy trình gia tải

- Trước khi thí nghiệm chính thức, tiến hành gia tải trước nhằm kiểm tra hoạt động của thiết bị thí nghiệm và tạo tiếp xúc tốt giữa thiết bị và đầu cọc. Gia tải trước được tiến hành bằng cách tác dụng lên đầu cọc khoảng 5% tải trọng thiết kế sau đó giảm tải về 0, theo dõi hoạt động của thiết bị thí nghiệm. Thời gian gia tải và thời gian giữ tải ở cấp 0 khoảng 10 phút.

- Thí nghiệm được thực hiện theo quy trình gia tải và giảm tải từng cấp, tính bằng (%) tải trọng thiết kế. Cấp tải mới được tăng hoặc giảm khi chuyển vị (độ lún) hoặc độ phục hồi đầu cọc đạt ổn định quy ước hoặc đủ thời gian quy định.

- Quy trình gia tải tiêu chuẩn được thực hiện như sau:

- + Gia tải từng cấp đến tải trọng thí nghiệm lớn nhất theo dự kiến, mỗi cấp gia tải không lớn hơn 25% tải trọng thiết kế. Cấp tải mới chỉ được tăng khi tốc độ lún đầu cọc đạt độ lún ổn định quy ước nhưng không quá 24 giờ, lấy thời gian nào lâu hơn.
- + Sau khi kết thúc gia tải, nếu cọc không bị phá hoại thì tiến hành giảm tải về 0, mỗi cấp giảm tải bằng 2 lần cấp gia tải và thời gian giữ tải mỗi cấp là 30 phút, riêng cấp tải 0 có thể lâu hơn nhưng không quá 6 giờ.

Ghi chú:

- *Giá trị mỗi cấp tải có thể lấy bằng 10%, 15% hoặc 20% tải trọng thiết kế.*
- *Thời gian giữ cấp tải 100% tải trọng thiết kế có thể được kéo dài đến 6 giờ để quan sát chuyển vị theo dự tính.*
- + Khi có cơ sở thích ứng, cho phép thí nghiệm theo các quy trình đặc biệt khác.
- Nếu có yêu cầu thí nghiệm chu kỳ thực hiện theo quy trình gia tải sau:

- + Chu kỳ thứ nhất: Gia tải đến tải trọng quy định (thông thường đến 100% tải trọng thiết kế), sau đó giảm tải về 0. Giá trị mỗi cấp gia tải, giảm tải và thời gian giữ tải theo quy định ở trên. Mục đích của chu kỳ thứ nhất là để khử các độ lún đàn hồi trong cọc.
- + Chu kỳ thứ 2: Gia tải lại đến cấp tải cuối cùng của chu kỳ thứ nhất, thời gian giữ tải mỗi cấp là 30 phút, sau đó tiếp tục gia tải đến cấp tải cuối của chu kỳ thứ hai, và giảm tải về 0 như chu kỳ thứ nhất.
- + Gia tải các chu kỳ tiếp theo được lặp lại như chu kỳ hai, đến tải trọng phá hoại hoặc tải trọng lớn nhất theo dự kiến, theo nguyên tắc cấp tải cuối cùng của chu kỳ trước.

Ghi chú:

- Số lượng chu kỳ thí nghiệm do tư vấn thiết kế quy định tùy theo mục đích thí nghiệm.
- Có thể tăng gấp đôi cấp gia tải hoặc gia tải một lần đến cấp cuối cùng của chu kỳ trước đó khi gia tải lại của chu kỳ sau.
- Không phụ thuộc vào mục đích thí nghiệm, các giá trị thời gian, tải trọng và chuyên vị đầu cọc phải đo đạc và ghi chép ngay sau khi tăng hoặc giảm tải theo bảng thời gian 6.1:

Bảng 6.1 Thời gian theo dõi độ lún và đọc số liệu

Cấp tải trọng	Thời gian theo dõi và đọc số liệu
Cấp gia tải	Không quá 10 phút một lần cho 30 phút đầu Không quá 15 phút một lần cho 30 phút sau đó Không quá 1 giờ một lần cho 10 giờ tiếp theo Không quá 2 giờ một lần cho > 12 giờ sau cùng
Cấp gia tải và cấp giảm tải	Không quá 10 phút một lần cho 30 phút đầu Không quá 15 phút một lần cho 30 phút sau đó Không quá 1 giờ một lần cho thời gian > 1 giờ

- Khi tốc độ đầu cọc đạt giá trị sau đây được xem là đạt độ lún ổn định qui ước:

- + Không quá 0.25mm/h đối với cọc chông vào lớp đất hòn lớn, đất cát, đất sét từ dẻo đến cứng
- + Không quá 0.1mm/h đối với cọc ma sát trong đất sét dẻo mềm đến dẻo chảy.

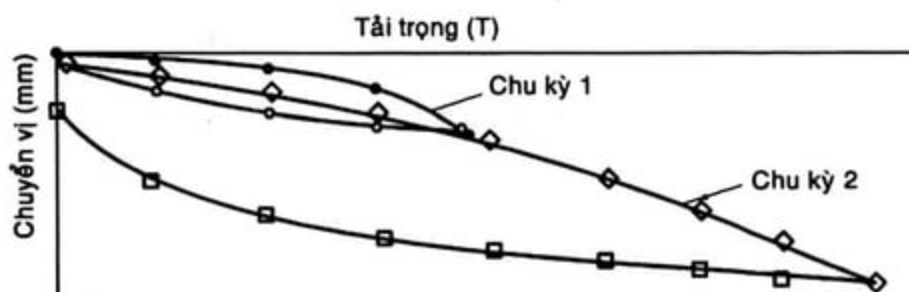
- Tải trọng thí nghiệm lớn nhất do thiết kế quy định, thường được lấy như sau:

- + Đối với cọc thí nghiệm thăm dò: bằng tải trọng phá hoại hoặc bằng 250-300% tải trọng thiết kế
- + Đối với cọc thí nghiệm kiểm tra: 150-200% tải trọng thiết kế.
- Cọc thí nghiệm thăm dò được xem là bị phá hoại khi:
 - + Tổng chuyển vị đầu cọc vượt quá 10% đường kính hoặc chiều rộng tiết diện cọc có kể đến biến dạng đàn hồi của cọc khi cần thiết.
 - + Vật liệu cọc bị phá hoại.
- Cọc thí nghiệm kiểm tra được xem là không đạt khi:
 - + Cọc bị phá hoại
 - + Tổng chuyển vị đầu cọc dưới tải trọng thí nghiệm lớn nhất và biến dạng dư của cọc vượt quá qui định nêu trong đề cương.

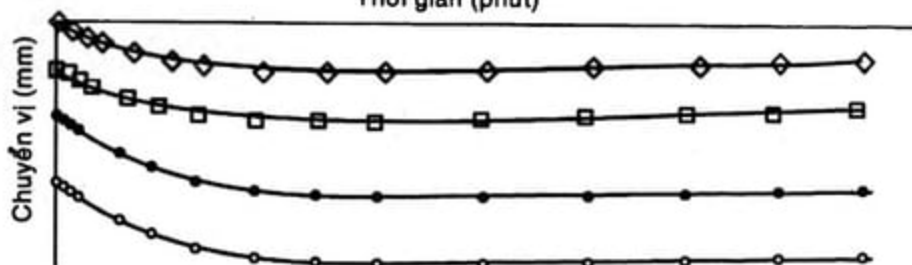
6.2.7 Phương pháp xác định sức chịu tải giới hạn

1- Xác định sức chịu tải giới hạn theo phương pháp đồ thị

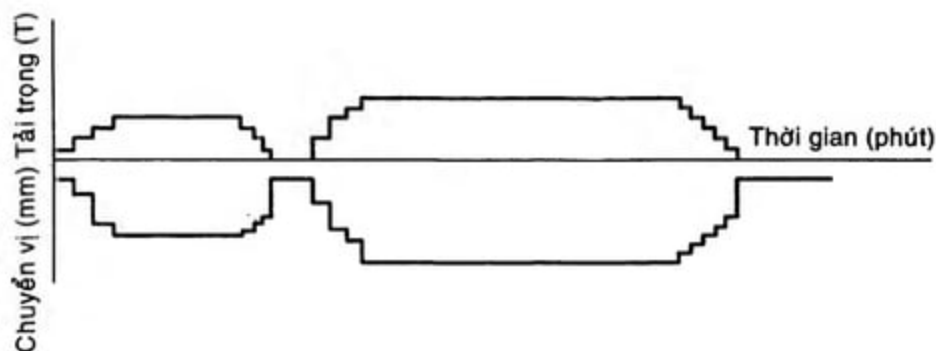
Sức chịu tải giới hạn được xác định dựa trên hình dạng đường cong quan hệ tải trọng chuyển vị $S = f(P)$, $\lg S = f(\lg P)$, trong nhiều trường hợp cần kết hợp với các đường cong khác như $S = f(\lg t)$, $P = f(S/\lg t)$... Tùy thuộc vào đường cong quan hệ tải trọng - chuyển vị, sức chịu tải giới hạn được xác định một trong hai trường hợp sau:



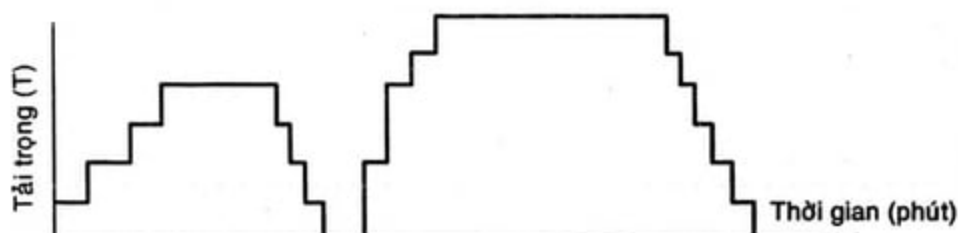
Hình 6.5 Biểu đồ quan hệ tải trọng và chuyển vị
Thời gian (phút)



Hình 6.6 Biểu đồ quan hệ chuyển vị và thời gian

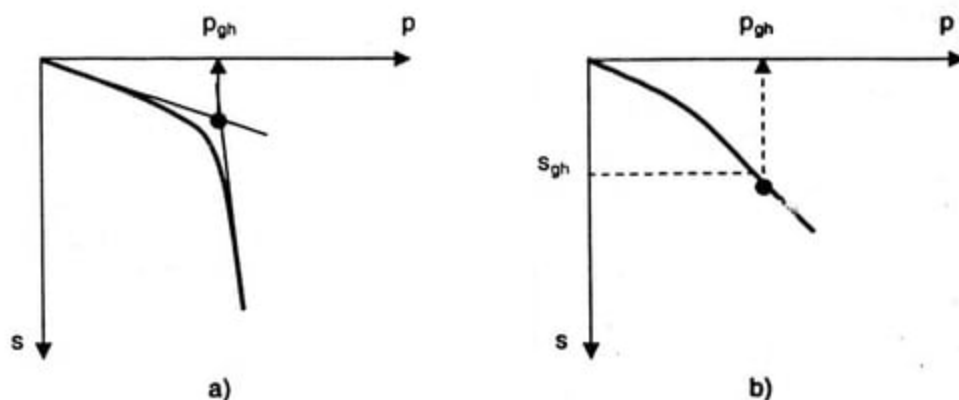


Hình 6.7 Biểu đồ quan hệ tải trọng - thời gian - chuyển vị



Hình 6.8 Biểu đồ quan hệ tải trọng - thời gian

Trường hợp 1 (H.6.9a): Khi đường cong quan hệ giữa p - s có điểm uốn rõ ràng: sức chịu tải giới hạn được xác định trực tiếp trên đường cong, là tải trọng ứng với điểm có đường cong bắt đầu thay đổi độ dốc đột ngột hoặc đường cong gần như song song với trục chuyển vị.



Hình 6.9 Biểu đồ xác định p_{gh}

Trường hợp 2 (H.6.9b): Khi đường cong quan hệ p - s thay đổi chậm, rất khó hoặc không thể xác định chính xác điểm uốn, sức chịu tải giới hạn được xác định theo các phương pháp đồ thị khác nhau.

Tùy thuộc vào quy trình gia tải, loại cọc thí nghiệm và điều kiện đất nền, có thể áp dụng một trong các phương pháp đồ thị sau đây để xác định sức chịu tải giới hạn của cọc như sau:

- + Phương pháp De Beer, phương pháp Chin, phương pháp 80% của Brinch Hansen là phương pháp thích hợp xác định sức chịu tải từ kết quả thí nghiệm theo quy trình gia tải tốc độ chậm.
- + Phương pháp Davission, phương pháp Fuller và Hoy, phương pháp Butler và Hoy là phương pháp thích hợp xác định sức chịu tải từ kết quả thí nghiệm theo quy trình gia tải tốc độ nhanh.
- + Phương pháp 90% của Brinch Hansen là phương pháp thích hợp xác định sức chịu tải từ kết quả thí nghiệm gia tải tốc độ với tốc độ chuyển vị không đổi CRP.

Cũng cần lưu ý rằng:

- + Các phương pháp Chin 80% của Brinch Hansen là phương pháp thích hợp cho cả quy trình gia tải tốc độ chậm và tốc độ nhanh.
- + Phương pháp Davission chỉ thích hợp cho cọc đóng, phương pháp Fuller và Hoy không thích hợp cho cọc dài.

2- Xác định sức chịu tải giới hạn theo chuyển vị giới hạn quy ước

Trên đường cong quan hệ tải trọng - chuyển vị, sức chịu tải giới hạn P_{gh} là tải trọng qui ước ứng với chuyển vị giới hạn qui ước S_{gh} theo bảng 6.1

Bảng 6.1 Xác định chuyển vị giới hạn qui ước

Tác giả đề nghị	Điều kiện áp dụng	Chuyển vị giới hạn
Tiêu chuẩn Pháp DTU 13-2 Tiêu chuẩn Anh BS 8004:1986 Tiêu chuẩn Nhật JSF 1811-1993	Các loại cọc	10%D
Brinch Hansen Thụy Điển	P_{gh} ứng với $1/2S_{gh}$, S_{max} ứng với $0.9P$	$2S_{max}$
De Beer	Cọc khoan nhồi	2.5%D
Trung Quốc	Cọc khoan nhồi chống Cọc có $L/D > 80 - 100$	(3% - 6%)D 40 - 60mm 60 - 80mm Hoặc (2PL/3EA) + 20mm

6.2.8 Phương pháp xác định sức chịu tải cho phép của cọc

Sức chịu tải cho phép thường được xác định bằng sức chịu tải giới hạn hoặc tải trọng phá hoại chia cho hệ số an toàn. Thông thường hệ số an toàn $FS = 2$, tuy nhiên việc áp dụng hệ số an toàn cao hơn hoặc thấp hơn do thiết kế quyết định tùy thuộc vào mức độ quan trọng của công trình, điều kiện đất nền đặc điểm cọc và phương pháp thí nghiệm.

Hệ số an toàn $FS > 2$ áp dụng trong các trường hợp sau:

- + Khi xác định P_{gh} từ đường cong quan hệ tải trọng - chuyển vị phát triển chậm, khó xác định điểm uốn
- + Đối với cọc ma sát trong đất dính từ dẻo mềm đến dẻo chảy
- + Đối với cọc thí nghiệm thăm dò khác về chủng loại, kích thước hoặc chiều dài của cọc được dùng sau này
- + Đối với cọc xuyên mà sức chịu tải của cọc xác định theo kết quả thí nghiệm cọc thẳng đứng
- + Số lượng cọc thí nghiệm hạn chế trong điều kiện địa chất đất nền phức tạp, địa tầng thay đổi mạnh
- + Đối với công trình quan trọng đòi hỏi yêu cầu cao về độ lún.

Hệ số an toàn $FS \leq 2$ có thể được áp dụng đối với các trường hợp sau:

- + Khi P_{gh} được xác định từ điểm uốn rõ ràng trên đường cong quan hệ tải trọng - chuyển vị
- + Đối với cọc thí nghiệm kiểm tra trong điều kiện thuận lợi phù hợp với điều kiện thiết kế
- + Đối với cọc thí nghiệm có kết quả gần phù hợp với các phương pháp khác
- + Trong cùng một hiện trường có điều kiện đất nền không đồng nhất, kết quả thí nghiệm của các cọc sai lệch không đáng kể
- + Khi có kết quả đo chính xác chuyển vị mũi cọc và dọc thân cọc.

6.3 THÍ NGHIỆM OSTERBERG

6.3.1 Giới thiệu

Phương pháp OSTERBERG dùng để xác định khả năng chịu tải của cọc khoan nhồi và cọc Ba-ret, có sức chịu tải lớn đặc biệt là tại khu vực mặt bằng chật hẹp khó có thể kiểm tra bằng phương pháp truyền thống như thử tĩnh cọc có chất tải làm đối trọng phía trên.

Phương pháp OSTERBERG là phương pháp thử tải tĩnh, vì thế tải trọng thử sẽ phải áp dụng trực tiếp trạng thái chịu lực của cọc trong mỗi bước thử. Tải trọng tĩnh dùng để thử được tạo ra bởi hộp tải (The Osterberg Cell) đặt sẵn trong cọc khi thi công. Hộp tải thực chất là một bộ kích thủy lực hoạt động nhờ áp lực của bơm thủy lực đặt trên mặt đất truyền theo ống dẫn vào trong hộp tải. Hộp tải hoạt động theo hai chiều đối nhau: đẩy phần cọc trên hộp tải lên trên phá sức kháng cắt của đất nền quanh thân cọc của phần cọc này; đẩy phần cọc dưới hộp tải xuống dưới phá sức kháng nén của đất nền dưới mũi cọc cùng với sức kháng cắt của đất nền quanh thân cọc của phần cọc này. Như vậy, đối trọng dùng để thử sức kháng nén của đất nền dưới mũi cọc chính là do trọng lượng bản thân cọc và sức kháng cắt của đất nền quanh thân cọc của phần cọc trên hộp tải; còn đối trọng dùng để thử sức kháng cắt của đất nền quanh thân cọc của phần cọc trên hộp tải chính là sức kháng nén của đất nền dưới mũi cọc cùng với sức kháng cắt của đất nền quanh thân cọc của phần cọc dưới hộp tải.



Hình 6.19 Lắp đặt hộp Osterberg

6.3.2 Nguyên lý thí nghiệm

Lực nén dọc và chuyển vị của mặt bích trên và mặt bích dưới của hộp tải được đo bằng bộ cảm biến có dây dẫn nối lên trên mặt đất và biểu thị

trên đồng hồ. Tải được tăng cho đến khi xảy ra một trong ba tình huống: Sức kháng cắt giới hạn của đất nền quanh thân cọc của phần cọc trên hộp tải đạt tới trước, hoặc sức kháng nén giới hạn của đất nền dưới mũi cọc cùng với sức kháng cắt giới hạn của đất nền quanh thân cọc của phần cọc dưới hộp tải đạt tới trước, hoặc sức kháng giới hạn của hai phần cọc nêu trên đạt tới cùng lúc.

- Nếu gọi tổng các lực n.a sát thành bên trên toàn bộ chiều dài cọc là P_{ms} và lực chống ở mũi cọc là P_m ,

- Lực do hộp tải trọng Osterberg gây ra là P_o , ta có nhận xét sau:

Khi tạo lực P_o trong hộp Osterberg, theo nguyên lý cân bằng phân lực, một lực P_o truyền lên thân cọc và hướng lên trên sẽ cân bằng bởi lực ma sát thành bên và tự trọng của thân cọc G .

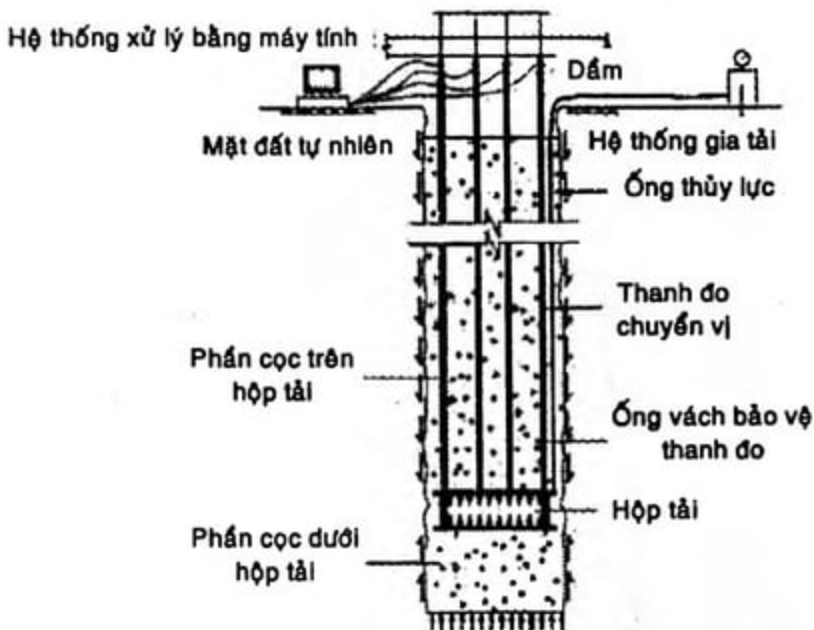
Một lực P_o khác hướng xuống dưới và được chống lại bởi sức chống của đất nền dưới mũi cọc. Như vậy trong quá trình chất tải, ta có:

$$P_o = (G + P_{ms}) < G + P_{ms\text{giới hạn}} \quad (6.1)$$

Hoặc
$$P_o = (P_m) < P_{m\text{giới hạn}} \quad (6.2)$$

Cọc thí nghiệm sẽ bị phá hoại khi đạt đến cân bằng của một trong hai biểu thức trên, tức là khi bị phá hoại mũi trước hoặc bị phá hoại thành bên trước.

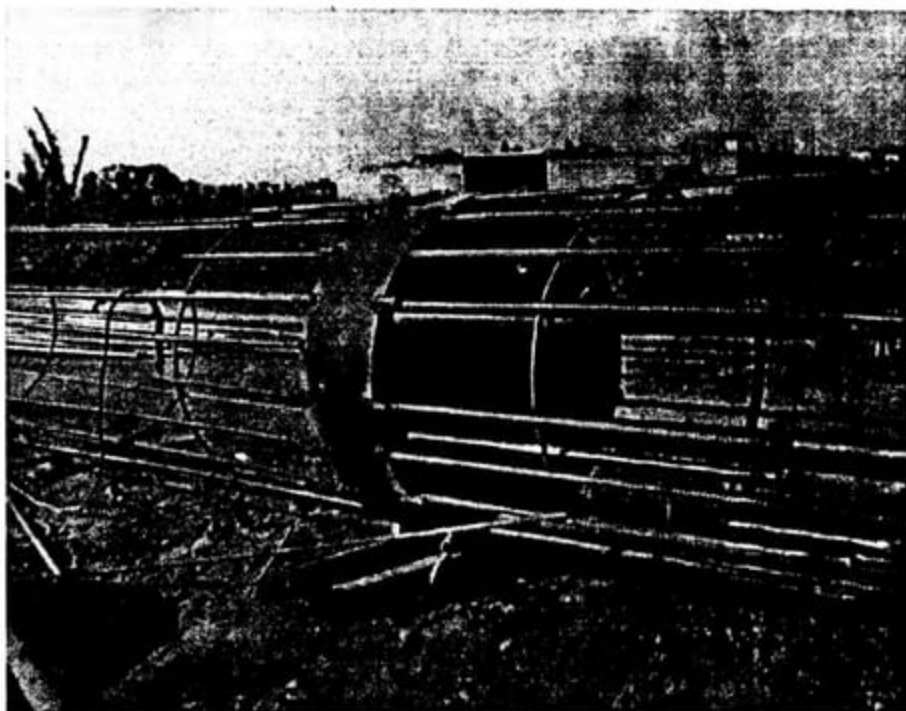
Thiết bị đo chuyển vị bằng cảm biến



Hình 6.11 Nguyên lý tạo lực và truyền lực của hộp tải

6.3.3 Quy trình thí nghiệm

- 1- Chuẩn bị công trường
- 2- Lắp O-cell và thiết bị đo lường trong lồng thép
- 3- Hoàn thành việc đào hố cho barrette/cọc nhồi
- 4- Đổ xi măng vào phần đáy hố
- 5- Đặt lồng thép vào trong hố
- 6- Đổ bê tông cọc barrette/cọc nhồi
- 7- Lắp hệ thống đo chuyển dịch và bơm thủy lực
- 8- Gia tải theo tiêu chuẩn sau khi bê tông đủ cường độ chịu lực
- 9- Ghi chú thông số chuyển dịch và áp suất.



Hình 6.12 Lắp đặt hộp tải cùng với lồng cốt thép cọc

6.3.4 Nguyên tắc chọn vị trí hộp tải

Vị trí đặt hộp tải được xác định gần đúng theo nguyên tắc để sao cho đối trọng của phần cọc trên hộp tải và phần cọc dưới hộp tải xấp xỉ bằng nhau, nhờ đó có thể thử được cấp tải trọng tiến gần tới mức giới hạn hơn:

$$G^+ + F^+ = (F^- + F^c) - G^- \quad (6.3)$$

trong đó: G^+ , G^- tương ứng là trọng lượng của phần cọc trên và phần cọc dưới hộp tải có xét đến hiệu ứng đẩy nổi khi nằm dưới mức nước ngầm

F^+ , F^- tương ứng là tổng sức kháng cắt của đất nền quanh thân cọc của phần cọc trên hộp tải và phần cọc dưới hộp tải

F^c - sức kháng nén của đất nền dưới mũi cọc.

Do mũi cọc khoan nhồi được hạ trong lớp đất chịu lực tốt có sức kháng mũi cao nên theo nguyên tắc nêu trong công thức (6.3), vị trí của hộp tải thường nằm gần mũi cọc.

6.3.5 Nguyên tắc xác định tải trọng giới hạn của cọc

Do phương pháp OSTERBERG là phương pháp thử tải tĩnh nên, về nguyên tắc, để xác định tải trọng giới hạn của cọc vẫn áp dụng các nguyên tắc của thử tải tĩnh truyền thống:

1- Cấp tăng tải

Bằng khoảng 7-10% sức chịu tải giới hạn theo đất nền dự kiến của cọc.

2- Điều kiện tăng tải

Tải trọng ở mỗi cấp được giữ cho đến khi chuyển vị cọc dừng lại thì mới được tăng cấp tải tiếp theo.

Chuyển vị cọc được xem là dừng lại nếu tốc độ chuyển vị không vượt quá 0.1mm trong thời gian 60 phút khi mũi cọc hạ trong lớp cát hoặc sét cứng.

3- Cấp hạ tải

Cấp hạ tải tối đa bằng hai lần cấp tăng tải.

4- Điều kiện dừng thử

a) Khi tổng chuyển vị $s \leq 20\text{mm}$:

Tải được tăng theo các điều kiện (6.3.5.1) và (6.3.5.2) nêu trên cho đến khi:

Nếu ứng với cấp tải (Q) nào đó mà chuyển vị chưa dừng lại trong 24 giờ liên tục thì dừng thử và lấy cấp tải đó làm tải trọng giới hạn.

b) Khi tổng chuyển vị $20\text{cm} < s \leq 40\text{mm}$:

Tải được tăng theo các điều kiện (6.3.5.1) và (6.3.5.2) nêu trên cho đến khi:

- Ở một cấp tải (Q) nào đó mà chuyển vị chưa dừng lại trong 24 giờ liên tục thì dừng thử và lấy cấp tải trước đó làm tải trọng giới hạn.

- Đã đạt hết cấp tải dự kiến và chuyển vị dừng lại trong 24 giờ liên tục thì dừng thử và lấy cấp tải đó làm tải trọng giới hạn.

c) Khi tổng chuyển vị $s > 40\text{mm}$:

Tải được tăng theo các điều kiện (6.3.5.1) và (6.3.5.2) nêu trên cho đến khi:

- Ở một cấp tải (Q) nào đó mà chuyển vị chưa dừng lại trong 24 giờ liên tục hoặc nếu số gia độ chuyển vị ứng với cấp tải đang thử bằng hoặc lớn hơn 5 lần số gia độ chuyển vị ứng với cấp tải trước đó thì dừng thử và lấy cấp tải trước đó làm tải trọng giới hạn.

- Đã đạt hết cấp tải dự kiến và chuyển vị dừng lại trong 24 giờ liên tục đồng thời số gia độ chuyển vị ứng với cấp tải đang thử nhỏ hơn 5 lần số gia độ chuyển vị ứng với cấp tải trước đó thì dừng thử và lấy cấp tải đó làm tải trọng giới hạn.

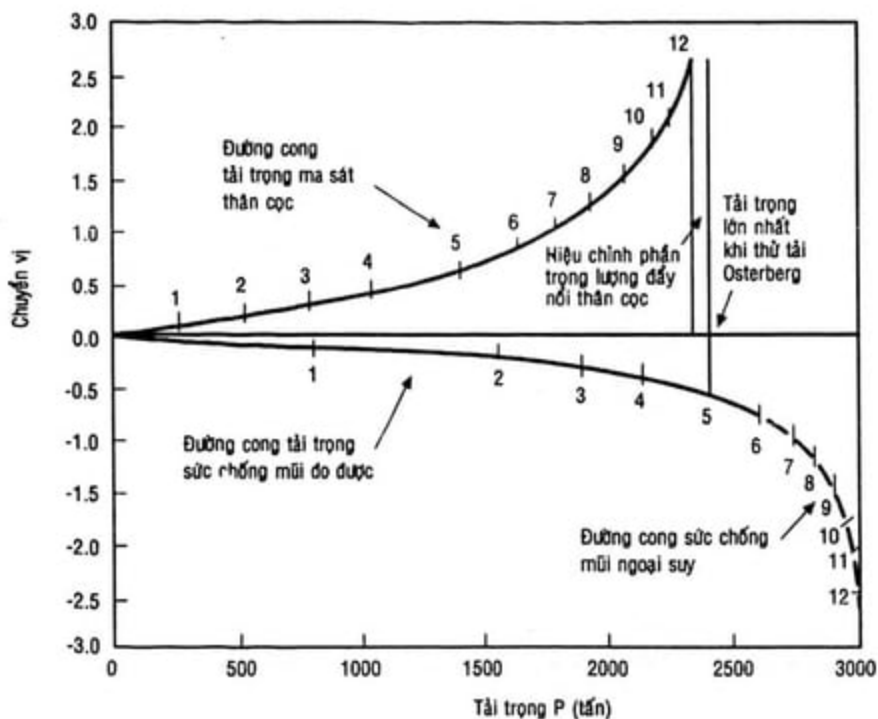
Ở đây, cần làm rõ khái niệm về cấp tải (Q) và chuyển vị (s) như sau:

Q là trị số lực nén dọc dọc trên đồng hồ đo biểu thị lực nén dọc của một hướng tác dụng lực sinh ra từ hộp tải. Như vậy, tổng lực nén dọc tác dụng vào cọc sẽ là $2 \times Q$. Đây mới chính là cấp tải cần kiểm soát theo điều kiện (6.3.5.4).

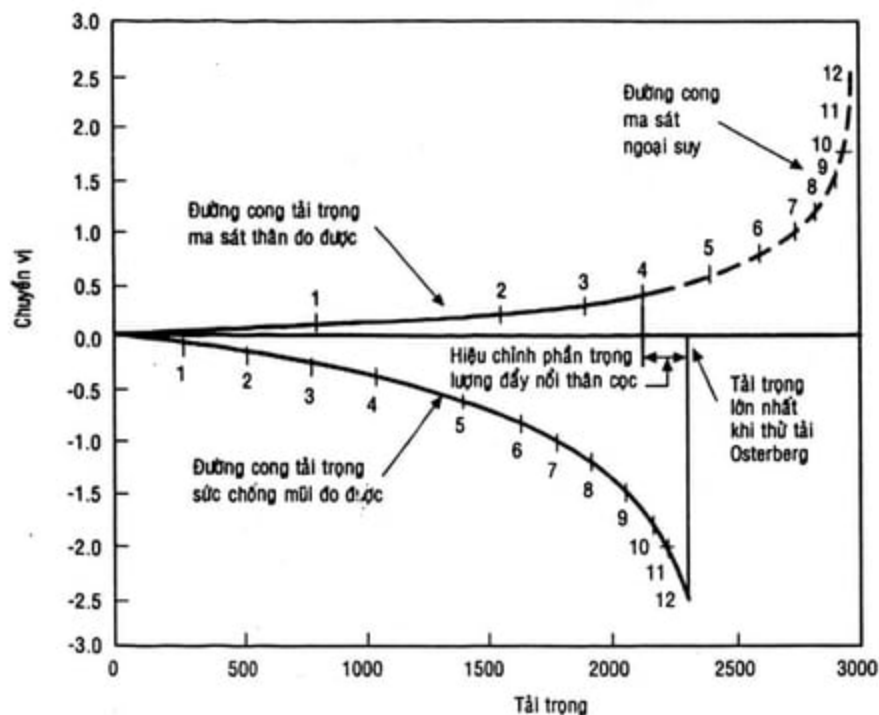
Chuyển vị (s) là chuyển vị riêng rẽ của phần cọc trên hộp tải và phần cọc dưới hộp tải gây ra bởi lực nén dọc (Q). Với cùng một lực nén dọc (Q) nhưng do đặc trưng đất nền và đặc trưng tác dụng lực ở hai phần cọc khác nhau nên chuyển vị của phần cọc trên (s'_+) và của phần cọc dưới (s'_-), về nguyên lý, có thể khác nhau. Trị số chuyển vị (s) lớn hơn từ một trong hai trị số được dùng để kiểm soát việc dừng thử theo điều kiện (6.3.5.4).

6.3.6 Phân tích kết quả thử tải

Phương pháp này sẽ cho kết quả là hai biểu đồ quan hệ tải trọng và chuyển vị ở mũi cọc và đầu cọc được xây dựng độc lập như ở hình 6.13 và 6.14.



Hình 6.13 Đường cong chuyển vị và tải trọng (ma sát đạt đến cực hạn)



Hình 6.14 Đường cong chuyển vị và tải trọng (sức kháng mũi đạt đến cực hạn)

Ngoài ra, theo quy trình kỹ thuật thử tải cọc bằng phương pháp OSTERBERG DB32/T291 – 1999” của Trung Quốc¹, sức chịu tải giới hạn theo đất nền của cọc được tính theo công thức sau:

$$Q = \frac{Q^+ G^+}{\lambda} + Q^- \quad (6.4)$$

trong đó: Q^+ , Q^- tương ứng là các giá trị sức chịu tải giới hạn của phần cọc trên và phần cọc dưới chọn được sau khi thử theo các điều kiện của mục 3. Ở đây cần lưu ý rằng chỉ trong trường hợp thử đặc biệt - gây phá hoại sức kháng của nền - như đã trình bày ở mục 4 thì Q_+ và Q^- mới có giá trị khác nhau, còn trong trường hợp thử không gây phá hoại thì $Q^+ = Q^-$

G^+ - trọng lượng bản thân của phần cọc trên hộp tải có xét đến hiệu ứng đẩy nổi khi phần cọc này nằm dưới mức nước ngầm

λ - hệ số phản ánh ảnh hưởng của loại đất ở dưới mũi cọc: với đất dính $\lambda = 0.8$; với cát $\lambda = 0.7$.

6.3.7 Cách chuyển đổi tương đương từ kết quả thử theo phương pháp OSTERBERG về kết quả thử theo phương pháp thử tĩnh truyền thống

Việc phân tích - đánh giá kết quả thử theo phương pháp OSTERBERG vẫn dựa trên các nguyên tắc của thử tải tĩnh truyền thống, trong đó biểu đồ quan hệ Q - s là một công cụ quan trọng cho phép phân tích có định lượng về sức chịu tải của cọc mà một bài toán cơ học vẫn thường làm. Mục tiêu của việc thử tải trong phần lớn các trường hợp không chỉ dừng ở việc xác định khả năng chịu tải theo đất nền của cọc mà còn muốn có một hình ảnh cụ thể hơn so với lý thuyết chung cũng như so với kết quả tính toán theo lý thuyết đó về tương tác giữa cọc với đất nền xung quanh để từ đó có những ứng xử thích hợp hơn trong thiết kế móng cọc và trong quá trình xử lý thi công sau này.

$$Q = K.(Q^+ - G) + Q^- \quad (6.5)$$

$$s = s' + \Delta s \quad (6.6)$$

$$\Delta s = \Delta s_1 + \Delta s_2 = \frac{Q^- \cdot L}{A \cdot E} + \frac{K \cdot L \cdot (Q^+ - G)}{2 \cdot A \cdot E} \quad (6.7)$$

trong đó: Q - sức chịu tải giới hạn theo đất nền của cọc quy đổi về điểm đặt lực ở trên đỉnh cọc theo cách thử tĩnh truyền thống

- ε - chuyển vị thẳng đứng quy đổi của đỉnh cọc do lực Q quy đổi gây ra
- s' - biến dạng đàn hồi quy đổi của đất nền dưới mũi cọc do lực Q quy đổi gây ra
- Δs - biến dạng đàn hồi dọc trục quy đổi của cọc do lực Q quy đổi gây ra
- K - hệ số quy đổi
- L - chiều dài của phần cọc trên hộp tải
- E - môđun đàn hồi của bê tông cọc
- A - diện tích mặt cắt ngang của cọc.

Nhận biết các công thức (3), (4), (5):

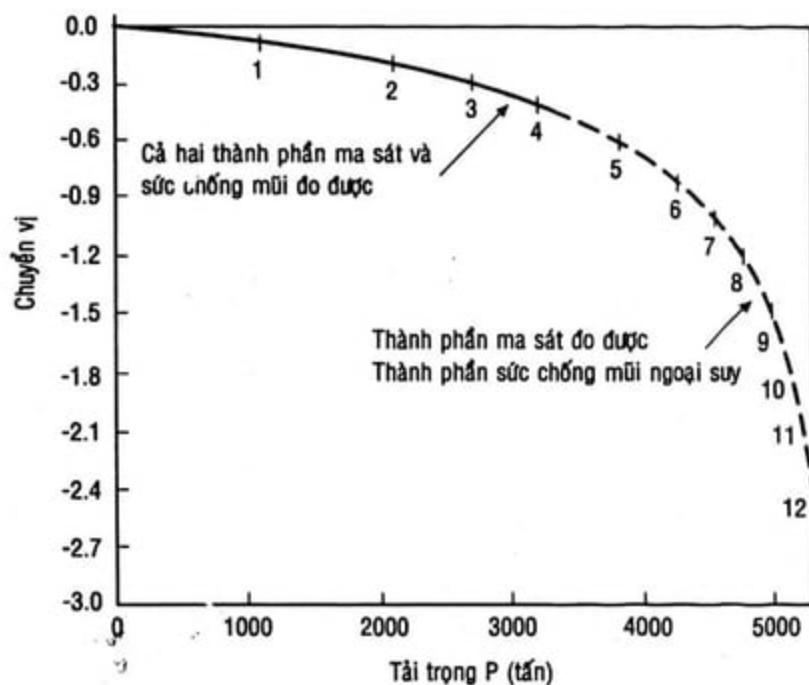
Trị số s' , một cách chính xác hơn, cần được lấy theo quan hệ với trị số của tổng lực nén ($Q^+ + Q^-$) bằng cách chọn Q^+ và Q^- tương ứng với cùng một trị số chuyển vị (s') thể hiện trên hai đường cong quan hệ Q - s .

Đại lượng Δs là biến dạng đàn hồi dọc trục của đoạn chiều dài cọc trên hộp tải gây ra bởi lực nén dọc trong khi thử đã được quy đổi cả về giá trị cả về điểm đặt lực chuyển về đỉnh cọc. Ở đây, có bỏ qua đoạn chiều dài cọc dưới hộp tải do đủ ngắn so với tổng chiều dài cọc.

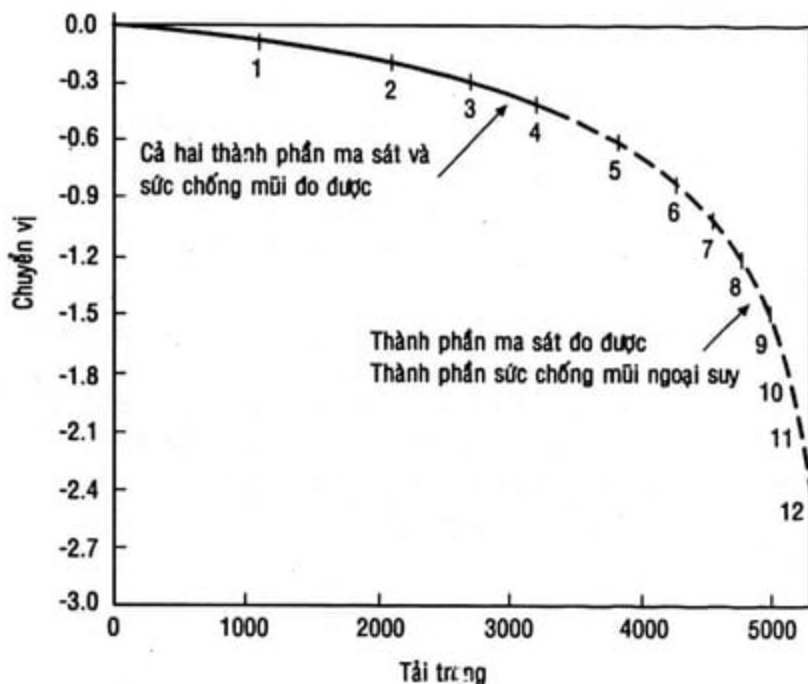
Δs_1 là biến dạng đàn hồi dọc trục quy đổi của cọc gây ra bởi ứng suất nén dọc trục gây ra bởi lực Q^- tác dụng trên phần cọc dưới hộp tải. Do mũi cọc được đặt trong đất cứng nên có thể quan niệm rằng lực Q^- này gây ra biến dạng đàn hồi trên suốt chiều dài cọc khi chuyển tương đương về đỉnh cọc; tuy vậy, trong công thức (4) trị số này cũng chỉ được lấy bằng L^- là chiều dài của đoạn cọc trên hộp tải (trị số gần đúng).

Δs_2 là biến dạng đàn hồi dọc trục quy đổi của cọc gây ra bởi ứng suất cắt dọc theo thân cọc gây ra bởi lực Q^+ tác dụng ở phần cọc trên hộp tải (vì đỉnh cọc không có gối kê). Ứng suất cắt này phát triển theo một quy luật phức tạp, vì vậy trong khuôn khổ của một bài toán ứng dụng, Quy trình thử cọc đã đơn giản hóa bằng một quy luật tuyến tính với xu hướng tắt dần từ nắp hộp tải đến đỉnh cọc (mặt đất) - biểu đồ hình tam giác. Vì vậy, trong công thức (4) có xuất hiện giá trị $L/2$.

Kết quả chuyển đổi thể hiện trên các hình sau:



Hình 6.15 Đường cong chuyển vị và tải trọng do chất tải tương đương (ma sát đạt đến cực hạn)



Hình 6.16 Đường cong chuyển vị và tải trọng do chất tải tương đương (sức kháng mũi đạt đến cực hạn)

Nhận xét:

- 1- Đường cong Q-s quy đổi tương đương phù hợp với quan hệ Lực - Chuyển vị trong bài toán cơ học theo phương pháp thủ tính truyền thống. Vì vậy, có thể đánh giá rằng kết quả thử là tin cậy.
- 2- So sánh với phương pháp thủ tính truyền thống, phương pháp OSTFEBERG có những ưu điểm rõ rệt như sau:
 - Lắp đặt đơn giản; không đòi hỏi các thiết bị lớn, công kênh
 - Có thể thực hiện thử ở những vị trí có mặt bằng thi công chật hẹp; và đặc biệt, có thể tiến hành được cọc nằm ở vùng nước sâu
 - Có thể thử nhiều cọc một lúc với cùng một bộ thiết bị
 - Mức độ an toàn trong khi thử cao hơn
 - Thời gian chuẩn bị và thời gian thực hiện ngắn hơn.

6.4 THÍ NGHIỆM THỬ ĐỘNG BIẾN DẠNG LỚN (PDA- PILE DYNAMIC ANALYSIS)

6.4.1 Giới thiệu

Phương pháp thử động biến dạng lớn được tiến hành bằng việc thu nhận và phân tích dữ liệu về lực và vận tốc của cọc dưới tác dụng của lực xung kích để đánh giá sức chịu tải của cọc, độ đồng nhất, và tương quan về độ lún - tải trọng.

Thử nghiệm cọc theo phương pháp biến dạng lớn là phương pháp thử nghiệm không phá hủy, nhanh nhằm đảm bảo cọc này vẫn đáp ứng về điều kiện làm việc sau khi thử.

Mục đích của thí nghiệm là xác định sức chịu tải của cọc đóng/cọc ép/cọc khoan nhồi/cọc barette dựa trên sóng và ứng suất đo được tại đầu cọc dùng phương pháp CASE hoặc CAPWAP.

Nghiên cứu về PDA đã trải qua vài chục năm mới trở nên tương đối hoàn hảo như ngày nay.

Ứng dụng của phương pháp thử động biến dạng lớn: xác định khá chính xác vị trí và mức độ khuyết tật trên thân cọc, xác định sức chịu tải của cọc, xác định biểu đồ quan hệ giữa tải trọng và chuyển vị, đưa ra một số hướng xử lý cọc...

6.4.2 Nguyên lý thí nghiệm

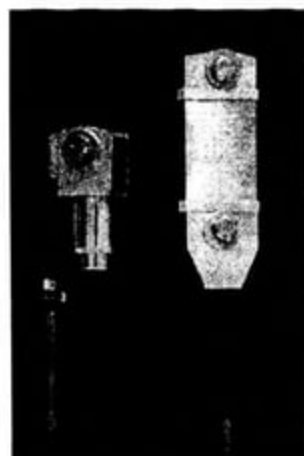
Nguyên lý của phương pháp thử động biến dạng lớn và thiết bị phân tích động cọc PDA dựa trên nguyên lý thuyết truyền sóng ứng suất trọng tải

toán va chạm của búa, với đầu vào là các số liệu đo gia tốc và biến dạng thân cọc dưới tác dụng của quả búa (có trọng lượng khoảng 1%-2% sức chịu tải tính toán của cọc). Các đặc trưng động theo Smith là đồ sóng của lực và sóng vận tốc (tích phân gia tốc) rồi tiến hành phân tích thời gian thực đối với hình sóng (bằng các phép tính lặp) dựa trên lý thuyết truyền sóng ứng suất thanh cứng và liên tục do va chạm dọc trục tại đầu cọc gây ra.

Cơ sở của phương pháp này dựa vào:

- Phương trình truyền sóng trong cọc
- Phương pháp case
- Mô hình hệ búa - cọc - đất của Smith
- Phần mềm CAPWAPC
- Hệ thống thiết bị phân tích đóng cọc PDA.

6.4.3 Thiết bị thí nghiệm



Hình 6.17 Thiết bị thí nghiệm PDA và các đầu thu gia tốc và lực (transducers)

a) Thiết bị tạo lực xung kích:

Thiết bị tạo lực xung kích là búa rơi tự do, búa trượt trên một thanh dẫn hướng cho phép khối nặng này có thể rơi tự do.

b) Thiết bị phân tích cọc PDA:

Sóng ứng suất tại đỉnh cọc được đo bằng thiết bị chuyên dùng PDA. Thiết bị thử nghiệm PDA bao gồm các cảm biến đo ứng suất, các cảm biến đo gia tốc, dây cáp nối cảm biến và thiết bị thu nhận tín hiệu... Thiết bị thử nghiệm phù hợp theo các yêu cầu kỹ thuật của phương pháp thử bao gồm:

- 04 cảm biến bao gồm: (02 cảm biến đo ứng suất và 02 cảm biến đo gia tốc). Các cảm biến đo ứng suất và gia tốc được nối độc lập để ghi nhận các tín hiệu theo thời gian tại vị trí định vị trên thân cọc trong quá trình búa va chạm vào đầu cọc.
- 04 cuộn dây cáp với tổng chiều dài là 120m để thu nhận tín hiệu từ các cảm biến về máy tính để thu tín hiệu.

c) Máy thủy chuẩn có độ phân giải đến 1mm:

Việc theo dõi biến dạng được xác định tại vị trí được đánh dấu trên thân cọc với khoảng cách không đổi khi đỉnh cọc dịch chuyển nhằm kiểm tra độ lún của cọc sau mỗi lần xung kích trong quá trình thử nghiệm.

d) Chương trình xử lý dữ liệu

- Chương trình CAPWAP
- Chương trình GRLWEAP.

6.4.4 Tiến hành thí nghiệm

a) Công tác chuẩn bị

- Ghi nhận các thông tin về tên công trình, hạng mục, ký hiệu cọc; loại búa sử dụng. Thu thập các báo cáo nhật ký cọc.
- Làm sạch, vệ sinh xung quanh cọc, kiểm tra để đảm bảo khoảng công tác khi thử nghiệm cách đầu cọc 1m, đào hoặc lấp cát đến cao trình yêu cầu, làm phẳng đầu cọc bằng máy mài hoặc sản phẩm grout.
- Tiến hành đo, ghi nhận các thông số kích thước của cọc.
- Lắp đặt giá đỡ khung định vị cho thiết bị để tạo ra va chạm thẳng đứng lực dọc trục, đúng tâm cọc và không va chạm với các cọc bên cạnh, năng lượng búa được tính toán lại phụ thuộc vào khả năng chịu tải và các thông số kích thước của cọc.
- Lắp đặt các cảm biến và đầu đo gia tốc tại hai vị trí đối diện nhau hoặc đối diện theo qua đường kính cọc, các gia tốc kế và cảm biến được gắn cẩn thận vào cọc sao cho các cảm biến này không bị trượt. Khoảng cách từ đầu cọc đến cảm biến khoảng $(1 \div 1,5)$ lần đường kính hoặc kích thước cọc, lắp đặt các cảm biến với máy tính xử lý bằng hệ thống dây cáp.



Hình 6.18 Gắn đầu đo trong thí nghiệm PDA



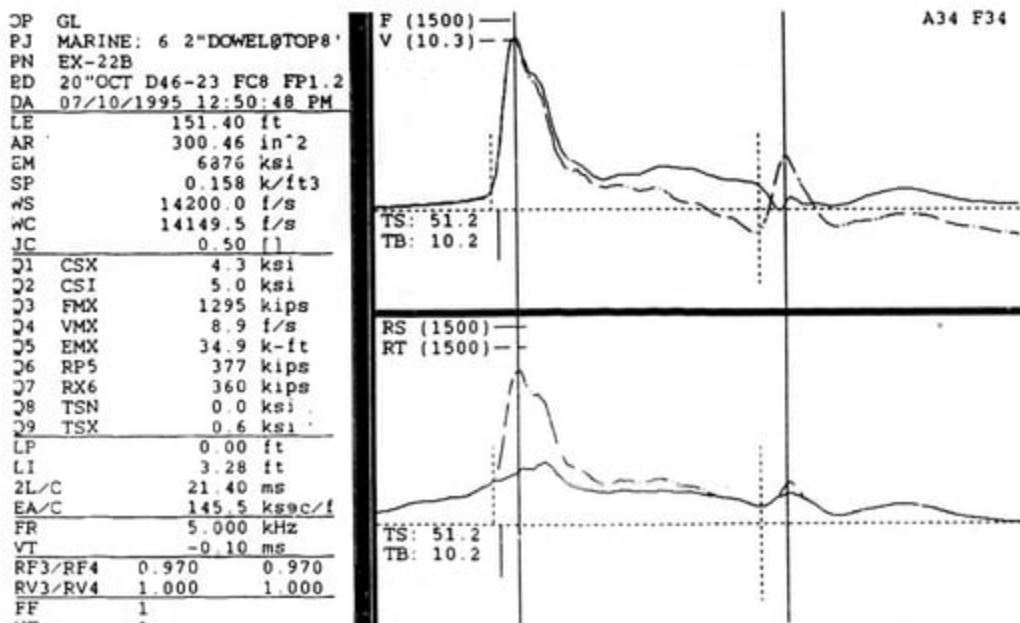
Hình 6.19 Thí nghiệm PDA

b) Công tác thí nghiệm

- Khởi động máy, nhập các thông số khai báo và chạy thử máy trước khi thực hiện. Kiểm tra vận tốc truyền của cọc (nếu có thể), để sẵn sàng ghi nhận số liệu đo.

- Gây lực xung kích trên đầu cọc bằng cách cho búa rơi tự do trên đầu cọc khoảng 3-5 nhát búa/cọc.
- Ghi nhận số lần va chạm cho từng đợt cọc xuyên vào đất, so sánh các thông số trên máy tại thời điểm va chạm.
- Ghi nhận chuyển vị của cọc bằng máy thủy bình chuyên dụng.
- Kiểm tra chất lượng số liệu theo tỷ lệ giữa lực và tốc độ sức cản của đất cho các kỳ kế tiếp nhau, so sánh về sự ổn định của lực hay tốc độ theo thời gian cho một loạt các trường hợp va chạm được lựa chọn và kế tiếp nhau. Trong trường hợp các số liệu không tỷ lệ, tìm nguyên nhân khắc phục.
- Lưu giữ số liệu đo tại hiện trường.

c) Phân tích số liệu



Hình 6.20 Biểu đồ phân tích phổ

- Ghi nhận lực và tốc độ phân tích lựa chọn các số liệu đại diện
- Sử dụng phần mềm CAPWAP để phân tích dữ liệu dựa trên sự phù hợp giữa các giá trị đầu cọc tính toán được và các giá trị tương đương đo được khi sự phù hợp là tối ưu và đánh giá số liệu.

Các phần mềm này sẽ mô hình hóa các kết quả, phân tích và cho ra dạng biểu đồ quen thuộc là biểu đồ quan hệ giữa tải trọng tác dụng và độ lún của cọc. Từ đó có thể xác định sức chịu tải cực hạn của cọc.

6.5 THÍ NGHIỆM BIẾN DẠNG NHỎ (P.I.T)

6.5.1 Nguyên lý thí nghiệm

Phương pháp này dựa trên nguyên lý phản xạ khi gặp trở kháng thay đổi của sóng ứng suất gây ra bởi tác động của lực xung tại đầu cọc, khi truyền dọc thân cọc. Khi tạo một xung lực ở trên đầu cọc sẽ xuất hiện sóng ứng ứng truyền xuống dưới mũi cọc dọc theo thân cọc.



Hình 6.21 Thí nghiệm P.I.T

Trong quá trình lan truyền, sóng ứng suất có thể bị phản hồi lên phía trên khi gặp những vết nứt, những sự thay đổi tiết diện cọc hoặc khi bê tông thân cọc bị gián đoạn.

Căn cứ vào sự phản hồi của sóng ứng suất nói trên chúng ta có thể xác định được những khuyết tật trên suốt chiều dài cọc.

Sự phản hồi sóng ứng suất khi có sự thay đổi tiết diện hoặc khi có sự xuất hiện của vết nứt sẽ được thể hiện qua trở kháng Z của từng vị trí trên thân cọc.

$$Z = \frac{A \times E}{c} \quad (6.8)$$

trong đó: A - diện tích tiết diện thân cọc; E - môđun đàn hồi của cọc
 c - vận tốc truyền sóng, được xác định theo công thức sau:

$$c^2 = \frac{E}{\rho} \quad (6.9)$$

ρ - mật độ của vật liệu cọc.

Khi sóng ứng suất W_i truyền từ đầu cọc xuống mũi cọc dọc theo thân cọc, gặp sự thay đổi của trở kháng từ Z_1 đến Z_2 thì một phần sóng ứng suất sẽ phản xạ lên phía trên W_u và một phần khác sẽ tiếp tục đi xuống W_d , với:

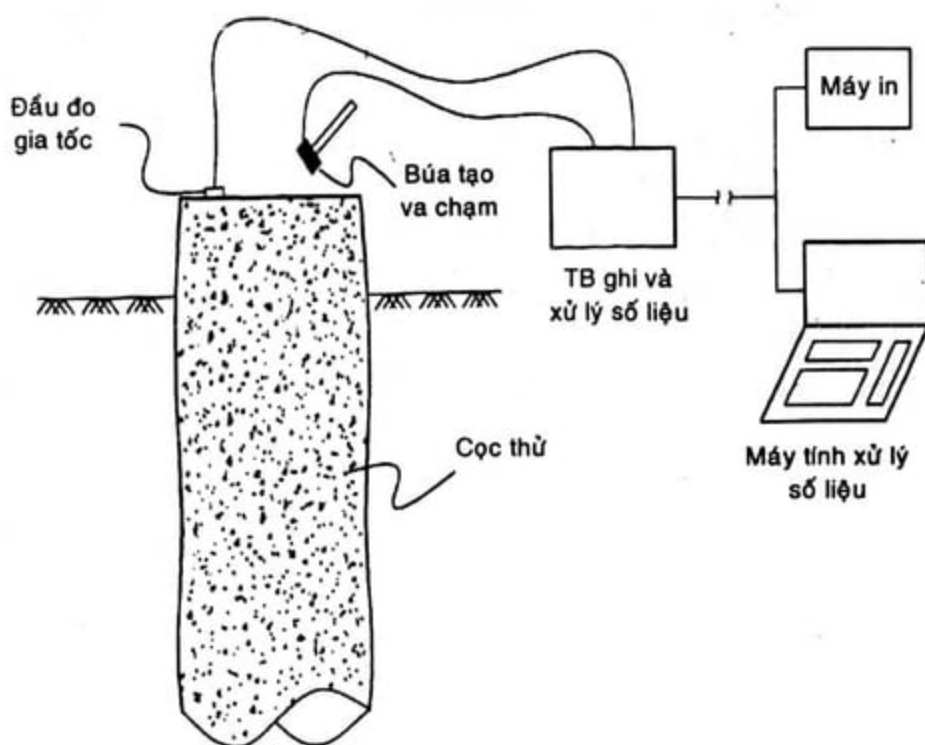
$$W_d = W_i \frac{2 \times Z_2}{Z_2 + Z_1} \quad (6.10)$$

$$W_u = W_i \frac{Z_2 - Z_1}{Z_2 + Z_1} \quad (6.11)$$

Từ đó, căn cứ vào cường độ sóng phản xạ và thời gian phản xạ tại đầu cọc có thể đánh giá được các khuyết tật trong thân cọc.

6.5.2 Phương pháp thí nghiệm

Đo ghi sóng lan truyền trong thân cọc khi tác động một xung lực nhẹ lên đầu cọc tuân theo tiêu chuẩn: ASTM D5882 - 07 "Standard Test Method for Low Strain Impact Integrity Testing of Deep Foundations" (Phương pháp thử động biến dạng nhỏ).



Hình 6.22 Sơ đồ cấu tạo thiết bị theo phương pháp thử động biến dạng nhỏ

6.5.3 Thiết bị thí nghiệm

- Thiết bị đồng bộ bao gồm:
- Thiết bị phần cứng thu thập dữ liệu
- Cảm biến đo gia tốc (PIT Accelerometers)
- Búa gõ tạo xung lực chứ không đo lực được (PIT Non-Instrumented Hammer: 1 lb or 3 lb or 8 lb)
- Búa gõ tạo xung lực kết hợp đo lực gõ (PIT Instrumented Hammer: 3 lb or 8 lb)
- Phần mềm PIT-W
- Bộ sạc pin và bộ đổi điện 100-240VDC sang 12VDC, dây cáp điện
- Sách hướng dẫn sử dụng phần mềm và thiết bị
- Vali đựng thiết bị.

6.5.4 Qui trình thí nghiệm

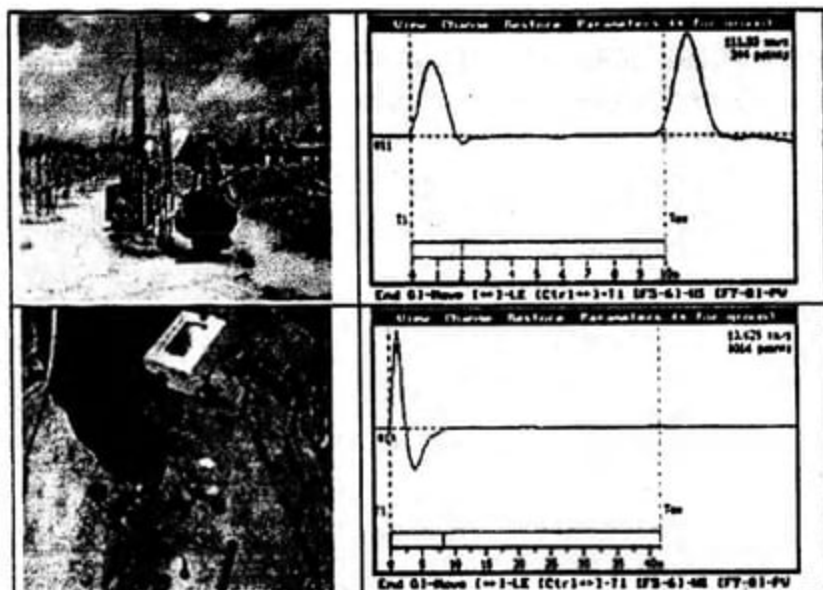
- 1- Làm sạch đầu cọc
- 2- Dán đầu đo gia tốc lên mặt đỉnh cọc
- 3- Bật máy vào các thông số cần thiết
- 4- Dùng búa chuyên dụng gõ lên đầu cọc 5 nhát
- 5- Kiểm tra tín hiệu ghi được của từng nhát búa, nếu tín hiệu không tốt gõ lại
- 6- “Phân tích” tín hiệu ghi được
- 7- Tắt máy chuyển sang cọc khác.

6.5.5 Đánh giá kết quả

- Sử dụng các phần mềm chuyên dụng để phân tích các kết quả, khảo sát các biểu đồ quan hệ thu thập được trong quá trình thí nghiệm.

- Việc phân tích kết quả thí nghiệm được dựa vào điều kiện đất nền thực tế kết hợp với các biểu đồ sóng phản hồi đặc trưng từ những thí nghiệm trên một số cọc tại hiện trường.

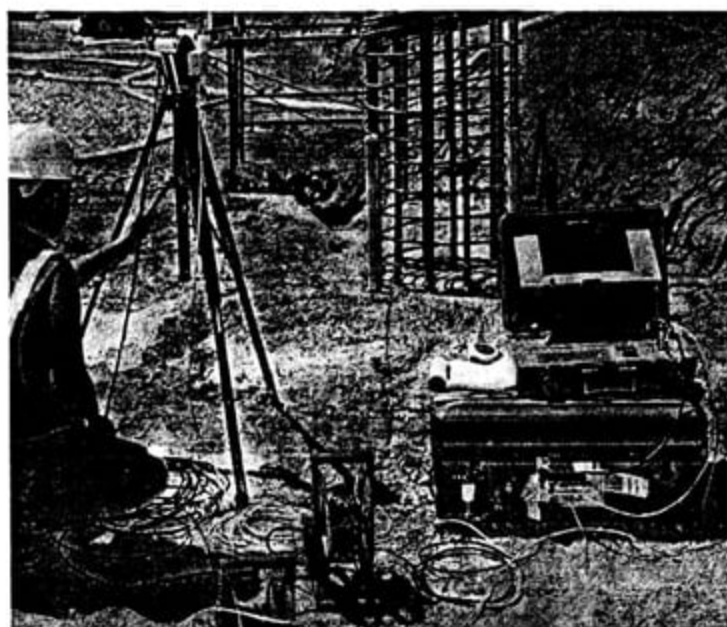
- Các vị trí phán đoán khuyết tật cọc là các vị trí mà có sóng phản hồi khác với biểu đồ đặc trưng. Các biểu đồ đặc trưng này được cho trước ứng với khi cọc có kết cấu nguyên vẹn và tương ứng với từng chương trình phân tích cụ thể.



Hình 6.23 Thí nghiệm và kết quả thí nghiệm

6.6 THÍ NGHIỆM SIÊU ÂM ĐÁNH GIÁ ĐỘ ĐỒNG NHẤT CỦA CỌC KHOAN NHỒI (SONIC TEST)

6.6.1 Nguyên lý thí nghiệm



Hình 5.23 Thí nghiệm siêu âm cọc khoan nhồi

Siêu âm là dao động cơ học đàn hồi truyền đi trong môi trường vật chất với tần số dao động từ 20kHz trở lên. Sóng siêu âm dùng để kiểm tra chất lượng của bê tông cọc khoan nhồi, cọc barrate. Kiểm tra độ đồng nhất, các khuyết tật, biến dạng có thể xảy ra hiện trong quá trình thi công. Phương pháp siêu âm dựa trên hai nguyên lý cơ bản:

- Sóng siêu âm có khả năng tập trung năng lượng vào một phạm vi nhỏ hẹp trên nguyên tắc tận dụng các hiện tượng phản xạ, khúc xạ, nhiễu xạ...
- Sóng siêu âm có khả năng tập trung năng lượng cao nên tạo được biên độ dao động lớn cho các hạt trong môi trường có sóng truyền qua.

Để nghiên cứu, đánh giá chất lượng của vật liệu bê tông người ta có thể đo đạc các thông số sau đây:

- Tốc độ (hay thời gian truyền sóng)
- Mức độ khuếch tán năng lượng siêu âm trong môi trường
- Độ tập trung sóng sau khi đi qua môi trường.

Tuy nhiên, qua những kinh nghiệm thực tế người ta thấy rằng chỉ cần nghiên cứu tốc độ (thời gian) truyền sóng qua môi trường bê tông cũng đủ để đánh giá chất lượng với độ chính xác cần thiết. Quá trình thí nghiệm được thực hiện bằng cách đo tốc độ (thời gian) truyền sóng từ hai điểm cố định trong suốt chiều dài cọc. Đầu phát và đầu thu sóng sẽ được thả song song cùng cao độ suốt chiều dài thân cọc theo các ống đặt sẵn dọc thân cọc trước khi đổ bê tông. Thời gian truyền sóng qua vật liệu cọc giữa hai đầu dò được đo liên tục trong quá trình thả đầu dò và hiển thị trên màn hình vi tính. Từ đó, có thể nhận biết các khuyết tật dựa vào tín hiệu truyền sóng: thời gian truyền sóng tăng đột ngột hoặc mất tín hiệu hoàn toàn.

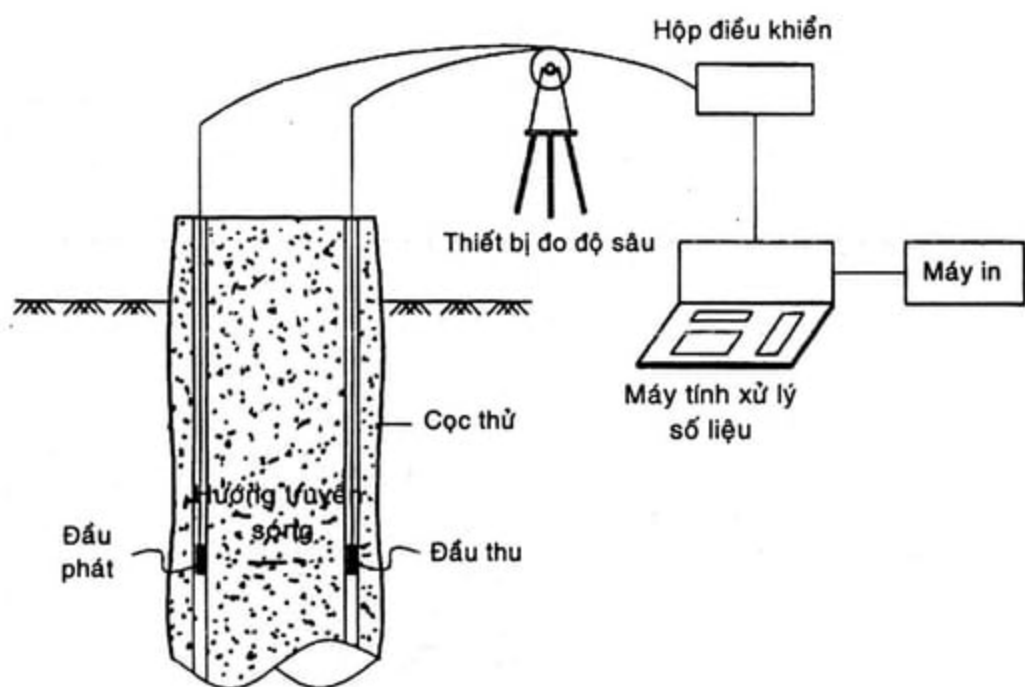
Đặc điểm của phương pháp siêu âm:

- Phương pháp siêu âm đánh giá tổng thể chất lượng bê tông cọc trong phạm vi sóng truyền qua, không cho phép xác định kích thước và loại khuyết tật.
- Các giá trị tốc độ truyền sóng chỉ có giá trị tham khảo vì phụ thuộc vào khoảng cách giữa hai ống siêu âm, xem như không đổi trong suốt chiều dài cọc.

Nguyên lý cấu tạo thiết bị và phương pháp kiểm tra:

- + Một đầu đo phát sóng dao động đàn hồi (xung siêu âm) với cáp dẫn và một bộ phận xung có tần số truyền sóng trong phạm vi 20-100kHz.
- + Một đầu đo thu sóng có cáp dẫn.

- + Một thiết bị điều khiển các cáp được nối với các đầu đo cho phép tự động đo chiều sâu hạ đầu đo.
- + Một bộ thiết bị điện tử để ghi nhận và điều chỉnh tín hiệu thu được.
- + Một hệ thống hiển thị tín hiệu.
- + Một hệ thống ghi nhận và biến đổi tín hiệu thành những đại lượng vật lý đo được.
- + Cơ cấu định tâm cho hai đầu đo khi đường kính của đầu đo nhỏ hơn ít nhất 10mm so với đường kính trong của ống đo.

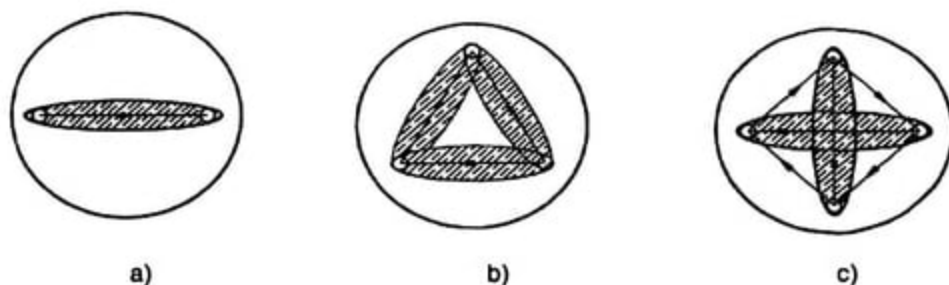


Hình 6.25 Sơ đồ cấu tạo thiết bị phương pháp siêu âm

- + Số lượng bố trí ống đo chôn sẵn phụ thuộc vào kích thước cọc khoan nhồi nhằm mục đích để kiểm tra được nhiều nhất khối lượng bê tông trong khi góc quét của chùm tia siêu âm bị hạn chế.

Theo TCVN 206:1998 quy định số lượng bố trí các ống đo như sau:

- $D \leq 60\text{cm}$: bố trí hai ống (hoặc 1 ống ở giữa cọc khi đầu phát và đầu thu nằm trên cùng một trục). (hình 6.26a)
- $60\text{cm} < D < 120\text{cm}$: bố trí ba ống (hình 6.26b)
- $D > 120\text{cm}$: bố trí bốn ống (hình 6.26c)

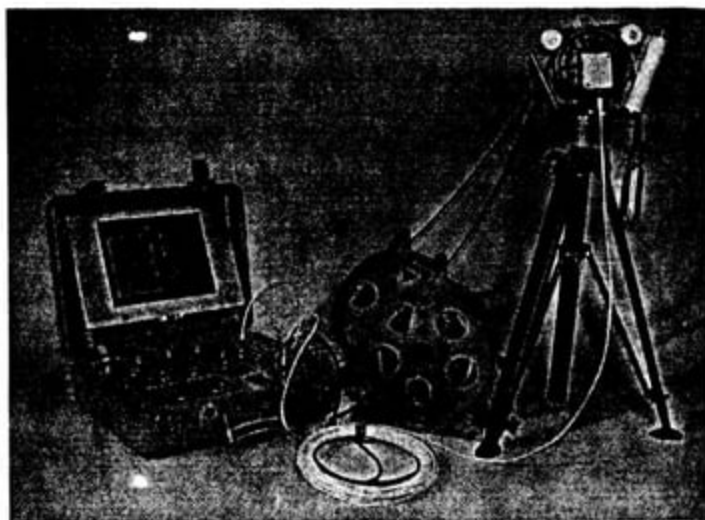


Hình 6.26 Nguyên lý truyền sóng trong siêu âm cọc khoan nhồi

6.6.2 Thiết bị thí nghiệm

Thiết bị siêu âm bao gồm những dụng cụ chính như sau:

- + 02 đầu dò để phát và thu tín hiệu sóng truyền qua
- + Hệ thống cáp nối đầu dò với máy chủ
- + Thiết bị thu và hiển thị tín hiệu
- + Phần mềm chuyên dụng xử lý số liệu.



Hình 6.27 Thiết bị thí nghiệm siêu âm cọc khoan nhồi

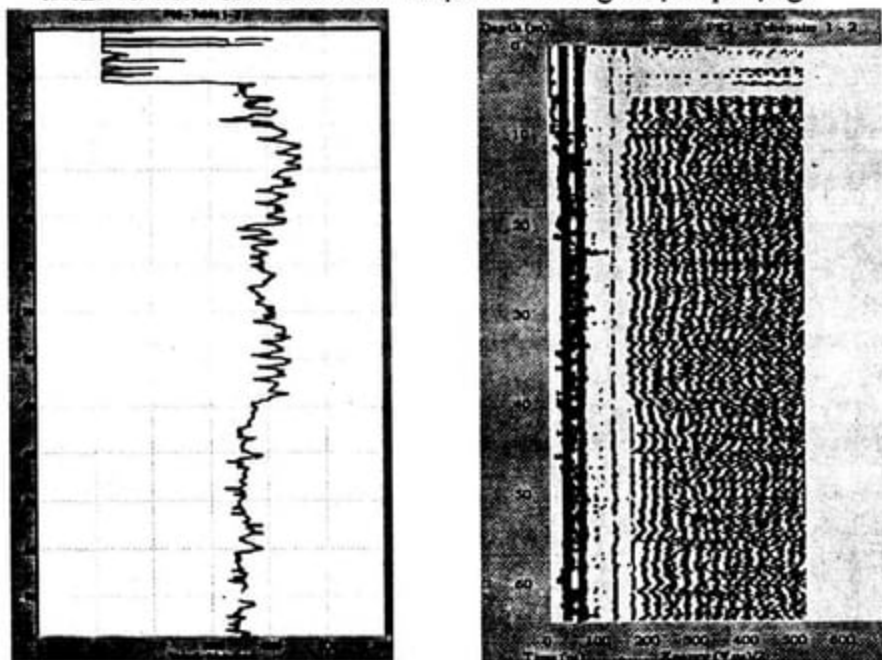
6.6.3 Nội dung thí nghiệm

- + Kiểm tra sơ bộ chất lượng bê tông đầu cọc và thu thập các thông tin liên quan về cọc.
- + Chuẩn bị mặt bằng, vệ sinh, thổi rửa sạch sẽ các ống siêu âm (ống sonic) trước khi thực hiện.

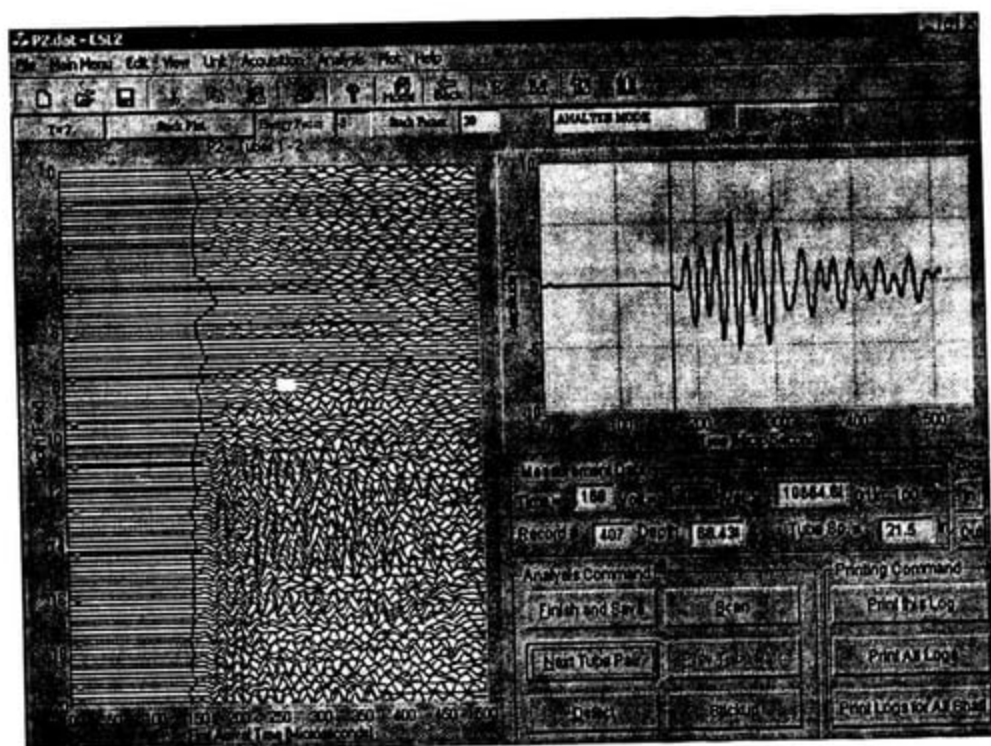
- + Ghi nhận các thông số về đặc điểm cọc thí nghiệm (tên công trình, số hiệu, đường kính cọc, chiều dài cọc, khoảng cách giữa hai ống siêu âm, kí hiệu mặt cắt siêu âm, cao độ đáy và đỉnh cọc, cao độ cắt cọc và các đặc điểm khác...).
- + Hạ đầu dò xuống đáy ống và kéo lên với tốc độ vừa phải (không quá 2m/s), đảm bảo hai đầu dò luôn cùng cao độ, bắt đầu ghi chép xung siêu âm khi đầu dò được kéo lên. Tiến hành lấy số liệu tại tất cả các mặt cắt thí nghiệm.
- + Trường hợp phát hiện và có nghi ngờ có khuyết tật có thể nâng lên và hạ xuống đầu dò tại vị trí này để gia tăng điểm dò kiểm tra.
- + Tiếp tục như trên cho các cọc khác tại hiện trường.
- + Lưu giữ số liệu đo tại hiện trường vào thiết bị siêu âm.

6.6.4 Phân tích số liệu

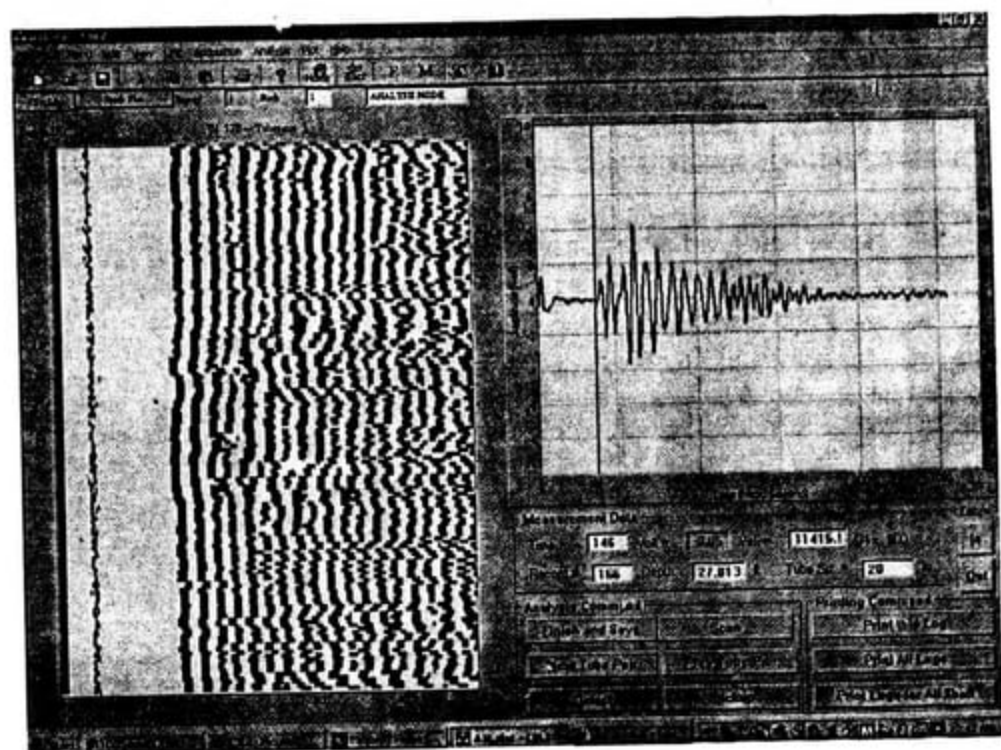
- + Kết quả thí nghiệm siêu âm được đưa ra dưới dạng biểu đồ thời gian (tốc độ) truyền sóng siêu âm theo chiều dài cọc trên từng mặt cắt tiết diện cọc. Chất lượng cọc được hiểu là chất lượng về độ đồng nhất, đồng thể của bê tông và được đánh giá dựa trên vận tốc sóng, biên độ sóng và biểu đồ năng lượng (biểu đồ phổ).
- + Việc đánh giá chất lượng cọc tuân thủ theo Hồ sơ thiết kế của công trình và theo các tiêu chuẩn hiện hành đang được áp dụng.



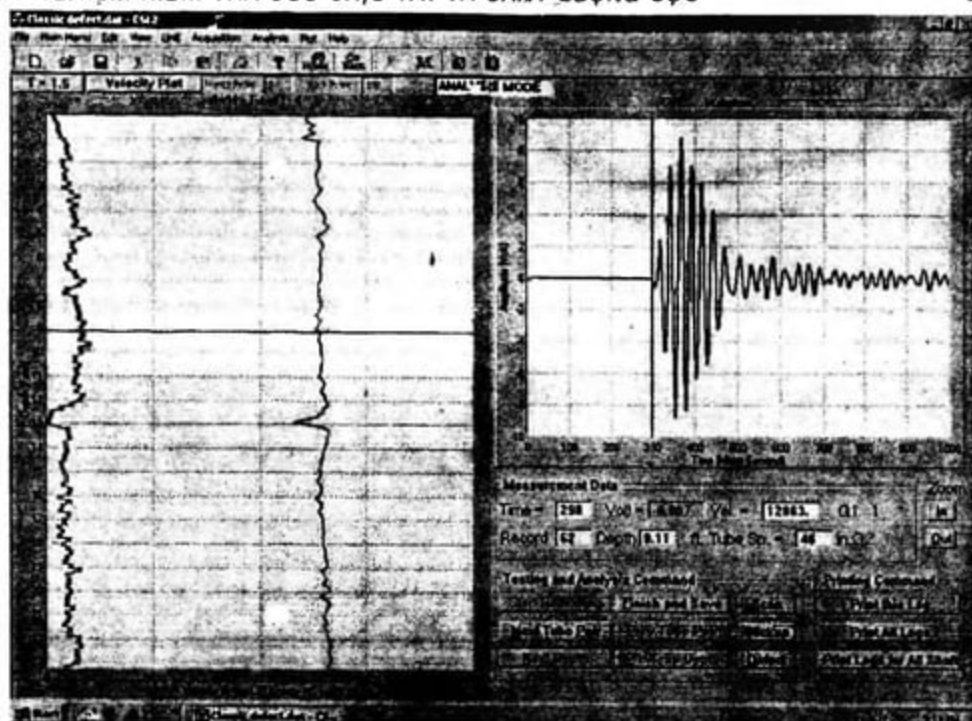
Hình 6.28 Biểu đồ thí nghiệm sóng



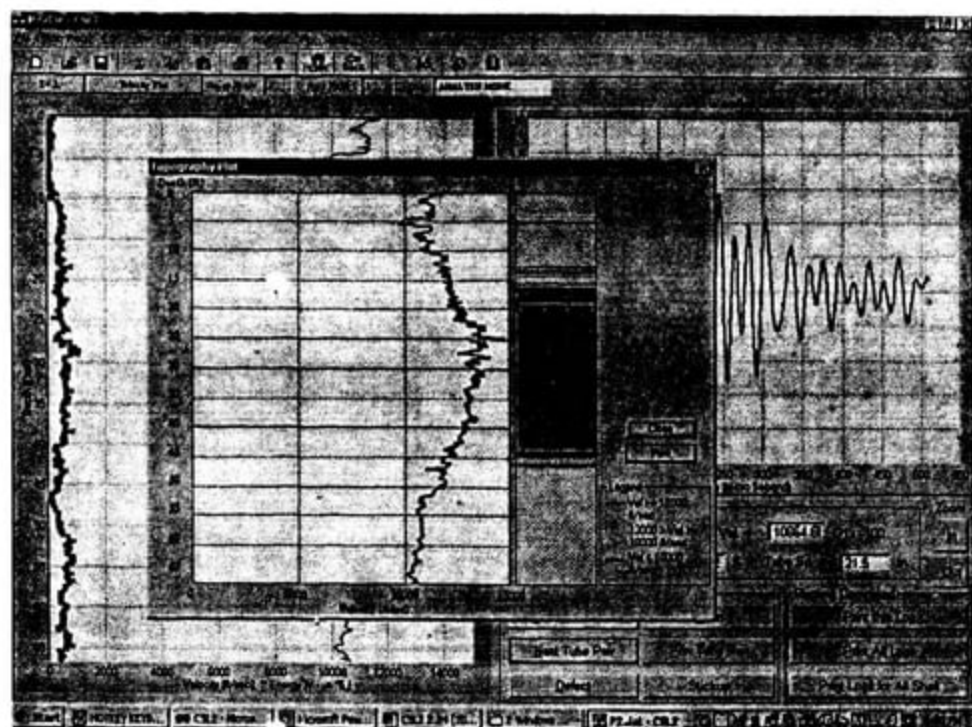
a)



b)



c)



d)

Hình 6.29 Ghi nhận số liệu thí nghiệm trong siêu âm

TÀI LIỆU THAM KHẢO

1. Châu Ngọc Ân, *Nền móng*, Nhà xuất bản Đại học Quốc gia Tp.HCM, năm 2002.
2. Vũ Công Ngữ, *Móng cọc - Phân tích và thiết kế*, Nhà xuất bản Khoa học và kỹ thuật, 2006.
3. Nguyễn Văn Quảng, *Nền móng nhà cao tầng*, Nhà xuất bản Khoa học và kỹ thuật, 2004.
4. TCXDVN 195-1997, *Chi dẫn thiết kế móng cọc nhồi*, 1997.
5. TCXDVN 326:2004, *Cọc khoan nhồi, tiêu chuẩn thi công và nghiệm thu*, 2004.
6. TCXDVN 205-1998, *Móng cọc - Tiêu chuẩn thiết kế*, 1998.
7. TCXDVN 356-2005, *Tiêu chuẩn thiết kế kết cấu bê tông cốt thép*, 2005.
8. TCXDVN 7888:2008, *Cọc bê tông ly tâm ứng suất trước*, 2008.
9. Quy phạm xây dựng 45-78, *Chi dẫn thiết kế móng nông*, 1997.
10. TCXDVN 269:2002, *Phương pháp thí nghiệm bằng tải trọng tĩnh ép dọc trục*, 2002.
11. BS 8004:1986, *Hướng dẫn thực hành về nền móng*, 2008.
12. BS 8110:1997, *Kết cấu bê tông và cốt thép*, 1997.
13. BS 5896:1980, *Specification for High Tensile Steel*, 1980.
14. Bowles, *Foundation Analysis and Design*, McGraw- Hill, 1996.
15. Das, *Principles of Foundation Engineering*, PWS-Kent_Boston, 1984.

PHÂN TÍCH VÀ TÍNH TOÁN MÓNG CỌC

Võ Phán, Hoàng Thế Thao

NHÀ XUẤT BẢN

ĐẠI HỌC QUỐC GIA THÀNH PHỐ HỒ CHÍ MINH

Khu phố 6, Phường Linh Trung, Quận Thủ Đức, TPHCM

Số 3, Công trường Quốc tế, Quận 3, TP Hồ Chí Minh

ĐT: 38239171 – 38225227 - 38239172

Fax: 38239172 - E-mail: vnuhp@vnuhcm.edu.vn

PHÒNG PHÁT HÀNH NHÀ XUẤT BẢN

ĐẠI HỌC QUỐC GIA THÀNH PHỐ HỒ CHÍ MINH

Số 3 Công trường Quốc tế - Quận 3 - TPHCM

ĐT: 38239170 - 0982920509 - 0913943466

Fax: 38239172 - Website: www.nxbdhqghcm.edu.vn

Chịu trách nhiệm xuất bản:

NGUYỄN HOÀNG DŨNG

Chịu trách nhiệm nội dung:

HUỖNH BÁ LÂN

Tổ chức bàn thảo và chịu trách nhiệm về tác quyền

TRƯỜNG ĐẠI HỌC BÁCH KHOA - ĐHQG TPHCM

Biên tập:

NGUYỄN ĐỨC MAI LÂM

Sửa bản in:

NGUYỄN HUỖNH

Trình bày bìa:

VÕ THỊ HỒNG

Mã số ISBN: 978-604-73-1625-0

Số lượng 1.000 cuốn; khổ 16 x 24 cm.

Số đăng ký kế hoạch xuất bản: 126-2013/CXB/100-07/ĐHQGTPHCM

Quyết định xuất bản số: 419 ngày 23/10/2013 của NXB ĐHQGTPHCM.

In tại Xưởng in Đại học Bách khoa - ĐHQG TP.HCM

Nộp lưu chiểu tháng 11 năm 2013.

GS. TS. NGUYỄN ĐÌNH CỐNG

SẢN SƯƠN BÊ TÔNG TOÀN KHỐI

NHÀ XUẤT BẢN XÂY DỰNG



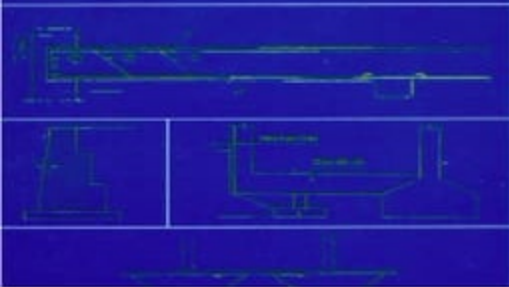
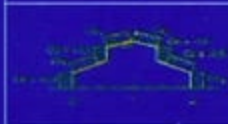
TRƯỜNG ĐẠI HỌC KIẾN TRÚC TP.HỒ CHÍ MINH
PGS - PTS VŨ MẠNH HÙNG

**Sổ tay thực hành
KẾT CẤU CÔNG TRÌNH**

NHÀ XUẤT BẢN XÂY DỰNG
Hà Nội - 1999

TRƯỜNG ĐẠI HỌC KIẾN TRÚC TP. HỒ CHÍ MINH
PGS. PTS. VŨ MẠNH HÙNG

SỔ TAY
THỰC HÀNH
**KẾT CẤU
CÔNG TRÌNH**



NHÀ XUẤT BẢN XÂY DỰNG

BỘ GIÁO DỤC VÀ ĐÀO TẠO
TRƯỜNG ĐẠI HỌC DÂN LẬP HẢI PHÒNG

HOÀNG ĐỨC HIẾU
KHÓA 2 (2014-2016) - LỚP CAO HỌC KHÓA 2

TÍNH TOÁN LỆCH TÂM XIÊN CHO CỘT BÊ TÔNG CỘT THÉP
NHÀ CAO TẦNG THEO TCVN VÀ CÁC
TÀI LIỆU KHÁC

Chuyên ngành: KỸ THUẬT XÂY DỰNG CÔNG TRÌNH
DÂN DỤNG VÀ CÔNG NGHIỆP
MÃ SỐ: 60.58.02.08

LUẬN VĂN THẠC SĨ KỸ THUẬT

Người hướng dẫn khoa học
PGS - TS. LÊ THANH HUÂN

Hải Phòng - 2017

TCVN

TIÊU CHUẨN QUỐC GIA

TCVN 10304:2014

Xuất bản lần 1

MÓNG CỌC - TIÊU CHUẨN THIẾT KẾ

Pile Foundation – Design Standard

HÀ NỘI – 2014

VÕ BÀ TÂM



**KẾT CẤU
BÊ TÔNG CỐT THÉP**

**TẬP 3
(CÁC CẤU KIỆN ĐẶC BIỆT)**



NHÀ XUẤT BẢN

ĐẠI HỌC QUỐC GIA TP. HỒ CHÍ MINH



1. SỐ LIỆU VÀ NHIỆM VỤ THIẾT KẾ

1. Số liệu thiết kế

Thiết kế khung ngang nhà công nghiệp một tầng, một nhịp có cầu trục. Các số liệu thiết kế:

- Nhịp khung: $L = 24$ m.
- Bước khung: $B = 7,5$ m; toàn bộ nhà dài $15B = 112,5$ m.
- Sức trục: $Q = 8$ tấn; Số cầu trục làm việc trong xưởng là 2 chiếc, chế độ làm việc trung bình.
- Cao trình đỉnh ray: $H_1 = 9$ m.
- Vùng gió: IIIB
- Dạng địa hình xây dựng công trình: B
- Chiều cao dầm cầu trục: $h_{dct} = 0,75$ m; Chiều cao ray: $h_r = 0,15$ m.
- Nhịp cửa trời: $L_{ct} = 4$ m
- Chiều cao cửa trời: $H_{ct} = 2$ m
- Mái lợp tôn mái dây 0,51mm
- Vật liệu: Thép CCT34, hàn tự động, que hàn N42 ($d = 3-5$ mm) hoặc tương đương.
- Bê tông móng cấp độ bền B15.
- Kết cấu bao che: Tường xây gạch cao 1,5 m ở phía dưới, thung tôn ở phía trên.

2. Nhiệm vụ thiết kế

2.1 Thuyết minh tính toán

- Thành lập sơ đồ kết cấu: Xác định kích thước khung ngang, lập mặt bằng lưới cột, bố trí hệ giằng mái, hệ giằng cột.
- Xác định tải trọng tác dụng lên khung ngang; tải trọng mái, tải trọng cầu trục, tải trọng gió.
- Thiết kế xà gồ (2 phương án: tiết diện cân nóng và tiết diện dẹt nguội).
- Tính nội lực khung ngang. Vẽ biểu đồ nội lực M , N , V cho từng trường hợp tải trọng. Lập bảng thống kê nội lực, bảng tổ hợp nội lực cho các tiết diện đặc trưng của cột và xà mái.
- Thiết kế khung ngang gồm cột và xà. Tính các chỉ tiết: Chân cột, vai cột, liên kết xà với cột, mối nối xà.
- Thiết kế dầm cầu trục, cột sườn tường.

2.2 Bản vẽ thể hiện

01 bản vẽ khổ A1 gồm:

- Sơ đồ khung ngang.
- Hệ giằng mái, giằng cột.

CHƯƠNG 4: TÍNH TOÁN THIẾT KẾ BỂ NƯỚC MÁI

4.1. Chọn sơ bộ kích thước bể nước

Lượng nước cần dùng cho tòa nhà:

- Số người sử dụng nước:

Mỗi tầng gồm có 8 căn hộ. Số người trung bình cho mỗi căn hộ là 4 người. Tổng số người $N = 13 \times 8 \times 4 = 416$ người

- Lưu lượng nước cấp cho sinh hoạt:

$$Q_{sh} = \frac{q_{sh} \cdot N}{1000} \cdot k_{ngày,max} = \frac{200 \times 416}{1000} \times 1.2 = 99.8 = 100 \text{ m}^3/\text{ngày.đếm}$$

- Trong đó $q_{sh} = 200$ (lít/người.ngày.đếm) được lấy theo tiêu chuẩn (TCVN 33 : 2006) cung cấp nước sinh hoạt cho vùng nội đô giai đoạn 2020.
- $k_{ngày,max}$ lấy theo tiêu chuẩn TCVN 33 : 2006 : $k_{ngày,max} = 1.1 + 1.2$.

- Lưu lượng nước phục vụ trong việc chữa cháy:

$$Q_{cc} = \frac{q_{cc} \times n \times 2 \times 3600}{1000} = \frac{10 \times 2 \times 3600 \times 1}{1000} = 72 \text{ m}^3/\text{ngày.đếm}$$

- Trong đó $q_{cc} = 10$ (l/s) lấy cho khu chung cư có một đám cháy và dưới 5000 người. Thời gian tính chữa cháy là cho 2 giờ trong một ngày.

- Tổng lưu lượng nước cung cấp cho công trình:

$$Q = Q_{sh} + Q_{cc} = 100 + 72 = 172 \text{ m}^3/\text{ngày.đếm}$$

- Chọn kra 1 hồ nước và nước được bơm 1 lần trong một ngày. Vậy thể tích lượng nước cần thiết cho một ngày: $172 \text{ m}^3/\text{ngày.đếm}$

- Hồ nước được thiết kế đặt trên sân thượng của công trình.

- Chọn kích thước mặt bằng $L \times B = 8 \times 16 \text{ m}$

- Chiều cao đài bể: $H_{đài} = \frac{V}{L \times B} = 1.34 \text{ m}$. Chọn chiều cao đài bể $H_{đài} = 1.5 \text{ m}$

- Chọn sơ bộ kích thước hồ nước mái như sau $L \times B \times H = 16 \times 8 \times 1.5 \text{ m}$, đáy bể cao hơn cao trình sân tầng thượng là 1m.

- Bể nước mái được đổ bê tông toàn khối, có nắp đáy. Lỗ thăm trên nắp bể nằm ở góc có kích thước $600 \times 600 \text{ mm}$

- Xét bể nước mái công trình này ta có:

$$- \frac{L}{B} = \frac{16}{8} = 2 < 3$$

$$- \frac{H}{L} = \frac{1.5}{8.5} = 0.18 < 2$$

→ Vậy bể nước mái công trình thuộc loại bể thấp.

4.2. Thông số ban đầu

4.2.1. Vật liệu sử dụng