

X2.234

PHAN HỒNG QUÂN

NỀN và MÓNG



NHÀ XUẤT BẢN GIÁO DỤC VIỆT NAM



THƯ VIỆN
HUBT

TÀI LIỆU PHỤC VỤ THĂM KHẢO NỘI BỘ

PHAN HỒNG QUÂN

NỀN VÀ MÓNG

(Tái bản lần thứ sáu có sửa chữa bổ sung)



NHÀ XUẤT BẢN GIÁO DỤC VIỆT NAM



LỜI GIỚI THIỆU

Có nhà nghiên cứu về giáo dục đã viết : “Muốn nâng cao chất lượng giáo dục đại học thì phải nâng cao tính độc lập của sinh viên, dạy cho họ biết cách tự học, tự tìm hiểu”, tôi rất tâm đắc với ý kiến này. Vì vậy, tôi rất hoan nghênh Nhà xuất bản Giáo dục đã xuất bản nhiều giáo trình do nhiều tác giả biên soạn trên cơ sở đề cương khung đã được Bộ Giáo dục và Đào tạo thông qua. Đó là nguồn tài liệu quý cho sinh viên tự học, tự nghiên cứu và nâng cao trình độ.

Tác giả biên soạn cuốn sách *Nền và móng* là một nhà giáo, đồng thời là một nhà tư vấn đã giảng dạy gần 30 năm trong lĩnh vực *Nền móng công trình*. Tác giả đã diễn giải các vấn đề nền móng công trình theo một cách thức cụ thể, đơn giản với các ví dụ minh họa rõ ràng sẽ giúp sinh viên lĩnh hội được kiến thức thật hiệu quả. Vì là giáo trình với một giới hạn về thời lượng (75 tiết) của môn học nên cuốn sách chỉ giới hạn trong nội dung “*Tính toán thiết kế Nền và móng*”.

Với nhiều cách tiếp cận khác nhau về cùng một vấn đề, đó cũng chính là cách tác giả đã giúp sinh viên tự học tốt nhất để từ đó họ có thể nắm bắt vấn đề sâu sắc hơn nữa.

Tôi tin chắc rằng, cuốn sách này sẽ rất có ích cho sinh viên các ngành công trình khi học tập môn *Nền móng công trình* trong nhà trường và giúp nhiều đọc giả muốn tìm hiểu, nghiên cứu về lĩnh vực *Nền móng công trình*.

Nhân dịp kỷ niệm 50 năm đào tạo ngành *Xây dựng* và 40 năm thành lập Trường Đại học *Xây dựng*, tôi xin trân trọng giới thiệu cuốn sách với các bạn.

Hà nội 10-2006

GS.TS. VŨ CÔNG NGŨ

Lời nói đầu

Cuốn "Nền và móng" là phần tiếp theo của nội dung chuyên môn Địa kỹ thuật được soạn thảo theo Đề cương thống nhất môn học Nền và móng đã được Bộ môn Cơ học đất - Nền móng trường Đại học Xây dựng thông qua năm 2004. Cuốn sách đề cập đến những nội dung cơ bản trong tính toán, cấu tạo và thiết kế các dạng móng công trình và thiết kế xử lý nền theo các phương pháp phổ biến hiện nay. Các dạng thí nghiệm hiện trường phổ biến hiện nay và ứng dụng kết quả từ thí nghiệm đó vào tính toán thiết kế nền móng cũng được trình bày chi tiết. Việc thi công nền móng là một lĩnh vực rất rộng lớn và rất phức tạp, phụ thuộc không chỉ vào giải pháp nền móng được lựa chọn mà đặc biệt còn phụ thuộc vào chính công nghệ thi công. Các phương pháp thi công cũng như tính toán liên quan đến thi công nền móng không thuộc phạm vi trình bày trong cuốn sách này, ngoại trừ một số vấn đề có liên quan trực tiếp đến tính toán, cấu tạo một chi tiết nào đó của móng hoặc nền. Bạn đọc có thể tham khảo những vấn đề đó trong các giáo trình chuyên ngành với những đặc thù cụ thể của từng dạng công trình.

Sách được dùng làm tài liệu giảng dạy cơ bản cho sinh viên các ngành của trường Đại học Xây dựng, sách cũng có thể làm tài liệu tham khảo bổ ích cho các kỹ sư tư vấn thiết kế chuyên về nền và móng.

Tác giả xin chân thành cảm ơn các đơn vị hữu quan của Trường Đại học Xây dựng đã giúp đỡ cho cuốn "Nền và móng" được xuất bản đúng dịp kỷ niệm 40 năm thành lập Trường Đại học Xây dựng và 50 năm đào tạo ngành Xây dựng ở Việt Nam, cảm ơn các bạn đồng nghiệp trong Bộ môn đã sử dụng và kiểm tra kỹ nội dung trước khi cuốn sách được xuất bản với rất nhiều những góp ý thiết thực. Tác giả đặc biệt xin cảm ơn Giáo sư - Tiến sỹ Vũ Công Ngữ đã giới thiệu cuốn sách này.

Những khiếm khuyết về nội dung và các sai sót về học thuật đều xuất phát từ sự hạn chế về trình độ cũng như kinh nghiệm thực tế của tác giả, do đó những đóng góp của bạn đọc luôn được trân trọng và hoan nghênh để cuốn sách này tiếp tục hoàn thiện trong những lần tái bản sau. Mọi ý kiến góp ý xin gửi về theo địa chỉ sau:

Bộ môn Cơ học đất - Nền móng, trường Đại học Xây dựng

Số 55 Đường Giải phóng, Hà nội

Cohocdat_NenmongDHXD@yahoo.com.vn

hoặc:

Công ty sách Đại học - Dạy nghề, Nhà xuất bản Giáo dục, 25 Hàn Thuyên, Hà Nội.

TÁC GIẢ

CÁC KÝ HIỆU SỬ DỤNG TRONG SÁCH

k_h	mô đun phản lực đất theo phương ngang
[K]	hệ số ổn định cho phép
[M]	mô men uốn cho phép của tiết diện cọc
[P]	sức chịu tải cho phép của cọc
[p]	tải trọng cho phép của nền
$[P]_{dn}$	sức chịu tải cho phép của đất quanh cọc
$[P]_k$	sức chịu kéo cho phép của cọc
$[p]_y$	sức chịu tải cho phép của đất theo phương ngang
$[p]_z$	sức chịu tải cho phép của đất theo phương đứng
[Q]	lực cắt cho phép của tiết diện cọc
{N}	tổ hợp tải trọng thiết kế ở đáy móng
{N ₀ }	tổ hợp tải trọng thiết kế ở mặt đất
A	chỉ số dẻo của đất
A	giá trị trung bình của chỉ tiêu
a, b	khoảng cách đến móc cầu
A, B, D	hệ số tải trọng tiêu chuẩn của đất
a_c	chiều dài tiết diện cọc
a_c, b_c	kích thước tiết diện cọc
A_i	hệ số chuyển vị do tải trọng ngang gây ra đối với thông số i
A_i, B_i, C_i, D_i	hàm ảnh hưởng
A_{min}	giá trị tối thiểu của chỉ tiêu
A_i	giá trị thiết kế của chỉ tiêu
B	độ sệt của đất
b	bề rộng đài cọc
b	bề rộng móng
B_d	bề rộng đệm cát
B_b	bề rộng bộ phận áp
B_i	hệ số chuyển vị do mô men gây ra đối với thông số i
B_{td}	bề rộng móng tương đương
b_{tt}	bề rộng tính toán của cọc chịu tải trọng ngang
c	biến dạng đàn hồi của cọc khi đóng
c	hệ số nền
c	lực dính đơn vị của đất
c	vận tốc sóng ứng suất
c_a	lực dính đơn vị đất-cọc
c_c	độ bền cắt của vật liệu

C_c	chỉ số nén của đất
C_E	số hiệu chỉnh năng lượng hữu ích
C_h	hệ số cố kết theo phương ngang
c_h	hệ số nền theo phương ngang
C_L	hệ số nền theo phương đứng ở mũi cọc
C_N	số hiệu chỉnh độ sâu
C_r	chỉ số nén lại của đất
c_u	độ bền cắt không thoát nước
C_v	hệ số cố kết theo phương đứng
D	đường kính ảnh hưởng của VTNĐ
D_c	khoảng cách giữa các cọc cát
D_c	kích thước tiết diện cọc
d_w	đường kính quy đổi của VTNĐ
e	độ chối của cọc
e	độ lệch tâm của tải trọng ngang lên đầu cọc
e	hệ số rỗng của đất
E	mô đun đàn hồi của vật liệu
E	năng lượng va chạm của búa
E_0	mô đun biến dạng của đất
e_{0i}	hệ số rỗng tự nhiên của lớp tính lún thứ i
e_{1i}	hệ số rỗng sau lún của lớp tính lún thứ i
e_r	độ chối thực tế
e_h	hệ số hiệu dụng của búa
e_{tk}	hệ số rỗng thiết kế
e_x	độ lệch tâm của tải trọng theo phương x
e_y	độ lệch tâm của tải trọng theo phương y
F	lực dọc trong cọc khi đóng
f	tỷ diện tích xử lý
F_1, F_2	hệ số ảnh hưởng của biến dạng ngang
F_a	diện tích tiết diện thép chịu uốn
F_c	diện tích tiết diện cọc
F_{cal}	lực tính được theo mô hình (calculated)
F_h	diện tích riêng hạt đất
F_k	diện tích chịu kéo chính của cấu kiện móng
F_{ki}	hệ số ảnh hưởng
F_m	lực đo được khi đóng cọc (measured)
F_r	diện tích riêng lỗ rỗng
f_R	tỷ số kháng xuyên
Fs	hệ số an toàn chung
f_s	ma sát bên đơn vị (từ CPT)

F_{S_1}	hệ số an toàn đối với sức kháng ma sát bên
F_{S_2}	hệ số an toàn đối với sức kháng mũi
F_{S_3}	hệ số an toàn đối với trọng lượng cọc
F_{ud}	diện tích đáy móng tương đương
h	chiều cao dầm
h	chiều cao móng
H	chiều cao rơi búa
H_d	chiều dày đệm cát
h_0	chiều cao làm việc của móng
H_0, M_0	tải trọng ngang và mô men đỉnh cọc
H_b	chiều cao bộ phận áp
h_i	chiều dày lớp đất thứ i
h_m	chiều sâu đặt móng
h_{min}	độ sâu chôn cọc tối thiểu
H_n	chiều dày chịu nén của đất nền
h_y	chiều dày lớp đất yếu
I_p	hệ số biến dạng theo Steinbrenner
I_{pi}	hệ số biến dạng của lớp i
j_c	hàng số damping của đất
J	damping chung của hệ đất-cọc
J_d	mô men quán tính của tiết diện mũi cọc
k	hệ số độ nghiêng tiết diện
k	hệ số chuyển đổi
k	hệ số hình dạng tiết diện
k	hệ số phục hồi tốc độ
k_d	hệ số độ tin cậy của phương pháp tính
k_h	độ cứng của đất theo phương ngang
k_i	hệ số chuyển đổi (phản lực mũi)
k_i	hệ số ứng suất
k_L	mô đun phản lực nền ở mũi cọc
K_{min}	hệ số ổn định nhỏ nhất
K_{od}	hệ số ổn định
K_p	hệ số áp lực đất bị động
l	nửa chiều dài dầm
L	chiều dài cọc
L	chiều dài cọc cát
L_d	chiều dài đoạn cọc
L_d	chiều dài đệm cát

L_c	độ sâu đến mũi cọc
l_c, L_c	chiều dài làm việc của cọc trong đất
L_i	độ sâu đến giữa lớp đất thứ i
l_i	chiều dày của lớp đất thứ i mà cọc đi qua
L_{max}	chiều dài cọc tối đa
L_{min}	chiều dài cọc tối thiểu
l_n	chiều dài ngàm của cọc
L_{td}	chiều dài móng tương đương
m	độ dốc ta luy
M	hệ số kiểu loại búa
M	khối lượng cọc
$M(x)$	mô men uốn trong dầm
$M(z)$	mô men uốn trong cọc tại độ sâu z
m_1	hệ số đồng nhất của đất
m_2	hệ số điều kiện làm việc của công trình
M_b	mô men bù ở đầu dầm
M_c	mô men cản ở mũi cọc
M_g	mô men tác dụng lên cọc ở mặt đất
M_{giur}	mô men chống trượt, chống lật
m_h	đặc trưng hệ số nền theo phương ngang
M_{I-I}	mô men uốn tại tiết diện I-I
M_l	mô men lật hoặc mô men trượt
M_{max}	mô men uốn lớn nhất trong cọc
m_R	hệ số điều kiện làm việc của mũi cọc
M_u	mô men giới hạn tác dụng lên cọc
m_v	đặc trưng hệ số nền theo phương đứng
m_τ	hệ số điều kiện làm việc của ma sát bên
N	giá trị danh nghĩa của tải trọng
n	hệ số đóng cọc (kinh nghiệm)
n	số đoạn chia
N	sức kháng xuyên tiêu chuẩn
N	tải trọng từ công trình
N_0	giá trị danh nghĩa của tải trọng ở mức mặt đất
N_0	hệ số ma sát âm
N_0	số ổn định Janbu
N_{60}	trị kháng xuyên SPT quy đổi
n_c	số lượng cọc
n_h	hằng số mô đun phản lực nền
N_i	đặc trưng SPT của đất lớp i
N_k	hệ số hiệu chỉnh theo chỉ số dẻo

N_n	đặc trưng SPT của đất mũi cọc
N_t	giá trị thiết kế của tải trọng
$N_{(0)}$	giá trị thiết kế của tải trọng ở mức mặt đất
N_γ, N_q, N_c	hệ số ảnh hưởng đối với cường độ đất nền
OCR	hệ số quá cố kết của đất
P	tải trọng tác dụng lên cọc
$p(x,y)$	tải trọng tiếp xúc dưới đáy móng
P_{dn}	tổng lực kháng của đất lên cọc
P_b	lực bù ở đầu dầm
P_{ct}	tải trọng ép thùng
P_{gh}	sức chịu tải giới hạn của cọc
$P_{gh}(\text{đn})$	sức chịu tải giới hạn của cọc theo đất nền
$P_{gh}(vl)$	sức chịu tải giới hạn của cọc theo vật liệu
P_i, H_i, M_i	tải trọng lên cọc thứ i
P_{max}	giá trị lớn nhất của tải trọng tiếp xúc
$P_{mũi}$	tổng lực kháng mũi của đất lên mũi cọc
p_{tb}	giá trị trung bình của tải trọng tiếp xúc
P_{tt}	sức chịu tải tính toán của cọc
p_{tx}	tải trọng tiếp xúc dưới đáy móng
p_u	phản lực cực hạn của đất lên cọc
P_{xq}	tổng lực kháng ma sát của đất quanh cọc
$p_y(z)$	tải trọng tiếp xúc theo phương ngang tại độ sâu z
$p_z(z)$	tải trọng tiếp xúc theo phương đứng tại độ sâu z
P_{zmax}	phản lực đất lớn nhất theo phương đứng tại mũi cọc
P_Σ	tổng tải trọng phá hoại
q	cường độ áp lực lớp phủ móng
q	hàng số quake của đất
Q	trọng lượng búa
$q(x)$	cường độ tải trọng phân bố trên dầm
$Q(x)$	lực cắt trong dầm
$Q(z)$	lực cắt trong cọc tại độ sâu z
q_c	sức kháng mũi xuyên tĩnh
Q_b	lực ngang lên cọc ở mặt đất
Q_{max}	lực cắt lớn nhất trong cọc
Q_u	lực ngang giới hạn tác dụng lên cọc
R	đặc trưng biến dạng ngang của hệ đất-cọc
R	cường độ cho phép (cường độ tính toán) của vật liệu móng
r	cường độ phản lực nền
R_d	tổng sức kháng đóng cọc

R_a	cường độ chịu kéo của thép
$R_{cát}$	cường độ chịu cắt của vật liệu móng
R_{dy}	sức kháng động của cọc
R_i	phản lực nền tại nút i
R_{kc}	cường độ chịu kéo chính của vật liệu
R_n	cường độ phản lực đất lên mũi cọc
R_s	sức kháng tĩnh của cọc
R_{tc}	tải trọng tiêu chuẩn của nền
s	độ chối của cọc
S	độ lún của móng
S(t)	độ lún của nền tại thời điểm t
S*	độ lún giới hạn thí nghiệm
S_d	độ lún riêng của đệm cát
S_i	độ lún riêng của lớp thứ i
S_{ki}	độ lún đơn vị tại nút k
S_n	độ lún của nền dưới đệm cát
t	độ mảnh tương đối của móng
T	đặc trưng biến dạng ngang của hệ đất-cọc
$T_{giữ}$	lực giữ (ổn định) theo đáy móng
t_{max}	thời điểm lực cực đại
T_{tr}	tải trọng gây trượt theo đáy móng
U	độ cố kết của nền
u	chuyển vị dọc của tiết diện
U(t)	độ cố kết của nền tại thời điểm t
u_c	chuyển vị dọc
u_c	chuyển vị dọc của tiết diện cọc
U_h	độ cố kết theo phương ngang
U_v	độ cố kết theo phương đứng
U_{yc}	độ cố kết yêu cầu
v_0	vận tốc hạt ban đầu
W_c	trọng lượng bản thân cọc
x_i, y_i	tọa độ cọc thứ i
x_{max}, y_{max}	tọa độ cọc chịu tải lớn nhất
x_{min}, y_{min}	tọa độ cọc chịu tải nhỏ nhất
y(x)	chuyển vị trục dầm
y(z)	chuyển vị ngang của cọc tại độ sâu z
y_0	độ võng ban đầu
y_0	chuyển vị ngang đỉnh cọc
y_{0max}	chuyển vị ngang lớn nhất của đỉnh cọc
y_{50}	chuyển vị ngang cọc khi chịu tải trọng $0.5p_u$

y_A	chuyển vị ngang đỉnh cọc do Q_g gây ra
y_B	chuyển vị ngang đỉnh cọc do M_g gây ra
y_i	chuyển vị ngang tại nút i
Z	trở kháng của cọc khi đóng
z_0	độ sâu tâm xoay
z_0	độ sâu xuất hiện M_{\max} ($z_{M\max}$)
z_i	độ sâu từ đáy móng đến giữa lớp thứ i
z_j	cánh tay đòn của phản lực từ cọc j
$z_{M\max}$	độ sâu xuất hiện M_{\max}
$z_{Q\max}$	độ sâu xuất hiện Q_{\max}
δ_{ik}^0	chuyển vị đơn vị của cọc ở mặt đất
$\bar{\gamma}$	trọng lượng riêng trung bình của đất và vật liệu trên đáy móng
[S]	độ lún cho phép của móng
[ΔS]	độ lún lệch cho phép của móng
w	góc xoay của cọc
Δh	số gia độ sâu
ΔH_i	chiều dày của lớp tính lún thứ i
Δ_{ip}	chuyển vị đơn vị tại i do tải trọng ngoài gây ra
ΔS	độ lún lệch của móng
$\Delta \sigma_i(p)$	số gia ứng suất do tải trọng p gây ra
Φ	đường kính cọc cát
Φ	sức chịu tải tính toán của đất nền
α	góc mở truyền ứng suất
α	hệ số biến dạng
α	hệ số hình dạng móng
α	hệ số tổn thất năng lượng
α	hệ số xác định E_0 từ CPT
α_i	hệ số điều chỉnh sức chịu tải của nền
α_i	hệ số chuyển đổi (ma sát bên)
αZ	tọa độ tương đối của một điểm trên thân cọc
δ	biến dạng đàn hồi của cọc khi thí nghiệm
δ_{ki}	chuyển vị đơn vị của nút k
ε_{50}	biến dạng ngang tương đối của mẫu chịu tải nén $0.5p_u$
ϕ_a	góc ma sát đất-cọc
γ	hệ số an toàn đối với chỉ tiêu cơ lý của đất
$\gamma_{cát}$	trọng lượng riêng của cát đậm

γ_{tb}	trọng lượng riêng trung bình của đất
φ	góc ma sát trong của đất
$\varphi(x)$	góc xoay tiết diện dầm
φ_0	góc xoay đỉnh cọc
φ_0	góc xoay ban đầu
φ_{0max}	góc xoay lớn nhất của đỉnh cọc
$\varphi(z)$	góc xoay của tiết diện cọc ở độ sâu z
λ	độ cứng tương đối của cọc
λ	chiều dài quy đổi của cọc
ρ	mật độ vật liệu cọc
σ'_{li}	tổng ứng suất tại lớp thứ i
σ_{kc}	ứng suất kéo chính trong kết cấu móng
σ_{max}	ứng suất lớn nhất trong kết cấu móng
σ'_v	ứng suất lớp phủ trên mức khảo sát
σ'_{vi}	ứng suất lớp phủ tại lớp thứ i
τ_i	cường độ phản lực ma sát bên cực hạn của đất-cọc
τ_{imax}	giá trị cực đại của ma sát bên
ω	hệ số hình dạng móng
ω_{ki}	độ võng đơn vị tại nút k

Chương 1

MỘT SỐ VẤN ĐỀ CHUNG

1. CÁC KHÁI NIỆM CHUNG

1.1. Khái niệm chung về móng

Móng là phần công trình kéo dài xuống dưới mặt đất làm nhiệm vụ chuyển tiếp giữa công trình bên trên với nền đất. Móng tiếp nhận tải trọng từ công trình và truyền vào đất nền thông qua các phần tiếp xúc của nó với đất. Thông thường, khả năng tiếp nhận tải trọng của các loại vật liệu công trình lớn hơn của đất nên rất nhiều do đó móng thường có kích thước mở rộng hơn so với công trình bên trên để giảm tải trọng lên nền đến mức đất có thể tiếp nhận được. Sự mở rộng này có thể theo bề ngang, theo chiều sâu hoặc cả hai hướng. Sự mở rộng theo chiều ngang làm tăng diện tiếp xúc của đáy móng với đất nền do đó làm tăng tổng phản lực đất lên đáy móng trong khi sự mở rộng theo chiều sâu làm tăng diện tiếp xúc ở các mặt bên móng với đất làm tăng tổng ma sát bên. Như vậy, móng là một bộ phận của công trình có nhiệm vụ đỡ công trình bên trên, tiếp nhận tải trọng công trình và phân phối tải trọng đó vào đất nền thông qua phản lực nền và ma sát bên.

1.2. Khái niệm về móng nông và móng sâu

Móng nông truyền tải trọng công trình vào đất nền chủ yếu thông qua diện tiếp xúc của đáy móng với đất do đó thường có kích thước mở rộng theo phương ngang. Trong các tính toán móng nông, ma sát bên của móng với đất thường được bỏ qua, sự tồn tại của lớp đất trên mức đáy móng được thay thế bằng tải trọng tương đương với trọng lượng bản thân đất. Móng nông có thể được xây dựng cho riêng từng cấu kiện tiếp đất của công trình được gọi là móng đơn, cho nhiều cấu kiện trên một hướng được gọi là móng băng, cho trên hai hướng giao nhau – móng băng giao nhau hay cho chung nhiều cấu kiện – móng bè. Hình I.1 mô tả hình ảnh chung của một móng nông đơn với các bộ phận đặc trưng.

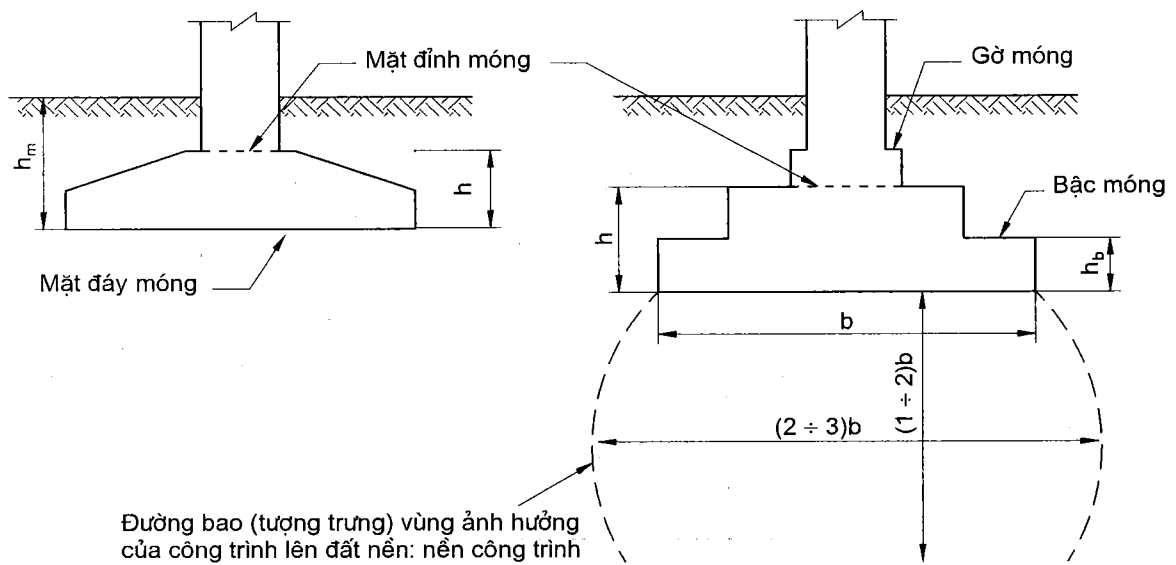
1.2.1. Móng nông

Móng nông được giới hạn theo chiều đứng bởi các mặt đặc trưng là mặt đỉnh móng và mặt đáy móng. Mặt đỉnh móng là mặt tiếp xúc giữa đáy công trình với móng, nơi tải trọng công trình truyền vào kết cấu móng. Mặt đáy móng là mặt tiếp xúc giữa

đáy móng với đất nền và truyền trực tiếp tải trọng mà móng tiếp nhận từ công trình vào đất.

Đôi khi, để dễ phân biệt, người ta coi móng nông là loại móng có tỷ lệ giữa độ sâu chôn móng với bề rộng móng (h_m/b) nhỏ hơn một giá trị nào đó. Tuy vậy, những con số định lượng thường không thông nhất. Chẳng hạn, Berezanxev cho rằng nên coi là móng nông khi $(h_m/b) \leq 0.5$ trong khi Vũ Công Ngữ cho là $(h_m/b) \leq 1 \div 1.5$.

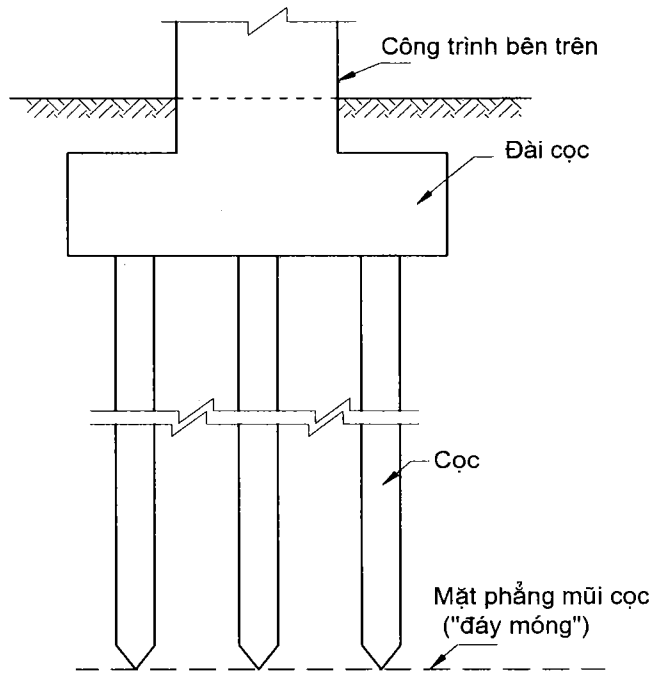
Một cách nhìn khác coi móng nông là các loại móng được thi công trực tiếp từ đáy móng trong hố móng đào sẵn sau đó lấp đất trở lại. Việc thi công như vậy không thuận lợi khi độ sâu đặt móng lớn do đó có thể coi là móng nông khi độ sâu đặt móng, h_m , không quá 3m.



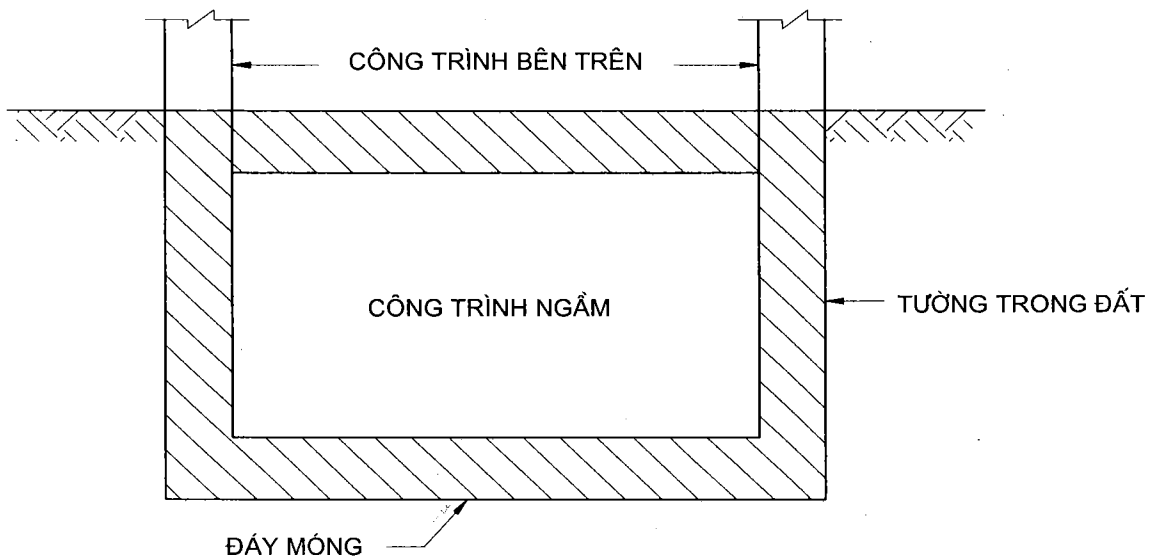
Hình 1.1. Mô hình định nghĩa nền và móng cho móng nông đơn

1.2.2. Móng sâu

Trong nhiều trường hợp, tải trọng công trình có thể truyền vào đất không những qua mặt đáy móng mà cả qua mặt bên thông qua ma sát giữa đất với móng. Trường hợp đó móng được gọi là móng sâu. Móng sâu thông dụng và thường gặp hơn cả là móng cọc. Hình 1.2 là một móng cọc điển hình bao gồm hai bộ phận cơ bản hợp thành: các cọc và đài cọc. Mặt phẳng nằm ngang đi qua mũi cọc chính là mặt “đáy” móng. Hình 1.3 là một dạng móng sâu khác: Móng kiểu tường trong đất.



Hình 1.2. Móng cọc



Hình 1.3. Móng kiểu tường trong đất

1.3. Khái niệm về Nền

Nền là phần đất trực tiếp tiếp nhận tải trọng công trình truyền xuống thông qua móng. Đối với móng nông, nền là phần đất trực tiếp dưới đáy móng. Cần phải lựa chọn

sao cho nền phải là “đất tốt”. Nếu lớp đất tốt ở quá sâu, việc lựa chọn như vậy trở nên ít phù hợp thì có thể chọn các lớp đất “không tốt” ở nông hơn làm nền cho công trình nhưng phải làm cho nó “tốt lên” trước khi đặt móng. Trong trường hợp này, tầng đất được lựa chọn đặt móng phải được gia cố bằng một phương pháp nhân tạo nào đó gọi chung là xử lý nền và nền sau xử lý được gọi là nền nhân tạo. Cần lưu ý rằng, sau khi đã xử lý, tính chất cơ lý của đất đã thay đổi vì vậy cần được đánh giá lại bằng các thí nghiệm thích hợp. Mọi tính toán thiết kế dựa trên số liệu địa chất mới tiến hành tương tự trường hợp nền tự nhiên.

Trong trường hợp móng sâu, nền thực sự bao gồm cả phần đất xung quanh móng (xung quanh cọc) và phần đất dưới đáy móng (dưới mũi cọc). Phần đất dưới mũi cọc đóng một vai trò rất quan trọng, đặc biệt đối với biến dạng lún của móng và do đó của chính công trình. Do vậy, để tiện cho việc phân tích trong các phần liên quan tiếp theo, ở mức độ tổng quát ta tạm quy ước nền trong mọi trường hợp được nhắc đến trong chương này là đất dưới độ sâu đặt móng hoặc độ sâu mũi cọc trở đi. Nói chung, trong mọi trường hợp phải chọn đất tốt làm nền cho công trình.

Phạm vi đất nền trực tiếp chịu tác động của tải trọng công trình phụ thuộc không những vào tính chất của đất mà còn vào cả mức độ tải trọng. Phạm vi của nền thường kéo dài theo độ sâu đến khoảng 2 lần bề rộng móng và sang hai bên khoảng 1 lần bề rộng ngoài phạm vi móng. Đó cũng là phạm vi cần phải khảo sát kỹ trước khi thiết kế móng hay thiết kế xử lý cải tạo nền khi cần thiết. Một phạm vi thích hợp cho từng móng cụ thể phải được phân tích riêng.

1.4. Các bộ phận và các kích thước cơ bản của móng

Độ sâu kể từ mặt đất đến mặt đáy móng được gọi là độ sâu đặt móng (hay độ sâu chôn móng) và được ký hiệu bởi h_m . Việc lựa chọn độ sâu h_m là một yếu tố rất quan trọng trong việc quyết định phương án móng sẽ được phân tích kỹ hơn trong phần lựa chọn phương án móng.

Chiều cao bản thân móng nông được xác định là chiều cao kể từ mặt đỉnh móng đến mặt đáy móng, ký hiệu h . Chiều cao bản thân đài cọc trong móng cọc cũng ký hiệu là h . Chiều cao móng xác định thông qua tính toán đảm bảo điều kiện làm việc an toàn (chủ yếu về cường độ các vật liệu móng).

Đáy móng nông có thể cấu tạo theo hình dáng bất kỳ nhưng phổ biến hơn cả là dạng hình tròn, hình chữ nhật và dạng băng. Với các dạng nói trên, kích thước đáy được đặc trưng bởi bề rộng b và hệ số hình dạng α . Bề rộng b xác định theo tính toán, hệ số hình dạng α xác định theo cấu tạo.

Đáy đài cọc có hình dạng và kích thước phụ thuộc vào cách bố trí cọc. Khoảng cách giữa các cọc chủ yếu theo cấu tạo đảm bảo phát huy tối đa năng lực làm việc của

đất nền và thuận lợi cho thi công cọc. Kích thước đài cũng được đặc trưng bởi bề rộng b và hệ số hình dạng α .

Gờ móng là phần mở rộng cục bộ trên mặt đỉnh móng so với đáy công trình. Không nhất thiết phải cấu tạo gờ móng nhưng trong nhiều trường hợp, gờ móng tỏ ra có ích cho việc hiệu chỉnh vị trí công trình bên trên một cách chính xác do vị trí móng có thể bị sai lệch. Mặt khác, có thể sử dụng gờ móng làm điểm tựa cho thi công phần trên.

Bậc móng chủ yếu cấu tạo để tiết kiệm vật liệu khi thiết kế móng sử dụng các loại vật liệu kém chịu kéo (chẳng hạn, gạch). Trong trường hợp này, chiều cao mỗi bậc, h_b , được xác định tương tự chiều cao móng tại tiết diện tương ứng trong đó bậc móng ngay trên đó đóng vai trò công trình bên trên.

Móng thường được đặt trên lớp đệm bằng bê tông cường độ thấp gọi là bê tông lót. Một mặt, bê tông lót móng tạo ra mặt bằng sạch sẽ, thuận tiện cho thi công móng, bảo vệ cốt thép được sạch trước khi liên kết với bê tông; mặt khác, bê tông lót góp phần tạo lớp bảo vệ cốt thép trong suốt thời gian tồn tại của công trình; ngoài ra lớp bê tông lót còn đóng vai trò quan trọng không thể thay thế trong việc bảo vệ đất nền dưới đáy móng khỏi các tác động xâm hại do thi công (máy móc, nhân công) dẫn đến sự thay đổi kết cấu đất nền có thể gây phá hoại nền đất ngay trước khi đưa được công trình vào sử dụng, đặc biệt là thi công trong mùa mưa.

Nếu có đủ chứng cứ cho thấy hoàn toàn không cần có gờ móng thì không cấu tạo gờ. Ngược lại, trong hầu hết trường hợp, nên giữ lớp bê tông lót có chất lượng tin cậy và thực hiện ngay sau khi đào được hố móng đến cao trình thiết kế, trước khi tạm dừng thi công.

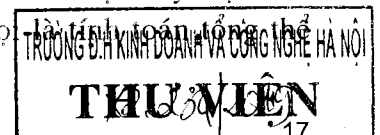
1.5. Khái niệm về trạng thái giới hạn và thiết kế theo trạng thái giới hạn

1.5.1. Khái niệm về trạng thái giới hạn

Trạng thái giới hạn được hiểu là ngưỡng cuối cùng về phương diện kỹ thuật mà công trình hoặc người sử dụng công trình có thể chấp nhận được mà không có bất kỳ sự cố nào cho toàn bộ công trình hay một vài bộ phận công trình cả về sự toàn vẹn lẫn việc khai thác, sử dụng một cách bình thường. Trên tinh thần đó, trạng thái giới hạn của công trình thường được phân làm hai nhóm: nhóm các trạng thái giới hạn về cường độ và ổn định của công trình và nhóm các trạng thái giới hạn về khai thác và sử dụng công trình một cách bình thường.

1.5.2. Nội dung tính toán nền - móng theo trạng thái giới hạn

Trong tính toán thiết kế nền móng, móng và nền là một chỉnh thể thống nhất có ảnh hưởng tương hỗ. Hơn thế nữa, trạng thái ứng suất và biến dạng trong đất nền và trong bản thân móng liên quan chặt chẽ đến công trình bên trên do đó hiện nay việc tính toán thường hướng tới áp dụng trong quan hệ tổng thể đó và gọi



nền-móng-công trình. Tuy vậy, để tiện cho việc trình bày nội dung cơ bản của vấn đề, ta chấp nhận xem xét riêng các trường hợp tính toán đã rời rạc hóa về hình thức trước khi xét bài toán tổng thể. Việc tính toán tổng thể được thực hiện trên cơ sở các bước tính cơ bản được “dùng” tạm thời trong quá trình tương tác giữa các bộ phận.

a) Tính toán theo trạng thái giới hạn thứ nhất

Tính toán nền theo trạng thái giới hạn thứ nhất đòi hỏi phải thỏa mãn điều kiện cơ bản sau :

$$N \leq \frac{\Phi}{F_s} \quad (I.1)$$

Trong đó :

– N : tải trọng thiết kế hoặc tác động khác từ công trình lên đất được dùng làm căn cứ để đánh giá trạng thái giới hạn;

– Φ : sức chịu tải tính toán của đất nền hoặc thông số tính toán tương ứng theo phương tác dụng của N được xác lập theo Tiêu chuẩn thiết kế trên cơ sở các phương pháp đã được thừa nhận;

– F_s : hệ số đảm bảo tương ứng (hệ số an toàn) được xác lập theo quy mô, nhiệm vụ của công trình hoặc theo thỏa thuận với chủ đầu tư (thường dựa theo các quy định của Tiêu chuẩn thiết kế được áp dụng).

Thông thường, tải trọng tác dụng lên nền bao gồm tải trọng theo phương đứng, p_{lx} ; theo phương ngang gây trượt phẳng theo đáy móng, T_{lr} ; mômen gây trượt sâu hoặc mômen gây lật, M_l . Khả năng chịu tải tương ứng của đất nền là sức chịu tải giới hạn của nền, p_{gh} ; khả năng chống trượt phẳng của đất, T_{giu} ; mômen chống trượt và mômen chống lật, M_{giu} . Các giá trị cụ thể của N và Φ tương ứng sẽ được xác định cho từng trường hợp tính toán thiết kế riêng cùng với hệ số đảm bảo thích hợp.

Đối với bản thân móng, tính toán theo trạng thái giới hạn thứ nhất đòi hỏi vật liệu móng phải an toàn dưới tác dụng của ứng suất cắt, ứng suất kéo chính và ứng suất kéo khi uốn xuất hiện trong kết cấu móng:

$$\sigma_{max} \leq R \quad (I.2)$$

Trong đó :

– σ_{max} là ứng suất lớn nhất trong móng do tải trọng công trình và phản lực đất gây ra;

– R là cường độ cho phép (cường độ tính toán) của vật liệu móng tương ứng với sự phá hoại của ứng suất.

b) Tính toán theo trạng thái giới hạn thứ hai

Khi tính toán theo các trạng thái giới hạn thứ hai, nguyên nhân chủ yếu gây cản

trở việc khai thác và sử dụng công trình một cách bình thường là do biến dạng và chuyển vị vượt ra ngoài phạm vi chấp nhận được. Chấp nhận giả thiết rằng móng và nền luôn tiếp xúc nhau, có thể thấy chuyển vị đứng của công trình cũng chính là lún của nền. Hơn nữa, trong đa phần trường hợp, ảnh hưởng của biến dạng và chuyển vị đối với bản thân móng có thể bỏ qua. Do đó, tính toán nền móng theo trạng thái giới hạn thứ hai trong thực tế là tính toán nhằm hạn chế lún các dạng của nền. Thiết kế phải đảm bảo :

$$S \leq [S] \quad (I.3)$$

$$\Delta S \leq [\Delta S] \quad (I.3a)$$

Trong đó:

- S : độ lún dự báo của công trình;
- ΔS : chênh lệch lún dự báo giữa hai móng lân cận;
- [S] : độ lún cho phép của công trình xác định theo Tiêu chuẩn hoặc theo thỏa thuận với Chủ đầu tư;
- $[\Delta S]$: chênh lệch lún cho phép, xác định theo Tiêu chuẩn (ví dụ tham khảo TCVN 9362 – 2012).

Đối với một số dạng công trình đặc thù còn cần hạn chế các chuyển vị ngang và góc nghiêng của móng. Khi đó trạng thái giới hạn thứ hai phải bổ sung các yếu tố chuyển vị đó.

Trong điều kiện I.3, về trái được tính toán dự báo theo các thông số thiết kế và điều kiện địa chất khu vực, điều kiện tải trọng lên đất dựa trên các nguyên lý cơ bản đã được thừa nhận của Cơ học đất còn về phải là những giá trị thỏa thuận hoặc với Chủ đầu tư hoặc theo các Tiêu chuẩn xây dựng tương ứng.

2. KHẢO SÁT ĐỊA CHẤT CÔNG TRÌNH PHỤC VỤ CHO THIẾT KẾ NỀN MÓNG

2.1. Nội dung khảo sát địa chất công trình phục vụ thiết kế nền móng

Khảo sát địa chất công trình là một phần việc quan trọng phải được thực hiện trước khi tiến hành thiết kế giải pháp nền móng cho công trình và sẽ được bổ sung, hoàn thiện trong quá trình thiết kế. Bằng các phương pháp khác nhau, trong phạm vi kinh phí cho phép, khảo sát địa chất công trình nhằm làm sáng tỏ các điều kiện địa chất khu vực dự kiến xây dựng công trình, phục vụ việc lựa chọn loại móng thích hợp đảm bảo cho công trình an toàn, ổn định và khai thác được bình thường trong suốt thời gian sử dụng đã ấn định đồng thời đảm bảo hiệu quả kinh tế cao nhất.

Khảo sát địa chất công trình nhằm làm sáng tỏ các nội dung sau đây:

– Cấu trúc địa tầng của khu vực xây dựng, thế nằm và tính liên tục của các lớp đất đá. Trường hợp trong phạm vi nền công trình tồn tại các lớp đá, phải đánh giá được thế nằm của đá, mức độ và chiều sâu phong hóa, hệ thống các khe nứt của chúng.

– Các tính chất cơ lý chủ yếu của từng lớp đất đá bao gồm cả các kết quả thí nghiệm hiện trường nếu có.

– Sự tồn tại, thay đổi của nước mặt, nước ngầm cùng như tính ăn mòn vật liệu của chúng.

– Các hiện tượng địa chất đặc biệt có thể xảy ra trong quá trình thi công và khai thác công trình do sự có mặt các công trình xây dựng gây ra.

Tuỳ theo giai đoạn của dự án cũng như khả năng tài chính của giai đoạn, các phương pháp sau đây có thể áp dụng để tiến hành việc khảo sát địa chất công trình:

– Điều tra ban đầu dựa theo các tài liệu có sẵn của các công trình lân cận trong các kho lưu trữ.

– Quan sát các vết lộ, các hố đào, lấy mẫu đất đá từ các hố đào.

– Khảo sát sơ bộ bằng phương pháp khoan thăm dò có hoặc không có lấy mẫu phân tích.

– Khảo sát chi tiết kết hợp khoan có lấy mẫu phân tích với thí nghiệm hiện trường.

– Thi công thử và thí nghiệm trực tiếp trên các chi tiết thử.

Kết quả công tác khảo sát địa chất công trình là các Báo cáo, thường bao gồm các loại sau đây: Báo cáo kết quả khoan và phân tích mẫu; Báo cáo kết quả thí nghiệm hiện trường; Báo cáo khảo sát địa chất thuỷ văn; Báo cáo kết quả thí nghiệm trên các chi tiết thi công thử.

Trong phần lớn các công trình quy mô vừa và nhỏ, ba loại Báo cáo đầu thường được kết hợp làm một. Nội dung chính phải thể hiện trong báo cáo này sẽ là mặt bằng bố trí các điểm khảo sát và các phương pháp khảo sát được thực hiện tại các điểm đó; vị trí lấy mẫu phân tích và thí nghiệm hiện trường; kết quả phân tích mẫu và kết quả thí nghiệm.

2.2. Khoan khảo sát địa chất công trình

Khoan là một phương pháp cơ bản được thực hiện trong hầu hết các giai đoạn khảo sát địa chất công trình. Với các loại thiết bị khác nhau, khoan thực hiện các hố thăm dò sâu vào đất đá để xác định cấu trúc địa tầng và lấy mẫu cho phân tích trong phòng thí nghiệm. Khoan cũng được dùng kết hợp với một số thí nghiệm hiện trường như xuyên tiêu chuẩn (Standard Penetration Test), cắt cánh (Shear Vane Test) hay nén ngang (Pressiometre). Việc lựa chọn thiết bị khoan tùy thuộc vào độ sâu khoan và tính chất của đất đá. Nói chung trong những hố khoan nông vào đất có thể sử dụng thiết bị thủ công; các hố khoan sâu, khoan vào đá nên sử dụng thiết bị cơ giới. Khoảng cách

giữa các hố khoan kỹ thuật dao động trong khoảng 20 ÷ 100m tùy thuộc tính phức tạp của điều kiện địa chất nhưng tổng số không nên ít hơn 3 hố khoan cho một công trình. Địa chất càng phức tạp, khoảng cách giữa các hố khoan càng gần. Độ sâu khoan phụ thuộc chính vào mức tải trọng và bề rộng móng. Nói chung, độ sâu khoan nên sâu hơn đáy móng (hoặc mũi cọc) dự kiến 2 ÷ 3 lần bề rộng móng.

Vị trí lấy mẫu thường được hoạch định trước dựa theo các tài liệu khảo sát sơ bộ và điều chỉnh theo kết quả bổ sung được trong quá trình khoan kỹ thuật. Số lượng mẫu cho từng địa tầng tùy thuộc yêu cầu kỹ thuật cụ thể, loại thiết bị khoan và phương pháp xử lý số liệu. Khi sử dụng phương pháp thống kê để xử lý số liệu, số lượng mẫu không nên ít hơn 6 (cho từng đơn nguyên địa chất công trình). Tùy theo chất lượng mẫu mà có biện pháp bảo quản và vận chuyển thích hợp. Đối với mẫu nguyên dạng, việc bảo quản và vận chuyển phải đảm bảo được tính nguyên dạng cả về kết cấu cũng như độ ẩm của đất. Thời gian lưu mẫu trước khi phân tích trong mọi trường hợp không nên quá 15 ngày. Các thí nghiệm sau đây được thực hiện trên mẫu nguyên dạng: trọng lượng riêng của đất tự nhiên, độ ẩm tự nhiên, thí nghiệm nén một chiều (nở hông hoặc không nở hông), thí nghiệm cắt (với mọi chế độ, mọi sơ đồ), thí nghiệm thấm. Các thí nghiệm khác (thí nghiệm phân tích hạt, thí nghiệm xác định độ ẩm giới hạn, độ chặt giới hạn, xác định tỷ trọng, thí nghiệm đầm chặt...) có thể được thực hiện trên mẫu không nguyên dạng kết cấu. Đối với mẫu đá, tùy theo yêu cầu có thể thực hiện thêm các thí nghiệm về mức độ phong hoá, độ mài mòn, hệ số bền chắc, hệ số hóa mềm. Chất lượng của mẫu và khả năng sử dụng được mô tả trong bảng phân loại sau:

BẢNG I.1. PHÂN LOẠI MẪU VÀ PHẠM VI SỬ DỤNG CHO THÍ NGHIỆM

Loại mẫu	Chất lượng	Dụng cụ lấy mẫu	Đặc trưng của đất có thể xác định
1	Nguyên dạng	Mẫu dạng khối đào Ống pittông	A, B, C, D, E, F, G, H, I, J, K
2	Phá hoại nhẹ	Ống lấy mẫu thành mỏng	A, B, C, D, E, F, G, H, I
3	Phá hoại đáng kể	Ống lấy mẫu thành dày	A, B, C, D, E, G
4	Phá hoại	Lấy ngẫu nhiên từ guồng khoan	A, C, D, E, G

Ký hiệu các đặc trưng của đất:

A – Cấu trúc địa tầng; B – Phân loại đất theo cấu trúc; C – Hàm lượng hữu cơ trong đất; D – thành phần hạt của đất; E – Giới hạn Atterberg; F – Độ chặt tương đối; G – Độ ẩm; H – Trọng lượng riêng tự nhiên; I – Hệ số thấm; J – Tính nén lún; K – Tính chống cắt.

2.3. Khảo sát địa chất công trình bằng các thí nghiệm hiện trường

Việc lấy mẫu trong mọi trường hợp đều làm thay đổi trạng thái của đất đá so với điều kiện tự nhiên của nó. Ngoài những nguyên nhân chủ quan, một nguyên nhân quan trọng không thể khắc phục chính là sự thay đổi trạng thái ứng suất và do đó là trạng thái kết cấu của đất. Lấy mẫu, xét về sự thay đổi ứng suất là một quá trình giảm tải từ giá trị cụ thể (phụ thuộc vào độ sâu lấy mẫu: $\sigma = \gamma H$) về giá trị không ($\sigma = 0$) mà các thí nghiệm nói chung không thể tái tạo lại được. Để khắc phục nhược điểm này, người ta cố gắng thực hiện các thí nghiệm ngay tại vị trí tự nhiên của đất gọi là các thí nghiệm hiện trường (test in situ). Hiện nay đã có rất nhiều kiểu thí nghiệm hiện trường khác nhau cho nhiều mục đích khảo sát hoặc chỉ cho một số ít mục đích cụ thể. Các loại thí nghiệm đó được trình bày kỹ trong giáo trình Cơ học đất [20] cả về nguyên lý thí nghiệm, cách thức tiến hành cũng như phương pháp xử lý số liệu sau thí nghiệm. Các thí nghiệm hiện trường phổ biến hiện nay ở Việt Nam bao gồm các thí nghiệm xuyên (CPT, SPT), các thí nghiệm nén (PBT, PMT, DMT) và thí nghiệm cắt (VST) thường được ứng dụng tùy thuộc vào ý đồ thiết kế móng cũng như tương tác đặc trưng giữa công trình với nền đất mà lựa chọn cho thích hợp.

2.4. Các sơ đồ cấu trúc địa tầng cơ bản

Trên cơ sở các tính chất cơ lý của đất (xác định thông qua kết quả khảo sát địa chất công trình), khả năng sử dụng trực tiếp đất làm nền cho công trình có thể chia đất làm hai dạng đặc tính cơ bản: đất tốt và đất yếu. Việc phân loại đất theo đặc tính xây dựng như trên chỉ mang tính chất tương đối dựa theo mức độ thỏa mãn các yêu cầu của trạng thái giới hạn trước khi có bất kỳ biện pháp xử lý nền nào được áp dụng. Trên tinh thần đó, đất yếu là đất có khả năng chịu tải thấp (p_{gh} nhỏ) hoặc đất có tính nén lún cao (C_c lớn) hoặc đất có thời gian biến dạng dài (C_v nhỏ). Nói chung, đất có một trong các biểu hiện 'yếu' kể trên thì cũng có các biểu hiện 'yếu' còn lại. Tính tương đối của khái niệm đặc tính xây dựng của đất còn thể hiện ở chỗ tất cả các chỉ tiêu đánh giá cơ bản nêu trên có liên quan chặt chẽ với giải pháp móng và mức độ tải trọng tác dụng lên móng mà những yếu tố này không phụ thuộc vào đất. Một loại đất có thể bị đánh giá là yếu đối với dạng công trình này nhưng lại không yếu đối với dạng công trình khác. Đất yếu đối với phần lớn công trình là các loại đất sau đây:

- Đất dính ở trạng thái nhão ($B > 1$)
- Đất cát bụi bão hòa nước ($e > 0.8$)

Đối với các loại đất yếu kể trên, kết quả thí nghiệm cơ học thường cho các chỉ tiêu cơ học nằm trong khoảng sau:

- Đất dính: $\varphi = 0$; $c < 10$ kPa; $q_c < 500$ kPa; $N < 1 \div 2$
- Đất rời: $\varphi < 28 \div 30$; $q_c < 1000$ kPa; $N < 4$

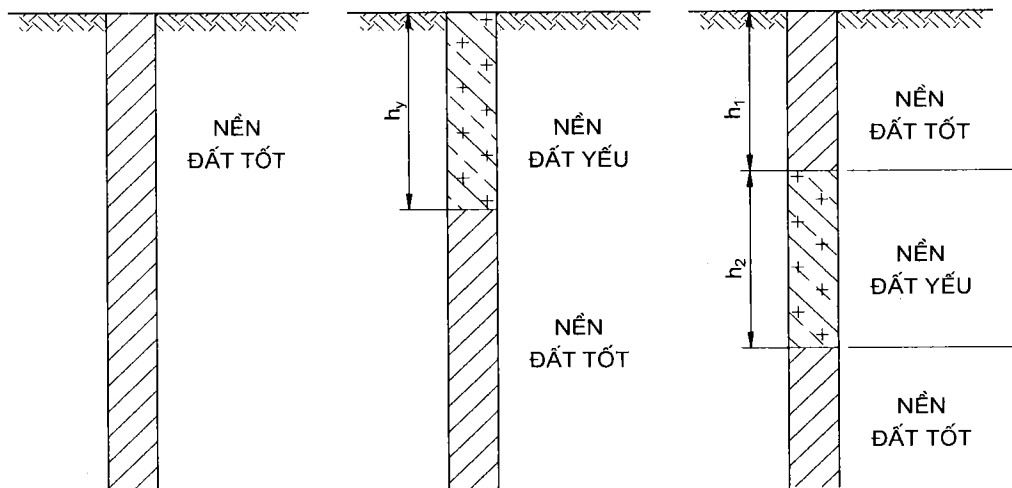
Sự xuất hiện xen kẽ các lớp đất có đặc tính xây dựng cơ bản khác nhau trong hầu hết các trường hợp có thể đưa về một trong ba dạng cơ bản sau đây liên quan đến việc phân tích, lựa chọn sơ bộ một phương án móng hợp lý :

a) Nền đất tốt bao gồm trong nó một hoặc nhiều lớp đất tốt liên tiếp nhau (càng xuống sâu càng tốt hơn lên).

b) Nền bao gồm một hoặc nhiều lớp đất tốt nằm dưới các lớp đất yếu có tổng chiều dày hữu hạn.

c) Nền bao gồm lớp đất tốt nằm trên lớp đất yếu có chiều dày hữu hạn và kết thúc bằng lớp đất tốt.

Sơ đồ mô tả các cấu trúc địa tầng cơ bản cho trên hình I.4. Việc đưa các cấu trúc thực tế về một trong ba dạng kể trên chỉ mang tính tương đối. Trong các tính toán cụ thể phục vụ thiết kế nền móng, quan niệm về cấu trúc cơ bản có thể thay đổi.



Sơ đồ địa tầng cơ bản dạng a Sơ đồ địa tầng cơ bản dạng b Sơ đồ địa tầng cơ bản dạng c

Hình I.4. Các sơ đồ cấu trúc địa tầng cơ bản của nền đất.

3. PHÂN TÍCH, LỰA CHỌN ĐỘ SÂU ĐẶT MÓNG

Độ sâu đặt móng phải được lựa chọn theo ba nguyên tắc cơ bản sau:

- Móng phải được đặt vào lớp đất tốt.
- Giảm tối đa ảnh hưởng của công trình mới đến công trình lân cận hiện có.
- Móng càng nông càng thuận lợi cho thi công do đó nên được ưu tiên lựa chọn.

Trên cơ sở các nguyên tắc nêu trên, mỗi dạng cấu trúc địa tầng cơ bản có cách lựa chọn khác nhau. Dưới đây phân tích nguyên tắc cơ bản lựa chọn độ sâu đặt móng ứng với từng dạng địa tầng cụ thể.

3.1. Địa tầng cơ bản dạng a: nền chỉ có đất tốt

Trường hợp này độ sâu đặt móng phụ thuộc chủ yếu vào mức độ tải trọng. Ưu tiên lựa chọn trước hết là giải pháp móng nông cho các công trình có tải trọng bé và trung bình. Độ sâu đặt móng không bé hơn $0.3 \div 0.5\text{m}$ chủ yếu để tránh tầng đất gần bề mặt có tính chất không ổn định. Trường hợp tồn tại ngay bề mặt lớp đất lấp, tốt nhất nên đặt móng sâu hơn lớp đất lấp để tránh những biến động không lường trước được. Móng cọc với độ sâu đặt móng lớn có thể lựa chọn khi tải trọng công trình lớn. Độ sâu mũi cọc quyết định theo tính toán sức chịu tải của cọc và nhóm cọc.

3.2. Địa tầng cơ bản dạng b: đất tốt nằm dưới lớp đất xấu có chiều dày hữu hạn

Độ sâu đặt móng trước hết phụ thuộc vào chiều dày lớp đất yếu. Nếu h_y đủ bé ($h_y \leq 2 \div 3\text{m}$), phương án hợp lý cho trường hợp công trình có tải trọng vừa và nhỏ là loại bỏ lớp đất yếu và lựa chọn giải pháp móng nông đặt trực tiếp lên lớp đất tốt với $h_m = h_y + \Delta h$ trong đó $\Delta h = 0.2 \div 0.3\text{m}$. Trường hợp $h_y = 3 \div 5\text{m}$ có thể lựa chọn biện pháp xử lý nền bằng cách thay thế đất yếu bằng vật liệu tốt hơn (thường là sử dụng cát hạt trung trở lên) trước khi đặt móng. Độ sâu đặt móng sau xử lý nền không nên lớn quá (thường có thể chọn $h_m \leq 1.0 \div 1.5\text{m}$). Nếu h_y lớn, xử lý nền bằng cách thay thế một phần đất yếu bằng vật liệu tốt (cát cỡ hạt trung trở lên, xỉ lò... gọi chung là đệm cát), xử lý bằng cọc cát, cọc đất – xi măng... trên toàn bộ hoặc một phần chiều dày lớp đất yếu kết hợp giải pháp móng nông có h_m hợp lý. Trường hợp tải trọng lớn, giải pháp móng cọc có độ sâu mũi cọc nằm trong lớp đất tốt không ít hơn 3 lần đường kính hay cạnh cọc được quyết định dựa theo tính toán.

3.3. Địa tầng cơ bản dạng c: đất tốt nằm trên lớp đất yếu có chiều dày hữu hạn và kết thúc bằng lớp đất tốt ở dưới sâu

Trong trường hợp này, việc lựa chọn độ sâu đặt móng trước hết phải căn cứ vào chiều dày của lớp đất tốt trên cùng, được xem xét kết hợp với mức độ tải trọng công trình và các yêu cầu khác của nhiệm vụ thiết kế trên nguyên tắc tận dụng tối đa lớp đất tốt sẵn có. Nếu h_1 đủ dày, địa tầng dạng c được áp dụng như địa tầng dạng a khi phân tích. Khái niệm “đủ dày” được hiểu là vùng nền dưới móng nông không vượt quá phạm vi lớp đất tốt. Cần lưu ý là h_1 “đủ dày” không chỉ phụ thuộc riêng giá trị của nó mà cả vào mức độ tải trọng lên móng và kích thước móng có thể lựa chọn do đó việc đánh giá h_1 có “đủ dày” hay không thường phải thông qua tính toán so sánh cụ thể. Thông thường chiều sâu ảnh hưởng của móng cả về phương diện biến dạng, cả về phương diện cường độ xấp xỉ ba lần bề rộng móng ($3b$) tùy thuộc vào giá trị tải trọng và góc ma sát trong của đất do đó nếu $h_1 \geq 3b$ có thể sơ bộ coi là đủ dày.

Việc xử lý lớp đất yếu có thể đặt ra khi xác định được h_1 không đủ dày nhưng cần đặc biệt lưu ý rằng quá trình xử lý sẽ làm tổn thương nghiêm trọng lớp đất tốt bên trên. Trong trường hợp không thể sử dụng riêng lớp thứ nhất thì nên nghiên cứu kết hợp xử lý kết cấu bên trên cùng làm việc đồng thời với móng và nền trước khi có biện pháp xử lý nền, chẳng hạn làm “mềm” kết cấu bên trên bằng các khe lún hoặc làm “cứng” kết cấu bên trên bằng cách tăng độ cứng dọc của kết cấu. Trong trường hợp này, độ sâu đặt móng thường càng nhỏ càng có lợi về cường độ và ổn định chung của công trình, đặc biệt là đối với những ảnh hưởng bất lợi do lớp đất yếu đem đến. Tuy vậy, giải pháp xử lý kết hợp lựa chọn kết cấu bên trên thích hợp thường phải trả giá về biến dạng nên phải hết sức thận trọng khi lựa chọn.

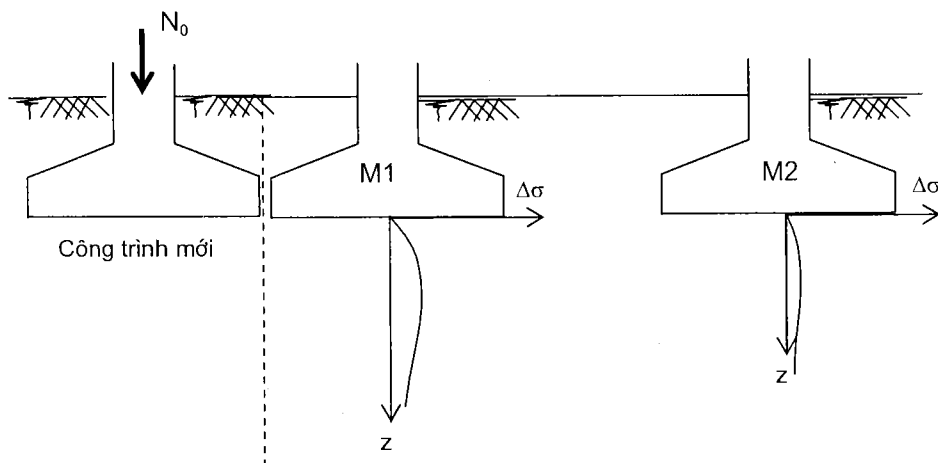
Với những công trình có tải trọng tương đối lớn và lớn, những trường hợp mà các lựa chọn giải pháp móng nông trở nên không thích hợp thì giải pháp móng cọc là lựa chọn cuối cùng với chiều dài cọc đủ vượt qua các lớp đất trên sao cho mũi cọc được đặt vào lớp đất tốt bên dưới.

Tóm lại, việc lựa chọn độ sâu đặt móng thích hợp là công việc quan trọng hàng đầu trong thiết kế nền móng nhưng rất đáng tiếc lại là công việc mang nhiều màu sắc kinh nghiệm nghề hơn là những tính toán tường minh (lẽ đương nhiên, các kinh nghiệm lựa chọn sau đó phải được chứng minh bằng các tính toán thiết kế chặt chẽ).

Độ sâu đặt móng trong phần lớn trường hợp gần đồng nghĩa với phương án móng cả về phương diện tính toán thiết kế, cả về giải pháp thi công sẽ lựa chọn. Việc lựa chọn độ sâu đặt móng thích hợp ngay từ đầu là một đảm bảo tốt cho giải pháp móng tối ưu.

3.4. Ảnh hưởng của công trình lân cận đến lựa chọn độ sâu đặt móng

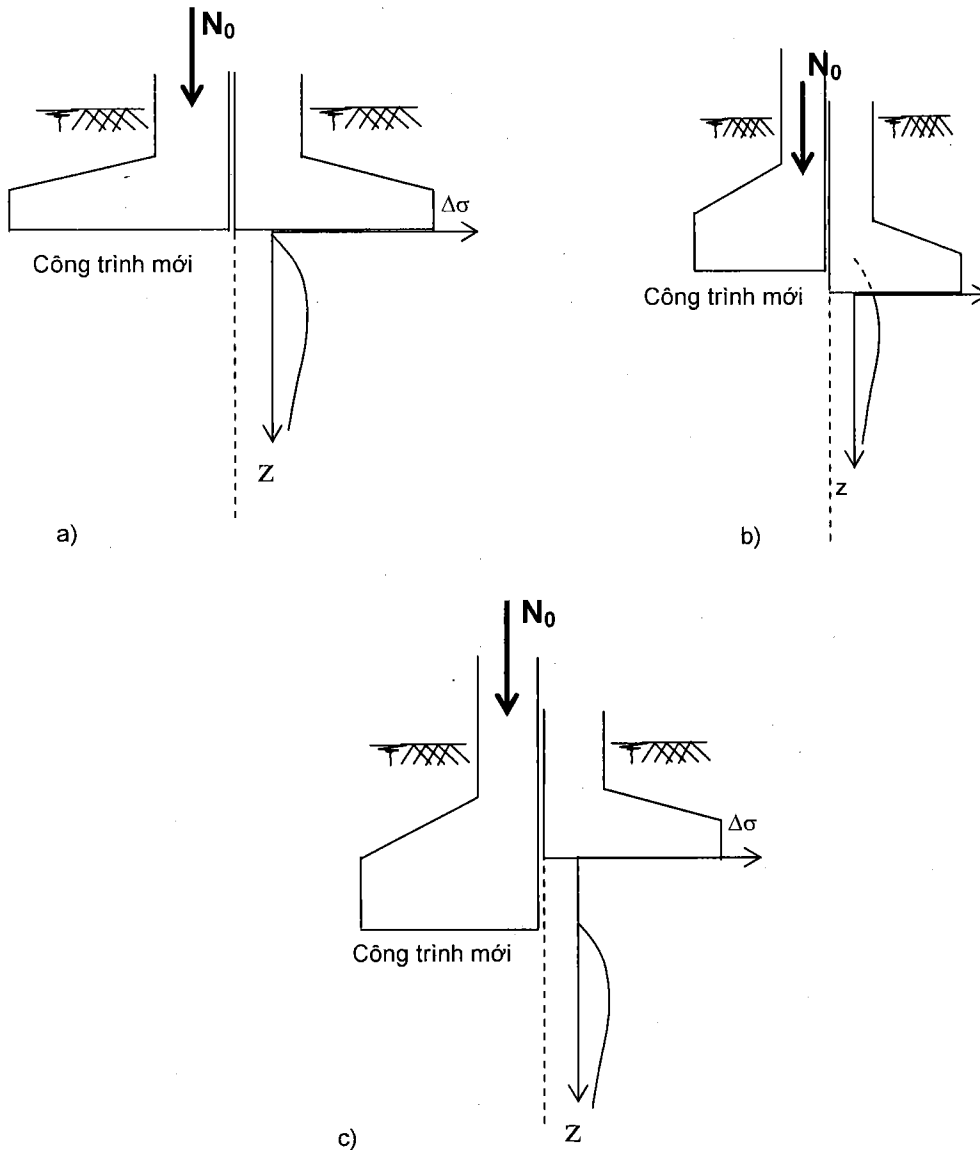
Ảnh hưởng trong quá trình thi công: Hồ móng mới sâu hơn đáy móng cũ dễ gây ra mất ổn định móng/công trình cũ, đặc biệt khi hai móng gần nhau hay khi hồ móng mới đào ngập nước. Ngay cả khi hồ móng mới không sâu hơn, những bất lợi do thời tiết và yếu tố tâm lý cũng là những khó khăn cần tránh.



Hình 1.5. Ảnh hưởng của công trình mới ở các khoảng cách khác nhau

Ảnh hưởng trong quá trình khai thác: Tải trọng từ công trình mới gây ra ứng suất gây lún không đều dưới nền của công trình cũ dẫn đến sự cố lún nứt.

Trên hình I.5 là biểu đồ ứng suất gây lún dưới nền của công trình cũ ở các vị trí khác nhau do tải trọng từ công trình mới gây ra khi độ sâu đặt móng như nhau. Cả hai móng M1 và M2 đã ổn định trước khi có công trình mới. Nền dưới M1 có tổng diện tích biểu đồ $\Delta\sigma$ lớn hơn so với nền dưới M2 và kết quả là M1 sẽ lún thêm (do móng mới gây ra) nhiều hơn M2.



Hình I.6. Phân bố ứng suất gây lún dưới móng công trình hiện có do tải trọng từ công trình mới gây ra

- (a) Cao trình đáy móng mới bằng cao trình đáy móng cũ; (b) Móng mới đặt nông hơn móng cũ; (c) Móng mới đặt sâu hơn móng cũ.

Hình I.6 là ứng suất gây lún do móng mới ở các độ sâu đặt móng khác nhau đối với móng cũ đã ổn định cho thấy móng mới càng sâu càng ít ảnh hưởng đến móng cũ.

So sánh với hình I.6a có độ sâu móng bằng nhau, móng mới trong trường hợp I.6b đặt nông hơn móng cũ trực tiếp gây ứng suất lớn hơn ngay dưới đáy móng cũ trong khi ở trường hợp I.6c móng mới đặt sâu hơn hẳn dường như không gây ra ứng suất gây lún dưới móng cũ.

Giải pháp lựa chọn: Để tránh ảnh hưởng bất lợi cho móng công trình hiện hữu, móng mới nên được đặt cách càng xa móng cũ càng tốt hoặc đặt sâu hơn móng cũ với biện pháp bảo vệ hữu hiệu trong quá trình thi công hoặc kết hợp cả hai.

4. TẢI TRỌNG TRONG TÍNH TOÁN THIẾT KẾ NỀN MÓNG

Tải trọng từ công trình được xác định ứng với từng trạng thái giới hạn tính toán gọi chung là tải trọng thiết kế. Nói chung, tải trọng từ công trình bao gồm nhiều loại với tính chất và thời gian tác dụng khác nhau có thể cùng xảy ra ở một thời điểm nào đó và gây ra những điều kiện bất lợi cho công trình. Trên nguyên tắc, thiết kế trước hết phải đảm bảo các điều kiện an toàn cho công trình trong mọi trường hợp do đó tải trọng đưa vào tính toán thiết kế phải được xét đến với những điều kiện bất lợi nhất có thể có.

4.1. Phân loại tải trọng

Tải trọng lên công trình có thể được phân loại theo nhiều kiểu khác nhau phục vụ cho mục đích nhận biết và thuận lợi khi xác định các giá trị tải trọng thiết kế ứng với từng trạng thái giới hạn. Dưới đây trình bày các cách phân loại có liên quan trực tiếp đến việc xác định tải trọng thiết kế áp dụng tương ứng trong Tiêu chuẩn Việt Nam.

4.1.1. Phân loại tải trọng theo thời gian tác dụng

Tải trọng tác dụng lên công trình bao gồm các tải trọng tồn tại cùng với công trình (chẳng hạn, trọng lượng bản thân kết cấu) và được gọi là các *tải trọng thường xuyên*: ký hiệu là các tải trọng loại A; các tải trọng tồn tại trong một thời gian nào đó được gọi là các *tải trọng không thường xuyên* (hay các tải trọng tạm thời). Các tải trọng không thường xuyên được phân loại theo thời gian có mặt trên công trình thành các loại sau: tải trọng dài hạn, tải trọng ngắn hạn và tải trọng cực ngắn. Các tải trọng dài hạn, ký hiệu là các tải trọng loại B₁, gắn bó với công trình nhằm phục vụ cho chức năng chính mà công trình đảm nhiệm; các tải trọng ngắn hạn xuất hiện do các yếu tố khách quan có thể dự đoán được trong những khoảng thời gian nào đó, ký hiệu là tải trọng loại B₂. Tải trọng cực ngắn xuất hiện một cách ngẫu nhiên liên quan đến các sự cố bất khả kháng ở một thời điểm nào đó trong quá trình tồn tại của công trình. Các tải trọng loại này còn được gọi là các tải trọng đặc biệt, ký hiệu là các tải trọng loại D.

Theo Tiêu chuẩn tải trọng Việt Nam (TCVN 2737), các tải trọng bao gồm như sau:

Nhóm A: Trọng lượng các phần nhà và công trình (bao gồm cấu kiện chịu lực và cấu kiện bao che).

Nhóm B₁: Trọng lượng vách ngăn tạm thời, đệm dưới thiết bị (đất, bê tông..); Trọng lượng các thiết bị và vật liệu cố định phục vụ chức năng khai thác công trình; áp lực các loại xuất hiện trong quá trình khai thác công trình; trọng lượng các cấu kiện bảo vệ công trình, các vật phẩm phụ xuất hiện khi khai thác công trình; ảnh hưởng của biến dạng nền đất và môi trường.

Nhóm B₂: Tải trọng xuất hiện từ trọng lượng các loại nguyên, vật liệu phục vụ sửa chữa công trình, thay thế thiết bị, lưu kho tạm thời..., tải trọng gió.

Nhóm D: Tải trọng xuất hiện do động đất, do nổ, do cấu trúc đất nền bị thay đổi vì những biến động của môi trường địa kỹ thuật, do vi phạm nghiêm trọng công nghệ khai thác công trình, do thiết bị hư hỏng tạm thời..

Ví dụ minh họa: Xác định và phân loại các tải trọng tác dụng lên một dầm bê tông cốt thép dưới sàn nhà giữa một phòng học.

Các tải trọng thường xuyên (cùng tồn tại với công trình) - tải trọng loại A: trọng lượng bản thân dầm, sàn và các lớp hoàn thiện;

Các tải trọng tạm thời dài hạn (phục vụ cho chức năng chính của căn phòng) - tải trọng loại B₁: trọng lượng bàn ghế và các thiết bị lắp đặt lâu dài phục vụ giảng dạy;

Các tải trọng tạm thời ngắn hạn - tải trọng loại B₂: trọng lượng người và thiết bị dùng trong lúc học, lúc sửa chữa;

Các tải trọng đặc biệt (có thể xảy ra) - tải trọng loại D: động đất.

4.1.2. Phân loại theo giá trị của tải trọng

Giá trị của từng tải trọng được xác định theo từng nội dung cụ thể, căn cứ vào các thông số ghi trên bản vẽ thiết kế hoặc theo lý lịch thiết bị mà chưa xét đến sự sai khác do quá trình thi công, chế tạo gây ra được gọi là *giá trị danh nghĩa* hay *giá trị tiêu chuẩn*, ký hiệu N₀.

Sự sai khác nói trên có thể làm thay đổi giá trị của tải trọng thiên về phía nguy hiểm cho công trình cần phải được đưa vào trong tính toán để đảm bảo rằng cho dù có sai khác thì công trình vẫn được thiết kế một cách an toàn. Giá trị của tải trọng có xét đến sự sai khác đó được gọi là *giá trị thực* hay *giá trị tính toán* của tải trọng, ký hiệu N_t. Giá trị tính toán của một tải trọng nào đó được xác định trên cơ sở giá trị tiêu chuẩn của nó nhân với hệ số an toàn về tải trọng của tải trọng đó:

Giá trị thực = (Giá trị danh nghĩa) × (hệ số an toàn về tải trọng) hoặc

Giá trị tính toán = (Giá trị tiêu chuẩn) × (hệ số tin cậy của tải trọng)

Ví dụ minh họa: khi xác định tải trọng do trọng lượng bản thân dầm BTCT tiết diện chữ nhật có kích thước theo thiết kế 220×400 (mm), chúng ta có:

$$\text{Tải trọng tiêu chuẩn (trên 1m dài dầm)} q_0 = 0.22 \times 0.4 \times 1 \times 2.5 = 0.22 \text{ T/m}$$

$$\text{Tải trọng tính toán } q_t = q_{tc} \times \gamma = 0.22 \times 1.1 = 0.242 \text{ T/m}$$

Trong đó : γ là hệ số xét đến sai khác do thi công làm nguy hiểm cho độ bền của dầm. γ còn được gọi là hệ số độ tin cậy của tải trọng. Lưu ý, hệ số γ có thể lớn hơn đơn vị (1.0) cũng có thể nhỏ hơn, miễn là xét nghiêng về phía nguy hiểm cho công trình.

4.2. Tổ hợp tải trọng

Trong các loại tải trọng kể trên, các tải trọng có thể cùng tồn tại, cùng đồng thời gây ảnh hưởng đến công trình sẽ được cùng đưa vào trong tính toán được gọi là một tổ hợp tải trọng.

Dưới các điều kiện khai thác, sử dụng công trình thông thường, các tải trọng sau đây có thể cùng đồng thời tồn tại và được gọi là *tổ hợp cơ bản*:

Tổ hợp cơ bản = các tải trọng loại A + các tải trọng loại B₁ + một số tải trọng loại B₂.

Có thể thiết lập được một vài tổ hợp cơ bản khác nhau chủ yếu là ở khả năng xuất hiện đồng thời các tải trọng loại B₂. Việc lựa chọn đưa vào tính toán tùy thuộc chức năng của công trình cụ thể cũng như ảnh hưởng của chúng đối với công trình. Khả năng cùng đồng thời tồn tại của các tải trọng được xét đến bằng hệ số đồng thời hay còn gọi là hệ số tổ hợp. Theo tiêu chuẩn tải trọng của Việt Nam (TCVN 2737-1995) nếu có đủ căn cứ để đánh giá tầm quan trọng của từng tải trọng loại B, tải trọng quan trọng nhất được lấy với hệ số 1, tải trọng quan trọng thứ hai lấy với hệ số 0.8, các tải trọng còn lại lấy với hệ số 0.6. Trường hợp không đánh giá được, các tải trọng loại B đồng thời xuất hiện được lấy với hệ số 0.9.

Trường hợp đặc biệt, việc xuất hiện tải trọng đặc biệt làm nảy sinh tổ hợp mới bao gồm cả tải trọng đặc biệt thì tổ hợp mới đó được gọi là *tổ hợp đặc biệt*. Tiêu chuẩn Việt Nam quy định: Tổ hợp đặc biệt với tải trọng do tác động nổ hoặc do va chạm được phép không xét đến các tải trọng loại B₂, các tải trọng loại B₁ được lấy với hệ số 0.95; Tổ hợp đặc biệt với tải trọng động đất được phép không tính đến tải trọng gió, các tải trọng loại B₁ lấy với hệ số 0.95, các tải trọng loại B₂ khác lấy với hệ số 0.8.

Cụ thể các tổ hợp cơ bản có thể được “công thức hóa” như sau:

- Các A + B (nếu chỉ có 1 B)
- Các A + các B \times 0.9
- Các A + 1B + 1B \times 0.8 + các B khác \times 0.6

Tổ hợp đặc biệt:

– Các $A + 0.95B_1 + 1D$

– Các $A + B_1 \times 0.95 + B_2 \times 0.8 + 1D$

4.3. Tải trọng trong tính toán nền móng theo trạng thái giới hạn :

Tải trọng thiết kế

Theo quy định của Tiêu chuẩn Việt Nam TCVN 2737-1995 thì *Giá trị tính toán* của *Tổ hợp cơ bản* và *Tổ hợp đặc biệt* được dùng trong tính toán nền và móng theo nhóm các trạng thái giới hạn về cường độ và ổn định (nhóm các trạng thái giới hạn thứ nhất) trong khi *Giá trị tiêu chuẩn* của *Tổ hợp cơ bản* được đưa vào tính toán theo nhóm các trạng thái giới hạn về khai thác và sử dụng công trình một cách bình thường (nhóm các trạng thái giới hạn thứ hai). Các giá trị kể trên được gọi chung là *tải trọng thiết kế*. Như vậy, khi tính toán thiết kế các yếu tố kích thước móng (kích thước đáy móng nông; chiều dài và tiết diện cọc) theo các tình huống của trạng thái giới hạn thứ nhất về sức chịu tải (sức chịu tải giới hạn, sức chịu tải cho phép) và khả năng ổn định, *tải trọng thiết kế* là giá trị tính toán của các tổ hợp tải trọng có thể có; khi tính toán thiết kế theo trạng thái giới hạn thứ hai về khai thác và sử dụng công trình, *tải trọng thiết kế* là giá trị tiêu chuẩn của các tổ hợp tải trọng cơ bản. Việc tính toán thiết kế kết cấu móng (chiều cao và cốt thép trong móng nông; tiết diện và cốt thép cọc; chiều cao và cốt thép đài cọc...) được thực hiện với *tải trọng thiết kế* là giá trị tính toán của tất cả các tổ hợp tải trọng.

Tham khảo: Tải trọng và tổ hợp tải trọng theo ASCE

ASCE phân loại tải trọng theo tính chất và nguồn gốc gồm: tĩnh tải - D (dead load); hoạt tải - L (live); động đất - E (earth quake); áp lực chất lỏng - F (fluids and pressure); tải trọng mái công năng - L_r (roof live); tải trọng tuyết - S (snow); tải trọng mưa - R (rain); áp lực đất và nước trong đất - H ; tải do nhiệt - T (temperature); tải trọng gió - W (wind); áp lực nước dâng - P (ponding).

Trên cơ sở đó các tổ hợp sau đây cần xem xét:

– $1.4D$

– $1.2D + 1.6L + 0.5(L_r \text{ or } S \text{ or } R)$

– $1.2D + 1.6(L \text{ or } S \text{ or } R) + 0.5L_r \text{ (or } 0.8W)$

– $1.2D + 1.3W + 0.5L + 0.5(L_r \text{ or } S \text{ or } R)$

– $1.2D + 1.5E + 0.5L \text{ (or } 0.25S)$

– $0.9D + 1.3W \text{ (or } 1.5E)$

(dấu + trong các tổ hợp để biểu diễn sự tác động đồng thời)

5. ĐẶC TRƯNG CƠ - LÝ CỦA ĐẤT TRONG TÍNH TOÁN THEO TRẠNG THÁI GIỚI HẠN

Các đặc trưng cơ-lý của đất được dùng như một phương tiện để đánh giá phẩm chất của đất cũng như sự tương tác giữa đất với công trình. Chất lượng của các thông số này là một yếu tố chính ảnh hưởng đến quyết định việc lựa chọn các thông số thiết kế nền móng. Trong thực tế, việc lựa chọn các giá trị này với độ tin cậy cao còn rất nhiều khó khăn. Một mặt, bản chất không đồng nhất của đất hầu như không theo bất kỳ một quy luật nào. Mặt khác, các phương tiện nghiên cứu đất cho kết quả phụ thuộc rất nhiều vào người thực hiện cả về tay nghề, tính trách nhiệm cũng như hiểu biết về mục đích nghiên cứu. Các phương pháp nghiên cứu và chất lượng thiết bị cũng có ảnh hưởng không nhỏ đến kết quả. Do vậy, mặc dù đã có rất nhiều nghiên cứu với nhiều phương pháp lựa chọn khác nhau được đề xuất, các giá trị đặc trưng của đất sử dụng trong thiết kế và chất lượng của chúng còn phụ thuộc rất nhiều vào kinh nghiệm của người thiết kế. Điều này phản ánh tính “nghệ thuật” trong các công tác đất cũng như tính trách nhiệm của người thiết kế. Các phương pháp xử lý sau đây có thể sử dụng.

5.1. Xử lý kết quả thí nghiệm trong phòng

Các kết quả thí nghiệm trong phòng về tính chất vật lý của đất có thể thực hiện lấy giá trị trung bình số học (sau khi đã loại trừ các kết quả sai số thô):

$$A = \frac{\sum_{i=1}^n A_i}{n} \quad (I.4)$$

Trong đó:

- A_i : giá trị riêng thứ i xác định từ thí nghiệm chỉ tiêu A ;
- n : số lần thí nghiệm xác định chỉ tiêu A sau khi đã loại bỏ giá trị sai số thô.

(A là ký hiệu chung cho các chỉ tiêu đặc trưng của đất: $A = \{\gamma, \Delta, W, \dots\}$)

Các giá trị đưa vào tính toán có thể là giá trị trung bình A ($A_i = A$) hoặc trung bình tối thiểu xác định theo công thức:

$$A_t = \frac{A + A_{\min}}{2} \quad (I.5)$$

Trong đó :

- A_t : giá trị thực của chỉ tiêu (sẽ được đưa vào phân tích, tính toán);
- A_{\min} : giá trị tối thiểu của chỉ tiêu có được từ kết quả thí nghiệm tương ứng (lưu ý giá trị “tối thiểu” được hiểu là giá trị thiên về mất an toàn cho công trình và khi đưa vào tính toán thiết kế thì công trình sẽ vẫn được đảm bảo an toàn trong phần lớn trường hợp giá trị thực của chỉ tiêu).

Đối với các chỉ tiêu cơ học cơ bản là đặc trưng cường độ (φ , c) và đặc trưng biến dạng (C_c , OCR) cần xử lý hồi quy theo nguyên lý bình phương cực tiểu của phép xử lý thống kê. Các xử lý này hiện nay có thể thực hiện được một cách đơn giản và thuận tiện nhờ khai thác tính năng vẽ đồ thị, chẳng hạn trong Microsoft Excel có sẵn trong hầu hết các thiết bị PC. Riêng xử lý xác định (C_c , OCR) hoặc (C_c , C_r , OCR - trường hợp OCR > 1), kết quả thí nghiệm còn phụ thuộc vào độ sâu lấy mẫu do đó có thể xử lý riêng từng kết quả sau đó lấy giá trị trung bình của các chỉ tiêu làm giá trị tiêu chuẩn.

Giá trị tính toán của các chỉ tiêu cơ học có được từ giá trị tiêu chuẩn triết giảm tương ứng với yêu cầu trạng thái giới hạn tính toán:

$$A_t = A/\gamma \tag{I.6}$$

Trong đó : γ là hệ số (an toàn) ứng với từng chỉ tiêu và từng trạng thái giới hạn.

Trong Tiêu chuẩn Việt Nam (20TCN 74-87), các đặc trưng của đất nền có được từ xử lý thông kê các số liệu thí nghiệm ứng với các độ tin cậy yêu cầu riêng cho từng trạng thái tính toán. Các quy định xử lý đó chặt chẽ về phương pháp nhưng trong rất nhiều trường hợp thực tế, vì độ phân tán của kết quả thí nghiệm quá rộng, đã dẫn đến kết quả vô lý (xem [29]), đặc biệt khi xác định các giá trị tính toán của các chỉ tiêu. Do đó chỉ cần áp dụng các thủ tục tương tự để tìm kiếm các giá trị trung bình (giá trị tiêu chuẩn), các giá trị tính toán nên áp dụng I.6 là đủ.

5.2. Xử lý kết quả thí nghiệm hiện trường

Hiện nay ở nước ta đã áp dụng tương đối đa dạng kiểu thí nghiệm hiện trường bổ sung cho quá trình khảo sát địa chất công trình bằng khoan và lấy mẫu phân tích trong phòng thí nghiệm. Trong số đó, hai thí nghiệm xuyên cơ bản (SPT và CPT) và thí nghiệm bần nén (PBT) được sử dụng rộng rãi hơn cả sẽ được trình bày tóm tắt dưới đây. Các thí nghiệm khác, nếu có, có thể tham khảo cách xử lý số liệu trong các tài liệu [25] và [28].

Thí nghiệm SPT: Thí nghiệm SPT được thực hiện trong các hố khoan sẵn do đó có thể thực hiện ở những độ sâu lớn. Sau khi khoan đến độ sâu thí nghiệm và làm sạch đáy hố khoan, dụng cụ SPT (là một ống lấy mẫu chuẩn hóa) được hạ xuống vị trí thí nghiệm và được đóng xuyên vào đất bằng búa trượt trọng lượng $Q = 63.5$ kG từ độ cao chuẩn $H = 76$ cm. Đặc trưng của đất qua thí nghiệm SPT là số nhát búa để dụng cụ thí nghiệm xuyên vào đất 30cm, ký hiệu N (nhát búa/30cm). Nhờ thực hiện trong hố khoan, thí nghiệm SPT có thể tiến hành trong nhiều loại đất đá khác nhau, ở nhiều độ sâu khác nhau. Với những lợi thế đó, thí nghiệm SPT hiện đang được sử dụng rất rộng rãi ở Việt Nam trong công tác khảo sát địa chất công trình. Do phương thức thí nghiệm, đặc trưng của đất qua thí nghiệm SPT là các giá trị rời rạc với khoảng cách độ sâu $\Delta z \geq 1.5$ m. Kết hợp với khả năng quan sát thực tế phối đất khi khoan và lấy được mẫu cho một số thí nghiệm trong phòng, thí nghiệm SPT cho phép xác định chính xác địa tầng khu vực xây dựng, xác định nhiều chỉ tiêu cơ lý quan trọng của đất thông qua xử lý số liệu thu được từ thí nghiệm.

Để xử lý số liệu thí nghiệm, trước hết cần đưa giá trị SPT hiện trường, N , về giá trị hiệu chỉnh tương ứng có xét đến sự mất mát năng lượng xuyên do thiết bị, do độ sâu theo công thức:

$$N_{60} = C_E \cdot C_N \cdot N \quad (I.7)$$

Trong đó:

- N : số nhát búa thực đến khi thí nghiệm;
- C_E : số hiệu chỉnh năng lượng hữu ích, có thể lấy $C_E = 0.5 \div 0.9$ tùy theo tình trạng thiết bị (thiết bị càng cũ, kỹ năng thí nghiệm càng kém, độ chính xác càng thấp, năng lượng mất mát càng nhiều do đó C_E càng nhỏ. Phần lớn các thiết bị thí nghiệm và hiện trạng thí nghiệm ở Việt Nam nên lấy $C_E \leq 0.7$);
- C_N : số hiệu chỉnh độ sâu thí nghiệm, có thể lấy theo Liao & Whitman, 1986:

$$C_N = \sqrt{\frac{95.76}{\sigma_v}} \quad (I.8)$$

σ_v' : ứng suất nén hữu hiệu tại độ sâu thí nghiệm (do các lớp đất bên trên gây ra còn gọi là ứng suất lớp phủ), tính theo kPa.

Trị N_{60} thường được hiểu là chỉ có tương đương 60% năng lượng của búa rơi (QH) được sử dụng vào việc đưa đầu xuyên vào đất. Lưu ý, kể cả sau khi quy đổi, giá trị N_{60} cũng được lấy giá trị nguyên. Từ đặc trưng SPT của đất, các chỉ tiêu cơ học quan trọng sau đây có thể có được:

- Đối với đất rời: Trạng thái của đất cũng như góc ma sát trong có thể lấy theo bảng I.2 dựa vào giá trị SPT chưa hiệu chỉnh.

BẢNG I.2. TRẠNG THÁI VÀ GÓC MA SÁT TRONG CỦA ĐẤT CÁT

(theo Terzaghi và Peck, 1967)

Trị số N	Độ chặt tỷ đối D	Trạng thái của cát	Góc nội ma sát φ (độ)	Trị số q_c (kPa)
0 ÷ 4	0.2	rất rời	30	2000
4 ÷ 10	0.2 ÷ 0.4	rời	30 ÷ 35	2000 ÷ 4000
10 ÷ 30	0.4 ÷ 0.6	chặt vừa	35 ÷ 40	4000 ÷ 12000
30 ÷ 50	0.6 ÷ 0.8	chặt	40 ÷ 45	12000 ÷ 20000
> 50	> 0.8	rất chặt	> 45	> 20000

Ngoài ra có thể xác định φ theo công thức:

$$\varphi = 54 - 27.6 \exp(-0.014 N_{60}) \quad (I.9)$$

Mô đun biến dạng của đất cát có thể xác định theo công thức:

$$E_0 = k N_{60} \quad (I.10)$$

Trong đó k lấy theo loại đất:

- + Cát lẫn bụi, sét, $k = 500$ (kPa)
- + Cát sạch cố kết bình thường, $k = 1000$ (kPa)
- + Cát sạch quá cố kết, $k = 1500$ (kPa)

– Đối với đất dính: Hệ số quá cố kết $OCR = (47 \div 58)N_{60}/\sigma_v'$
(Kulhawy & Mayne, 1990).

Độ bền cắt không thoát nước $c_u = 29N_{60}^{0.72}$ (Hara, 1974)

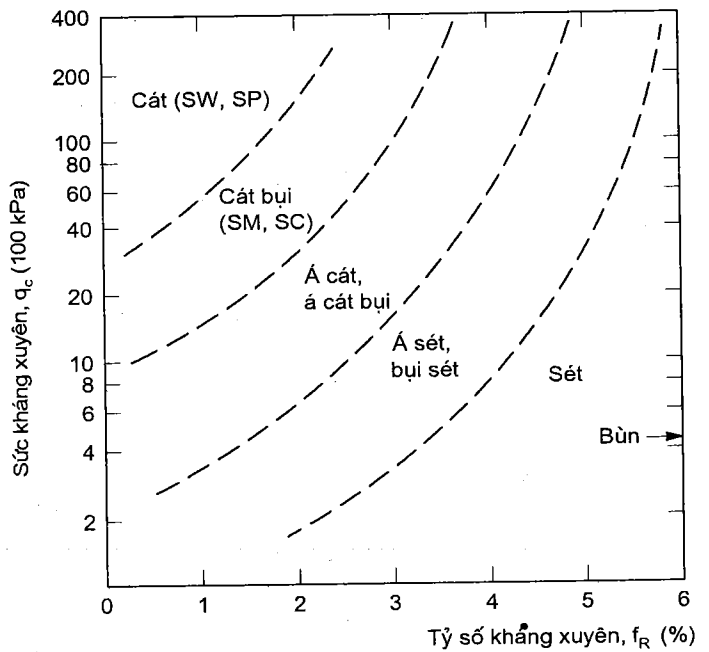
Mô đun nén lún $E_n = 410 N_{60}$ (đối với đất dính có $A \geq 30$); $E_n = (860 - 15A).N_{60}$
(đối với đất có $A < 30$).

Thí nghiệm CPT : Thí nghiệm CPT thực hiện bằng cách ấn vào đất một mũi côn đã được chuẩn hóa góc đỉnh ($\alpha = 60^\circ$) và diện tích tiết diện ngang ($A = 10\text{cm}^2$) có kèm ống đo ma sát (diện tích xung quanh $A_s = 150\text{cm}^2$) bằng lực ép tĩnh để đo sức kháng của đất lên mũi xuyên và ma sát của đất lên thành bên ống đo (xem chi tiết ở Cơ học đất [20]). Sức kháng của đất trên một đơn vị diện tích tiết diện ngang của mũi xuyên, ký hiệu q_c , được gọi là sức kháng mũi đơn vị; sức kháng của đất trên một đơn vị diện tích mặt ngoài ống đo, ký hiệu f_s , được gọi là ma sát bên đơn vị. Thí nghiệm CPT được thực hiện gần như liên tục theo độ sâu cho kết quả là các biểu đồ sức kháng xuyên: $q_c = f(z)$ và $f_s = f(z)$. Việc xử lý kết quả được thực hiện như sau :

– Trước hết, trên cơ sở $q_c(z)$ và $f_s(z)$ ta xác định được tỷ số kháng xuyên :

$$f_R = \frac{f_s}{q_c} \times 100 \text{ (%) } \quad (I.11)$$

– Kết hợp sự thay đổi của q_c và f_R theo độ sâu ta xác định địa tầng khu vực trong đó mỗi lớp đất có sự thay đổi không đáng kể các giá trị trên đồng thời xác định giá trị trung bình của q_c cho từng lớp đất.



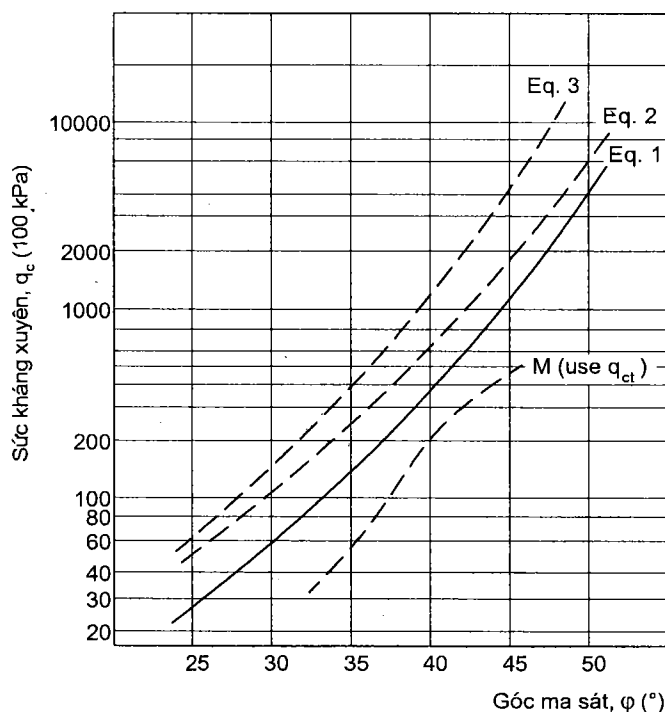
Hình I.7. Đồ thị ước định tên đất theo tỷ số f_R và sức kháng mũi xuyên q_c

– Tên đất xác định gần đúng theo đồ thị phân loại đất (cần kết hợp với kết quả khoan để có tên đất chính xác hơn).

– Đối với đất rời, có thể xác định trạng thái độ chặt tự nhiên và góc ma sát trong của đất theo các bảng I.3 và đồ thị hình I.8 sau đây :

BẢNG I.3. TRẠNG THÁI CỦA ĐẤT CÁT THEO GIÁ TRỊ SỨC KHÁNG XUYÊN TĨNH

Loại cát	Trị số q_c (MPa) ứng với trạng thái		
	Chặt	Chặt vừa	Rời
Cát thô, cát vừa (không phụ thuộc vào độ ẩm)	>15	15 ÷ 5	< 5
Cát nhỏ (không phụ thuộc vào độ ẩm)	>12	12 ÷ 4	< 4
Cát bụi ẩm và ít ẩm	>10	10 ÷ 3	< 3
Cát bụi bão hòa	> 7	7 ÷ 2	< 2



Hình I.8. Đồ thị xác định góc ma sát trong của đất cát theo q_c

– Mô đun biến dạng của đất có thể xác định theo công thức:

$$E_0 = \alpha q_c \quad (I.12)$$

Trong đó α là hệ số lấy theo loại đất theo bảng I.4.

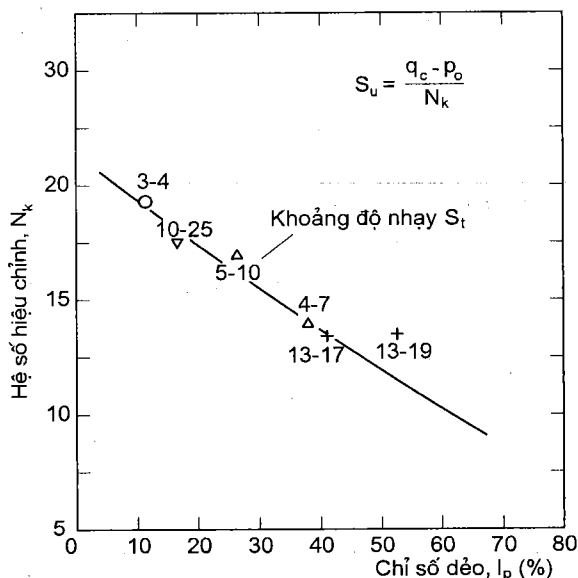
– Đối với đất dính, sức kháng cắt không thoát nước, c_u , có thể xác định theo công thức sau của Lunne & Eide (1976):

$$c_u = \frac{q_c - \sigma_v}{N_k} \quad (I.13)$$

Trong đó N_k là hệ số hiệu chỉnh, lấy theo chỉ số dẻo của đất theo đồ thị trên hình I.9.

BẢNG I.4. HỆ SỐ α XÁC ĐỊNH MÔĐUN NÉN THEO SỨC KHÁNG XUYỀN TÍNH q_c

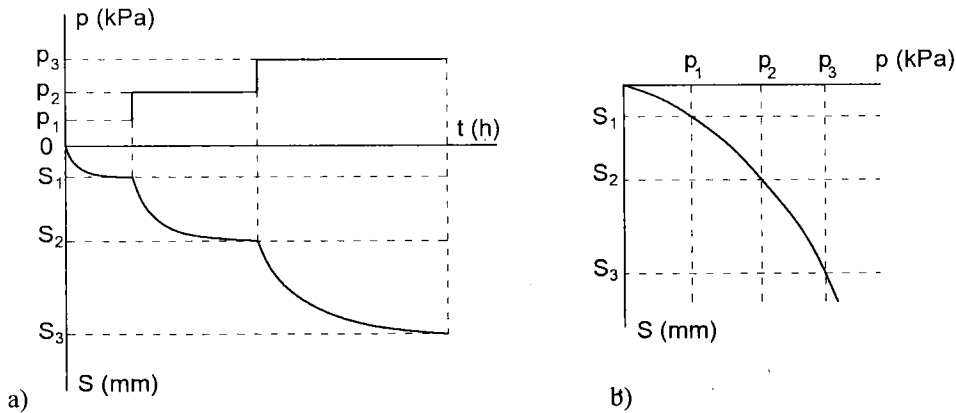
Loại đất	Trị số q_c (kPa)	Giá trị α
Sét, sét pha chặt cứng	> 1500	5 ÷ 8
	< 1500	3 ÷ 6
Sét, sét pha dẻo mềm, dẻo chảy	> 700	4 ÷ 7
Bùn sét	< 700	3 ÷ 6
Bùn sét pha	< 700	2 ÷ 4
Cát pha	1000 ÷ 3500	3 ÷ 5
Cát	> 2000	1.5 ÷ 3



Hình I.9. Hệ số hiệu chỉnh N_k , theo Lunne và Eide, 1976.

Thí nghiệm PBT: Thí nghiệm PBT được thực hiện trong hố đào đến độ sâu đáy móng dự kiến (hoặc trong hố khoan đường kính lớn khi thí nghiệm ở độ sâu lớn) bằng cách gia tải trọng tĩnh đúng tâm lên tấm nén cứng có đáy phẳng (gọi là bàn nén) để tạo

ra tải trọng nén phân bố đều lên nền đất dưới đáy bàn nén. Khi gia tăng tải trọng thí nghiệm theo từng cấp, độ lún của bàn nén tăng lên. Quan hệ giữa độ lún với tải trọng trong quá trình thí nghiệm được biểu diễn dưới dạng đồ thị như trên hình I.10b là thông tin chính cho phép xác định được mô đun biến dạng của đất nền và sức chịu tải cho phép của nền.



Hình I.10. Kết quả thí nghiệm PBT

a) Quan hệ độ lún/tải trọng - thời gian

b) Quan hệ độ lún - tải trọng

– Xác định mô đun biến dạng của nền: Trên đồ thị quan hệ $S = f(p)$, ứng với giá trị tải trọng thiết kế dự kiến, p_{tk} , ta xác định tương ứng độ lún thí nghiệm, S_p . Mô đun biến dạng của đất nền được xác định theo công thức sau :

$$E_0 = p_{tk} b \omega \frac{1 - \mu_0^2}{S_p} \quad (I.14)$$

Trong đó :

- b : kích thước bàn nén (cạnh bàn nén vuông hoặc đường kính bàn nén trong) ;
- ω : hệ số hình dạng bàn nén, $\omega = 0.79$ đối với bàn nén tròn và $\omega = 0.88$ đối với bàn nén vuông ;
- μ_0 : hệ số Poisson của đất, lấy theo kết quả thí nghiệm trong phòng hoặc theo loại đất.
- Dự báo sức chịu tải cho phép của nền : Từ kết quả độ lún theo thời gian ứng với mỗi cấp tải trọng, độ lún trong khoảng thời gian xác định, ΔS , có thể đại diện cho tốc độ lún của đất dưới cấp tải trọng đó. Tải trọng tới hạn của đất nền được xác định ứng với giá trị làm thay đổi đột ngột tốc độ lún của bàn nén. Trên đồ thị $\Delta S = f(p)$, điểm gãy của đồ thị xác định tương ứng giá trị tải trọng tới hạn, p_{th} . Sức chịu tải cho phép của nền xác định theo công thức : $[p] = 0.7 \div 0.8 p_{th}$.

6. NGUYÊN TẮC CHUNG KHI THIẾT KẾ NỀN MÓNG CÔNG TRÌNH

6.1. Nguyên tắc thiết kế phương án khả thi

Một phương án móng được đề xuất trước hết phải đảm bảo tính khả thi. Tính khả thi của một phương án cụ thể phụ thuộc trước hết vào khả năng tài chính của dự án chung. Tính khả thi còn phụ thuộc vào trình độ công nghệ chung của khu vực cũng như thời đại. Trình độ công nghệ càng cao thì khả năng lựa chọn phương án càng được mở rộng và ý tưởng đề xuất càng có cơ hội được áp dụng. Về điểm này, trên thị trường xây dựng Việt Nam, yếu tố địa phương có ảnh hưởng không nhỏ đến việc lựa chọn phương án và yếu tố này cần được xét đến theo kinh nghiệm khi nghiên cứu thiết kế. Một phương án đề xuất có thể bao hàm nhiều yếu tố tiến bộ về kỹ thuật nhưng không khả thi trong phạm vi khu vực cũng trở nên ít hy vọng đứng vững. Tính khả thi của một phương án thiết kế nói chung tùy thuộc vào mức độ quan trọng của công trình, trình độ công nghệ xây dựng chung và phạm vi giới hạn các nhà thầu tham gia đấu thầu thi công công trình. Một phương án có thể khả thi ở địa phương này nhưng không khả thi ở địa phương khác; khả thi ở công trình này nhưng dường như không khả thi ở dự án khác, thậm chí ngay trong cùng một khu vực.

6.2. Nguyên tắc thiết kế đảm bảo các yêu cầu kỹ thuật

Về kỹ thuật, hai nhóm trạng thái giới hạn phải được thỏa mãn bao gồm trước tiên là nhóm các trạng thái giới hạn về an toàn, ổn định công trình và tiếp đến là nhóm các trạng thái giới hạn về khai thác, sử dụng công trình một cách bình thường.

Các trạng thái giới hạn về an toàn và ổn định công trình sẽ bị vi phạm khi vật liệu xây dựng không đủ độ bền, khi đất nền không đủ khả năng tiếp nhận tải trọng từ công trình truyền xuống. Trong trường hợp này, một hoặc nhiều bộ phận của công trình bị hư hỏng (chẳng hạn, nứt, gãy...), thậm chí công trình có thể bị đổ vỡ toàn bộ. Do đó, đòi hỏi thiết kế phải đảm bảo không có bất kỳ một bộ phận nào hay toàn thể công trình bị hư hỏng hay mất khả năng làm việc một cách an toàn, bền vững. Thiết kế đảm bảo trạng thái giới hạn thứ nhất nên tách riêng tạm thời phần nền với phần móng. Ảnh hưởng tương tác được tính toán trên cơ sở những tính toán rời rạc ban đầu như là đầu vào cho các phân tích tiếp theo.

Đối với nền: chuẩn thiết kế theo trạng thái giới hạn thứ nhất đòi hỏi tải trọng lên nền không vượt quá khả năng chịu tải của đất nền ở đáy móng nông, ở bề mặt lớp đất yếu bên dưới đáy móng nếu có, ở thành bên và mũi cọc theo phương trình $N \leq \Phi/Fs$ trong đó N là tải trọng theo hướng xác định tính với giá trị thực của tổ hợp tải trọng lựa chọn; Φ là khả năng của đất nền tương ứng với tải trọng N và Fs là hệ số an toàn cần thiết. Cụ thể:

Móng nông: N là cường độ trung bình p_{ix} ; cường độ lớn nhất, p_{max} của tải trọng tiếp xúc dưới đáy móng, là tổng ứng suất lớn nhất tại đỉnh lớp đất yếu nằm sâu dưới đáy móng (nếu có); mô men gây mất ổn định (trượt, lật..) theo một hướng nào đó;

Móng cọc: N là tải trọng làm việc lên cọc (bao gồm cả lực dọc trục, lực vuông góc trục cọc và mô men), mô men uốn, ứng suất dọc trong cọc khi thi công...

Các trạng thái giới hạn về khả năng khai thác, sử dụng công trình một cách bình thường sẽ bị vi phạm khi trong suốt thời gian tuổi thọ cần có của công trình, chúng ta không thể khai thác công trình đúng như yêu cầu đề ra trong nhiệm vụ xây dựng ban đầu. Sự vi phạm này có thể do lún quá nhiều, hoặc nghiêng lệch vị trí... mặc dù công trình vẫn đứng vững, các bộ phận vẫn bền chắc.

6.3. Nguyên tắc thiết kế đảm bảo hiệu quả kinh tế cao

Về kinh tế, thống kê chung cho thấy chi phí cho giải pháp nền móng thường chiếm 20 ÷ 30 % kinh phí xây dựng. Trong một số trường hợp đặc biệt, kinh phí này có thể đạt tới 50 ÷ 60% tổng kinh phí. Hiện nay, đối với những công trình lớn, tỷ phần kinh phí móng có thể giảm đáng kể trong khi đối với những công trình bé, kinh phí xây dựng phần nền móng lại tỏ ra rất đáng kể trong toàn bộ kinh phí xây lắp chung. Kinh phí xây dựng công trình phụ thuộc rất nhiều vào việc lựa chọn giải pháp móng hợp lý theo yêu cầu kỹ thuật đề ra. Mục tiêu của việc thiết kế phải là một giải pháp thỏa hiệp giữa yêu cầu kỹ thuật và hạn mục kinh phí cho phép thường được hiểu như là một phương án chấp nhận được.

Thiết kế tối ưu cả về kinh tế lẫn kỹ thuật là một vấn đề khó và ở một chừng mực nào đấy không thể lý giải được một cách cặn kẽ. Thiết kế giải pháp nền móng cũng như thiết kế kỹ thuật thi công để thực hiện giải pháp đó trở nên mang màu sắc kinh nghiệm rất rõ nét. Đó cũng chính là điều mà Peck coi nó là một nghệ thuật: "Subsurface engineering is an art"... (Peck, 1962).

Khi so sánh lựa chọn giữa các phương án móng thỏa mãn yêu cầu kỹ thuật và có tính khả thi cao, điều kiện quyết định chính là hiệu quả kinh tế so sánh trên tổng mức chi phí cho toàn bộ phương án bắt đầu từ việc khảo sát cung cấp đầy đủ số liệu địa chất công trình, địa chất thủy văn mà phương án yêu cầu phải thỏa mãn đồng thời xem xét cả yếu tố thúc đẩy phát triển công nghệ địa phương.

7. CÁC TÀI LIỆU CẦN THIẾT CHO THIẾT KẾ NỀN MÓNG

7.1. Tài liệu về công trình

Các tài liệu công trình dự kiến xây dựng phải bao gồm tất cả bản đồ địa hình khu vực và lân cận, hồ sơ thiết kế kiến trúc, kết cấu công trình và các yêu cầu riêng biệt về khai thác, sử dụng công trình, chẳng hạn có hay không có tầng hầm, công trình ngầm

phụ trợ..., các yêu cầu làm phát sinh các dạng tải trọng đặc biệt. Trong số đó, mặt bằng đáy công trình và các tài liệu liên quan đến việc xác định tải trọng (giá trị và tính chất) tương ứng là không thể thiếu. Trong nhiều trường hợp, chỉ cần mặt bằng đáy công trình và mặt bằng tải trọng kèm theo là đủ nhưng điều này rất dễ dẫn đến hậu quả thiếu thống nhất trong toàn bộ hồ sơ mà đôi khi không thể thi công được hoặc phải sửa đổi về sau.

7.2. Tài liệu về địa chất công trình

Tài liệu địa chất công trình bao gồm mặt bằng bố trí các điểm thăm dò (tốt nhất là được định vị theo mặt bằng bố trí các hạng mục công trình); kết quả khảo sát tại các điểm đó (phương pháp tiến hành, kết quả và những đánh giá sơ bộ ban đầu, phẩm chất của đất, các lưu ý địa chất); các giá trị kiến nghị sử dụng của các chỉ tiêu cơ-lý quan trọng liên quan trực tiếp đến tính toán thiết kế nền móng.

7.3. Tài liệu về địa chất thủy văn

Tài liệu địa chất thủy văn phải thể hiện được sự có mặt hay không của tầng nước mặt, nước ngầm trong đất, cao trình mực nước và sự thay đổi theo mùa; tính chất ăn mòn vật liệu xây dựng do bản chất vốn có và do ảnh hưởng của môi trường.

7.4. Tài liệu về các công trình lân cận

Các công trình lân cận khu vực xây dựng bao gồm tâm cỡ công trình, mức tải trọng và phạm vi ảnh hưởng đến đất nền của công trình mới cũng như của công trình mới sẽ xây dựng đối với công trình cũ. Đặc biệt, các chi tiết về tuổi thọ công trình, tình trạng kết cấu hiện thời, kết cấu móng công trình cũ phải được khảo sát kỹ bao gồm vật liệu móng, hình dạng, kích thước, phạm vi chiếm đất và độ sâu đặt móng.

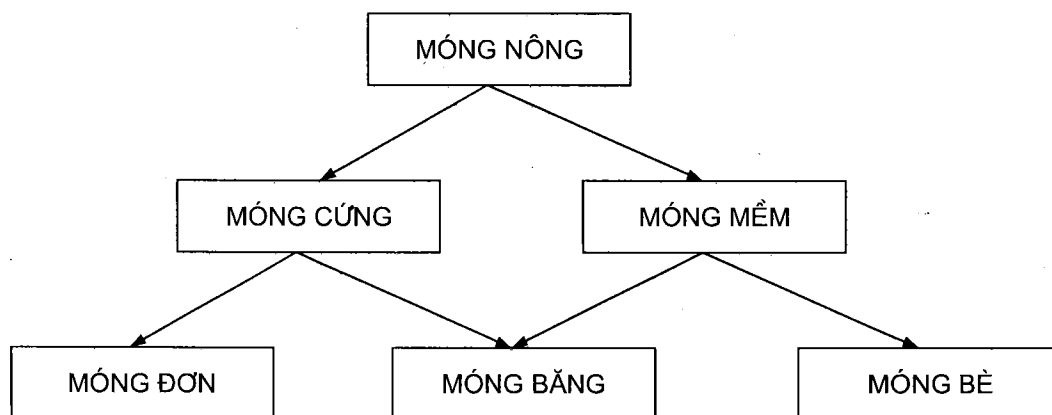
Chương 2

TÍNH TOÁN THIẾT KẾ MÓNG NÔNG

1. CÁC KHÁI NIỆM CƠ BẢN

1.1. Móng cứng và móng mềm

Móng nông tiếp nhận tải trọng công trình và phân phối vào đất nền thông qua tiếp xúc giữa đáy móng với nền được gọi là tải trọng tiếp xúc. Quy luật phân bố của tải trọng tiếp xúc phụ thuộc vào độ cứng của móng và của đất. Phản lực của đất lên móng có chiều ngược với tải trọng tiếp xúc gây nên biến dạng của bản thân móng. Mức độ biến dạng của móng, do đó, cũng phụ thuộc vào độ cứng của móng và đất. Nếu móng đủ cứng để có thể bỏ qua biến dạng bản thân móng thì móng được gọi là móng cứng. Trường hợp ngược lại, móng được gọi là móng mềm. Nói chung đa phần các móng đơn được coi là móng cứng trong khi đa phần các móng băng được coi là móng mềm (trừ móng băng dưới tường). Trong phần lớn trường hợp có thể coi đáy móng cứng luôn phẳng (ngoại trừ có cấu tạo đặc biệt), chuyển vị của đáy móng có thể biểu diễn bằng một phương trình mặt phẳng nào đó trong khi đáy móng mềm là một mặt cong không gian tùy thuộc vào độ cứng tương đối của móng và tính chất của tải trọng. Phân loại móng nông theo độ cứng thường gặp như sơ đồ trên hình II.1.



Hình II.1. Sơ đồ phân loại móng nông theo độ cứng

Trong thực tế việc phân biệt móng cứng và móng mềm có thể dựa vào độ mảnh tương đối của móng như sau:

- $t > 10$: móng mềm được coi như dầm dài vô hạn;
- $1 < t < 10$: móng mềm có chiều dài và độ cứng hữu hạn;
- $t < 1$: móng cứng.

t là độ mảnh tương đối của móng xác định theo công thức sau:

$$t = 10 \frac{E_0 l^3}{E_1 h^3} \quad (\text{II.1})$$

Trong đó:

- E_0 : mô đun biến dạng của đất nền dưới đáy móng;
- E_1 : mô đun đàn hồi của vật liệu móng;
- l : nửa chiều dài dầm móng;
- h : chiều cao dầm móng.

1.2. Tải trọng tiếp xúc dưới đáy móng cứng

Quy luật phân phối tải trọng lên đất qua móng cứng nói chung rất phức tạp và phụ thuộc chặt chẽ vào độ cứng của bản thân móng và của đất. Một giả thiết quan trọng có thể áp dụng cho thực tế tính toán xác định tải trọng tiếp xúc là đáy móng luôn tiếp xúc với nền đất. Trường hợp riêng khi móng chịu tải trọng lệch tâm với độ lệch tâm lớn, một phần móng có thể bị tách rời khỏi nền đất. Trong trường hợp này, chỉ phần móng tiếp xúc với nền thực sự làm việc, kích thước “thực” của đáy móng bị giảm đi đáng kể và trong phạm vi đó giả thiết về sự tiếp xúc vẫn được đảm bảo. Trong các trường hợp thông thường, quy luật phân phối tuyến tính được chấp nhận. Với giả thiết tải trọng tiếp xúc tỷ lệ thuận với chuyển vị đứng của nền, tải trọng tiếp xúc tại một điểm bất kỳ được xác định theo biểu thức sau:

$$p(x,y) = \frac{N}{F} + \frac{M_x}{J_x} y + \frac{M_y}{J_y} x \quad (\text{II.2})$$

Với móng có đáy chữ nhật kích thước $l \times b$, chịu tải trọng lệch tâm theo hai phương với độ lệch tâm e_x và e_y :

$$p(x,y) = \frac{N}{lb} \left(1 + \frac{12e_x}{l^2} x + \frac{12e_y}{b^2} y \right) \quad (\text{II.3})$$

Tải trọng tiếp xúc trung bình, tải trọng tiếp xúc lớn nhất ở đáy móng xác định theo :

$$p_{tb} = \frac{N}{lb} \quad (\text{II.4})$$

$$p_{\max} = \frac{N}{lb} + \frac{6M_x}{lb^2} + \frac{6M_y}{l^2b} \quad (\text{II.5})$$

Trong đó:

- $N, M\{M_x, M_y\}$: tải trọng công trình ở mức đáy móng.
- e_x, e_y : độ lệch tâm của tải trọng theo phương trục x, y .
- l, b : kích thước đáy móng.

Đối với móng băng :

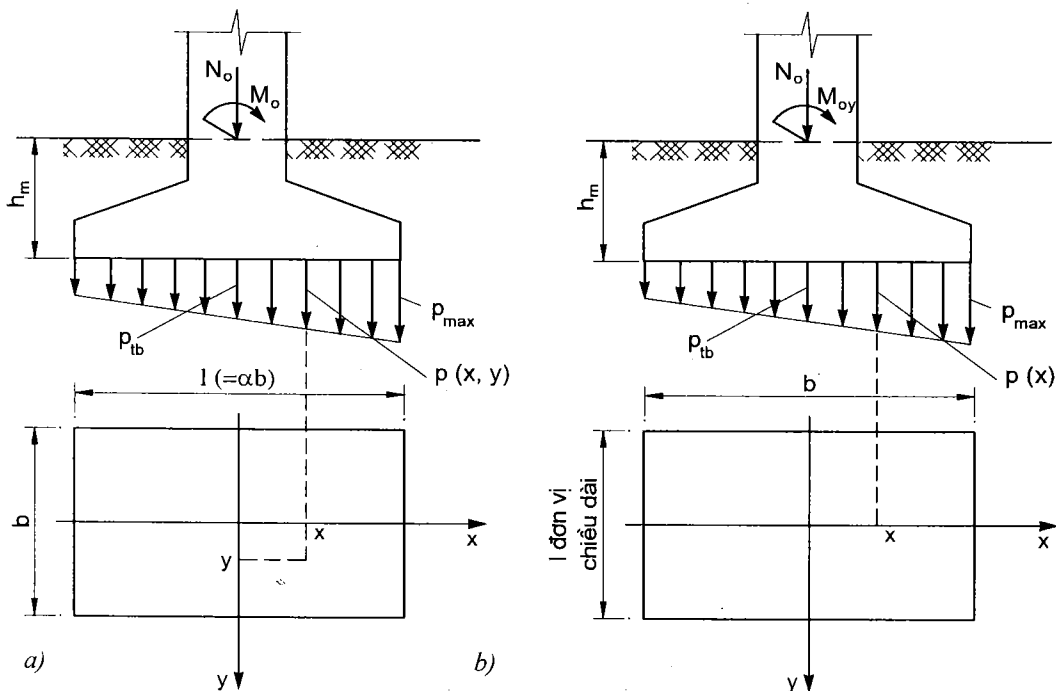
$$p(x) = \frac{N}{b} \left(1 + \frac{12e_x}{b^2} x \right) \quad (\text{II.6})$$

$$p_{tb} = \frac{N}{b} ; \quad (\text{II.7})$$

$$p_{\max} = \frac{N}{b} + \frac{6M}{b^2} \quad (\text{II.8})$$

Trong đó :

- N, M : tải trọng lên một đơn vị chiều dài móng (thường xác định cho 1m dài móng);
- e_x : độ lệch tâm của tải trọng theo phương ngang (lưu ý trong thực tế mô men lên móng băng chỉ tác dụng theo phương ngang).



Hình II.2. Tải trọng tiếp xúc lên đất

- a) Tải trọng tiếp xúc lên đất dưới đáy móng đơn
- b) Tải trọng tiếp xúc lên đất dưới đáy móng băng

Trong thực tế tải trọng từ công trình lên móng thường được xác định tại cao trình mặt đất và ký hiệu các giá trị tương ứng là $\{N_0, Q_0, M_0\}$, ta xác định ứng suất tiếp xúc theo các công thức sau:

Đối với móng đơn:

$$p_{tb} = \frac{N_0 + W}{lb} = \frac{N_0}{lb} + \bar{\gamma} h_m$$

$$p_{max} = p_{tb} + \frac{6M_x}{lb^2} + \frac{6M_y}{l^2 b} \quad (II.9)$$

Tương tự, đối với móng băng:

$$p_{tb} = \frac{N_0}{b} + \bar{\gamma} h_m$$

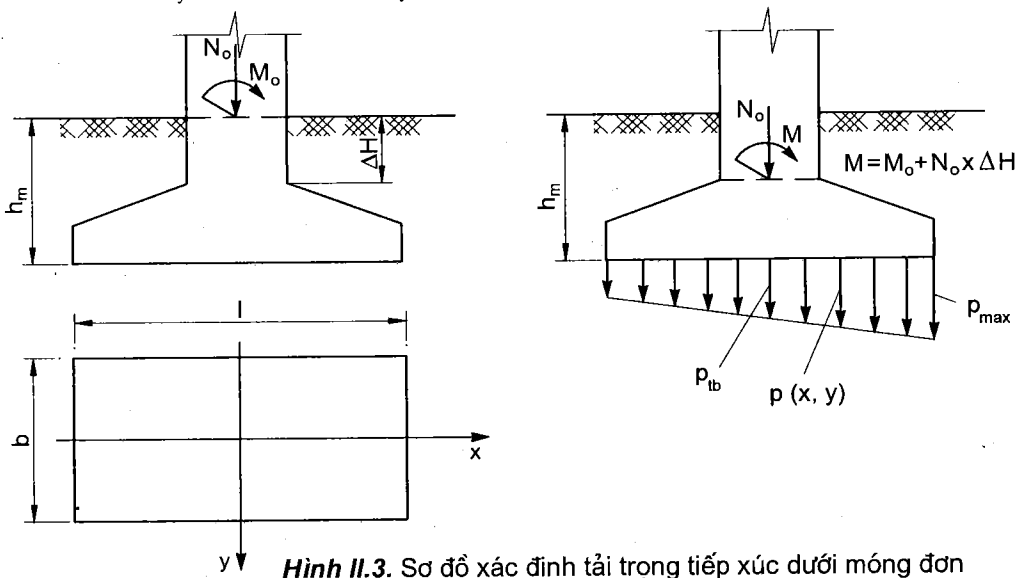
$$p_{max} = p_{tb} + \frac{6M_x}{b^2} \quad (II.10)$$

Trong đó

– W : trọng lượng của móng và đất lấp trên móng, $W = (lbh_m) \bar{\gamma}$

– $\bar{\gamma}$: trọng lượng thể tích đơn vị trung bình của bê tông và đất trên móng, có thể lấy $\bar{\gamma} = 20 \text{ kN/m}^3$ trong các tính toán sơ bộ (khi có kích thước cụ thể của móng và độ sâu chôn móng cần tính toán lại một cách cẩn thận);

– $M\{M_x, M_y\} = M_0\{M_{0x}, M_{0y}\} + Q_0 \Delta h$



Hình II.3. Sơ đồ xác định tải trọng tiếp xúc dưới móng đơn

Lưu ý: trong các tính toán nói trên ảnh hưởng của tải trọng ngang từ công trình, Q_0 , đối với sự thay đổi mô men ở đáy móng chỉ xét đến mặt đỉnh móng như đã dẫn ra hoặc có thể bỏ qua ảnh hưởng này (lấy $M = M_0$): một mặt móng thường có cấu tạo các

giằng ngang cho phép tiếp thu một phần tải trọng ngang Q_0 ; mặt khác áp lực đất trên mức đáy móng làm giảm bớt các ảnh hưởng bất lợi của tải trọng ngang. Hơn nữa, trong các tính toán đánh giá sức chịu tải của đất nền khi có tác động của tải trọng ngang, ảnh hưởng của lực ngang Q_0 tương ứng đã được xét đến, chẳng hạn trong công thức của Vesic' (xem phần kiểm tra cường độ đất nền, mục 3.3.2).

1.3. Tải trọng tiếp xúc dưới đáy móng mềm

Móng mềm có độ cứng tương đối nhỏ do đó bị biến dạng lớn dưới tác dụng của tải trọng công trình và sự phân bố của phản lực đất lên đáy bị chi phối bởi sự biến dạng đó vì vậy, không thể coi là có quy luật tuyến tính như trong trường hợp móng cứng. Việc xác định quy luật phân bố của tải trọng tiếp xúc dưới đáy móng mềm là một bài toán kỹ thuật phức tạp được giải quyết đồng thời với việc tìm quy luật phân bố nội lực trong móng, phục vụ việc tính toán thiết kế kết cấu móng như một cấu kiện bê tông sẽ được trình bày kỹ trong mục 3.4 của chương này.

2. CẤU TẠO CỦA MÓNG NÔNG

2.1. Một số vấn đề chung

Móng nông bê tông cốt thép có thể được cấu tạo theo dạng móng độc lập dưới các cấu kiện tiếp đất riêng rẽ được gọi là móng đơn. Giữa các móng đơn có thể có các dầm liên kết theo một hoặc hai phương gọi chung là giằng móng. Móng đơn được sử dụng phổ biến khi tải trọng lên móng tương đối nhỏ, khi cấu trúc địa tầng khu vực thuộc địa tầng cơ bản dạng a hoặc dạng c với h_1 đủ dày. Móng băng là tên gọi chung của loại móng có chiều dài lớn hơn bề rộng rất nhiều lần. Bản thân móng băng đã là giằng móng. Móng băng được sử dụng dưới các cấu kiện dạng tường như là một yêu cầu hiển nhiên. Móng băng thường được sử dụng dưới các hàng cấu kiện tiếp đất theo một hoặc hai phương (hàng cột) trong trường hợp công trình có tải trọng lên móng tương đối lớn, việc áp dụng móng đơn trở nên không thể được do phải mở rộng quá mức kích thước đáy móng. Móng bè là lựa chọn cuối cùng trong trường hợp không thể áp dụng móng đơn, móng băng các dạng.

Về cấu tạo chung, chiều dày tối thiểu của móng không nên nhỏ hơn 150mm (thường chiều dày tối thiểu là ở mép móng); bê tông móng phần lớn thi công tại chỗ với mác không nên dưới 200 (hiện nay nên sử dụng bê tông có mác từ 250 trở lên để tăng cường khả năng liên kết tốt với cốt thép cũng như bảo vệ cốt thép trong suốt thời gian tuổi thọ thiết kế của công trình); cốt thép móng nên có đường kính $\phi \geq 10$, trừ những nơi có yêu cầu cấu tạo, nên sử dụng thép có gờ. Bê tông lót là một bộ phận cấu tạo quan trọng của móng. Nhiệm vụ chính của lớp lót móng là bảo vệ đất nền dưới đáy móng khỏi sự thay đổi cả về kết cấu lẫn độ ẩm do các hoạt động xây dựng gây ra. Ngoài ra, lớp lót móng tạo nên mặt bằng thi công sạch sẽ, bảo vệ cốt thép móng khỏi sự vấy bẩn của đất, đặc biệt trong điều kiện thời tiết không thuận, đồng thời góp phần bảo vệ cốt thép trong

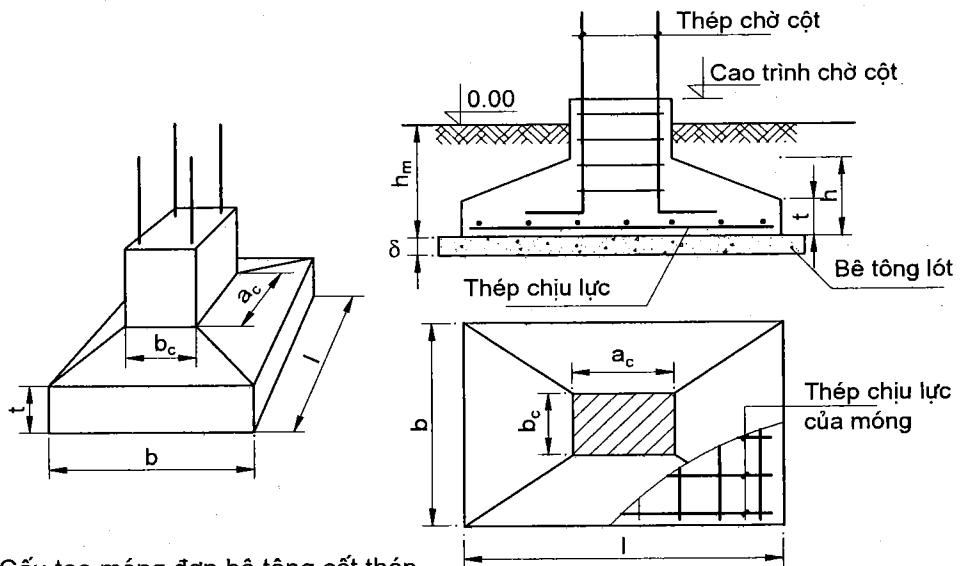
quá trình sử dụng như là một phần của lớp bảo vệ thép. Chính vì vậy, nên sử dụng bê tông có mác không dưới 100 với chiều dày $\delta \geq 100\text{mm}$ như là một yêu cầu “bắt buộc”.

2.2. Cấu tạo của móng đơn

Móng đơn thường có kích thước đáy móng nhỏ, dạng vuông, chữ nhật hoặc tròn. Kích thước cơ bản của đáy móng đơn là bề rộng hoặc đường kính, ký hiệu b . Chiều dài của móng chữ nhật có ký hiệu là l thường được biểu diễn qua bề rộng bằng tỷ số hai cạnh α : $l = \alpha b$.

Móng có thể làm bằng các dạng vật liệu khác nhau như gạch, đá hoặc bê tông. Trong tài liệu này, chỉ các móng được làm bằng bê tông cốt thép được đề cập đến. Một mặt, bê tông cốt thép ngày càng trở nên phổ biến; mặt khác, với bê tông cốt thép chúng ta có thể cấu tạo móng theo những hình dạng bất kỳ một cách thuận lợi. Bê tông cốt thép có khả năng chịu lực cao dưới nhiều trạng thái làm việc phức tạp do đó thích hợp với các công trình có tải trọng lớn. Móng bê tông cốt thép cho phép tận dụng tối đa sức mạnh của máy móc, thiết bị thi công tiên tiến, không những rút ngắn được thời gian thi công mà còn kiểm soát được chất lượng công trình một cách đáng tin cậy. Việc tính toán, thiết kế kết cấu các dạng móng sử dụng vật liệu khác người đọc có thể tham khảo trong các tài liệu tương ứng, chẳng hạn ‘Tính toán thiết kế kết cấu gạch đá’.

Do hạn chế về kích thước, móng đơn chỉ nên sử dụng trong những công trình có tải trọng nhỏ và điều kiện địa chất tự nhiên thuận lợi hoặc nền đã được xử lý một cách hiệu quả. Nói chung nên chọn độ sâu đặt móng như nhau khi có các móng lặn cận. Cấu tạo chung của móng đơn bê tông cốt thép đặc trưng cho trên hình II.4.

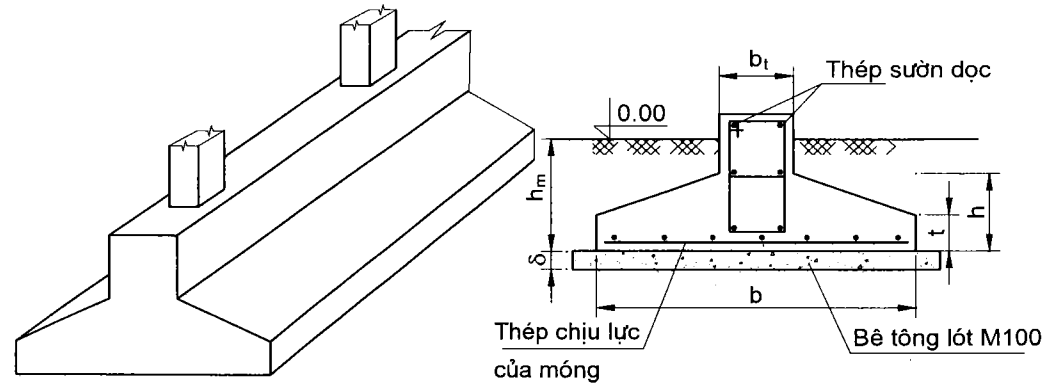


Hình II.4. Cấu tạo móng đơn bê tông cốt thép

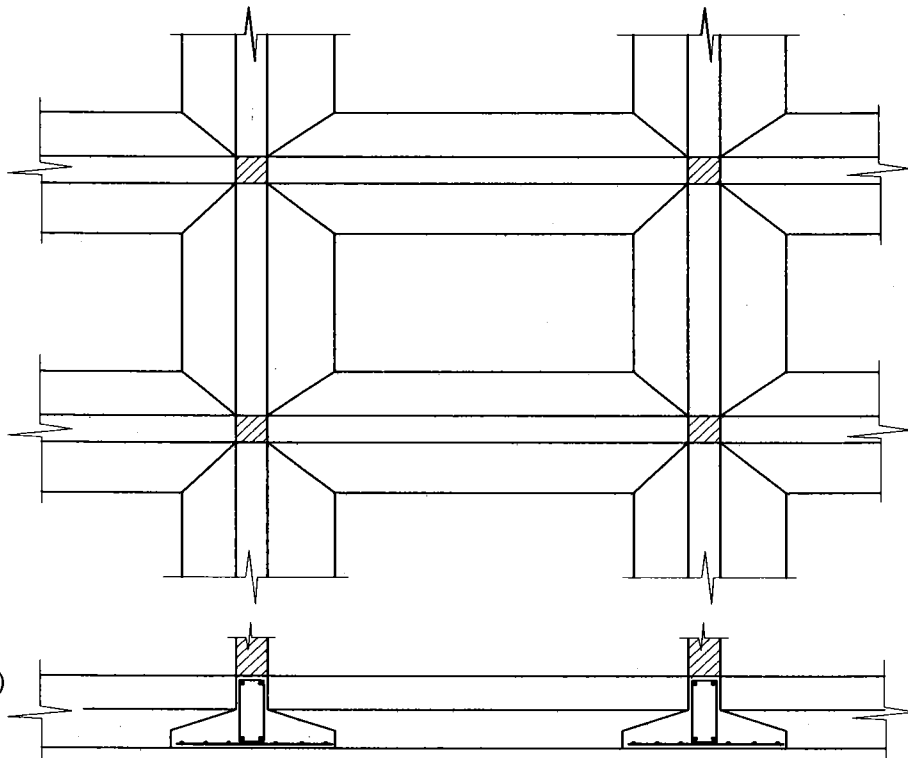
2.3. Cấu tạo móng băng

Móng băng có chiều dài lớn hơn rất nhiều so với bề rộng và trong các tính toán lý thuyết thông thường đều áp dụng hệ số tỷ lệ $\alpha = \infty$. Móng băng được sử dụng dưới

tường hoặc dưới hàng cột, dưới các công trình kéo dài theo tuyến, chẳng hạn dưới trụ đỡ các ống dẫn. Móng băng dưới tường là cấu tạo bắt buộc. Móng băng dưới các công trình khác chỉ nên được quyết định khi việc sử dụng móng đơn tỏ ra không thích hợp. Một mặt, việc tính toán thiết kế móng đơn đơn giản hơn nhiều do đó độ tin cậy cũng cao hơn; mặt khác việc kiểm soát chất lượng công trình trong thi công móng đơn tỏ ra thuận lợi và đảm bảo hơn. Tuy vậy móng băng, đặc biệt khi độ cứng của móng cao có thể góp phần làm giảm chênh lệch lún giữa các vị trí một cách đáng kể. Móng băng có thể sử dụng theo các tuyến vuông góc nhau dưới các dãy cột (dưới ma trận cấu kiện tiếp đất), là một giải pháp thích hợp trong trường hợp nền đất không đủ tốt để lựa chọn móng đơn. Móng trong trường hợp này được gọi là móng băng giao nhau.



a)



b)

Hình II.5. Cấu tạo móng băng

a) Cấu tạo móng băng BTCT dưới hàng cột

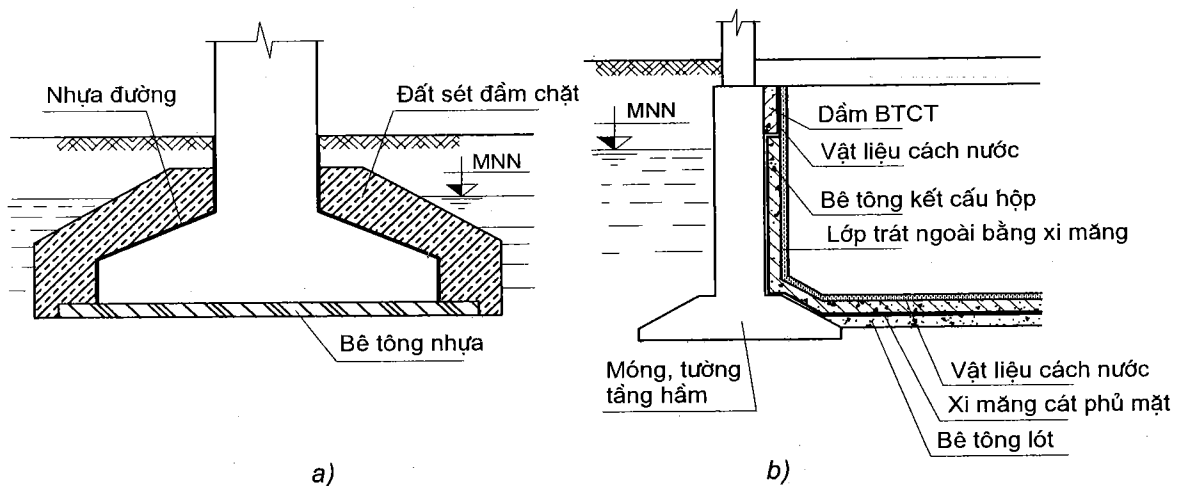
b) Cấu tạo móng băng giao nhau

2.4. Móng bè

Móng bè có kích thước hai chiều của đáy móng tương đối lớn, thường được áp dụng cho các dạng công trình có đáy lớn (chẳng hạn âu thuyền, bể chứa...), công trình trên nền đất xấu, công trình có tải trọng lớn, công trình đòi hỏi sự ổn định chống lật cao (cột điện, cột tháp truyền hình)... Thông thường các dạng móng bè có cấu tạo bản phẳng có hoặc không có sườn tăng cường độ cứng. Móng bè có thể sử dụng để làm giảm lún các công trình trên nền đất có tính nén lún lớn. Trong những trường hợp này, việc tăng độ sâu đặt móng thường tỏ ra có hiệu quả vì phần lớn tải trọng công trình có thể được cân bằng bởi trọng lượng đất đào bỏ.

2.5. Cấu tạo lớp cách nước bảo vệ móng và tầng hầm

Móng thường đặt sâu dưới đất có thể bị ảnh hưởng của nước ngầm làm suy giảm độ bền hoặc gây ẩm ướt các phần công trình ngầm, vì vậy đòi hỏi phải có biện pháp riêng để bảo vệ. Sự phá hoại của nước tùy thuộc chủ yếu vào cao trình nước ngầm, chiều cao mao dẫn nước trong đất và khả năng ăn mòn vật liệu của nước. Mức độ bảo vệ móng khỏi sự ảnh hưởng của nước trong đất còn phụ thuộc vào yêu cầu khai thác của công trình, đặc biệt với công trình có tầng hầm. Để chống xâm thực của nước dưới đất có thể sử dụng ngay bê tông chống xâm thực hoặc tạo ra các lớp cách nước riêng. Trong một số trường hợp, việc thiết kế hệ thống thoát nước xung quanh và dưới móng có thể rất hiệu quả. Hình II.6 trình bày một số giải pháp bảo vệ móng đặc trưng thường được đề nghị áp dụng.



Hình II.6. Cấu tạo lớp bảo vệ móng

- Bảo vệ đơn giản bằng đất sét + nhựa đường
- Chống thấm tầng hầm khi có mực nước ngầm cao

3. TÍNH TOÁN - THIẾT KẾ MÓNG NÔNG CỨNG

3.1. Khái niệm chung

Nội dung của việc tính toán thiết kế móng nông cứng bao gồm việc lựa chọn xác định chiều sâu móng h_m , xác định kích thước đáy móng (l và b đối với móng đơn hoặc b đối với móng băng), xác định chiều cao móng h , chiều cao bậc móng nếu có, xác định diện tích cốt thép tại một tiết diện bất kỳ và bố trí cốt thép tương ứng. Các thông số trên phải thỏa mãn yêu cầu của các trạng thái giới hạn. Bản vẽ thiết kế thể hiện các thông số – đó là sản phẩm cuối cùng phải đầy đủ các chi tiết với các yêu cầu cấu tạo tương ứng sao cho người thi công có thể hiểu và làm đúng ý đồ người thiết kế.

Nói chung, chiều sâu móng h_m nên được phân tích lựa chọn trước như đã nói ở phần trên (xem mục 3 chương I). Các thông số khác lựa chọn thông qua tính toán hoặc lựa chọn theo kinh nghiệm và tính toán kiểm tra theo yêu cầu của các trạng thái giới hạn cụ thể cho từng công trình. Đối với các công trình sử dụng móng nông, kích thước đáy móng được quyết định trước hết theo trạng thái giới hạn về cường độ và ổn định của đất nền (trạng thái giới hạn thứ nhất đối với đất nền) đồng thời thỏa mãn yêu cầu của trạng thái giới hạn về khai thác, sử dụng công trình (trạng thái giới hạn thứ hai). Do đó, trong thực hành thường lựa chọn kích thước móng theo một trong các nội dung của trạng thái giới hạn thứ nhất sau đó kiểm tra theo trạng thái giới hạn thứ hai và các nội dung khác của trạng thái giới hạn thứ nhất nếu cần. Kết cấu móng nông chủ yếu tính toán theo trạng thái giới hạn thứ nhất đối với vật liệu móng. Các nội dung tính toán thiết kế cụ thể được trình bày dưới đây.

3.2. Lựa chọn kích thước móng

3.2.1. Yêu cầu chung

Kích thước sơ bộ của móng được lựa chọn sao cho:

$$p_{tb} \leq [p] \quad (II.11)$$

và
$$p_{max} \leq 1.2[p] \quad (II.11a)$$

Trong đó p_{tb} và p_{max} xác định theo (II.9) hoặc (II.10) là tải trọng tiếp xúc do công trình truyền lên đất ở độ sâu đáy móng và $[p]$ là tải trọng cho phép tác dụng lên đất ở cùng độ sâu đó, có thể xác định theo :

$$[p] = \frac{P_{gh}}{F_s} \quad (II.12a)$$

với p_{gh} xác định theo công thức đơn giản của Terzaghi có dạng:

$$P_{gh} = \alpha_1 \frac{1}{2} N_\gamma b \gamma + \alpha_2 N_q q + \alpha_3 N_c c \quad (II.13)$$

hay
$$[p] = \frac{1}{F_s} \left\{ \frac{1}{2} \alpha_1 N_\gamma b \gamma + \alpha_2 N_q q + \alpha_3 N_c c \right\} \quad (II.12)$$

Trong đó :

– α_i là hệ số hiệu chỉnh theo hình dạng móng, theo độ sâu móng và theo góc nghiêng của tải trọng...

– N_i : hệ số sức chịu tải, xác định theo góc ma sát trong của đất dưới đáy móng. Tuỳ thuộc vào độ phức tạp của tải trọng và địa hình, N_i có thể xác định khác nhau theo các công thức hoặc các bảng tra lập sẵn.

Thay $[p]$ theo (II.12) và p_{tb} theo (II.9) hoặc (II.10) vào (II.11) với hệ số F_s xác định trước, giải ra ta được kích thước b thỏa mãn chuẩn lựa chọn đầu tiên theo cường độ đất nền được gọi là kích thước sơ bộ b_1 .

* Có thể lấy $[p] = R^{tc}$ với R^{tc} xác định theo TCVN như sau:

$$R^{tc} = \frac{m_1 m_2}{k} (A\gamma' + B\gamma + Dc) \quad (II.14)$$

Trong đó : m_1, m_2 : hệ số điều kiện làm việc của đất và của công trình, lấy theo bảng II.1 dưới đây ; k : hệ số độ tin cậy của các chỉ tiêu cơ lý của đất, lấy bằng 1 khi các chỉ tiêu đó được xác định bằng thí nghiệm trên mẫu nguyên dạng và bằng 1.1 khi các chỉ tiêu đó lấy theo thống kê ; γ' : trọng lượng riêng của đất dưới đáy móng ; γ : trọng lượng riêng của đất trên đáy móng ; A, B, D là các hệ số phụ thuộc vào góc ma sát trong của đất dưới đáy móng (tra bảng II.2).

Trong trường hợp này, kích thước b thỏa mãn (II.11) chỉ đảm bảo được tải trọng công trình lên đất không vượt quá giới hạn biến dạng tuyến tính mà thôi, điều này hầu như chưa liên hệ với bất kỳ một trạng thái giới hạn nào, do đó, hiện nay cách xác định kích thước móng theo ràng buộc này ít được áp dụng.

BẢNG II.1. GIÁ TRỊ CÁC HỆ SỐ m_1 VÀ m_2

Loại đất	m_1	m_2 của công trình có sơ đồ kết cấu cứng với tỷ số L/H bằng	
		≥ 4	≤ 1.5
Đất hòn lớn lẫn cát hoặc đất cát (trừ cát nhỏ, cát bụi)	1.1	1.2	1.4
Cát nhỏ:			
– Khô hoặc ít ẩm	1.3	1.1	1.3
– Bão hòa nước	1.2	1.1	1.3
Cát bụi:			
– Khô hoặc ít ẩm	1.2	1.1	1.2
– Bão hòa nước	1.1	1.0	1.2
Đất hòn lớn lẫn sét và sét có $B \leq 0.5$	1.2	1.1	1.0
Đất hòn lớn lẫn sét hoặc sét có $B > 0.5$	1.1	1.0	1.0

* Ghi chú: Công trình được coi là có sơ đồ kết cấu cứng khi ứng suất phụ thêm trong các bộ phận kết cấu do biến dạng của nền gây ra đã được tính toán xử lý bằng chính biện pháp kết cấu trong sơ đồ cùng làm việc đồng thời. Ngược lại với sơ đồ cứng là sơ đồ kết cấu mềm coi đất nền và kết cấu bên trên làm việc độc lập và hệ số điều kiện làm việc m_2 lấy bằng 1. Các giá trị m_2 với giá trị của L/H trung gian xác định bằng nội suy.

BẢNG II.2. BẢNG HỆ SỐ A, B, D TRONG CÔNG THỨC II.13 XÁC ĐỊNH R^{TC}

φ (độ)	A	B	D	φ (độ)	A	B	D
0	0.00	1.00	3.14	24	0.72	3.87	6.45
2	0.03	1.12	3.32	26	0.84	4.37	6.90
4	0.06	1.25	3.51	28	0.98	4.93	7.40
6	0.10	1.39	3.71	30	1.15	5.59	7.95
8	0.14	1.55	3.93	32	1.34	6.35	8.55
10	0.18	1.73	4.17	34	1.55	7.26	9.21
12	0.23	1.94	4.42	36	1.81	8.25	9.98
14	0.29	2.17	4.69	38	2.11	9.44	10.80
16	0.36	2.43	5.00	40	2.46	10.84	11.73
18	0.43	2.72	5.31	42	2.87	12.50	12.77
20	0.51	3.06	5.66	44	3.37	14.48	13.96
22	0.61	3.44	6.04	45	3.66	15.64	14.64

3.2.2. Lựa chọn kích thước móng đơn

Đối với móng đơn, gọi tải trọng thiết kế theo phương đứng ở mức mặt đất (giá trị tải trọng thường gặp trong thiết kế móng) là N_0 ; tỷ số giữa hai cạnh móng là $\alpha = l/b$ (lưu ý $l \geq b$), ta có :

$$p_{tb} = \frac{N_0}{\alpha b^2} + \bar{\gamma} h_m = f_1(b, \alpha) \quad (II.15)$$

Hệ số hiệu chỉnh hình dạng đối với móng đơn chữ nhật, α_i , xác định như sau (theo Terzaghi, 1942):

$$\alpha_1 = 1 - 0.2/\alpha \quad (II.16a)$$

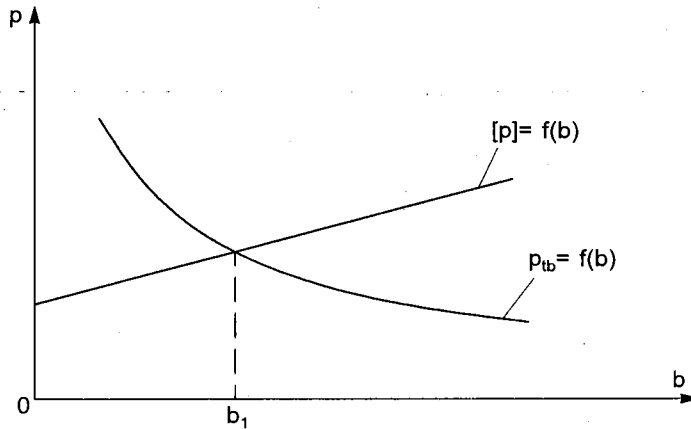
$$\alpha_2 = 1 \quad (II.16b)$$

$$\alpha_3 = 1 + 0.2/\alpha \quad (II.16c)$$

Thay các giá trị của α_i theo II.16 vào II.12 ta có:

$$[p] = \frac{1}{F_s} \left\{ \frac{1}{2} \alpha_1 N_\gamma b \gamma + \alpha_2 N_q q + \alpha_3 N_c c \right\} = f_2(b, \alpha) \quad (\text{II.17})$$

Đồ thị quan hệ giữa p_{tb} và $[p]$ theo b như trên hình II.7 chứng tỏ luôn luôn tìm được giá trị kích thước móng $b \geq b_1$ thỏa mãn điều kiện II.11 của trạng thái giới hạn thứ nhất.



Hình II.7. Đồ thị biểu diễn sự thay đổi của $[p]$ và p_{tb} theo bề rộng móng b

Giá trị b_1 là nghiệm của phương trình:

$$\frac{N_0}{\alpha b^2} + \bar{\gamma} h_m = \frac{1}{F_s} \left\{ \frac{1}{2} \alpha_1 N_\gamma b \gamma + \alpha_2 N_q q + \alpha_3 N_c c \right\} \quad (\text{II.18})$$

Sau khi điều chỉnh theo bội số 5 (cm) được dùng làm giá trị b cho lựa chọn ban đầu. Thay giá trị b vào các biểu thức tính p_{max} theo (II.9) và $[p]$ theo (II.12). Nếu p_{max} và $[p]$ thỏa mãn điều kiện (II.11) thì b là kích thước cơ bản sơ bộ của móng cần thiết kể b .

Nói chung nên tránh để xảy ra hiện tượng móng bị tách rời khỏi nền đất tức là tránh xảy ra tình huống giá trị $p_{min} < 0$. Điều kiện này có thể thỏa mãn khi độ lệch tâm của tải trọng công trình e được khống chế theo điều kiện:

$$e = \frac{M_0}{N_0} \leq \frac{1}{6} \quad (\text{II.19})$$

hay tỷ số giữa hai cạnh móng :

$$\alpha \geq \frac{6e}{b} \quad (\text{II.20})$$

BẢNG II.3. CÁC HỆ SỐ SỨC CHỊU TẢI CỦA ĐẤT NỀN DÙNG TRONG CÔNG THỨC II.16
(theo Terzaghi và Peck)

φ (độ)	N_γ	N_q	N_c
0	0	1.0	5.7
5	0.5	1.6	7.3
10	1.2	2.7	9.6
15	2.5	4.4	12.9
20	5.0	7.4	17.7
25	9.7	12.7	25.1
30	19.7	22.5	37.2
35	42.4	41.4	57.8
40	100.4	81.3	95.7
45	297.5	173.3	172.3

Trong thực tế, việc xác định sơ bộ b được thực hiện theo thuật toán sau:

Thuật toán thiết kế lựa chọn sơ bộ bề rộng móng b

– Chọn $\alpha = l/b$. Nói chung α có thể chọn tùy ý. Một cách chọn α thông thường là dựa vào độ lệch tâm của tải trọng như đã phân tích ở trên, khi đó nên chọn $\alpha = (1 + e) \div (1 + 2e)$ (e xác định với $[M_0] = \text{kNm}$; $[N_0] = \text{kN}$ và cách chọn trên chỉ là một phương án đề nghị).

– Chọn một giá trị bất kỳ b_0 làm kích thước ban đầu của bề rộng móng. Thay giá trị b_0 vào các biểu thức tính p_{tb} theo (II.9) và $[p]$ theo (II.12) ta được các giá trị tương ứng (bằng số).

– Thay các giá trị của p_{tb} và $[p]$ vào phép so sánh theo (II.11). Nếu điều kiện (II.11) được thỏa mãn, b_0 đã chọn chính là giá trị ban đầu b .

– Nếu (II.11) không thỏa mãn, tăng b_0 và lặp lại từ bước hai cho đến khi thỏa mãn (II.11) với giá trị b_0 mới.

– Thay b vào (II.8) để xác định p_{\max} . Kiểm tra điều kiện (II.11a). Nếu (II.11a) thỏa mãn, cần kiểm tra tiếp điều kiện “hợp lý” về kích thước sau :

$$\{1.2[p] - p_{\max}\} \leq 5\%[p] \quad (\text{II.21})$$

– Nếu điều kiện (II.11a) không thỏa mãn, hãy tăng b và lặp lại bước 5 cho đến khi thỏa mãn.

– Nếu điều kiện (II.21) thỏa mãn thì kích thước đã chọn chính là b cần tìm. Nếu (II.21) không thỏa mãn, hãy làm thỏa mãn bằng cách giảm kích thước nhưng không bé hơn giá trị xác định được sau bước 4. Tính lại từ bước 5 cho đến khi (II.21) được thỏa mãn.

– Xác định kích thước $l = \alpha b$. Quy tròn kích thước của l, b về 5cm (lớn hơn tính toán).

* Lưu ý rằng, trong các trường hợp thay đổi b , cả p_{tb}, p_{max} và $[p]$ cũng thay đổi theo. Khi thay đổi tăng b , điều kiện (II.11) tự động thỏa mãn do đó không cần kiểm tra nữa.

Ví dụ II.1. Xác định sơ bộ kích thước móng dưới cột vuông tiết diện 30×30 (cm) với tải trọng thiết kế theo trạng thái giới hạn thứ nhất ở mức mặt đất $N_{0t} = 450$ kN và $M_{0t} = 50$ kNm. Nền đất gồm hai lớp có các chỉ tiêu cơ lý như sau:

Lớp trên : đất lấp dày 0.8m, trọng lượng riêng $\gamma = 18$ kN/m³

Lớp dưới: á sét dẻo cứng

– Trọng lượng riêng $\gamma = 18.5$ kN/m³

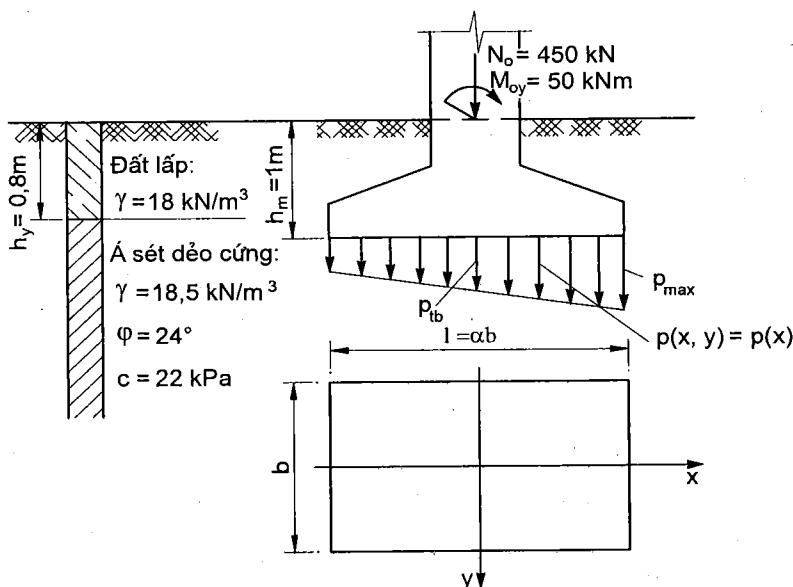
– Góc ma sát trong $\varphi = 24^\circ$, lực dính đơn vị $c = 22$ kN/m²

– Môđun biến dạng $E_0 = 15000$ kN/m²

Hệ số an toàn tối thiểu $F_s = 2.5$

Giải:

– Đất lấp thường có các tính chất cơ lý không ổn định, không thích hợp cho việc sử dụng trực tiếp làm nền công trình trong khi lớp đất bên dưới là đất á sét dẻo có $\varphi = 24^\circ, c = 22$ kN/m² được coi là lớp đất tốt. Chiều dày lớp đất lấp $h_1 = 0.8$ m do đó đề xuất chọn độ sâu đặt móng chọn sơ bộ $h_m = 1.0$ m (để đảm bảo móng được đặt hẳn vào lớp đất tốt bên dưới). Sơ đồ lựa chọn và phân tích cho trên hình II.8.



Hình II.8. Sơ đồ phân tích lựa chọn kích thước đáy móng cho ví dụ II.1

– Chọn tỷ số $\alpha = l/b$: Với độ lệch tâm của tải trọng $e = M_{0t}/N_{0t} = 50/450 = 0.11\text{m}$, ta có $(1 + e) = 1.11$ và $(1 + 2e) = 1.22 \rightarrow$ Chọn $\alpha = 1.2$

Hệ số hiệu chỉnh hình dáng móng:

$$\alpha_1 = 1 - 0.2/\alpha = 1 - 0.2/1.2 = 0.83$$

$$\alpha_2 = 1$$

$$\alpha_3 = 1 + 0.2/\alpha = 1 + 0.2/1.2 = 1.17$$

– Chọn kích thước ban đầu $b_0 = 1.2\text{m}$, ta có theo (II.9):

$$p_{lx} = \frac{N_{0t}}{lb} + \gamma h_m = \frac{450}{1.2 \times (1.2)^2} + 20 \times 1 = 280 \text{ kN/m}^2$$

Theo (II.12):

$$[p] = \frac{1}{F_s} \left\{ \frac{1}{2} \alpha_1 N_y b \gamma + \alpha_2 N_q q + \alpha_3 N_c c \right\}$$

Với $\varphi = 24^\circ$, tra bảng II.3 ta có (giá trị nội suy) :

$$N_y = 8.76; N_q = 11.64; N_c = 23.62$$

$$p_{gh} = 0.5 \times 0.83 \times 8.76 \times 1.2 \times 18.5 + 1 \times 11.64 \times 18.0 \times 1 + 1.17 \times 23.62 \times 22 = 900 \text{ kN/m}^2$$

Với $F_s = 2.5$ ta có:

$$[p] = 900/2.5 = 360 \text{ kN/m}^2$$

So sánh p_{lx} với $[p]$ ta thấy có thể chấp nhận $b = 1.2\text{m}$, $l = \alpha b = 1.44\text{m}$.

Chọn $l = 1.45\text{m}$, theo (II.8) ta có:

$$\begin{aligned} p_{\max} &= \frac{N_{0t}}{lb} + \gamma h_m + \frac{6M_x}{lb^2} + \frac{6M_y}{l^2 b} \\ &= \frac{450}{1.2 \times 1.45} + 20 \times 1 + \frac{6 \times 50}{1.45^2 \times 1.2} = 397.5 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

$$\text{Mặt khác, } 1.2[p] = 1.2 \times 360 = 432 \text{ kN/m}^2$$

So sánh $1.2[p]$ với p_{\max} ta thấy $(p_{\max} = 397.5) < (1.2[p] = 432)$. Vậy lựa chọn sơ bộ $b = 1.2\text{m}$ và $l = 1.45\text{m}$ là hợp lý.

Kích thước sơ bộ của móng là $l \times b = 1.45 \times 1.2$ (m).

3.2.3. Kích thước móng băng

Đối với móng băng, chỉ cần bỏ bước 1 chọn α là được (vì $\alpha = \infty$ đã biết theo giả định). Các bước khác tương tự móng đơn. Kích thước thực của chiều dài lấy theo yêu cầu tương ứng của cấu kiện. Tải trọng tiếp xúc lên nền xác định theo công thức:

$$p_{ix} = \frac{N_{0i}}{b} + \bar{\gamma}h_m$$

trong đó N_{0i} là tải trọng lên một đơn vị chiều dài móng (thường là 1m).

Tải trọng giới hạn của nền xác định theo II.13 với $\alpha_i = 1$:

$$p_{gh} = \frac{1}{2} N_\gamma b \gamma + N_q q + N_c c \quad (\text{II.13b})$$

Tải trọng cho phép lên nền xác định theo II.12a và II.13b:

$$[p] = \frac{1}{F_s} \left\{ \frac{1}{2} N_\gamma b \gamma + N_q q + N_c c \right\} \quad (\text{II.12b})$$

Ví dụ II.2. Xác định sơ bộ móng băng dưới tường dày 22 (cm) xây trên nền đất cho trong ví dụ II.1. Tổ hợp tải trọng tính toán ở mức mặt đất $N_{0t} = 180 \text{ kN/m}$ và $M_{0t} = 22 \text{ kN/m}$.

Giải:

Chọn $b = 1\text{m}$, theo (II.10) ta có:

$$p_{tb} = \frac{N_{0t}}{b} + \bar{\gamma}h_m = \frac{180}{1} + 20 \times 1.0 = 200 \text{ kN/m}^2$$

Theo (II.12b) ta có:

$$\begin{aligned} [p] &= \frac{1}{F_s} \left\{ \frac{1}{2} N_\gamma b \gamma + N_q q + N_c c \right\} \\ &= \{0.5 \times 8.76 \times 1 \times 18.5 + 11.64 \times 1.0 \times 18.0 + 23.62 \times 22\} / 2.5 \\ &= 810 / 2.5 = 324 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

So sánh $[p]$ với p_{tb} ta thấy ($p_{tb} = 200$) < ($[p] = 324$), vậy lựa chọn $b = 1.0\text{m}$ chấp nhận được.

Theo (II.10) ta có:

$$p_{\max} = p_{tb} + \frac{6M_x}{b^2} = 200 + \frac{6 \times 22}{1^2} = 332 \text{ kN/m}^2$$

$$1.2[p] = 1.2 \times 324 = 389 \text{ kN/m}^2$$

So sánh $1.2[p]$ với p_{\max} ta thấy ($p_{\max} = 332$) < ($1.2[p] = 389$).

Vậy, lựa chọn kích thước sơ bộ của móng băng là $b = 1.0\text{m}$.

3.3. Tính toán kiểm tra kích thước móng

Sau khi xác định kích thước móng phù hợp với các chuẩn (II.11) và (II.11a), móng phải được kiểm tra theo các yêu cầu khác của các trạng thái giới hạn. Nếu $[p]$ xác định

theo (II.12), trạng thái giới hạn về cường độ đất nền trong trường hợp đơn giản được tự động thỏa mãn, chỉ cần kiểm tra các yêu cầu ổn định chung nếu có và yêu cầu của trạng thái giới hạn thứ hai.

Trường hợp đơn giản được nói ở đây là trường hợp tải trọng có độ lệch tâm bé, tải trọng ngang không đáng kể, mặt đất bằng phẳng, nền đất dưới đáy móng đồng nhất và nước ngầm ở tương đối sâu (ngoài 2-3 lần bề rộng móng).

3.3.1. Kiểm tra theo điều kiện biến dạng

Độ lún của công trình được dự báo theo phương pháp được thừa nhận rộng rãi là phương pháp cộng lún các lớp trên cơ sở phân tích sự thay đổi ứng suất trong đất trước và sau khi xây dựng công trình (xem chương V, Cơ học đất [20]) theo công thức:

$$S = \sum_{i=1}^n S_i = \sum_{i=1}^n \frac{e_{0i} - e_{1i}}{1 + e_{0i}} \Delta H_i \quad (\text{II.22})$$

Trong đó :

– ΔH_i : chiều dày lớp đất thứ i có cùng đặc trưng biến dạng, có ứng suất thay đổi theo độ sâu không lớn lắm cả trước và sau khi có tải trọng công trình do đó có thể lấy các giá trị trung bình của chúng, σ'_{vi} và $\sigma'_{li} = \sigma'_{vi} + \Delta\sigma_i(p)$, để làm đặc trưng khi phân tích.

– n : số lớp đất tính lún, lấy sao cho :

$$\sum_{i=1}^n H_i = H_n \quad (\text{II.23})$$

với H_n : chiều dày chịu nén của đất nền tức là chiều dày kể từ đáy móng đến độ sâu có $\frac{\sigma'_v}{\Delta\sigma} \geq 5$ (10 đối với đất yếu).

– e_{0i} : hệ số rỗng trung bình của lớp đất thứ i trước khi có công trình

– e_{1i} : hệ số rỗng trung bình của lớp đất thứ i sau khi có công trình.

Các giá trị e_{0i} và e_{1i} xác định trên đường cong nén ứng với các giá trị ứng suất σ'_{vi} và $\sigma'_{li} = \sigma'_{vi} + \Delta\sigma_i(p)$ tương ứng trước và sau khi có công trình xây dựng.

+ $\Delta\sigma'_i(p)$ là ứng suất gây lún trung bình tại lớp đất thứ i , xác định theo công thức $\Delta\sigma'_i(p) = k_i p$.

+ p : tải trọng gây lún, $p = p_{ix} - \gamma_{tb} h_m$.

+ p_{ix} : tải trọng tiếp xúc ở đáy móng do tải trọng thiết kế (của trạng thái giới hạn thứ hai) gây ra.

+ γ_{tb} : trọng lượng riêng trung bình của đất trên mức đáy móng.

+ k_i : hệ số ứng suất ở giữa lớp thứ i , $k_i = f(\alpha, z_i/b)$ tra bảng II.5.

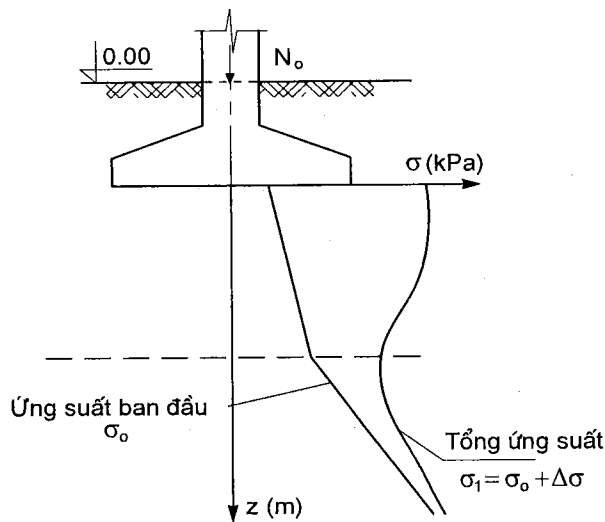
+ z_i : độ sâu từ đáy móng đến giữa lớp thứ i .

- Nếu tính chất biến dạng của đất được biểu diễn bởi các đường cong $e = f(\log \sigma)$, chỉ số nén C_c , chỉ số nén lại C_r và hệ số quá cố kết OCR được dùng làm đặc trưng biến dạng thì độ lún của riêng của lớp i dự báo theo công thức :

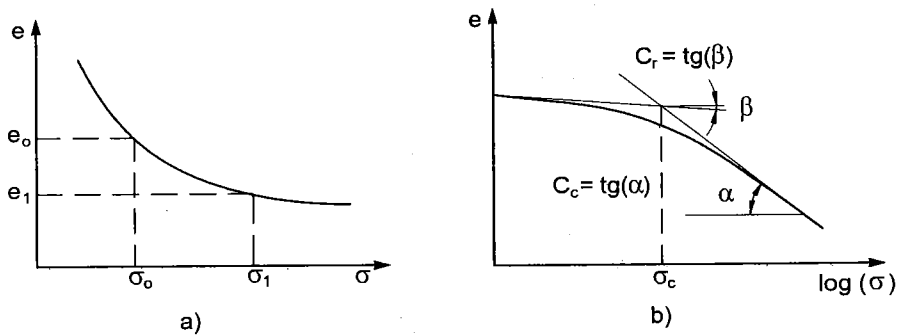
$$S_i = \frac{\Delta H_i}{1 + e_{oi}} \left[C_c \lg \left(\frac{\sigma'_{vi} + \Delta \sigma_i(p)}{\sigma'_{vi}} \right) - \lg(\text{OCR})(C_c - C_r) \right] \quad (\text{II.24})$$

Trong đó :

- + C_c : chỉ số nén nguyên thủy của đất
- + C_r : chỉ số nén lại (đối với đất quá cố kết)
- + OCR : hệ số quá cố kết của lớp đất đang xét.



Hình II.9. Kết quả phân tích sự thay đổi ứng suất trong đất



Hình II.10. Các dạng đường đặc trưng biến dạng của đất

a) Đường cong nén $e = f(\sigma)$

b) Đường cong nén $e = f(\log \sigma)$

– Trường hợp đặc trưng biến dạng của đất được xác định thông qua mô đun biến dạng E_{0i} và hệ số biến dạng ngang μ_{0i} cho từng lớp đất, độ lún của móng có thể dự báo theo mô hình lớp biến dạng ‘đàn hồi’ theo công thức của Steinbrenner như sau:

$$S_i = \frac{pb}{E_{0i}} (1 - \mu_{0i}^2) (I_{p,i} - I_{p,i-1}) \quad (II.25)$$

Trong đó
$$I_{p,i} = F_1 + \frac{1 - 2\mu_{0i}}{1 - \mu_{0i}} F_2$$

$F_1, F_2 = f(l/b; \Delta H_i/b)$ cho trong bảng II.4 sau đây.

Nếu độ lún dự báo không thỏa mãn điều kiện $S \leq [S]$, phải làm thỏa mãn bằng cách tăng kích thước móng. Tiến hành kiểm tra lại theo độ lún dự báo mới ứng với kích thước đã thay đổi. Kích thước thỏa mãn điều kiện $S \leq [S]$ được lấy làm kích thước móng thiết kế.

BẢNG II.4. HỆ SỐ ẢNH HƯỞNG F_1 VÀ F_2 THEO STEINBRENNER

$\Delta H/b$ \ l/b	1	2	5	10	∞
0.5	0.05 0.08	0.05 0.09	0.05 0.10	0.05 0.10	0.05 0.10
1	0.16 0.09	0.13 0.11	0.13 0.13	0.13 0.13	0.13 0.13
2	0.29 0.06	0.30 0.10	0.27 0.14	0.27 0.15	0.27 0.13
3	0.36 0.05	0.40 0.08	0.38 0.13	0.37 0.15	0.37 0.16
4	0.41 0.04	0.48 0.07	0.48 0.12	0.47 0.15	0.45 0.16
5	0.44 0.03	0.53 0.06	0.55 0.11	0.54 0.14	0.52 0.16
6	0.46 0.02	0.57 0.05	0.61 0.10	0.60 0.14	0.58 0.16
8	0.48 0.02	0.61 0.04	0.69 0.08	0.69 0.12	0.66 0.16

– Ghi chú: Giá trị dòng trên là F_1 , dòng dưới là F_2 .

Trong thiết kế sơ bộ, nếu lớp đất dưới đáy móng đủ dày có thể coi là nền đồng nhất có các đặc trưng biến dạng không thay đổi mô tả qua mô hình nền biến dạng tuyến tính là E_0 và μ_0 (lấy theo giá trị trung bình của lớp đất ngay dưới đáy móng), có thể dự báo lún theo công thức đơn giản của lý thuyết nền biến dạng tuyến tính sau:

$$S = \frac{1 - \mu_0^2}{E_0} pb\omega \quad (\text{II.26})$$

Trong đó :

- p là tải trọng gây lún dưới đáy móng, $p = p_{tx} - \gamma h_m$;
- p_{tx} là tải trọng tiếp xúc ở đáy móng do tải trọng thiết kế của trạng thái giới hạn tương ứng gây ra;
- γh_m : ứng suất lớp phủ trên đáy móng;
- b : bề rộng móng;
- ω : hệ số hình dạng móng, $\omega = f(\alpha)$ lấy theo bảng II.5 dưới đây;
- μ_0 : hệ số biến dạng ngang của đất, xác định từ thí nghiệm hoặc lấy theo bảng II.6;
- E_0 : mô đun biến dạng của đất, xác định theo thí nghiệm hiện trường.

BẢNG II.5. HỆ SỐ HÌNH DẠNG MÓNG $\omega = f(\alpha)$

α	1.0	1.25	1.5	1.75	2.0	2.5	3.0	4	5	≥ 10
ω	0.88	1.00	1.08	1.16	1.22	1.36	1.44	1.61	1.72	2.12

BẢNG II.6. HỆ SỐ BIẾN DẠNG NGANG CỦA MỘT SỐ LOẠI ĐẤT

Loại đất	Cát	Sét pha	Sét cứng	Sét dẻo	Sét nhão
μ_0	0.25 ÷ 0.30	0.32 ÷ 0.37	0.20 ÷ 0.30	0.35 ÷ 0.45	≥ 0.45

Ví dụ II.3

Kiểm tra điều kiện giới hạn về lún của móng đã lựa chọn sơ bộ trong ví dụ II.1. Độ lún cho phép của móng trong thiết kế này yêu cầu $[S] = 4 \text{ cm}$.

Giải:

Móng được đặt ở độ sâu 1.0m do đó lún chỉ xảy ra đối với lớp đất thứ hai, có thể áp dụng công thức dự báo lún của nền đồng nhất:

$$S = \frac{pb\omega(1 - \mu_0^2)}{E_0}$$

Trong đó p là tải trọng gây lún xác định theo tải trọng thiết kế của trạng thái giới hạn thứ hai: $p = p_{gl} = p_{tx} - \gamma h_m$.

Với $N_{01} = 450 \text{ kN}$, áp dụng hệ số an toàn chung về tải trọng $n = 1.2$ ta có thể xác định tương ứng tải trọng thiết kế theo trạng thái giới hạn thứ hai, $N_{02} = N_{01}/n = 375 \text{ kN}$ và:

$$p_{\text{tx}} = \frac{N_{02}}{(1b)} + \gamma h_m = \frac{375}{1.45 \times 1.2} + 20 \times 1 = 235.5 \text{ kN/m}^2$$

(n là hệ số an toàn về tải trọng chung, tạm lấy $n = 1.2$)

$$p = 235.5 - 18 \times 1 = 217.5 \text{ kN/m}^2$$

Với $\alpha = 1.2$, tra bảng ta có $\omega = 0.97$. Độ lún của móng dự báo sẽ là:

$$S = \frac{pb\omega(1 - \mu_0^2)}{E_0} = \frac{217.5 \times 1.2 \times 0.97(1 - 0.3^2)}{15000} = 0.015 \text{ m} \approx 2 \text{ cm}$$

Độ lún dự báo ($S = 2 \text{ cm}$) < ($[S] = 4 \text{ cm}$). Kích thước lựa chọn thỏa mãn điều kiện biến dạng.

3.3.2. Kiểm tra theo điều kiện cường độ và ổn định của nền

a) Kiểm tra cường độ

Nếu $[p]$ lấy bằng R^{lc} theo (II.14), sau khi kiểm tra kích thước móng thỏa mãn điều kiện biến dạng phải kiểm tra theo điều kiện cường độ đất nền:

$$p_{\text{tb}} \leq \frac{1}{F_s} \left\{ \frac{1}{2} \alpha_1 N_\gamma b \gamma + \alpha_2 N_q q + \alpha_3 N_c c \right\} \quad (\text{II.27})$$

$$\text{và} \quad p_{\text{max}} \leq 1.2 \frac{1}{F_s} \left\{ \alpha_1 N_\gamma b \gamma + \alpha_2 N_q q + \alpha_3 N_c c \right\} \quad (\text{II.28})$$

Nếu kích thước móng không thỏa mãn các điều kiện (II.27,28), phải làm thỏa mãn bằng cách tăng kích thước và tính toán kiểm tra lại với các giá trị kích thước mới. Kích thước móng thỏa mãn các yêu cầu (II.27,28) chính là kích thước thiết kế trong trường hợp này.

Trường hợp tải trọng tác dụng lên móng có dạng phức tạp, mặt đất dốc hoặc độ sâu đặt móng tương đối lớn..., sức chịu tải giới hạn của nền nên xác định theo công thức có xét đến các yếu tố kể trên thông qua các hệ số hiệu chỉnh như sau (Vesic', 1975) :

$$p_{\text{gh}} = 0.5 \gamma b N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma + q N_q s_q d_q i_q b_q g_q + c N_c s_c d_c i_c b_c g_c \quad (\text{II.29})$$

Trong đó N_i lấy theo bảng II.8 được xây dựng theo các công thức sau:

$$N_q = e^{\pi \tan \varphi} \text{tg}^2(45 + \varphi/2); N_c = (N_q - 1) \cot \varphi; N_\gamma = 2(N_q + 1) \text{tg} \varphi$$

– s_i : hệ số điều chỉnh hình dạng (s - shape);

– d_i : hệ số điều chỉnh độ sâu (d - depth);

– i_i : hệ số điều chỉnh độ nghiêng của tải trọng (i - inclination);

– b_i : hệ số điều chỉnh theo độ nghiêng của đáy móng (b - tilted base);

– g_i : hệ số điều chỉnh theo độ nghiêng của mặt đất (g - ground) xác định theo các công thức sau:

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \frac{b}{l}; s_q = 1 + \frac{b}{l} \operatorname{tg} \varphi \quad ; \quad s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{b}{l} \geq 0.6$$

$$d_c = 1 + 0.4k \text{ với } k = (h_m/b) \leq 1 \text{ hoặc } k = 1/\operatorname{tg}(h_m/b) \text{ khi } h_m/b > 1$$

$$d_q = 1 + 2 \operatorname{tg} \varphi (1 - \sin^2 \varphi) k; d_\gamma = 1.0$$

$$i_q = \left[1 - \frac{Q_0}{N_0 + Fc_u \cot g\varphi} \right]^m \quad ; \quad i_\gamma = \left[1 - \frac{Q_0}{N_0 + Fc_u \cot g\varphi} \right]^{m+1}$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1} \text{ khi } \varphi > 0 \quad ;$$

$$i'_c = 1 - \frac{mQ_0}{Fc_u N_c} \text{ cho trường hợp } \varphi = 0.$$

Trong đó:

– Q_0 : tải trọng lực tập trung theo phương ngang ở chân cột;

– N_0 : lực dọc chân cột;

– F : diện tích đáy móng, nếu N_0 lệch tâm, lấy F theo diện tích chịu tải nén;

– c_u : lực dính của đáy móng với đất, có thể lấy c_u : (0.6 ÷ 1.0)c;

– m xác định theo một trong hai biểu thức sau:

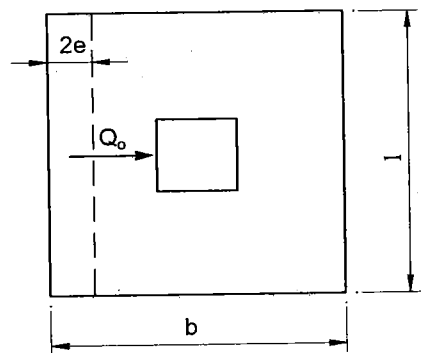
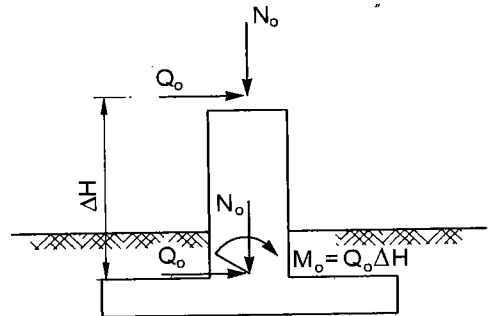
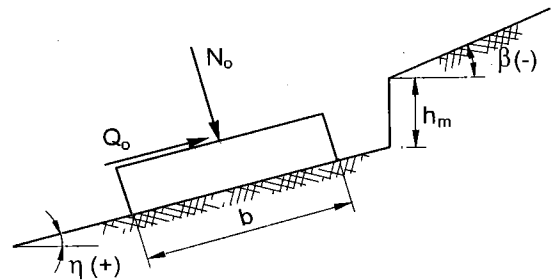
$$m = m_l = \frac{2 + l/b}{1 + l/b} \text{ khi lực ngang } Q_0 \text{ song}$$

song với cạnh l

$$\text{hoặc } m = m_b = \frac{2 + b/l}{1 + b/l} \text{ khi lực ngang } Q_0$$

song song với cạnh b . Khi có lực ngang theo cả hai hướng, lấy $m = (m_l^2 + m_b^2)^{1/2}$.

$b_c = 1$; $b_q = b_\gamma = (1 - \eta \operatorname{tg} \varphi)^2$ trong đó η : góc nghiêng của đáy móng so với phương ngang (dấu + khi ngược chiều với hợp lực của (Q_0, N_0)).



Hình II.11

Sơ đồ xác định các số hạng trong công thức Vesie'

$$g_c = i_q - \frac{1-i_q}{5.14 \operatorname{tg} \varphi} \text{ hoặc } g_c = \frac{\beta}{5.14} \text{ đối với trường hợp } \varphi = 0$$

$$g_q = g_\gamma = (1 - \operatorname{tg}^2 \beta)$$

β = góc nghiêng của mặt đất so với phương nằm ngang

– Chú ý: giá trị của i_q và i_γ luôn lấy ≤ 1 .

BẢNG II.7. HỆ SỐ ẢNH HƯỞNG N_i (CHO CÔNG THỨC VESIC', 1975)

φ	N_γ	N_q	N_c	φ	N_γ	N_q	N_c	φ	N_γ	N_q	N_c
0	0.00	1.00	5.14	15	1.42	3.94	11.0	30	18.10	18.4	30.1
1	0.00	1.09	5.38	16	1.72	4.34	11.6	31	21.2	20.6	32.7
2	0.01	1.20	5.63	17	2.08	4.77	12.3	32	24.9	23.2	35.5
3	0.03	1.31	5.90	18	2.49	5.26	13.1	33	29.3	26.1	38.6
4	0.05	1.43	6.19	19	2.97	5.80	13.9	34	34.5	29.4	42.2
5	0.09	1.57	6.49	20	3.54	6.40	14.8	35	40.7	33.3	46.1
6	0.14	1.72	6.81	21	4.19	7.07	15.8	36	48.1	37.8	50.6
7	0.19	1.88	7.16	22	4.96	7.82	16.9	37	56.9	42.9	55.6
8	0.27	2.06	7.53	23	5.85	8.66	18.1	38	67.4	48.9	61.4
9	0.36	2.25	7.92	24	6.89	9.60	19.3	39	80.1	56.0	67.9
10	0.47	2.47	8.34	25	8.11	10.7	20.7	40	95.5	64.2	75.3
11	0.60	2.71	8.80	26	9.53	11.9	22.3	41	114	73.9	83.9
12	0.76	2.97	9.28	27	11.20	13.2	23.9	42	137	85.4	93.7
13	0.94	3.26	9.81	28	13.10	14.7	25.8	43	165	99.0	105
14	1.16	3.59	10.4	29	15.40	16.4	27.9	44	199	115	118

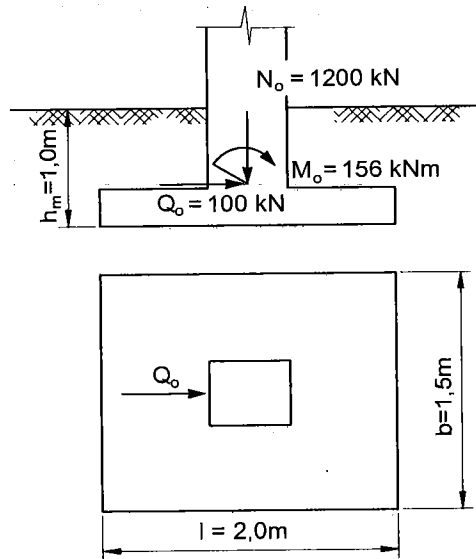
Ví dụ II.4

Kiểm tra cường độ của đất nền dưới đáy móng kích thước 1.5×2.0 (m), đặt sâu 1.0m trong nền đất đồng nhất có các trọng lượng riêng $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$, $\varphi = 34^\circ$ ($c = 0$). Biết rằng tải trọng thiết kế tác dụng ở mặt đỉnh móng $N_0 = 1200 \text{ kN}$, $M_{0x} = 156 \text{ kNm}$, $Q_{0y} = 100 \text{ kN}$. Hệ số an toàn chung yêu cầu $F_s = 2.5$.

Giải:

Độ lệch tâm của tải trọng ngoài: $e = \frac{M_0}{N_0} = \frac{156}{1200} = 0.13\text{m}$; tỷ số hai cạnh $\alpha = l/b =$

1.33 ($\alpha > 6e/b$); diện tích làm việc của đáy móng $F = lb = 2.0 \times 1.5 = 3.0\text{m}^2$



Hình II.12. Ví dụ II.4 áp dụng công thức Vesie'

Tải trọng tiếp xúc trung bình ở đáy móng:

$$p_{tx} = \frac{N_0}{lb} + \gamma h_m = \frac{1200}{1.5 \times 2.0} + 20 \times 1.0 = 420 \text{ kN/m}^2$$

Tải trọng tiếp xúc lớn nhất:

$$p_{max} = p_{tx} + \frac{6M_0}{l^2 b} = 420 + \frac{6 \times 156}{2^2 \times 1.5} = 576 \text{ kN/m}^2$$

Cường độ giới hạn của đất nền dưới đáy móng trong trường hợp này (tải trọng phức tạp) nên xác định theo công thức II.20 của Vesie':

$$p_{gh} = 0.5\gamma b N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma b_\gamma + q N_q s_q d_q i_q b_q + c N_c s_c d_c i_c b_c$$

$$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3; b = 1.5\text{m}; l = 2.0\text{m}; \alpha = l/b = 1.33$$

$$h_m = 1.0\text{m}; k = h_m/b = 1.0/1.5 = 0.67; q = \gamma h_m = 18 \text{ kN/m}^2;$$

$$c = 0;$$

$$\varphi = 34^\circ, N_\gamma = 34.5; N_q = 29.4; N_c = 42.2$$

$$s_q = 1 + \frac{b}{l} \operatorname{tg} \varphi = 1 + \operatorname{tg} \varphi / \alpha = 1 + \operatorname{tg}(34^\circ) / 1.33 = 1.51$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{b}{l} = 1 - 0.4 / \alpha = 1 - 0.4 / 1.33 = 0.70$$

$$d_\gamma = 1; d_q = 1 + 2k \operatorname{tg} \varphi (1 - \sin^2 \varphi) = 1 + 2 \times 0.67 \operatorname{tg}(34^\circ) (1 - \sin^2(34^\circ)) = 1.62$$

$$i_\gamma = \left[1 - \frac{Q_0}{N_0 + Fc_u \cot \varphi} \right]^{m+1} = \left[1 - \frac{100}{1200} \right]^{2.43} = 0.81$$

$$i_q = \left[1 - \frac{Q_0}{N_0 + Fc_u \cot \varphi} \right]^m = \left[1 - \frac{100}{1200} \right]^{1.43} = 0.88$$

$$b_\gamma = b_q = 1$$

$$p_{gh} = 0.5 \times 18 \times 1.5 \times 34.5 \times 0.70 \times 1.0 \times 0.81 \times 1.0 + 18 \times 29.4 \times 1.51 \times 1.62 \times 0.88 \times 1.0 \\ = 1403 \text{ kN/m}^2$$

Tải trọng cho phép của nền:

$$[p] = \frac{p_{gh}}{F_s} = \frac{1403}{2.5} = 561 \text{ kN/m}^2$$

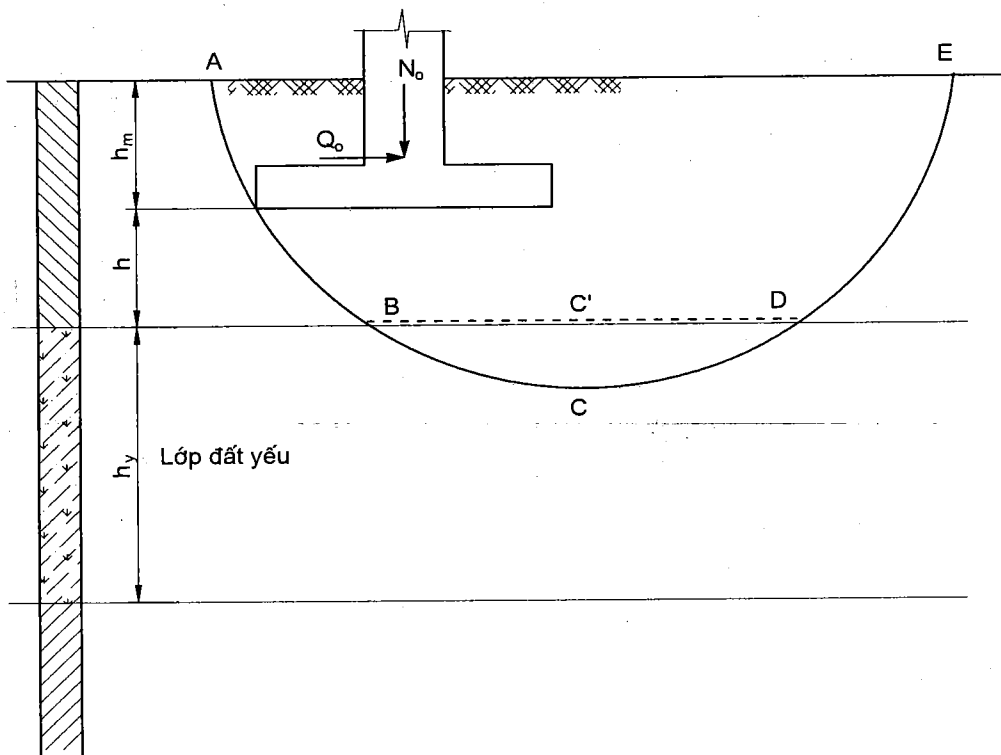
So sánh giá trị của p_{ix} với $[p]$, p_{max} với $1.2[p]$ ta thấy nền dưới đáy móng đảm bảo an toàn với hệ số an toàn yêu cầu.

b) Kiểm tra ổn định

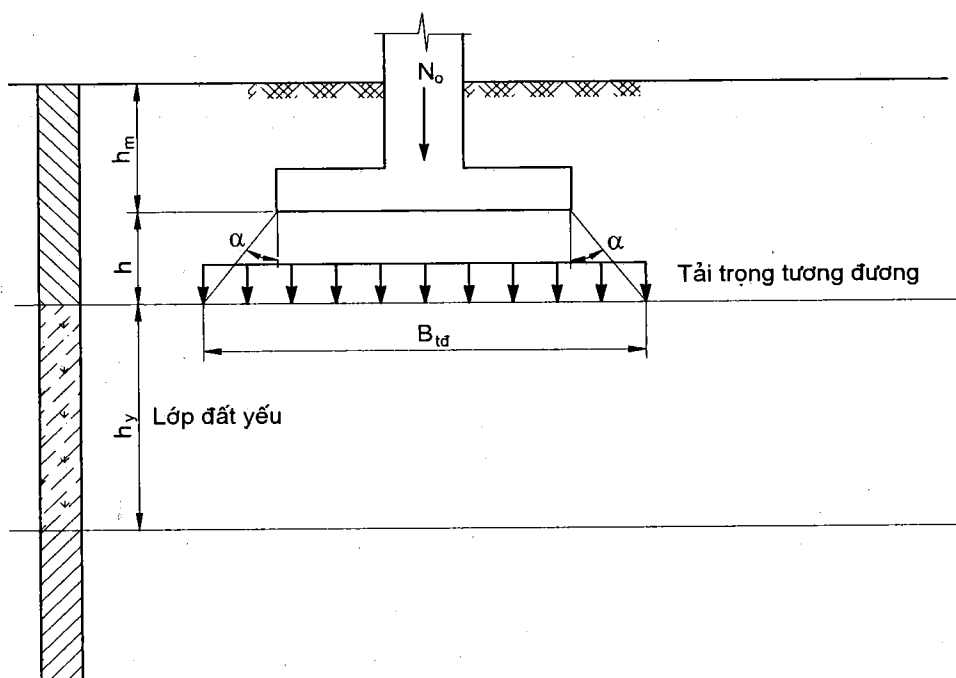
Những trường hợp công trình xây dựng trên nền có lớp đất yếu ở độ sâu nào đó trong phạm vi ảnh hưởng của móng; công trình trên mái dốc, trên nền đá có mặt phân cách nghiêng; công trình thường xuyên chịu tải trọng ngang lớn cần phải tiến hành kiểm tra ổn định theo các tình huống thiết kế tương ứng.

– Công trình xây dựng trên nền đất yếu:

Khả năng chịu tải của nền đất yếu thường có những thay đổi đáng kể theo thời gian, rất khó đề cập đến một cách đầy đủ khi đánh giá theo cường độ. Mặt khác, nếu lớp đất yếu không phân bố trực tiếp ngay dưới đáy móng thì việc đánh giá ổn định trở nên phức tạp hơn. Hai mô hình đánh giá có thể áp dụng cho thực tế tính toán thiết kế là đánh giá theo các mô hình trượt sâu và mô hình quy đổi gần đúng về móng nông tương đương đặt trực tiếp lên đất yếu. Trong mô hình trượt sâu, mặt trượt giả định là mặt trượt hỗn hợp bao gồm một phần mặt trượt được giả thiết có dạng trụ tròn qua các lớp đất không yếu và nối tiếp là mặt phẳng qua mặt tiếp xúc của lớp đất yếu như trên hình II.13 Hệ số ổn định của móng được tìm kiếm theo phương pháp loại trừ dần như đã biết trong Cơ học đất. Trong trường hợp đơn giản có thể coi gần đúng tác dụng tải trọng công trình lên lớp đất yếu được mở rộng theo góc phân bố ứng suất lấy bằng 30° như trên hình II.14. Điều kiện kiểm tra tương tự móng nông trên nền thiên nhiên.



Hình II.13. Sơ đồ phân tích ổn định trượt sâu của móng trên nền có lớp đất yếu
 Hai mặt trượt phải phân tích : mặt trượt trụ tròn (ABCDE) và mặt trượt hỗn hợp (ABC'DE))



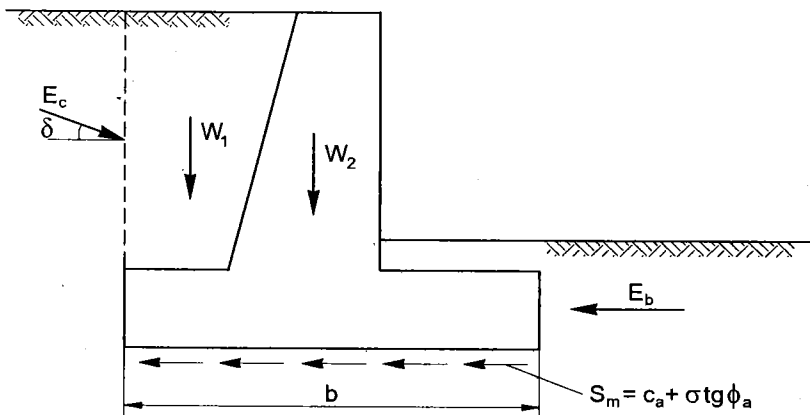
Hình II.14. Sơ đồ phân tích gắn đúng cường độ lớp đất yếu

– Công trình xây dựng trên mái dốc hoặc đất nằm trên đá gốc có mái nghiêng

Khi công trình được xây dựng trên mái dốc hoặc gần mái dốc, trên đất phong hoá có tầng đá gốc nghiêng so với phương ngang, nguy cơ mất ổn định có thể xảy ra theo các mặt nghiêng do vậy cần được kiểm tra trong tính toán thiết kế. Nếu công trình được xây dựng trên mái dốc hoặc gần mái dốc, ổn định của công trình có thể đánh giá theo phương pháp mặt trượt trụ tròn hoặc đưa hệ số điều chỉnh độ dốc mặt đất vào tính toán sức chịu tải giới hạn của nền theo công thức tính toán thích hợp, chẳng hạn công thức của Vesic' đã nói ở trên. Nếu công trình xây dựng trên nền có đá gốc nghiêng, ổn định có thể đánh giá theo phương pháp mặt trượt phẳng định trước là các mặt phân chia đất-đá do đó đòi hỏi phải xác định được mặt trượt qua các khảo sát cấu trúc địa tầng.

– Công trình thường xuyên chịu tải trọng ngang lớn

Đối với các công trình thường xuyên chịu tải trọng ngang lớn, ngoài các khả năng mất ổn định thông thường như trượt sâu, lật quanh mép móng, mất ổn định do trượt theo mặt phẳng đáy móng có thể xảy ra. Việc đánh giá được tiến hành dựa vào phân tích các nguyên nhân gây trượt và khả năng chống trượt tương ứng. Ví dụ sau đây về phân tích, tính toán thiết kế tường chắn theo ổn định mô tả nguyên tắc đánh giá ổn định của công trình chịu tải trọng ngang lớn và thường xuyên.



Hình II.15. Phân tích các tải trọng tác dụng lên công trình khi kiểm tra ổn định

Trong đó :

- W_1 : trọng lượng của đất trên đuôi tường chắn;
- W_2 : trọng lượng bản thân tường chắn;
- E_c : áp lực đất chủ động lên tường chắn;
- δ : góc nghiêng của áp lực đất chủ động so với phương ngang;
- E_b : áp lực đất bị động ở trước tường, trong nhiều trường hợp có thể bỏ qua;
- c_a : lực dính đơn vị giữa đất với vật liệu móng (có thể bỏ qua trong tính toán);

– ϕ_a : góc ma sát giữa đất và vật liệu móng, có thể lấy gần đúng bằng một nửa góc ma sát trong của đất.

Tường có thể bị mất ổn định do trượt phẳng theo đáy móng: Mức độ ổn định trong tình huống này được đánh giá qua hệ số ổn định K_{od} xác định như sau :

$$K_{od} = \frac{T_{gi}}{T_d} = \frac{S_m b}{(E_c \cos \delta - E_b)} = \frac{bc_a + (W_1 + W_2) \operatorname{tg} \phi_a}{(E_c \cos \delta - E_b)} \quad (\text{II.30})$$

Tường có thể bị đẩy lật ra phía trước quanh mép móng: Mức độ ổn định chống lật được đánh giá theo công thức:

$$K_{od} = \frac{M_{gi}}{M_l} = \frac{W_1 z_1 + W_2 z_2}{E_c h_c - E_b h_b} \quad (\text{II.31})$$

Trong đó:

- z_1 : khoảng cách từ đường tác dụng của trọng lượng đất E_1 đến mép móng;
- z_2 : khoảng cách tương ứng của trọng lượng bản thân tường và móng;
- h_1 : khoảng cách từ đường tác dụng của áp lực đất (chủ động) sau lưng tường đến mép móng;
- h_2 : khoảng cách tương ứng của áp lực đất (bị động) trước tường. Thiên về an toàn, có thể lấy $E_b = 0$.

Móng và tường có thể bị mất ổn định do trượt sâu xuống nền đất bên dưới: ổn định của công trình trong trường hợp này nên được đánh giá theo sơ đồ trượt sâu với mặt trượt giả định (mặt trụ tròn) khi nền không đồng nhất hoặc theo các công thức xác định cường độ của đất nền thông thường có xét đến các yếu tố phức tạp như độ lệch tâm của tải trọng, độ nghiêng của tải trọng... Nói chung, trong phần lớn trường hợp tương tự, hệ số an toàn tối thiểu thường từ 1.2 đến 1.5: $K_{min} = 1.2 \div 1.5$ là những giá trị được yêu cầu (xem chi tiết cụ thể trong quy định của các Tiêu chuẩn).

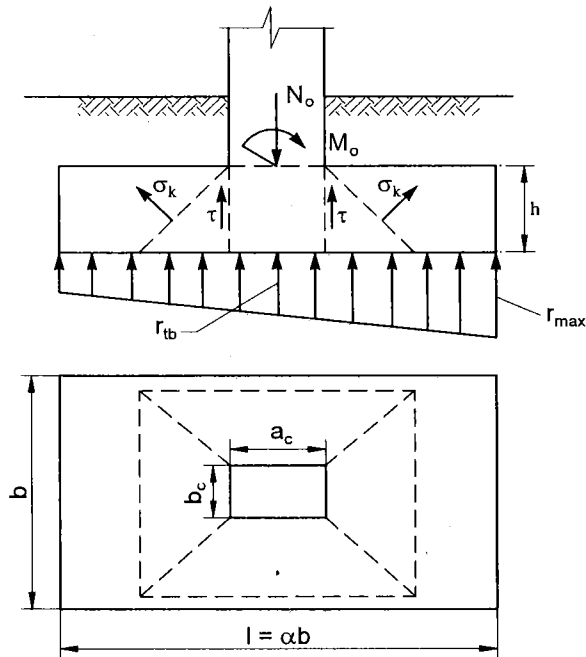
3.4. Tính toán thiết kế kết cấu móng

Kết cấu móng phải được thiết kế thoả mãn yêu cầu của trạng thái giới hạn về cường độ đối với vật liệu móng (biến dạng của móng đã chấp nhận bỏ qua) bao gồm việc xác định chiều cao móng thích hợp và cốt thép trong móng.

3.4.1. Thiết kế chiều cao móng

Khảo sát sự làm việc của một móng đơn như trên hình II.16. Vật liệu móng có thể bị phá hoại do ứng suất cắt hoặc ứng suất kéo chính vượt quá cường độ tương ứng của vật liệu. Theo sơ đồ phá hoại do ứng suất cắt, chiều cao móng phải thoả mãn điều kiện:

$$R_{cát} \geq \tau = \frac{N}{u_c h} \quad (\text{II.32a})$$



Hình II.16. Sơ đồ phân tích sự làm việc của kết cấu móng

hay :
$$h \geq \frac{N}{u_c R_{\text{cát}}} \quad (\text{II.32})$$

Trong đó :

- $R_{\text{cát}}$: cường độ chống cắt của vật liệu móng;
- N : tải trọng tính toán tác dụng lên móng;
- u_c : chu vi cột ở mức đỉnh móng.

Sự phá hoại do ứng suất cắt vượt quá khả năng làm việc của vật liệu được gọi là phá hoại do “chọc thủng”. Tính toán theo II.32 được gọi là tính toán chọc thủng.

Theo sơ đồ phá hoại do ứng suất kéo chính (còn gọi là phá hoại do ép thủng), chiều cao móng phải thỏa mãn điều kiện:

$$\sigma_{\text{kc}} = \frac{N - F' r_{\text{tb}}}{F_k \cos(45^\circ)} = \frac{\sqrt{2} P_{\text{et}}}{F_k} \leq R_{\text{kc}} \quad (\text{II.33})$$

Trong đó:

- P_{et} : tải trọng gây ép thủng;
- F' : diện tích đáy móng nằm trong phạm vi lăng thể ép thủng (diện tích đáy lăng thể ép thủng);
- F_k : diện tích xung quanh của lăng thể ép thủng trên đó tồn tại ứng suất kéo chính lớn nhất (được giả thiết là phân bố đều);

– r_{tb} : phản lực trung bình của đất lên đáy móng.

Trường hợp móng đủ rộng để F' nằm gọn trong đáy móng, khi đó $a_c + 2h_0 < l$ và $b_c + 2h_0 < b$, F' và F_k được tính theo h_0 như sau:

$F' = (a_c + 2h_0)(b_c + 2h_0)$ với a_c, b_c là kích thước cột ở mức đỉnh móng

$$F_k = h_0 \sqrt{2} \{2(a_c + h_0) + 2(b_c + h_0)\} = 2\sqrt{2} h_0 (a_c + b_c + 2h_0)$$

Thay vào biểu thức xác định σ_{kc} , ta có :

$$\sigma_{kc} = \frac{N - r_{tb}(a_c + 2h_0)(b_c + 2h_0)}{2h_0(a_c + b_c + 2h_0)} \quad (\text{II.34})$$

hay, điều kiện an toàn chống ép thủng sẽ được thỏa mãn khi :

$$\frac{N - r_{tb}(a_c + 2h_0)(b_c + 2h_0)}{2h_0(a_c + b_c + 2h_0)} \leq R_{kc} \quad (\text{II.35})$$

Lưu ý rằng, khi tỷ lệ giữa hai cạnh móng $\alpha = l/b$ tương đối lớn hoặc chiều cao móng h_0 lớn sẽ xảy ra hiện tượng F' không nằm gọn trong đáy móng. Trường hợp này tương ứng với điều kiện:

a) Khi $b_c + 2h_0 \geq b$ và $a_c + 2h_0 < l$: sự phá hoại do ứng suất kéo chính chỉ xảy ra (nếu có) về phía phản lực đất lớn nhất, r_{\max} . Trong trường hợp này, ứng suất kéo chính được xác định theo các công thức sau:

$$\sigma_{kc} = \frac{\sqrt{2}P_{et}}{F_k} = \frac{r_{\max}(l - a_c - 2h_0)}{2h_0} \quad (\text{II.34b})$$

trong đó: $P_{et} = r_{\max} b \frac{l - a_c - 2h_0}{2}$

$$F_k = \sqrt{2} bh_0$$

b) Khi $a_c + 2h_0 \geq l$ và $b_c + 2h_0 \geq b$: ứng suất kéo chính trong móng $\sigma_{kc} = 0$, không cần kiểm tra chiều cao móng.

* *Thuật toán xác định chiều cao móng h_0 :*

– Chọn vật liệu móng (mác bê tông yêu cầu) và xác định cường độ tính toán tương ứng $R_{kc}, R_{cát}$.

– Chọn chiều cao ban đầu h_0 của móng : có thể chọn trên cơ sở chiều cao xác định

theo II.32 : $h_0 = (2 \div 3) \frac{N_0}{u_c R_{cát}}$

– Tính toán xác định ứng suất kéo chính trong móng với chiều cao đã chọn và kiểm tra các yêu cầu cường độ tương ứng. Theo kinh nghiệm, móng ít bị phá hoại do ứng suất cắt hơn so với ứng suất kéo chính. Do đó, thực tế chỉ cần kiểm tra điều kiện an toàn chịu ứng suất kéo chính (II.35) sau khi đã chọn h_0 trong đó:

+ Nếu $a_c + 2h_0 < l$ và $b_c + 2h_0 < b$: tính σ_{kc} theo (II.34)

+ Nếu $a_c + 2h_0 \geq l$ hoặc $b_c + 2h_0 \geq b$: tính σ_{kc} theo (II.34b)

– Nếu điều kiện kiểm tra không thỏa mãn, làm thỏa mãn bằng cách tăng chiều cao móng. Nói chung, vì ứng suất kéo chính không phân bố đều do đó nên tăng chiều cao móng xác định theo yêu cầu tối thiểu lên khoảng 20%.

Ví dụ II.5

Xác định chiều cao bản thân cho móng đã lựa chọn kích thước trong các ví dụ II.1 và II.3.

Giải:

Các thông số cơ sở (từ các ví dụ trên):

$$l \times b = 1.45 \times 1.2 \text{ (m)}; h_m = 1.0\text{m}$$

$$r_{tb} = 280 \text{ kN/m}^2; r_{max} = 397.5 \text{ kN/m}^2$$

Chọn vật liệu móng: Bê tông đổ tại chỗ mác 250#. Cường độ tính toán:

$$R_n = 11000 \text{ kN/m}^2$$

$$R_{kc} = 870 \text{ kN/m}^2$$

$$R_c = 3700 \text{ kN/m}^2$$

Chiều cao móng được thỏa mãn độ bền chống cắt theo chân cột xác định theo (II.32).

$$h_0 \geq \frac{N_{01}}{u_c R_{cat}} \times 3 = \frac{450}{(0.3 \times 4) \times 3700} \times 3 = 0.30\text{m}$$

Trong đó, $u_c = (0.3 \times 4)$ là chu vi cột ở mức đỉnh móng.

Chọn chiều cao móng $h = 0.4\text{m}$ ($= 40\text{cm}$), chiều dày lớp bảo vệ $a_0 = 5\text{cm}$.

Kiểm tra điều kiện áp dụng:

$$a_c + 2h_0 = 0.3 + 0.7 = 1.0\text{m} < l = 1.45\text{m}$$

$$b_c + 2h_0 = 0.3 + 0.7 = 1.0\text{m} < b = 1.2\text{m}$$

Do đó ta áp dụng điều kiện an toàn chống ép thủng theo (II.34) cho kiểm tra (II.35):

$$\sigma_{kc} = \frac{N - r_{tb}(a_c + 2h_0)(b_c + 2h_0)}{2h_0(a_c + b_c + 2h_0)} \leq R_{kc} = 870 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_{kc} = \frac{450 - 280 \times (0.3 + 2 \times 0.35)(0.3 + 2 \times 0.35)}{2 \times 0.35(0.3 + 0.3 + 2 \times 0.35)} = 187 \text{ kN/m}^2$$

Vậy chiều cao móng $h = 0.4\text{m}$ đảm bảo các điều kiện bền đối với bê tông.

3.4.2. Thiết kế cốt thép móng

Mô men uốn trong móng do phản lực đất gây ra có thể gây ra ứng suất kéo khi uốn lớn nhất tại mép dưới của tiết diện (đáy móng) vượt quá khả năng của vật liệu.

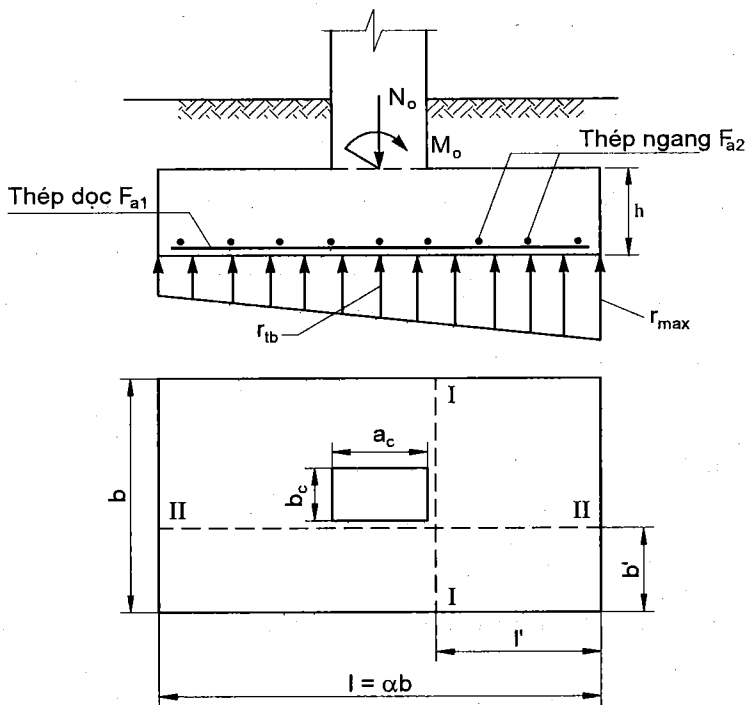
Trong những trường hợp như vậy, cốt thép được sử dụng để chịu ứng suất kéo khi uốn. Lượng cốt thép cần thiết tại một tiết diện nào đó xác định theo yêu cầu chịu uốn:

$$F_a = \frac{M}{0.9h_0R_a} \quad (II.36)$$

Trong đó: M là mômen uốn tại tiết diện đang xét. Ngoại trừ những trường hợp đặc biệt, diện tích cốt thép trong thiết kế móng nông thường xác định tại tiết diện ngay sát chân cột, chân tường (và tiết diện bậc trong trường hợp có bậc) và áp dụng cho toàn bộ. Giá trị mômen tương ứng xác định với phản lực đất coi là phân bố đều cường độ r_{max} theo phương chịu mômen ngoại lực lớn và r_{tb} theo phương vuông góc:

$$M_{I-I} = r_{max} b \frac{(l - a_c)^2}{8} \quad (II.37)$$

$$M_{II-II} = r_{tb} l \frac{(b - b_c)^2}{8} \quad (II.38)$$



Hình II.17. Sơ đồ phân tích kết cấu móng chịu uốn

Trường hợp móng chịu tải trọng lệch tâm lớn, phản lực đất lên đáy móng thay đổi đáng kể. Để tiết kiệm thép có thể phải tính toán đến sự thay đổi diện tích thép cần bố trí theo các phương pháp thông thường trong thiết kế cấu kiện bê tông cốt thép chịu uốn.

Ví dụ II.6

Tính toán bố trí cốt thép cho móng đã xác định các kích thước trong các ví dụ II.1, II.3, II.4.

Giải:

Chọn sử dụng thép móng loại AII: $R_a = 260 \text{ MN/m}^2$

Theo chiều dài móng, tiết diện nguy hiểm I-I ở sát chân cột có mô men uốn do phản lực đất gây ra xác định theo (II.37):

$$M_{I-I} = r_{\max} b \frac{(l - a_c)^2}{8} = 397.5 \times 1.2 \frac{(1.45 - 0.3)^2}{8} = 78.85 \text{ kNm}$$

Diện tích cốt thép cần cho tiết diện I-I xác định theo (II.36)

$$F_{a(I-I)} = \frac{M}{0.9 h_0 R_a} = \frac{78.85}{0.9 \times 0.35 \times 260000} = 0.00096 \text{ m}^2 \approx 10 \text{ cm}^2$$

Chọn 8 $\phi 14$ ($F_a = 8 \times 1.5 = 12 \text{ cm}^2$) bố trí cách đều.

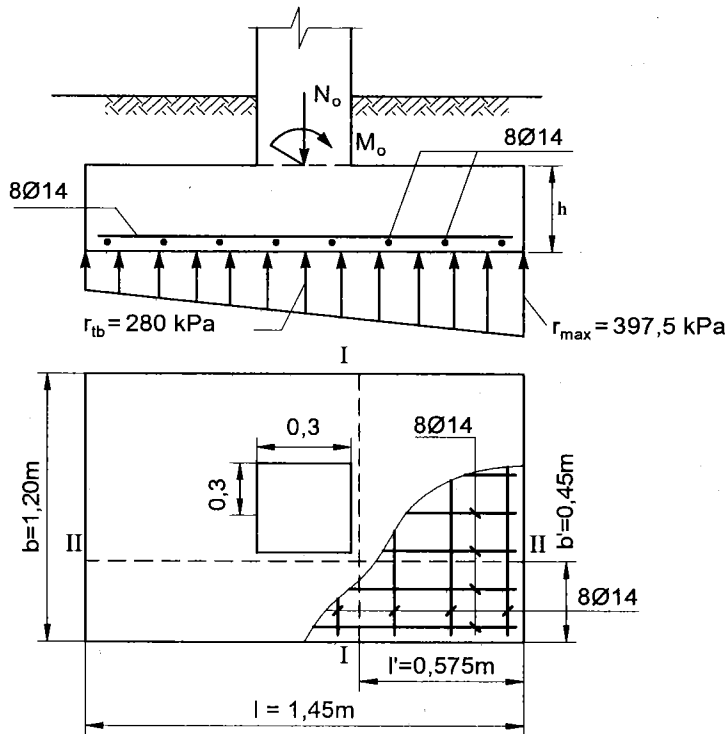
Theo phương cạnh ngắn,

$$M_{II-II} = r_{tb} l \frac{(b - b_c)^2}{8} = 280 \times 1.45 \times \frac{(1.20 - 0.3)^2}{8} = 41.11 \text{ kNm}$$

$$F_{a(II-II)} = \frac{M}{0.9 h_0 R_a} = \frac{40.9}{0.9 \times 0.35 \times 260000} = 0.0005 \text{ m}^2 = 5 \text{ cm}^2$$

Chọn bố trí 8 $\phi 14$ cách đều.

Cốt thép móng như hình II.18.



Hình II.18. Bố trí thép móng cho ví dụ II.6

3.4.3. Thiết kế kết cấu móng băng

Xét trên một đơn vị chiều dài móng (chẳng hạn 1m dài) ta có:

$$u_c = 2(m)$$

Điều kiện II.32 trở thành:

$$h_0 \geq \frac{N_0}{2.R_c} \quad (\text{II.32b})$$

hay có thể chọn sơ bộ:

$$h_0 = (2 \div 3) \frac{N_0}{2.R_c}$$

Ứng suất kéo chính xác định trên tiết diện nguy hiểm ở về phía có r_{\max} theo công thức:

$$\sigma_k = \frac{r_{\max}(b - b_t - 2h_0)}{2h_0} \quad (\text{II.34c})$$

Trong đó:

– b_t : bề rộng của tường hoặc cổ móng tại cao trình đỉnh móng.

Cốt thép chịu lực bố trí theo phương ngang trên một đơn vị chiều dài móng:

$$F_a \geq \frac{M_{\max}}{0.9R_a \cdot h_0} \quad (\text{II.36b})$$

Trong đó:

– M_{\max} : mô men uốn lớn nhất do phản lực nền gây ra tại tiết diện nguy hiểm (tiết diện đứng qua sát mép tường/cổ móng):

$$M_{\max} = \frac{r_{\max}(b - b_t)^2}{8} \quad (\text{II.37b})$$

Thép theo phương dọc bố trí theo cấu tạo.

4. TÍNH TOÁN THIẾT KẾ MÓNG MỀM (TÍNH DẦM TRÊN NỀN ĐÀN HỒI)

4.1. Khái niệm

Đối với những trường hợp nền đất tương đối yếu, nếu thiết kế móng đơn dưới các cột đòi hỏi diện tích đáy móng lớn thậm chí dẫn đến trường hợp các móng sát nhau. Phương án móng liên tục được lựa chọn thay thế. Nếu kích thước của một chiều nào đó của móng lớn hơn rất nhiều so với phương vuông góc thì móng được gọi là móng băng đơn giản (gọi ngắn gọn là móng băng). Đôi khi, việc sử dụng móng băng vẫn chưa đủ

đảm bảo điều kiện đầu tiên về giới hạn tải trọng, một hình thức cấu tạo móng băng giao nhau được đề xuất bao gồm các móng băng đơn giản liên kết với nhau tại các vị trí tiếp nhận tải trọng (vị trí cột).

Do kích thước của một chiều tương đối lớn, độ cứng của móng theo chiều đó trở nên nhỏ, biến dạng của móng theo phương đó không thể bỏ qua, chuyển vị thay đổi dẫn đến phân phối lại ứng suất tiếp xúc theo phương dọc. Sự phân phối lại ứng suất tiếp xúc làm thay đổi căn bản nội lực trong móng nên cần được kiểm soát. Việc tính toán thiết kế móng băng mềm gắn chặt với việc tính toán xác định nội lực trong móng. Nếu ta coi móng băng như một dầm đặt trên nền đất và chịu tải trọng từ công trình, chuyển vị của nền, và do đó, của dầm cùng phản lực đất lên đáy dầm cần được xác định trước tiên. Nói chung, quan hệ giữa chuyển vị của nền với phản lực phụ thuộc rất nhiều yếu tố. Trong tính toán thực tế, với phản lực nền hạn chế theo (II.11), có thể chấp nhận nền có đặc tính “đàn hồi” với độ cứng tương ứng. Quan hệ giữa phản lực nền, r , với chuyển vị đứng tương ứng, y , tại một điểm bất kỳ có thể được mô tả bởi các công thức, chẳng hạn, theo Winkler:

$$r = cy \quad (II.39)$$

Trong đó: c là hệ số nền, xác định từ thí nghiệm bèn nén. Trong trường hợp thiếu số liệu thí nghiệm, có thể lấy các giá trị cho trong bảng II.8 sau cho tính toán sơ bộ.

BẢNG II.8. GIÁ TRỊ HỆ SỐ NỀN

Tính chất chung của nền	Tên đất	c (kN/m ³)
Đất ít chặt	Đất chảy	$(1 \div 5) \cdot 10^3$
	Cát mới lấp	
	Sét ướt	
Đất chặt vừa	Cát đắp đã ổn định	$(5 \div 50) \cdot 10^3$
	Sỏi đắp	
	Sét ẩm	
Đất chặt	Cát chặt đắp từ lâu	$(50 \div 100) \cdot 10^3$
	Sỏi chặt đắp từ lâu	
	Cuội	
	Sét ít ẩm	
Đất rất chặt	Cát pha được nén nhân tạo	$(100 \div 200) \cdot 10^3$
	Sét cứng	
Đất cứng	Đá mềm, nứt nẻ	$(200 \div 1000) \cdot 10^3$
	Đá vôi	
	Sa thạch	

Tính toán móng băng trở thành tính toán dầm trên nền “đàn hồi” với nội dung xác định nội lực trong móng thông qua việc xác định phản lực đất nền lên đáy móng. Do đó, việc tính toán thiết kế móng băng mềm bao gồm các bước cơ bản sau:

- Xác định sơ bộ bề rộng móng tương tự móng băng cứng với giả thiết phản lực đất phân bố đều.
- Lựa chọn sơ bộ kết cấu móng phù hợp với bề rộng móng nói trên.
- Tính toán chuyển vị móng, phản lực đất và nội lực trong móng theo sơ đồ dầm trên nền đàn hồi.
- Kiểm tra sự đáp ứng các yêu cầu của các trạng thái giới hạn của nền. Nếu không thỏa mãn, làm thỏa mãn bằng cách tăng kích thước móng hoặc tăng độ cứng móng (sửa đổi kết cấu lựa chọn) và xác định lại nội dung bước thứ 3.
- Thiết kế cốt thép móng trên cơ sở kết quả bước 3.

4.2. Tính toán nội lực dầm có tiết diện đều trên nền đồng nhất

4.2.1. Phương trình cơ bản và nghiệm tổng quát

Khảo sát một dầm trên nền đàn hồi như hình II.19. Dầm có chiều dài $2l \gg$ bề rộng b và chiều cao h . Giả thiết rằng tiết diện ngang của dầm luôn phẳng và có độ cứng chống uốn EJ . Gọi tải trọng ngoài tác dụng lên dầm (quy về đường trục dầm) là $q(x)$, P_0 , M_0 và phản lực nền tương ứng (quy về đường trục dầm) là $r(x)$.

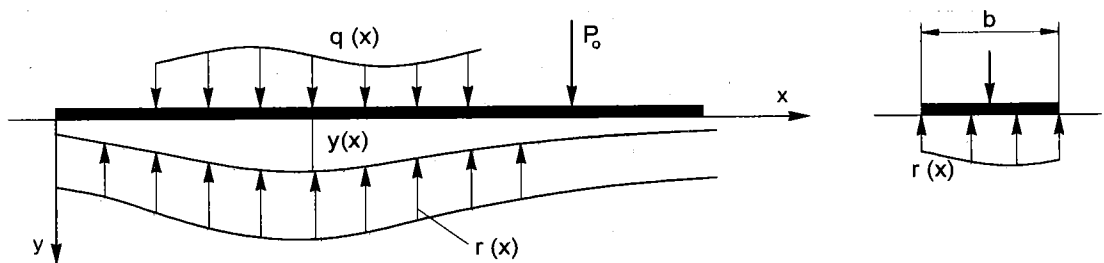
Chuyển vị đứng $y(x)$ của trục dầm tuân theo phương trình vi phân:

$$EJy^{IV}(x) = q(x) - r(x) \quad (II.40)$$

Thay $r(x) = bc y(x)$

trong đó c là hệ số nền của đất (theo mô hình Winkler), ta có :

$$EJy^{IV}(x) + bc y(x) = q(x) \quad (II.41)$$



Hình II.19. Sơ đồ phân tích dầm trên nền đàn hồi

Đặt $\alpha = \sqrt[4]{\frac{bc}{4EJ}}$, ta có:

$$y^{IV}(x) + 4\alpha^4 y(x) = q(x)/EJ \quad (II.42)$$

được gọi là phương trình vi phân cơ bản của dầm trên nền đàn hồi.

Nghiệm tổng quát cho trường hợp tải trọng ngoài $q(x) = 0$

Trường hợp không có tải trọng phân bố trên dầm, phương trình (II.42) trở nên thuần nhất có dạng:

$$y^{IV}(x) + 4\alpha^4 y(x) = 0 \quad (\text{II.43})$$

Nghiệm riêng của II.43 có dạng $y = Ce^{kx}$ trong đó k là nghiệm của phương trình đặc trưng :

$$k^4 + 4\alpha^4 = 0$$

Giải ra ta được $k = \pm\alpha(1-i)$ và $k = \pm i\alpha(1-i)$.

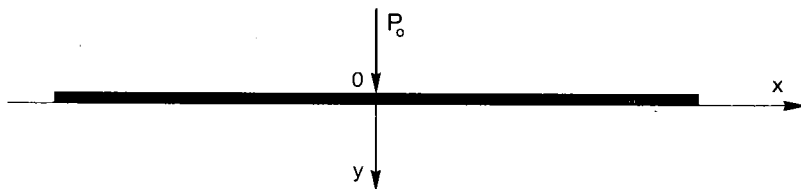
Nghiệm tổng quát của phương trình (II.43) có dạng:

$$y(x) = C_1 e^{\alpha x} \cos \alpha x + C_2 e^{\alpha x} \sin \alpha x + C_3 e^{-\alpha x} \cos \alpha x + C_4 e^{-\alpha x} \sin \alpha x \quad (\text{II.44})$$

có được từ tổ hợp tuyến tính các nghiệm riêng trong đó C_i là các hằng số xác định từ điều kiện biên cụ thể của từng bài toán.

Trong thực tế, các tải trọng phân bố trên dầm móng có thể gần đúng đưa về các lực tập trung đặt tại các vị trí thích hợp tương ứng do đó phần lớn các bài toán dầm trên nền đàn hồi chấp nhận nghiệm tổng quát II.44. Các trường hợp riêng sau đây được nghiên cứu để tìm các hằng số tích phân tương ứng.

4.2.2. Dầm dài vô hạn chịu tác dụng một lực tập trung thẳng đứng tại một điểm



Hình II.20. Dầm dài vô hạn chịu tác dụng một lực tập trung thẳng đứng

Chọn gốc tọa độ ở điểm đặt tải trọng. Bài toán đối xứng qua gốc tọa độ. Điều kiện biên sau đây nghiệm đúng cho dầm dài vô hạn:

– Khi $x \rightarrow \infty, y = 0$:

Thay $x = \infty$ vào (II.44) ta có:

$y(x) = C_1 e^{\alpha x} \cos \alpha x + C_2 e^{\alpha x} \sin \alpha x = 0$ hay $C_1 = C_2 = 0$. Nghiệm tổng quát (II.44) được viết lại thành:

$$y(x) = C_3 e^{-\alpha x} \cos \alpha x + C_4 e^{-\alpha x} \sin \alpha x \quad (\text{II.45})$$

Phương trình (II.45) biểu diễn độ võng của dầm dài vô hạn.

Do tính chất đối xứng, các điều kiện biên sau đây nghiệm đúng:

- Tại $x = 0$, góc xoay $\varphi = y' = 0$

$$y'(x) = C_3 \{-\alpha e^{-\alpha x} \cos \alpha x + e^{-\alpha x} (-\sin \alpha x) \alpha\} + C_4 \{-\alpha e^{-\alpha x} \sin \alpha x + \alpha e^{-\alpha x} \cos \alpha x\}$$

$$y'(x) = -\alpha C_3 e^{-\alpha x} [\cos \alpha x + \sin \alpha x] + \alpha C_4 e^{-\alpha x} [\cos \alpha x - \sin \alpha x]$$

thay $x = 0$, ta có:

$$y'(x=0) = \alpha(C_4 - C_3) = 0 \Rightarrow C_3 = C_4 = C$$

Phương trình (II.45) trở thành :

$$y(x) = Ce^{-\alpha x} [\cos \alpha x + \sin \alpha x] \quad (\text{II.46})$$

- Tại $x = 0_+$, lực cắt $Q(x) = -EJy'''(x) = -\frac{P_0}{2}$ hay $y'''(x) = \frac{P_0}{2EJ}$

Lấy đạo hàm phương trình II.46 lần lượt ta có :

$$y'(x) = -\alpha Ce^{-\alpha x} [\cos \alpha x + \sin \alpha x] + Ce^{-\alpha x} [-\alpha \sin \alpha x + \alpha \cos \alpha x]$$

$$y'(x) = -2\alpha Ce^{-\alpha x} \sin \alpha x$$

$$y''(x) = 2\alpha^2 Ce^{-\alpha x} \sin \alpha x + [-2\alpha Ce^{-\alpha x} (\alpha \cos \alpha x)]$$

$$y''(x) = 2\alpha^2 Ce^{-\alpha x} [\sin \alpha x - \cos \alpha x]$$

$$y'''(x) = -2\alpha^3 Ce^{-\alpha x} [\sin \alpha x - \cos \alpha x] + 2\alpha^2 Ce^{-\alpha x} [\alpha \cos \alpha x + \alpha \sin \alpha x]$$

$$y'''(x) = 4\alpha^3 Ce^{-\alpha x} \cos \alpha x$$

tại $x = 0$:

$$y'''(x=0) = 4\alpha^3 C = \frac{P_0}{2EJ} \Rightarrow C = \frac{P_0}{8\alpha^3 EJ}$$

Vậy, độ võng của dầm dài vô hạn chịu tải trọng lực tập trung thẳng đứng tại một điểm có phương trình :

$$y(x) = \frac{P_0}{8\alpha^3 EJ} e^{-\alpha x} [\cos \alpha x + \sin \alpha x] \quad (\text{II.47})$$

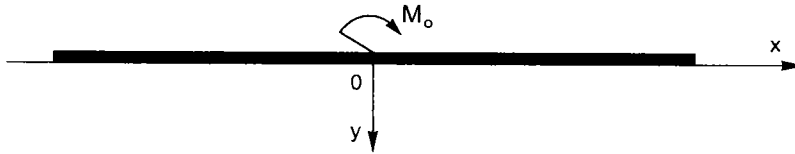
Do đó :

$$r(x) = bcy(x) = \frac{P_0 \alpha}{2} e^{-\alpha x} [\cos \alpha x + \sin \alpha x] \quad (\text{II.48})$$

$$Q(x) = -\frac{P_0}{2} e^{-\alpha x} \cos \alpha x \quad (\text{II.49})$$

$$M(x) = \frac{P_0}{4\alpha} e^{-\alpha x} [\cos \alpha x - \sin \alpha x] \quad (\text{II.50})$$

4.2.3. Dầm dài vô hạn chịu mômen tập trung tại một điểm



Hình II.21. Dầm dài vô hạn chịu tác dụng của mô men tập trung

Gốc tọa độ chọn như hình vẽ, chuyển vị trục dầm phản đối xứng tương ứng với các điều kiện biên sau:

– Tại $x = 0, y = 0$: Thay $x = 0$ vào (II.45) ta có :

$$y(x = 0) = C_3 = 0$$

hay :
$$y(x) = C_4 e^{-\alpha x} \sin \alpha x \quad (II.51)$$

– Tại $x = 0$, mômen $M(x) = -EJy''(x) = \frac{M_0}{2}$, $y''(x) = -\frac{M_0}{2EJ}$

Lần lượt lấy đạo hàm II.51 theo x ta có:

$$y'(x) = -\alpha C_4 e^{-\alpha x} \sin \alpha x + \alpha C_4 e^{-\alpha x} \cos \alpha x = \alpha C_4 e^{-\alpha x} (\cos \alpha x - \sin \alpha x)$$

$$\begin{aligned} y''(x) &= -\alpha^2 C_4 e^{-\alpha x} (\cos \alpha x - \sin \alpha x) - \alpha^2 C_4 e^{-\alpha x} (\sin \alpha x + \cos \alpha x) \\ &= -2\alpha^2 C_4 e^{-\alpha x} \cos \alpha x \end{aligned}$$

thay $x = 0$ ta được:

$$M(x = 0) = 2\alpha^2 C_4 EJ = \frac{M_0}{2} \Rightarrow C_4 = \frac{M_0}{4\alpha^2 EJ}$$

Vậy, đường trục võng của dầm có phương trình :

$$y(x) = \frac{M_0}{4\alpha^2 EJ} e^{-\alpha x} \sin \alpha x \quad (II.52)$$

suy ra:

$$r(x) = \alpha^2 M_0 e^{-\alpha x} \sin \alpha x \quad (II.53)$$

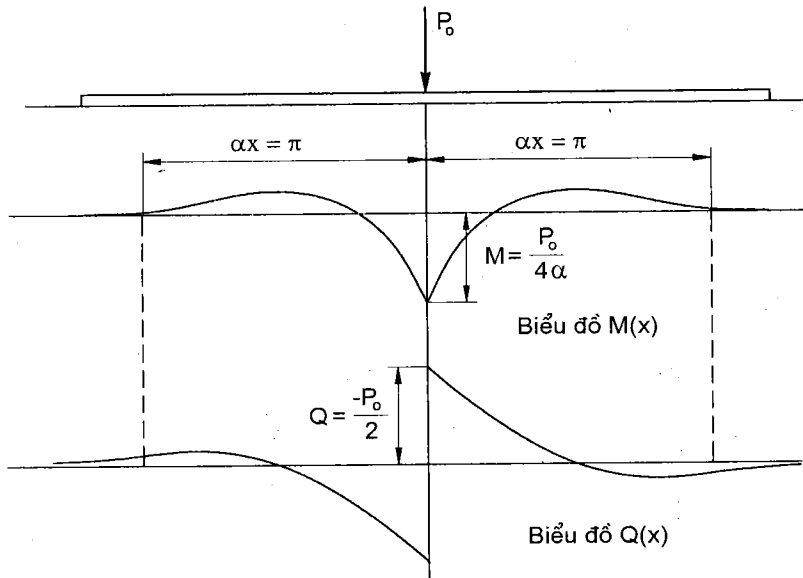
$$Q(x) = -\frac{\alpha M_0}{2} e^{-\alpha x} [\cos \alpha x + \sin \alpha x] \quad (II.54)$$

$$M(x) = \frac{M_0}{2} e^{-\alpha x} \cos \alpha x \quad (II.55)$$

Điều kiện chấp nhận dầm là dài vô hạn.

Hình II.22 biểu diễn biểu đồ nội lực trong dầm dài vô hạn chịu tải trọng tập trung ở giữa nhịp theo các phương trình II.49 và II.50 trên đây. Khảo sát biến thiên các hàm

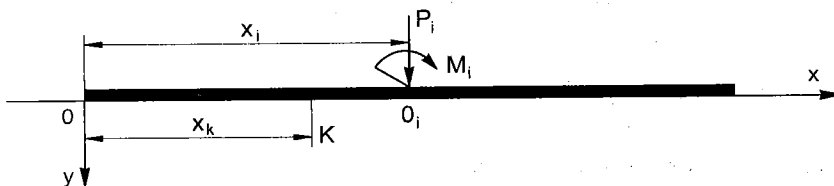
nội lực dầm theo x ta thấy đồ thị hàm số có dạng hình sóng hình sin tắt dần với bước $\alpha l = 2\pi$. Chuyển vị đứng của dầm tại $\alpha x = 2\pi$ có giá trị xấp xỉ 0.2% so với chuyển vị tại $\alpha x = 0$ (vị trí đặt tải trọng). Do vậy, khi mút dầm cách vị trí đặt tải một khoảng $l_m \geq 2\pi/\alpha$ có thể coi dầm theo hướng đó là dài vô hạn. Trong thực tế, khi $l_m \geq \pi/\alpha$ đã có thể coi dầm theo hướng đó là dài vô hạn với sai số không quá 5% (với $\alpha x = \pi$, chuyển vị của dầm bằng 4.3% so với tại vị trí đặt tải trọng) và cho phép áp dụng các kết quả nêu trên để phân tích nội lực dầm. Ngoài ra, nếu từ vị trí tải trọng đến mút dầm bên trái thỏa mãn điều kiện vô hạn ta nói rằng dầm vô hạn về bên trái; từ vị trí tải trọng đến mút dầm bên phải thỏa mãn điều kiện vô hạn – dầm vô hạn về bên phải.



Hình II.22. Biểu đồ nội lực trong dầm dài vô hạn chịu lực tập trung P

4.2.4. Dầm đồng thời chịu nhiều tải trọng tập trung

Trường hợp dầm chịu đồng thời nhiều tải trọng tập trung trong đó vị trí của tải trọng gần mút dầm nhất (cả về hai phía) thỏa mãn điều kiện nói trên, nội lực trong dầm được xác định theo nguyên lý cộng tác dụng: nội lực tại một tiết diện bất kỳ do tất cả các tải trọng gây ra bằng tổng nội lực tại tiết diện đó do các tải trọng riêng rẽ gây ra.



Hình II.23. Dầm chịu tác động đồng thời nhiều tải trọng

Gốc tọa độ chọn như hình vẽ, tọa độ tiết diện cần khảo sát K là x_k , tọa độ điểm đặt lực thứ i là x_i .

Chuyển vị đứng tại tiết diện K, y_{ki} , do tải trọng đặt tại x_i gây ra xác định theo :

$$y_{ki} = \frac{P_i}{8\alpha^3 EJ} e^{-\alpha\delta_i} [\cos\alpha\delta_i + \sin\alpha\delta_i] + \frac{M_i}{4\alpha^2 EJ} e^{-\alpha\delta_i} \sin\alpha\delta_i$$

trong đó: $\delta_i = (x_i - x_k)$.

Chuyển vị đứng tại K do tất cả các tải trọng gây ra, $y(x_k)$, xác định theo :

$$y(x_k) = \sum_{i=1}^n y_{ki}$$

$$y(x_k) = \sum_{i=1}^n \frac{P_i}{8\alpha^3 EJ} e^{-\alpha\delta_i} [\cos\alpha\delta_i + \sin\alpha\delta_i] + \sum_{i=1}^n \frac{M_i}{4\alpha^2 EJ} e^{-\alpha\delta_i} \sin\alpha\delta_i \quad (\text{II.56})$$

Tương tự, lực cắt và mômen tại K xác định theo :

$$Q(x_k) = -\sum_{i=1}^n \frac{P_i}{2} e^{-\alpha\delta_i} \cos\alpha\delta_i - \sum_{i=1}^n \frac{\alpha M_i}{2} e^{-\alpha\delta_i} [\cos\alpha\delta_i + \sin\alpha\delta_i] \quad (\text{II.57})$$

$$M(x_k) = \sum_{i=1}^n \frac{P_i}{4\alpha} e^{-\alpha\delta_i} [\cos\alpha\delta_i - \sin\alpha\delta_i] + \sum_{i=1}^n \frac{M_i}{2} e^{-\alpha\delta_i} \cos\alpha\delta_i \quad (\text{II.58})$$

4.2.5. Dầm bán vô hạn chịu tải trọng tập trung ở đầu mút



Hình II.24. Dầm chịu tác dụng của tải trọng đặt ở đầu mút

Chuyển vị dầm tuân theo phương trình (II.45) với các điều kiện biên:

tại $x = 0$: $Q(x = 0_+) = -P_0$; $M(x = 0_+) = M_0$.

Thay $x = 0$ vào phương trình xác định $Q(x)$ và $M(x)$ ta xác định được C_3 tương ứng trong II.45:

$$C_3 = \frac{P_0}{2\alpha^3 EJ} - \frac{M_0}{2\alpha^2 EJ}$$

$$C_4 = \frac{M_0}{2\alpha^2 EJ}$$

Cuối cùng, chuyển vị của dầm bán vô hạn chịu tải trọng tập trung ở đầu mút tuân theo phương trình:

$$y(x) = \left(\frac{P_0}{2\alpha^3 EJ} - \frac{M_0}{2\alpha^2 EJ} \right) e^{-\alpha x} \cos \alpha x + \frac{M_0}{2\alpha^2 EJ} e^{-\alpha x} \sin \alpha x \quad (II.59)$$

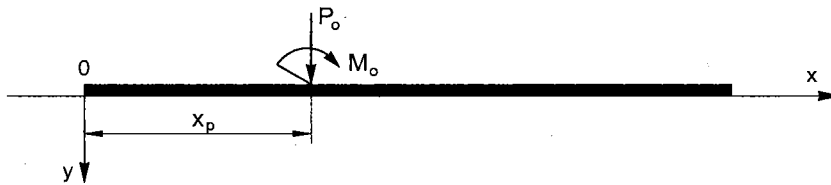
Nội lực trong dầm xác định theo :

$$\begin{aligned} Q(x) &= \alpha M_0 e^{-\alpha x} [\cos \alpha x + \sin \alpha x] - (P_0 - \alpha M_0) e^{-\alpha x} [\cos \alpha x - \sin \alpha x] \\ &= 2\alpha M_0 e^{-\alpha x} \cos \alpha x - P_0 e^{-\alpha x} [\cos \alpha x - \sin \alpha x] \end{aligned} \quad (II.60)$$

$$M(x) = \left(\frac{P_0}{\alpha} - M_0 \right) e^{-\alpha x} \sin \alpha x + M_0 e^{-\alpha x} \cos \alpha x \quad (II.61)$$

4.2.6. Dầm chịu tải trọng gần đầu mút - phương pháp bù tải trọng

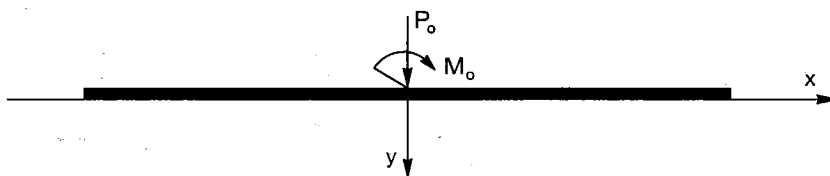
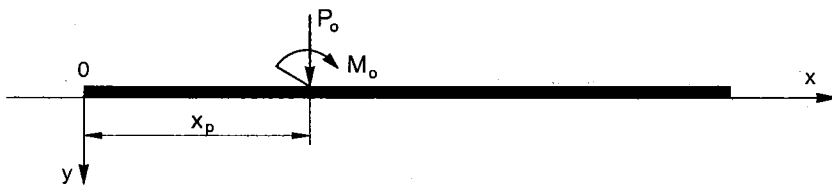
Khảo sát dầm chịu tải trọng tập trung tại điểm cách đầu mút, chẳng hạn bên trái, không vượt ra ngoài yêu cầu dài vô hạn: $\alpha x_p \leq \pi/2$



Hình II.25. Dầm chịu tác dụng của tải trọng gần đầu mút

Chuyển vị và nội lực trong dầm được xác định theo phương pháp bù tải trọng với nội dung như sau:

Biết rằng, với tải trọng đang xét (trên sơ đồ a), nội lực tại mút trái dầm luôn bằng 0. Nếu kéo dài dầm về bên trái để trở thành dầm vô hạn (sơ đồ b), nội lực tại O tồn tại khác không. Dầm bán vô hạn chịu tải trọng P_b và M_b tại O (sơ đồ c) sao cho tổng nội lực tại O trong hai trường hợp (b và c) triệt tiêu sẽ là kết quả bài toán (a) đang xét. Giá trị của P_b và M_b được gọi là các giá trị tải trọng bù và được xác định như sau:





c) Sơ đồ tải trọng bù ở mút dầm bán vô hạn

Hình II.26. Sơ đồ phân tích tải trọng bù: "a" = "b" + "c"

– Gọi mômen và lực cắt tại O do bài toán (b) gây ra là Q_1 và M_1 , thay $x = x_p$ vào II.49 và II.54 ta có :

$$Q_1 = -\frac{P_0}{2} e^{-\alpha x_p} \cos \alpha x_p - \frac{\alpha M_0}{2} e^{-\alpha x_p} [\cos \alpha x_p + \sin \alpha x_p]$$

Tương tự vào II.50 và II.55 :

$$M_1 = \frac{P_0}{4\alpha} e^{-\alpha x_p} [\cos \alpha x_p - \sin \alpha x_p] + \frac{M_0}{2} e^{-\alpha x_p} \cos \alpha x_p$$

– Mômen và lực cắt tại O do bài toán (c) gây ra là Q_2 và M_2 , thay $x = 0$ vào II.60 và II.61 ta có:

$$Q_2 = 2\alpha M_b - P_b$$

$$M_2 = M_b$$

Tổng nội lực tại O phải bằng 0, tức là:

$$Q_1 + Q_2 = 0$$

$$M_1 + M_2 = 0$$

– Giải ra ta được tải trọng bù P_b và M_b :

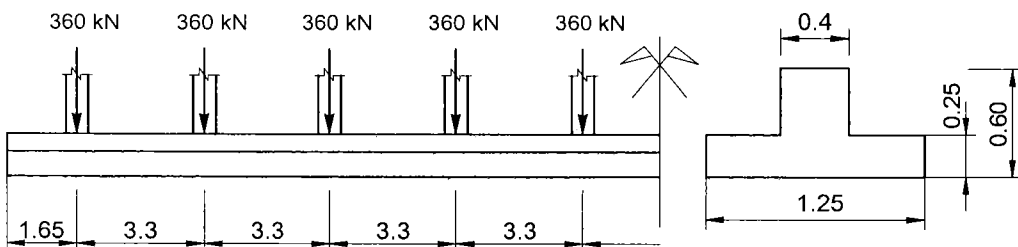
$$M_b = -M_1 \tag{II.62}$$

$$P_b = -2\alpha M_1 - Q_1 \tag{II.63}$$

Ví dụ II.7

Tính toán nội lực trong móng băng BTCT dưới hàng cột, kích thước ban đầu và tải trọng như trên hình II.27. Bê tông dầm móng B25. Hệ số nền $c = 5000 \text{ kN/m}^3$.

Giải:



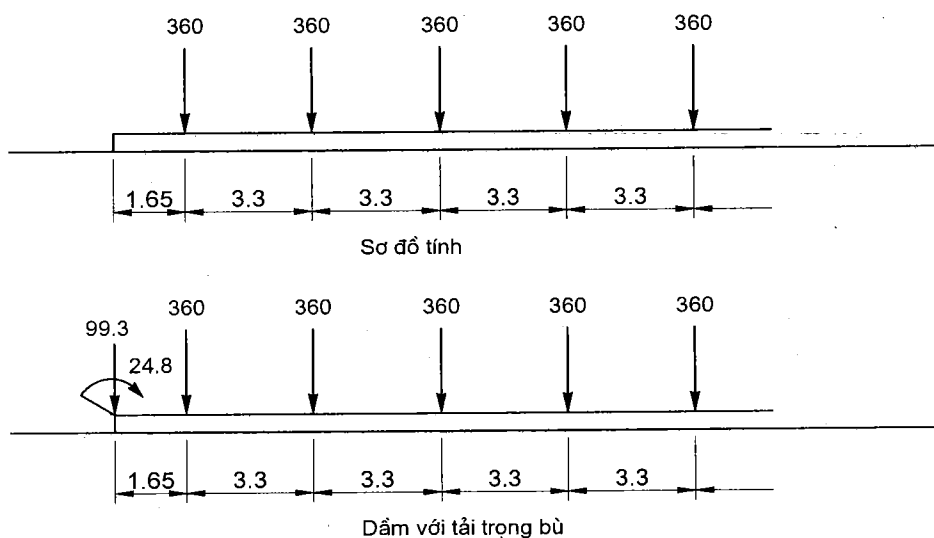
Hình II.27. Dầm móng dưới hàng cột, ví dụ II.7

Trước hết, xác định hệ số biến dạng α :

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{bc}{4EJ}}$$

$$b = 1.25\text{m}; c = 5000 \text{ kN/m}^3$$

$$bc = 5000 \times 1.25 = 6250 \text{ kN/m}^2$$



Hình II.28. Sơ đồ phân tích với tải trọng bù

$$E = 2.9 \times 10^6 \text{ MN/m}^2 = 2.9 \times 10^7 \text{ kN/m}^2, E_{tt} = 14.5 \times 10^6 \text{ MN/m}^2 = 1.45 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$$

$$J = \frac{1}{2} \frac{bh^3}{12} = 0.5 \frac{1.25 \times 0.6^3}{12} = 1.12 \times 10^{-2} \text{ m}^4$$

$$EJ = 1.45 \times 1.12 \times 10^5 \text{ kNm}^2 = 1.624 \times 10^5 \text{ kNm}^2$$

$$\frac{bc}{4EJ} = \frac{6250}{4 \times 1.624 \times 10^5} = 96.2 \times 10^{-4} \text{ m}^{-4}$$

$$\alpha = 3.13 \times 10^{-1} \text{ m}^{-1} = 0.31 \text{ m}^{-1}$$

Chiều dài tới hạn $L_{th} = \frac{\pi}{\alpha} = \frac{3.14}{0.31} = 10\text{m}$ – ba tải trọng đầu tiên phải xét ảnh hưởng

không vô hạn bằng tải trọng bù, các tải trọng còn lại coi như tải trọng lên dầm dài vô hạn. Sơ đồ phân tích đưa về tương đương như sau:

Xác định tải trọng bù:

Chọn gốc tọa độ ở nút trái dầm, tọa độ các điểm đặt lực thực sự là $x_i = 1.65 + 3.3i$; tọa độ tương đối $\alpha x_i = 0.511 + 1.023i$.

Mô men và lực cắt do các tải trọng thực gây ra ở mút trái (theo sơ đồ vô hạn) lần lượt là :

$$M_1 = \sum_{i=1}^n \frac{N_i}{4\alpha} e^{-\alpha x_i} (\cos \alpha x_i - \sin \alpha x_i)$$

thay $N_i = 360$; $\alpha = 0.31$ và $n = 3$ ta có :

$$M_1 = \frac{360}{4 \times 0.31} \sum_{i=1}^3 e^{-0.31 x_i} (\cos(0.31 x_i) - \sin(0.31 x_i))$$

lần lượt thay $x_1 = 1.65$; $x_2 = 4.95$ và $x_3 = 8.25$ ta có :

$$M_1 = -24.8 \text{ kNm}$$

Tương tự :
$$Q_1 = \sum_{i=1}^n -\frac{N_i}{2} e^{-\alpha x_i} \cos \alpha x_i = -83.9 \text{ kN}$$

Tải trọng bù tại mút trái:

$$M_b = -M_1 = 24.8 \text{ kNm}$$

$$P_b = -2\alpha M_1 - Q_1 = 15.4 + 83.9 = 99.3 \text{ kN}$$

Biểu thức mômen do riêng tải trọng bù gây ra tại tiết diện x bất kỳ (kể từ mút trái dầm) xác định theo biểu thức:

$$\begin{aligned} M_{bù} &= \left(\frac{P_b}{\alpha} - M_b \right) e^{-\alpha x} \sin \alpha x + M_b e^{-\alpha x} \cos \alpha x \\ &= 295.5 e^{-\alpha x} \sin \alpha x + 24.8 e^{-\alpha x} \cos \alpha x \end{aligned}$$

Tổng mômen tại một tiết diện bất kỳ xác định theo :

$$M(x) = M_{bù} + \sum_{i=1}^n M_i$$

trong đó M_i là mô men tại x do tải trọng tại x_i gây ra,

$$\begin{aligned} M_i &= \frac{P_i}{4\alpha} e^{-\alpha |x-x_i|} [\cos(\alpha |x-x_i|) - \sin(\alpha |x-x_i|)] \\ &= 290.3 e^{-\alpha |x-x_i|} [\cos(\alpha |x-x_i|) - \sin(\alpha |x-x_i|)] \end{aligned}$$

với $\delta x_i = |x - x_i|$ là khoảng cách từ điểm đặt của tải trọng thứ i đến tiết diện cần tính nội lực.

tại $x = 1.65$, $\alpha x = 0.31 \times 1.65 = 0.5115$

– Mô men do tải trọng bù gây ra :

$$M_{bù} = 295.5 e^{-0.5115} \sin(0.5115) + 24.8 e^{-0.5115} \cos(0.5115) = 100.0 \text{ kNm}$$

-- Mô men do các tải trọng thực P_i gây ra $M = 190.6$ kNm được diễn giải chi tiết trong bảng sau :

x	x_i	$\alpha\delta x_i$	$e^{-\alpha\delta x_i}$	$\cos(\alpha\delta x_i)$	$\sin(\alpha\delta x_i)$	M_i
1.65	1.65	0	1.00	1.00	0.00	290.3
	4.95	1.023	0.36	0.52	0.85	-34.7
	8.25	2.046	0.13	-0.46	0.89	-50.5
	11.55	3.069	0.05	-0.99	0.07	-14.4
						190.6

Tổng mô men tại tiết diện $M_{(x=1.65)} = 100.0 + 190.6 = 290.6$ kNm

Tương tự chúng ta xác định mô men uốn tại các tiết diện khác. Lưu ý đến sự có mặt các tải trọng thực tại các tiết diện khác nhau trong khoảng L_{th} về hai phía tiết diện, ta có kết quả sau:

x	0	1.65	3.30	4.95	6.6	8.25	9.9	11.55
$\sum M_i$	-24.7	190.6	41.9	159.8	-18.3	109.4	-49.3	95.0
$M_{bù}$	24.8	100.0	95.3	63.9	32.5	11.0	-0.2	-4.1
$M(x)$	0	290.6	137.2	223.7	14.2	120.4	-49.5	90.9
x	13.2	14.85	16.5	18.15	19.8	21.45		
$\sum M_i$	-53.4	95.4	-52.3	95.4	-53.4	95.0		
$M_{bù}$	-4.3	-3.0	-1.6	-0.6	0.0	0.0		
$M(x)$	-57.7	92.4	-53.9	94.8	-53.4	95.0		

Biểu đồ mô men uốn trong dầm có dạng như trên hình II.29.

Lực cắt $Q(x)$ trong dầm cũng được phân tích tính toán tương tự mô men $M(x)$. Lực cắt do riêng tải trọng bù gây ra tại tiết diện bất kỳ x xác định theo biểu thức:

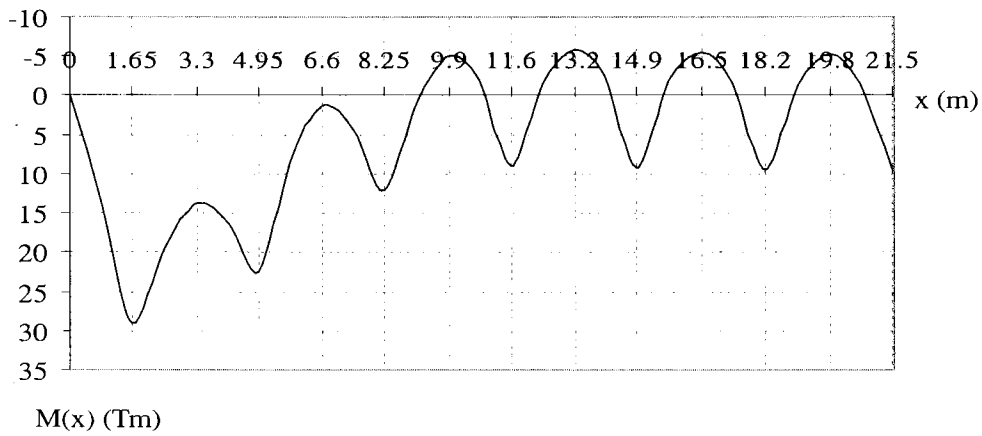
$$Q_{bù} = 2\alpha M_b \exp(-\alpha x) \cos(\alpha x) - P_b \exp(-\alpha x) [\cos(\alpha x) - \sin(\alpha x)]$$

$$= 15.4 e^{-0.31x} \cos(0.31x) - 99.3 e^{-0.31x} [\cos(0.31x) - \sin(0.31x)]$$

Lực cắt Q_i tại x do các tải trọng thực P_i gây ra xác định theo biểu thức :

$$Q_i = -\frac{P_i}{2} e^{-\alpha|x-x_i|} \cos(\alpha|x-x_i|) = -180 e^{-0.31|x-x_i|} \cos(0.31|x-x_i|)$$

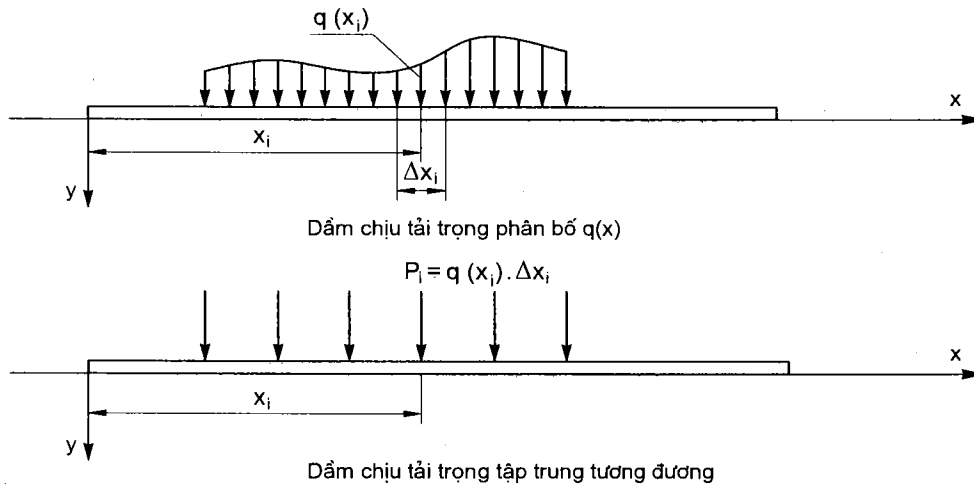
Tổng lực cắt tại x: $Q(x) = Q_{bù} + \sum Q_i$



Hình 11.29. Biểu đồ mô men uốn $M(x)$ dọc theo dầm của ví dụ 11.7.

4.2.7. Dầm chịu tác dụng của tải trọng phân bố $q = q(x)$

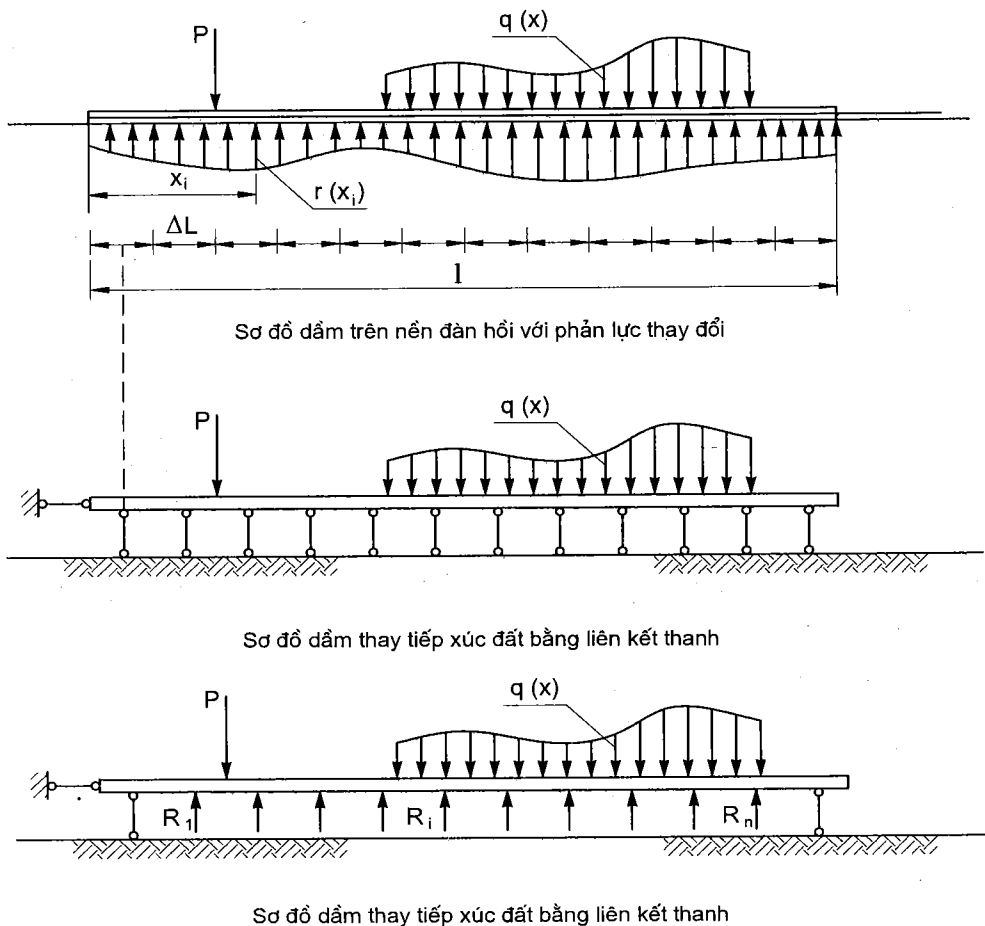
Bằng cách đưa tải trọng phân bố $q(x)$ về các lực tập trung tương đương P_i đặt tại các vị trí x_i tương ứng trong đó $P_i = \Delta x_i q(x_i)$, sử dụng các công thức ta có thể xác định nội lực tại một tiết diện bất kỳ trên dầm.



Hình 11.30. Sơ đồ đưa tải trọng phân bố $q(x)$ về các lực tập trung P_i

4.3. Tính toán dầm trên nền đàn hồi theo phương pháp Giêmoskin

Phương pháp Giêmoskin đề nghị dầm liên kết với đất tại n điểm cách đều nhau là một trong những tiếp cận sớm theo hướng phần tử hữu hạn ở mức độ đơn giản. Phản lực nền phân bố đều trên từng đoạn dầm dài Δl với cường độ r_i , tổng phản lực nền tương ứng chính là phản lực trong liên kết $R_i = r_i b c$. Việc xác định phản lực liên kết R_i theo sơ đồ kết cấu cho phép xác định được phản lực nền r_i . Dầm móng sau khi có các giá trị của phản lực nền được tính toán xác định nội lực tương tự các phương pháp phổ biến khác của Cơ học kết cấu. Phần dưới đây là nội dung chi tiết phương pháp Giêmoskin xác định các phản lực liên kết R_i . Sơ đồ thay thế dầm theo phương pháp Giêmoskin trình bày trên hình 11.31



Hình II.31. Phân tích dầm trên nền đàn hồi theo phương pháp Giêmoskin

1. Chia dầm theo chiều dài thành các đoạn bằng nhau $\Delta L = \frac{l}{n}$, trong đó n là số đoạn chia; l là chiều dài dầm móng.
2. Thay tiếp xúc đất nền với dầm bằng n liên kết (thanh liên kết) tại điểm giữa mỗi đoạn chia, nội lực trong liên kết thứ i là R_i .
3. Tại một điểm bất kỳ trên dầm được lấy làm gốc (điểm định vị). Gọi độ võng và góc xoay của điểm đó lần lượt là ω_0 và φ_0 . Tọa độ các điểm đặt liên kết là x_i xác định theo điểm gốc.
4. Gọi chuyển vị đứng tại điểm liên kết thứ k do lực $R_i = 1$ gây ra là δ_{ki} , độ võng của dầm tương ứng là ω_{ki} , độ lún của nền là S_{ki} , từ điều kiện tiếp xúc giữa đất nền với đáy dầm ta có: $\delta_{ki} = S_{ki} + \omega_{ki}$.
5. ω_{ki} xác định theo công thức Marxell – Morh có dạng:

$$\omega_{ki} = \frac{(1-\mu)}{6EJ} x_k^2 (3x_i - x_k) \quad (\text{II.64})$$

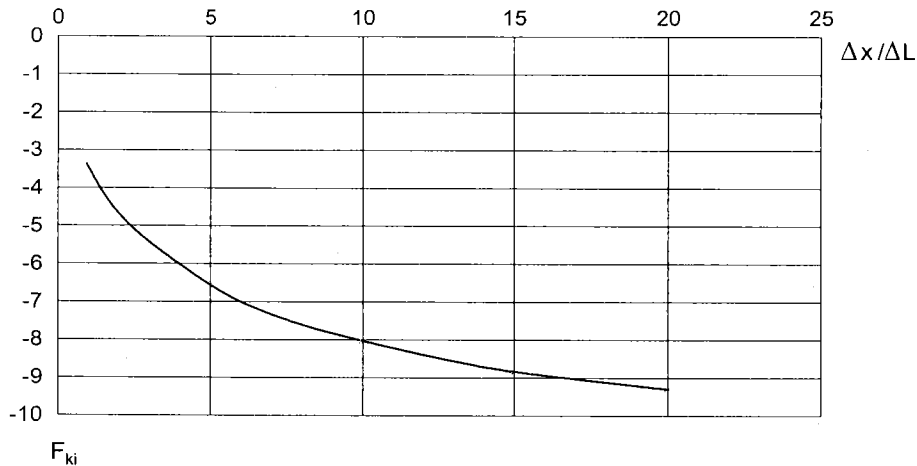
6. Xác định S_{ki} theo công thức Flamant mở rộng dưới dạng:

$$S_{ki} = \frac{(1-\mu_0)^2}{\pi E_0 \Delta L} F_{ki} \quad (II.65)$$

trong đó F_{ki} là hàm số ảnh hưởng phụ thuộc khoảng cách $\Delta x = |x_i - x_k|$:

$$F_{ki} = -2 \frac{\Delta x}{\Delta L} \ln \left(\frac{2\Delta x / \Delta L + 1}{2\Delta x / \Delta L - 1} \right) - \ln [(2\Delta x / \Delta L + 1)(2\Delta x / \Delta L - 1)] \quad (II.66)$$

Giá trị của $F_{ki} = f(\Delta x / \Delta L)$ có thể lấy theo đồ thị dưới đây:



Hình II.32. Biểu đồ xác định giá trị F_{ki} theo $\Delta x / \Delta L$

7. Hệ phương trình tuyến tính hỗn hợp sau đây là cơ sở để xác định các phản lực nền R_i :

– Phương trình chuyển vị tại điểm liên kết thứ i :

$$R_1 \delta_{i1} + R_2 \delta_{i2} + \dots + R_n \delta_{in} - \omega_0 - x_i \varphi_0 + \sum \Delta_{ip} P = 0$$

– Phương trình cân bằng theo phương đứng:

$$\sum P - \sum_{i=1}^n R_i = 0$$

$$\sum M - \sum_{i=1}^n R_i x_i = 0$$

Trong đó:

– Δ_{ip} : chuyển vị đứng tại liên kết thứ i (x_i) do tải trọng ngoài $P = 1$ gây ra, xác định tương tự δ_{ik} trong đó thay tọa độ x_k bằng x_p của tải trọng;

– $\sum P$: tổng tải trọng ngoài;

– $\sum M$: tổng mô men của các tải trọng ngoài lấy đối với điểm định vị.

Cuối cùng ta có hệ phương trình tổng quát:

$$\begin{cases} R_1 \delta_{11} + R_2 \delta_{12} + \dots + R_k \delta_{1k} + \dots + R_n \delta_{1n} - \omega_0 - x_1 \varphi_0 + \sum \Delta_{1P} P = 0 \\ R_1 \delta_{21} + R_2 \delta_{22} + \dots + R_k \delta_{2k} + \dots + R_n \delta_{2n} - \omega_0 - x_2 \varphi_0 + \sum \Delta_{2P} P = 0 \\ \dots\dots\dots \\ R_1 \delta_{n1} + R_2 \delta_{n2} + \dots + R_k \delta_{nk} + \dots + R_n \delta_{nn} - \omega_0 - x_n \varphi_0 + \sum \Delta_{nP} P = 0 \\ \sum P - \sum_{i=1}^n R_i = 0 \\ \sum M - \sum_{i=1}^n R_i x_i = 0 \end{cases}$$

8. Nghiệm của hệ là các giá trị R_i , cần tìm cùng với độ võng, ω_0 , và góc xoay, φ_0 , tại điểm gốc.

* Trong thực tế phân tích, mọi bài toán có thể đưa về tổ hợp của bài toán đối xứng và bài toán phản xứng. Đối với các bài toán đối xứng, điểm gốc nên chọn tại trục đối xứng, khi đó góc xoay tại gốc triệt tiêu: $\varphi_0 = 0$; đối với bài toán phản xứng, khi chọn điểm gốc tại tâm phản xứng ta có độ võng triệt tiêu: $\omega_0 = 0$. Bằng cách như vậy, bài toán trở nên đơn giản hơn nhờ số ẩn cần tìm giảm được một nửa.

4.4. Phương pháp phần tử hữu hạn giải bài toán dầm trên nền đàn hồi

Trong phương pháp phần tử hữu hạn (PTHH) giải bài toán dầm trên nền đàn hồi, dầm được chia làm nhiều phần tử có chiều dài bất kỳ tùy thuộc vào độ cứng của dầm và hệ số nền của đất. Mỗi phần tử được đánh dấu bởi nút đầu (i) và nút cuối ($i + 1$). Liên kết giữa đất nền với phần tử dầm và do đó với toàn bộ dầm được thay thế bằng các lò xo đàn hồi hoặc đàn hồi mở rộng đặt tại các nút. Hình II.33 cho sơ đồ phân tích một đoạn dầm đơn giản.

Tại nút i bất kỳ ta có :

$$P_i = A_i F_i$$

Trong đó : P_i là ngoại lực tại nút ; F_i là nội lực nút và A_i là hằng số liên kết tại i .

Đối với toàn bộ dầm móng, P, F là các vector cột còn A là một ma trận chữ nhật.

Quan hệ giữa biến dạng, e , tại một nút bất kỳ với chuyển vị, X , tại đó được xác định qua biểu thức: $e = BX$.

Theo nguyên lý tương hỗ của Cơ học kết cấu, $B = A^T$, do đó có thể viết lại quan hệ $e - X$ qua A : $e = A^T X$.

Quan hệ giữa nội lực F với biến dạng e : $F = Se$, trong đó S là ma trận độ cứng của hệ.

Cuối cùng ta có phương trình cơ sở của phương pháp PTHH:

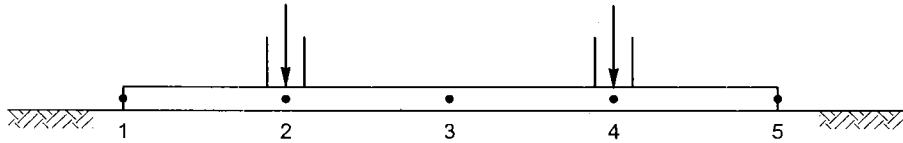
$$F = Se = SA^T X \quad (II.67)$$

do đó:

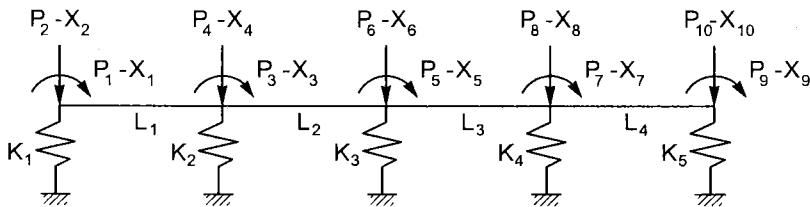
$$P = AF = ASA^T X \quad (II.68)$$

hay :

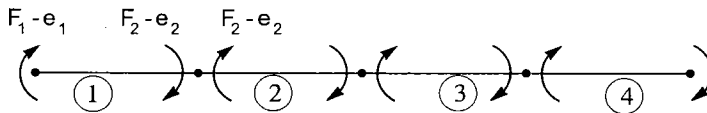
$$X = (ASA^T)^{-1} P \quad (II.69)$$



Sơ đồ dầm và phân chia phần tử



Sơ đồ phần tử với lực và chuyển vị tại nút



Sơ đồ phần tử với nội lực và biến dạng tại nút

Hình II.33. Sơ đồ phân tích dầm thành các phần tử

Các phương trình II.67 và II.69 là các phương trình cơ bản của phương pháp PTHH giải bài toán dầm trên nền đàn hồi. Việc xây dựng các ma trận A, S được tiến hành từ những trường hợp cơ bản dưới dạng phần tử mẫu có sẵn trong các tài liệu chuyên đề, chẳng hạn [32].

Trên cơ sở các phương trình cơ bản nói trên và các phần tử mẫu, nhiều phần mềm phân tích, tính toán đã được xây dựng và đã trở nên phổ biến, chẳng hạn SAFE.

BẢNG II.4A.

HỆ SỐ ỨNG SUẤT Ở TÂM HÌNH CHỮ NHẬT CHỊU TẢI TRỌNG PHÂN BỐ ĐỀU CƯỜNG ĐỘ p , $\sigma_{z0} = k_0 \times p$; $k_0 = f\left(\frac{1}{b}, \frac{z}{b}\right)$

$\frac{z/b}{l/b}$	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7
1.0	1.0000	0.9943	0.9804	0.8916	0.7997	0.7009	0.6064	0.5220	0.4492	0.3877	0.3361	0.2929	0.2568	0.2264	0.2007	0.1789	0.1603	0.1443
1.1	1.0000	0.9950	0.9648	0.9022	0.8169	0.7228	0.6310	0.5475	0.4743	0.4117	0.3586	0.3138	0.2759	0.2440	0.2168	0.1936	0.1738	0.1567
1.2	1.0000	0.9954	0.9678	0.9101	0.8300	0.7403	0.6514	0.5692	0.4962	0.4330	0.3789	0.3328	0.2937	0.2604	0.2320	0.2076	0.1867	0.1685
1.3	1.0000	0.9958	0.9700	0.9159	0.8401	0.7543	0.6682	0.5876	0.5153	0.4519	0.3972	0.3503	0.3101	0.2757	0.2462	0.2208	0.1989	0.1799
1.4	1.0000	0.9960	0.9717	0.9202	0.8480	0.7656	0.6821	0.6032	0.5317	0.4686	0.4136	0.3661	0.3251	0.2899	0.2595	0.2332	0.2105	0.1907
1.5	1.0000	0.9962	0.9728	0.9236	0.8541	0.7746	0.6935	0.6164	0.5460	0.4833	0.4283	0.3804	0.3390	0.3030	0.2719	0.2449	0.2214	0.2009
1.6	1.0000	0.9963	0.9737	0.9261	0.8589	0.7819	0.7030	0.6276	0.5583	0.4962	0.4414	0.3934	0.3516	0.3152	0.2835	0.2559	0.2318	0.2107
1.7	1.0000	0.9964	0.9744	0.9281	0.8628	0.7878	0.7108	0.6370	0.5689	0.5075	0.4530	0.4051	0.3631	0.3263	0.2942	0.2661	0.2415	0.2199
1.8	1.0000	0.9965	0.9750	0.9296	0.8658	0.7926	0.7174	0.6450	0.5780	0.5174	0.4634	0.4156	0.3735	0.3366	0.3042	0.2757	0.2507	0.2286
1.9	1.0000	0.9965	0.9754	0.9309	0.8683	0.7965	0.7228	0.6518	0.5859	0.5261	0.4726	0.4250	0.3830	0.3460	0.3134	0.2846	0.2592	0.2368
2.0	1.0000	0.9966	0.9757	0.9318	0.8703	0.7998	0.7274	0.6576	0.5927	0.5337	0.4807	0.4335	0.3916	0.3546	0.3218	0.2929	0.2672	0.2445
2.2	1.0000	0.9966	0.9762	0.9333	0.8733	0.8047	0.7344	0.6667	0.6037	0.5462	0.4943	0.4479	0.4065	0.3696	0.3368	0.3076	0.2816	0.2585
2.4	1.0000	0.9967	0.9765	0.9342	0.8753	0.8081	0.7395	0.6734	0.6119	0.5558	0.5050	0.4594	0.4186	0.3821	0.3495	0.3203	0.2942	0.2708
2.6	1.0000	0.9967	0.9767	0.9349	0.8767	0.8106	0.7431	0.6784	0.6182	0.5632	0.5135	0.4687	0.4285	0.3925	0.3601	0.3311	0.3050	0.2815
2.8	1.0000	0.9967	0.9768	0.9354	0.8777	0.8123	0.7458	0.6821	0.6229	0.5689	0.5201	0.4762	0.4366	0.4010	0.3691	0.3402	0.3143	0.2908
3.0	1.0000	0.9967	0.9769	0.9357	0.8784	0.8136	0.7478	0.6849	0.6266	0.5735	0.5254	0.4822	0.4432	0.4082	0.3766	0.3480	0.3223	0.2989
3.5	1.0000	0.9967	0.9771	0.9362	0.8796	0.8156	0.7510	0.6894	0.6326	0.5810	0.5345	0.4927	0.4550	0.4211	0.3905	0.3628	0.3376	0.3147
4.0	1.0000	0.9967	0.9772	0.9364	0.8801	0.8167	0.7527	0.6919	0.6359	0.5853	0.5398	0.4990	0.4623	0.4293	0.3996	0.3726	0.3481	0.3257
5.0	1.0000	0.9968	0.9772	0.9367	0.8806	0.8176	0.7542	0.6942	0.6391	0.5895	0.5451	0.5055	0.4700	0.4382	0.4096	0.3837	0.3602	0.3388
6.0	1.0000	0.9968	0.9773	0.9367	0.8808	0.8180	0.7548	0.6951	0.6404	0.5913	0.5474	0.5083	0.4734	0.4423	0.4143	0.3891	0.3662	0.3455
10.0	1.0000	0.9968	0.9773	0.9368	0.8810	0.8183	0.7553	0.6958	0.6416	0.5928	0.5495	0.5110	0.4768	0.4463	0.4191	0.3947	0.3727	0.3529

BẢNG II.4A. (tiếp theo)

HỆ SỐ ỨNG SUẤT Ở TÂM HÌNH CHỮ NHẬT CHỊU TẢI TRỌNG PHÂN BỐ ĐỀU CƯỜNG ĐỘ p , $\sigma_{z_0} = k_0 \times p$; $k_0 = f\left(\frac{1}{b}, \frac{z}{b}\right)$

z/b l/b	1.7	1.8	1.9	2.0	2.2	2.4	2.6	2.8	3.0	3.2	3.4	3.6	3.8	4.0	4.5
1.0	0.1443	0.1305	0.1185	0.1081	0.0908	0.0773	0.0665	0.0578	0.0507	0.0448	0.0399	0.0357	0.0321	0.0291	0.0231
1.1	0.1567	0.1419	0.1290	0.1177	0.0991	0.0844	0.0727	0.0633	0.0555	0.0491	0.0437	0.0391	0.0352	0.0319	0.0254
1.2	0.1685	0.1528	0.1391	0.1271	0.1071	0.0914	0.0788	0.0686	0.0603	0.0533	0.0475	0.0425	0.0383	0.0347	0.0276
1.3	0.1799	0.1633	0.1488	0.1361	0.1149	0.0982	0.0848	0.0739	0.0649	0.0575	0.0512	0.0459	0.0414	0.0375	0.0298
1.4	0.1907	0.1734	0.1582	0.1448	0.1225	0.1048	0.0906	0.0790	0.0695	0.0616	0.0549	0.0492	0.0444	0.0402	0.0320
1.5	0.2009	0.1830	0.1671	0.1532	0.1299	0.1113	0.0963	0.0841	0.0740	0.0656	0.0585	0.0525	0.0474	0.0429	0.0342
1.6	0.2107	0.1921	0.1757	0.1612	0.1369	0.1176	0.1019	0.0890	0.0784	0.0696	0.0621	0.0558	0.0503	0.0456	0.0364
1.7	0.2199	0.2008	0.1839	0.1690	0.1438	0.1236	0.1073	0.0939	0.0828	0.0735	0.0656	0.0590	0.0532	0.0483	0.0385
1.8	0.2286	0.2090	0.1917	0.1764	0.1504	0.1295	0.1125	0.0986	0.0870	0.0773	0.0691	0.0621	0.0561	0.0509	0.0407
1.9	0.2368	0.2168	0.1992	0.1834	0.1567	0.1352	0.1176	0.1032	0.0911	0.0810	0.0725	0.0652	0.0589	0.0535	0.0428
2.0	0.2445	0.2242	0.2062	0.1901	0.1628	0.1407	0.1226	0.1076	0.0952	0.0847	0.0758	0.0682	0.0617	0.0561	0.0449
2.2	0.2585	0.2378	0.2192	0.2026	0.1742	0.1511	0.1320	0.1162	0.1030	0.0918	0.0823	0.0742	0.0671	0.0610	0.0489
2.4	0.2708	0.2498	0.2309	0.2139	0.1847	0.1607	0.1408	0.1243	0.1104	0.0986	0.0885	0.0798	0.0724	0.0659	0.0529
2.6	0.2815	0.2603	0.2412	0.2240	0.1942	0.1695	0.1490	0.1318	0.1173	0.1050	0.0944	0.0853	0.0774	0.0706	0.0568
2.8	0.2908	0.2696	0.2504	0.2330	0.2028	0.1776	0.1566	0.1389	0.1239	0.1111	0.1001	0.0905	0.0823	0.0751	0.0606
3.0	0.2989	0.2777	0.1839	0.1690	0.1438	0.1236	0.1073	0.0939	0.0828	0.0735	0.0656	0.0590	0.0532	0.0483	0.0385
3.5	0.3147	0.2939	0.2748	0.2574	0.2267	0.2008	0.1788	0.1600	0.1438	0.1298	0.1176	0.1070	0.0977	0.0895	0.0728
4.0	0.3257	0.3053	0.2866	0.2694	0.2391	0.2132	0.1910	0.1718	0.1552	0.1407	0.1281	0.1170	0.1071	0.0984	0.0807
5.0	0.3388	0.3193	0.3013	0.2848	0.2554	0.2302	0.2083	0.1892	0.1724	0.1577	0.1446	0.1330	0.1226	0.1133	0.0941
6.0	0.3455	0.3265	0.3091	0.2932	0.2648	0.2403	0.2191	0.2004	0.1839	0.1693	0.1563	0.1446	0.1341	0.1246	0.1047
10.0	0.3529	0.3349	0.3184	0.3034	0.2768	0.2542	0.2345	0.2174	0.2022	0.1888	0.1767	0.1658	0.1559	0.1469	0.1276

HỆ SỐ ỨNG SUẤT Ở GÓC HÌNH CHỮ NHẬT CHỊU TẢI TRỌNG PHÂN BỐ ĐỀU CƯỜNG ĐỘ p , $\sigma_{zc} = k_c \times p$; $k_c = f\left(\frac{1}{b}, \frac{z}{b}\right)$

z/b l/b	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6
1.0	0.2498	0.2486	0.2455	0.2401	0.2325	0.2229	0.2119	0.1999	0.1876	0.1752	0.1632	0.1516	0.1407	0.1305	0.1210	0.1123
1.1	0.2498	0.2487	0.2460	0.2412	0.2343	0.2256	0.2154	0.2042	0.1925	0.1807	0.1690	0.1578	0.1470	0.1369	0.1274	0.1186
1.2	0.2499	0.2489	0.2464	0.2420	0.2356	0.2275	0.2180	0.2075	0.1964	0.1851	0.1738	0.1628	0.1523	0.1423	0.1329	0.1241
1.3	0.2499	0.2489	0.2466	0.2425	0.2366	0.2290	0.2200	0.2100	0.1994	0.1886	0.1777	0.1670	0.1567	0.1469	0.1376	0.1288
1.4	0.2499	0.2490	0.2468	0.2429	0.2373	0.2301	0.2215	0.2120	0.2018	0.1914	0.1809	0.1705	0.1605	0.1508	0.1416	0.1329
1.5	0.2499	0.2490	0.2469	0.2432	0.2378	0.2309	0.2227	0.2135	0.2037	0.1936	0.1835	0.1734	0.1636	0.1541	0.1451	0.1365
1.6	0.2499	0.2491	0.2470	0.2434	0.2382	0.2315	0.2236	0.2147	0.2053	0.1955	0.1856	0.1757	0.1662	0.1569	0.1480	0.1396
1.7	0.2499	0.2491	0.2471	0.2436	0.2385	0.2320	0.2243	0.2157	0.2065	0.1969	0.1873	0.1777	0.1683	0.1593	0.1505	0.1422
1.8	0.2499	0.2491	0.2472	0.2437	0.2388	0.2324	0.2249	0.2165	0.2075	0.1981	0.1887	0.1793	0.1702	0.1613	0.1527	0.1445
1.9	0.2499	0.2491	0.2472	0.2438	0.2390	0.2327	0.2253	0.2171	0.2083	0.1991	0.1899	0.1807	0.1717	0.1630	0.1545	0.1465
2.0	0.2499	0.2491	0.2472	0.2439	0.2391	0.2330	0.2257	0.2176	0.2089	0.1999	0.1909	0.1818	0.1730	0.1644	0.1561	0.1482
2.2	0.2499	0.2492	0.2473	0.2440	0.2393	0.2333	0.2262	0.2183	0.2099	0.2012	0.1924	0.1836	0.1750	0.1667	0.1586	0.1509
2.4	0.2499	0.2492	0.2473	0.2441	0.2395	0.2336	0.2266	0.2188	0.2106	0.2020	0.1934	0.1849	0.1765	0.1684	0.1605	0.1530
2.6	0.2499	0.2492	0.2474	0.2442	0.2396	0.2337	0.2268	0.2192	0.2110	0.2026	0.1942	0.1858	0.1776	0.1696	0.1619	0.1545
2.8	0.2499	0.2492	0.2474	0.2442	0.2397	0.2338	0.2270	0.2194	0.2114	0.2031	0.1947	0.1865	0.1784	0.1705	0.1630	0.1557
3.0	0.2499	0.2492	0.2474	0.2442	0.2397	0.2339	0.2271	0.2196	0.2116	0.2034	0.1951	0.1870	0.1790	0.1712	0.1638	0.1566
3.8	0.2499	0.2492	0.2474	0.2443	0.2398	0.2341	0.2274	0.2200	0.2121	0.2041	0.1960	0.1880	0.1803	0.1728	0.1656	0.1587
4.6	0.2499	0.2492	0.2474	0.2443	0.2398	0.2342	0.2275	0.2201	0.2123	0.2043	0.1963	0.1884	0.1808	0.1734	0.1663	0.1596
5.0	0.2499	0.2492	0.2474	0.2443	0.2398	0.2342	0.2275	0.2202	0.2124	0.2044	0.1964	0.1885	0.1809	0.1735	0.1665	0.1598
6.0	0.2499	0.2492	0.2474	0.2443	0.2399	0.2342	0.2275	0.2202	0.2124	0.2045	0.1965	0.1887	0.1811	0.1738	0.1668	0.1601



BẢNG II.4B. (tiếp theo, lưu ý sự đổi chiều của phần này)

HỆ SỐ ỨNG SUẤT Ở GÓC HÌNH CHỮ NHẬT CHỊU TẢI TRỌNG PHÂN BỐ ĐỀU CƯỜNG ĐỘ p , $\sigma_{zC} = k_C \times p$; $k_C = f\left(\frac{1}{b}, \frac{z}{b}\right)$

z/b \ l/b	1.0	1.1	1.2	1.3	1.4	1.5	1.6	1.7	1.8	1.9	2.0	2.2	2.4	2.6	2.8	3.0	3.8
1.7	0.1043	0.1104	0.1159	0.1206	0.1248	0.1284	0.1316	0.1343	0.1367	0.1388	0.1406	0.1436	0.1458	0.1475	0.1488	0.1498	0.1522
1.8	0.0969	0.1029	0.1083	0.1130	0.1172	0.1208	0.1240	0.1269	0.1294	0.1315	0.1334	0.1365	0.1389	0.1408	0.1422	0.1434	0.1460
2.0	0.0840	0.0542	0.0947	0.0993	0.1034	0.1071	0.1103	0.1133	0.1158	0.1181	0.1202	0.1236	0.1263	0.1284	0.1300	0.1314	0.1345
5	0.0602	0.0322	0.0691	0.0731	0.0767	0.0801	0.0832	0.0860	0.0886	0.0910	0.0931	0.0969	0.1000	0.1025	0.1046	0.1063	0.1107
3.0	0.0447	0.0211	0.0519	0.0552	0.0583	0.0612	0.0640	0.0665	0.0689	0.0712	0.0732	0.0769	0.0801	0.0828	0.0851	0.0870	0.0923
3.5	0.0343	0.0148	0.0401	0.0428	0.0454	0.0479	0.0503	0.0525	0.0546	0.0566	0.0585	0.0620	0.0650	0.0677	0.0700	0.0720	0.0778
4.0	0.0270	0.0109	0.0318	0.0340	0.0362	0.0383	0.0403	0.0422	0.0441	0.0459	0.0475	0.0507	0.0535	0.0560	0.0582	0.0603	0.0663
5.0	0.0179	0.0084	0.0212	0.0228	0.0243	0.0259	0.0273	0.0288	0.0301	0.0315	0.0328	0.0353	0.0376	0.0397	0.0417	0.0435	0.0493

HỆ SỐ ỨNG SUẤT k_2 TẠI ĐIỂM BẤT KỲ DƯỚI TẢI TRỌNG HÌNH BẢNG PHÂN BỐ ĐỀU CƯỜNG ĐỘ: $p; \sigma_z = k_2 \times p; k_2 = f(x/b, z/b)$

x/b z/b	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.75	1.00	1.25	1.50	2	3
0.10	0.9968	0.9960	0.9925	0.9793	0.9089	0.4998	0.0112	0.0016	0.0005	0.0002	0.0000	0.0000
0.20	0.9773	0.9728	0.9552	0.9061	0.7727	0.4984	0.0587	0.0109	0.0034	0.0014	0.0004	0.0000
0.30	0.9368	0.9277	0.8955	0.8245	0.6910	0.4948	0.1196	0.0300	0.0103	0.0045	0.0013	0.0002
0.40	0.8810	0.8689	0.8295	0.7546	0.6379	0.4886	0.1729	0.0558	0.0214	0.0097	0.0029	0.0005
0.50	0.8183	0.8055	0.7656	0.6961	0.5978	0.4797	0.2137	0.0839	0.0358	0.0172	0.0053	0.0010
0.60	0.7554	0.7432	0.7066	0.6459	0.5639	0.4684	0.2431	0.1110	0.0520	0.0264	0.0086	0.0017
0.70	0.6960	0.6852	0.6533	0.6016	0.5336	0.4551	0.2632	0.1350	0.0689	0.0369	0.0127	0.0026
0.80	0.6417	0.6325	0.6054	0.5620	0.5055	0.4405	0.2763	0.1553	0.0853	0.0481	0.0176	0.0038
0.90	0.5931	0.5853	0.5626	0.5264	0.4793	0.4250	0.2840	0.1719	0.1006	0.0595	0.0230	0.0052
1.00	0.5498	0.5433	0.5243	0.4941	0.4548	0.4092	0.2876	0.1848	0.1142	0.0706	0.0289	0.0069
1.25	0.4618	0.4576	0.4454	0.4259	0.4003	0.3700	0.2851	0.2045	0.1407	0.0952	0.0443	0.0119
1.50	0.3958	0.3931	0.3850	0.3720	0.3548	0.3341	0.2735	0.2112	0.1568	0.1139	0.0593	0.0180
1.75	0.3453	0.3435	0.3379	0.3290	0.3170	0.3024	0.2583	0.2102	0.1650	0.1266	0.0723	0.0246
2.00	0.3058	0.3044	0.3005	0.2941	0.2855	0.2749	0.2421	0.2047	0.1677	0.1342	0.0829	0.0314
3.00	0.2084	0.2079	0.2066	0.2045	0.2016	0.1979	0.1859	0.1707	0.1538	0.1362	0.1028	0.0540
4.00	0.1575	0.1573	0.1568	0.1558	0.1545	0.1529	0.1473	0.1401	0.1315	0.1220	0.1020	0.0657
5.00	0.1265	0.1264	0.1261	0.1256	0.1249	0.1240	0.1211	0.1171	0.1123	0.1068	0.0945	0.0690
10.0	0.0636	0.0635	0.0635	0.0634	0.0634	0.0632	0.0629	0.0623	0.0616	0.0608	0.0588	0.0535
20.0	0.0318	0.0318	0.0318	0.0318	0.0318	0.0318	0.0317	0.0317	0.0316	0.0315	0.0312	0.0304



Chương 3

THIẾT KẾ XỬ LÝ NỀN ĐẤT YẾU

1. KHÁI NIỆM VỀ NỀN ĐẤT YẾU VÀ XỬ LÝ NỀN ĐẤT YẾU

1.1. Khái niệm chung

Nền đất yếu được hiểu là các dạng cấu trúc địa tầng tự nhiên mà khi sử dụng làm nền công trình có thể gây hậu quả bất lợi, không thể thỏa mãn các trạng thái giới hạn: công trình có thể mất ổn định; có thể lún, nghiêng vượt quá giới hạn cho phép hoặc lún kéo dài làm cản trở việc hoàn thiện công trình, đưa vào sử dụng một cách bình thường đúng thời hạn mong muốn. Đất yếu phần lớn do bản chất tự nhiên của chúng, một phần do tải trọng công trình lớn. Các loại đất yếu thường gặp chủ yếu do bản chất của chúng bao gồm các loại sau:

– Bùn các loại: các loại đất dính có độ sệt lớn, các chỉ tiêu đặc trưng cho tính chất cơ học có giá trị thấp. Các giá trị thí nghiệm cơ bản thường gặp trong các khoảng đặc trưng sau: $B > 1$; $W > W_{ch}$; $e_0 > 1.1$ đối với đất bùn cát pha, $e_0 > 1.5$ đối với bùn sét, bùn sét pha; $q_c < 300 \div 500$ kPa; $N < 1 \div 2$.

– Cát bụi rời bão hoà nước có độ chặt tương đối $D < 0.2$; $q_c < 1000$ kPa và $N < 4$.

Ở nước ta, đất yếu chủ yếu là các loại bùn, phân bố trên phạm vi rộng các vùng đồng bằng và vùng ven biển có nguồn gốc thuộc trầm tích trẻ. Trong phạm vi giáo trình này, việc tính toán xử lý nền đất yếu tập trung các loại như vậy.

Việc xử lý nền đất yếu thường chỉ đặt ra khi lựa chọn giải pháp móng nông có hoặc không có kết hợp xử lý kết cấu bên trên. Tùy thuộc mục đích chính cần cải thiện, nhiều phương pháp xử lý nền khác nhau có thể xem xét, lựa chọn. Các mục đích chủ yếu thuộc các loại:

- Xử lý nền nhằm tăng cường độ của đất;
- Xử lý giảm độ lún của đất;
- Xử lý tăng tốc độ lún (rút ngắn thời gian lún).

Mặc dù mục tiêu chính của giải pháp xử lý nền thường tập trung vào một yêu cầu cụ thể nhưng các khía cạnh khác cũng được cải thiện rất đáng kể. Chẳng hạn, khi xử lý làm tăng tốc độ lún bằng cách đưa cọc cát vào trong đất chúng ta đã tạo ra biên thoát nước nhân tạo làm giảm chiều dài đường thoát nước do đó làm tăng được tốc độ cố kết của đất nền nhưng đồng thời việc đưa cát vào đã làm tăng góc ma sát trong chung của nền và do đó đã làm tăng cường độ đất nền rất đáng kể.

1.2. Các biện pháp xử lý nhằm làm tăng cường độ của nền

Cường độ của nền, xét về bản chất của đất, là một đại lượng đồng biến với lực dính đơn vị c , góc ma sát trong φ và trọng lượng riêng của đất γ , do đó, bằng các tác động làm nâng cao giá trị của các chỉ tiêu nói trên chúng ta có thể làm tăng cường độ của đất nền. Các biện pháp xử lý chủ yếu nhằm vào việc tăng cường lực dính c hoặc góc ma sát trong φ hoặc cả hai yếu tố. Việc tăng giá trị của γ ít được áp dụng hơn cho mục đích này: một mặt trọng lượng riêng của đất phụ thuộc chủ yếu vào hệ số rỗng tự nhiên, việc đầm chặt đất tự nhiên thường có hiệu quả không cao và phạm vi tác động (theo độ sâu) không lớn; mặt khác γ phụ thuộc vào nước ngầm trong đất, việc hạ mực nước ngầm một cách lâu dài rất khó đảm bảo. Các biện pháp xử lý nền sau đây có thể áp dụng:

– Thay toàn bộ lớp đất yếu áp dụng cho trường hợp đất yếu xuất hiện ngay trên bề mặt với chiều dày lớp đất yếu không lớn. Đất thay thế được lựa chọn là cát sạch cỡ hạt trung, hạt thô hoặc vật liệu tương đương. Vật liệu thay thế phải được đầm chặt đến độ chặt trung bình hoặc hơn. Bằng giải pháp này chúng ta tạo ra dưới đáy móng lớp đất mới có góc ma sát trong cao và trọng lượng riêng lớn, hệ số rỗng thấp không những đảm bảo tăng cường cường độ của đất mà còn làm giảm tính lún của chúng. Giải pháp xử lý nền này được gọi là “thay đất”.

– Thay một phần lớp đất yếu bằng các vật liệu thay thế nêu trên áp dụng cho trường hợp lớp đất yếu tương đối dày. Giải pháp ứng dụng này thường được biết dưới tên gọi giải pháp “đệm cát”. Trong giải pháp đệm cát, đất nền dưới đệm vẫn là đất yếu, do đó trước khi được cát thay thế vào chiếm chỗ phần đất yếu đã đào bỏ nên thực hiện lớp vật liệu ngăn cách để tránh cát bị chìm xuống đất yếu và tạo điều kiện đầm chặt lớp cát theo yêu cầu. Vật liệu ngăn cách phổ biến hiện nay là vải địa kỹ thuật (geotextile) các loại.

– Tăng độ sâu đặt móng bằng cách đắp thêm hai bên móng đến chiều cao cần thiết nào đó theo tính toán trên toàn bộ phạm vi lãng thể trượt có thể xảy ra, tạo ra áp lực lớp phủ nhân tạo đủ lớn áp dụng cho trường hợp móng không thể đặt sâu hoặc bản chất công trình không thể có móng sâu. Biện pháp này được gọi là bệ phản áp và được áp dụng rộng rãi trong xây dựng đường qua các vùng đất yếu.

– Đưa vào trong đất các loại vật liệu khác có góc ma sát lớn, chẳng hạn cát, cuội sỏi hoặc đá dăm... theo phương thẳng đứng dưới dạng cọc thường được gọi là cọc vật liệu rời. Cơ chế xử lý của các dạng cọc vật liệu rời chính là sự có mặt các vật liệu có góc ma sát lớn trong đất làm cho góc ma sát chung của nền tăng lên và nhờ vậy mà cường độ của nền cũng tăng lên. Cọc vật liệu rời sử dụng cát hạt trung, hạt thô là lựa chọn phổ biến và được gọi là cọc cát. Cọc cát là một giải pháp xử lý nền hiệu quả cho đồng thời nhiều mục tiêu và rất được ưa chuộng hiện nay ở nước ta, đặc biệt trong xử lý nền đường, nền công trình tải trọng không lớn.

– Đưa vào trong đất các chất kết dính vô cơ dạng bột hoặc vữa như vôi, xi măng... nhằm tăng cường lực dính đơn vị chung của đất nền.

1.3. Các biện pháp xử lý nhằm làm giảm độ lún chung

Về bản chất, lún của nền đất chủ yếu do lỗ rỗng trong đất bị giảm trong quá trình chịu tác động của tải trọng công trình. Khả năng giảm lỗ rỗng của đất phụ thuộc trước hết vào mức độ lỗ rỗng ban đầu của kết cấu đất tự nhiên thông qua chỉ tiêu hệ số rỗng ban đầu và được thể hiện qua chỉ số nén của đất. Việc giảm hệ số rỗng ban đầu của đất trước khi xây dựng công trình là một giải pháp xử lý nền có hiệu quả và được áp dụng rộng rãi theo nhiều phương pháp thực hành khác nhau. Ngoài việc thay các phần đất yếu bằng vật liệu mới có hệ số rỗng ban đầu thấp, tính nén lún thấp tương tự các giải pháp tăng cường cường độ của đất nền đã nói ở trên, giảm hệ số rỗng ban đầu có thể thực hiện được nhờ các giải pháp sau đây:

– Đầm nén bề mặt là một giải pháp đơn giản và có thể áp dụng cả cho công trình đất đắp mới lẫn nền đất tự nhiên. Khi tác dụng tải trọng đầm nén lên nền đất, chỉ một phần đất ở độ sâu hạn chế tiếp nhận được ảnh hưởng này. Một mặt, ảnh hưởng của tải trọng nhanh chóng tắt dần theo độ sâu; mặt khác, tải trọng từ đầm nén là các tác động trong thời gian ngắn. Giải pháp đầm nén trực tiếp bề mặt đất do đó được áp dụng chủ yếu trong nền đất nhân tạo (đất đắp mới), không phải là một giải pháp thông dụng cho xử lý nền. Trong một số trường hợp, hạng mục xây dựng chỉ chiếm diện tích nhỏ trên toàn bộ công trình thì lựa chọn giải pháp đầm nén cục bộ bề mặt là một lựa chọn có tính khả thi cần nên xem xét.

– Nén chặt đất theo phương ngang bằng cách đưa các dạng cọc không thay thế vào đất theo phương đứng chẳng hạn cọc cát, cọc gỗ (cừ, tràm) hay cọc bê tông cốt thép (xử lý nền). Trong trường hợp này đất bị chèn ép ra xung quanh do sự có mặt các vật liệu xử lý làm cho hệ số rỗng của đất giảm xuống. Cọc cát là một giải pháp được sử dụng phổ biến vì tính hiệu quả xử lý, giá thành thấp và đồng thời có thể giải quyết tốt cả vấn đề tốc độ lún, vấn đề cường độ đất nền. Tuy vậy, mục đích chính là giảm hệ số rỗng của đất, cọc cát trong trường hợp này được gọi là cọc cát nén chặt.

– Nén chặt đất bằng tải trọng tĩnh duy trì trong thời gian đủ dài có hoặc không có kết hợp với cọc cát nén chặt. Đây là một giải pháp làm giảm hệ số rỗng của đất bằng cách sử dụng các vật liệu rẻ tiền tạo ra tải trọng nén trên toàn bộ diện tích xây dựng làm cho đất được cố kết đến một mức độ nào đó trước khi thực sự chịu tác động của công trình, do đó giải pháp này được gọi là gia tải trước. Việc gia tải trước làm cho đất nền trở nên “quá cố kết”, chỉ số nén của đất khi chịu tác dụng của tải trọng công trình sẽ giảm từ giá trị nguyên thủy C_c về giá trị nén lại $C_r \ll C_c$, đồng thời hệ số rỗng ban đầu của đất cũng giảm đáng kể. Để giảm bớt thời gian chờ đợi, giải pháp gia tải trước thường kết hợp với cọc cát nén chặt hoặc giằng cát cố kết nền (xem phần tiếp theo).

1.4. Các biện pháp tăng tốc độ lún

Độ lún của nền tại một thời điểm bất kỳ là tích số giữa độ lún cuối cùng của nền, S , với độ cố kết chung tại thời điểm đó, $U(t)$:

$$S(t) = S U(t) \quad (\text{III.1})$$

Trong đó độ lún của nền S phụ thuộc vào tính chất biến dạng của đất nền thông qua hệ số rỗng ban đầu, chỉ số nén nguyên thủy C_c , chỉ số nén lại (nếu có) C_r và hệ số quá cố kết OCR là những chỉ tiêu phụ thuộc vào bản chất tự nhiên của đất và tải trọng công trình; độ cố kết chung $U(t)$ phụ thuộc chủ yếu vào khả năng thoát nước của đất thể hiện qua hệ số thấm của đất và phụ thuộc vào chiều dài đường thoát nước (từ trong đất ra ngoài vùng ảnh hưởng của tải trọng). Trong các yếu tố trên, việc tăng tốc độ lún một cách nhân tạo thường hướng tới việc giảm chiều dài đường thoát nước là biện pháp tỏ ra có hiệu quả hơn cả. Kết hợp gia tải trước vượt quá tải trọng dự kiến của công trình, bài toán tốc độ biến dạng của nền có thể được giải quyết cho các vấn đề thực tế xây dựng. Các giải pháp sau đây có thể áp dụng cho việc tăng tốc độ lún của nền:

– Rút ngắn chiều dài thoát nước theo phương đứng bằng cách tạo ra trên bề mặt đất tự nhiên một lớp vật liệu nhân tạo có khả năng thoát nước tốt (biên thoát nước đứng nhân tạo). Vật liệu được chọn sử dụng thông dụng là cát hạt trung, hạt thô, các loại tương tự như đệm cát (đôi khi cũng được gọi là giải pháp đệm cát).

– Sử dụng các vật thoát nước thẳng đứng (VTND) chèn vào trong đất theo phương đứng để tạo ra biên thoát nước theo phương ngang. Trong trường hợp này nước có thể thoát theo phương ngang đến các VTND để ra ngoài một cách thuận lợi. Vật liệu sử dụng làm VTND phổ biến hiện nay là cát được đưa vào dưới dạng cọc và được gọi là ‘giếng cát’ để phân biệt chức năng với cọc cát nén chặt đã nói ở trên và các dạng vật liệu tổng hợp (trong các tài liệu tiếng Việt liên quan thường được gọi là bắc thấm).

– Sử dụng kết hợp cả hai giải pháp trên cùng với gia tải trước hoặc gia quá tải là giải pháp kỹ thuật phổ biến hiện được áp dụng rộng rãi trong thực tế xây dựng. Một số kỹ thuật khác nhằm bổ sung khả năng thoát nước cho đất cũng được sử dụng nhằm tăng tốc độ lún của nền, chẳng hạn kỹ thuật hút chân không.

Ngoài một số giải pháp kỹ thuật nói trên, nhiều tìm tòi nghiên cứu trong lĩnh vực xử lý nền đã và đang là đối tượng của nhiều nhà nghiên cứu trên thế giới như điện hóa, điện thấm, gia nhiệt... Các giải pháp đó đòi hỏi công nghệ thi công kỹ thuật cao, khó kiểm soát chất lượng; ngoài ra, giá thành đòi hỏi tương đối cao trong khi hiệu quả kỹ thuật rất khó đánh giá. Các giải pháp chủ yếu mang tính phổ cập và thuận lợi cho công tác kiểm tra, kiểm soát chất lượng cũng như khả năng ứng dụng rộng rãi cho nhiều mục đích xử lý nền khác nhau sẽ được lựa chọn trình bày trong nội dung tính toán thiết kế dưới đây bao gồm đệm cát, cọc cát nén chặt, giếng cát kết hợp gia tải trước. Các giải pháp khác có thể tham khảo trong các tài liệu chuyên đề.

2. TÍNH TOÁN THIẾT KẾ ĐỆM CÁT

2.1. Khái niệm

Đệm cát được sử dụng để xử lý nền đất yếu trong trường hợp cấu trúc địa tầng tự nhiên có sơ đồ địa tầng cơ bản dạng b với chiều dày lớp đất yếu tương đối lớn. Trong trường hợp này việc thay thế hoàn toàn lớp đất yếu trở nên không khả thi. Đối với những trường hợp tải trọng công trình không lớn lắm, việc thay thế một phần lớp đất yếu ngay dưới đáy móng có thể khắc phục được các khó khăn do nền đất yếu gây ra: một mặt, móng sẽ được đặt lên lớp đất tốt (nhờ thay thế) do đó có thể giảm được kích thước móng; mặt khác, việc lựa chọn chiều dày thay thế thích hợp có thể khắc phục phần nào khả năng lún của nền cả về giá trị tuyệt đối, cả về thời gian biến dạng. Địa tầng khu vực xây dựng sau khi thay thế chuyển về kiểu sơ đồ địa tầng cơ bản dạng c do đó cần có chiều dày thay thế đủ lớn để có thể sử dụng được phần đệm cát với tư cách là lớp đất tốt của sơ đồ c. Vật liệu thay thế trong hầu hết trường hợp thực tế là cát do đó giải pháp xử lý nền này có tên gọi thông dụng là đệm cát. Đệm cát có thể áp dụng cho cả móng đơn dưới cột, móng băng các loại và cả móng bè.

Về thi công, sau khi đào bỏ lớp đất yếu đến độ sâu thiết kế, một lớp vải địa kỹ thuật được rải làm chức năng ngăn cách phân đất mới với nền đất yếu còn lại và tạo điều kiện thuận lợi cho việc đầm nén lớp vật liệu thay thế đầu tiên. Vật liệu thay thế được rải theo từng lớp với độ dày thích hợp với phương tiện đầm nén lựa chọn và tiến hành đầm lên đến độ chặt yêu cầu.

2.2. Cấu tạo và tính toán thiết kế đệm cát dưới móng đơn

Hình III.1 mô tả cấu tạo chung của một đệm cát dưới móng đơn kích thước $l \times b$. Kích thước cơ bản của đệm cát bao gồm chiều dày đệm, H_d ; kích thước đáy đệm $L_d \times B_d$; độ dốc thành hố đào m . Trong các đặc trưng kể trên, kích thước đáy đệm có liên hệ với kích thước đáy móng và chiều dày đệm theo công thức sau :

$$L_d = l + 2H_d \operatorname{tg}\alpha \quad (\text{III.2a})$$

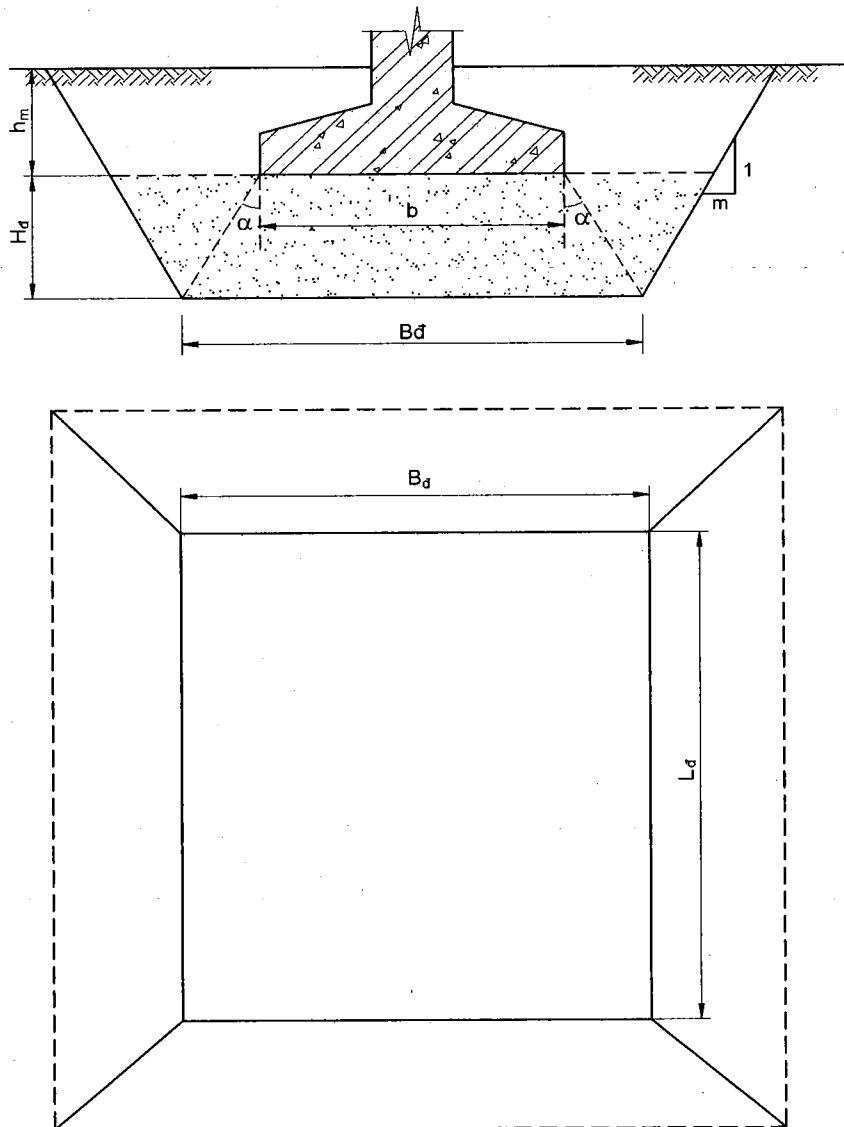
$$B_d = b + 2H_d \operatorname{tg}\alpha. \quad (\text{III.2b})$$

Trong đó l và b xác định từ bài toán xác định kích thước móng đơn trên nền cát (xem mục 3 chương II); α : góc truyền tải trọng trong đất, α thay đổi trong khoảng 30° đến góc ma sát trong φ của cát đệm. Trong các tính toán thiết kế thường lấy $\alpha = 30^\circ$.

Việc xác định kích thước đáy đệm cát do đó phụ thuộc hoàn toàn vào giá trị của chiều dày đệm, H_d .

Chiều dày đệm cát H_d phải được xác định thỏa mãn các trạng thái giới hạn của nền bao gồm trạng thái giới hạn về cường độ của lớp đất yếu bên dưới đệm và trạng thái giới hạn về độ lún chung của nền.

Độ dốc ta luy thành hố đào, m, xác định trên cơ sở phân tích ổn định mái dốc thực hiện trong lớp đất yếu có thể tham khảo mục 2.5 dưới đây cho trường hợp đơn giản khi coi đất yếu là đất thuần dính hoặc phân tích, sử dụng các phần mềm chuyên dụng.



Hình III.1. Cấu tạo đệm cát dưới móng nông

* *Tính toán xác định H_d theo điều kiện cường độ đất yếu dưới đệm :*

Chiều dày đệm H_d phải thỏa mãn điều kiện :

$$\sigma_{\max} \leq [p] \quad (\text{III.3})$$

Trong đó :

– σ_{\max} : ứng suất nén lớn nhất tại bề mặt lớp đất yếu (đáy đệm cát) do trọng lượng cát đệm và tải trọng công trình gây ra;

– [p] : tải trọng cho phép (sức chịu tải cho phép) của đất yếu ở đáy đệm.

Khai triển III.3 ta có:

– Thiên về an toàn có thể tính σ_{\max} tại điểm nằm trên trục đứng qua trọng tâm móng:

$$\sigma_{\max} = \gamma_{\text{cát}} (H_d + h_m) + k_0 p_{\text{tx}} \quad (\text{III.4})$$

Trong đó :

– k_0 : hệ số ứng suất ở tâm, $k_0 = f(l/b ; H_d/b)$ lấy theo bảng II.IVA ;

– p_{tx} : tải trọng tiếp xúc dưới đáy móng do tải trọng thiết kế tác dụng lên móng gây ra (bỏ qua sự lệch tâm của tải trọng), xác định theo II.4 :

$$p_{\text{tx}} = \frac{N_0}{lb} \quad (\text{III.5})$$

$l \times b$ là kích thước đáy móng, xác định sơ bộ như móng trên nền đất thông thường với các đặc trưng cơ - lý của cát đệm.

– Tải trọng cho phép của đất yếu ở đáy đệm cát, [p], xác định tương tự trường hợp móng nông tương đương có độ sâu đặt móng ($h_m + H_d$) với bề rộng tương đương B_d :

$$[p] = \frac{P_{\text{gh}}}{F_s} \quad (\text{III.6})$$

Trong đó :

– p_{gh} : sức chịu tải giới hạn của đất yếu dưới đệm cát ;

– F_s : hệ số an toàn yêu cầu đối với đất yếu.

$$p_{\text{gh}} = \alpha_1 \frac{1}{2} N_g B_d \gamma + N_q q + \alpha_3 N_c c \quad (\text{III.7})$$

Các giá trị của N_i lấy theo góc ma sát trong, φ , của đất yếu; α_i xác định theo II.16 với $\alpha = L_d/B_d = l/b$; $q = \gamma(H_d + h_m)$; γ : trọng lượng riêng của đất yếu và c là lực dính đơn vị của đất yếu.

Thiên về an toàn, coi đất yếu thuần dính với $c = c_u$ ($\varphi = \varphi_u = 0$) khi đó ta có $N_\gamma = 0$, $N_q = 1$ và $N_c = (\pi + 2)$ do đó:

$$p_{\text{gh}} = q + \alpha_3(\pi + 2)c_u \quad (\text{III.8})$$

Để ý rằng, độ cố kết của đất yếu tăng dần theo thời gian sẽ làm cho cường độ của đất cũng tăng theo thời gian, hơn nữa giữa đệm cát với nền đất yếu có lớp vải địa kỹ thuật có khả năng chịu kéo cao, trong tính toán thực tế có thể lấy F_s tương đối thấp so với tính toán kích thước móng, thường có thể áp dụng $F_s = 1.2 \div 1.5$. Giá trị $F_s = 1.2$ dùng cho thiết kế sơ bộ khi coi $\varphi = \varphi_u = 0$.

* Chiều dày đệm cát thường xác định theo phương pháp thử dần như sau:

- + Chọn giá trị H_d bất kỳ;
- + Xác định kích thước đáy đệm cát theo III.2;
- + Xác định ứng suất nén σ_{\max} tại đáy đệm cát theo III.4;
- + Xác định sức chịu tải giới hạn của đất yếu theo III.7;
- + Xác định tải trọng cho phép của đất yếu theo III.6;
- + So sánh kiểm tra điều kiện III.3;
- + Kiểm tra yêu cầu tiết kiệm theo điều kiện $([p] - \sigma_{\max}) \leq \delta[p]$ với δ thường chọn trong khoảng $0.05 \div 0.10$.

* Kiểm tra lún móng trên đệm cát

Độ lún của nền được dự báo như trường hợp nền không đồng nhất gồm hai phần cơ bản :

$$S = S_d + S_n \quad (\text{III.9})$$

Trong đó :

– S_d : độ lún riêng của đệm cát ;

– S_n : độ lún của phần nền bên dưới đệm cát. Trong thực tế có thể bỏ qua độ lún riêng của lớp đệm cát vì độ lún này tương đối bé, độ lún S_n dự báo như trường hợp lún của móng tương đương hoặc dựa vào kết quả phân tích ứng suất theo các phương pháp thông thường (xem Cơ học đất [20]).

Độ lún chung của nền phải thỏa mãn điều kiện của trạng thái giới hạn thứ hai về khai thác và sử dụng công trình : $S \leq [S]$.

2.3. Cấu tạo và tính toán thiết kế đệm cát dưới móng băng

Đối với móng băng, đệm cát được đặc trưng bởi chiều dày H_d và bề rộng đáy B_d . Chiều dài đáy đệm cát L_d được xác định theo chiều dài yêu cầu của móng kéo dài về mỗi phía (so với mép móng) một đoạn $\Delta L = H_d \tan \alpha$. Mặt cắt ngang móng băng trên đệm cát được thể hiện trên hình III.2

Việc xác định H_d tiến hành tương tự như móng đơn với các hệ số điều chỉnh hình dạng $\alpha_i = 1$:

$$p_{gh} = \frac{1}{2} N_\gamma B_d \gamma + N_q q + N_c c = q + (\pi + 2)c_u \quad (\text{III.10})$$

Ứng suất lớn nhất tại đáy đệm cát xác định theo công thức:

$$\sigma_{\max} = \gamma_{\text{cát}}(H_d + h_m) + k_z p_{tx} \quad (\text{III.11})$$

Trong đó :

- k_z : hệ số ứng suất nén thẳng đứng dưới móng băng : $k_z = f(x/b = 0 ; H_d/b)$;
- p_{tx} : tải trọng tiếp xúc dưới đáy móng băng, xác định theo II.7 :

$$p_{tx} = \frac{N_{0t}}{b} \quad (III.12)$$

N_{0t} : tải trọng thiết kế trên đơn vị chiều dài móng ; b : bề rộng móng.

2.4. Đệm cát cho móng bè

Đệm cát dưới móng bè thực chất là thay thế một phần lớn đất yếu bằng đệm cát có chiều dày H_d trên toàn bộ phạm vi đáy công trình (mặt bằng hạng mục công trình cần xử lý) có mở rộng ra mọi phía một khoảng $\Delta L = H_d \operatorname{tg}\alpha$ kể từ mép móng. Trong trường hợp này, móng được coi tương tự trên nền thiên nhiên và mọi tính toán thiết kế có liên quan đến đất nền được tiến hành với các chỉ tiêu cơ - lý của cát đệm. Việc xác định chiều dày đệm tiến hành tương tự trường hợp đệm dưới móng đơn.

2.5. Phân tích ổn định taluy hố đào của đệm cát

Hố đào của đệm cát thường được thực hiện trong đất yếu. Ổn định của taluy hố đào nhằm phục vụ thi công đệm cát do đó thời gian làm việc không dài. Trong những điều kiện như vậy, ổn định của taluy hố đào đệm cát có thể phân tích theo mô hình ổn định taluy trong đất thuần dính : $c = c_u$; $\varphi = \varphi_u = 0$. Hệ số an toàn theo mặt trượt phẳng qua chân taluy xác định theo công thức :

$$F_s = \frac{4c_u}{H\gamma \operatorname{tg}(\beta/2)} = \frac{4c_u}{(H_d + h_m)\gamma \operatorname{tg}(\beta/2)} \quad (III.13)$$

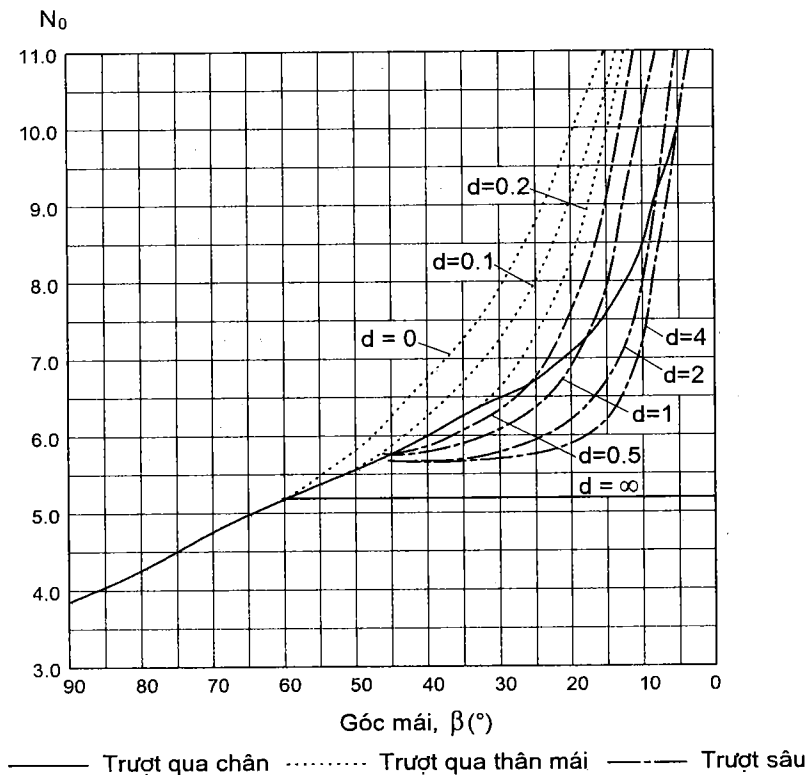
Trong đó:

- H : chiều sâu hố đào, $H = H_d + h_m$;
- β : góc mái taluy, $\operatorname{tg}\beta = 1/m$;
- c_u : độ bền cắt không thoát nước của đất;
- γ : trọng lượng riêng của đất.

Chiều cao tối đa có thể đào thẳng đứng tạm thời vào trong đất xác định theo công thức:

$$H_{\max} = \frac{4c_u}{\gamma} \quad (III.14)$$

Trong thực tế, mặt trượt có thể qua vị trí bất kỳ trên thân taluy tùy thuộc vào góc mái, hệ số ổn định của taluy hố đào nên kiểm tra lại theo mặt trượt trụ tròn dựa vào số ổn định N_0 xác định trên đồ thị của Janbu.



Hình III.2. Đồ thị số ổn định N_0 của Janbu

2.6. Lưu ý chung khi tính toán thiết kế đệm cát

Khi xác định sơ bộ kích thước móng trên đệm cát, nếu sử dụng cát hạt trung làm vật liệu thay thế và đệm cát được thi công hợp lý sao cho độ chặt tương đối đạt tới giá trị $D \geq 0.65$ thì có thể lấy các giá trị $\varphi = 35 \div 38^\circ$; $\gamma = 17 \div 19 \text{ kN/m}^3$ và $E_0 = 35000 \div 40000 \text{ kPa}$ cho tính toán. Các giá trị này cần được thí nghiệm kiểm tra lại sau thi công để có tính toán kiểm tra điều chỉnh thiết kế hợp lý. Các giá trị đặc trưng nêu trên của cát đệm cũng có thể coi là các yêu cầu kỹ thuật cần có và dùng làm căn cứ để kiểm tra chất lượng thi công đệm.

Đối với đệm cát dưới móng đơn và móng băng, kích thước đáy đệm cát lớn hơn kích thước đáy móng, hơn nữa việc đào hố thi công đệm đòi hỏi phải có taluy để đảm bảo an toàn thi công do đó diện tích đào xử lý trong phần lớn trường hợp là toàn bộ mặt bằng công trình. Đệm cát thực chất trở thành thay thế đất yếu đến độ sâu $(H_d + h_m)$. Khi tính toán xác định và kiểm tra chiều dày đệm cần phải xét đến yếu tố thực tế này đối với kích thước đáy đệm của chi tiết trong các công thức tính.

Ví dụ III.1

Tường chịu lực dày 33cm có tải trọng tính toán ở mức mặt đất tự nhiên $N_{0t} = 180 \text{ kN/m}$; $Q_{0t} = 20 \text{ kN/m}$ và $M_{0t} = 30 \text{ kNm/m}$.

Nền tự nhiên có cấu trúc địa tầng trong phạm vi khảo sát gồm ba lớp như sau:

- Lớp bùn sét dày 8m.
- Cát hạt mịn chặt vừa dày 5m.
- Cát hạt trung chặt.

Kết quả thí nghiệm tính chất cơ lý cơ bản của đất cho trong bảng.

Yêu cầu: Thiết kế sơ bộ đệm cát xử lý nền cho móng nông dưới tường.

BẢNG TỔNG HỢP KẾT QUẢ THÍ NGHIỆM ĐẤT

No.	Tên đất	h m	Δ	γ kN/m ³	W %	e_0	q_c MPa	N	c' kPa	φ' độ
1	Bùn sét	8	2.71	16.8	45	1.406	0.30	2	7	12
2	Cát hạt mịn	5	2.64	17.5	36	0.762	2.10	8	-	31
3	Cát hạt trung	-	2.65	18.2	35	0.68	5.60	21	-	35

Giải:

Lớp bùn sét dày 8m là một lớp đất yếu không thể đặt móng trực tiếp. Xử lý nền đất yếu ở đây bằng giải pháp đệm cát để thay thế một phần (trên cùng) lớp đất sét yếu là một trong các phương án khả thi. Đệm cát sẽ được cấu tạo như thể thức chung do đó kích thước sơ bộ của móng được xác định trên cơ sở móng đặt trên nền cát.

Bổ sung một số chỉ tiêu cơ - lý của đất bùn sét từ thí nghiệm CPT:

$$E_0 = \alpha q_c = 6 \times 300 = 1800 \text{ kPa};$$

$$c_u = \frac{q_c}{10 \div 15} = \frac{300}{10 \div 15} = 20 \div 30 \text{ (kPa)}. \text{ Chọn } c_u = 20 \text{ kPa}$$

Trong đó α là hệ số thực nghiệm (xem Cơ học đất [20]), $\alpha = 6$.

Cát sử dụng làm đệm sẽ là cát hạt trung (cát vàng theo cách gọi của các tỉnh phía Bắc), được đầm chặt đến độ chặt trung bình. Theo kinh nghiệm chung, đối với cát hạt trung chặt vừa, có thể chọn các chỉ tiêu cơ lý cơ bản như sau cho tính toán sơ bộ:

$$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3; \varphi = 35^\circ; E_0 = 35 \text{ MPa}$$

** Thiết kế sơ bộ móng và đệm*

Chọn bề rộng móng $b = 1.4 \text{ m}$, độ sâu đặt móng (so với mặt đất tự nhiên) $h_m = 1 \text{ m}$, tải trọng tiếp xúc tính theo III.12 có giá trị:

$$p_{ix} = \frac{N_{0i}}{b} = \frac{180}{1.4} = 128.6 \text{ kN/m}^2$$

$$p_{\max} = p_{ix} + \frac{6M_{0i}}{b^2} = 128.6 + \frac{6 \times 30}{1.4^2} = 128.6 + 91.8 = 220.4 \text{ kN/m}^2$$

Cường độ giới hạn của nền (đệm cát) xác định theo II.13b với $N_q = 41.4$ và $N_\gamma = 42.4$.

$$p_{gh} = 0.5 \times 42.4 \times 1.4 \times 18 + 41.4 \times 16.8 \times 1.0 = 534.2 + 695.5 = 1229.7 \text{ kN/m}^2$$

Áp dụng hệ số an toàn chung $F_s = 3.0$ ta có :

$$[p] = 409.9 \rightarrow \text{Chọn } [p] = 410 \text{ kN/m}^2$$

– Vậy chọn sơ bộ $b = 1.4 \text{ m}$

Chọn chiều dày đệm cát ban đầu $H_d = 1.5 \text{ m}$, kích thước đáy đệm B_d xác định theo III.2b:

$$B_d = b + 2H_d \operatorname{tg}\alpha = 1.4 + 2 \times 1.5 \times \operatorname{tg}(30^\circ) = 3.13 \text{ m}$$

Chọn đáy đệm $B_d = 3.0 \text{ m}$

– Kiểm tra chiều dày đệm theo điều kiện cường độ nền đất yếu

Ứng suất lớn nhất tại đáy đệm cát (theo III.11):

$$H_d/b = 1.5/1.4 = 1.07; k_z = f(0; 1.07) = 0.55$$

$$\sigma_{\max} = 18 \times (1.5 + 1.0) + 0.55 \times 128.6 = 45 + 70.7 = 115.7 \text{ kN/m}^2$$

Cường độ giới hạn của đất ở đáy đệm (theo III.10) cho tình huống không thoát nước:

$$p_{gh} = 16.8 \times (1.5 + 1.0) + 5.14 \times 20 = 145 \text{ kN/m}^2$$

Sức chịu tải cho phép của đất yếu:

$$[p] = 145/1.5 = 96.7 \text{ kN/m}^2$$

Chiều dày đệm $H_d = 1.5 \text{ m}$ không đủ đảm bảo cường độ lớp đất yếu dưới đệm.

Chọn lại chiều dày đệm $H_d = 2.0 \text{ m}$, ta có $B_d = 3.70 \text{ m}$.

Ứng suất nén lớn nhất ở đáy đệm :

$$\sigma_{\max} = 18 \times (2.0 + 1.0) + 0.42 \times 128.6 = 108 \text{ kN/m}^2$$

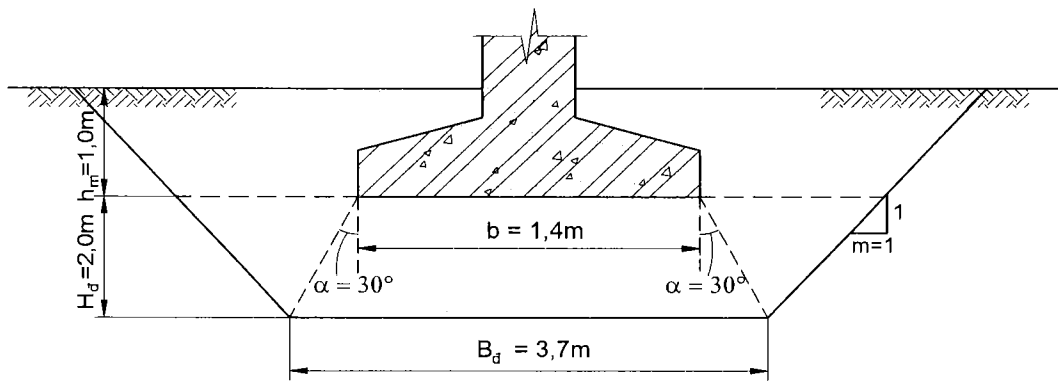
Cường độ giới hạn của đất yếu:

$$p_{gh} = 16.8 \times (2.0 + 1.0) + 5.14 \times 20.0 = 153 \text{ kN/m}^2$$

Sức chịu tải cho phép $[p] = 153/1.5 = 102 \text{ kN/m}^2 (\approx \sigma_{\max})$

– Chọn kích thước sơ bộ đệm cát $H_d = 2.0 \text{ m}; B_d = 3.7 \text{ m}$

Cấu tạo của đệm cát cho móng băng dưới tường ví dụ III.1 như trên hình vẽ III.3.



Hình III.3. Cấu tạo đệm cát dưới tường cho ví dụ III.1

3. THIẾT KẾ CỌC CÁT NÉN CHẶT ĐẤT

3.1. Khái niệm về cọc cát nén chặt

Cọc cát nói chung được thi công bằng cách ấn một ống thép rỗng có bịt đáy vào trong đất, đến độ sâu cần thiết để tạo ra lỗ rỗng theo phương thẳng đứng. Cát được đưa vào ống và làm chặt trong khi ống được rút lên. Cách thi công như vậy một phần nén chặt đất ra xung quanh (nên được gọi là cọc cát nén chặt), làm giảm hệ số rỗng ban đầu của đất tự nhiên và do vậy mà làm giảm được độ lún của nền dưới tác dụng của tải trọng công trình. Mặt khác, trụ cát thẳng đứng có mặt trong đất làm tăng góc ma sát chung của đất nền do đó làm tăng được cường độ chung của nền.

Cọc cát là một giải pháp xử lý nền được áp dụng phổ biến đối với các trường hợp công trình có tải trọng không lớn trên địa tầng có dạng cơ bản b với chiều dày lớp đất yếu tương đối lớn.

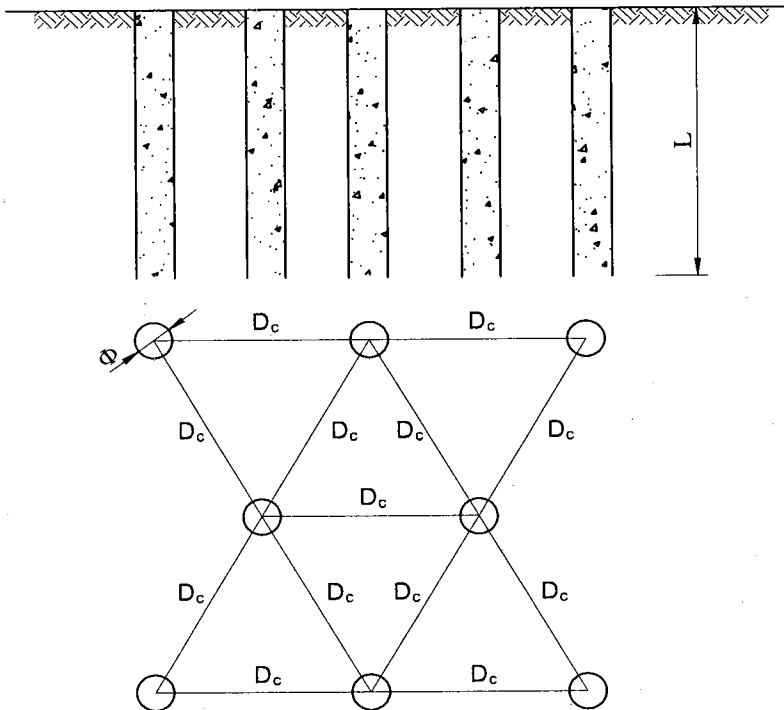
Một cọc cát được đặc trưng bằng hai yếu tố : đường kính tiết diện cọc, Φ , và chiều dài cọc, L. Một phương án xử lý nền bằng cọc cát được đặc trưng bởi kiểu bố trí mặt bằng cọc và khoảng cách giữa các cọc, D_c . Hình III.4 thể hiện nguyên lý cấu tạo của một phương án xử lý nền bằng cọc cát.

Đường kính tiết diện cọc phụ thuộc vào đường kính của ống thép, tính chất nén ép của đất và tác động đâm của thiết bị khi thi công. Trong tính toán, đường kính của ống thép được dùng làm đường kính cọc vì các yếu tố ảnh hưởng khác thực tế không đánh giá được một cách cụ thể. Hơn nữa, cách áp dụng như vậy chỉ thiên về an toàn. Đường kính ống thép có thể thay đổi tùy theo lựa chọn của Kỹ sư thiết kế, tuy vậy các loại phổ biến trên thị trường xây dựng được ưu tiên lựa chọn vì không chỉ là ống thép mà còn cả thiết bị thi công. Loại thiết bị phổ biến ở Việt Nam thích hợp với đường kính ống $\Phi = 400 \div 600$. Trong thiết kế hiện nay thường áp dụng loại $\Phi 400$.

Chiều dài cọc cát, L, hay độ sâu xử lý nền được xác định tùy thuộc vào tình huống xử lý, phụ thuộc vào chiều dày lớp đất yếu, h_y . Có hai tình huống cơ bản sau đây thường

xảy ra: chiều dày lớp đất yếu không lớn lắm do đó độ sâu ảnh hưởng của tải trọng công trình, H_n , vượt quá phạm vi lớp đất yếu ($h_y \leq H_n$) và chiều dày lớp đất yếu lớn hơn phạm vi ảnh hưởng của công trình ($h_y > H_n$). Trong tình huống thứ nhất, việc xử lý chỉ đặt ra ra đối với phần đất yếu do đó chiều dài cọc cần thiết chỉ đến hết lớp đất yếu: $L = h_y$; Trong tình huống thứ hai, cần phải xử lý nền đến hết phạm vi ảnh hưởng của công trình: $L = H_n$. Trong mọi tình huống, việc lựa chọn chiều dài cọc tuân theo nguyên tắc tổng quát sau: $L = \min\{H_n; h_y\}$.

Việc xác định H_n được thực hiện thông qua phân tích lún của nền dưới công trình và tiến hành như trong dự báo lún. Trong thiết kế sơ bộ có thể lấy H_n bằng ba lần bề rộng móng: $H_n = 3b$.



Hình III.4. Sơ đồ nguyên lý xử lý nền bằng cọc cát

3.2. Xác định khoảng cách giữa các cọc cát

Khoảng cách giữa các cọc cát xác định tùy thuộc vào yêu cầu của hiệu quả xử lý mà thiết kế móng muốn có được và cách bố trí mạng lưới cọc trên mặt bằng.

Hiệu quả xử lý thể hiện trong tính toán ban đầu thông qua mức giảm hệ số rỗng của đất. Ký hiệu e_0 là hệ số rỗng tự nhiên của đất; e_{ik} là hệ số rỗng sau khi nền đã được xử lý (hệ số rỗng thiết kế). Việc tính toán thiết kế xử lý nền bằng cọc cát nén chặt dựa trên nguyên lý trình bày dưới đây.

Nguyên lý tính toán: Phân tích một vùng đất có diện tích F với hệ số rỗng ban đầu e_0 . Mô tả vùng đất F gồm hai phần: diện tích các hạt đất F_h và diện tích các lỗ rỗng F_r , ta có các quan hệ cơ bản sau:

$$F_h + F_r = F \quad (\text{III.15a})$$

$$\frac{F_r}{F_h} = e_0 \quad (\text{III.15b})$$

$$F_h = \frac{1}{1 + e_0} F \text{ và } F_r = \frac{e_0}{1 + e_0} F \quad (\text{III.16})$$

Xử lý nền tức là đưa vào trong đất vật liệu mới có diện tích F_c làm giảm diện tích lỗ rỗng trong đất còn $(F_r - F_c)$, do đó hệ số rỗng của đất giảm xuống giá trị :

$$e^* = \frac{F_r - F_c}{F_h} \quad (\text{III.17})$$

Ngược lại, nếu cần phải làm giảm hệ số rỗng của đất xuống giá trị mới e^* , diện tích vật liệu chèn F_c xác định theo công thức:

$$F_c = F_r - e^* F_h = F_h (e_0 - e^*) = \frac{e_0 - e^*}{1 + e_0} F \quad (\text{III.18})$$

Do đó, nếu e^* được ấn định trước (tức là e_{ik} theo mong muốn) ta xác định được F_c cần thiết và do đó xác định được khoảng cách giữa các cọc theo cách bố trí được lựa chọn; ngược lại, khi có lựa chọn cách bố trí và khoảng cách các cọc ta xác định được hiệu quả của việc xử lý.

Khoảng cách giữa các cọc:

Phân tích trường hợp cọc cát được bố trí theo sơ đồ tam giác đều. Khoảng cách giữa các cọc chính là chiều dài cạnh tam giác, ký hiệu D_c . Vùng đất trong phạm vi tam giác đều được gọi là một đơn nguyên xử lý. Khi số lượng cọc cát tương đối nhiều (diện tích xử lý rộng theo cả hai chiều), mọi đơn nguyên đều như nhau do đó có thể phân tích trên cơ sở đơn nguyên bất kỳ. Nếu số cọc không đủ lớn, phân tích đại diện cho vùng đất bên trong các đơn nguyên, phía bên ngoài tồn tại sự khác biệt do đó cần đưa ra ngoài phạm vi ảnh hưởng của tải trọng công trình.

Trên đơn nguyên tam giác đều, diện tích ban đầu :

$$F = \frac{1}{2} D_c^2 \sin 60^\circ = \frac{\sqrt{3}}{4} D_c^2 \quad (\text{III.19})$$

Thay vào III.18 ta có:

$$F_c = \frac{e_0 - e^*}{1 + e_0} F = \frac{e_0 - e_{ik}}{1 + e_0} \frac{\sqrt{3}}{4} D_c^2 \quad (\text{III.20})$$

Diện tích vật liệu thay thế trong một đơn nguyên tam giác đều:

$$F_c = \frac{1}{2} \frac{\pi \Phi^2}{4} \quad (\text{III.21})$$

Kết hợp III.20 với III.21 ta được:

$$\frac{e_0 - e_{tk}}{1 + e_0} \frac{\sqrt{3}}{4} D_c^2 = \frac{1}{2} \frac{\pi \Phi^2}{4}$$

Giải theo D_c ta có:

$$D_c = 0.952 \Phi \sqrt{\frac{1 + e_0}{e_0 - e_{tk}}} \quad (\text{III.22})$$

Nếu chọn trước khoảng cách D_c của cọc, việc xử lý nén chặt sẽ làm hệ số rỗng của đất nền giảm xuống giá trị e_{nc} xác định theo công thức:

$$e_{nc} = e_0 \left(1 - 0.906 \frac{\Phi^2}{D_c^2}\right) - 0.906 \frac{\Phi^2}{D_c^2} \quad (\text{III.23})$$

Tương tự, nếu cọc cát bố trí theo lưới hình vuông:

Diện tích đơn nguyên là $F = D_c^2$

Diện tích vật liệu thay thế $F_c = \frac{\pi \Phi^2}{4}$

Từ phương trình cân bằng diện tích thay thế, ta có phương trình:

$$\frac{e_0 - e_{tk}}{1 + e_0} D_c^2 = \frac{\pi \Phi^2}{4}$$

Khoảng cách giữa các cọc xác định theo công thức:

$$D_c = 0.886 \Phi \sqrt{\frac{1 + e_0}{e_0 - e_{tk}}} \quad (\text{III.24})$$

Giá trị hệ số rỗng của đất sau xử lý, e_{nc} , xác định theo khoảng cách D_c chọn trước theo công thức:

$$e_{nc} = e_0 \left(1 - 0.786 \frac{\Phi^2}{D_c^2}\right) - 0.786 \frac{\Phi^2}{D_c^2} \quad (\text{III.25})$$

3.3. Bố trí cọc cát dưới móng

Trên cơ sở sơ đồ đã lựa chọn (tam giác đều hoặc hình vuông), tùy thuộc loại móng cụ thể mà có các cách bố trí như sau:

– Móng đơn: Cọc cát dưới móng đơn bố trí đối xứng qua các trục trọng tâm đáy móng trên diện tích bao phủ ra bên ngoài mép móng một khoảng không ít hơn 20% bề

rộng móng ($\geq 0.2b$). Để bố trí và xác định phạm vi cần xử lý (diện tích xử lý), trước hết định vị các cọc cát đối xứng theo hai trục liên hợp bất kỳ sau đó đưa mặt bằng đáy móng lên mặt bằng cọc và xác định giới hạn bố trí cọc sao cho phạm vi xử lý bao trùm ra bên ngoài đáy móng là được. Số lượng cọc trong phạm vi xác định chính là số cọc cần thiết cho một móng đơn. Trên toàn bộ mặt bằng công trình, nếu tổng diện tích xử lý xác định được theo cách trên bằng hoặc xấp xỉ diện tích đáy công trình thì chọn cách bố trí đều trên toàn bộ mặt bằng công trình mà không cần quan tâm riêng cho từng móng. Trong trường hợp này, diện tích cần xử lý phải bao trùm ra ngoài phạm vi công trình không ít hơn một lần bề rộng của móng đơn ngoài cùng.

– Móng băng: Cọc cát xử lý nền dưới móng băng bố trí theo chiều dài móng đảm bảo sự đối xứng theo chiều ngang, bao trùm ra bên ngoài mép móng khoảng tương ứng ($\geq 0.2b$) theo khoảng cách giữa các cọc theo tính toán. Số lượng cọc trên một đơn vị chiều dài móng tùy thuộc và kết quả bố trí mà xác định. Tương tự trường hợp bố trí cọc cát cho móng đơn, nếu khoảng cách giữa các băng móng tương đối gần, cọc cát cho toàn bộ mặt bằng móng được bố trí sao cho khoảng cách giữa chúng đảm bảo theo tính toán mà không quan tâm riêng đến từng băng cụ thể.

– Móng bè: Cọc cát được bố trí theo khoảng cách đã xác định.

3.4. Tính chất cơ lý của đất sau khi đã xử lý cọc cát

Về nguyên tắc, các chỉ tiêu tính chất cơ-lý của đất sau khi xử lý phải được thí nghiệm xác định lại để có các giá trị đủ tin cậy cho tính toán kiểm tra theo thiết kế ban đầu. Các thí nghiệm sau đây có thể áp dụng:

– Thí nghiệm bàn nén phẳng thực hiện nhằm mục đích xác định mô đun biến dạng chung của nền và dự báo giá trị tải trọng cho phép lên nền. Cần lưu ý, khi tiến hành thí nghiệm bàn nén đối với nền xử lý cọc cát nén chặt, kích thước bàn nén phải đủ để có thể bao trùm lên một đơn nguyên xử lý. Kích thước bàn nén vuông 1×1 (m) trở lên là thích hợp, thường bàn nén kích thước 2×2 (m) được lựa chọn.

– Thí nghiệm xuyên tĩnh cần được thực hiện cả trước và sau xử lý để có thể so sánh, đánh giá hiệu quả.

– Trường hợp xử lý nền bùn sét yếu, thí nghiệm cắt cánh có thể cho kết quả tốt và nên được áp dụng. Thí nghiệm này cũng cần được tiến hành cả trước và sau xử lý.

Trong thiết kế sơ bộ, sự thay đổi của các chỉ tiêu cơ-lý của đất sau xử lý có thể dự tính theo quan hệ tỷ lệ với sự có mặt các vật liệu thay thế tính theo tỷ diện tích bằng công thức sau:

$$A_{ch} = \frac{(F - F_c)A + F_c A_c}{F} \quad (III.26)$$

Trong đó:

- A_{ch} : chỉ tiêu chung của nền cần xác định sau xử lý;
- F : diện tích đơn nguyên xử lý;
- F_c : diện tích vật liệu thay thế trong một đơn nguyên;
- A : chỉ tiêu tương ứng của đất nền trước khi xử lý;
- A_c : chỉ tiêu tương ứng của vật liệu thay thế.

Tỷ số $f = \frac{F_c}{F}$ được gọi là tỷ diện tích xử lý. Công thức III.26 được viết lại như sau:

$$A_{ch} = (1 - f)A + fA_c. \quad (III.27)$$

Một số chỉ tiêu quan trọng tính qua tỷ diện tích có dạng như sau:

$$E_{0ch} = (1 - f)E_0 + fE_{0c}$$

$$c_{ch} = c_u \text{ (hoặc } c'_{ch} = c')$$

$$\varphi_{ch} = (1 - f)\varphi_u + f\varphi_c \approx f\varphi_c \text{ (hoặc } \varphi'_{ch} = (1 - f)\varphi' + f\varphi_c)$$

$$\gamma_{ch} = (1 - f)\gamma_{nc} + f\gamma_c$$

Trong đó :

- γ_{nc} : trọng lượng riêng của đất yếu sau khi bị nén chặt,

$$\gamma_{nc} = \frac{\Delta\gamma_0(1 + W)}{1 + e_{tk}}$$

- Các giá trị khác liên quan đến cát trong cọc có thể lấy :

$$E_{0c} = 30000 \div 35000 \text{ kN/m}^2; \varphi_c = 35 \div 38^\circ; \gamma_c = 17 \div 19 \text{ kN/m}^3.$$

Ví dụ III.2

Thiết kế xử lý nền theo phương án cọc cát nén chặt cho móng công trình trong ví dụ III.1.

Giải:

Hệ số rỗng tự nhiên của đất yếu $e_0 = 1.406$; Hệ số rỗng của đất sau xử lý $e_{tk} = 1.000$; đường kính cọc cát $\Phi 400$, khoảng cách tối đa giữa các cọc bố trí theo sơ đồ tam giác đều xác định theo công thức III.22 :

$$D_c = 0.952\Phi \sqrt{\frac{1 + e_0}{e_0 - e_{tk}}} = 0.952 \times 0.4 \sqrt{\frac{1 + 1.406}{1.406 - 1.000}} = 0.927\text{m}$$

Chọn $D_c = 1.0\text{m}$, hệ số rỗng của đất sau xử lý sẽ là $e_{nc} = 1.057$ được lấy làm giá trị phân tích hiệu quả xử lý: $e_{tk} = 1.057$.

Diện tích cọc cát $F_c = 0.1257\text{m}^2$; diện tích đơn nguyên xử lý $F = 0.433\text{m}^2$

Tỷ diện tích xử lý $f = 0.145$.

Có thể lấy các giá trị sau đặc trưng cho nền sau xử lý để tính toán thiết kế ban đầu móng trên nền đã xử lý:

Mô đun biến dạng chung của nền:

$E_{0ch} = 0.855 \times 1800 + 0.145 \times 30000 = 5889 \text{ kPa}$. Chọn $E_{0ch} = 6000 \text{ kPa}$ cho tính toán thiết kế.

Góc ma sát trong $\varphi_{ch} = 0.855 \times 12 + 0.145 \times 35 = 15^\circ 20'$. Chọn $\varphi_{ch} = 15^\circ$.

Lực dính chung $c_{ch} = 7 \text{ kPa}$.

Trọng lượng riêng của đất sau nén chặt:

$$\gamma_{nc} = \frac{\Delta\gamma_0(1+W)}{1+e_{ik}} = \frac{2.71 \times 10(1+0.45)}{1+1.057} = 19.1 \text{ kN/m}^3$$

Trọng lượng riêng $\gamma_{ch} = 0.855 \times 19.1 + 0.145 \times 18 = 18.94 \text{ kN/m}^3$.

Kích thước sơ bộ móng:

Chọn sơ bộ $b = 2\text{m}$, đặt sâu 1.5m ta có:

$$p_{lx} = \frac{N_{0l}}{b} + \bar{\gamma}h_m = \frac{180}{2} + 20 \times 1.5 = 120 \text{ kN/m}^2$$

$$p_{max} = 120 + \frac{6 \times 30}{2^2} = 165 \text{ kN/m}^2$$

Cường độ giới hạn của nền sau khi đã xử lý (với $\varphi = 15^\circ$, tra bảng II.3 có $N_\gamma = 2.5$; $N_q = 4.4$; $N_c = 12.9$):

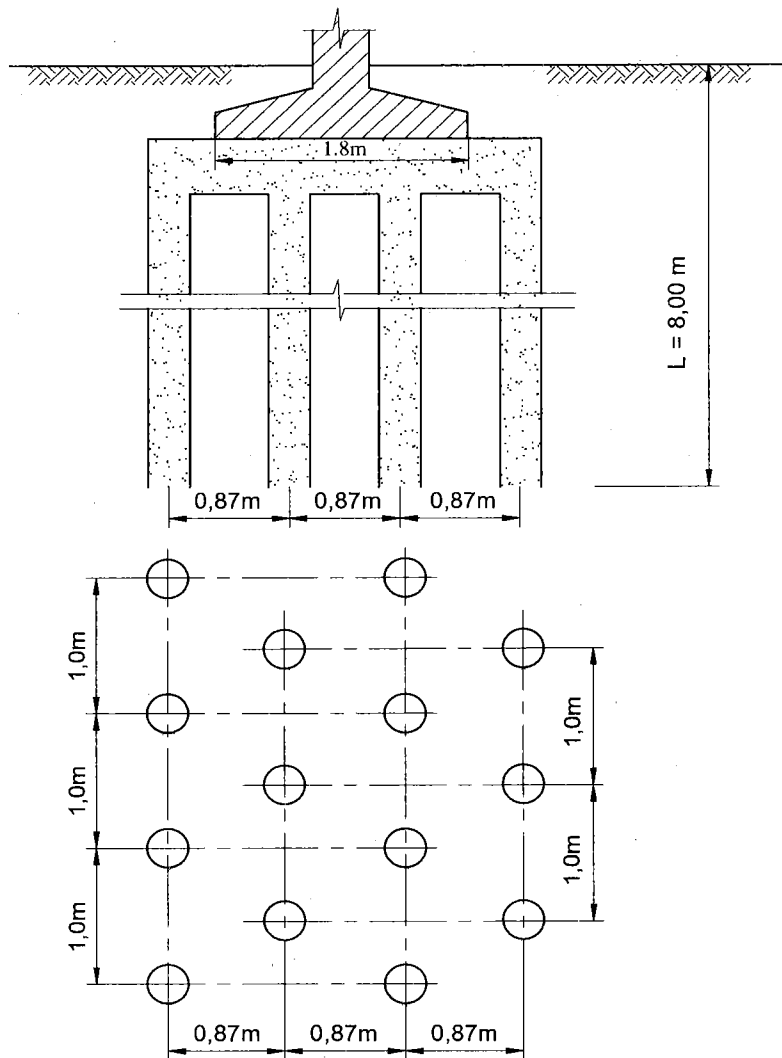
$$p_{gh} = 0.5 \times 2.5 \times 2 \times 18.94 + 4.4 \times 16.8 \times 1.5 + 12.9 \times 7 = 248.6 \text{ kN/m}^2$$

Sức chịu tải cho phép của nền:

$$[p] = 248.6/2.0 = 124.3 \text{ kN/m}^2. \text{ Chọn } [p] = 125 \text{ kN/m}^2$$

Vậy, chọn kích thước đáy móng $b = 2\text{m}$, đặt sâu $h_m = 1.5\text{m}$.

Tác động của tải trọng dự báo sẽ ảnh hưởng đến độ sâu $H_n = 3b = 6.0\text{m}$ dưới đáy móng do đó độ sâu cần phải xử lý $L = H_n + h_m = 7.0\text{m}$. Chiều dày lớp đất yếu $h_y = 8\text{m} \rightarrow$ có thể chọn $L = 8.0\text{m}$, bố trí làm 4 hàng dọc so le đều theo chiều dài móng như trên hình III.5 với khoảng cách theo phương ngang 0.870m , các cọc trong hàng cách đều nhau $D_c = 1.0\text{m}$ theo phương dọc.



Hình III.5. Sơ đồ bố trí cọc cát xử lý nền dưới móng băng cho ví dụ III.2

Dự báo lún : Dự báo lún của móng trên nền cọc cát theo mô hình nền đồng nhất với $E_0 = E_{0ch} = 6000 \text{ kPa}$:

$$S = pb\omega \frac{1 - \mu_0^2}{E_{0ch}} = 79.8 \times 2 \times 2.12 \frac{1 - (0.3)^2}{6000} = 0.051 \text{ (m)}$$

Trong đó :

- ω : hệ số hình dạng, lấy $\omega = 2.12$;
- p : tải trọng gây lún, xác định từ tải trọng thiết kế theo trạng thái giới hạn về độ lún của nền.

$$p = p_{tx} - \gamma h_m = \left(\frac{N_{0t} / n}{b} + \bar{\gamma} h_m \right) - \gamma h_m = \left(\frac{180}{1.2 \times 2} + 20 \times 1.5 \right) - 16.8 \times 1.5 = 79.8 \text{ kN/m}^2$$

n : hệ số an toàn chung về tải trọng khi phân tích theo trạng thái giới hạn thứ hai (ở đây lấy $n = 1.2$ cho tính toán ví dụ chỉ mang tính minh họa, trong thiết kế nên phân biệt ngay từ đầu khi xác định tổ hợp tải trọng thiết kế).

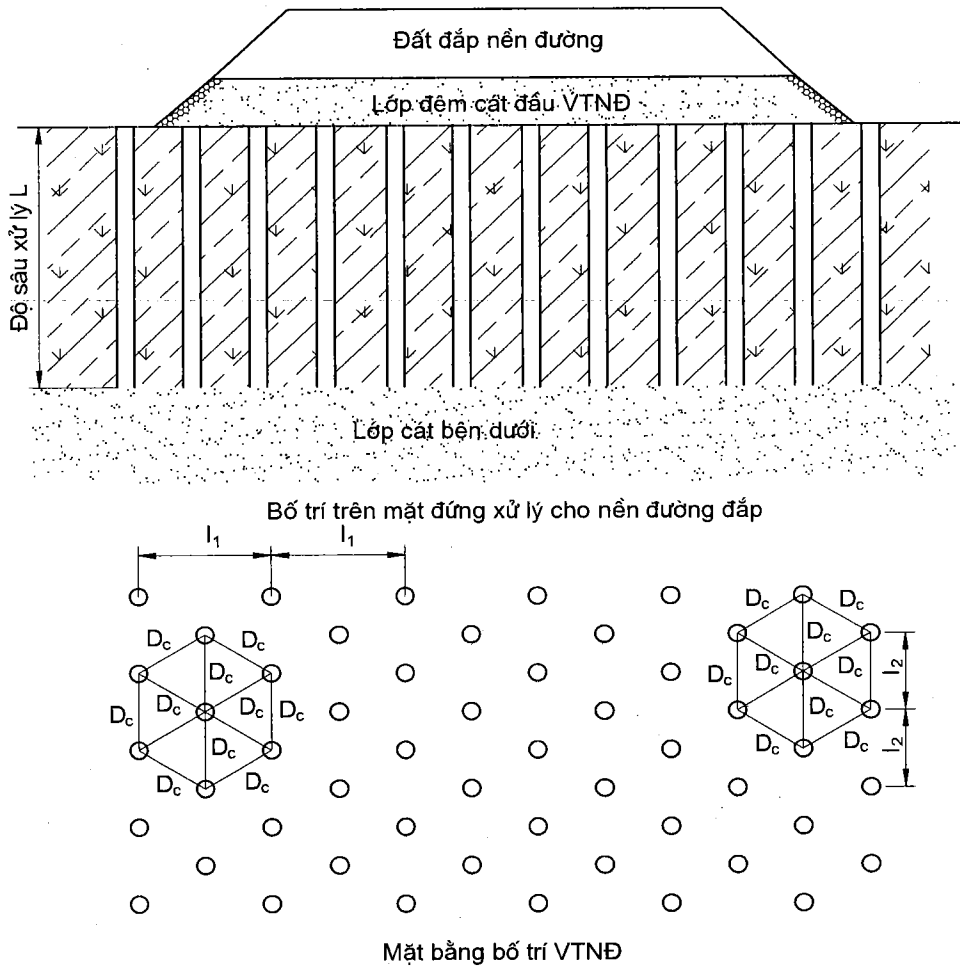
4. THIẾT KẾ VẬT THOÁT NƯỚC ĐÚNG KẾT HỢP GIA TẢI TRƯỚC

4.1. Khái niệm về xử lý nền bằng vật thoát nước đúng và gia tải trước

Dưới tác dụng của tải trọng, hệ số rỗng trong đất giảm làm cho nền đất bị biến dạng. Trong đất bão hòa nước, quá trình giảm thể tích lỗ rỗng phụ thuộc vào khả năng thoát nước trong lỗ rỗng ra ngoài. Khả năng thoát nước lỗ rỗng phụ thuộc vào hai yếu tố chính là khả năng thấm của đất thể hiện qua hệ số thấm và gradient thủy lực của dòng thấm là một đại lượng tỷ lệ thuận với giá trị tải trọng và tỷ lệ nghịch với chiều dài đường thoát nước. Trong tự nhiên, nước chỉ có thể thoát ra mặt thoáng trên mặt đất hoặc đến các lớp đất có tính thấm cao. Trong các dạng công trình nói chung, giá trị tải trọng được xác định cụ thể. Thời gian thoát nước nhanh hay chậm và do đó là thời gian lún ngắn hay dài có thể được thay đổi nếu có tác động vào hai yếu tố cơ bản trên. Sử dụng vật thoát nước thẳng đứng (VTNĐ) là kỹ thuật nhằm tạo ra biên thoát nước mới cho phép nước thấm theo phương ngang, làm giảm chiều dài đường thoát và do đó tăng được tốc độ cố kết; sử dụng gia tải trước, thậm chí là gia quá tải để tạo ra gradient thủy lực cho dòng thấm trước khi có tải trọng công trình làm cho quá trình giảm thể tích lỗ rỗng trong đất xảy ra và kết thúc sớm, đất trở nên quá cố kết trước khi xây dựng công trình. Nếu tải trọng công trình không tạo ra tổng ứng suất trong đất vượt quá ứng suất tiền cố kết do gia tải trước gây ra thì có thể coi là không gây ra lún và do đó thời gian chờ lún của công trình (kể từ khi xây dựng) là không đáng kể. Vật thoát nước đúng và gia tải trước được kết hợp sử dụng làm tăng nhanh tốc độ lún của nền, rút ngắn thời gian chờ, rút ngắn thời gian thi công và đưa công trình vào khai thác.

Vật thoát nước đúng là tên gọi chung các loại vật liệu có khả năng thoát nước cao được chèn vào trong đất theo phương thẳng đứng (dưới dạng cọc) để tạo ra biên thoát nước nhân tạo trong đất làm cho nước có thể thoát ra theo phương ngang. VTNĐ làm việc tương tự giếng tự nước sau đó thoát ra ngoài theo phương đứng nhờ chênh lệch cột nước tại một điểm bất kỳ trên thân VTNĐ so với bên ngoài (thường là mặt thoáng có áp suất khí quyển) hoặc đến các lớp đất có tính thấm cao. Vật liệu truyền thống làm VTNĐ là cát hạt trung, hạt thô và được thi công tương tự thi công cọc cát nén chặt. Nhiệm vụ chính của VTNĐ là tăng tốc độ thoát nước của đất chứ không nhằm vào nén chặt đất do đó để phân biệt, cọc cát trong trường hợp này được gọi là giếng cát. Một loại vật liệu khác đang trở nên ngày càng phổ biến trong thực tế xây dựng là vật liệu tổng hợp chế tạo sẵn dưới dạng bản mỏng được gọi là bắc thấm. Phần lớn các loại bắc thấm có bề rộng bản 100mm, độ dày thay đổi từ 3 đến 10mm bao gồm hai bộ phận chính: lõi thấm và vỏ bảo vệ. Lõi thấm được chế tạo từ vật liệu có tính thấm cao trong khi lớp bảo vệ thường làm bằng chất dẻo tương đối cứng, được đục lỗ kích thước nhỏ có thể cho nước đi qua nhưng ngăn cản được các hạt đất chui vào bên trong. Bắc thấm được chế tạo dưới dạng cuộn liên tục với chiều dài tương đối lớn. Việc thi công bắc thấm tương đối đơn giản: một máy cấy chuyên dụng kẹp một đầu bắc (đầu tự do trên

cuộn) ấn sâu xuống đất đến độ sâu thiết kế, cắt bắc ở đầu trên (tạo đầu tự do mới) sau đó rút cần ấn lên, để lại bắc trong đất. Hình III.6 mô tả sơ đồ nguyên lý làm việc của VTND và gia tải trước.



Hình III.6. Sơ đồ nguyên lý xử lý nền bằng VTND

Trên cơ sở thời gian chờ đợi cho phép một phương án xử lý nền bằng VTND kết hợp gia tải đòi hỏi phải xác định các yếu tố kỹ thuật cơ bản sau:

- Độ sâu xử lý, L ;
- Khoảng cách giữa các VTND, D_c ;
- Tải trọng gia tải trước cần thiết và cách thức gia tải;
- Thời gian chờ tối thiểu.

4.2. Độ sâu xử lý

Độ sâu cần xử lý hay chiều dài VTND, L , được xác định trên cơ sở cấu trúc địa tầng thực tế và độ sâu hoạt động thấm của đất.

Dưới tác dụng của tải trọng, áp lực nước lỗ rỗng dư trong đất xuất hiện không đồng đều tạo ra gradient thủy lực khác không giữa các điểm làm cho nước thấm từ nơi có áp lực cao đến nơi có áp lực thấp với điều kiện gradient đó lớn hơn gradient thủy lực ban đầu của đất. Có thể coi đối với một loại đất nhất định, gradient thủy lực ban đầu không thay đổi trong khi càng xa vùng đặt tải, áp lực nước lỗ rỗng dư càng có giá trị thấp do đó gradient thủy lực dòng thấm càng nhỏ. Chỉ có một phạm vi nhất định xung quanh vùng đặt tải mà ở đó nước lỗ rỗng có khả năng thoát ra ngoài dưới tác dụng của gradient thủy lực dòng thấm do tải trọng ngoài gây ra được gọi là vùng hoạt động thấm. Vùng hoạt động này có khoảng cách lớn nhất ngay sau khi đặt tải và giảm dần theo thời gian do sự triệt tiêu theo thời gian của áp lực nước lỗ rỗng dư. Độ sâu hoạt động thấm chính là độ sâu lớn nhất nói trên, ký hiệu H_1 . Giá trị của H_1 nói chung khó xác định vì sự phân bố áp lực nước lỗ rỗng dư ban đầu phụ thuộc rất nhiều yếu tố, kể cả tính chất của đất do đó trong thực tế thường lấy độ sâu ảnh hưởng lún, H_n , thay thế: $H_1 = H_n$.

Trong phạm vi H_1 , nếu tồn tại một lớp đất có tính thấm cao hơn các lớp đất khác rất nhiều thì lớp đất này được coi là một biên thoát nước tự nhiên và chiều dài VTNĐ chỉ cần đến biên thoát nước tự nhiên này là đủ. Ngược lại, chiều dài VTNĐ lấy theo giá trị độ sâu H_1 .

4.3. Xác định khoảng cách giữa các VTNĐ

Tương tự cọc cát nén chặt, trong thực tế thường lựa chọn một trong hai sơ đồ bố trí mặt bằng cơ bản cho các VTNĐ là sơ đồ tam giác đều và sơ đồ hình vuông. Trong tính toán, VTNĐ được quy đổi về dạng tiết diện hình tròn tương đương có đường kính d_w (bán kính r_w). Đối với giếng cát, d_w lấy bằng đường kính của ống thép thi công; đối với bắc thấm, d_w lấy theo nguyên lý tương đương chu vi tiếp nhận:

$$d_w = \frac{2(a+b)}{\pi} \quad (\text{III.28a})$$

Trong đó a và b là kích thước tiết diện bắc hoặc công thức đơn giản của Rixner, 1986:

$$d_w = \frac{(a+b)}{2} \quad (\text{III.28b})$$

Phạm vi ảnh hưởng của một VTNĐ được hiểu là vùng đất xung quanh nó mà nước dưới đất di chuyển theo phương ngang về đó. Đối với một VTNĐ có thể coi vùng ảnh hưởng là một hình trụ tròn đường kính D xác định theo công thức:

- Khi bố trí theo sơ đồ tam giác đều: $D = 1.154D_c$
- Khi bố trí theo sơ đồ hình vuông: $D = 1.414D_c$.

Việc xác định khoảng cách giữa các VTNĐ chủ yếu phụ thuộc vào thời gian cho phép, $[T]$, kể từ khi gia tải để nền đất đạt tới độ cố kết nào đó U_{yc} :

$$U(t = [T]) \geq U_{yc}. \quad (\text{III.29})$$

Độ cố kết của nền trong trường hợp có VTND là sự kết hợp cố kết theo cả hai phương trong bài toán đối xứng trục, xác định theo phương trình Carolli, 1942 có dạng:

$$U = 1 - (1 - U_h)(1 - U_v) \quad (III.30)$$

Trong đó :

- U_v : độ cố kết theo phương đứng, $U_v = f(T_v = \frac{C_v}{h^2} t) = f(C_v, h, t)$;

- U_h : độ cố kết theo phương ngang, $U_h = f(T_h = \frac{C_h}{D^2} t; F(n)) = f(C_h, D, t, d_w)$ với

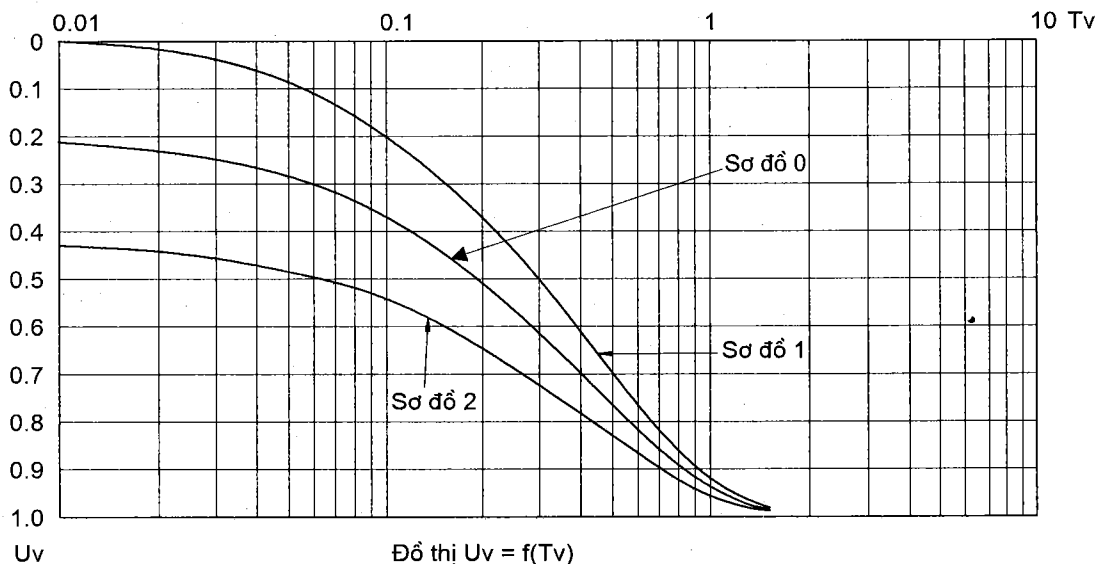
$$F(n) = f\left(n = \frac{D}{d_w}\right) = \left[\frac{n}{n-1}\right]^2 \left[\ln(n) + \frac{1}{n^2} - \frac{3}{4}\right]$$

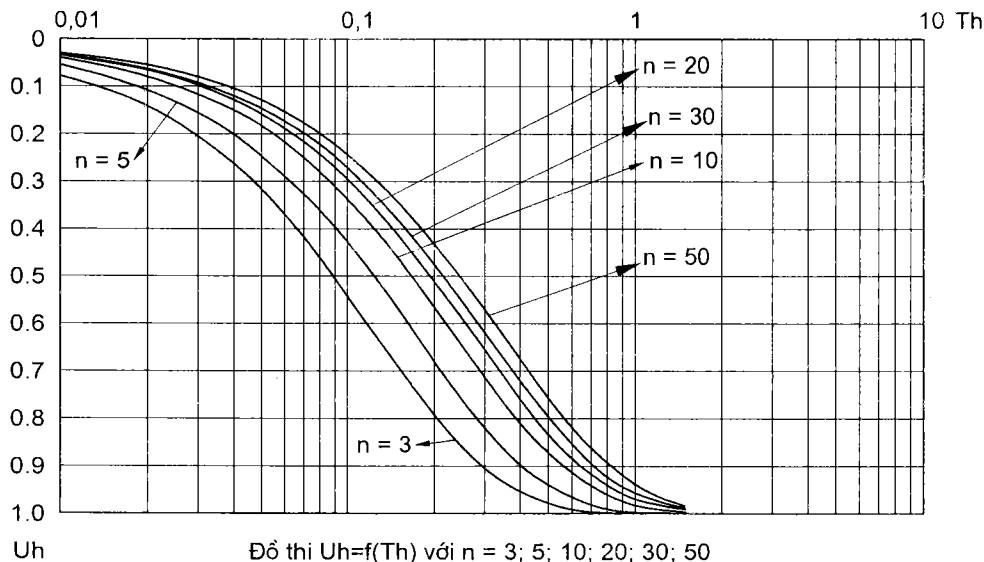
Giá trị của $U_v = f(T_v)$ và $U_h = f(T_h, n)$ cho trên đồ thị hình III.7.

Để ý rằng, đối với một trường hợp thiết kế cụ thể, hệ số cố kết C_v và C_h của đất đã xác định, chiều dài đường thoát nước theo phương đứng h xác định do đó tại thời điểm cho phép $t = [T]$ ta có:

$$U(T) = f(D) = f(D_c) \quad (III.31)$$

Khi thay đổi khoảng cách giữa các VTND, đồ thị $U(T) = f(D_c)$ được xây dựng cho phép xác định được giá trị thích hợp D_c .





Hình III.7. Đồ thị xác định độ cố kết U theo nhân tố thời gian T

4.4. Xác định tải trọng gia tải trước

Tải trọng gia tải trước được xác định tùy thuộc vào điều kiện khống chế của thời gian cho phép, [T], và sức chịu tải của đất nền nhưng không ít hơn tải trọng thực của công trình trong tương lai.

Nền ngay sau khi xử lý hầu như không có sự thay đổi về tính chất cơ lý, đặc biệt là đặc trưng cường độ (trừ trường hợp VTNĐ được làm bằng giồng cát, trong trường hợp này góc ma sát trong của đất được cải thiện đáng kể). Khi có tải trọng tác dụng lên nền, sự có mặt VTNĐ làm giá trị ứng suất hữu hiệu tăng nhanh chóng do đó cường độ của đất nền cũng tăng lên nhanh chóng đến giá trị lớn nhất có thể có. Do đó, khi gia tải cần hết sức chú ý đến khả năng tiếp nhận tải trọng của nền. Tải trọng có thể phải được gia tăng theo từng cấp, mỗi cấp kéo dài trong một khoảng thời gian thích hợp trước khi tăng tiếp tải trọng lên nền.

Nếu điều kiện sức chịu tải của nền không quá khó khăn trong khi thời gian thi công bị hạn chế có thể áp dụng biện pháp gia quá tải. Mức quá tải được xác định sao cho tại thời điểm $t = [T]$ độ cố kết quy đổi của nền thỏa mãn điều kiện yêu cầu.

Gọi tải trọng thiết kế từ công trình là p , độ lún dự kiến là S ; tải trọng gia trước là $p_{gt} = p + \Delta p$ gây ra độ lún cuối cùng dự kiến là $S_{gt} = S + \Delta S$.

Tại thời điểm $t = [T]$, độ cố kết của nền là $U(t)$ tương ứng với độ lún $S(t) = U(t) \times (S + \Delta S)$, do đó độ cố kết quy đổi của nền tại thời điểm đó sẽ là :

$$U = \frac{U(t) \times (S + \Delta S)}{S} = U(t) \times \left(1 + \frac{\Delta S}{S}\right) = U(t) + \Delta U \quad (III.32)$$

Giá trị của ΔS và do đó là của ΔU phụ thuộc vào việc lựa chọn Δp hay nói cách khác Δp được lựa chọn sao cho $U = U(t) + \Delta U \geq U_{yc}$.

4.5. Chiều dày đệm cát trên đỉnh VTNĐ

Đệm cát trên đỉnh VTNĐ (gọi tắt là đệm đầu cọc) có nhiệm vụ tiếp nhận nước từ các VTNĐ và tiêu thoát ra ngoài phạm vi ảnh hưởng của tải trọng do đó phải đảm bảo điều kiện thoát nước. Chiều dày của đệm đầu cọc do đó phải được xác định trên cơ sở độ lún dự kiến có thể xảy ra dưới tác dụng của tải trọng công trình S với chiều cao dự phòng không ít hơn 30cm :

$$\Delta H = S + 30 \text{ (cm)} \quad \text{(III.33)}$$

Trong đó :

- ΔH : chiều dày đệm đầu cọc, cm ;
- S : độ lún cuối cùng của nền do tải trọng thiết kế gây ra, cm.

Ví dụ III.3

Điều kiện địa chất công trình cho trong ví dụ III.1. Kết quả thí nghiệm nén cố kết cho giá trị hệ số cố kết trung bình $C_v = 6.10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$; $C_h = 10^{-3} \text{ cm}^2/\text{s}$. Hãy xác định khoảng cách thích hợp của phương án xử lý nền bằng VTNĐ kết hợp gia tải trước cho nền đường đắp cao 8.5m trên bề rộng vai $B = 12\text{m}$, taluy nền đường đắp 1/1, trọng lượng riêng của đất đắp $\gamma = 18.5 \text{ kN/m}^3$. Thời gian chờ lún tối đa được phép là 10 tháng. Độ cố kết yêu cầu khi dỡ tải là 90%.

Giải:

Chọn sử dụng giếng cát làm vật thoát nước đứng. Đường kính giếng $\Phi 400$, bố trí giếng theo sơ đồ tam giác đều, đệm thoát nước đỉnh (chiều dày đệm sẽ xác định sau tùy theo độ lún của nền).

Chiều dài đường thoát nước theo phương đứng $h = 4\text{m}$; nhân tố thời gian $T_v(t = 10 \text{ tháng})$ không thay đổi:

$$T_v = \frac{C_v}{h^2} t = \frac{6.10^{-4}}{400^2} \times 2.6.10^7 = 0.1 \rightarrow U_v = 0.36$$

Lần lượt khảo sát các phương án tỷ lệ n khác nhau để tìm quan hệ $U = f(D)$:

Với $n = 3$

$$D = 3 \times 0.4 = 1.2\text{m}; T_h = \frac{C_h}{D^2} t = \frac{10^{-3}}{120^2} \times 2.6.10^7 = 1.8 \rightarrow U_h = 0.99$$

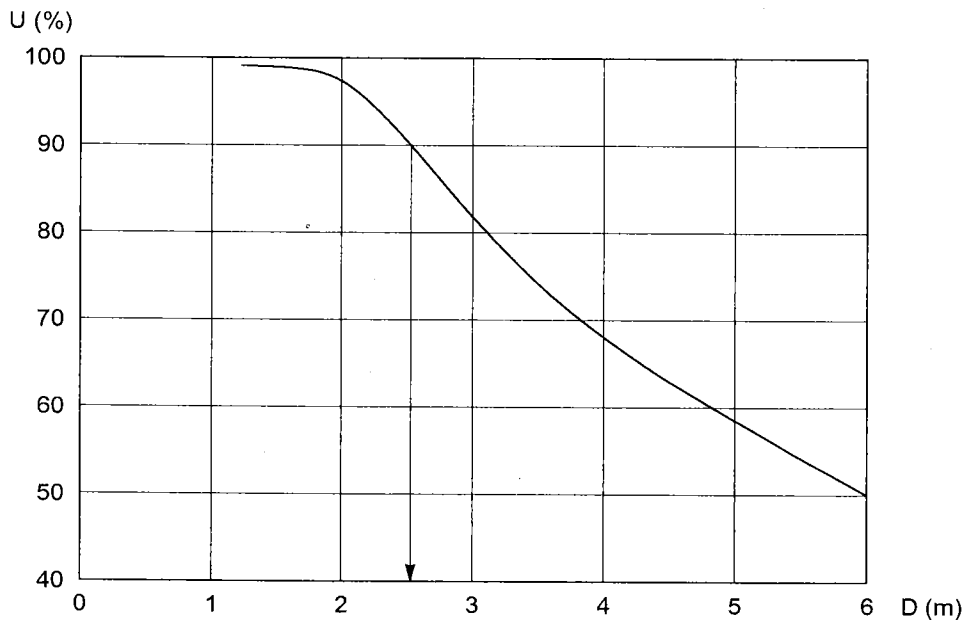
$$U = 1 - (1 - U_v)(1 - U_h) = 1 - 0.64 \times 0.01 = 0.99.$$

Tương tự với các giá trị khác của n ta lập được bảng quan hệ $U = f(n)$ và $U = f(D)$ sau đây :

n	3	5	7	10	15
D(m)	1.2	2.0	2.8	4.0	6.0
T_h	1.80	0.65	0.33	0.16	0.07
$U_h(\%)$	99	97	77	50	22
U(%)	99	97	85	68	50

Dựa vào kết quả trên, đồ thị $U = f(D)$ được xây dựng trên hình III.8 và kích thước D hợp lý được lựa chọn: $D = 2.45m$

Khoảng cách giữa các giếng cát $D_c = \frac{D}{1.154} = 2.12m$. Chọn khoảng cách các giếng $D_c = 2.15m$.



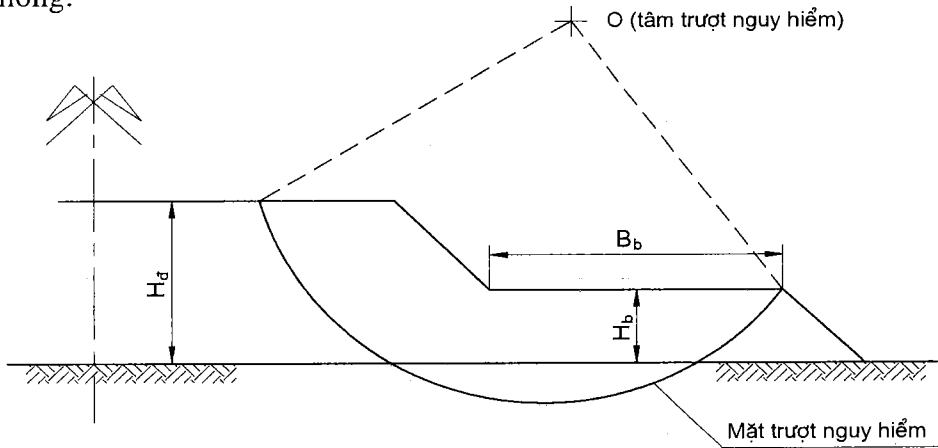
Hình III.8. Đồ thị quan hệ $U = f(D)$ của ví dụ III.3

5. THIẾT KẾ BỆ PHẢN ÁP

5.1. Khái niệm về bộ phản áp

Bộ phản áp là một giải pháp kỹ thuật được sử dụng nhiều trong xây dựng nền đường đắp cao qua vùng đất yếu nhằm tăng cường sự ổn định cho công trình. Về hình thức, bộ phản áp là tên gọi của phân đất đắp rộng ra hai bên nền đường thực sự với

chiều cao nhỏ hơn để tạo ra “đối trọng” cho tải trọng nền đường. Sơ đồ cấu tạo nguyên lý của giải pháp cho trên hình III.9. Hình thức xử lý tương tự cũng được áp dụng cho các dạng công trình khác khi sức chịu tải giới hạn của nền không đảm bảo là tăng độ sâu đặt móng.



Hình III.9. Sơ đồ cấu tạo bê phản áp

Nguyên lý làm việc của bê phản áp dựa trên cơ sở phân tích sức chịu tải giới hạn của nền. Sức chịu tải giới hạn của nền, p_{gh} , là một đại lượng không chỉ phụ thuộc vào tính chất của đất mà còn phụ thuộc vào chính móng công trình và thường biểu diễn theo công thức có dạng tổng quát sau:

$$p_{gh} = (\alpha_1 N_q \gamma) b + (\alpha_2 N_q) \gamma h_m + (\alpha_3 N_c) c = f_1(b) + f_2(\gamma h_m) + f_3(c) \quad (III.34)$$

Trong đó :

- $f_1(b)$: hàm ảnh hưởng của bề rộng móng;
- $f_2(\gamma h_m)$: hàm ảnh hưởng của áp lực lớp phủ trên đáy móng;
- $f_3(c)$: hàm ảnh hưởng của lực dính đơn vị của đất (nếu có).

Nền đường thường được đắp trực tiếp trên đất tự nhiên do đó có thể coi $h_m = 0$ và áp lực lớp phủ γh_m do đó cũng bằng không, $\gamma h_m = 0$. Việc tạo ra giá trị $\gamma h_m \neq 0$ trở nên rất có ý nghĩa, chính là cơ sở của giải pháp bê phản áp trong đó chiều cao bê H_b đóng vai trò của độ sâu chôn móng h_m . Thiết kế bê phản áp chính là xác định chiều cao H_b đảm bảo yêu cầu về cường độ, bề rộng bê B_b đảm bảo cho bê làm việc như chiều sâu chôn móng hoàn chỉnh tức là đủ để bao phủ ra bên ngoài phạm vi cân bằng giới hạn.

Khi xây dựng nền đường đắp qua vùng đất yếu, góc ma sát trong của đất rất nhỏ, đặc biệt trong giai đoạn xây dựng có thể coi $\varphi = 0$ do đó ảnh hưởng của bề rộng b trong III.34 không đáng kể, hệ số ảnh hưởng độ sâu $N_q = 1$, hệ số ảnh hưởng của lực dính $N_c = (\pi + 2)$ do đó sức chịu tải giới hạn của nền được xác định theo công thức đơn giản sau:

$$p_{gh} = \gamma h_m + (\pi + 2)c_u \quad (III.34a)$$

5.2. Tính toán chiều cao bộ H_b

Trong công trình nền đường đắp, tải trọng thiết kế của công trình lên nền đất chính là trọng lượng của đất đắp:

$$p = \gamma_d H_d \quad (\text{III.35})$$

Trong đó :

- γ_d : trọng lượng riêng của đất đắp nền đường;
- H_d : chiều cao đắp nền đường theo yêu cầu.

Nếu hệ số an toàn về cường độ đất nền theo yêu cầu là F_s , điều kiện sau đây phải được thỏa mãn:

$$\frac{p_{gh}}{p} \geq F_s \quad (\text{III.36a})$$

hay

$$p_{gh} \geq F_s \times p \quad (\text{III.36})$$

thay p_{gh} theo III.34 với $\alpha_i = 1$ và p theo III.36 ta có :

$$\frac{1}{2} N_\gamma B \gamma + N_q \gamma_b H_b + N_c c' \geq F_s \times (\gamma_d H_d)$$

Giải theo H_b ta được chiều cao tối thiểu của bộ phản áp:

$$H_b = \frac{F_s \gamma_d H_d - (0.5 N_\gamma B \gamma + N_c c')}{N_q \gamma_b} \quad (\text{III.37})$$

trong đó các giá trị N_i lấy theo góc kháng cát hữu hiệu, $\varphi = \varphi'$ của đất yếu.

Trong điều kiện không thoát nước (thi công liên tục, một giai đoạn), p_{gh} xác định theo III.34a do đó chiều cao tối thiểu của bộ xác định theo công thức đơn giản:

$$H_b = \frac{F_s \gamma_d H_d - 5.14 c_u}{\gamma_b} \quad (\text{III.37a})$$

Trường hợp đất nền tương đối yếu và do đó ngay tải trọng từ bộ phản áp với chiều cao xác định theo III.37 cũng không đảm bảo ổn định theo yêu cầu, bộ phản áp cần phải được thiết kế thành nhiều bậc. Khi đó chiều cao từng bậc được xác định tương tự bằng cách thay giá trị $(\gamma_d H_d)$ bằng giá trị tải trọng từ bậc bên trong liền kề.

5.3. Bề rộng bộ phản áp

Bề rộng bộ phản áp B_b phải đủ rộng để bao phủ được mặt trượt có thể có do tải trọng nền đường gây ra và nhờ đó áp lực lớp phủ từ bộ phát huy được hiệu quả. Việc xác

định bề rộng bộ B_b được tiến hành gần đúng dần thông qua phân tích ổn định (phổ biến hơn cả là sử dụng phân tích mặt trượt trụ tròn) nền đường. Trong thiết kế sơ bộ, có thể giả thiết đất nền có $\varphi = 0$ do đó bề rộng bộ phản áp xác định theo bề rộng mặt trượt giới hạn không ít hơn bề rộng nền đường đắp.

Ví dụ III.4

Xác định kích thước bộ phản áp cho trường hợp nền đường đắp trong ví dụ III.3. Đất đắp có các đặc trưng cường độ $\varphi' = 24^\circ$; $c' = 8$ kPa.

Giải

Sức chịu tải giới hạn của nền xác định ứng với điều kiện thoát nước hoàn toàn:

$$p_{gh}(\varphi', c') = \frac{1}{2} N_\gamma B \gamma + N_q q + N_c c$$

trong đó, $\varphi' = 12^\circ$; $c' = 7$ kPa; $N_\gamma = 1.8$; $N_q = 3.3$; $N_c = 10.8$ (theo bảng II.3).

Với điều kiện không có bộ phản áp,

$$p_{gh} = 0.5 \times 1.8 \times 12 \times 16.8 + 10.8 \times 7 = 257 \text{ kPa}$$

Tải trọng cho phép, $[p] = 128.5$ kPa. Chọn $[p] = 130$ kPa.

Tải trọng từ nền đường đắp $p = \gamma_d H_d = 18.5 \times 8.5 = 157.2$ kPa

So sánh tải trọng cho phép của nền với tải trọng thực sự lên nền ta thấy cần phải có giải pháp xử lý về cường độ. Một trong các giải pháp có thể chọn ở đây là tiến hành xây dựng bộ phản áp. Nội dung việc tính toán thiết kế các đặc trưng của bộ phản áp trình bày dưới đây.

Chiều cao bộ phản áp H_b xác định theo công thức III.37 với giả thiết đất đắp bộ có chất lượng tương đương đất đắp nền đường:

$$\begin{aligned} H_b &= \frac{Fs \gamma_d H_d - (0.5 N_\gamma B \gamma + N_c c')}{N_q \gamma_b} \\ &= \frac{2.0 \times 157.2 - (0.5 \times 1.8 \times 12 \times 16.8 + 10.8 \times 7)}{3.3 \times 18.5} = 0.94 \text{ m} \end{aligned}$$

Chọn $H_b = 1.0$ m

Sức chịu tải giới hạn của đất dưới nền đường khi bắt đầu gia tải xác định với điều kiện độ bền cắt không thoát nước:

$$p_{gh} = (\pi + 2)c_u = 5.14 \times 20 = 102.8 \text{ kPa}$$

Với hệ số an toàn $Fs = 1.2$ (thường được áp dụng cho thi công), ta có tải trọng cho phép của nền ngay khi thi công là:

$$[p]_{l.c} = \frac{P_{gh}}{F_s} = \frac{102.8}{1.2} = 85.7 \text{ kPa}$$

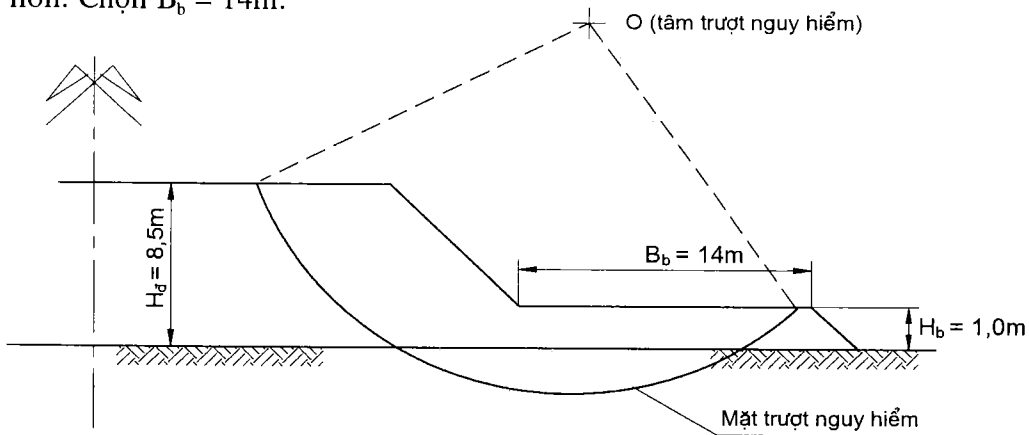
Giá trị này tương đương chiều cao đắp lần đầu:

$$h_{d1} = \frac{[p]_{l.c}}{\gamma_d} = \frac{85.7}{18.5} = 4.63\text{m. Chọn } h_{d1} = 4.50\text{m.}$$

Chiều cao đắp đợt một lớn hơn chiều cao bệ phản áp do đó chỉ cần một bậc phản áp, việc thi công có thể thực hiện đồng thời cả bệ phản áp cùng một phần nền đường (chiều cao phần nền đường khi không có bệ phản áp tối thiểu là 4.50m, do đó khi đắp cùng bệ phản áp, chiều cao đợt một có thể tăng thêm).

Bề rộng bệ phản áp B_b

Hình dạng nền đường cùng bệ phản áp như trên hình III.10. Phân tích ổn định nền đường theo phương pháp mặt trượt trụ tròn cho phép xác định vị trí tâm trượt và bán kính cung trượt nguy hiểm như trên hình III.10. Bề rộng bệ phản áp do đó phải không nhỏ hơn. Chọn $B_b = 14\text{m}$.



Hình III.10. Nền đường cùng với bệ phản áp của ví dụ III.4.

6. XỬ LÝ NỀN BẰNG PHƯƠNG PHÁP TRỘN SÂU (DMM) : CỌC ĐẤT - VÔI/ ĐẤT - XI MĂNG

6.1. Khái niệm

Việc trộn vôi/xi măng với đất yếu nhằm cải tạo đất đã được áp dụng từ lâu trong xây dựng ở nước ta, đặc biệt trong xây dựng đường giao thông nông thôn. Khi đất được trộn vôi/xi măng theo một tỷ lệ nào đó, các ion canxi bị hấp phụ vào lớp nước liên kết tạo ra lớp điện kép làm giảm chiều dày nước liên kết do đó làm tăng lực hút dính giữa các hạt đất, giảm hệ số rỗng của đất. Cùng với thời gian, phản ứng puzolan biến các liên

kết ion kết tinh. Cường độ của đất do đó được tăng lên trong khi tính ép co giảm xuống, đất trở nên "tốt" hơn.

Trong những năm gần đây, việc trộn đất với vôi/ximăng được thực hiện ngay tại chỗ, ở những độ sâu lớn bằng các thiết bị chuyên dụng lần đầu tiên xuất hiện ở Nhật Bản cuối những năm 70 của thế kỷ trước được gọi là phương pháp trộn sâu (Deep Mixing Method - DMM). Bộ phận chính của thiết bị là một đầu trộn bào gồm các cánh xoắn có thể đưa xuống độ sâu thiết kế theo nguyên lý khoan xoay. Việc trộn được tiến hành ngược từ độ sâu thiết kế lên mặt đất, khi đầu trộn quay ngược rút dần lên đồng thời vôi/ximăng được phun ra trộn đều với đất và nén chặt lại. Phần đất được trộn có dạng hình trụ tròn hình thành nên một kiểu cọc có cường độ không cao lắm do đó thường được gọi là cọc đất - vôi/ đất - xi măng tùy theo vật liệu trộn. Tùy thuộc vào loại đất, vật liệu trộn có thể ở dạng bột gọi là trộn khô (Dry Jet Mixing - DJM) hoặc ở dạng vữa - trộn ướt (Wet Jet Mixing - WJM). DMM được sử dụng trong xử lý nền đường, nền kho bãi với diện tích cần xử lý lớn và cả cho móng công trình trong một số trường hợp. DMM cũng được sử dụng làm tường chắn cho các hố đào sâu trong đất yếu nhằm ổn định taluy hố đào cũng như bảo vệ các công trình lân cận. Phần dưới đây trình bày nội dung tính toán thiết kế xử lý nền cho móng, các tính toán thiết kế khác tiến hành tương tự.

6.2. Tính toán thiết kế gia cố nền bằng cọc đất - vôi/đất - ximăng

Việc tính toán thiết kế cọc đất - vôi/đất - ximăng tiến hành trên cơ sở coi đây là một loại cọc làm việc theo nhóm do đó việc phân tích theo các trạng thái giới hạn phải được tiến hành cho cả cọc đơn lẫn nhóm cọc.

Thông thường, cọc được bố trí theo sơ đồ tam giác đều hoặc hình vuông tương tự cọc cát. Số lượng cọc xác định trước hết theo tải trọng thiết kế và sức chịu tải cho phép của cọc sau đó kiểm tra theo điều kiện cọc làm việc trong nhóm cả về cường độ và độ lún.

6.2.1. Sức chịu tải của cọc đơn

Sức chịu tải giới hạn của cọc trong đất yếu xác định tương tự cọc cứng với giả thiết sức kháng mặt bên bằng độ bền không thoát nước của đất, c_u , và sức kháng mũi cọc bằng $9c_u$:

$$P_{gh} = P_m + P_{xq} = (2.25\pi\Phi^2 + \pi\Phi H_c)c_u \quad (III.38)$$

Trong đó :

- P_m : sức kháng của mũi cọc trong đất yếu;
- P_{xq} : sức kháng bên thành cọc;
- Φ : đường kính cọc;

– H_c : chiều dài cọc. Trường hợp xử lý nền với chiều dài cọc đến hết lớp đất yếu, sức kháng mũi cọc có thể phải điều chỉnh lại hoặc xác định c_u cho tính toán P_m trong điều kiện thí nghiệm cắt tương đương.

Sức chịu tải cho phép của cọc lấy với hệ số triết giảm F_s không nhỏ hơn 2.5:

$$[P] = \frac{P_{gh}}{F_s} \quad (III.39)$$

Sức chịu tải của cọc theo vật liệu xác định dựa vào độ bền nén một trục của mẫu hỗn hợp trong thân cọc ứng với hai thời điểm:

– Cọc tạm, ngắn ngày: $P_{vl} = A(3.5c_c + 3\sigma_h)$ (III.40)

Trong đó :

+ A : diện tích tiết diện ngang cọc;

+ c_c : độ bền cắt của vật liệu cọc xác định từ thí nghiệm nén một trục, $c_c = \frac{q_n}{2}$;

+ q_n : độ bền nén một trục của vật liệu cọc sau 90 ngày;

+ σ_h : ứng suất nén theo phương ngang của đất lên thành bên cọc (ở độ sâu phân tích z). Trường hợp không xét đến ảnh hưởng của ứng suất nén ngang σ_h (đối với tiết diện cọc ở gần mặt đất), có thể lấy $P_{vl} = 2Aq_n$.

Hệ số an toàn đối với vật liệu cọc có thể lấy $F_s = 1.5$.

– Cọc xử lý nền dưới móng cần xét đến hiện tượng rão theo thời gian làm giảm độ bền của cọc cho phép lấy từ 0.65 đến 0.85 độ bền ngắn hạn.

6.2.2. Sức chịu tải của nhóm cọc

Cọc làm việc trong nhóm trước hết cần được coi như một móng khối quy ước có kích thước $L \times B \times H_c$ trong đó $L \times B$ diện tích vùng xử lý và H_c là độ sâu xử lý. Sức chịu tải giới hạn của toàn bộ nhóm cọc xác định theo công thức tương tự một cọc đơn:

$$P_\Sigma = 2(B + L)H_c c_u + N_c(B \times L)c_u \quad (III.41)$$

Trong đó N_c là hệ số sức chịu tải của đất yếu, lấy $N_c = 6 \div 9$ tùy theo hình dạng đáy móng khối.

Cọc làm việc trong nhóm có thể được coi như là một phần của đất nền. Khi đó sức chịu tải giới hạn chung của nền cọc đất-vôi/xi măng xác định tương tự nền cọc cát nén chặt theo công thức:

$$P_{gh} = fR_c + (1 - f)R_d \quad (III.42)$$

Trong đó :

– f : tỷ diện tích xử lý;

- R_c : cường độ giới hạn của vật liệu cọc, $R_c = 2q_n$;
- R_d : cường độ giới hạn của đất.

6.2.3. Phân tích lún

Độ lún chung của nền trong tính toán được chia làm hai phần: lún do biến dạng bản thân khối móng quy ước và lún do chuyển vị đứng của đất dưới mũi cọc:

$$S = S_1 + S_2 \quad (\text{III.43})$$

- Lún do biến dạng của móng khối quy ước :

$$S_1 = \varepsilon H_c = \frac{pH_c}{E_{ch}} = \frac{pH_c}{fE_c + (1-f)E_d} \quad (\text{III.44})$$

Trong đó :

- + ε : biến dạng tương đối của vật liệu gia cố;
- + p : tải trọng thiết kế của móng (ứng với trạng thái tính toán);
- + E_{ch} : mô đun biến dạng chung của nền gia cố;
- + E_c : mô đun biến dạng của vật liệu cọc, $E_c = (50 \div 100)c_c$ hoặc xác định từ thí nghiệm nén một trục;
- + E_d = mô đun biến dạng của đất nền.

- Lún của đất dưới mũi cọc, S_2 , xác định theo các phương pháp được thừa nhận trong Cơ học đất.

6.3. Trình tự các bước thiết kế xử lý nền theo DMM

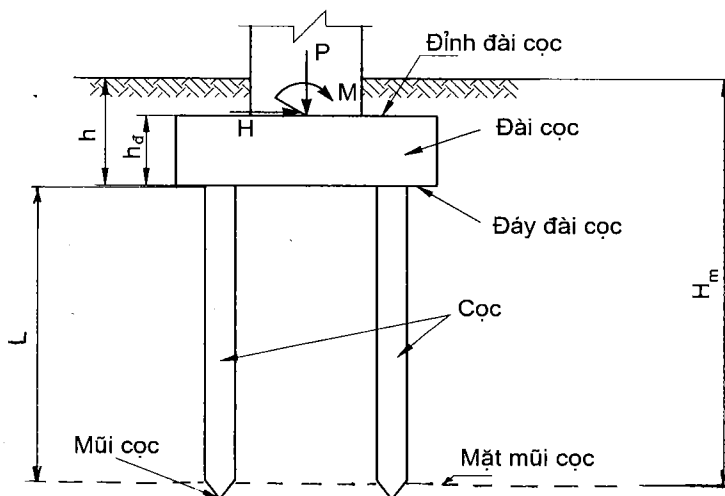
- Phân tích xác định chiều sâu xử lý (tương tự cọc cát nén chặt).
- Xác định sức chịu tải của cọc đơn, số lượng cọc.
- Lựa chọn sơ đồ và bố trí cọc (tương tự cọc cát nén chặt).
- Phân tích cọc làm việc trong nhóm cả về cường độ và biến dạng.

Chương 4

TÍNH TOÁN THIẾT KẾ MÓNG CỌC

1. KHÁI NIỆM VỀ MÓNG CỌC

Móng cọc được sử dụng rộng rãi trong xây dựng khi tải trọng công trình tương đối lớn, khi lớp đất tốt xuất hiện tương đối sâu, khi có yêu cầu cao về hạn chế biến dạng công trình... Móng cọc bao gồm các cọc liên kết với nhau bằng đài cọc. Cọc là các cấu kiện dạng thanh có nhiệm vụ truyền tải trọng công trình vào đất thông qua ma sát bên thành cọc và phản lực đầu mũi cọc. Đài cọc là cấu kiện dạng bản có nhiệm vụ tiếp nhận tải trọng từ công trình và phân phối lên các cọc theo những quy luật phụ thuộc vào độ cứng tương đối của đài. Hình thức cấu tạo chung của móng cọc như hình vẽ IV.1.



Hình IV.1. Sơ đồ mô tả móng cọc

Chiều dài L từ đáy đài đến mũi cọc được gọi là chiều dài làm việc của cọc. Tổng chiều dài cọc $L_c = L + \Delta L$ thường được kể đến trong thi công trong đó ΔL là đoạn cọc phục vụ cho liên kết cọc vào đài hoặc/và cho thi công cọc.

Khoảng cách từ mặt đất đến đáy đài gọi là chiều sâu chôn đài, h_d . Nếu h đủ sâu để cho đất từ đáy đài trở lên tiếp nhận được tải trọng ngang thì móng cọc được gọi là móng cọc đài thấp. Ngược lại gọi là móng cọc đài cao. Cọc trong móng cọc đài thấp chịu tải

trọng ngang không đáng kể mà chủ yếu chịu tải trọng đứng do đó phù hợp hơn với sự làm việc của kết cấu thanh. Nếu điều kiện thi công cho phép nên ưu tiên lựa chọn móng cọc đài thấp. Ngược lại, cọc trong móng cọc đài cao chịu tải trọng ngang của công trình do đó đòi hỏi phải có độ cứng chống uốn lớn, chỉ nên áp dụng khi không thể sử dụng móng cọc đài thấp. Các công trình giao thông thường áp dụng loại móng này để giảm bớt khó khăn cho thi công. Một vài công trình dân dụng đôi khi cũng sử dụng móng cọc đài cao để thỏa mãn yêu cầu sử dụng đặc biệt nào đó hoặc do yêu cầu kiến trúc, chẳng hạn công trình kiểu “thủy tạ”.

Nếu mũi cọc nằm trong lớp đất có tính biến dạng lún rất thấp hoặc thực tế coi là không biến dạng thì cọc được gọi là cọc chống. Ngược lại, nếu không thể bỏ qua biến dạng lún của đất ở mũi cọc thì cọc được gọi là cọc ma sát. Phần lớn các công trình sử dụng móng cọc ở Việt Nam thuộc loại cọc ma sát. Khi tính toán, do biến dạng đàn hồi của bản thân cọc tương đối bé, cọc chống thường bỏ qua ma sát giữa đất với thành bên cọc trong khi cọc ma sát có tổng ma sát bên trên suốt chiều dài cọc tương đối lớn vì vậy không nên bỏ qua.

2. PHÂN LOẠI CỌC VÀ PHẠM VI ÁP DỤNG

Có nhiều cách để phân loại cọc: phân loại theo vật liệu, theo phương pháp thi công, theo mức độ thay thế đất, theo hình dạng và kích thước tiết diện ngang của cọc, theo độ nghiêng của trục cọc so với phương thẳng đứng ...

2.1. Phân loại theo vật liệu cọc

Cọc có thể làm bằng các vật liệu khác nhau như gỗ, thép, bê tông cốt thép.

Cọc gỗ hiện rất ít được sử dụng vì khả năng chịu tải không cao, hơn nữa vật liệu gỗ có đủ phẩm chất để làm cọc ngày càng hiếm, cọc gỗ ngày càng trở nên đắt đỏ trong khi tuổi thọ lại không cao.

Cọc thép được sử dụng nhiều ở các nước trên thế giới nhưng chưa phổ biến ở Việt Nam do giá thành đắt. Cọc thép có thể chịu được tải trọng tương đối lớn, đặc biệt khi kết hợp với bê tông như là một phần của cọc nhồi. Trong trường hợp này, cọc thép thường có cấu tạo dạng ống được sử dụng làm lớp vỏ của cọc, bê tông được nhồi bên trong để tăng trọng lượng cọc, tăng cường khả năng ổn định, chống dao động của công trình. Ưu điểm chính của các dạng cọc thép nằm ở khả năng kiểm soát chất lượng vì tất cả các bộ phận cấu thành đều được chế tạo sẵn trong nhà máy với chất lượng cao. Ngoài ra, việc thi công cọc thép dễ dàng hơn cọc bê tông cốt thép rất nhiều. Nói chung có thể sử dụng cọc thép trong hầu hết các dạng công trình nếu điều kiện tài chính cho phép.

Cọc bê tông cốt thép được sử dụng phổ biến hơn cả nhờ khả năng cấu tạo hình dáng linh hoạt, sức chịu tải cao và dễ thi công cơ giới. Trong hầu hết các công trình xây

dụng ở Việt nam, cọc bằng bê tông cốt thép các dạng là chủ yếu. Trong tài liệu này, khi nói đến cọc và móng cọc là nói đến cọc được chế tạo bằng bê tông cốt thép, những vật liệu khác nếu có được coi như trường hợp riêng sẽ trình bày rõ.

2.2. Phân loại cọc bê tông cốt thép theo phương pháp thi công

Cọc bê tông cốt thép có thể được chế tạo sẵn trong nhà máy hoặc các công xưởng tập trung sau đó đưa vào vị trí thiết kế nhờ các phương pháp lắp đặt khác nhau hoặc chế tạo ngay tại vị trí thiết kế bằng cách tạo trước lỗ rỗng trong đất, đặt cốt thép rồi đổ bê tông vào đó - loại cọc này được gọi là cọc đổ tại chỗ hay cọc nhồi.

Cọc chế tạo sẵn thường có cấu tạo từ một hoặc một vài đoạn cọc chế tạo sẵn sau đó nối lại trong quá trình thi công và lắp đặt vào vị trí thiết kế. Việc thi công lắp đặt có thể được thực hiện bằng cách đóng bằng búa các loại gọi là cọc đóng; bằng cách ép tĩnh bằng máy ép thủy lực gọi là cọc ép; bằng cách khoan tạo lỗ dẫn trước (gọi là khoan mồi) sau đó thả cọc vào lỗ rồi ép hoặc đóng tiếp một đoạn cuối gọi là cọc khoan-đóng hoặc khoan-ép. Cọc chế tạo sẵn được sử dụng rất phổ biến nhờ khả năng kiểm soát được chất lượng cọc, phạm vi thi công rộng lớn (ít bị hạn chế vì lý do địa hình, địa chất...). Có thể sử dụng cọc chế tạo sẵn cho các yêu cầu chịu tải đến vài trăm tấn. Hạn chế chính của cọc chế tạo sẵn là chiều dài của các đoạn cọc bị hạn chế do đó cọc phải được nối từ nhiều đoạn trong quá trình thi công. Việc nối cọc không những ảnh hưởng đến tiến độ thi công (thời gian nối thường dài hơn thời gian hạ đoạn cọc), tốn kém vật liệu phụ mà còn rất khó đảm bảo chất lượng mối nối, đặc biệt là những công trình chịu tải trọng ngang lớn và những khu vực nước có tính phá hủy vật liệu cao. Lựa chọn chiều dài đoạn cọc thích hợp là một vấn đề phụ thuộc rất nhiều yếu tố, trong đó có cả thiết kế, chế tạo và thi công cọc.

– Cọc đóng được dùng phổ biến hơn cả nhờ có lịch sử phát triển lâu dài, thiết bị thi công sẵn và nhiều tính năng cải tiến như thi công nhanh, đóng được cọc lớn, cọc nghiêng và có thể tự động hóa quá trình theo dõi thi công, kiểm soát chất lượng... Hạn chế chính của cọc đóng là ô nhiễm môi trường do tiếng ồn, khí thải và rung động khi đóng gây ảnh hưởng xấu cho các công trình lân cận. Ở một số vùng đô thị, cọc đóng bị cấm áp dụng. Nếu không bị cấm sử dụng, nói chung *ên ưu tiên nghiên cứu phương án cọc đóng trước khi bàn đến các dạng cọc khác*. Tùy thuộc vào thiết bị đóng cọc, cọc đóng có thể được phân làm nhiều loại khác nhau cho phép áp dụng trong các phạm vi khác nhau. Thiết bị phổ biến hơn cả là búa đóng cọc sử dụng năng lượng va chạm lên đầu cọc để đưa cọc tiến dần vào đất.

– Cọc ép trước đây chủ yếu phục vụ sửa chữa công trình cũ đã được áp dụng thành công trong xây dựng công trình mới ở Việt Nam trong hai chục năm trở lại đây. Hai dạng cọc ép cơ bản phân chia theo trình tự thời gian thi công so với đài cọc là cọc ép sau và cọc ép trước. Cọc ép sau được thi công sau khi thi công đài cọc và phần thô của

công trình bên trên đã được thực hiện xong toàn bộ hoặc một phần. Trong trường hợp này, công trình đồng thời là đối trọng phục vụ thi công ép cọc. Cọc được ép qua lỗ chờ để sẵn ở đài cọc sau đó đổ bê tông liên kết cọc vào đài. Do cách thi công tận dụng trọng lượng công trình làm đối trọng, không gian thi công bị hạn chế, đặc biệt là chiều cao (chỉ có khoảng trống của tầng một) do đó chiều dài đoạn cọc thường chỉ $1.5 \div 3.0\text{m}$. Sự hạn chế này làm cho số lượng mối nối cọc tăng lên tương ứng và đây chính là nhược điểm lớn nhất của cọc ép sau. Cọc ép sau được sử dụng trong sửa chữa công trình cũ hoặc thi công công trình mới trong khu vực chật hẹp với yêu cầu tải trọng làm việc của cọc không lớn. Cọc ép trước được thi công tương tự cọc đóng với đối trọng phải vay mượn từ ngoài do đó đòi hỏi phạm vi thi công rộng rãi hơn, thiết bị phức tạp hơn. Cọc ép trước là lựa chọn thích hợp khi thi công đóng cọc bị hạn chế và yêu cầu tải trọng làm việc của cọc không hạn chế. Các thiết bị phổ biến hiện nay ở Việt Nam cho phép ép cọc có chiều dài đoạn cọc đến $12 \div 14\text{m}$ với tải trọng ép đến 3000kN . Một số thiết bị hiện đại có thể tự hành trong phạm vi thi công với tải trọng ép lên đến 10MN , khi đó cọc ép là một thay thế tốt cho cả cọc nhồi. Cọc ép nói chung khắc phục được các nhược điểm của cọc đóng và là lựa chọn linh hoạt nhất hiện nay.

– Cọc khoan-đóng hoặc khoan-ép được lựa chọn thay thế hai phương pháp trên như là một phương tiện kết hợp nhằm thỏa mãn yêu cầu chịu tải cao đồng thời giảm đáng kể ảnh hưởng đến các công trình lân cận. Việc thi công cọc khoan-đóng, khoan-ép đòi hỏi công đoạn khoan môi, một phần làm giảm đáng kể ma sát bên của cọc do đó làm giảm sức chịu tải chung của cọc một phần nữa đây cũng chính là công đoạn có khả năng gây ô nhiễm môi trường. Chỉ nên lựa chọn cọc có khoan môi khi lớp đất mũi cọc là tốt đến rất tốt đồng thời phải đảm bảo phần mũi cọc nằm trong lớp đất không khoan sẵn.

Cọc đổ tại chỗ (cọc nhồi) được áp dụng trong các công trình có tải trọng rất lớn nhờ có thể chế tạo được với tiết diện và chiều dài không hạn chế. Cọc nhồi có thể tránh được chấn động gây ảnh hưởng đến các công trình lân cận nhưng có khả năng gây ô nhiễm môi trường cao, đặc biệt khi thiếu biện pháp quản lý tốt chất thải thi công (đất được đào lên, vận chuyển ra ngoài) và phụ chất thi công (cọc nhồi thường đòi hỏi một khối lượng lớn phụ chất là dung dịch khoan có thể gây ô nhiễm môi trường nếu không được kiểm soát cẩn thận). Một số loại thiết bị thi công cọc nhồi cho phép tránh được việc sử dụng dung dịch khoan nhưng cọc tạo ra thường có chiều sâu và kích thước tiết diện hạn chế hoặc công nghệ thi công phức tạp, ít được sử dụng. Nhược điểm chính của cọc nhồi là khả năng kiểm soát chất lượng cọc rất bị hạn chế, đặc biệt là khi thi công không có ống vách trên suốt chiều sâu cọc.

Cọc kết hợp chế tạo sẵn – đổ tại chỗ dùng để thay thế hai loại trên khi cả hai đều không phải là lựa chọn thích hợp. Cọc kết hợp bao gồm phần ngoài dạng ống được chế tạo sẵn bằng bê tông cốt thép hoặc bằng thép, thi công theo phương pháp của cọc chế

tạo sẵn sau đó lấy hết đất bên trong và nhồi bê tông cốt thép vào một phần hoặc toàn bộ để tạo thành cọc hoàn chỉnh.

2.3. Phân loại cọc theo mức độ thay thế đất

Cọc sau khi đã được lắp đặt vào vị trí có thể thay thế được toàn bộ thể tích đất tương ứng, thay thế một phần hoặc không thay thế mà chiếm chỗ. Sự thay thế được hiểu là đất tại vị trí cọc được lấy ra và thay vào đó là vật liệu cọc. Mức độ thay thế, do đó ảnh hưởng rất nhiều đến tính chất của đất xung quanh cọc và khả năng chịu tải của cọc. Ở một mức độ nào đó, cách phân loại này có thể bao gồm các cách phân loại trên đây vì nó bao gồm cả phương pháp thi công xây lắp cọc. Sơ đồ hình IV.2 chỉ rõ cách phân loại này và sự kết hợp của các cách phân loại nói trên. Việc lựa chọn loại cọc tùy thuộc vào yêu cầu tải trọng làm việc của cọc, khả năng thi công cũng như các điều kiện khống chế khác.

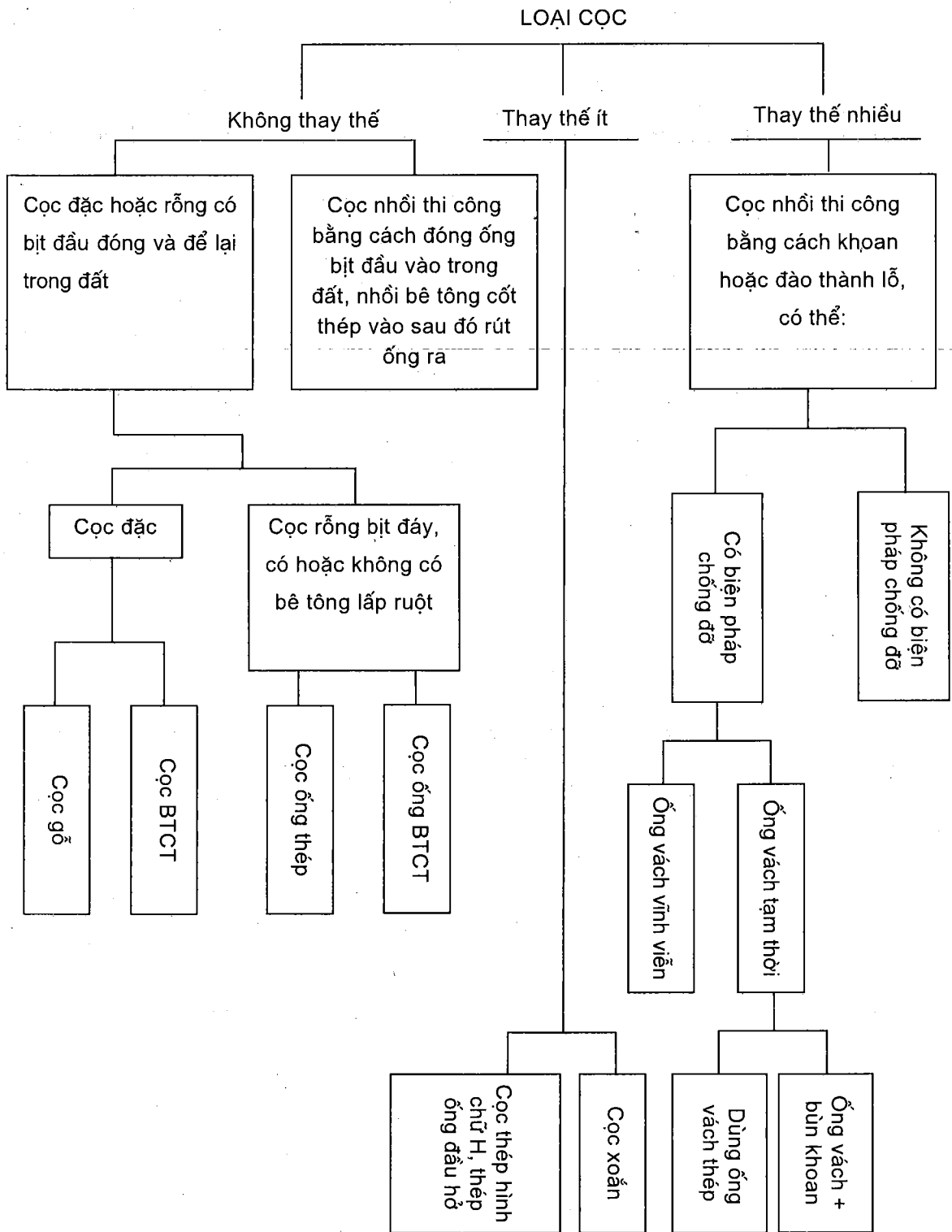
2.4. Phân loại cọc bê tông cốt thép theo hình dáng tiết diện ngang

Cọc bê tông cốt thép có thể cấu tạo theo hình dáng bất kỳ. Phổ biến hơn cả là cọc tiết diện vuông hoặc tròn, đặc hoặc rỗng.

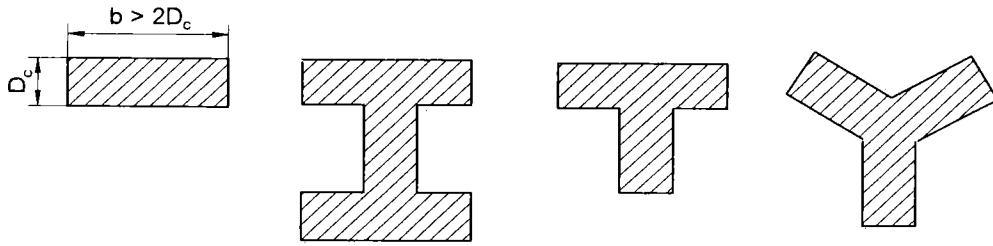
Cọc vuông thường có tiết diện đặc, kích thước phổ biến ở Việt Nam thường không lớn (20×20 , 25×25 , ..., 40×40 cm) và được chế tạo sẵn từ một hay nhiều đoạn ngắn nối lại (ở các nước, cọc vuông đặc có thể có tiết diện đến 75 cm hoặc hơn; những cọc tiết diện lớn như vậy đòi hỏi thiết bị thi công đặc biệt hầu như chưa thấy xuất hiện ở Việt Nam). Cọc vuông đặc dùng nhiều trong xây dựng dân dụng để chịu tải trọng đứng là chủ yếu. Khi có yêu cầu chịu tải trọng ngang lớn, có thể sử dụng cốt thép ứng suất trước để thích hợp với đoạn cọc dài nhằm giảm bớt mối nối cọc. Cọc vuông chủ yếu thi công bằng búa đóng thông thường hoặc ép và có thể được lựa chọn cho tải trọng làm việc đến vài nghìn kN.

Cọc tròn có thể có tiết diện rỗng hoặc đặc. Cọc tròn rỗng thường chế tạo sẵn trong khi cọc tròn đặc chủ yếu là loại cọc đổ tại chỗ. Kích thước tiết diện cọc tròn thường tương đối lớn (thích hợp hơn cả là từ 800mm đến 3000mm cho đường kính ngoài cọc). Cọc tròn thường dùng để chịu tải trọng lớn thậm chí đến hàng nghìn tấn, tải trọng phức tạp (chịu đồng thời tải trọng dọc trục, tải trọng ngang và mô men). Cọc tròn rỗng thường được thi công bằng các dạng búa rung hoặc ép trước; cọc tròn đặc thi công theo phương pháp đổ tại chỗ.

Cọc có tiết diện chữ nhật chủ yếu là cọc nhồi kích thước rất lớn, thi công tạo lỗ cọc theo phương pháp đào bằng gầu ngoạm và sử dụng khi có nhu cầu chịu tải rất lớn. Dạng cọc đặc biệt này có tên gọi riêng là cọc barret. Cọc barret thường có bề rộng tiết diện từ 60 – 100cm tùy theo thiết bị. Chiều dài tiết diện cọc thường gấp hơn hai lần bề rộng. Một dạng barret đặc biệt khác có tiết diện tổ hợp thành các kiểu rất linh hoạt như thể hiện trên hình IV.3.



Hình IV.2. Sơ đồ phân loại cọc



Hình IV.3. Một số kiểu tiết diện cọc barret

2.5. Phân loại cọc theo phương thức truyền tải trọng

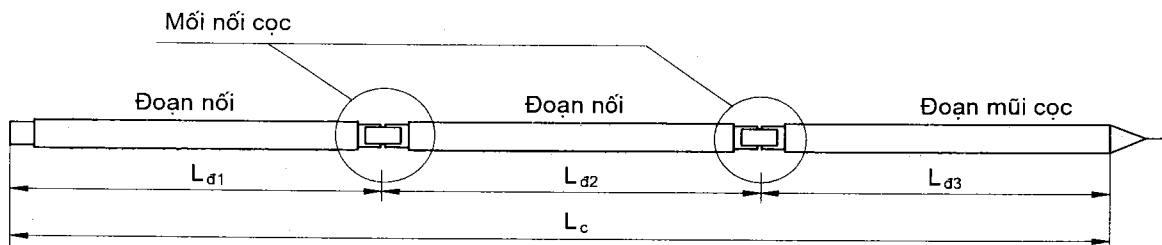
Tải trọng công trình truyền vào đất thông qua ma sát giữa thành bên cọc với đất và phản lực đất dưới mũi cọc. Nếu biến dạng đất ở mũi cọc tương đối bé (do đất ở mũi cọc có tính nén lún rất thấp, chẳng hạn đá) và có thể bỏ qua được, phản lực đất ở mũi cọc rất lớn (so với ma sát bên thành cọc) thì cọc được gọi là cọc chống. Trong tính toán sức chịu tải của cọc chống, ma sát bên giữa đất với cọc bỏ qua không tính đến vì chuyển vị cọc chủ yếu do biến dạng đàn hồi của cọc gây ra và thường rất bé. Ngược lại, nếu chuyển vị của mũi cọc tương đối lớn, ma sát bên đóng vai trò quan trọng không thể bỏ qua thì cọc được gọi là cọc ma sát. Việc lựa chọn loại cọc chủ yếu phụ thuộc vào điều kiện địa chất. Nếu tầng đất cứng tương đối nông nên ưu tiên lựa chọn cọc chống có tiết diện lớn.

3. CẤU TẠO CỌC BÊ TÔNG CỐT THÉP

Cọc bê tông cốt thép có thể được thi công theo hai phương pháp khác nhau : cọc đổ tại chỗ và cọc đúc sẵn. Phương pháp thi công khác nhau dẫn đến cấu tạo của chúng rất khác nhau, đặc biệt các chi tiết liên quan trực tiếp đến thi công cọc.

3.1. Cấu tạo cọc đúc sẵn

Cọc đúc sẵn có thể được cấu tạo từ một hoặc một vài đoạn cọc sau đó được nối lại thành cọc hoàn chỉnh trong quá trình thi công hạ cọc gọi là cọc tổ hợp. Khi cọc được tổ hợp từ nhiều đoạn cọc có thể phân biệt làm hai kiểu đoạn khác nhau về cấu tạo: đoạn mũi và đoạn nối. Trong tổ hợp cọc, chiều dài các đoạn cọc có thể không giống nhau nhưng nói chung tiết diện của chúng nên giống nhau chủ yếu để thuận lợi cho thi công.



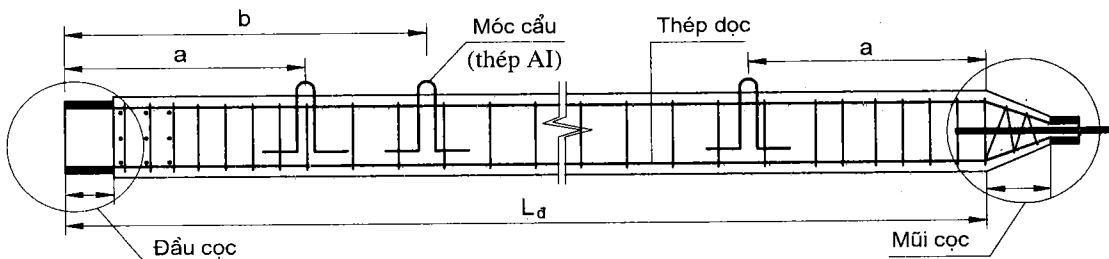
Hình IV.4. Sơ đồ cấu tạo chung của cọc đúc sẵn

Cọc đúc sẵn thường sử dụng bê tông có mác không dưới 250 (hiện nay chủ yếu sử dụng bê tông M300).

Thép chịu lực chính (thép dọc theo chiều dài cọc) có thể sử dụng thép AI nhưng phần lớn sử dụng thép AII hoặc cao hơn. Số lượng và kích thước thép xác định theo tính toán kết cấu cọc (cả trong thi công lẫn trong khai thác) không nên bé hơn $\phi 12$, chọn chẵn và bố trí đối xứng. Thép đai cọc đúc sẵn tương ứng với các quy định sử dụng của cấu kiện bê tông cốt thép. Việc bố trí cốt đai trong cọc có thể có bước thay đổi, chủ yếu để tiết kiệm. Trong trường hợp này, cốt đai bố trí dày ở hai đầu và thưa dần vào giữa. Một số cấu tạo chi tiết của các bộ phận cọc thông dụng được trình bày dưới đây. Trường hợp cọc ứng suất trước có cấu tạo đặc biệt có thể tham khảo tài liệu chuyên môn khác.

Cấu tạo đoạn cọc mũi

Đoạn cọc mũi có cấu tạo hai đầu mút khác nhau: đầu cọc có cấu tạo thích hợp với nhiệm vụ tiếp nhận tải trọng thi công (đóng hoặc ép) trong khi đầu mũi chịu tác động của lực tập trung có thể có khi gặp chướng ngại vật cứng bất ngờ trong đất. Trong trường hợp biết chắc không tồn tại các dị vật cứng cần phải khắc phục trong đất nền có thể chế tạo mũi cọc giống đầu cọc, điều này không những dễ dàng cho chế tạo cọc mà việc đóng cọc cũng đã được chứng tỏ là ít bị nghiêng lệch hơn cọc có mũi nhọn.



Hình IV.5. Cấu tạo đoạn cọc mũi.

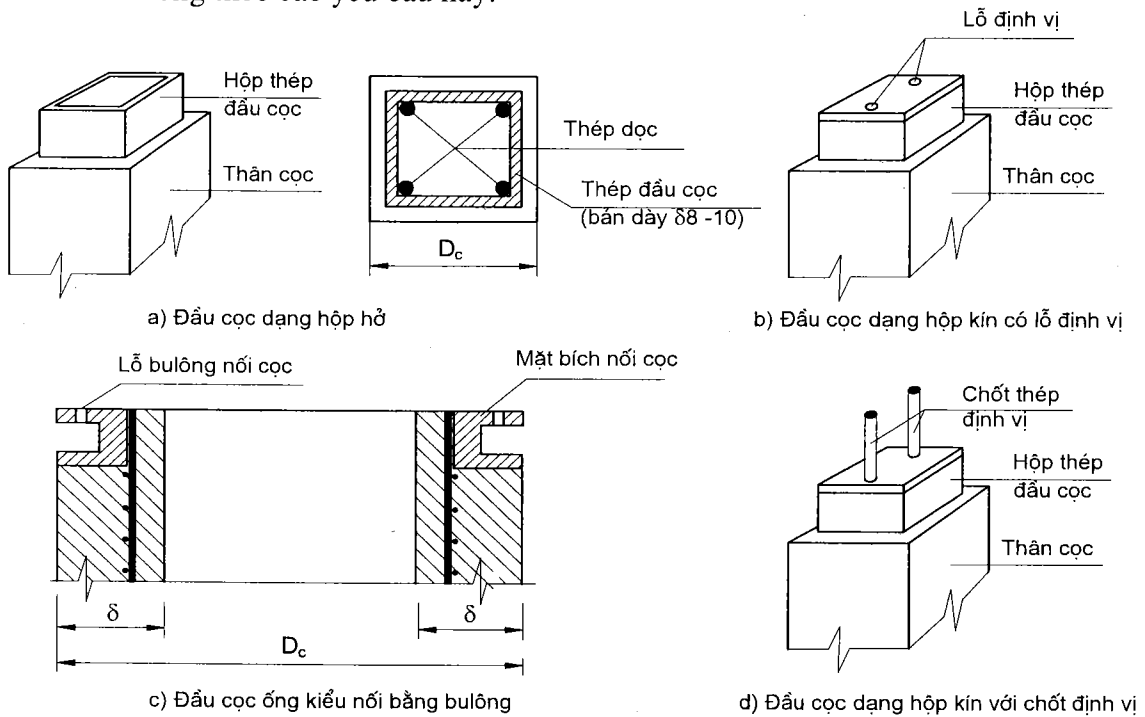
Cấu tạo đoạn nối

Đoạn nối có hai đầu giống nhau và giống đầu cọc của đoạn cọc mũi. Chiều dài đoạn nối có thể khác chiều dài đoạn cọc mũi chủ yếu tùy thuộc vào điều kiện địa chất khu vực và ý định thi công mà quyết định.

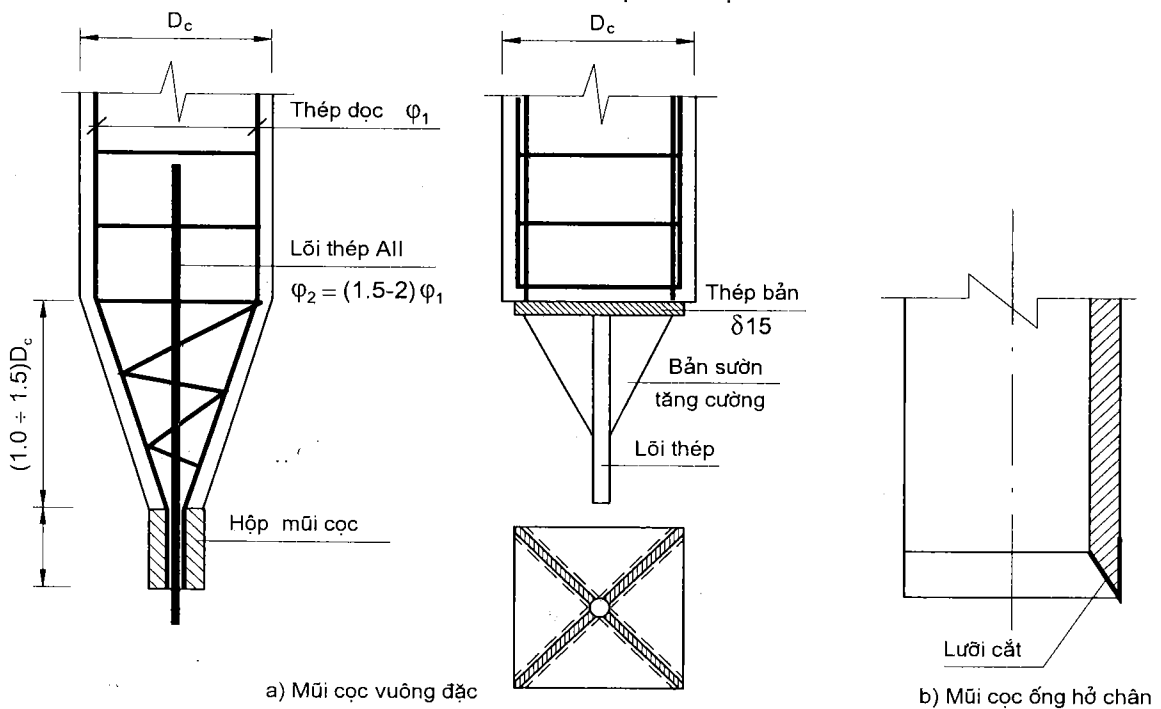
Móc cầu

Thép móc cầu nên sử dụng thép thuộc nhóm AI. Số lượng và khoảng cách tùy thuộc vào chiều dài đoạn cọc mà lựa chọn. Nếu chiều dài đoạn cọc $L_d \leq 6 \div 7$ (m), chỉ nên bố trí 2 móc cách đều đầu cọc một đoạn $a = (0.2 \div 0.25)L_d$; đối với các đoạn cọc dài $L_d > 7 \div 8$ (m), nên bố trí 3 móc cầu: hai móc cách đều đầu cọc một đoạn $a \approx 0.21L_d$, móc thứ ba cách một đầu $b \approx 0.3L_d$. Trong thực tế, móc cầu thứ ba cho cọc dài nhiều khi không được bố trí sẵn, thay vào đó có thể đặt lỗ xỏ thanh treo hoặc buộc dây. Những trường hợp này, vị trí

đặt/buộc phải đúng vị trí móc cầu thứ ba bị thiếu. Các loại đoạn cọc ống rỗng, đường kính lớn không theo các yêu cầu này.



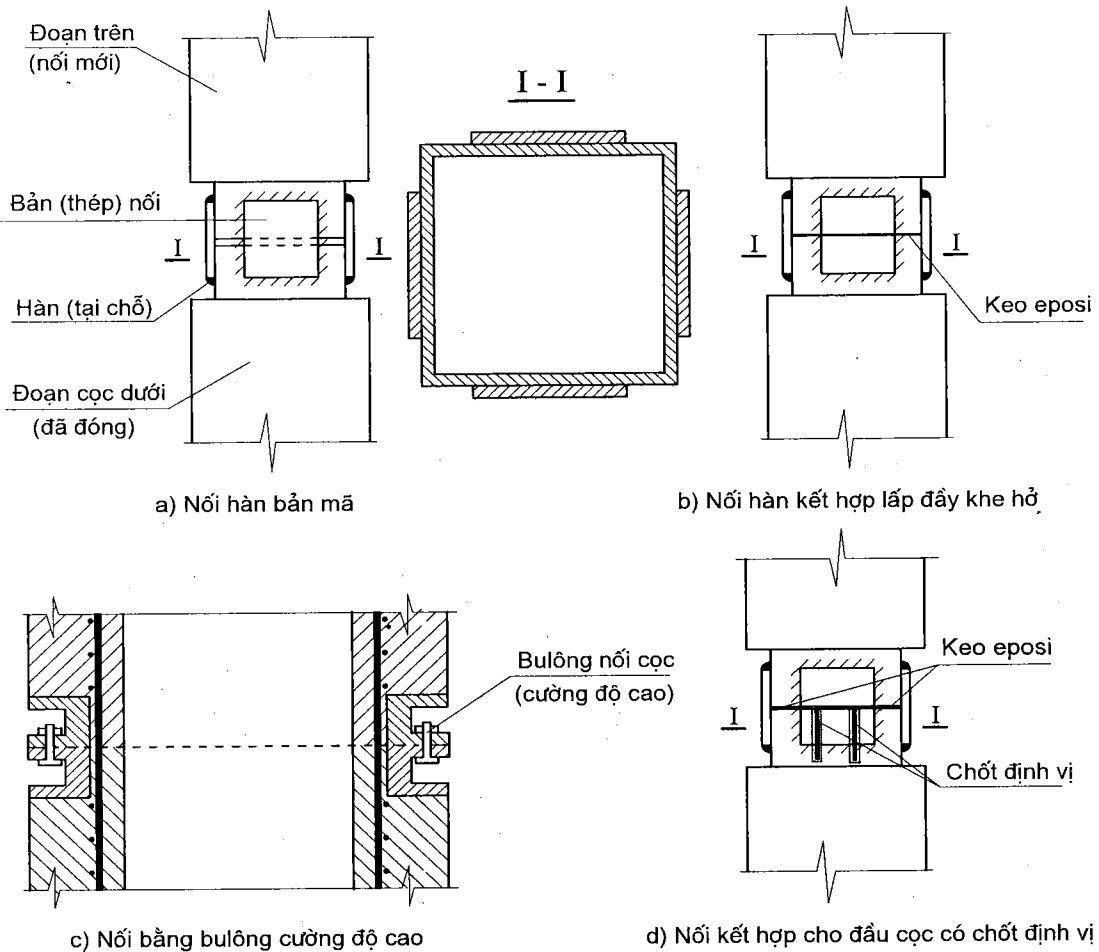
Hình IV.6. Cấu tạo đầu cọc



Hình IV.7. Một số loại mũi cọc thông dụng

Cấu tạo mối nối cọc

Mối nối cơ bản của cọc không chịu hoặc ít chịu tải trọng ngang thường là dạng nối hàn qua bản mã liên kết hộp đầu cọc của hai đoạn. Trong thực tế, một phần mối nối tiêu phí nhiều thời gian thi công, một phần, thời gian chờ có thể làm cho việc thi công tiếp theo gặp khó khăn do đất xung quanh cọc đã "hồi" lại, sức kháng tăng đáng kể do đó rất dễ phát sinh việc hàn nối không đảm bảo. Ngoài ra, độ chính xác khi thi công đúc cọc, độ thẳng của cọc khi đóng cũng làm cho mối nối trở nên khó khăn và kém chất lượng. Mối nối trên hình IV.8 là một cách khắc phục tốt nhưng vẫn còn ít được áp dụng tại Việt Nam do tốn kém, phức tạp... Đối với cọc ống, cọc chịu tải trọng ngang lớn, mối nối thường áp dụng kiểu nối mặt bích bằng buloong cường độ cao.



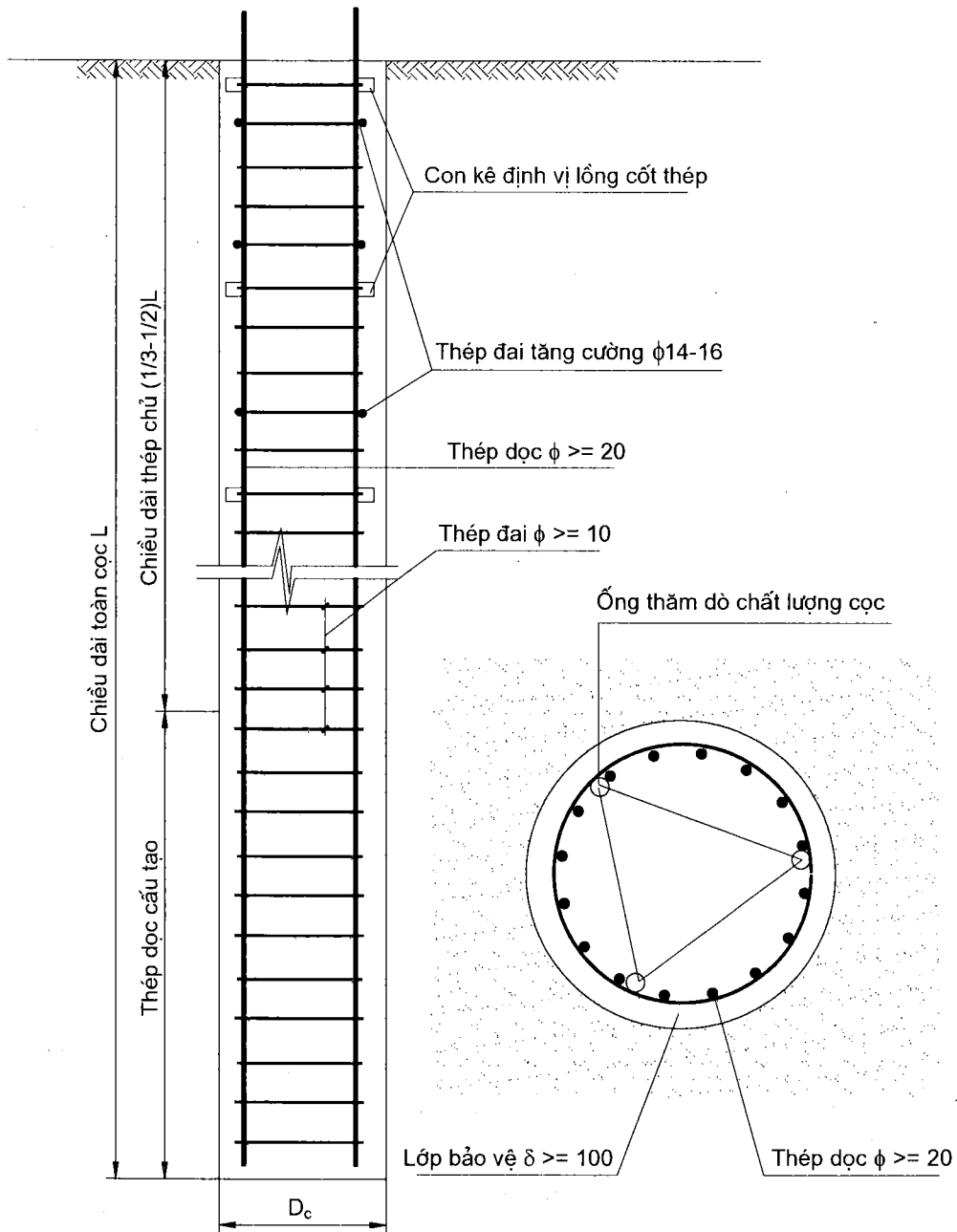
Hình IV.8. Các dạng mối nối cọc thông dụng

3.2. Cấu tạo cọc đổ tại chỗ

Cọc nhồi được chế tạo bằng cách đổ bê tông vào lỗ khoan sẵn trong nền đất do đó không có mối nối, không chịu lực khi thi công. Cấu tạo cọc nhồi về cơ bản đơn giản

hơn cọc chế tạo sẵn nhiều, tuy vậy một số yêu cầu riêng cần phải thỏa mãn nhằm đảm bảo chất lượng bê tông cọc và bảo vệ cốt thép.

Bê tông cọc nhồi được đổ qua ống dẫn đến đáy hố khoan (có thể sâu hàng trăm mét) cần phải có độ sụt lớn nhưng không làm giảm chất lượng bê tông sau ninh kết. Yêu cầu này thường được thỏa mãn bằng các loại phụ gia hóa dẻo, độ sụt yêu cầu thông thường từ 16 ÷ 20cm. Mác bê tông cọc nhồi không được dưới M300.



Hình IV.9. Sơ đồ cấu tạo cọc khoan nhồi (công trình ít chịu tải trọng ngang)

Cốt thép dọc trong cọc chủ yếu sử dụng AII có đường kính $\phi \geq 20$, bố trí cách đều theo chu vi với chiều dày bảo vệ không ít 100mm. Có thể bố trí trên suốt chiều dài cọc hoặc chỉ phần trên cọc. Thép dọc kéo dài trên suốt chiều dài cọc áp dụng trong trường hợp cọc chịu tải trọng ngang lớn (trong các công trình cầu, cảng). Khi cọc chủ yếu chịu tải trọng đứng có thể chỉ bố trí trên phạm vi $1/3 \div 1/2$ chiều dài cọc trên cùng ; trong trường hợp này, phần cọc còn lại bố trí cốt thép dọc theo cấu tạo, chủ yếu cho bố trí các chi tiết tạo lỗ rỗng quan trắc chất lượng cọc về sau, chẳng hạn bố trí lỗ thăm dò chất lượng cọc sử dụng thiết bị truyền siêu âm (siêu âm cọc).

Cốt thép đai thường sử dụng $\phi 10$ hoặc $\phi 12$ có tăng cường $\phi 14$ hoặc $\phi 16$ tại các vị trí cách đều từ $1.5 \div 2.0m$ nhằm tăng cường độ ổn định chung cho toàn bộ lồng cốt thép trước khi định vị trong hố khoan.

Thép dọc và thép đai được chế tạo thành lồng thép, ghép nối chủ yếu bằng các mối buộc, chỉ được phép hàn tại các đai định vị (đai $\phi 14/\phi 16$).

4. DỰ BÁO SỨC CHỊU TẢI THEO PHƯƠNG DỌC TRỰC CỌC

4.1. Một số vấn đề chung

Dưới tác dụng của tải trọng lên đỉnh cọc, tại vị trí bất kỳ dọc theo thân cọc và ở mũi cọc tồn tại một chuyển vị tương đối giữa đất – cọc làm xuất hiện phản lực đất lên cọc. Trong trường hợp thông thường phản lực đất có hướng tác dụng ngược với tải trọng dẫn đến nội lực trong cọc giảm dần theo độ sâu. Ứng suất nén lớn nhất xuất hiện tại đỉnh cọc trong khi cường độ lớn nhất của tải trọng tiếp xúc cọc-đất (phụ thuộc vào chuyển vị tương đối đất-cọc và tính chất của đất) chưa thể xác định được vị trí. Nếu tải trọng tác dụng lên đỉnh cọc đủ lớn có thể xảy ra một trong các trường hợp :

– Cọc bị phá hoại do ứng suất trong cọc vượt quá khả năng làm việc của vật liệu cọc : tải trọng phá hoại tương ứng được biết như là sức chịu tải giới hạn của cọc theo vật liệu, ký hiệu $P_{gh}(vl)$.

– Tải trọng tiếp xúc đất-cọc vượt quá sức chịu tải giới hạn của đất nền tại vị trí tương ứng, gây ra chuyển vị cọc vượt quá giới hạn cho phép: tải trọng phá hoại tương ứng được biết đến như là sức chịu tải giới hạn của cọc theo đất nền, ký hiệu $P_{gh}(đn)$.

Vật liệu cọc là yếu tố nhân tạo có thể chủ động lựa chọn các tác nhân ảnh hưởng một cách thích hợp trong khi đất nền quanh cọc là yếu tố tự nhiên hầu như không thể lựa chọn do đó xu hướng phổ biến và hợp lý của người thiết kế là lựa chọn sao cho $P_{gh}(vl) \geq P_{gh}(đn)$: Sức chịu tải giới hạn của cọc trong phần lớn trường hợp đồng nghĩa với sức chịu tải giới hạn của cọc theo đất nền. Vì lý do đó, trong tài liệu này, khi nói đến sức chịu tải giới hạn của cọc theo phương dọc trục mặc nhiên được hiểu là $P_{gh}(đn)$ và để thuận tiện ký hiệu là P_{gh} . Những trường hợp khác nếu có sẽ được ghi chú cụ thể.

4.2. Nguyên lý làm việc của cọc dưới tải trọng dọc trục và tải trọng giới hạn của cọc theo đất nền

Khảo sát một cọc có diện tích tiết diện ngang F_c đã được thi công hoàn chỉnh tại vị trí thiết kế với chiều dài cọc trong đất l_c và chịu tác dụng của tải trọng P trên đỉnh cọc như trên hình IV.10. Khi cọc chịu tải trọng P , giữa đất và cọc xuất hiện chuyển vị tương đối $\Delta = f(P, z)$. Phản lực đất ngược hướng tác dụng của tải trọng $\tau = f(\Delta(z))$ và $r = f(\Delta, l_c)$ xuất hiện trong đất quanh thân cọc và mũi cọc cân bằng với tổng tải trọng $(P+W_c)$:

$$P + W_c = \int_0^{l_c} u_c \tau(z) dz + \int_{F_c} r(x, y) dF \quad (IV.1)$$

Vế phải của IV.1 chính là sức kháng huy động được của đất dưới tác dụng của tải trọng P . Tăng dần tải trọng P , chuyển vị tương đối Δ tăng, phản lực đất lên cọc cũng tăng. Tải trọng lớn nhất P ứng với giá trị phản lực đất lớn nhất đạt đến sức kháng giới hạn của đất ở thành bên cọc:

$$\tau_{\max}(z) = s(z) = \sigma_h' \operatorname{tg} \varphi_a + c_a \quad (IV.2a)$$

và ở mũi cọc:

$$r_{\max}(l_c) = p_{gh}(l_c) \quad (IV.2b)$$

chính là tải trọng giới hạn của cọc theo đất nền, ký hiệu P_{gh} :

$$\begin{aligned} P_{gh} &= \int_0^{l_c} \tau_{\max}(z) u_c dz + r_{\max} F_c - W_c \\ &= \int_0^{l_c} (K_0 \gamma z \operatorname{tg} \varphi_a + c_a) u_c dz + p_{gh} F_c - W_c \end{aligned} \quad (IV.3a)$$

$$P_{gh} = P_{xq} + P_{mũi} - W_c \quad (IV.3)$$

Trong đó:

– $\sigma_h'(z)$: ứng suất pháp theo phương ngang tại độ sâu z . Thông thường ứng suất theo phương ngang chỉ do trọng lượng bản thân đất gây ra nên, $\sigma_h'(z) = K_0 \gamma z$;

– K_0 : hệ số áp lực ngang tĩnh của đất;

– γ : trọng lượng riêng trung bình của đất trên độ sâu z ;

– u_c : chu vi tiết diện ngang cọc;

– φ_a : góc ma sát giữa cọc với đất ở thành bên cọc ở độ sâu tương ứng;

– c_a : lực dính đơn vị giữa đất với cọc tại độ sâu đó;

– $s(z)$: sức kháng cắt giới hạn của liên kết giữa đất với cọc ở thành bên cọc tại độ sâu z ;

$p_{gh}(l_c)$: sức chịu tải giới hạn của đất tại độ sâu mũi cọc có thể xác định theo Terzaghi như sau :

$$p_{gh}(l_c) = \alpha_1 N_\gamma \gamma D + \alpha_2 N_q \bar{\gamma} l_c + \alpha_3 N_c c \quad (IV.2c)$$

Trong đó :

– α_i : hệ số điều chỉnh hình dạng tiết diện, độ sâu mũi cọc và độ nghiêng tải trọng; theo Terzaghi, với cọc vuông $\alpha_1 = 0.4$, cọc tròn $\alpha_1 = 0.6$; $\alpha_2 = 1$ và $\alpha_3 = 1.3$;

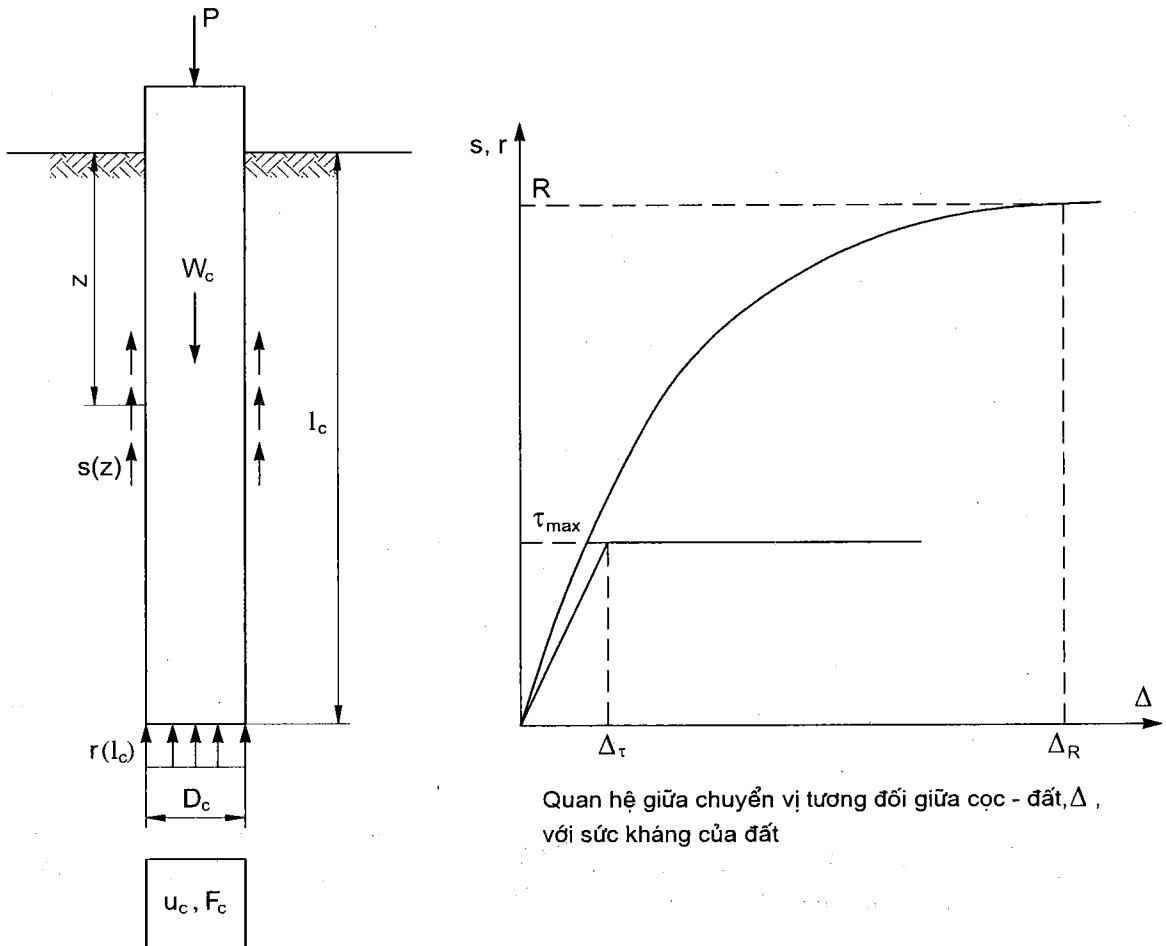
– $\bar{\gamma}$: trọng lượng thể tích đơn vị trung bình của đất từ mũi cọc trở lên;

– γ : trọng lượng thể tích đơn vị đất dưới mũi cọc;

– N_i : hệ số sức chịu tải xác định theo góc ma sát trong của đất ở mũi cọc;

– P_{xq} : sức kháng giới hạn của đất xung quanh cọc;

– $P_{mũi}$: sức kháng giới hạn của đất ở dưới mũi cọc;



Quan hệ giữa chuyển vị tương đối giữa cọc - đất, Δ , với sức kháng của đất

Hình IV.10. Sơ đồ nguyên lý phân tích sức chịu tải của cọc đơn

Coi sức kháng cắt giới hạn không thay đổi trong phạm vi từng lớp đất có chiều dày không lớn h_i nằm gọn trong một địa tầng nào đó, ta có công thức gần đúng xác định sức chịu tải của cọc theo đất nền như sau:

$$P_{gh} = \sum_{i=1}^n u_c s_i h_i + p_{gh} F_c - W_c \quad (IV.4a)$$

Trong đó: n : số lớp đất mà cọc đi qua

s_i : sức kháng cắt trung bình của đất ở lớp thứ i mà cọc đi qua, có thể xác định theo $s_i = K_{0i} \sigma_{zi} \text{tg} \varphi_{ai} + c_{ai}$ với K_{0i} là hệ số áp lực ngang tĩnh của đất; σ_{zi} là ứng suất nén thẳng đứng trung bình; φ_{ai} là góc ma sát trung bình giữa đất với cọc và c_{ai} là lực dính đơn vị trung bình giữa đất với cọc tương ứng tại lớp thứ i .

Trong thực hành, s_i được ký hiệu bởi τ_i , h_i được ký hiệu bởi l_i là chiều dài của đoạn cọc đi qua lớp đất thứ i còn P_{gh} được ký hiệu bởi R_n và được hiểu là cường độ của lớp đất thứ n ở mũi cọc. Công thức (IV.4a) được viết lại thành :

$$P_{gh} = \sum_{i=1}^n u_c \tau_i l_i + R_n F_c - W_c \quad (IV.4)$$

Để ý đến các thành phần trong công thức IV.3 ta thấy:

$$P_{m\ddot{u}i} = R_n F_c;$$

$$P_{xq} = \sum_{i=1}^n u_c \tau_i l_i$$

Hơn nữa, tổng ($P_{m\ddot{u}i} + P_{xq}$) chính là sức kháng huy động tối đa của đất quanh cọc. Ký hiệu ($P_{m\ddot{u}i} + P_{xq}$) = P_{dn} và gọi là sức kháng huy động tối đa của đất. Thay vào IV.3 ta có:

$$P_{gh} = P_{dn} - W_c \quad (IV.5)$$

Nói chung việc xác định W_c tương đối rõ ràng và đơn giản do đó việc xác định P_{gh} chủ yếu phụ thuộc và được quan tâm chủ yếu là sức kháng của đất P_{dn} . Việc xác định sức chịu tải của cọc theo các thành phần trong IV.3 và IV.4 chỉ mang tính lý thuyết. Một mặt, các giá trị φ_a và c_a không xác định được trực tiếp từ các thí nghiệm truyền thống. Mặt khác, việc xác định R_n mà thực chất là P_{gh} của đất nền dưới mũi cọc vốn xuất phát từ bài toán phẳng tải trọng giới hạn lên nền chỉ được áp dụng với các loại móng không sâu lắm (các công thức của Terzaghi chỉ áp dụng cho móng nông; các đề nghị của Berezansev cũng chỉ áp dụng cho móng có tỷ số h/b đến 2). Tuy vậy, việc phân tích các biểu thức lý thuyết của τ_i và R_n cho phép đánh giá một cách định tính các yếu tố ảnh hưởng đến P_{gh} và là định hướng có lợi cho việc tìm kiếm giá trị của chúng thông qua thực nghiệm. Căn cứ vào các biểu thức IV.2 ta thấy cả τ_i và R_n đều phụ thuộc không những bản chất của đất, độ sâu xuất hiện mà cả phương pháp thi công cọc:

$$\tau_i, R_n = f(\gamma(z), z, \varphi_a(z), c_a(z))$$

Vì các lý do nêu trên, để dự báo sức chịu tải của cọc, công thức (IV.5) với các giá trị τ_i và R_n được xác định gián tiếp qua các giá trị thống kê tương quan với giá trị các chỉ tiêu cơ - lý khác của đất có được từ thí nghiệm thực hiện trên mẫu nguyên dạng hoặc thí nghiệm hiện trường được áp dụng rộng rãi hơn, đồng thời cũng có thể xét đến độ sâu của đất và phương pháp thi công cọc. Việc dự báo sức chịu tải giới hạn của cọc thực chất là dự báo τ_i và R_n . Sau đây là một số phương pháp dự báo khác nhau dựa theo các phương pháp khảo sát và mô tả đất thông dụng hiện nay.

4.3. Dự báo dựa vào kết quả phân tích đất trong phòng thí nghiệm (còn gọi là phương pháp thống kê/phương pháp quy phạm)

Các giá trị riêng của τ_i và R_i của từng loại đất có quan hệ với bản chất và trạng thái của đất. Các quan hệ đó được xác lập trên cơ sở phân tích thống kê các kết quả thí nghiệm nén tĩnh cọc thực hiện trên các hiện trường khác nhau thuộc lãnh thổ Liên Xô cũ trước đây trong suốt hơn nửa thế kỷ và đã được lập thành bảng sẵn (do đó có tên gọi là phương pháp thống kê). Bản chất và trạng thái của đất được đánh giá qua kết quả phân tích mẫu đất trong phòng thí nghiệm là những thí nghiệm tương đối đơn giản và ít sai sót. Kết quả thống kê còn được hiệu chỉnh theo độ sâu xuất hiện của từng lớp đất do đó rất phù hợp với bản chất của vấn đề. Từ các kết quả thống kê đó, τ_i và R_i được xác định như sau:

- $\tau_i = f(\text{tên đất, trạng thái của đất, độ sâu trung bình của lớp đất})$: bảng IV.1.
- $R_i = f(\text{tên đất, trạng thái của đất, độ sâu mũi cọc})$: bảng IV.2.

Lưu ý:

1. Chiều dày mỗi lớp đất không nên lấy quá 2m ($l_i \leq 2$ m).
2. Chiều sâu bình quân của từng lớp tính từ mặt đất tự nhiên đến giữa lớp. Trường hợp có áp dụng biện pháp san nền, nếu cao trình san lấp (cả đào hoặc đắp) khác với cao trình mặt đất tự nhiên hơn 3m thì tính đến trên mức đào 3m hoặc dưới mức đắp 3m.
3. Cọc đóng dưới lòng sông, chiều sâu được tính từ mức xói lở chung do lũ tính toán gây ra. Đóng cọc tại nơi bùn lầy - tính từ đáy lớp bùn.
4. Đối với cát chặt, các giá trị τ_i trong bảng lấy tăng thêm 30%; giá trị R lấy tăng 100% khi độ chặt xác định theo phương pháp xuyên tĩnh, tăng 60% khi độ chặt xác định theo các phương pháp khác nhưng không vượt quá 20000 kPa; với đất cát pha có chỉ số dẻo thấp ($I_p < 4$), hệ số rỗng thấp ($e < 0.8$), lấy τ_i và R_n như cát bột chặt vừa; đối với đất sét có $e < 0.6$, đất cát pha và sét pha có $e < 0.5$ - lấy giá trị τ_i tăng thêm 15%;

BẢNG IV.1. GIÁ TRỊ τ_1 (kPa) (THEO CHUIT 2.02.03 – 85)

Chiều sâu bình quân lớp đất (m)	Cát chặt vừa								
	Hạt thô	Hạt nhỏ	Cát bột						
	Đất loại sét ứng với chỉ số độ sệt I_L bằng:								
	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
1	35	23	15	12	8	4	4	3	2
2	42	30	21	17	12	7	5	4	4
3	48	35	25	20	14	8	7	6	5
4	53	38	27	22	16	9	8	7	6
5	56	40	29	24	17	10	8	7	6
6	58	42	31	25	18	10	8	7	6
8	62	44	33	26	19	10	8	7	6
10	65	46	34	27	19	10	8	7	6
15	72	51	38	28	20	11	8	7	6
20	79	56	41	30	20	12	8	7	6
25	86	61	44	32	20	12	8	7	6
30	93	66	47	34	21	12	9	8	7
≥ 35	100	70	50	36	22	13	9	8	7

BẢNG IV.2. CƯỜNG ĐỘ TÍNH TOÁN CỦA ĐẤT DƯỚI MŨI CỌC, R_N (kPa)

Chiều sâu hạ cọc (m)	Đất loại rời chặt vừa						
	Sỏi	Cát to		Cát vừa	Cát nhỏ	Cát bột	
	Đất sét có chỉ số sệt I_L bằng:						
	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6
5	8800	7000	4000	3400	2200	1300	800
		6200		2800	2000		
7	9700	7300	4300	3700	2400	1400	850
		6900		3300	2200		
10	10500	7700	5000	4000	2600	1500	900
		7300		3500	2400		
15	11700	8200	5600	4400	2900	1650	1000
		7500		4000			
20	12600	8500	6200	4800	3200	1800	1100
				4500			
25	13400	9000	6800	5200	3500	1950	1200
≥ 35	15000	10000	8000	6000	4100	2250	1400

– Số trên cho đất cát, số dưới cho đất sét:

7000 cường độ của đất cát to chặt vừa ở độ sâu 5m;

6200 cường độ của đất sét có độ sệt $I_L = 0.1$ ở độ sâu 5m.

Ví dụ IV.1

Hãy dự báo sức chịu tải của cọc BTCT tiết diện vuông 25×25 (cm), dài 12m được đóng vào nền đất có địa tầng gồm 3 lớp (theo thứ tự trên xuống) như sau:

– Cát pha dẻo dày 6m có độ sệt $B = 0.6$;

– Cát bột chặt vừa dày 4m;

– Sét dẻo cứng $B = 0.3$ (chưa khảo sát hết chiều dày trong độ sâu hố khoan 18m).

Biết rằng đỉnh cọc ở cách mặt đất 0.5m, đáy dài cách mặt đất 1.0m.

Giải:

Chu vi cọc $u = 0.25 \times 4 = 1.00\text{m}$

Tiết diện ngang cọc $F_c = 0.25 \times 0.25 = 0.0625 \text{ m}^2$

Chiều dài làm việc của cọc $l_c = 11.5\text{m}$; mũi cọc ở độ sâu 12.5m kể từ mặt đất. Sơ đồ làm việc của cọc như trên hình vẽ IV.11

Dựa vào sơ đồ làm việc ta thấy: các phân lớp 1, 2, 3 thuộc lớp đất cát pha dẻo, các phân lớp 4, 5 thuộc lớp đất cát bột chặt vừa, phân lớp 6 thuộc lớp đất sét dẻo cứng. Sức chịu tải của cọc dự báo theo công thức IV.1a.

$$P_{gh} = P_{dn} - W_c = \sum_{i=1}^6 u\tau_i l_i + F_c R_c - W_c$$

Trong đó: $l_1 = 1 \text{ m}$ với $\tau_1 = f(I_L = 0.6; L_1 = 1.5\text{m}) = 10 \text{ kPa}$

$l_2 = 2 \text{ m}$ với $\tau_2 = f(I_L = 0.6; L_2 = 3\text{m}) = 14 \text{ kPa}$

$l_3 = 2 \text{ m}$ với $\tau_3 = f(I_L = 0.6; L_3 = 5\text{m}) = 17 \text{ kPa}$

$l_4 = 2 \text{ m}$ với $\tau_4 = f(\text{Cát bột}; L_4 = 7\text{m}) = 32 \text{ kPa}$

$l_5 = 2 \text{ m}$ với $\tau_4 = f(\text{Cát bột}; L_5 = 9\text{m}) = 33.5 \text{ kPa}$

$l_6 = 2.5 \text{ m}$ với $\tau_4 = f(I_L = 0.3; L_6 = 11.25\text{m}) = 47 \text{ kPa}$

$R_c = f(I_L = 0.3; L = 12.5\text{m}) = 3750 \text{ kPa}$

Sức kháng của đất :

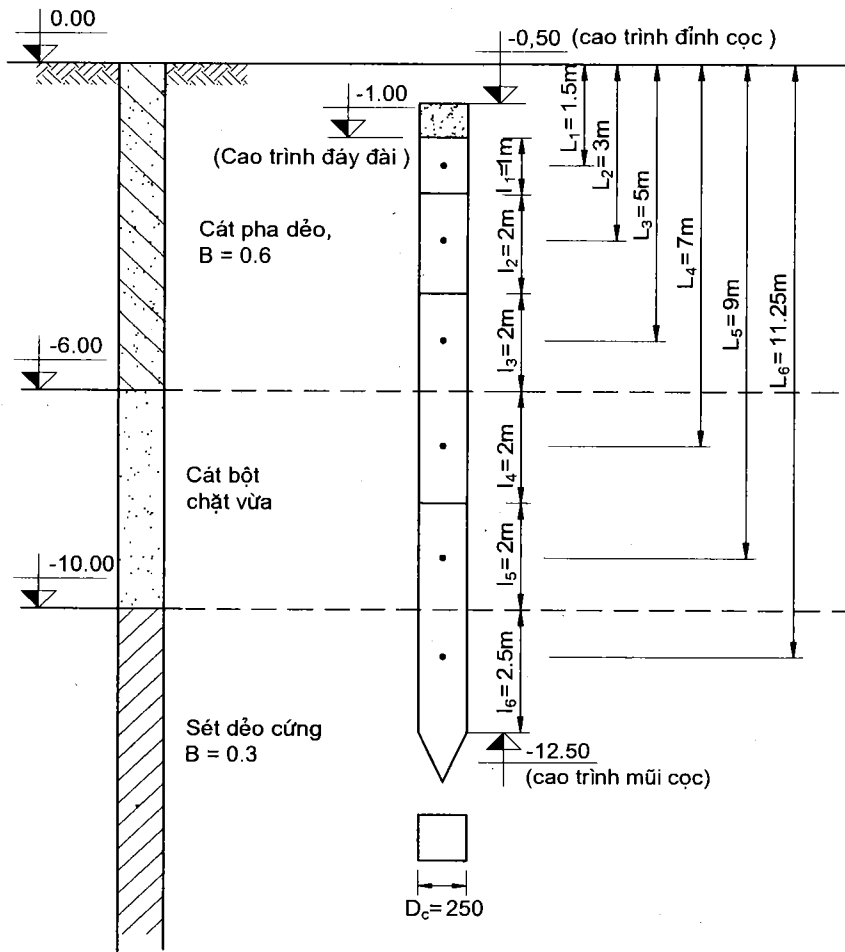
$$\begin{aligned} P_{dn} &= 1.0 \times [1 \times 10 + 2 \times 14 + 2 \times 17 + 2 \times 32 + 2 \times 33.5 + 2.5 \times 47] + 0.0625 \times 3750 \\ &= 321.5 + 234 = 555.5 \text{ kN} \end{aligned}$$

Trọng lượng cọc :

$$W_c = 0.0625 \times 11.5 \times 25 = 18 \text{ kN}$$

Sức chịu tải giới hạn của cọc:

$$P_{gh} = 555.5 - 18 = 537.5 \approx 540 \text{ kN}$$



Hình IV.11. Ví dụ IV.1: Trụ địa chất và sơ đồ phân tích cọc

4.4. Dự báo theo kết quả thí nghiệm xuyên tĩnh

Kết quả thí nghiệm xuyên tĩnh thường biểu diễn dưới dạng biểu đồ sức kháng xuyên đầu mũi, q_c , và sức kháng ma sát bên, f_s , thay đổi theo độ sâu. Nói chung, q_c ít bị ảnh hưởng của độ sâu hơn f_s và được sử dụng rộng rãi hơn trong dự báo giá trị của τ_i và R_i . Nhiều thiết bị xuyên thậm chí không có bộ phận xác định f_s , do đó, chúng ta chỉ đề cập đến cách xác định τ_i và R_n theo q_c bằng các công thức tổng quát sau:

$$\tau_i = q_{ci} / \alpha_i \quad (\text{IV.6a})$$

$$R_i = k_i q_{ci} \quad (\text{IV.6b})$$

Trong đó: α_i và k_i là các hệ số chuyển đổi. $\alpha_i, k_i = f(q_c, \text{loại đất, vật liệu cọc, phương pháp thi công cọc})$ lấy theo bảng sau cho cọc BTCT

BẢNG IV.3. HỆ SỐ CHUYỂN ĐỔI k_i VÀ α_i TỪ KẾT QUẢ CPT ĐỐI VỚI CỌC BTCT

Loại đất	q_c (kPa)	Hệ số k_i		Hệ số α_i		Giá trị cực đại của τ_i	
		Cọc khoan	Cọc đóng	Cọc khoan	Cọc đóng	Cọc khoan	Cọc đóng
Sét mềm và bùn	0-2000	0.40	0.50	30	30	15	15
Sét cứng trung bình	2000-5000	0.35	0.45	40	40	(80) 35	(80) 35
Sét cứng và rất cứng	>5000	0.45	0.55	60	60	(80) 35	(80) 35
Phù sa và cát chảy	0-2500	0.40	0.50	(60) 120	(60) 80	35	35
Cát chặt trung bình	2500-10000	0.40	0.50	(100) 180	100	(120) 80	(120) 80
Cát chặt và rất chặt	>10000	0.30	0.40	150	150	(150) 120	(150) 120

Ghi chú: Các giá trị trong ngoặc lấy trong trường hợp cọc khoan bằng công nghệ đảm bảo đất xung quanh tiếp xúc tốt với thân cọc hoặc cọc đóng ép chặt đất vào thân cọc.

Khi xác định τ_i theo IV.6a luôn lấy nhỏ hơn hoặc bằng giá trị cực đại của $\tau_{i\max}$ cho trong bảng: $\tau_i = \frac{q_{ci}}{\alpha_i} \leq \tau_{i\max}$. Ví dụ: cọc BTCT đóng qua đất sét mềm có $q_c = 900$ kPa, hệ số α tra bảng có giá trị 30, cường độ ma sát bên tính theo IV.6a $\tau = q_c/\alpha = 900/30 = 30$ kPa trong khi giá trị cực đại của đất sét mềm tương ứng là $\tau_{\max} = 15$ kPa do đó trong tính toán chỉ lấy $\tau = 15$ kPa.

Ví dụ IV.2

Hãy dự báo sức chịu tải theo đất nền của cọc BTCT tiết diện 25×25 (cm), dài 15m được thi công theo phương pháp ép trước vào nền đất có địa tầng gồm 4 lớp như sau (kể từ mặt đất xuống):

- Á sét dẻo dày 4m: sức kháng mũi xuyên $q_c = 15\text{kg/cm}^2$;

- Bùn sét dày 7m: sức kháng mũi xuyên $q_c = 4\text{kg/cm}^2$;
- Cát bụi rời dày 3m: sức kháng mũi xuyên $q_c = 12\text{kg/cm}^2$;
- Cát hạt trung chặt vừa: sức kháng mũi xuyên $q_c = 45\text{kg/cm}^2$;

Biết rằng, đỉnh cọc ngang mặt đất và cao trình cắt cọc cách mặt đất 0.9m.

Giải:

Thông thường cọc được ngầm vào đài 0.1m do đó có thể giả thiết rằng chiều dài làm việc thực sự của cọc là $(15 - 0.9 - 0.1) = 14\text{m}$ bắt đầu từ cách mặt đất 1m đến độ sâu 15m trong đất. Sơ đồ làm việc của cọc và địa tầng như hình vẽ IV.12

Theo kết quả xuyên tĩnh, ta các định được chiều dài cọc qua các lớp đất và các giá trị τ_1 và R_n theo các bảng IV.3 và IV.4 như sau:

$$l_1 = 3\text{m}; \alpha_1 = 30; q_c = 1500 \text{ kPa};$$

$$\tau_1 = 1500/30 = 50 \text{ kPa}; \tau_{\max} = 15 \text{ kPa} \rightarrow \text{Chọn } \tau_1 = 15 \text{ kPa}$$

$$l_2 = 7\text{m}; \alpha_2 = 30; q_c = 400 \text{ kPa}$$

$$\tau_2 = 400/30 = 13 \text{ kPa}; \tau_{\max} = 15 \text{ kPa} \rightarrow \text{Chọn } \tau_2 = 13 \text{ kPa}$$

$$l_3 = 3\text{m}; \alpha_3 = 60; q_c = 1200 \text{ kPa}$$

$$\tau_3 = 1200/60 = 20 \text{ kPa} (\tau_{\max} = 35 \text{ kPa})$$

$$l_4 = 1\text{m}; \alpha_4 = 100; q_c = 4500 \text{ kPa}$$

$$\tau_4 = 4500/100 = 45 \text{ kPa} (\tau_{\max} = 80 \text{ kPa})$$

$$k_4 = 0.5; q_c = 4500 \text{ kPa} \quad R_4 = 2250 \text{ kPa}$$

Sức kháng của đất :

$$P_{dn} = 1 \times [3 \times 15 + 7 \times 13 + 3 \times 20 + 1 \times 45] + 0.0625 \times 2250$$

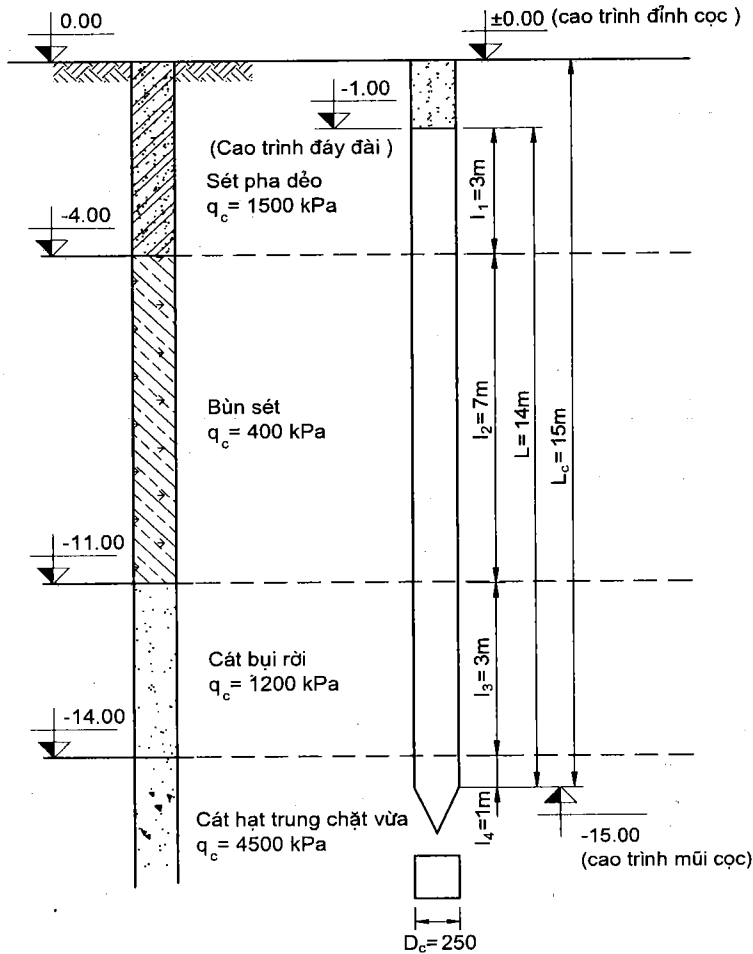
$$= 241 + 140.6 = 381.6 \text{ kN}$$

Trọng lượng cọc :

$$W_c = 0.0625 \times 14 \times 25 = 21.9 \text{ kN}$$

Sức chịu tải giới hạn của cọc:

$$P_{gh} = 381.6 - 21.9 = 359.7 \text{ kN}$$



Hình IV.12. Minh họa cọc – đất nền trong ví dụ IV.2

4.5. Dự báo theo kết quả thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn

Kết quả xuyên tiêu chuẩn là những giá trị riêng tại các độ sâu khác nhau với giãn cách tối thiểu là 1.5m. Tuy vậy, do kiểu thí nghiệm này rất phổ biến nên cũng có rất nhiều quan hệ thực nghiệm khác nhau để dự báo τ_i và R theo N. Trong số đó, công thức của Meyerhoff (1976) được ứng dụng rộng rãi hơn cả cho cọc trong đất rời nhờ tính đơn giản của nó:

$$\tau_i = \alpha N_i \quad (IV.7a)$$

$$R_n = \beta N_n \quad (IV.7b)$$

Trong đó, α lấy bằng 2 kPa đối với cọc đóng; bằng 1 kPa đối với cọc khoan nhồi. β lấy bằng 400 kPa đối với cọc đóng và 120 kPa đối với cọc nhồi.

– Công thức Decourt (1982)

$$\tau_i = \frac{\bar{N}}{0.3} + 10 \quad (\text{IV.8a})$$

$$R_n = \beta N_n \quad (\text{IV.8b})$$

với β lấy theo bảng sau :

Loại đất	sét	sét bụi	cát bụi	cát
β (kPa)	120	200	250	400

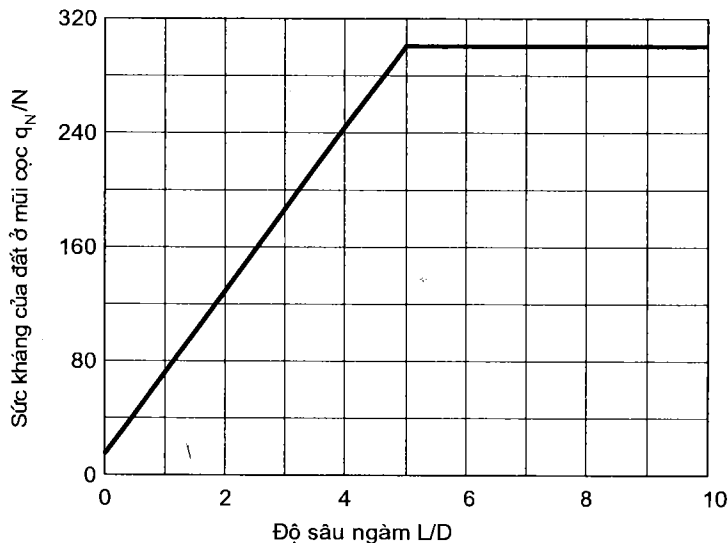
– Công thức Fukui và Shioi (1982)

+ Sức kháng thành bên

• đối với đất dính: $\tau_i = \frac{\bar{N}}{0.1} \quad (\text{IV.9a})$

• đối với đất rời : $\tau_i = \frac{\bar{N}}{0.5} \quad (\text{IV.9b})$

+ Sức kháng mũi cọc $R_n = 10q_N$ với q_N (kPa) lấy theo số N ở mũi cọc và độ sâu ngàm cọc vào lớp đất đó:



Hình IV.13. Sức kháng của đất lên mũi cọc theo độ sâu ngàm.

Ví dụ IV.3

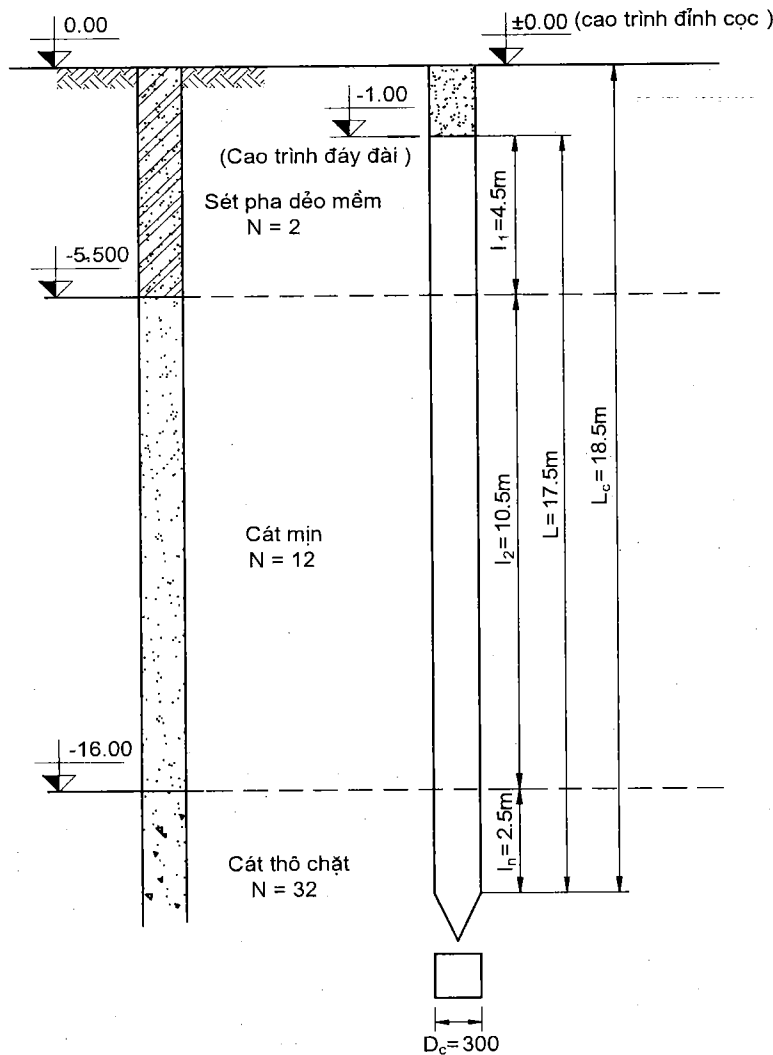
Dự báo chiều dài của cọc đóng BTCT tiết diện 30×30 (cm) để có được sức kháng giới hạn của đất 1650 kN. Cọc được đóng vào đất có cấu trúc địa tầng thể hiện qua kết quả thí nghiệm SPT lần lượt trên xuống như sau:

Độ sâu thí nghiệm (m)	3	5	7	9	11	13	15	17	19
Giá trị N	2	2	11	13	12	13	12	32	33

Kết quả khoan thăm dò cho thấy lớp trên đất sét kết thúc ở các độ sâu 5.5m và lớp cát mịn kết thúc ở độ sâu 16m để chuyển sang lớp cát thô sạch ở dưới cùng.

Giải:

Kết hợp kết quả thí nghiệm SPT với khoan thăm dò cho thấy địa tầng khu vực gồm 3 lớp: lớp trên cùng đất sét pha dày 5.5m, chỉ số SPT là $N = 2$; lớp tiếp theo đất cát mịn vừa có $N = 12$ và kết thúc bằng lớp đất cát thô chặt có $N = 32$. Nói chung nên đóng cọc vào lớp thứ ba. Sơ đồ làm việc của cọc cho trên hình IV.14.



Hình IV.14. Ví dụ IV.3

Theo công thức dự báo của Meyerhoff, nếu giả thiết độ sâu làm việc thực sự là 1m kể từ mặt đất, chiều dài làm việc tối thiểu của cọc L xác định theo quan hệ sau: $L = (16 + l_n) - 1 = 15 + l_n$, trong đó l_n là độ sâu cọc trong lớp đất thứ ba (còn gọi là chiều dài ngàm cọc). Sức kháng giới hạn của đất lên cọc dự báo theo L như sau:

$$\begin{aligned}
P_{dn} &= u_c \sum \tau_i l_i + F_c R_n = u_c \sum_{i=1}^3 \alpha N_i l_i + F_c \beta N_3 \\
&= (0.3 \times 4) \times 2(4.5 \times 2 + 10.5 \times 12 + l_n \times 32) + (0.3 \times 0.3) \times 400 \times 32 \\
&= 1476 + 76.8 l_n \text{ (kN)} = 1476 + 76.8 l_n \text{ (kN)}
\end{aligned}$$

Chiều dài ngầm cần thiết để cọc có sức kháng giới hạn 1650 kN là:

$$l_n = (1650 - 476) / 76.8 = 2.26 \text{ (m)}$$

Chiều dài làm việc cần thiết: $L = 15 + 2.26 = 17.26 \text{ (m)}$

Chọn chiều dài làm việc 17.5m, chiều dài thiết kế cọc $L_c = 18.5\text{m}$

Sức kháng giới hạn của đất dự báo theo công thức của DeCourt

$$N = (4.5 \times 2 + 12 \times 10.5 + 32 \times 2.5) / 17.5 = 12.3 = 12$$

$$\tau_i = 12 / 0.3 + 10 = 50 \text{ kPa}$$

$$R_n = 400 \times 32 = 12800 \text{ kPa}$$

$$P_{dn} = 17.5 \times 50 \times 1.2 + 0.09 \times 12800 = 2202 \text{ kN}$$

5. DỰ BÁO SỨC CHỊU TẢI GIỚI HẠN THEO KẾT QUẢ ĐÓNG THỦ CỌC

5.1. Các khái niệm cơ bản

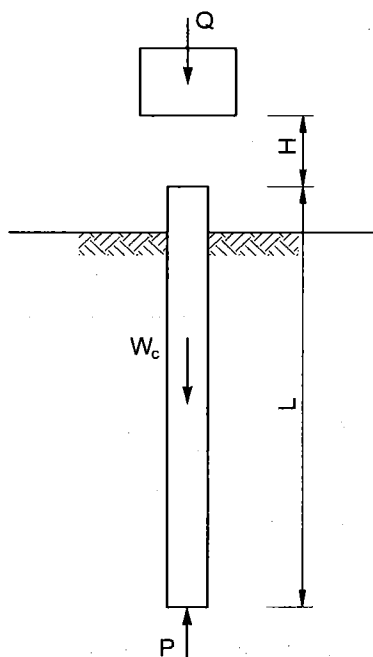
Khi đóng cọc, tùy thuộc vào trọng lượng búa, chiều cao rơi của búa, trọng lượng cọc và phẩm chất của đất mà mức độ xuyên của cọc vào đất sau từng nhát búa có khác nhau. Để so sánh, người ta sử dụng một khái niệm gọi là độ chối của cọc khi đóng. Độ chối của cọc khi đóng được hiểu là độ lún của cọc sau mỗi nhát búa, thường ký hiệu e. Từ kinh nghiệm thực tế người ta thấy độ chối của cọc thay đổi một cách đáng kể trong quá trình đóng cọc so với việc đóng lại cọc sau một thời gian chờ nào đó. Hiện tượng này được coi là hiện tượng chối giả và độ chối của cọc quan trắc được khi thi công được gọi là độ chối giả trong khi độ chối sau một thời gian “cọc nghỉ” được coi là độ chối đóng lại hay độ chối thật. Cũng từ kinh nghiệm thi công cọc cho thấy độ chối của cọc càng bé thì sức chịu tải của cọc càng lớn và ngược lại. Mối quan hệ này đã được rất nhiều người quan tâm tìm kiếm nhằm một mặt đánh giá sơ bộ phẩm chất của cọc, mặt khác có thể dự báo một cách nhanh chóng sức chịu tải của cọc. Các công thức dự báo sức chịu tải giới hạn của cọc theo độ chối đo được gọi chung là công thức đóng cọc.

Người ta cũng nhận ra rằng trong khi đóng, lực va chạm ở đầu cọc gây ra sự dao động dọc theo thân cọc và nền đất xung quanh. Sự dao động này làm xuất hiện phản lực đất quanh cọc thay đổi theo thời gian đồng thời gây ra ứng suất trong cọc thay đổi theo thời gian. Phân tích sự thay đổi của ứng suất trong cọc có thể đánh giá được các giá trị cực đại xuất hiện trong quá trình đóng cọc, liên quan đến việc đảm bảo độ bền cọc.

Phân tích sự thay đổi phản lực đất lên cọc có thể cho phép xác định cường độ giới hạn của đất nền và do đó là sức chịu tải của cọc. Một phân tích như vậy được gọi là phân tích đóng cọc (Pile Driving Analysis) đòi hỏi phải ghi nhận được các dao động nói trên trong khoảng thời gian rất ngắn (vài chục μs). Nhiệm vụ phức tạp này chỉ có thể giải quyết được khi công nghệ phát triển và nó đã thực sự được giải quyết kể từ những năm bảy mươi của thế kỷ trước. Hiện nay, việc dự báo sức chịu tải của cọc dựa vào thí nghiệm đóng thử cọc, do đó, có thể được thực hiện theo hai phương pháp khác nhau: tính hoá quá trình đóng cọc thông qua đo độ chồi để xác định P_{gh} (các công thức đóng cọc) và phân tích đóng cọc trên cơ sở phân tích các dao động ghi nhận được trong quá trình đóng cọc.

5.2. Công thức đóng cọc của Gherxevanov

Nghiên cứu của Gherxevanov là một công trình điển hình thuộc về phương pháp tính hoá sẽ được trình bày kỹ dưới đây với tư cách là một phương pháp cơ sở chung cho các công thức đóng cọc khác. Kết quả của Gherxevanov cùng với các hiệu chỉnh thực nghiệm đã được sử dụng rộng rãi ở Việt Nam trong rất nhiều năm và hiện được nêu trong Tiêu chuẩn thiết kế móng cọc (TCXD 205 – 1998) và các tiêu chuẩn tương đương.



Hình IV.15. Sơ đồ phân tích đóng cọc

Khảo sát một thanh cọc trọng lượng W_c chịu va chạm của búa trọng lượng Q rơi từ độ cao H như trên hình vẽ IV.15. Bài toán cơ bản là nếu đo được độ chồi của cọc, e , thì sức chịu tải giới hạn của cọc tương ứng, P_{gh} , là bao nhiêu?

Giả thiết rằng va chạm giữa cọc với búa là va chạm đàn hồi. Sau va chạm, búa bị nảy lên một đoạn là h ; tổng phản lực của đất nền lên cọc là P và cọc chuyển dịch một đoạn e . Phương trình cân bằng năng lượng trong quá trình dịch chuyển này được viết như sau:

$$QH = Pe + Qh + \alpha QH \quad (IV.10)$$

với α là hệ số tổn thất năng lượng do các nguyên nhân khác nhau (do dao động đàn hồi của cọc, dao động của đất quanh cọc, do ma sát của hệ thống đóng cọc...).

Gherxevanov giả thiết, chiều cao búa nảy sau va chạm $h = 0$, quan hệ giữa năng lượng trong va chạm với độ chối e và phản lực đất nền được viết lại như sau :

$$(1 - \alpha)QH = Pe \quad (IV.11a)$$

hay :

$$\beta QH = Pe, \text{ với } \beta = (1 - \alpha) \quad (IV.11)$$

ta có thể xác định được phản lực đất khi đóng theo độ chối của cọc :

$$P = \beta \frac{QH}{e} \quad (IV.12)$$

trong đó, năng lượng va chạm QH phụ thuộc vào búa, độ chối e đo được dưới mỗi nhát búa (để xác định e người ta tiến hành đo độ lún của cọc sau một số nhát búa nhất định nào đó hoặc đếm số nhát búa để cọc lún xuống một đoạn xác định trước).

Để xác định giá trị của β , Gherxevanov cho rằng trong một quá trình đóng cọc, β chỉ phụ thuộc vào P theo quan hệ sau :

$$\beta = \frac{A + B \left(\frac{P}{F_c} \right)}{n + \left(\frac{P}{F_c} \right)} \quad (IV.13)$$

trong đó n là hệ số, phụ thuộc vào vật liệu cọc và cách đóng cọc.

Các hằng số A và B xác định từ các điều kiện biên (giả thiết) sau:

1. Khi bắt đầu đóng cọc, phản lực đất không có: $\frac{P}{F_c} = 0$

2. Khi không thể đóng cọc xuống được nữa ($e = 0$), có thể coi $\frac{P}{F_c} = \infty$

Từ điều kiện thứ nhất, thay $\frac{P}{F_c} = 0$ vào IV.13 ta có:

$$\beta = \frac{A}{n} \quad (\text{IV.13a})$$

Gọi vận tốc của búa trước và sau va chạm là v_{bt} và v_{bs} , vận tốc của cọc trước và sau va chạm là v_{ct} và v_{cs} . Theo định luật bảo toàn động lượng:

$$Qv_{bt} + W_c v_{ct} = Qv_{bs} + W_c v_{cs} \quad (\text{IV.14a})$$

Lưu ý rằng, trước va chạm, vận tốc cọc $v_{ct} = 0$:

$$Qv_{bt} = Qv_{bs} + W_c v_{cs} \quad (\text{IV.14})$$

Đặt $k = \frac{v_{bs} - v_{cs}}{v_{bt} - v_{ct}} = \frac{v_{bs} - v_{cs}}{v_{bt}}$ và gọi là hệ số phục hồi vận tốc sau va chạm, ta có thể xác định vận tốc búa sau va chạm, v_{bs} , theo k và vận tốc cọc sau va chạm, v_{cs} , có dạng:

$$v_{bs} = kv_{bt} + v_{cs} \quad (\text{IV.15a})$$

Thay vào IV.14 ta có:

$$Qv_{bt} = Q(kv_{bt} + v_{cs}) + W_c v_{cs} = kQv_{bt} + v_{cs}(Q + W_c)$$

hay :

$$v_{cs} = \frac{Q(1-k)}{Q + W_c} v_{bt} \quad (\text{IV.16a})$$

Tương tự, vận tốc cọc sau va chạm, v_{cs} , viết theo k và vận tốc búa sau va chạm, v_{bs} , có dạng:

$$v_{cs} = v_{bs} - kv_{bt} \quad (\text{IV.15b})$$

Thay vào IV.14 ta có:

$$Qv_{bt} = Qv_{bs} + W_c(v_{bs} - kv_{bt}) = v_{bs}(Q + W_c) - kW_c v_{bt}$$

hay :

$$v_{bs} = \frac{Q + kW_c}{Q + W_c} v_{bt} \quad (\text{IV.16b})$$

Thay các biểu thức IV.16 vào phương trình động năng của hệ sau va chạm, ta có:

$$W = Q \frac{v_{bs}^2}{2g} + W_c \frac{v_{cs}^2}{2g} = \frac{Q + k^2 W_c}{Q + W_c} Q \frac{v_{bt}^2}{2g} \quad (\text{IV.17})$$

Trong đó W : tổng động năng của hệ.

đặt $\frac{Q + k^2 W_c}{Q + W_c} = \beta_0$, ta có:

$$W = \beta_0 Q \frac{v_{bt}^2}{2g} \quad (IV.18)$$

lưu ý rằng, $Q \frac{v_{bt}^2}{2g}$ chính là động năng của búa trước khi va chạm và bằng thế năng của búa trước khi rơi, QH, ta có động năng của hệ sau va chạm:

$$W = \beta_0 QH \quad (IV.19)$$

và β_0 được gọi là hệ số hiệu quả khi va chạm tự do (hệ số hiệu quả khi đóng cọc).

So sánh IV.19 với IV.13a ta có, với điều kiện thứ nhất, $\beta = \beta_0$ hay :

$$A = \beta_0 n = n \frac{Q + k^2 W_c}{Q + W_c} \quad (IV.20)$$

Từ điều kiện thứ hai ta có $\beta = B$.

Thay vào IV.13a với $e = 0$ ta có $\beta = B = 0$.

Cuối cùng, hàm β theo P có dạng:

$$\beta = \frac{\beta_0 n}{n + \frac{P}{F_c}} = \frac{\frac{Q + k^2 W_c}{Q + W_c} n}{n + \frac{P}{F_c}} \quad (IV.21)$$

Thay vào IV.12 ta có:

$$P = \frac{\frac{Q + k^2 W_c}{Q + W_c} n}{n + \frac{P}{F_c}} \frac{QH}{e} \quad (IV.22)$$

$$Pn + \frac{P^2}{F_c} = \frac{Q + k^2 W_c}{Q + W_c} n \frac{QH}{e} \quad (IV.22a)$$

hay :

$$P^2 e + en F_c P - \frac{Q + k^2 W_c}{Q + W_c} n F_c QH = 0 \quad (IV.22b)$$

Giải theo P ta được:

$$P = -\frac{n F_c}{2} + \sqrt{\left(\frac{n F_c}{2}\right)^2 + \frac{Q + k^2 W_c}{Q + W_c} \frac{n F_c}{e} QH} \quad (IV.23a)$$

Để ý rằng, trong quá trình đóng cọc, búa không va chạm trực tiếp lên đầu cọc mà thông qua một số "phụ kiện" như đệm các loại, cọc dẫn (khi đóng ngập đầu cọc vào trong nước hoặc trong đất)... do đó trọng lượng phân chịu va chạm và dịch chuyển phải bao gồm các yếu tố đó. Ký hiệu tổng trọng lượng các phần đó là q ta viết lại công thức IV.23a dưới dạng:

$$P = -\frac{nF_c}{2} + \sqrt{\left(\frac{nF_c}{2}\right)^2 + \frac{Q+k^2q}{Q+q} \frac{nF_c}{e} QH} \quad (IV.23)$$

Công thức IV.23 được biết như là công thức Gherxevanov nổi tiếng trong đó các hệ số n và k xác định từ thí nghiệm thích hợp. Nói chung, có thể lấy $k = 0.45$ ($k^2 = 0.2$) và $n = 15 \text{ kG/cm}^2$ cho cọc bê tông cốt thép có đệm gỗ ở đầu cọc; F_c là diện tích tiết diện ngang cọc; q là trọng lượng phân bị va chạm, bao gồm trọng lượng cọc và các phụ kiện đóng cọc (nếu có) như đe búa, đệm búa, đệm cọc, cọc dẫn...

Ví dụ IV.4

Kết quả đóng thử cọc bằng búa rơi loại 3.5 Tấn từ độ cao 1.4m cho $e = 15\text{mm}$. Hãy dự báo sức chịu tải giới hạn của cọc, biết rằng cọc có tiết diện 30×30 (cm), dài 16m. Trọng lượng đệm đầu cọc, mũ cọc... là 450kG.

Giải:

$$Q = 3.5T; H = 1.4m; e = 0.015m; F_c = 0.09m^2.$$

$$\text{Trọng lượng cọc: } W_c = F_c L \gamma = 0.09 \times 16 \times 2.5 = 3.6 \text{ T};$$

$$q = 3.6 + 0.45 = 4.05T;$$

$$n = 15 \text{ kG/cm}^2 = 150 \text{ T/m}^2; k^2 = 0.2$$

Thay vào công thức Gherxevanov, ta có:

$$P_{gh} = -\frac{150 \times 0.09}{2} + \sqrt{\left(\frac{150 \times 0.09}{2}\right)^2 + \frac{3.5 + 0.2 \times 4.05}{3.5 + 4.05} \times \frac{150 \times 0.09}{0.015} \times 3.5 \times 1.4}$$

$$= -6.75 + 50,62 \approx 44T (= 440 \text{ kN})$$

Ghi chú: Thông thường tên búa được gọi một cách phổ biến theo trọng lượng tính bằng Tấn do đó trong ví dụ này cũng sử dụng đơn vị theo cách đó.

5.3. Một số công thức đóng cọc khác

Hiện nay có rất nhiều công thức dự báo khác nhau về quan hệ giữa sức chịu tải của cọc với độ chối khi đóng. Tất cả đều xuất phát từ phương trình cân bằng năng lượng IV.10 với các giả thiết đơn giản hóa khác nhau theo kinh nghiệm của từng tác giả. Trong số đó, các công thức sau đây được sử dụng rộng rãi:

5.3.1. Công thức Hiley (1930)

Bằng những diễn giải tương tự Gherxevanov, có xét đến biến dạng đàn hồi tức thời của vật liệu cọc, mũ cọc, đệm đầu cọc và đất nền, Hiley thiết lập một công thức tương tự :

$$P_{gh} = \left[\frac{e_h W_r H}{s + (k_1 + k_2 + k_3)/2} \right] \left[\frac{W_r + n^2 W_p}{W_r + W_p} \right] \quad (IV.24)$$

Trong đó :

- e_h : hệ số hiệu dụng của búa
- $W_r (= Q)$: trọng lượng búa
- H : chiều cao rơi búa
- $s (= e)$: độ chối của cọc
- $n (= k)$: hệ số phục hồi tốc độ
- k_1 : biến dạng nén đàn hồi của đệm đầu cọc và mũ cọc
- k_2 : nén đàn hồi của cọc
- k_3 : nén đàn hồi của đất
- $W_p (= q)$: trọng lượng cọc, kể cả mũ cọc, đệm đầu cọc, cọc dẫn.

5.3.2. Công thức Engineering News

Đơn giản hóa công thức Hiley với phần sau $C_1 = \left[\frac{W_r + n^2 W_p}{W_r + W_p} \right]$ lấy bằng 1, ký hiệu các thành phần biến dạng đàn hồi $(k_1 + k_2 + k_3)/2 = c$, ta có:

$$P_{gh} = \frac{e_h W_r H}{(s + c)} \quad (IV.25)$$

Trong đó: chấp nhận $e_h = 1$; $c = 0.1 \text{ inch} (= 0.25 \text{ cm})$ đối với búa hơi đóng cọc BTCT hoặc $1 \text{ inch} (2.5 \text{ cm})$ đối với búa rơi đóng cọc gỗ. Công thức IV.25 được Wellington (1888) giới thiệu lần đầu tiên và được biết một cách rất phổ biến dưới tên gọi công thức Engineering News, được sử dụng rộng rãi ở các nước phương Tây.

5.3.3. Công thức Kreuter

Từ IV.24, giải theo chiều cao rơi búa ta có :

$$H = Ps \frac{1}{e_h W_r C_1} + Pc \frac{1}{e_h W_r C_1} = APs + H_0$$

Trong đó: $A = \frac{W_r + W_p}{e_h W_r (W_r + n^2 W_p)}$ là hằng số trong quá trình đóng cọc; H_0 là chiều

cao rơi tính toán khi độ chối bằng không.

Nếu đóng búa với chiều cao rơi thay đổi, ta có thể biểu diễn chiều cao đó qua H_0 như sau:

$$H_1 = APs_1 + H_0$$

$$H_2 = APs_2 + H_0$$

Lấy hiệu ΔH , giải theo P ta có thể xác định sức chịu tải giới hạn của cọc dựa vào sự thay đổi chiều cao rơi búa và độ chối tương ứng:

$$P = \frac{H_2 - H_1}{A(s_2 - s_1)} = \frac{e_h W_r (W_r + n^2 W_p)}{W_r + W_p} \frac{H_2 - H_1}{(s_2 - s_1)} \quad (IV.26)$$

5.3.4. Công thức của Olson và Flate (1967) trong quy trình Đan Mạch

$$P = \frac{e_h E_h}{s + C_1} \quad (IV.27)$$

Trong đó: E_h là năng lượng va chạm, lấy theo lý lịch máy hoặc bằng QH;

$$C_1 = \sqrt{\frac{e_h E_h L}{2AE}} \quad (IV.28)$$

– L : chiều dài cọc

– AE : độ cứng chống nén của cọc (A là diện tích tiết diện cọc, E là môđun đàn hồi của vật liệu cọc).

Ví dụ IV.5

Dự báo sức chịu tải giới hạn của cọc trong ví dụ IV.4 theo công thức EN.

Giải:

$$P_{gh} = \frac{e_h W_r H}{(s + c)} = \frac{1 \times 3.5 \times 1.4}{(0.015 + 0.0025)} = 280T$$

5.3.5. Độ chối thiết kế và theo dõi thi công đóng cọc dựa vào độ chối thiết kế

Trong thực hành xây dựng hiện nay việc xác định sức chịu tải của cọc dựa vào độ chối của cọc khi đóng, $P = f(e)$, theo các công thức trên ít được áp dụng. Một mặt, các giả thiết khi xây dựng công thức còn xa thực tế, mặt khác độ chối của cọc đo được khi thi công chịu ảnh hưởng sự thay đổi tính chất của đất do dao động sinh ra từ quá trình đóng cọc. Độ chối của cọc khi thi công do đó chỉ có thể coi là một thông tin tham khảo trong quá trình thi công với ý nghĩa là nếu độ chối nhỏ hơn một giá trị nào đó định

trước thì sức chịu tải của cọc có thể đạt tới một giá trị mong muốn. Độ chối định trước đó được gọi là độ chối thiết kế, ký hiệu e_{ik} ; sức chịu tải mong muốn tương ứng chính là sức chịu giới hạn của cọc theo đất nền. Do đó, với sức chịu tải giới hạn theo đất nền của cọc, P_{dn} , được định trước, chẳng hạn theo kết quả dự báo hoặc theo thí nghiệm nén tĩnh, độ chối thiết kế xác định theo công thức sau đây từ công thức của Gherxevanov sẽ là giá trị khống chế quá trình thi công đóng cọc bằng loại búa được chọn:

$$e_{ik} = \frac{(Q + k^2q)nF_cQH}{(Q + q)} \left[\frac{1}{P_{dn}(P_{dn} + nF_c)} \right]$$

Do sự thay đổi tức thời tính chất của đất khi đóng cọc, độ chối khi đóng hạ cọc được coi là độ chối giả, không phản ánh được khả năng chịu tải của cọc. Để khắc phục hiện tượng này, sau khi đóng hạ cọc một vài ngày cần đóng lại cọc để tìm biết quan hệ giữa độ chối tức thời (khi thi công) và độ chối khi đóng lại. Từ quan hệ đó có thể sử dụng độ chối tức thời cho theo dõi thi công. Thông thường, việc theo dõi thi công đóng cọc được dựa trên hai thông tin:

- Chiều dài cọc xấp xỉ dự kiến.
- Độ chối khi đóng nhỏ hơn độ chối thiết kế (đã hiệu chỉnh theo kết quả đóng lại).

5.4. Dự báo sức chịu tải của cọc dựa vào phân tích đóng cọc

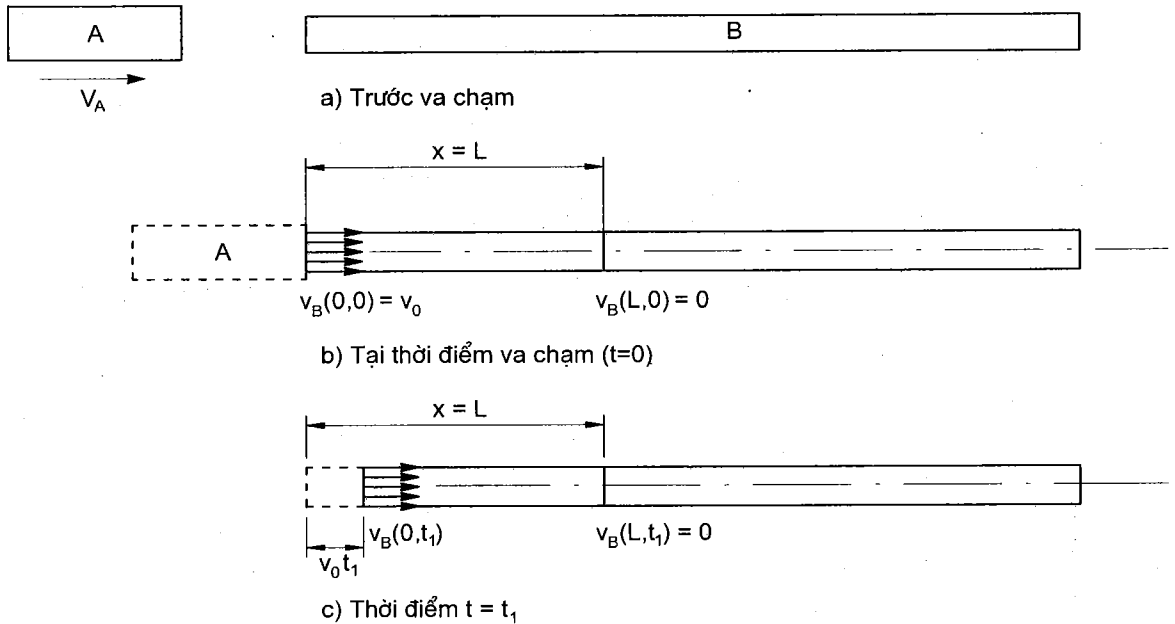
5.4.1. Sóng ứng suất trong cọc khi đóng

Khảo sát va chạm giữa hai thanh như hình IV.16 với giả thiết ban đầu thanh A có vận tốc không đổi v_A , thanh B có vận tốc $v_B = 0$. Tại thời điểm va chạm $t = 0$, các hạt vật chất tại tiết diện đầu thanh $x = 0$ dịch chuyển với vận tốc $v(0, 0) = v_0 \neq 0$ do hệ quả của va chạm trong khi tại tiết diện $x = L$ vận tốc hạt $v(L, 0) = 0$. Sau thời gian t_1 đủ bé sao cho tác động va chạm tại đầu mút ($x = 0$) chưa đến được tiết diện $x = L$, vận tốc tại tiết diện L chưa thay đổi: $v(L, t_1) = 0$, đoạn thanh có chiều dài L bị nén một đoạn $\Delta L = v_0 t_1$

tương ứng với biến dạng dọc tương đối $\varepsilon = \frac{\Delta L}{L} = \frac{v_0 t_1}{L}$ và ứng suất nén trong đoạn đó là

$\sigma = E\varepsilon = \frac{Ev_0 t_1}{L}$. Gọi vận tốc lan truyền tác động va chạm trong thanh là c (vận tốc

sóng) dễ dàng thấy rằng khi $x > ct_1$ trong thanh không có biến dạng ($\varepsilon = 0$) do đó không có ứng suất ($\sigma = 0$). Sau thời gian $t > t_1$, tiết diện $x = L = ct_1$ bắt đầu dịch chuyển. Giả sử sự dịch chuyển đó vẫn xảy ra với vận tốc không đổi v_0 (do bỏ qua mất mát năng lượng dao động) ta nhận thấy biến dạng dọc tương đối trong thanh B lan truyền dần theo thời gian tương ứng với ứng suất nén lan truyền. Ta nói rằng tồn tại sóng ứng suất lan truyền trong thanh B do va chạm ở đầu thanh gây ra với giá trị thay đổi theo vị trí và thời gian: $\sigma(x, t)$.



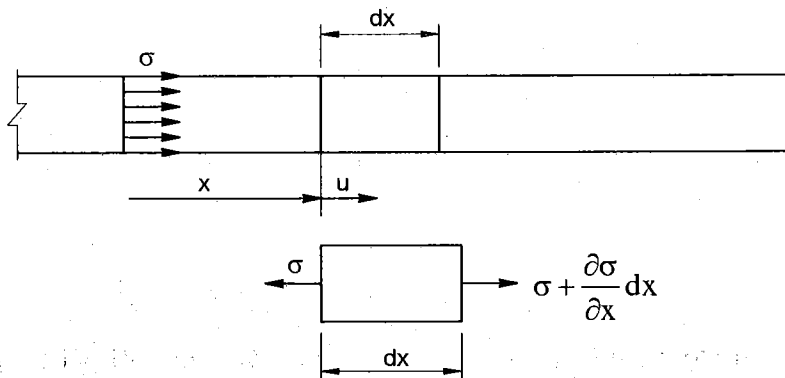
Hình IV.16. Va chạm hai thanh đàn hồi, tự do

5.4.2. Phương trình sóng

Khảo sát một đoạn thanh dài dx kể từ tiết diện x trong thanh chịu sóng ứng suất $\sigma(x,t)$ như trên hình IV.17. Chuyển vị dọc của tiết diện x là $u(x,t)$: hàm phụ thuộc vị trí tiết diện, x , và thời gian, t .

Giả thiết:

- Thanh có tiết diện không đổi, đồng nhất và đẳng hướng.
- Tiết diện ngang thanh luôn phẳng và song song với vị trí ban đầu.
- Ứng suất dọc trục trong thanh luôn phân bố đều trên toàn tiết diện ngang.
- Bỏ qua quán tính theo phương ngang.



Hình IV.17. Đoạn thanh chịu sóng ứng suất một chiều

Chuyển động của đoạn thanh dx có thể được biểu diễn qua định luật hai Newton như sau:

$$\sigma A = \left(\sigma + \frac{\partial \sigma}{\partial x} dx \right) A - \rho A dx \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \quad (\text{IV.29})$$

Trong đó :

- A : diện tích tiết diện ngang thanh;
- ρ : khối lượng riêng của vật liệu thanh;
- σ : ứng suất dọc trục thanh.

Từ IV.29 ta có :

$$\frac{\partial \sigma}{\partial x} = \rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \quad (\text{IV.30})$$

Phương trình IV.30 nghiệm đúng cho cả vật liệu đàn hồi và vật liệu dẻo. Nếu thanh làm việc trong giai đoạn đàn hồi, quan hệ giữa ứng suất, σ , và biến dạng tương đối, ε , thể hiện qua định luật Hook:

$$\sigma = E\varepsilon = E \frac{\partial u}{\partial x} \quad (\text{IV.31})$$

Trong đó :

- E : mô đun đàn hồi của vật liệu thanh;
- ε : biến dạng tương đối của thanh, tại tiết diện đang xét $\varepsilon = \frac{\partial u}{\partial x}$.

Viết lại IV.30 với σ theo IV.31 ta có :

$$\frac{\partial}{\partial x} \left(E \frac{\partial u}{\partial x} \right) = \rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \quad (\text{IV.32})$$

hay :

$$E \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} = \rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \quad (\text{IV.33})$$

đặt $c = \sqrt{\frac{E}{\rho}}$ (IV.34)

ta có:

$$\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} = \frac{1}{c^2} \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \quad (\text{IV.35})$$

Phương trình IV.35 được biết như là "phương trình sóng" một chiều trong đó c là vận tốc sóng ứng suất trong thanh. Giá trị vận tốc sóng c phụ thuộc vào vật liệu thanh thường nằm trong khoảng sau:

Vật liệu thanh	Vận tốc sóng (m/s)
Nhôm	5200 – 5300
Thép	5000 – 5200
Bê tông	3800 – 4000

Nghiệm tổng quát của phương trình IV.35 có dạng (D'Alembert, 1747):

$$u(x,t) = u_0 + v_0 t + \varepsilon_0 x + f(x - ct) + g(x + ct) \quad (IV.36)$$

Trong đó

- u_0 : chuyển vị ban đầu;
- ε_0 : biến dạng tương đối ban đầu;
- v_0 : vận tốc hạt ban đầu;
- $f(x - ct)$: hàm sóng dao động lan truyền xuôi (truyền xuống trong cọc);
- $g(x + ct)$: hàm sóng dao động lan truyền ngược (truyền lên).

5.4.3. Phân tích đóng cọc dựa vào phương trình sóng

Thay thanh A là búa đóng cọc, thanh B là cọc trong đất, quá trình đóng cọc có thể mô tả tương tự va chạm nói trên. Khác biệt ở đây chính là phản lực đất lên cọc xuất hiện khi cọc dịch chuyển dưới tác dụng của búa đóng. Trong trường hợp này, nếu gọi lực kháng của đất lên cọc khi đóng là R_d , phương trình sóng trong đóng cọc có dạng:

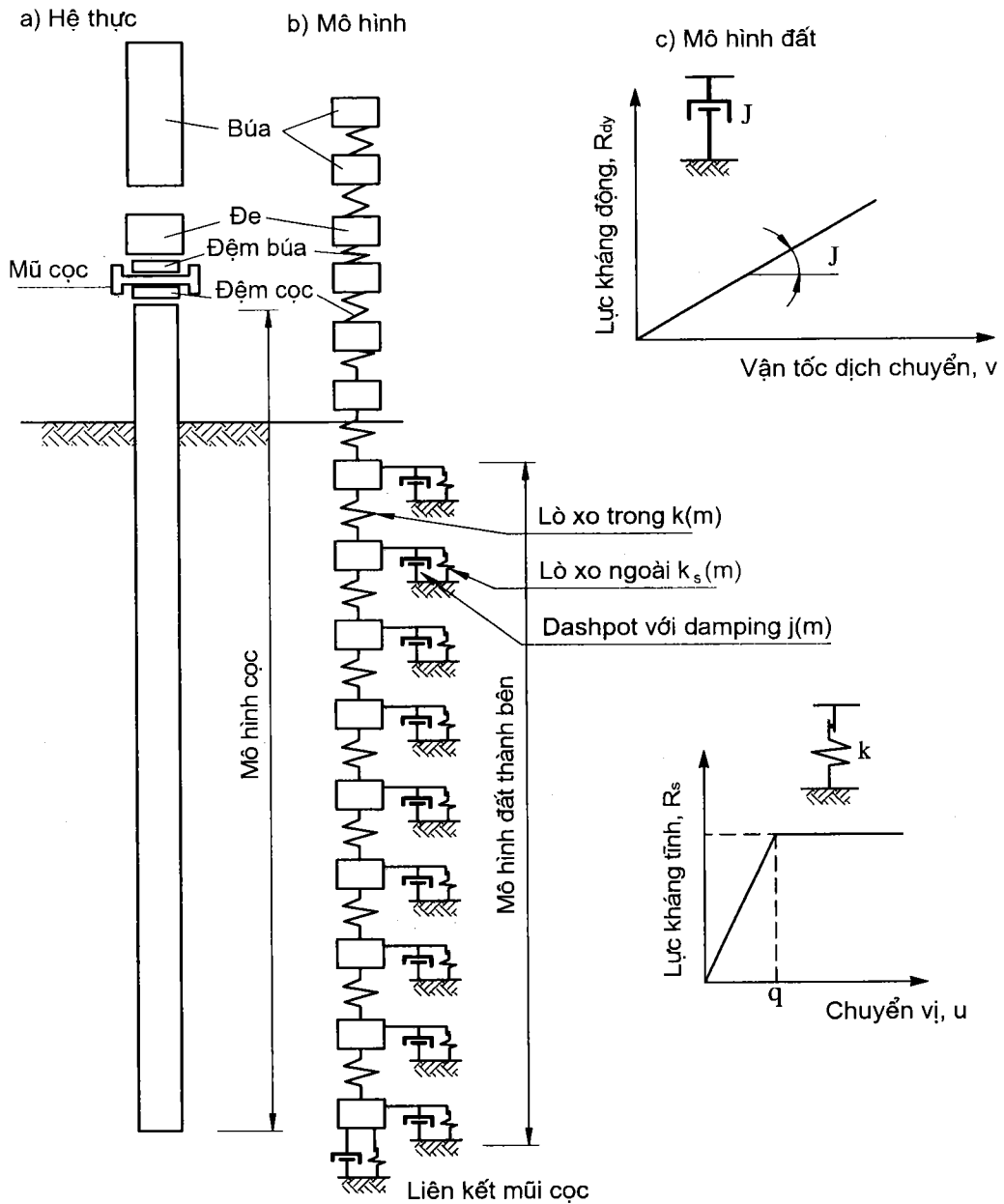
$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} - c \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + R_d = 0 \quad (IV.37)$$

Sức kháng của đất lên cọc khi đóng có thể phân làm hai thành phần: sức kháng tĩnh, R_s , phụ thuộc vào độ cứng tĩnh của đất, k_s , và chuyển vị u theo biểu thức chung $R_s = k_s u$ và sức kháng động, R_{dy} , phụ thuộc vào vận tốc dịch chuyển thông qua hệ số giảm chấn, J , của đất-cọc theo biểu thức $R_{dy} = Jv$.

$$R_d = R_s + R_{dy} = k_s u(1 + jv) \quad (IV.38)$$

Phương trình IV.37 thường được giải theo phương pháp số trong đó IV.38 được viết lại cho từng đoạn cọc cho phép mô tả chính xác hơn sự thay đổi các đặc trưng của đất khi đóng. Một trong số những phương pháp được sử dụng rộng rãi để phân tích đóng cọc là phương pháp sai phân của Smith (1960) được trình bày dưới đây như là một chuẩn mực của phân tích đóng cọc dựa vào phương trình sóng.

Hệ thống bao gồm cọc-đất-búa được mô tả thành các phần tử có khối lượng tập trung và liên kết trong với nhau bằng các lò xo đàn hồi có độ cứng k , liên kết ngoài với đất bằng lò xo có độ cứng k_s và pittông mắc song song (kiểu mô hình Kelvin) có hằng số damping j như trên hình IV.18.



Hình IV.18. Mô hình búa – cọc – đất trong phân tích phương trình sóng.

Tại phần tử thứ m , ở thời điểm t các phương trình cơ bản sau đây xây dựng từ phương trình sóng:

$$- u(m,t) = u(m, t - \Delta t) + \Delta t.v(m, t - \Delta t) \quad (IV.39a)$$

$$- C(m,t) = u(m,t) - u(m+1, t) \quad (IV.39b)$$

$$- F(m,t) = C(m,t).k(m) \quad (IV.39c)$$

$$- R(m,t) = [u(m,t) - u^*(m,t)].k_s(m).[1 + j(m).v(m, t - \Delta t)] \quad (IV.39d)$$

$$-v(m,t) = v(m,t - \Delta t) + [F(m-1, t) + W(m) - F(m,t) - R(m,t)] \frac{g\Delta t}{W(m)} \quad (\text{IV.39e})$$

Trong đó :

- $u(m,t)$: tổng chuyển vị của phần tử thứ m tại thời điểm t ;
- $C(m,t)$: biến dạng của lò xo liên kết phần tử m tại thời điểm t ;
- $u^*(m,t)$: chuyển vị do biến dạng dẻo của lò xo liên kết đất ở m tại thời điểm t ;
- $F(m,t)$: nội lực trong lò xo trong ở m tại thời điểm t (nội lực trong cọc);
- $j(m)$: hằng số damping của đất tại m ;
- $k(m)$: độ cứng của lò xo liên kết trong;
- $k_s(m)$: độ cứng của lò xo liên kết đất;
- $R(m,t)$: lực kháng của đất lên phần tử m tại thời điểm t ;
- $v(m,t)$: vận tốc của phần tử m tại thời điểm t ;
- $W(m)$: trọng lượng của phần tử m ;
- g : gia tốc trọng trường.

Việc phân tích được tiến hành lần lượt từ $m = 1$, $t = 0$ với đầu vào là vận tốc của búa khi va chạm, $v_0 = \sqrt{\eta(2gh)}$, trong đó h là chiều cao rơi của búa; η là hệ số hữu ích của búa khi đóng. Các phương trình cơ bản trên là cơ sở của các phần mềm phân tích đóng cọc mang tên WEAP (Wave Equation Analysis of Piles).

5.4.4. Phân tích đóng cọc dựa vào thiết bị đo dao động cọc PDA

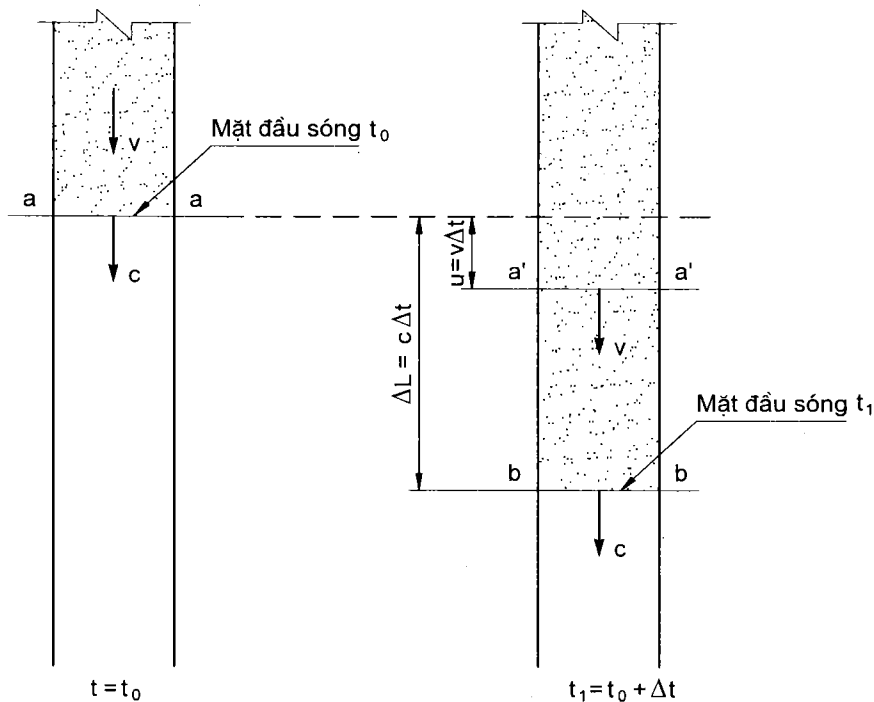
Khảo sát tiết diện phẳng $a - a$ trên hình IV.19 tại thời điểm sóng ứng suất lan truyền đến (gọi là mặt đầu sóng). Tiết diện dịch chuyển với vận tốc v , sóng ứng suất lan truyền với vận tốc c . Sau thời gian Δt , tiết diện $a - a$ dịch chuyển một đoạn $v\Delta t$ đến vị trí mới $a' - a'$ trong khi mặt đầu sóng đã lan truyền đến tiết diện $b - b$ cách tiết diện $a - a$ một khoảng $\Delta L = c\Delta t$. Biến dạng tương đối ε của đoạn ΔL xác định theo:

$$\varepsilon = \frac{v\Delta t}{c\Delta t} = \frac{v}{c} \quad (\text{IV.40})$$

Thay vào định luật Hook ta có:

$$\frac{\sigma}{E} = \frac{v}{c} \quad (\text{IV.41})$$

$$\text{hay } \sigma = \frac{E}{c} v \quad (\text{IV.42})$$



Hình IV.19. Phân tích sóng ứng suất trong thanh thẳng đều

Nhân hai vế của (IV.42) với diện tích tiết diện ngang cọc, A , ta có:

$$F = \sigma A = \frac{AE}{c} v = Zv \quad (IV.43)$$

Trong đó :

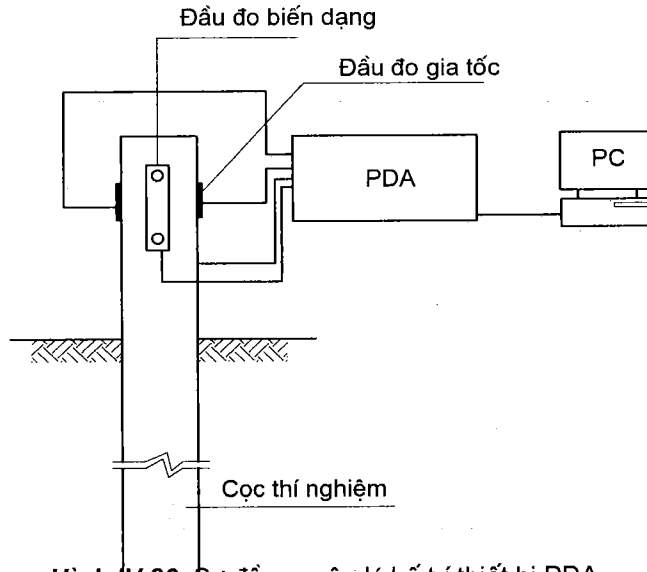
– F : nội lực trong cọc khi đóng;

– $Z = \frac{AE}{c}$ là trở kháng của cọc khi đóng (còn gọi là độ cứng động). Để ý đến

IV.34 ta thấy $Z = A\sqrt{\rho E}$ là một đại lượng chỉ phụ thuộc vào đặc tính của cọc. Như vậy đối với một cọc cụ thể, nếu đo được vận tốc của cọc khi đóng tại một vị trí nào trên thân cọc đó ta có thể xác định được nội lực trong cọc do va chạm gây ra và ngược lại.

Phân tích hệ phương trình cơ sở của phương trình sóng ta thấy nếu vận tốc tại một vị trí được ghi nhận, các thông số đặc trưng động học của đất và cọc được biết thì có thể xác định được nội lực trong cọc và lực kháng động của đất. Do đó, bằng cách ghi nhận cả vận tốc và nội lực tại một vị trí, gọi nội lực đo được là lực đo, F_m , dựa vào vận tốc đo được ta xác định được nội lực tính theo IV.39 và gọi là lực tính, F_{cal} , giá trị các đặc trưng của đất và phản lực đất được coi là giá trị đúng khi $F_m = F_{cal}$ và chính là cơ sở của phân tích đóng cọc dựa vào thiết bị ghi dao động. Loại thiết bị phổ biến hiện nay đồng thời ghi dao động của cọc khi đóng (vận tốc và lực tại một điểm) tích hợp với phần mềm phân tích tìm kiếm các đặc trưng động học của đất thích hợp, đưa ra kết quả phản

lực đất khi đóng và phản lực tĩnh của đất được gọi là thiết bị phân tích đóng cọc, viết tắt là PDA (Pile Dynamic Analyser). Sơ đồ nguyên lý bố trí thiết bị cho trên hình IV.20 bao gồm các đầu đo gia tốc (accelerometer) được dùng để xác định vận tốc dao động và các đầu đo biến dạng (strain transducer) dùng để xác định nội lực, bộ chuyển tương tự (oscilloscope), máy tính chuyên dụng (với các thiết bị thế hệ mới hiện nay, các đầu đo được tích hợp vào một, các bộ phận phân tích được tích hợp làm một do đó sơ đồ bố trí thí nghiệm có khác đi đôi chút).



Hình IV.20. Sơ đồ nguyên lý bố trí thiết bị PDA

Điểm cần đặc biệt lưu ý khi sử dụng PDA để phân tích đóng cọc là do giả thiết ứng suất phân bố đều trên tiết diện cọc, việc gắn thiết bị đo phải cách xa điểm va chạm (đầu cọc) một khoảng đủ để giả thiết trên được "thỏa mãn".

Khi phân tích đóng cọc, các đặc trưng động của đất được thể hiện qua hệ số damping và giá trị quake. Damping là hệ số tỷ lệ giữa vận tốc dịch chuyển với lực cản động, ký hiệu j_c ; quake là giá trị chuyển vị lớn nhất gây ra lực kháng trong "lò xo" tỷ lệ thuận với chuyển vị đó, ký hiệu q . j_c và q phụ thuộc vào loại đất và trạng thái tự nhiên của đất là các thông số cần tìm khi phân tích. Thoạt tiên các cặp giá trị $\{q, j_c\}$ (m) của đất xung quanh phân tử m được giả định và nội lực cọc F_{cal} tính được. Giá trị của j_c và q được coi là đúng khi giá trị lực tính F_{cal} theo $\{j_c, q\}$ trùng khớp với giá trị tương ứng đo được, F_m .

Khi phân tích làm "chập" F_m với F_{cal} , các giá trị đặc trưng động học của đất cho giá trị không duy nhất do đó để có kết quả "tốt" cần phải có kết quả nén tĩnh trên cọc đại diện. Từ kết quả phân tích với $\{q, j_c\}$ lựa chọn, quan hệ độ lún – tải trọng tĩnh được mô phỏng (gọi là đường cong tựa nén tĩnh – quasi-static load curve). Các giá trị của $\{q, j_c\}$ lựa chọn cho đường cong tựa nén tĩnh của cọc đại diện phù hợp với đường cong nén tĩnh thực sự của cọc là định hướng tốt cho phân tích các cọc lân cận khi thay thế nén tĩnh.

Trường hợp đơn giản, giả thiết cọc có tiết diện đều và sóng ứng suất lan truyền trong cọc là sóng một chiều, sức kháng đóng cọc của đất tập trung ở mũi cọc, thành phần lực kháng động do đó tỷ lệ thuận với vận tốc mũi cọc. Bằng cách đo lực và vận tốc tại hai thời điểm cách nhau một khoảng $2L/c$ (đủ để sóng ứng suất từ mũi cọc phản hồi lên vị trí đo), sức kháng tĩnh của đất lên cọc, P_{dn} , có thể xác định theo công thức Case (từ Case Method):

$$P_{dn} = R(t_{max}) - j_c [2F(t_{max}) - R(t_{max})]$$

$$R(t) = \left[\frac{F(t_{max}) + F(t_{max} + 2L/c)}{2} \right] + \frac{Mc}{L} \left[\frac{v(t_{max}) - v(t_{max} + 2L/c)}{2} \right]$$

Trong đó :

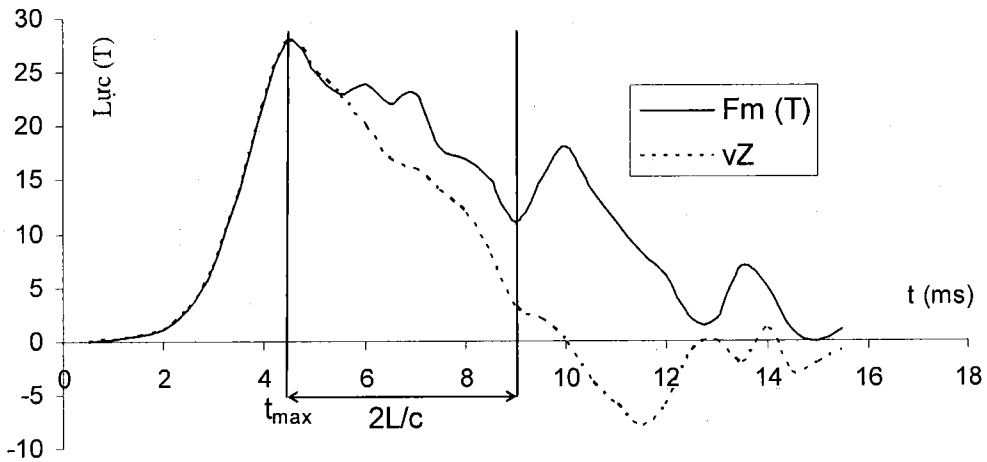
- $R(t_{max})$: tổng lực kháng đóng cọc tại thời điểm t_{max} ;
- $F(t_{max})$ và $v(t_{max})$: giá trị đo được của lực và vận tốc tại thời điểm các giá trị này đạt tới cực đại;
- t_{max} : thời điểm các giá trị đo đạt cực đại;
- M : tổng khối lượng cọc, $M = F_c L \rho$;
- ρ : khối lượng riêng của vật liệu cọc;
- L : chiều dài cọc (kể từ vị trí đặt đầu đo đến mũi cọc);
- j_c : damping riêng của đất.

Đặt $J = j_c Z$ là damping chung đất-cọc ta có thể viết lại biểu thức Case dưới dạng:

$$P_{dn} = (1-J) \left[\frac{F(t_{max}) + Zv(t_{max})}{2} \right] + (1+J) \left[\frac{F(t_{max} + 2L/c) - Zv(t_{max} + 2L/c)}{2} \right]$$

Một số giá trị gợi ý của q và j_c cho trong bảng sau (theo Forehand & Reese, 1964; Goble, 1975):

Loại đất	q (mm)	j_c (s/m)
Cát thô	2.5	0.46
Cát lẫn sỏi	2.5	0.46
Cát pha sét	5.0	0.66
Cát bụi mịn nằm trên tầng cứng	5.0	0.66
Cát và sỏi nằm trên tầng cứng	3.75	0.46
Cát mịn	3.75	0.46
Sét	2.5	1.1



Hình IV.21. Kết quả đo và sơ đồ xác định $R(t)$ theo phương pháp Case

6. SỨC CHỊU TẢI CHO PHÉP CỦA CỌC

Sức chịu tải cho phép của cọc, ký hiệu $[P]$, được hiểu là tải trọng tối đa cho phép tác dụng lên cọc một cách an toàn. Tùy theo cách xác định mà $[P]$ được hiểu ứng với một mức độ an toàn nào đó. Trong nhiều trường hợp, tải trọng cho phép có thể chọn trước như làm chuẩn cho thiết kế cọc và thường lấy theo giá trị tải trọng làm việc của cọc dự kiến trước do đó đôi khi tải trọng cho phép được hiểu như là tải trọng làm việc của cọc.

Tải trọng cho phép của cọc có thể được xác định trên cơ sở tải trọng giới hạn của cọc dự báo theo các phương pháp nói trên hoặc theo kết quả thí nghiệm cọc ứng với một mức độ an toàn dự kiến nào đó. Biểu thức chung xác định tải trọng cho phép có dạng như sau:

$$[P] = \frac{P_{gh}}{F_s} \quad (IV.44)$$

trong đó F_s là hệ số an toàn mong muốn.

Tuy vậy, do mức độ huy động khả năng làm việc của đất xung quanh cọc và dưới mũi cọc rất khác nhau (do $\Delta_R \gg \Delta_r$), sai sót về kích thước cọc cũng khác nên có thể xác định riêng từng thành phần ứng với từng mức độ huy động năng lực thực tế khác nhau của đất. Trong trường hợp này, tải trọng cho phép tác dụng lên cọc được xác định theo :

$$[P] = \frac{P_{xq}}{F_{s_1}} + \frac{P_{m\ddot{u}i}}{F_{s_2}} - \frac{W_c}{F_{s_3}} \quad (IV.45a)$$

$$[P] = [P]_{dn} - \frac{W_c}{F_{s_3}} \quad (IV.45)$$

Trong đó :

- F_{s_1}, F_{s_2} : hệ số triết giảm tương ứng đối với năng lực làm việc của đất ở xung quanh thân và ở mũi cọc;
- F_{s_3} : hệ số an toàn về trọng lượng cọc
- $P_{xq}, P_{mũi}$ là tổng lực tối đa có thể huy động được của đất ở xung quanh và ở mũi cọc;
- W_c : giá trị danh nghĩa trọng lượng cọc xác định theo kích thước thiết kế;
- $[P]_{dn}$: sức chịu tải cho phép (tải trọng cho phép) của đất nền quanh cọc.

Trong phần lớn trường hợp, sai khác đối với trọng lượng cọc mang tính chủ quan và có thể xác định dựa vào thống kê, có thể lấy theo quy định chung đối với hệ số an toàn về trọng lượng vật liệu xây dựng, $F_{s_3} = 0.9$. Việc xác định sức chịu tải cho phép của cọc chủ yếu phụ thuộc vào việc xác định $[P]_{dn}$.

6.1. $[P]_{dn}$ xác định dựa vào kết quả dự báo P_{dn} theo loại đất và trạng thái vật lý của đất (phương pháp thống kê)

$$P_{dn} = R_n F_c + u_c \sum_{i=1}^n l_i \tau_i \quad (IV.46a)$$

$$P_{tt} = m_R R_n F_c + m_l u_c \sum_{i=1}^n l_i \tau_i \quad (IV.46b)$$

$$[P]_{dn} = \frac{P_{tt}}{k_d} \quad (IV.46)$$

Trong đó:

- R_n : cường độ của đất ở mũi cọc (ở lớp thứ n mà cọc đi qua), lấy theo bảng IV.2;
- τ_i : sức kháng cắt đơn vị của đất ở lớp thứ i dọc thành bên cọc, lấy theo bảng IV.1;
- m_R, m_l : hệ số xét tới ảnh hưởng của phương pháp thi công đến khả năng làm việc của đất nền, lấy theo bảng IV.4;
- k_d : hệ số độ tin cậy của đất, lấy bằng 1.4.

Lưu ý rằng, các hệ số m và k áp dụng chung cho nhiều trường hợp, do đó, việc xác định $[P]_{dn}$ theo IV.46a không thể hiện được thực sự mức độ triết giảm năng lực làm việc của đất và do đó cũng không biết được hệ số an toàn mong muốn.

BẢNG IV.4. HỆ SỐ ĐIỀU KIỆN LÀM VIỆC CỦA ĐẤT NỀN THEO PHƯƠNG PHÁP THI CÔNG
(DÙNG TRONG CÔNG THỨC IV.46B)

Phương pháp hạ cọc và loại đất	Hệ số điều kiện làm việc đối với cọc đóng của đất nền	
	Dưới cọc, m_R	Bên thành cọc, m_t
Hạ cọc đặc, cọc rỗng bịt mũi bằng búa	1	1
Cọc đóng vào lỗ khoan mỗi, vào trong đất chưa khoan tối thiểu 1m, với đường kính lỗ khoan:		
– Bằng cạnh cọc vuông	1	0.5
– Nhỏ hơn cạnh cọc vuông 5cm	1	0.6
– Nhỏ hơn cạnh cọc vuông hoặc đường kính cọc tròn 15cm	1	1
Hạ cọc trong đất cát có xói nước nhưng đóng tiếp ở mét cuối cùng không xói nước	1	0.9
Rung và rung ép cọc vào:		
– Đất cát chặt vừa		
+ Loại cát hạt thô	1.2	1.0
+ Loại hạt mịn	1.1	1.0
+ Loại hạt bụi	1.0	1.0
– Đất dính có độ sệt $I_L = 0.5$		
+ Đất sét	0.7	0.9
+ Đất á sét	0.8	0.9
+ Đất á cát	0.9	0.9
– Đất sét có $I_L \leq 0$	1.0	1.0
Ghi chú: khi $0 < I_L < 0.5$, lấy giá trị nội suy cho m_R và m_t		
Hạ bằng búa các cọc rỗng hở mũi khi :		
– Đường kính trong của cọc ≤ 40 cm	1.0	1.0
– Đường kính trong > 40 cm	0.7	1.0
Hạ bằng phương pháp bất kỳ cọc rỗng bịt mũi đến độ sâu tối thiểu 10m sau đó mở rộng chân bằng nổ mìn trong đất cát chặt vừa, đất sét bột có $I_L \leq 0.5$ với đường kính mở rộng đến 1.0m		
– Đường kính mở rộng 1.5m trong đất cát và á cát	0.9	1.0

– Đường kính mở rộng 1.5m trong đất sét và á sét	0.8	1.0
	0.7	1.0
Hạ cọc bằng phương pháp ép vào:		
– Cát chặt vừa hạt thô, hạt vừa, hạt nhỏ	1.1	1.0
– Cát bột	1.1	0.8
– Sét bột có $I_L < 0.5$	1.1	1.0
– Sét bột có $I_L \geq 0.5$	1.0	1.0

Ví dụ IV.6

Xác định sức chịu tải cho phép của cọc trong ví dụ IV.1.

Giải:

Cọc đóng BTCT, tra bảng III.4 ta có $m_R = 1$; $m_t = 1$ do đó tải trọng tính toán của cọc xác định theo :

$$P_{tt} = m_R R_n F_c + m_t u_c \sum_{i=1}^n l_i \tau_i = 1 \times 234 + 1 \times 321.5 = 555.5 (\text{kN})$$

Với $k_d = 1.4$, tải trọng cho phép của cọc sẽ là:

$$[P] = \frac{P_{tt}}{k_d} - n W_c = \frac{555.5}{1.4} - 1.1 \times 18 = 377 \text{ kN}$$

Chọn $[P] = 350 \text{ kN}$

6.2. $[P]_{dn}$ xác định dựa vào P_{dn} dự báo theo kết quả xuyên tĩnh

$$P_{dn} = (k_n q_{cn}) F_c + u_c \sum_{i=1}^n \frac{q_{ci} l_i}{\alpha_i} = P_{mũi} + P_{xq} \quad (\text{IV.47a})$$

Trong đó q_{cn} , q_{ci} là giá trị trung bình sức kháng xuyên ở mũi cọc và ở lớp đất thứ i trên thành bên cọc, lấy theo kết quả thí nghiệm; k_n và α_i lấy theo bảng IV.3.

$$[P]_{dn} = \frac{P_{dn}}{F_s} \quad (\text{IV.47b})$$

với $F_s = 2.0 \div 2.5$

$$\text{hoặc:} \quad [P]_{dn} = \frac{P_{xq}}{F_{s1}} + \frac{P_{mũi}}{F_{s2}} \quad (\text{IV.47c})$$

với $F_{s1} = 1.0 \div 1.5$ và $F_{s2} = 2.0 \div 3.0$.

Ví dụ IV.7

Xác định tải trọng cho phép lên cọc theo kết quả xuyên tĩnh cho trong ví dụ IV.2

Giải:

Tải trọng cho phép của cọc xác định theo công thức IV.45 với $[P]_{dn}$ xác định theo IV.47c với $Fs_1 = 1.5$ và $Fs_2 = 2.5$:

$$[P]_{dn} = \frac{241}{1.5} + \frac{140.6}{2.5} = 216.9 \text{ kN}$$

$$[P] = [P]_{dn} - nW_c = 216.9 - 1.1 \times 21.9 = 192.8 \text{ kN}$$

Chọn $[P] = 200 \text{ kN}$

6.3. $[P]_{dn}$ xác định dựa vào P_{dn} dự báo theo kết quả xuyên tiêu chuẩn

Theo Meyerhoff,

$$P_{dn} = F_c \beta N_n + u_c \sum \alpha N_i l_i \quad (\text{IV.48a})$$

$$[P]_{dn} = \frac{P_{gh}}{F_s} \quad (\text{IV.48b})$$

với $F_s = 3 \div 6$

Đối với các công thức khác, hệ số an toàn nên lấy $F_s \geq 3$.

Ví dụ IV.8

Xác định tải trọng cho phép tác dụng lên cọc được lựa chọn trong ví dụ IV.3.

Giải:

Sức chịu tải cho phép của cọc dự báo theo công thức của Meyerhoff với hệ số an toàn $F_s = 3$ như sau:

$$[P] = \frac{P_{gh}}{F_s} = \frac{1650}{3} = 550 \text{ kN}$$

Chọn $[P] = 550 \text{ kN}$

6.4. $[P]$ xác định từ công thức đóng cọc

$[P]$ xác định từ công thức Gherxevanov

* Khi $e \geq 0.002m$

$$P_u = \frac{nF_c M}{2} \left[\sqrt{1 + \frac{4E}{nF_c e_f} \frac{Q + k^2 q}{Q + q}} - 1 \right] \quad (\text{IV.49a})$$

Trong đó :

– E : năng lượng một nhát búa, tính bằng QH hoặc lấy theo bảng IV.5;

– M : hệ số kiểu búa, khi dùng búa va đập, lấy M = 1; các trường hợp khác lấy theo bảng IV.6;

– e_r : độ chối thực tế, lấy dưới một nhát búa đóng hoặc trong 1 phút rung.

BẢNG IV.5A. NĂNG LƯỢNG VA ĐẬP TƯƠNG ĐƯƠNG MỘT NHÁT BÚA

Kiểu búa	Năng lượng tính toán, E (t.m)
Búa treo hoặc tác động đơn	QH
Búa điêzel dạng ống	0.9QH
Búa điêzel dạng cần	0.4QH
Búa điêzel đóng kiểm tra (va đập đơn)	Q(H - h)

BẢNG IV.5B. NĂNG LƯỢNG TƯƠNG ĐƯƠNG CỦA BÚA RUNG

Lực kích thích, t	10	20	30	40	50	60	70	80
Năng lượng tính toán, tm	4.5	9	13	17.5	22	26	34	35

BẢNG IV.6. HỆ SỐ ẢNH HƯỞNG CỦA ĐẤT MŨI CỌC ĐỐI VỚI BÚA RUNG

Loại đất dưới mũi cọc	Hệ số M
Sỏi sạn có chất lấp nhét là cát	1.3
Cát thô vừa, độ chặt trung bình và á cát cứng	1.2
Cát mịn độ chặt trung bình	1.1
Cát bụi độ chặt trung bình	1.0
Á cát dẻo, á sét và sét cứng	0.9
Á sét và sét nửa cứng	0.8
Á sét và sét dẻo	0.7

$$[P] = \frac{P_u}{k_d} \quad (IV.49b)$$

Theo TCVN (TCXD 205 : 1998), hệ số $k_d = 1.4$

* Khi $e < 0.002m$ nên thay đổi búa đóng cọc.

6.5. Các công thức khác

$$[P] = \frac{P}{F_s} \quad (IV.49c)$$

Với F_s lấy bằng 6 khi sử dụng công thức ENG, bằng 3 khi sử dụng công thức Kreuter, bằng $3 \div 6$ khi sử dụng công thức của Olson và Flate.

7. THÍ NGHIỆM NÉN TĨNH CỌC

7.1. Giới thiệu chung

Việc dự báo sức chịu tải giới hạn của cọc và xác định tải trọng cho phép tương ứng là một yếu tố quan trọng trong thiết kế cọc nổi riêng và móng cọc nổi chung. Tuy vậy, khả năng làm việc thực sự của cọc là kết quả của rất nhiều yếu tố ảnh hưởng trực tiếp hoặc gián tiếp. Trong số đó, công nghệ và thủ tục thi công cọc, vật liệu cọc và bản chất mối tương tác cọc-đất, sự biến động bất thường của điều kiện địa chất là những yếu tố có tính quyết định phẩm chất cọc. Do vậy, thí nghiệm nén tĩnh cọc được đặt ra như một yêu cầu bắt buộc nhằm:

- Đảm bảo một cách chắc chắn rằng sự phá hoại cọc không xảy ra trước khi xuất hiện tải trọng giới hạn mong muốn bằng F_s lần tải trọng làm việc dự kiến tác dụng lên cọc.

- Để xác định lại sức chịu tải giới hạn của cọc so với các dự báo tiến hành trên cơ sở tài liệu địa chất, kết quả đóng thử cọc... nhằm phục vụ điều chỉnh thiết kế ban đầu một cách hợp lý và có hiệu quả kinh tế cao.

- Tìm hiểu đặc tính biến dạng-tải trọng của cọc và khả năng dự báo độ lún của nhóm cọc hoặc những cọc khác.

- Xác định độ cứng của cọc phục vụ cho tính toán hệ thống kết cấu như một thể thống nhất.

Hiện nay có rất nhiều phương pháp thí nghiệm khác nhau được sử dụng cho các mục đích nói trên. Trong số đó, các phương pháp sau đây được sử dụng rộng rãi hơn cả:

- Thí nghiệm dưới các mức tải trọng được duy trì không đổi cho đến khi cọc đạt được sự ổn định về lún (ML : maintained loading).

- Thí nghiệm với tốc độ lún không đổi (CRP: constant rate of penetration).

- Thí nghiệm cân bằng

1. Thí nghiệm ML là phương pháp tiến hành phổ biến được sử dụng để nghiên cứu đặc tính biến dạng – tải trọng của cọc. Trong thí nghiệm này, tải trọng tác dụng lên cọc được tăng dần theo từng cấp và duy trì giá trị tải trọng ở mỗi cấp cho đến khi cọc được coi là không lún nữa tùy thuộc vào quy ước về một giá trị tốc độ lún nào đó hoặc/và thời gian duy trì mỗi cấp tải trọng. Thí nghiệm kết thúc khi tải trọng lên cọc đạt tới một giá trị định trước (thường bằng 1.5 ÷ 2.5 lần tải trọng làm việc dự kiến của cọc) hoặc cho đến khi cọc bị phá hoại. Thí nghiệm ML là thí nghiệm tiêu biểu nhất thuộc loại phương pháp “chậm” và thường được chọn làm thủ tục thí nghiệm chuẩn trong phần lớn các Tiêu chuẩn thí nghiệm cọc hiện nay trên thế giới.

2. Thí nghiệm CRP là một phương pháp thí nghiệm “nhanh” đặc trưng trong đó tải trọng tăng liên tục sao cho cọc bị lún ở một tốc độ không đổi, thường từ $0.50 \div 1.50\text{mm/phút}$ cho đến khi kết thúc. Mục đích chính của thí nghiệm kiểu này là xác định sức chịu tải giới hạn của cọc trong điều kiện không thoát nước.

3. Thí nghiệm cân bằng là phương pháp kết hợp nhanh-chậm tiêu biểu trong đó các yêu cầu được tiến hành theo kiểu ML nhưng để rút ngắn thời gian thí nghiệm đã áp dụng một thủ thuật đặc biệt với tải trọng ở mỗi cấp dự kiến được tăng cao một ít và duy trì mức cao trong thời gian ngắn (chừng 5 -15 phút) sau đó giảm xuống mức yêu cầu và duy trì cho đến khi cọc ổn định.

Ngoài ba phương pháp nói trên, nhiều phương pháp thí nghiệm đã được đề xuất phù hợp cho từng mục đích nghiên cứu khác nhau như thí nghiệm thời gian không đổi trong đó thời gian cho mỗi cấp tải trọng là như nhau (thường là 1 giờ); thí nghiệm nhanh với rất nhiều cấp tải trọng nhỏ duy trì trong thời gian ngắn (chừng 5-10phút); thí nghiệm số gia độ lún không đổi....

7.2. Thí nghiệm nén cọc với tải trọng duy trì ML

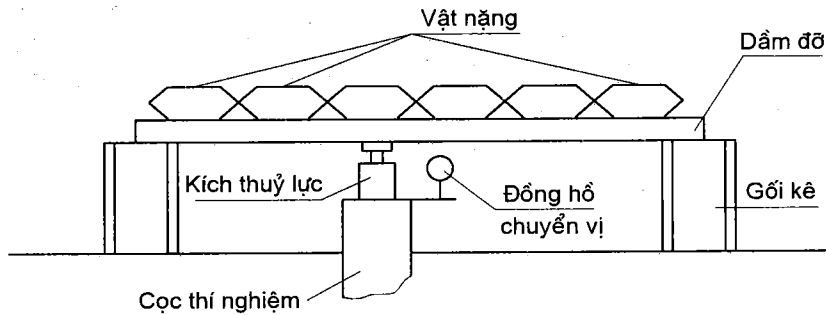
Nguyên tắc của thí nghiệm theo phương pháp này là tác dụng một lực nén tĩnh lên đầu cọc và thu nhận quan hệ giữa lực nén với độ lún của đầu cọc khi tăng dần tải trọng cho đến khi cọc bị phá hoại hoặc đến khi thỏa mãn yêu cầu khảo sát. Từ quan hệ tải trọng – độ lún, có thể xác định sức chịu tải giới hạn của cọc và tải trọng cho phép lên cọc.

Độ lún của đầu cọc bao gồm biến dạng bản thân cọc và biến dạng của đất nền do đó, về nguyên tắc, không thể xảy ra và kết thúc trong thời gian ngắn.

Tải trọng tác dụng lên cọc không thể tăng một cách liên tục mà vẫn thỏa mãn điều kiện kết thúc biến dạng. Như vậy, hai yếu tố chính để xây dựng quan hệ tải trọng – độ lún khi thí nghiệm nén tĩnh cọc buộc phải chấp nhận một số quy ước: quy ước về độ lún cấp tải trọng và quy ước về điều kiện kết thúc biến dạng. Các quy ước này, nói chung, khác nhau ở các Tiêu chuẩn thí nghiệm khác nhau (của các nước, các tổ chức khác nhau).

Kết quả chính của thí nghiệm là quan hệ tải trọng – độ lún của đầu cọc. Diễn dịch kết quả thí nghiệm cho ta thông tin về sức chịu tải giới hạn của cọc và tải trọng cho phép tác dụng lên cọc. Sức chịu tải giới hạn của cọc được hiểu là tải trọng nhỏ nhất tác dụng lên cọc gây ra: 1 - sự phá hoại bản thân vật liệu cọc; 2 - sự lún liên tục đầu cọc khi tải trọng không đổi hoặc sự tăng đột ngột độ lún đầu cọc do tăng cấp tải trọng và vượt quá tổng độ lún trước đó. Tải trọng theo 1, được gọi là sức chịu tải của cọc theo vật liệu trong khi tải trọng theo 2, được gọi là sức chịu tải của cọc theo đất nền. Nói chung, sự phá hoại theo 2, trong nhiều trường hợp thường không được rõ ràng do khả năng tái cân bằng của đất khi tải trọng thay đổi cũng như tính quy ước của sự kết thúc biến dạng. Do đó, sức chịu tải của cọc theo đất nền, theo kết quả thí nghiệm, thường được hiểu là tải trọng ứng với độ lún thí nghiệm giới hạn. Độ lún thí nghiệm giới hạn, đến lượt nó, cũng là một giá trị mang tính quy ước và do đó cũng khác nhau trong các Tiêu chuẩn khác nhau.

Hình dưới đây thể hiện sơ đồ nguyên tắc thí nghiệm nén tĩnh cọc và các thiết bị chủ yếu.



Hình IV.22. Sơ đồ bố trí thí nghiệm nén tĩnh cọc

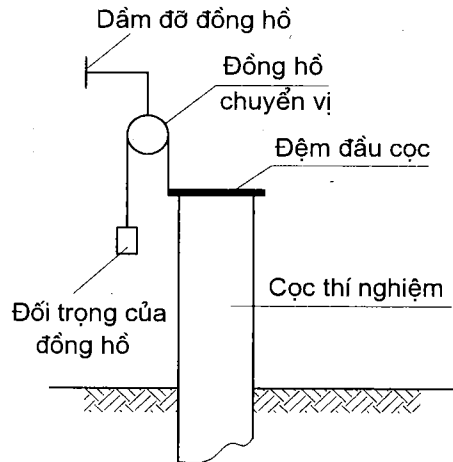
Hệ thống gia tải: gồm kích thủy lực và đối tải.

Kích thủy lực có thể gồm một hoặc nhiều kích gộp lại trên nguyên tắc phải cùng làm việc tạo ra một lực nén dọc trục cọc duy nhất tác dụng đúng tâm để không gây ra mômen uốn dọc trong cọc. Số lượng kích tùy thuộc năng lực gia tải của kích và lực nén thí nghiệm lớn nhất, P_{max} , cần có. Nói chung nên chọn kích có năng lực gia tải tối thiểu 1.5 lần tải trọng thí nghiệm lớn nhất dự kiến. Lực tác dụng lên cọc thường được đo bằng tích số áp lực chất lỏng trong kích (đo trực tiếp bằng đồng hồ đo áp lực dầu kích) với diện tích tiết diện pittông kích. Trường hợp tải trọng lớn, lực được đo trực tiếp bằng vòng đo lực (load cell). Độ chính xác đo lực yêu cầu không quá 5% số gia tải trọng.

Có thể có nhiều hình thức tạo hệ thống đối tải khác nhau cho kích tùy thuộc mức độ P_{max} yêu cầu: đối tải bằng neo (cọc neo hoặc neo guồng xoắn) thích hợp cho thí nghiệm có P_{max} nhỏ dưới vài trăm tấn; đối tải gồm vật nặng như trên hình có thể sử dụng khi P_{max} đến trên dưới 2500 tấn. Khi yêu cầu thí nghiệm với tải trọng lớn hơn, chẳng hạn vài chục nghìn tấn, đối tải thường sử dụng chính trọng lượng bản thân cọc, ma sát giữa đất với thành bên của cọc và phản lực đất dưới mũi cọc. Thí nghiệm kiểu như vậy còn gọi là thí nghiệm theo phương pháp Ostenberg (O-test) sẽ được trình bày trong mục riêng.

Hệ thống đo chuyển vị: có thể được thực hiện bằng đồng hồ đo chuyển vị gắn trực tiếp vào một điểm nào đó trên đầu cọc hoặc bằng các thiết bị đo từ xa. Nói chung, loại thiết bị đồng hồ gắn trực tiếp vào đầu cọc được ưa chuộng hơn cả vì độ chính xác cao và ít bị ảnh hưởng của thời tiết. Số lượng tối thiểu là 02 đồng hồ và được bố trí đối xứng qua trục dọc cọc. Độ chính xác đồng hồ tối thiểu là 0.01mm. Các đồng hồ chuyển vị được gắn cố định vào hệ thống đỡ được coi là không chuyển vị trong suốt quá trình thí nghiệm. Kiểu bố trí phổ biến như trên hình IV.23. Dầm đỡ được cố định xuống đất bằng các cọc neo ở ngoài phạm vi ảnh hưởng của thí nghiệm (khoảng cách thông thường từ cọc neo dầm đỡ đến mép cọc thí nghiệm không ít hơn 3 lần đường kính cọc và 1.5m, lấy theo giá trị lớn). Đồng hồ chuyển vị dạng chuyển vị vô hạn nhờ một bánh xe nhỏ gắn liền kim đồng hồ, chuyển động được nhờ một sợi dây nhỏ có tính biến dạng thấp một đầu gắn chặt vào đầu cọc, đầu kia nối với một vật nặng làm đối trọng và vắt qua

bánh xe của đồng hồ. Khi cọc bị lún kéo theo sợi dây chuyển động làm bánh xe quay chỉ mức độ lún của đầu cọc.



Hình IV.23. Sơ đồ bố trí thiết bị đo lún

Kết quả thí nghiệm: kết quả quan trọng nhất của thí nghiệm nén tĩnh cọc là quan hệ tải trọng – lún đầu cọc biểu diễn dưới dạng đồ thị như trên hình IV.24. Ngoài ra, một số đồ thị khác mô tả quan hệ độ lún – thời gian, tải trọng – thời gian cũng được quan tâm xây dựng.

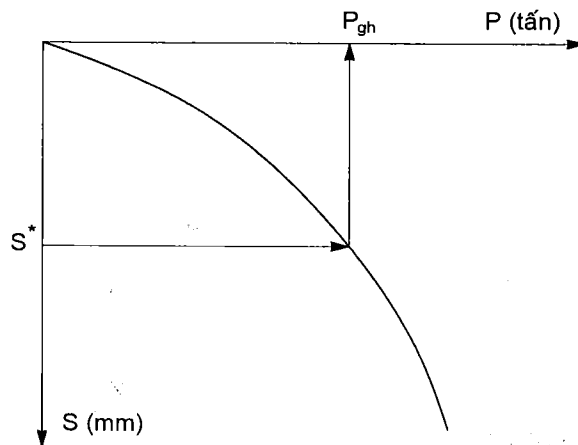
Diễn dịch kết quả thí nghiệm: trên cơ sở đường cong $P = f(S)$, ứng với độ lún giới hạn thí nghiệm, S^* , sức chịu tải giới hạn của cọc, P_{gh} , xác định trên đồ thị theo:

$$P_{gh} = f(S^*) \quad (IV.50)$$

Tải trọng cho phép tác dụng lên cọc xác định theo:

$$[P] = P_{gh}/F_s \quad (IV.51)$$

Trong đó : F_s : hệ số an toàn, xác định theo Tiêu chuẩn thiết kế tùy theo cách định nghĩa S^* .



Hình IV.24. Kết quả thí nghiệm nén tĩnh cọc

7.3. Một số phương pháp diễn dịch kết quả thí nghiệm nén tĩnh cọc

Davisson, 1973:

Tải trọng giới hạn là tải trọng tạo ra chuyển vị đầu cọc bằng:

$$S^* = \delta + 4 + D_c/120 \quad (IV.52)$$

Trong đó:

– δ : biến dạng đàn hồi của cọc do tải trọng giới hạn gây ra, mm

$$\delta = \frac{P_{gh} L}{F_c E} \quad (IV.53)$$

– D_c : kích thước tiết diện cọc, mm

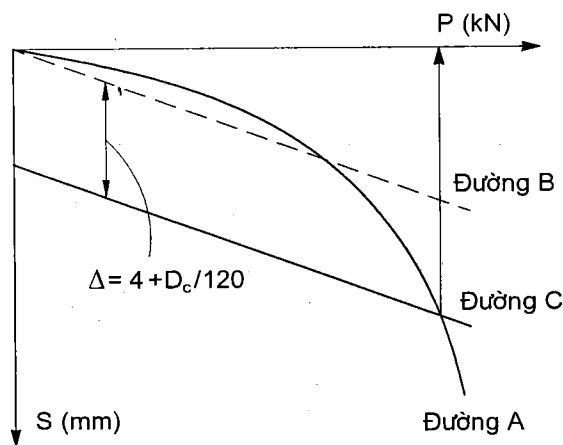
Thủ tục tiến hành như sau:

a) Dựng đường quan hệ tải trọng– độ lún đầu cọc từ kết quả thí nghiệm, đường A

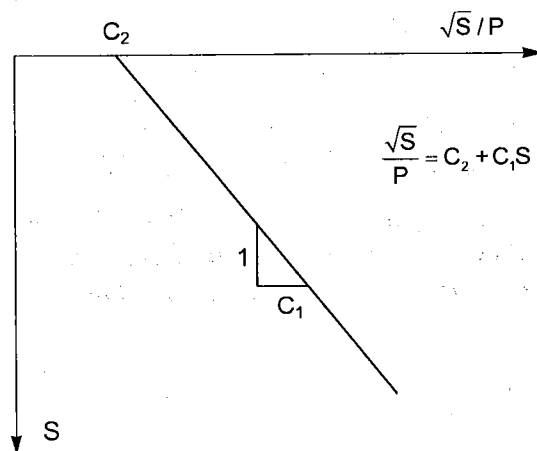
b) Dựng đường quan hệ tải trọng – biến dạng đàn hồi của cọc, đường B

c) Dịch chuyển đường B xuống dưới một đoạn $\Delta = (4 + D_c/120)$, đường C

d) Điểm giao cắt của đường A với đường C xác định trên trục tải trọng giá trị tải trọng giới hạn P_{gh} .



Hình IV.25. Xác định P_{gh} theo Davisson



Hình IV.26. Xác định P_{gh} theo Hansen

B.Hansen, 1963:

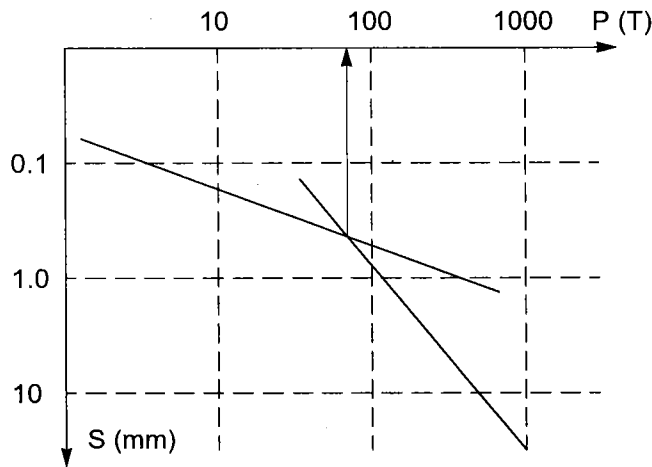
Nếu quan hệ tải trọng – độ lún được biểu diễn dưới dạng $S = f(\sqrt{S}/P)$ thì đồ thị có dạng đường thẳng nghiêng với hệ số góc C_1 và cắt trục tung tại C_2 như hình vẽ. Từ đó tải trọng giới hạn và chuyển vị tương ứng xác định theo công thức:

$$P_{gh} = \frac{1}{2\sqrt{C_1 C_2}} \quad (IV.54)$$

$$S_{gh} = \frac{C_2}{C_1} \quad (IV.55)$$

De Beer, 1972:

Để xử lý kết quả, quan hệ tải trọng – độ lún được vẽ theo tỷ lệ logarit. Các điểm kết quả thí nghiệm ($\log P_i$; $\log S_i$) nằm trên hai đoạn thẳng. Giao điểm của hai đoạn thẳng này xác định giá trị P_{gh} tương ứng trên trục tải trọng (hình IV.26).



Hình IV.27. Xác định P_{gh} theo De Beer

7.4. Một số quy trình thí nghiệm ML tiêu biểu và những vấn đề liên quan

Điểm mấu chốt trong các Tiêu chuẩn thí nghiệm hiện nay và cũng là những điểm có thể khác biệt nhau thuộc về những vấn đề mang tính quy ước: tải trọng thí nghiệm lớn nhất, P_{max} ; số gia tải trọng thí nghiệm, ΔP ; tiêu chuẩn quy ước về ổn định lún $\Delta S/\Delta t$ và độ lún giới hạn thí nghiệm, S^* . Dưới đây là các quy ước được sử dụng trong thí nghiệm thủ tục chuẩn theo ASTM (D1143) và thí nghiệm theo TCVN (TCXD 209:1998):

	ASTM	TCVN
P_{max}	tối thiểu $2 P_w$.	đến độ lún $S = 40\text{mm}$ nhưng không nhỏ hơn $1.5P_{gh}^*$
ΔP	$25\%P_w$ cho lần nén thứ nhất đến $2P_w$; 50% cho lần nén thứ hai đến P_{max}	$10\%P_{max}$ cho các cấp tải trọng ban đầu $<10\%P_{max}$ cho các cấp cuối cùng
$\Delta S/\Delta t$	0.25mm/h nhưng không quá 2h cho mỗi cấp trừ cấp $2P_w$ duy trì đến 24h	0.1mm/h khi đất mũi cọc là cát hoặc sét cứng-nửa cứng 0.05mm/h khi đất mũi cọc là sét dẻo.
S^*	không quy định, thường lấy $0.1D_c$	$0.2[S]$ hoặc 40mm lấy giá trị bé.
Chu trình thí nghiệm	Thí nghiệm đến P_{max} với $\Delta P = 25\%P_w$, dỡ tải với $\Delta P = 50\%P_w$ về 0. Lưu 24h , nén lại với $\Delta P = 50\%P_w$ đến phá hoại	Thí nghiệm đến P_{max} với $\Delta P \leq 10\%P_{max}$. Dỡ tải với $\Delta P' = 2\Delta P$, mỗi cấp 15 phút.

Ghi chú:

– P_w : tải trọng làm việc yêu cầu của cọc hay đôi khi được hiểu lấy theo sức chịu tải cho phép của cọc cần phải có;

– P_{gh}^* : sức chịu tải giới hạn của cọc theo dự báo bằng các phương pháp khác.

Ngoài các vấn đề cụ thể nêu trên, việc xác định $P = f(S^*)$ theo TCVN không cho ta giá trị sức chịu tải giới hạn thực sự của cọc do giá trị $[S]$ chỉ phụ thuộc tính chất, tầm quan trọng của công trình cũng như ý muốn của chủ đầu tư mà không liên quan đến bản thân cọc. Hơn nữa, tải trọng cho phép tác dụng lên cọc xác định từ kết quả thí nghiệm, $[P]$, không bao hàm trong đó hệ số an toàn thực sự của cọc. Một hệ số tương tự được gọi là hệ số độ tin cậy và lấy bằng 1.2 cho trường hợp thí nghiệm nén tĩnh. Trong nhiều trường hợp, hệ số an toàn thực sự của cọc rất thấp.

Thời gian tiến hành thí nghiệm dù theo thủ tục nào cũng rất ngắn so với thời gian làm việc của cọc trong công trình, do đó, hiện nay Tiêu chuẩn thí nghiệm nén tĩnh cọc ở Việt Nam được sửa đổi tương thích với ASTM đã ban hành nhằm rút ngắn thời gian thí nghiệm cũng như phù hợp nhu cầu hội nhập. Tuy vậy không thể nói thủ tục tiến hành thí nghiệm nào cho kết quả đúng hơn. Việc lựa chọn thủ tục thí nghiệm và phân tích kết quả nhận được phụ thuộc chủ yếu vào kinh nghiệm của Kỹ sư tư vấn thiết kế.

8. CỌC CHỊU KÉO VÀ CỌC CHỊU MA SÁT ÂM

8.1. Cọc chịu kéo và khả năng chịu kéo của cọc

Nhiều tình huống công trình cọc trong móng có thể phải chịu tải trọng kéo lên hoặc thay đổi lúc chịu kéo, lúc chịu nén. Điều này đặc biệt thường xuyên đối với móng

cọc dưới các cột cao (cột điện, cột anten ...) trong đó mô men chủ yếu do tải trọng gió gây ra. Việc dự báo và xác định khả năng chịu kéo dọc của cọc do đó cũng là một vấn đề cần phải quan tâm. Tương tự khả năng chịu nén, khả năng chịu kéo của cọc cũng có thể dự báo từ các kết quả thí nghiệm đất và kiểm chứng qua thí nghiệm nhỏ cọc.

Về bản chất, khi cọc chịu kéo chỉ có ma sát bên giữa cọc với đất và trọng lượng bản thân cọc tham gia làm việc. Ứng suất kéo phát sinh trong cọc chỉ do cốt thép dọc tiếp thu do đó tải trọng kéo giới hạn của cọc có thể xác định từ hai điều kiện sau:

– Đất nền xung quanh cọc bị phá hoại:

$$P_{gh} = W_c + \sum_{i=1}^n u\tau_i l_i = W_c + P_{dn} \quad (IV.56)$$

– Vật liệu cọc bị phá hoại:

$$P_{vl} = F_a R_a \quad (IV.57)$$

Trong đó :

- W_c : trọng lượng cọc;
- P_{dn} : sức kháng kéo giới hạn của đất;
- u : chu vi cọc;
- n : số lớp đất mà cọc đi qua;
- τ_i : cường độ ma sát cọc – đất ở thành bên cọc tại lớp đất thứ i , xác định tương tự cọc chịu nén;
- l_i : chiều dài cọc qua lớp đất thứ i ;
- F_a : diện tích cốt thép dọc trong cọc;
- R_a : cường độ chịu kéo của thép dọc.

Khi thiết kế cọc chịu kéo cũng nên lựa chọn sao cho sự phá hoại của đất nền nếu có sẽ xảy ra trước sự phá hoại vật liệu cọc do đó sức chịu tải trọng nhỏ của cọc nên lựa chọn theo khả năng của đất nền. Sức chịu nhỏ cho phép của cọc xác định theo công thức sau đây:

$$[P]_k = \frac{W_c}{F_{s_c}} + \frac{P_{dn}}{F_s} \quad (IV.58)$$

Trong đó :

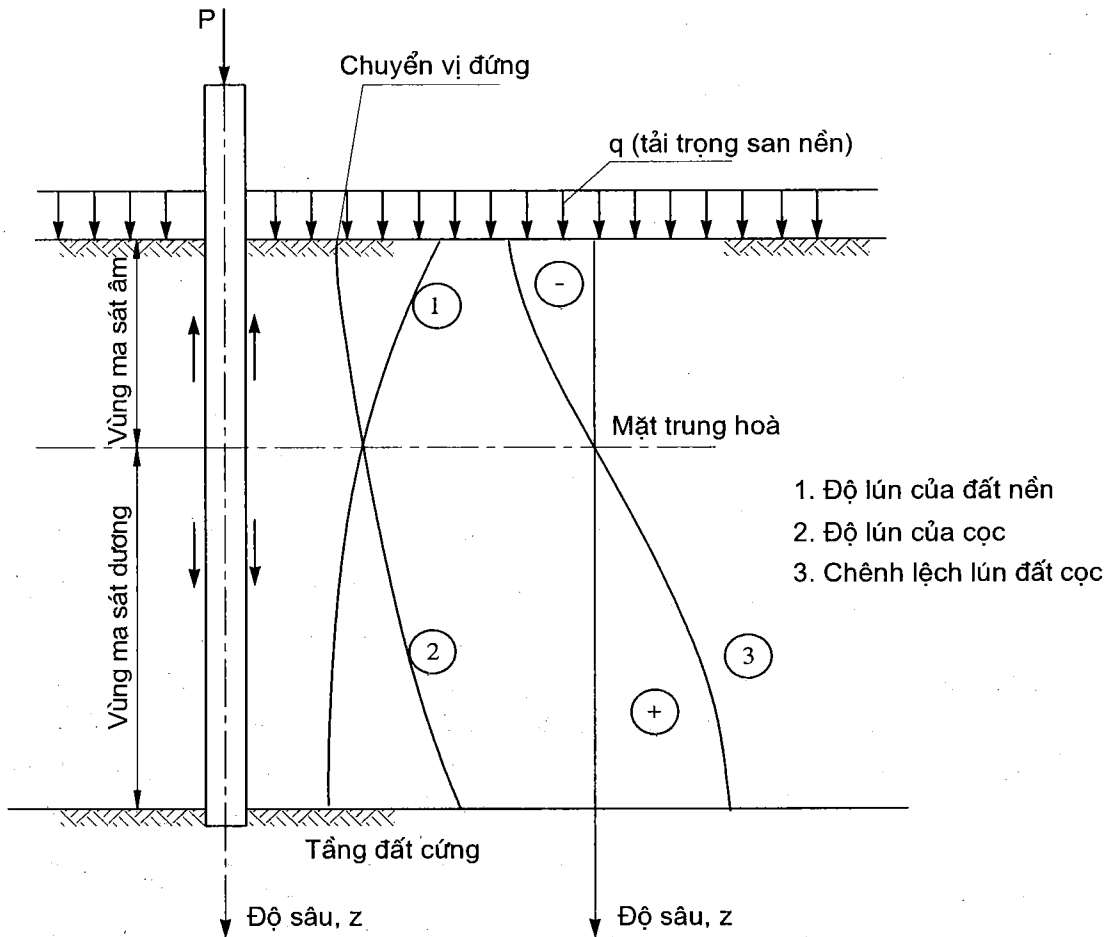
- F_{s_c} : hệ số an toàn theo trọng lượng cọc, lấy $F_{s_c} = 1.1$;
- F_s : hệ số an toàn theo ma sát của đất lên thành bên cọc, lấy $F_s = 2.5$.

Thí nghiệm cọc chịu kéo dưới tác dụng của tải trọng tĩnh được tiến hành tương tự thí nghiệm nén.

8.2. Ma sát âm lên cọc

Ma sát giữa đất với thành bên cọc xuất hiện khi cọc chịu tải theo phương dọc trục và tồn tại chuyển vị tương đối giữa đất so với cọc. Nếu chuyển vị của cọc lớn hơn chuyển vị của đất, ma sát bên có hướng ngược với chuyển vị của cọc làm cản trở chuyển vị cọc được gọi là ma sát dương (gọi tắt là ma sát đất-cọc); ngược lại, đất tạo ra ma sát âm tác dụng lên thành bên cọc làm cho cọc bị kéo xuống. Trong những trường hợp xuất hiện ma sát âm lên cọc, móng cọc có thể bị lún quá mức dự kiến và đặc biệt, nếu cọc đóng vào tầng đất thực tế không nén được, ma sát âm làm tăng ứng suất trong cọc có thể dẫn đến phá hoại vật liệu cọc.

Khảo sát trường hợp cọc được đóng qua lớp trầm tích trẻ chưa cố kết đến lớp đất cứng bên dưới. Dưới tác dụng của tải trọng công trình, cọc bị lún bao gồm cả biến dạng đàn hồi của cọc và biến dạng lún của đất dưới mũi cọc. Lớp trầm tích trẻ cũng bị lún do cố kết dưới tác dụng của trọng lượng bản thân. Biểu đồ độ lún theo độ sâu của cọc và đất mô tả trên hình IV.28. Tồn tại ở độ sâu z_0 có chuyển vị tương đối giữa đất – cọc triệt tiêu được gọi là mặt trung hòa. Cọc phía trên mặt trung hòa chịu ma sát âm trong khi phần cọc phía dưới chịu ma sát dương.



Hình IV.28. Độ lún của đất và cọc theo độ sâu

Tình huống tương tự cũng xảy ra đối với cọc đóng trong khu vực san nền chưa ổn định hoặc cọc được đóng trước khi đắp san nền. Trong những trường hợp như vậy, sức chịu tải thực tế của cọc bị giảm đáng kể vì vậy phải được xét đến trong tính toán thiết kế.

Việc tính toán ma sát âm lên cọc hiện nay có thể áp dụng một trong hai phương pháp sau đây.

a) Coi cường độ ma sát âm bằng ma sát dương có thể có của đất trong phạm vi tồn tại ma sát âm. Theo phương pháp này, trong tính toán sức chịu tải của cọc, chỉ việc đổi dấu các giá trị τ_i xác định theo các phương pháp thông thường;

b) Cường độ ma sát âm xác định theo nguyên lý ma sát đất cọc theo biểu thức sau đây (Vesic', 1977):

$$\tau_i = - N_0 \sigma'_v \quad (IV.59)$$

Trong đó :

- N_0 : hệ số không thứ nguyên, lấy theo bảng IV.7a hoặc IV.7b;
- σ'_v : ứng suất lớp phủ hữu hiệu theo phương đứng tại độ sâu đang xét.

BẢNG IV.7A. HỆ SỐ N_0 THEO VESIC'

Đất và điều kiện cọc	N_0
Cọc không sơn phủ bề mặt	
- Trong các lớp đất phù sa, sét mềm	0.15 - 0.30
- Trong đất cát rời	0.30 - 0.80
Cọc được sơn phủ (bằng bitum hoặc bentonite)	0.01 - 0.05

BẢNG IV.7B. HỆ SỐ N_0 THEO THỰC NGHIỆM, GARLANGER, 1982

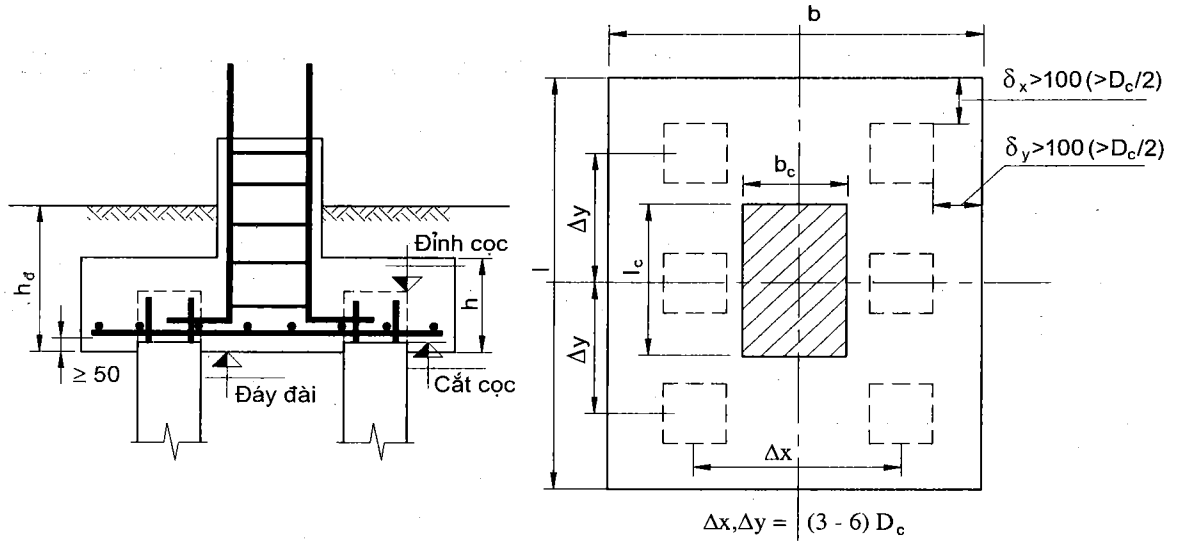
Loại đất	N_0
Cát	0.35 - 0.50
Đất phù sa	0.25 - 0.35
Đất sét	0.20 - 0.25

9. CẤU TẠO ĐÀI CỌC

Đài cọc là một bộ phận của móng cọc có nhiệm vụ liên kết các cọc và đỡ công trình bên trên. Trong phần lớn trường hợp, đài cọc được làm bằng bê tông cốt thép đổ tại chỗ. Một vài công trình đặc thù có thể sử dụng đài cọc lắp ghép, chẳng hạn công trình nhà công nghiệp, công trình cột đường dây tải điện hạ thế... Trong tài liệu này, chỉ đài cọc bê tông cốt thép đổ tại chỗ được đề cập đến.

9.1. Yêu cầu chung

Nói chung đài cọc phải thỏa mãn các yêu cầu cấu tạo của một cấu kiện bê tông cốt thép thông thường. Cấu tạo chung của đài cọc có dạng như trên hình IV.29.



Hình IV.29. Cấu tạo đài cọc

Do điều kiện làm việc trong môi trường không thuận lợi, bê tông đài cọc hiện nay chủ yếu sử dụng mác không dưới 250 với chiều dày lớp bảo vệ cốt thép tương đối lớn: không ít hơn 50 trong trường hợp có thể thực hiện lớp bê tông lót hoàn chỉnh (dày ≥ 100) và không ít hơn 100 trong các trường hợp khác.

Thép trong đài cọc tuân theo yêu cầu của thép móng: thép chịu lực $\phi \geq 12$, khoảng cách $a \leq 300$.

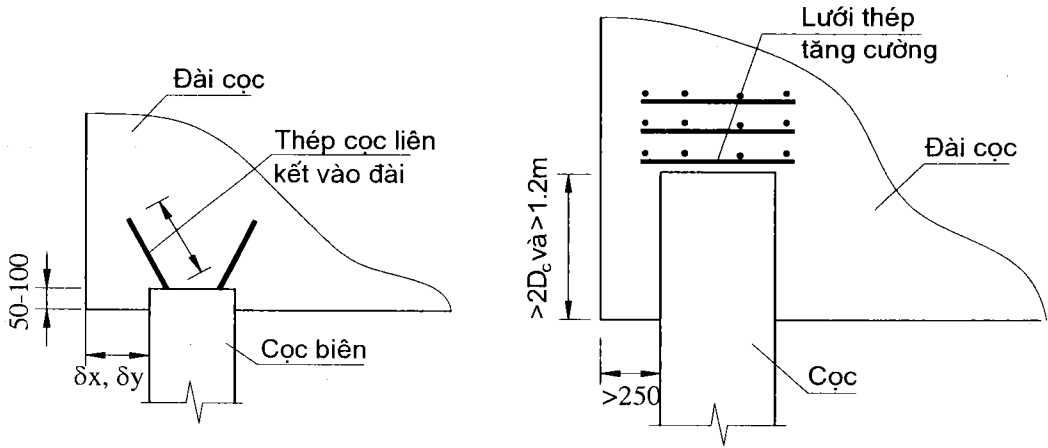
9.2. Hình dáng và kích thước mặt bằng đài

Hình dáng mặt bằng đài có thể chọn bất kỳ tuy vậy trong thực tế thường chọn theo hình dáng mặt bằng đáy công trình hoặc hình dáng của sơ đồ bố trí cọc. Kích thước mặt bằng đài được xác định tùy thuộc vào sơ đồ bố trí cọc sao cho khoảng cách từ mép ngoài của cọc biên đến mép đài gần nhất không ít hơn $1/2 D_c$ và không ít hơn 100.

9.3. Cấu tạo liên kết cọc với đài

Liên kết cọc với đài phổ biến hơn cả là liên kết ngàm. Tùy theo điều kiện thi công, liên kết cọc đài có thể thực hiện bằng đoạn cọc trong đài hoặc bằng cốt thép trích ra từ thép dọc của cọc. Nếu đầu cọc không thể đập để trích xuất cốt thép cho liên kết (trường hợp thi công dưới nước như trụ cầu chằng hạn) thì chiều dài cọc trong đài phải không ít hơn $2D_c$ hoặc 1.2m nếu $D_c > 600$. Trường hợp trích xuất được cốt thép cọc với chiều dài $\geq 20\phi$ đối với thép gờ hoặc $\geq 40\phi$ đối với thép trơn thì đoạn cọc trong đài chỉ yêu cầu đến 100 là đủ.

Trường hợp đặc biệt cọc có thể không liên kết trực tiếp với đài mà thông qua tầng giảm chấn được áp dụng trong các vùng có động đất.

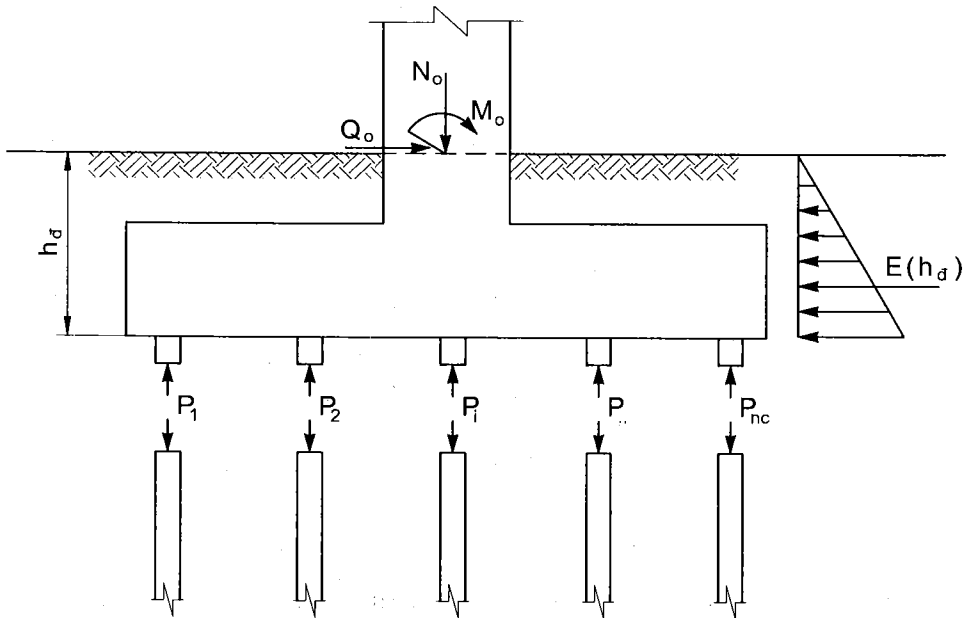


Hình IV.30. Các dạng liên kết cơ bản giữa cọc với đài

10. THIẾT KẾ MÓNG CỌC ĐÀI THẤP

10.1. Khái niệm về móng cọc đài thấp

Khi móng cọc tiếp nhận tải trọng từ công trình, đài cọc là bộ phận phân bố tải trọng vào đất nền thông qua tiếp xúc giữa đất với đài và với cọc như mô tả trên hình IV.31.



Hình IV.31. Sự phân bố tải trọng công trình qua đài cọc

Sự tồn tại của phản lực đất lên đáy và thành bên đài khi đáy đài thấp hơn mặt đất. Trong phần lớn trường hợp, phản lực đất lên đáy đài được coi là không đáng kể và trong tính toán thường bỏ qua. Áp lực ngang của đất lên thành bên đài cọc một mặt phụ thuộc vào tính chất của đất; một mặt phụ thuộc vào chính tải trọng ngang gây ra chuyển vị ngang của đài; mặt khác phụ thuộc rất lớn vào độ sâu đáy đài. Khi đáy đài đủ sâu, áp

lực đất lên các thành bên cân bằng với tải trọng ngang Q_0 thì có thể coi gần đúng rằng cọc không chịu tải trọng ngang và mô men. Móng cọc trong trường hợp này được gọi là móng cọc đài thấp. Về nguyên lý, khi đài cọc bị dịch chuyển ngang, áp lực đất chủ động xuất hiện ở mặt trước đài trong khi mặt đối diện xuất hiện áp lực đất bị động, các mặt bên xuất hiện phản lực ma sát cùng đồng thời cản trở chuyển vị của đài. Nếu tải trọng ngang Q_0 đủ lớn hoặc độ sâu đài h đủ bé, các giá trị phản lực đất lên đài theo hướng tải trọng Q_0 đạt giá trị cực trị có thể xác định theo các phương pháp đã biết trong Cơ học đất. Chiếu lên phương ngang các lực tác dụng vào đài cọc ta viết được phương trình sau mô tả các quan hệ cân bằng:

$$Q_0 = E(h) + H_{\Sigma} \quad (IV.60)$$

Trong đó :

- $E(h)$: tổng phản lực đất lên đài ứng với độ sâu chôn đài h ;
- H_{Σ} : tổng phản lực ngang của cọc ứng với chuyển vị ngang tương ứng.

Giải IV.60 theo h với điều kiện bỏ qua H_{Σ} ta có chiều sâu tối thiểu của đài cọc thỏa mãn điều kiện làm việc của móng cọc đài thấp:

$$h_{\min} = 0.7 \operatorname{tg}(45^\circ - \varphi/2) \sqrt{\frac{Q_0}{\gamma b}} \quad (IV.61)$$

Trong đó :

- Q_0 : tổng tải trọng ngang tác dụng lên móng theo phương vuông góc với cạnh b ;
- b : kích thước cạnh đài phát sinh áp lực đất;
- γ : trọng lượng riêng của đất đắp trên đáy đài;
- φ : góc ma sát trong của đất đắp trên đáy đài.

Về mặt hình thức, móng cọc đài thấp có đáy đài thấp hơn mặt đất; về mặt chịu lực, móng cọc đài thấp có độ sâu đến đáy đài lớn hơn giá trị xác định theo IV.61.

Việc thiết kế móng cọc đài thấp nói riêng, móng cọc nói chung thường được tiến hành theo hai giai đoạn: thiết kế sơ bộ và tính toán kiểm tra sự tương thích với các trạng thái giới hạn và điều kiện kinh tế.

Trong thiết kế sơ bộ, các thông số về kích thước cọc, số lượng cọc và cách bố trí cọc, phương án thi công cọc và kích thước đài phải được xác định. Các thông số kể trên trước hết tùy thuộc vào điều kiện tải trọng lên móng, điều kiện địa chất công trình, khả năng thi công của các nhà thầu trong khu vực và khả năng tài chính của dự án. Sự quyết định phương hướng cho đồ án phụ thuộc rất nhiều vào kinh nghiệm của kỹ sư tư vấn. Nguyên tắc chính của việc tiến hành các nội dung thiết kế sơ bộ được trình bày trong các phần tiếp theo dưới đây.

10.2. Thiết kế sơ bộ móng cọc dài thấp

10.2.1. Lựa chọn kích thước cọc

Kích thước cọc bao gồm kích thước đặc trưng của tiết diện, D_c và chiều dài cọc, L_c , chiều dài làm việc của cọc L .

Kích thước tiết diện cọc, D_c , chọn tương ứng với chiều dài làm việc của cọc sao cho tỷ số L/D_c không nên vượt quá giá trị thông thường từ 70 đến 100: $L/D_c \leq (70 + 100)$. Trường hợp đặc biệt có thể chọn $L/D_c > 100$ nhưng khi tính toán phải xét đến sự suy giảm khả năng làm việc của cọc do độ mảnh lớn.

Thông thường, chiều dài làm việc sơ bộ của cọc được lựa chọn trước trên cơ sở điều kiện địa chất khu vực xây dựng, tải trọng làm việc dự kiến của cọc và phương án thi công thích hợp.

Về điều kiện địa chất, trên nguyên tắc, cọc phải được lựa chọn sao cho mũi cọc "ngâm" đủ vào lớp đất tốt, chiều dài cọc được lựa chọn theo các dạng sơ đồ địa tầng cơ bản như sau:

Sơ đồ địa tầng cơ bản dạng a (nền chỉ có đất tốt): chiều dài cọc phụ thuộc vào tải trọng làm việc dự kiến của cọc và tiết diện cọc dự kiến. Tải trọng làm việc dự kiến của cọc phụ thuộc vào tải trọng công trình và số lượng cọc mà người thiết kế mong muốn sử dụng trong móng tùy theo kinh nghiệm bản thân, hình dạng đáy công trình... Trên cơ sở tải trọng làm việc dự kiến của cọc, hình thức cọc thích hợp được lựa chọn cùng với phương án thi công hợp lý cho phép xác định chiều dài cọc thông qua tính toán sức chịu tải cho phép và tiết diện thích hợp.

Sơ đồ địa tầng cơ bản dạng b (lớp đất tốt nằm dưới lớp đất yếu có chiều dày h_1): chiều dài cọc lựa chọn theo công thức:

$$L \geq L_{\min} = h_1 + L_n \quad (\text{IV.62})$$

Trong đó :

- L_{\min} : chiều dài tối thiểu của cọc;
- h_1 : chiều dày của lớp đất yếu bên trên;
- L_n : chiều dài ngâm cọc vào lớp đất tốt, nên chọn $L_n \geq L_{n,\min}$ với $L_{n,\min}$ là chiều dài ngâm tối thiểu để đất nền có thể phát huy hết khả năng chịu tải. Trường hợp không thực hiện được, sức kháng của đất lên cọc cần hiệu chỉnh lại theo chiều dài L_n thực tế (xem mục 10.2.2 dưới đây).

Sơ đồ địa tầng cơ bản dạng c (lớp đất tốt có chiều dày h_1 nằm trên lớp đất yếu dày h_2 và kết thúc bằng lớp đất tốt): trong trường hợp này có hai tình huống phải nghiên cứu, lựa chọn :

* Cọc đóng vào lớp đất tốt bên trên :

$$L \leq L_{\max} = h_1 - \Delta h_1 \quad (\text{IV.63})$$

Trong đó :

– L_{\max} : chiều dài tối đa của cọc;

– Δh_1 : chiều dày đủ dày còn lại của lớp đất thứ nhất dưới mũi cọc sao cho tải trọng từ công trình không gây ảnh hưởng bất lợi đến lớp đất yếu bên dưới (kết luận này chỉ có được sau khi thiết kế sơ bộ và phân tích kiểm tra).

* Cọc đóng vào lớp đất tốt bên dưới :

$$L \geq L_{\min} = h_1 + h_2 + L_n \quad (\text{IV.64})$$

10.2.2. Dự báo sức chịu tải của cọc

Sức chịu tải giới hạn, P_{gh} , và sức chịu tải cho phép của cọc, $[P]$ được dự báo theo một trong các phương pháp đã trình bày trong mục 4, 5, 6 của chương này tùy theo kiểu số liệu địa chất công trình thu thập được.

Trường hợp L_n không thỏa mãn yêu cầu lớn hơn $L_{n,\min}$ như trong bảng IV.8, việc hiệu chỉnh sức kháng mũi thực hiện theo công thức:

$$R_n^* = R_n \left[k + (1-k) \frac{L_n}{L_{n,\min}} \right]$$

Trong đó:

R_n^* : giá trị sức kháng mũi cọc đã hiệu chỉnh;

R_n : sức kháng mũi của đất dưới mũi cọc chưa hiệu chỉnh;

k : tỷ số giữa sức kháng mũi của đất lớn trên so với lớp đất mũi cọc, $k = R_{n-1}/R_n$.

BẢNG IV.8. CHIỀU SÂU NGẦM CỌC TỐI THIỂU

Loại đất ở mũi cọc	$L_{n,\min}/D_c$
Đất sét các loại	2
Đất lẫn bụi – cát – sét	4
Đất cát lẫn bụi	
Đất bụi	
Cát	6
$N_{60} \leq 12$	
$12 < N_{60} \leq 29$	
$N_{60} \geq 30$	12

Nói chung không cần hiệu chỉnh sức kháng bên.

10.2.3. Xác định sơ bộ số lượng cọc, ước lượng ban đầu cho số lượng cọc, n_c

Số lượng cọc, n_c , được xác định dựa trên cơ sở sức chịu tải cho phép của cọc và tải trọng công trình lên móng theo công thức:

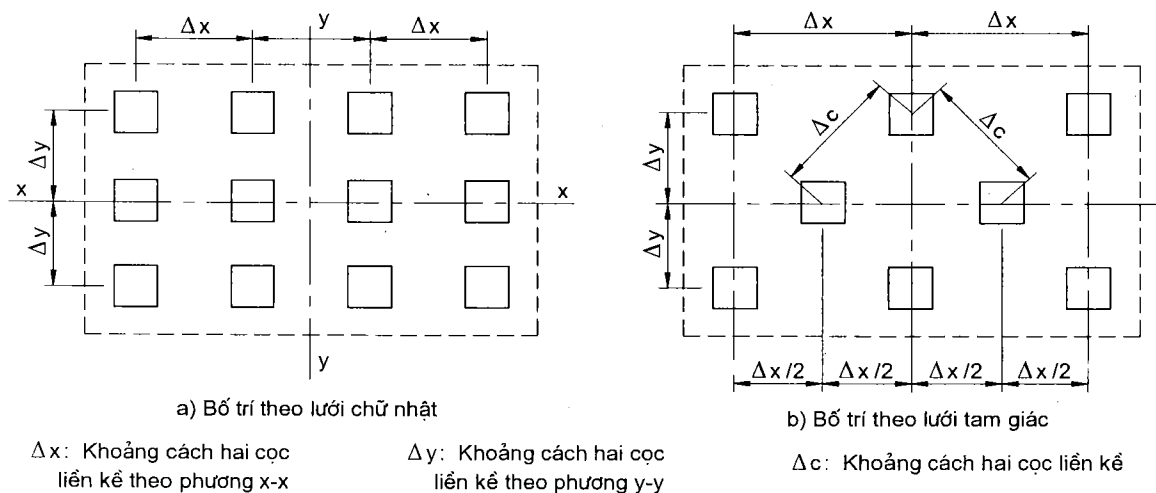
$$n_c = \frac{N_0}{[P]} \beta \quad (IV.65)$$

Trong đó :

- N_0 : giá trị thiết kế của tổng tải trọng thẳng đứng lên móng (ở cao trình mặt đất);
- β : hệ số xét đến ảnh hưởng của mô men M_0 và trọng lượng đài, $\beta = 1.2 \div 2.0$;

10.2.4 Bố trí cọc trên mặt bằng

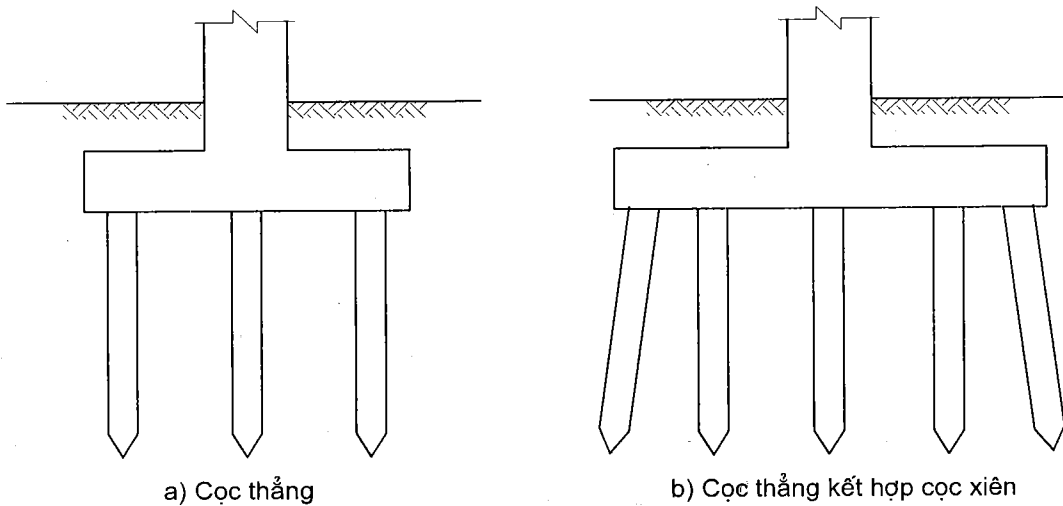
Căn cứ theo trục định vị của công trình bên trên, cọc có thể được bố trí đối xứng hoàn toàn, lệch tâm một phương hoặc cả hai phương với khoảng cách giữa các trục cọc trong khoảng từ $3D_c$ đến $6D_c$. Trường hợp cần thiết có thể bố trí khoảng cách cọc nhỏ hơn $3D_c$ nhưng không nên nhỏ hơn $2.5D_c$. Có hai kiểu mạng bố trí cơ bản: bố trí theo lưới chữ nhật trong đó vị trí tim cọc nằm trên mạng chữ nhật và theo mạng tam giác cân. Trường hợp công trình có đáy tròn chịu tải trọng đúng tâm hoặc phân bố đều có thể bố trí mạng cọc theo các đường tròn đồng tâm. Hai kiểu mạng cơ bản được mô tả trên hình IV.32.



Hình IV.32. Mạng lưới cọc cơ bản

10.2.5. Bố trí cọc trên mặt đứng

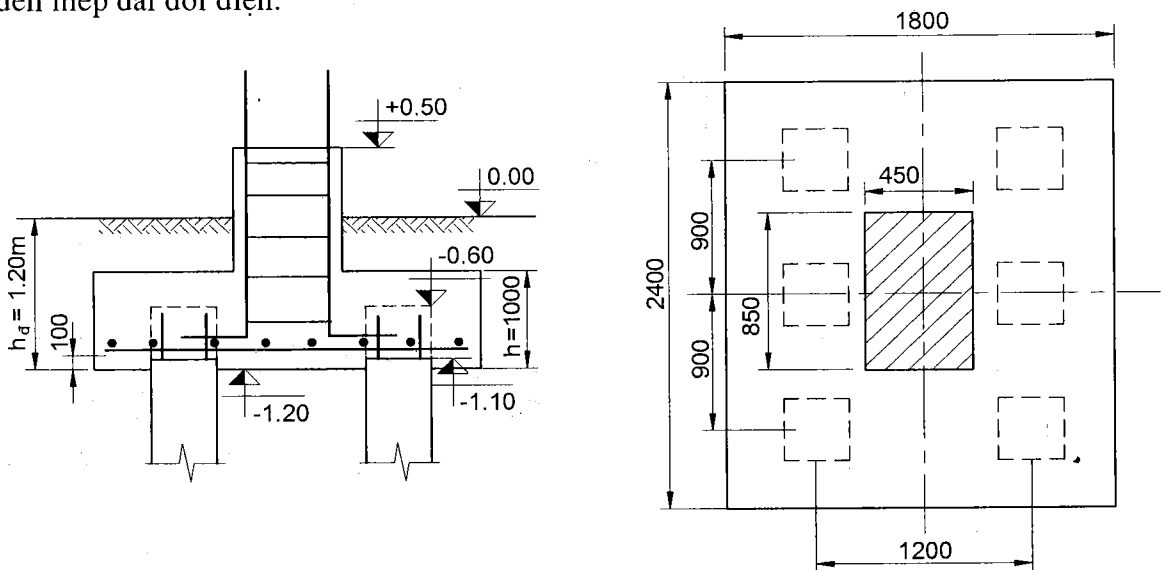
Tùy thuộc tính chất của tải trọng, cọc có thể được bố trí thẳng đứng, bố trí xiên hoặc kết hợp. Các cọc xiên thường có độ dốc $1/7 \div 1/5$. Khi chọn nên xem xét khả năng của thiết bị thi công phổ biến.



Hình IV.33. Một số kiểu cọc theo phương đứng

10.2.6. Kích thước dài cọc

Kích thước dài lựa chọn theo sơ đồ bố trí cọc sao cho có thể bao được hết các cọc và thỏa mãn yêu cầu cấu tạo của đài về khoảng cách từ mép ngoài của cọc ngoài cùng đến mép đài đối diện.



Hình IV.34. Kích thước một đài cọc cụ thể (làm ví dụ minh họa)

10.3. Tính toán kiểm tra cọc

10.3.1. Xác định tải trọng làm việc của cọc

Gọi tải trọng từ công trình (N_0 , Q_0 , M_0) tác dụng lên cọc thứ i bất kỳ trong móng cọc là (P_i , H_i , M_i). Việc xác định (P_i , H_i , M_i) nói chung được gọi là bài toán phân phối tải trọng và có thể tiến hành bằng cách mô tả hệ móng cọc như một hệ kết cấu tương ứng và dùng các phương pháp đã được thừa nhận của Cơ học kết cấu để phân tích.

Trong trường hợp móng cọc dài thấp, tải trọng ngang Q_0 do đất từ đáy đài trở lên tiếp nhận, với các giả thiết bổ sung sau đây bài toán trở nên đơn giản hơn:

- Đài cọc tuyệt đối cứng;
- Chuyển vị ngang của hệ thống đài - cọc không đáng kể;
- Bỏ qua phản lực đất lên đáy đài, tải trọng đứng và mô men do các cọc tiếp nhận.

Với các giả thiết trên, cọc chỉ có chuyển vị đứng. Hơn nữa chuyển vị của các cọc tỷ lệ thuận với khoảng cách đến một vị trí quy ước nào đó do đó cọc chỉ tiếp nhận tải trọng thẳng đứng P_i tỷ lệ thuận với khoảng cách nói trên.

Gọi các trục quán tính chính trung tâm của các tiết diện cọc ở đáy đài là $Ox_c y_c$; tải trọng ngoài lấy với các trục này $\{N, M_x, M_y\}$; tọa độ của cọc thứ i trong hệ $Ox_c y_c$ là $\{x_i, y_i\}$.

a) Trường hợp tất cả các cọc đều thẳng đứng:

$$P_i = \frac{N}{n_c} + \frac{M_y x_i}{\sum_{i=1}^{n_c} x_i^2} + \frac{M_x y_i}{\sum_{i=1}^{n_c} y_i^2} \quad (IV.66)$$

Trong đó :

- n_c : số lượng cọc trong móng;
- N : tổng tải trọng thẳng đứng ở đáy đài;
- $N = N_0 +$ trọng lượng đài;
- M_x, M_y : mô men của tải trọng ngoài lấy đối với trục Ox_c và Oy_c ở đáy đài, $M_x = M_{0x} + N.e_x$; $M_y = M_{0y} + N.e_y$; e_x, e_y là độ lệch tâm của tải trọng N theo phương x_c và y_c .

Giá trị lớn nhất, P_{max} , và nhỏ nhất, P_{min} , là những giá trị cần quan tâm hơn cả và có thể được tìm thấy từ kết quả phân tích theo IV.66. Tuy vậy, có thể sử dụng các công thức sau đây để xác định ngay các giá trị cần quan tâm:

$$P_{max} = \frac{N}{n_c} + \frac{M_y x_{max}}{\sum_{i=1}^{n_c} x_i^2} + \frac{M_x y_{max}}{\sum_{i=1}^{n_c} y_i^2} \quad (IV.67a)$$

$$P_{min} = \frac{N}{n_c} - \frac{M_y |x_{min}|}{\sum_{i=1}^{n_c} x_i^2} + \frac{M_x |y_{min}|}{\sum_{i=1}^{n_c} y_i^2} \quad (IV.67b)$$

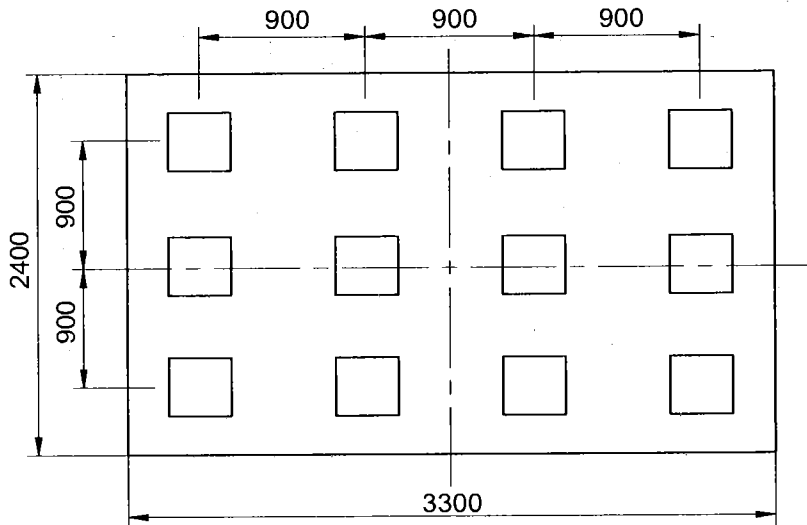
Trong đó :

- (x_{max}, y_{max}) : tọa độ trong hệ trục $Ox_c y_c$ của cọc chịu tải lớn nhất;
- (x_{min}, y_{min}) : tọa độ của cọc chịu tải ít nhất.

Việc xác định ngay cọc chịu tải lớn nhất và nhỏ nhất cần dựa theo sơ đồ bố trí cọc và tính chất của tải trọng, đặc biệt là chiều tác dụng của các thành phần mô men ngoại lực (dựa vào hiểu biết và kinh nghiệm phân tích kết cấu của người thực hiện).

Ví dụ IV.9

Xác định tải trọng làm việc lớn nhất lên cọc trong một móng cọc đài thấp được thiết kế để tiếp nhận tải trọng thiết kế từ chân cột (cốt 0.00) $N_0 = 2400$ kN và $M_{0x} = 120$ kNm. Biết rằng số lượng cọc $n_c = 12$ cọc bố trí theo lưới ô vuông cách nhau 0.9m như trên hình IV.35.



Hình IV.35. Sơ đồ bố trí cọc của ví dụ IV.9

Giải:

Các cọc được bố trí đối xứng và cách đều nhau như trên hình IV.35 do đó các trục quán tính chính của các tiết diện cọc trùng với trục đáy đài. Các cọc trong hàng cọc thứ 4 chịu nén nhiều nhất được xác định theo IV.67 có tọa độ $y_{max} = 1.35$ m.

Chọn sơ bộ độ sâu đáy đài $h_d = 1.0$ m; chiều dày đài $h = 0.7$ m, trọng lượng đài cọc gần đúng:

$$G = (3.3 \times 2.4 \times 1) \times 20 \times 1.1 = 174.2 \text{ kN}$$

$$P_{max} = \frac{2400 + 174.2}{12} + \frac{120 \times 1.35}{6 \times (0.45^2 + 1.35^2)} = 214.5 + 13.3 = 227.8 \text{ kN}$$

Để sử dụng công thức IV.66, ta thiết lập bảng tính như sau :

i	Tọa độ		$\frac{M_x y_i}{\sum_{i=1}^n y_i^2}$	$\frac{M_y x_i}{\sum_{i=1}^n x_i^2}$	P _i
	x _i	y _i			
1	-0.9	-1.35	-13.33	0	201.2
2	0	-1.35	-13.33	0	201.2
3	0.9	-1.35	-13.33	0	201.2
4	-0.9	-0.45	-4.44	0	210.1
5	0	-0.45	-4.44	0	210.1
6	0.9	-0.45	-4.44	0	210.1
7	-0.9	0.45	4.44	0	219.0
8	0	0.45	4.44	0	219.0
9	0.9	0.45	4.44	0	219.0
10	-0.9	1.35	13,33	0	227.8
11	0	1.35	13.33	0	227.8
12	0.9	1.35	13.33	0	227.8
$\sum x_i^2 (/y_i^2) =$	6.48(m ²)	12.15(m ²)			

10.3.2. Kiểm tra cọc trong thi công

Việc tính toán kiểm tra cọc trong thi công chỉ thực hiện đối với cọc đúc sẵn và kiểm tra sự đáp ứng trạng thái giới hạn thứ nhất.

Trong thi công, cọc trải qua giai đoạn vận chuyển, lắp dựng lên giá búa (giá máy ép) và chịu va chạm của búa đóng hoặc lực ép. Trong tất cả các giai đoạn này, ứng suất lớn nhất xuất hiện trong kết cấu cọc phải thỏa mãn điều kiện cơ bản $\sigma_{\max} \leq R$ trong đó, σ_{\max} là ứng suất lớn nhất trong cọc; R là cường độ vật liệu cọc tương ứng với ứng suất σ_{\max} .

a) Khi vận chuyển, di dời, các móc cầu đối xứng được sử dụng, sơ đồ làm việc của cọc như trên hình IV.36. Tùy thuộc vị trí móc cầu, mô men lớn nhất trong cọc có thể xuất hiện ở vị trí móc cầu hoặc giữa cọc:

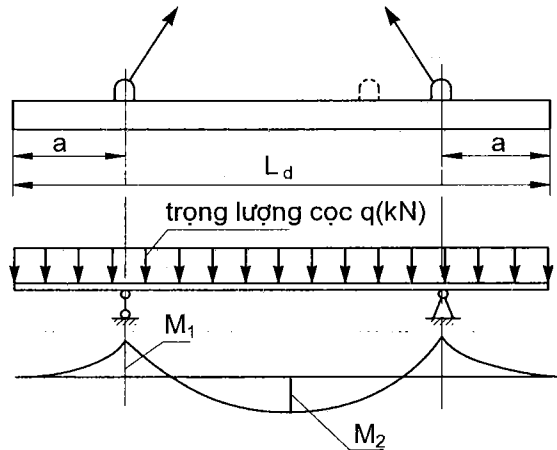
$$M_{\max} = \max \{M_1, M_2\} \quad (IV.68)$$

Trong đó :

$$M_1 = \frac{qa^2}{2} \quad (IV.68a)$$

$$M_2 = \frac{qL_d^2}{8} - \frac{qaL_d}{2} \quad (IV.68b)$$

L_d là chiều dài đoạn cọc; a là khoảng cách từ đầu mút cọc đến móc cầu (lưu ý, khi bố trí móc cầu ở vị trí $a = 0.207L_d$ ta có $M_1 = M_2$).



Hình IV.36. Sơ đồ làm việc của đoạn cọc khi thi công

b) Khi lắp dựng cọc, nếu đoạn cọc có 3 móc cầu, móc cầu bên trong được sử dụng; nếu đoạn cọc chỉ có hai móc cầu, móc cầu được dùng chung. Sơ đồ làm việc của cọc khi lắp dựng như trên hình IV.37. Mô men uốn lớn nhất xác định theo:

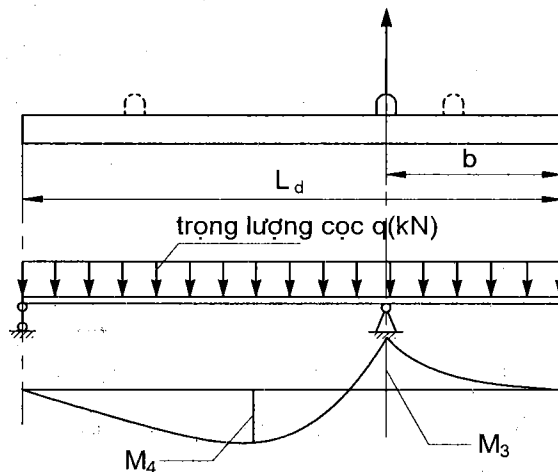
$$M_{\max} = \max \{ M_3, M_4 \} \quad (IV.69)$$

Trong đó:

$$M_3 = \frac{qb^2}{2} \quad (IV.69a)$$

$$M_4 = \frac{qL_d^2}{8} \left[\frac{(L_d - 2b)}{(L_d - b)} \right]^2 \quad (IV.69b)$$

b là khoảng cách từ mút đoạn cọc đến móc cầu được sử dụng (lưu ý, khi bố trí móc cầu thứ ba tại vị trí $b = 0.294L_d$ ta có $M_3 = M_4$).



Hình IV.37. Sơ đồ làm việc của đoạn cọc khi lắp dựng

Mô men uốn lớn nhất xuất hiện trong cọc khi thi công được dùng để tính toán kiểm tra cốt thép dọc trong cọc như một cấu kiện bê tông cốt thép chịu uốn thông thường. Kết hợp IV.68 và IV.69 ta có:

$$M_{\max} = \max \{M_1, M_2, M_3, M_4\} \quad (IV.70)$$

c) Kiểm tra cường độ cọc khi đóng: Khi đóng cọc, ứng suất do va chạm xuất hiện trong cọc thay đổi phụ thuộc không chỉ vào búa và cọc mà cả vào điều kiện đất nền. Ứng suất do va chạm có thể đổi dấu gây ra sự phá hoại vật liệu cọc. Tuy vậy, việc xác định giá trị s_{\max} không thể thực hiện một cách dễ dàng nhờ vào tính toán mà đòi hỏi phải có thiết bị phân tích (PDA), do đó để kiểm tra, nếu điều kiện thuận lợi cần tiến hành đóng cọc thử có gắn thiết bị theo dõi và xác định sau đó điều chỉnh thiết kế kết cấu cọc nếu cần. Trường hợp không thuận (không có thiết bị, không thể đóng thử...) có thể bố trí lưới cốt thép đầu cọc theo kinh nghiệm (thường không ít hơn 3÷5 lưới tăng cường với khoảng cách a50 là đủ).

d) Kiểm tra cường độ cọc khi thi công theo phương pháp ép: Lực ép khi thi công gây ra ứng suất nén dọc thân cọc và có giá trị σ_{\max} ở đầu cọc. Nói chung có thể coi lực ép tác dụng tĩnh do đó ứng suất nén trong bê tông cọc xác định theo công thức (bỏ qua sự tham gia của cốt thép dọc):

$$\sigma_{\max} = n \cdot \frac{P_{ep}}{F_c} \quad (IV.71)$$

Trong đó :

- n : hệ số an toàn về tải trọng, lấy $n = 1.4$;
- P_{ep} : lực ép lớn nhất khi thi công;
- F_c : diện tích tiết diện cọc.

10.3.3. Kiểm tra cọc trong sử dụng

Trong sử dụng (khai thác công trình), cọc trong móng cọc đài thấp chỉ chịu lực dọc trục. Tải trọng từ công trình lên cọc phải thỏa mãn điều kiện:

$$P_i \leq [P] \quad (IV.72)$$

Trong đó :

- P_i : tải trọng tác dụng lên cọc ở mức đáy đài, xác định theo IV.66;
- $[P]$: tải trọng cho phép tác dụng lên cọc, xác định theo mục 6 của chương này đồng thời thỏa mãn điều kiện $[P] \leq [P]_{vl}$ trong đó $[P]_{vl}$ xác định như cấu kiện chịu nén đúng tâm.

Trong thực tế, hai cọc được quan tâm kiểm tra là các cọc có P_{\max} và P_{\min} , nếu $P_{\min} > 0$ chỉ cần kiểm tra đối với P_{\max} với sức chịu tải cho phép của cọc được phép tăng lên k lần tùy theo tính chất của tải trọng:

$$P_{\max} \leq k[P] \quad (\text{IV.73})$$

$k = 1 \div 1.2$ (lấy $k > 1.0$ khi mô men M chủ yếu do hoạt tải gây ra).

Trường hợp $P_{\min} < 0$, cọc chịu kéo, cần kiểm tra khả năng chịu kéo của cọc theo điều kiện:

$$|P_{\min}| \leq [P]_k \quad (\text{IV.74})$$

Trong đó $[P]_k$ là khả năng chịu kéo cho phép của cọc.

10.4. Tính toán kiểm tra đài cọc

10.4.1. Xác định chiều cao đài

Chiều cao đài xác định theo trạng thái giới hạn về cường độ của vật liệu chủ yếu khi coi đài cọc như một bản chịu nén cục bộ và chịu ép thủng từ hai phía: chịu nén dưới tác dụng của tải trọng công trình, N_0 , trên diện tích cột ($a_c \times b_c$) và chịu nén dưới tác dụng của phản lực cọc, P_i , trên các diện tích cọc F_c . Điều kiện xác định chiều cao đài:

$$\sigma_{\max} \leq R \quad (\text{IV.75})$$

Trong đó :

– σ_{\max} : ứng suất trong bản đài do tải trọng nén cục bộ gây ra, $\sigma_{\max} = \{\tau_{\max}; \sigma_{kc}\}$ xác định theo các trạng thái làm việc tương ứng;

– R : cường độ tương ứng của bê tông đài, $R = \{R_c; R_{kc}\}$, lấy theo mức bê tông thiết kế.

$$\tau_{\max} = \frac{N_0 - P_{\Sigma}}{u \cdot h_0} \quad (\text{IV.76})$$

Trong đó :

– N_0 : tổng lực dọc thiết kế tác dụng lên móng;

– P_{Σ} : tổng phản lực đầu cọc của các cọc có mặt trong phạm vi mặt bằng cột (nếu có);

– u : chu vi cột, $u = 2 \cdot (a_c + b_c)$; a_c, b_c : kích thước tiết diện cột trên móng;

– h_0 : chiều cao làm việc của đài, $h_0 = (h_d - a)$; h_d : chiều cao của đài; a : chiều dày lớp bảo vệ cốt thép đài.

Việc xác định ứng suất kéo trên mặt nghiêng (tính toán ép thủng) cần căn cứ vào sơ đồ bố trí cọc cụ thể để xác định theo cả hai phía. Tuy vậy, có thể xác định các mặt nghiêng bắt đầu từ mép cột theo mặt nghiêng 45° hoặc đến mép trong của các cọc đối diện như trên hình minh họa IV.38. Trong trường hợp này, chiều cao đài phải thỏa mãn điều kiện sau đây:

$$P_{\Sigma} \leq [\alpha_2(b_c + c_1) + \alpha_1(a_c + c_2)] h_0 R_k \quad (\text{IV.77})$$

Trong đó :

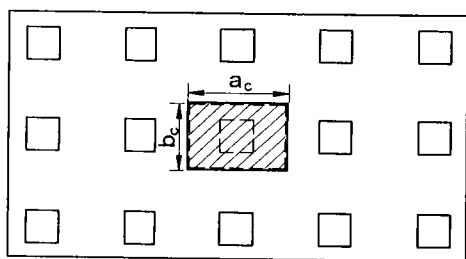
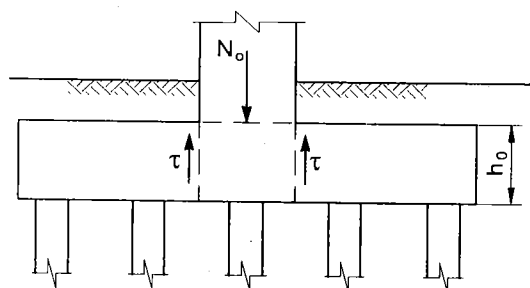
– P_{Σ} : tổng phản lực của các cọc ngoài tháp dầm thủng;

– c_1, c_2 : khoảng cách trên mặt bằng từ mép cột đến đáy tháp đâm thủng;

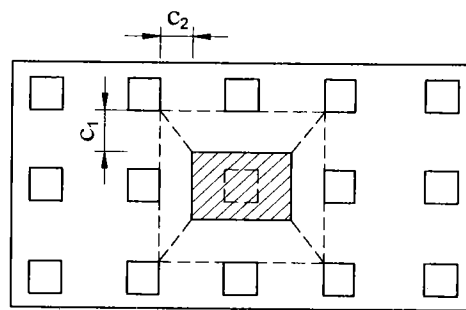
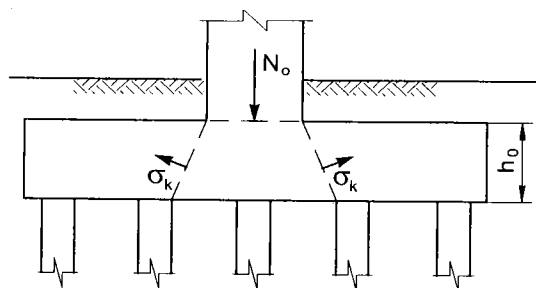
– α_1, α_2 : hệ số xác định theo công thức:

$$\alpha_i = 2 \sqrt{1 + \left(\frac{c_i}{h_0}\right)^2} \leq 2.83 \quad (\text{IV.78})$$

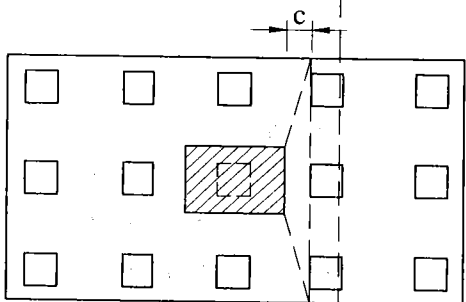
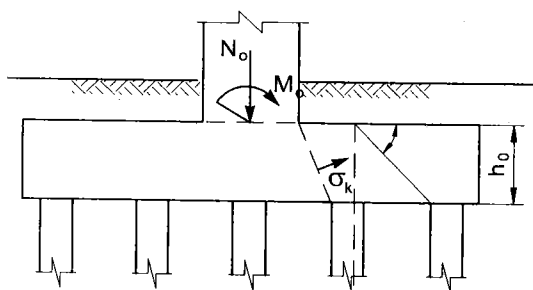
Giá trị của α_i thay đổi trong khoảng hạn chế: $2.12 \leq \alpha_i \leq 3.35$.



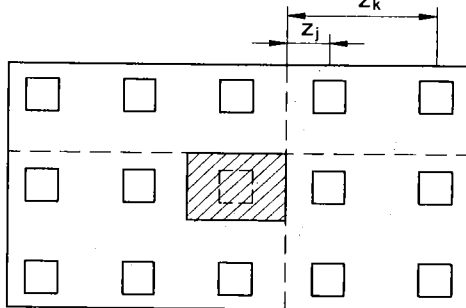
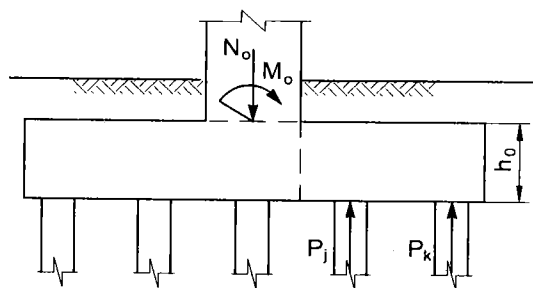
a) Sơ đồ tính toán chọc thủng



b) Sơ đồ tính toán ép thủng



c) Sơ đồ tính ép thủng móng lệch tâm lớn



d) Sơ đồ tính toán đài cọc chịu uốn

Hình IV.38. Phân tích sự làm việc của kết cấu đài

Trường hợp có sự lệch tâm lớn của tải trọng, sự nguy hiểm có thể chỉ xuất hiện về phía có P_{\max} . Việc tính toán kiểm tra thiên về an toàn được tiến hành theo công thức sau đây:

– Nếu $b > b_c + 2h_0$:

$$P_{\Sigma} \leq kR_k(b_c + h_0)h_0 \quad (\text{IV.79a})$$

– Nếu $b \leq b_c + 2h_0$:

$$P_{\Sigma} \leq kR_k \left(\frac{b_c + b}{2} \right) \cdot h_0 \quad (\text{IV.79b})$$

Trong đó :

– P_{Σ} : tải trọng phá hoại, bằng tổng phản lực đầu cọc từ tất cả các cọc bên ngoài mặt phẳng phá hoại;

– R_k : cường độ chịu kéo của bê tông đài;

– k : hệ số độ nghiêng của mặt phẳng phá hoại, $k = f\left(\frac{c}{h_0}\right)$ tra theo bảng IV.9;

– c : bề rộng của hình chiếu bằng mặt phẳng phá hoại.

Nói chung, trong phần lớn trường hợp có thể sử dụng IV.79 cho kiểm tra chiều cao đài với kết quả thiên về an toàn.

BẢNG IV.9. GIÁ TRỊ HỆ SỐ k TRONG CÔNG THỨC IV.79

c/h_0	1.0	0.9	0.8	0.7	0.6	0.5	0.4	0.3	0.2
k	0.75	0.79	0.84	0.90	0.97	1.05	1.14	1.25	1.38

Trường hợp $ch_0 > 1$, công thức kiểm tra sau đây có thể dùng:

$$P_{\Sigma} \leq 0.75R_k bh_0 \quad (\text{IV79c})$$

10.4.2. Xác định và bố trí cốt thép đài

Cốt thép trong đài cọc chủ yếu chịu mô men uốn do phản lực đầu cọc gây ra và thường được tính toán bố trí tương ứng với mô men lớn nhất. Các tiết diện ứng với vị trí thay đổi chiều cao đài cũng được quan tâm kiểm tra. Ngoại trừ trường hợp đài cọc có kích thước lớn, phần lớn trường hợp không bố trí thay đổi diện tích thép theo tiết diện.

Mô men lớn nhất tại tiết diện đài cọc sát mép cột (tiết diện nguy hiểm):

$$M_{\max} = \sum_{j=1}^k P_j z_j \quad (\text{IV.80})$$

Trong đó :

- M_{\max} : mô men tại tiết diện nguy hiểm do phản lực từ k cọc bên ngoài gây ra;
- k: số cọc nằm ngoài tiết diện (về phía gây ra mô men uốn);
- P_j : phản lực tải đỉnh cọc thứ j ở phía ngoài tiết diện, xác định theo IV.66;
- z_j : khoảng cách từ tim cọc thứ j đến tiết diện tính toán.

Cốt thép tại tiết diện xác định theo công thức:

$$F_a \geq \frac{M_{\max}}{0.9h_0R_{ct}} \quad (IV.81)$$

Trong đó, R_{ct} là cường độ chịu kéo của cốt thép.

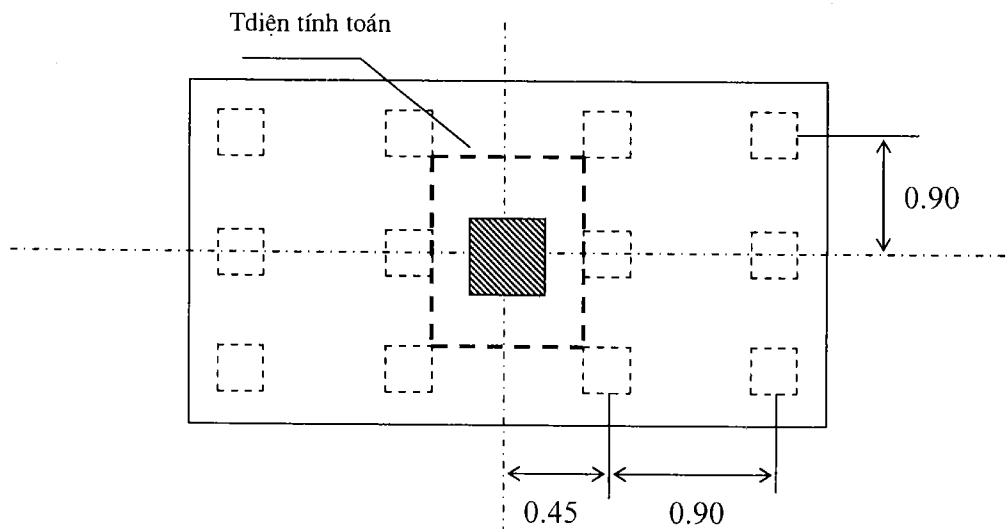
Việc lựa chọn và bố trí thép căn cứ theo kết quả tính toán và thỏa mãn các yêu cầu cấu tạo.

Ví dụ IV.10

Kiểm tra chiều cao đài trong ví dụ IV.9 và tính toán thiết kế cốt thép đài biết rằng cọc trên đài có tiết diện 400×400 (mm), móng cọc được thiết kế đối xứng so với cột.

Giải:

1. Kiểm tra chiều cao đài theo điều kiện IV.77 đối với sự phá hoại kéo theo tiết diện nghiêng hai chiều (lăng thể phá hoại khả dĩ) có đáy như trên hình IV.39a:



Hình IV.39a

Xác định tiết diện tính toán chiều cao đài:

$$P_{\Sigma} \leq [Q] = [\alpha_2 (b_c + c_1) + \alpha_1 (a_c + c_2)] h_0 R_k$$

Trong đó:

$$c_1 = 0.90 - 0.15 - (0.40/2) = 0.55 \text{ m};$$

$$c_2 = 0.45 - 0.15 - (0.40/2) = 0.10 \text{ m};$$

$$h_0 = 0.70 - 0.10 = 0.60 \text{ m};$$

$$\alpha_1 = 2\sqrt{1 + \left(\frac{c_1}{h_0}\right)^2} = 2\sqrt{1 + \left(\frac{0.55}{0.60}\right)^2} = 3.1$$

$$\alpha_2 = 2\sqrt{1 + \left(\frac{c_2}{h_0}\right)^2} = 2\sqrt{1 + \left(\frac{0.10}{0.60}\right)^2} = 2.0$$

P_Σ : tổng tải trọng phá hoại, trong trường hợp này P_Σ đúng bằng tổng tải trọng ngoài,
 $P_\Sigma = 2574.2 \text{ kN}$;

$$[Q] = [2(0.40 + 0.55) + 3.1(0.40 + 0.10)] \times 0.60 \times 1050 = 2173 \text{ kN}$$

$P_\Sigma > [Q]$ chứng tỏ chiều cao đài 0.70m như đã chọn trong ví dụ IV.9 là chưa đủ. Chọn lại $h = 0.90\text{m}$, tương tự ta có:

$$[Q] = 2632 \text{ kN}.$$

trong đó: $\alpha_1 = 2.43$; $\alpha_2 = 2.02$

Vậy chiều cao đài là $h = 0.90\text{m}$ và chiều cao làm việc của đài $h_0 = 0.80\text{m}$.

2. Kiểm tra chiều cao đài theo khả năng phá hoại do hàng cọc biên.

Đối với hàng cọc biên có P_{\max} , khoảng cách c từ mép cột đến mép cọc đối diện:

$$c = 1.35 - 0.15 - (0.40/2) = 1.00\text{m}$$

do đó, $c/h_0 > 1 \rightarrow$ ta cần kiểm tra theo điều kiện IV.

$$P_\Sigma \leq [Q] = 0.75 bh_0 R_k$$

trong đó:

$$P_\Sigma = 3 \times 227.8 = 683.4 \text{ kN}$$

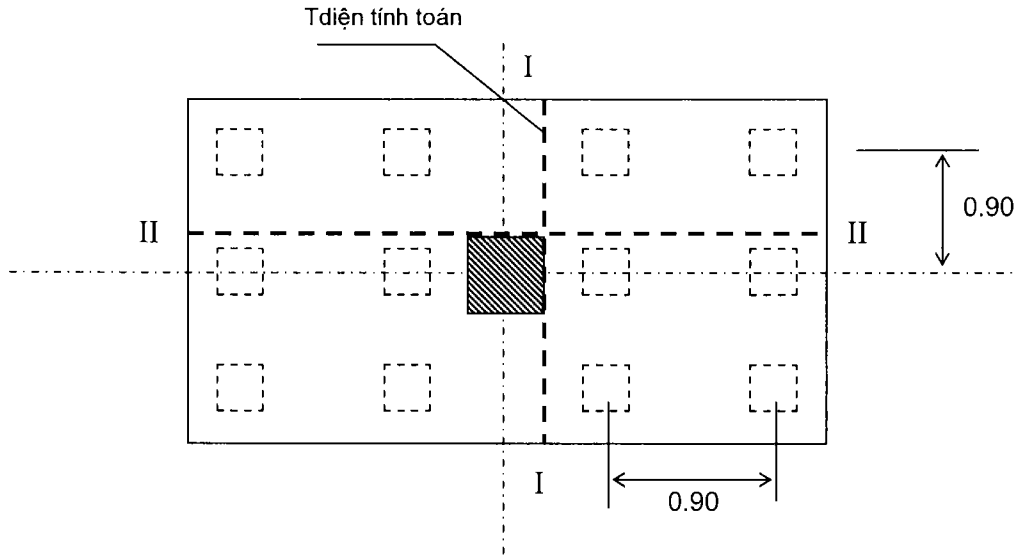
$$[Q] = 0.75 \times 2.40 \times 0.80 \times 1050 = 1512 \text{ kN}$$

$P_\Sigma < [Q]$ chứng tỏ chiều cao $h = 0.90\text{m}$ đảm bảo an toàn chịu kéo do tải trọng từ hàng cọc biên gây ra.

• $P_\Sigma = 683.4 \ll [Q] = 1512$ do đó có thể thiết kế chiều cao đài giảm dần, tuy vậy trong thực tế thường thiết kế chiều cao không đổi để thuận tiện cho thi công.

3. Tính toán thiết kế thép dài

Hai tiết diện nguy hiểm I – I và II – II qua sát mép cột như trên hình vẽ IV.39b được phân tích để lựa chọn bố trí theo theo hai phương tương ứng.



Hình IV.39b

Xác định vị trí tiết diện tính toán dài cọc chịu uốn:

Tại I – I :

$$M = \sum_{j=1}^6 P_j z_j = 3 \times 219.0 \times (0.45 - 0.40 / 2) + 3 \times 227.8 \times (1.35 - 0.40 / 2)$$

$$M = 826.97 \text{ kNm}$$

Hàm lượng thép cần thiết:

$$F_a \geq \frac{M}{0.9 R_s h_0} = \frac{826.97}{0.9 \times 270000 \times 0.8} = 0.00425 \text{ m}^2$$

Chọn 15Φ20 ($F_a = 47 \text{ cm}^2$) bố trí cách đều.

Tại II – II :

$$M = \sum_{j=1}^4 P_j z_j = (201.1 + 210.1 + 219.0 + 227.8) \times (0.90 - 0.40 / 2)$$

$$M = 600.6 \text{ kNm}$$

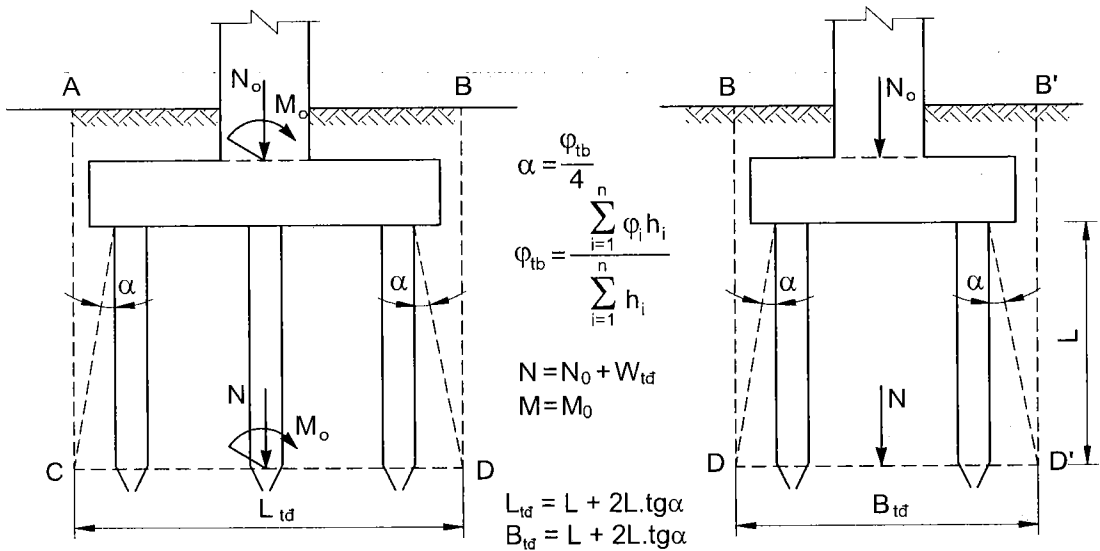
Hàm lượng thép cần thiết:

$$F_a \geq \frac{M}{0.9 R_s h_0} = \frac{600.6}{0.9 \times 270000 \times 0.8} = 0.00309 \text{ m}^2$$

Chọn 16Φ16 ($F_a = 32 \text{ cm}^2$) bố trí cách đều.

10.5. Tính toán độ lún chung của móng cọc

Độ lún của móng cọc chủ yếu do biến dạng của đất dưới mũi cọc. Một mặt đất giữa các cọc được nén chặt đáng kể, mặt khác, biến dạng đàn hồi của bản thân cọc rất nhỏ so biến dạng của đất. Độ lún chung của móng cọc thường được tính toán dự báo trên cơ sở coi móng cọc như một móng khối quy ước bao gồm cọc và đất giữa các cọc, một phần đất xung quanh hàng cọc ngoài cùng với đáy móng ở độ sâu mũi cọc. Sơ đồ quy đổi móng cọc thể hiện trên hình IV.40.



Hình IV.40. Móng tương đương của móng cọc

Sau khi quy đổi thành móng khối tương đương, việc dự báo lún được tiến hành theo các phương pháp của Cơ học đất với tải trọng gây lún tác dụng tại độ sâu mũi cọc xác định như sau:

$$p = \frac{N}{F_{td}} - \gamma_{tb} L = \frac{N_0}{F_{td}} \quad (\text{IV.82})$$

Trong đó :

- N : tổng tải trọng thẳng đứng tại độ sâu mũi cọc, $N = N_0 + W_{td}$;
- N_0 : tải trọng thiết kế theo trạng thái giới hạn về biến dạng;
- W_{td} : trọng lượng của khối móng tương đương bao gồm cả cọc, đài cọc và đất giữa các cọc;
- F_{td} : diện tích đáy móng tương đương, $F_{td} = L_{td} \times B_{td}$;
- L : độ sâu từ mặt đất đến mũi cọc;
- γ_{tb} : trọng lượng riêng trung bình của đất trong phạm vi H_m .

Trong phần lớn trường hợp sử dụng móng cọc đất dưới mũi cọc có đặc trưng biến dạng tăng dần do đó, thiên về an toàn, có thể sử dụng công thức dự báo lún cho nền đồng nhất với các đặc trưng biến dạng của đất ngay dưới mũi cọc theo công thức sau đây cho thiết kế sơ bộ:

$$S = pB_{td}\omega \frac{1 - \mu_0^2}{E_0} \quad (IV.83)$$

Trong đó : E_0 và μ_0 là các đặc trưng biến dạng tuyến tính của đất dưới mũi cọc.

Dự báo lún một cách chi tiết đối với đất dưới mũi cọc theo mô hình nén lún một chiều (phương pháp cộng lún các lớp phân tố) được thừa nhận rộng rãi khi có đủ các thí nghiệm về tính biến dạng của đất. Độ lún của móng cọc theo kết quả dự báo không được vượt quá độ lún cho phép theo yêu cầu của trạng thái giới hạn thứ hai:

$$S \leq [S] \quad (IV.84)$$

Trường hợp điều kiện IV.84 không thỏa mãn có thể cho kéo dài thêm cọc hoặc tăng số lượng cọc trong móng.

10.6. Kiểm tra cường độ và ổn định của móng cọc

Thông thường không cần thiết phải kiểm tra cường độ và ổn định của móng cọc vì cọc đã được đóng vào đất tốt. Tuy vậy, các trường hợp sau đây đòi hỏi phải tính toán kiểm tra:

- Công trình xây dựng trên các sườn dốc;
- Cọc đi qua lớp đất yếu tương đối dày ở dưới lớp đất tốt (kiểu sơ đồ địa tầng cơ bản dạng c);
- Cọc đóng vào đá.

Khi công trình xây dựng trên sườn dốc, ổn định chung của công trình được phân tích tương tự như móng nông trên cơ sở móng khối tương đương của móng cọc. Tùy thuộc vào tình hình địa chất khu vực, việc phân tích hoặc tiến hành với các mặt trượt trụ tròn đi qua mũi cọc hoặc với các mặt trượt phẳng mặc định.

Khi trong nền tồn tại lớp đất yếu ở giữa thân cọc, phân tích ổn định theo mặt trượt trụ tròn được thực hiện với sự tham gia của cọc như là các tác nhân tăng lực giữ bằng cách thay thế cọc bằng các lực tác dụng ngược hướng trượt.

Trường hợp cọc đóng vào đá, tải trọng từ cọc vào đá tạo ra ứng suất không được vượt quá cường độ cho phép của đá lấy từ thí nghiệm nén một trục mẫu đá bão hoà nước.

Chương 5

PHÂN TÍCH CỌC CHỊU TẢI TRỌNG NGANG

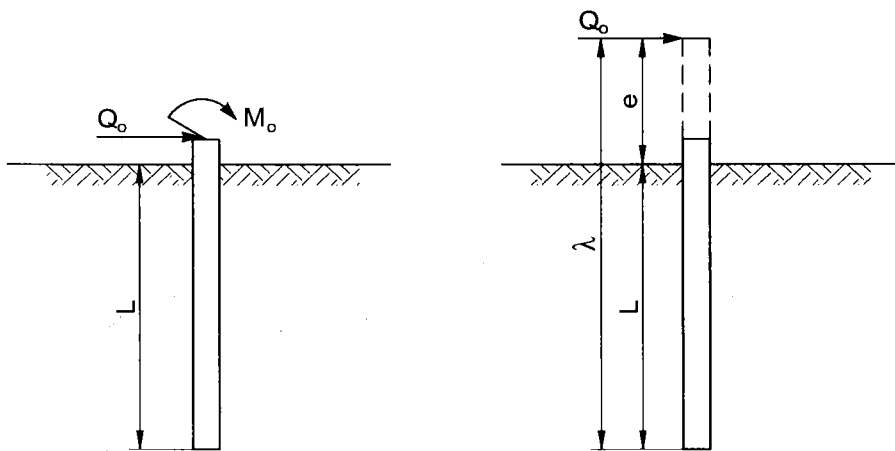
1. KHÁI NIỆM VỀ CỌC CHỊU TẢI TRỌNG NGANG

1.1. Khái niệm chung

Móng cọc sử dụng trong các công trình giao thông (móng trụ cầu, bến cảng ...) thường xuyên chịu tác dụng của tải trọng ngang lớn. Trong những trường hợp này, điều kiện địa hình lại thường không thuận lợi cho việc áp dụng móng cọc đài thấp dẫn đến cọc trong móng làm việc dưới tác động đồng thời của lực dọc trục (lực nén), lực ngang trục và mômen. Tải trọng ngang từ công trình được phân phối lên các cọc và truyền vào đất chủ yếu thông qua tiếp xúc của đất với thành bên cọc. Đây là điều kiện làm việc hết sức bất lợi vì đa số các cọc đều có kết cấu dạng thanh với độ mảnh tương đối lớn. Trạng thái ứng suất-biến dạng của cọc cũng như tương tác giữa đất với cọc nói chung hoàn toàn khác với các cọc trong móng cọc đài thấp bất kỳ. Sự khác nhau này dẫn đến bản chất của sự phân phối tải trọng lên cọc cũng khác nhau. Việc tính toán, thiết kế do đó cũng có những vấn đề khác nhau rất cơ bản.

Về bản chất, cọc chịu tải trọng ngang, mômen và lực dọc đồng thời có thể tách riêng làm hai bài toán: cọc chịu nén và cọc chịu uốn. Đối với tải trọng nén có thể kế thừa áp dụng các kết quả đã nghiên cứu trong Chương IV. Cọc chịu tải trọng ngang và mô men từ công trình, chịu phản lực đất theo phương ngang, khi chuyển vị phụ thuộc chủ yếu vào độ cứng của cọc và đặc tính biến dạng - cường độ của đất. Trong phần lớn trường hợp thực tế người ta chấp nhận giả thiết cho rằng đất và cọc luôn tiếp xúc do đó chuyển vị ngang của cọc cũng chính là chuyển vị ngang của đất. Quan hệ giữa chuyển vị với phản lực đất lên thành bên cọc nói chung tương đối phức tạp, không những phụ thuộc vào tính chất của đất mà còn phụ thuộc vào chuyển vị của cọc tức là vào tải trọng lên cọc. Tuy vậy, để đơn giản hóa bài toán phân tích cọc chịu tải trọng ngang và mô men, mô hình quan hệ chuyển vị-tải trọng của đất thường tách riêng tác nhân chính là bản chất của đất và có thể áp dụng chung cho các trường hợp thích hợp.

Cọc chịu tác dụng đồng thời tải trọng ngang và mômen ở mức mặt đất có thể đơn giản hoá bằng riêng tải trọng ngang tác dụng ở một cao trình thích hợp và ngược lại như biểu diễn trên hình V.1. Điều này cho phép đơn giản bớt phạm vi nghiên cứu của vấn đề và thường được phát biểu một cách đơn giản là cọc chịu tải trọng ngang.



a) Cọc chịu tải trọng
 Q_0 và M_0 ở mặt đất

a) Cọc chịu tải trọng Q_0
cách mặt đất một đoạn $e = M_0/Q_0$.

Hình V.1. Mô hình đơn giản hóa phân tích cọc chịu tác dụng của tải trọng ngang và mô men.

Khảo sát một cọc đơn chịu tải như trên hình vẽ V.2. Cọc phải được thiết kế sao cho chuyển vị ngang của đỉnh cọc không vượt quá giới hạn cho phép liên quan đến chuyển vị ngang của công trình bên trên đồng thời không gây ra sự phá hoại về mặt cường độ đối với bản thân cọc cũng như đất nền xung quanh cọc. Những điều kiện đó đòi hỏi phải xác định được và hạn chế các yếu tố liên quan bao gồm:

- Chuyển vị ngang đỉnh cọc $y_{0max} \leq [y_0]$ đồng thời với chuyển vị xoay đỉnh cọc $\varphi_0 \leq [\varphi_0]$ hoặc $\varphi_{0max} \leq [\varphi_0]$ đồng thời $y_0 = [y_0]$;
- Tải trọng tiếp xúc theo phương ngang giữa cọc với đất $p_y(z) \leq [p]_y$;
- Tải trọng tiếp xúc lớn nhất giữa đất - cọc theo phương đứng ở mũi cọc, $p_{zmax}(z=L) \leq [p]_z$;
- Mômen uốn lớn nhất trong cọc, $M_{max}(z_{Mm}) \leq [M]$;
- Lực cắt lớn nhất trong cọc, $Q_{max}(z_{Qm}) \leq [Q]$.

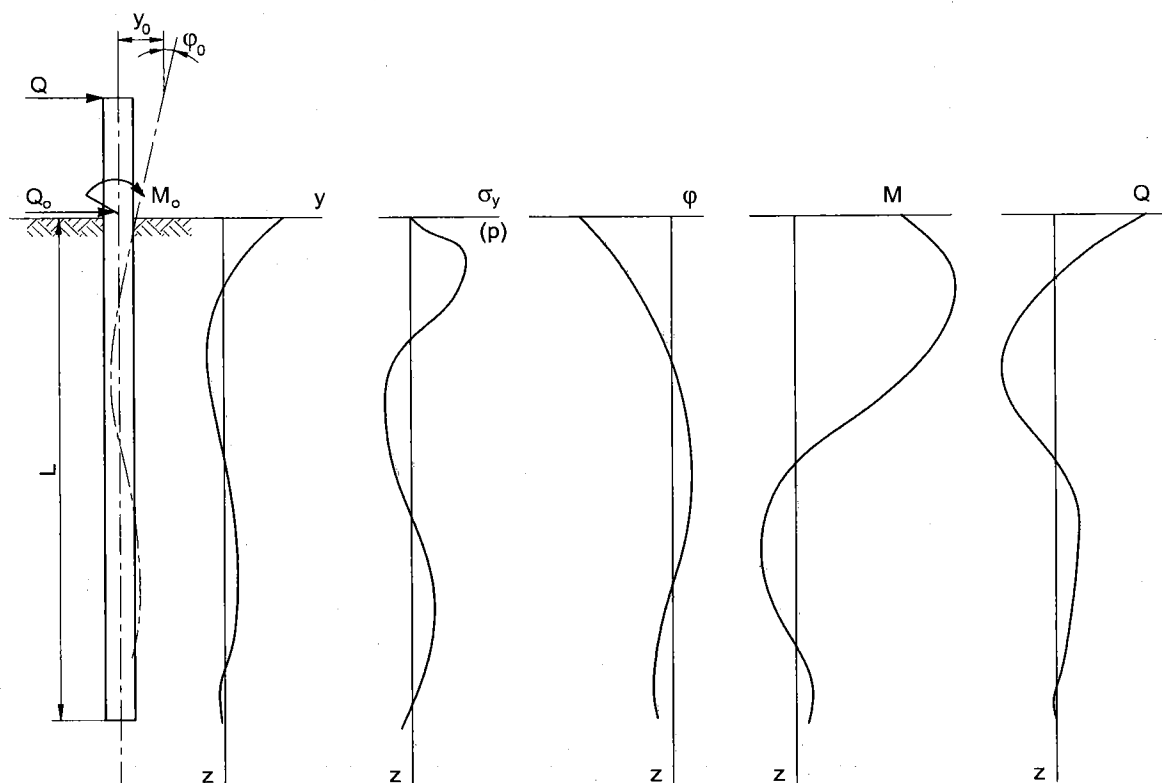
Trong đó :

- y_{0max} và φ_0 (hoặc y_0 và φ_{0max}) là các thành phần chuyển vị ngang và góc xoay của cọc ở mặt đất có liên quan trực tiếp đến chuyển vị ngang và góc xoay của công trình bên trên;
- p_y : tải trọng tiếp xúc theo phương ngang do tải trọng từ cọc truyền lên đất xung quanh cọc ở độ sâu z;
- $[p]_y$: sức chịu tải cho phép theo phương ngang của đất tại độ sâu z tương ứng với tải trọng tiếp xúc $p_y(z)$;
- p_{zmax} : tải trọng tiếp xúc lớn nhất ở mũi cọc do tải trọng từ cọc gây ra;

- $[p]$: sức chịu tải cho phép theo phương đứng của đất ở mũi cọc;
- M_{\max} : mô men uốn lớn nhất xuất hiện trong cọc;
- $z_{M_{\max}}$: độ sâu xuất hiện M_{\max} ;
- $[M]$: mô men uốn cho phép của tiết diện cọc;
- Q_{\max} : lực cắt lớn nhất xuất hiện trong cọc;
- $z_{Q_{\max}}$: độ sâu xuất hiện Q_{\max} .

Việc giải quyết các nhiệm vụ trên đòi hỏi phải xác định được sự phân bố dọc theo chiều dài cọc các đại lượng liên quan:

- Chuyển vị ngang trục cọc, $y = y(z)$;
- Chuyển vị xoay của tiết diện ngang cọc, $\varphi = \varphi(z)$
- Mô men nội lực cọc, $M = M(z)$
- Lực cắt trong cọc, $Q = Q(z)$
- Tải trọng tiếp xúc theo phương ngang, $p_y = p_y(z)$
- Tải trọng tiếp xúc theo phương đứng ở mũi cọc, $p_z(z = L) = p_z(x, y)$.

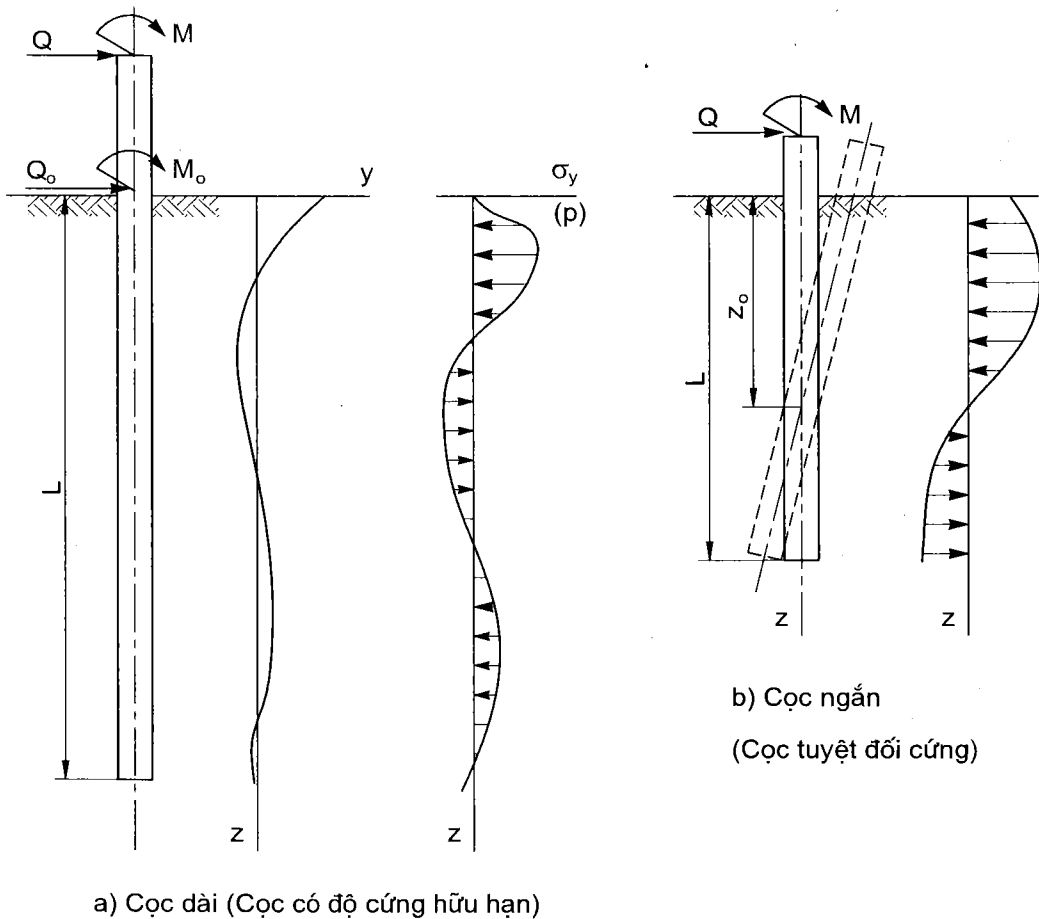


Hình V.2. Các đặc trưng chính của cọc chịu tải trọng ngang và mô men

Hiện nay lý thuyết mới đề cập được tương đối chi tiết các nội dung kiểm tra (bài toán kiểm tra) khi đã biết kết cấu cọc và điều kiện địa chất cụ thể dưới tác dụng của tổ hợp tải trọng đã cho. Bài toán ngược thiết kế cọc phù hợp với tình huống tải trọng đã cho hoặc tải trọng bất kỳ trong điều kiện địa chất cụ thể có nhiều khó khăn hơn, chỉ có thể thực hiện trên cơ sở một quy hoạch động với sự trợ giúp của phương tiện phân tích bài toán ngược. Chương này chỉ dành phân tích bài toán cơ bản trong đó kết cấu cọc và điều kiện địa chất đã biết trên cơ sở cọc được phân làm hai hạng: cọc có độ cứng tuyệt đối và cọc có độ cứng hữu hạn (còn gọi là cọc ngắn và cọc dài).

1.2. Các mô hình biến dạng của đất khi chịu tải trọng ngang

Khảo sát một cọc chịu tải trọng ngang như hình vẽ V.3.



Hình V.3. Các dạng chuyển vị của cọc và phản lực đất lên cọc

Nếu tải trọng ngang đủ lớn, chuyển vị ngang của cọc nén chặt đất phía trước trong khi đất phía sau cọc bị giãn nở ra. Áp lực đất lên cọc thay đổi chuyển từ trạng thái cân bằng tĩnh khi không có tải trọng sang trạng thái cân bằng chủ động (phía sau cọc) hoặc

bị động (ở phía trước cọc) và đạt tới giới hạn xác định. Do cọc được cắm sâu trong đất, hiện tượng trượt nói chung không xảy ra dọc trên toàn bộ chiều sâu cọc. Giá trị áp lực đất lên cọc thực tế phụ thuộc vào giá trị chuyển vị cọc cũng như tính chất của đất do đó việc xác định áp lực đất lên thành bên cọc phức tạp hơn rất nhiều trong khi đây lại là yếu tố rất quan trọng ảnh hưởng đến sự làm việc của cọc. Việc mô tả quan hệ biến dạng- áp lực đất là một nội dung quan trọng trong phân tích cọc chịu tải trọng ngang.

Hiện nay, các mô hình đất chủ yếu được đề nghị sử dụng khi phân tích cọc chịu tải trọng ngang có thể chia làm ba loại: đất xung quanh cọc làm việc như mặt bên của tường chắn và đạt tới các giới hạn bị động hoặc chủ động khi tải trọng ngang và chuyển vị đủ lớn được gọi một cách đơn giản là mô hình đất Coulomb; đất xung quanh cọc bị biến dạng khi cọc có chuyển vị ngang và áp lực đất sinh ra tỷ lệ với mức độ biến dạng được mô tả theo kiểu mô hình Winkler trong đó hệ số nền có thể thay đổi theo độ sâu được gọi là mô hình nền biến dạng cục bộ hay mô hình Winkler mở rộng; quan hệ biến dạng- tải trọng được mô tả bất kỳ tùy thuộc vào tính chất của đất, được xây dựng trên cơ sở kết quả thực nghiệm hoặc theo kinh nghiệm được gọi là mô hình quan hệ p-y. Các mô hình cụ thể và các quan hệ toán học cơ bản của các mô hình được trình bày chi tiết dưới đây.

1.2.1. Mô hình nền Coulomb (mô hình áp lực đất lên tường chắn)

Trong mô hình nền Coulomb, tải trọng ngang gây ra chuyển vị cọc, làm phát sinh phản lực đất theo phương ngang lên thành bên cọc đạt tới giá trị giới hạn ứng với trạng thái cân bằng chủ động và bị động. Chỉ có áp lực đất bị động được xét đến và tách riêng hai trường hợp: đất thuần dính ($\varphi = 0$) và đất thuần rời ($c = 0$). Hệ số áp lực đất bị động được xác định theo lý thuyết cân bằng giới hạn của Rankine.

$$\text{Đối với đất dính: } p(z) = p_{gh} = k_c D_c (\pi + 2) c_u \quad (V.1a)$$

$$\text{Đối với đất rời: } p(z) = p_{gh} = k_c D_c \operatorname{tg}^2(45^\circ + \varphi/2) \gamma' z \quad (V.1b)$$

Trong đó :

- c_u : lực dính không thoát nước của đất dính;
- φ : góc ma sát trong của đất rời;
- γ' : trọng lượng riêng hữu hiệu của đất.

1.2.2. Mô hình nền Winkler mở rộng

Trong mô hình Winkler mở rộng, phản lực đất lên thành bên cọc tỷ lệ với chuyển vị ngang cọc (cũng tức là biến dạng nén ngang của đất):

$$p = c_h \cdot y \quad (V.2a)$$

Trong đó :

- c_h : hệ số nền theo phương ngang của đất;
- y : chuyển vị ngang của cọc.

Tùy thuộc vào tính chất, sự thay đổi của đất theo độ sâu, giá trị c_h là một hằng số tại một độ sâu nhất định và có thể không thay đổi theo độ sâu. Quan hệ p-y trong mô hình này là quan hệ tuyến tính tương tự việc thay thế đất quanh cọc bằng hệ thống các lò xo đàn hồi độc lập do đó còn được gọi là mô hình nền biến dạng đàn hồi cục bộ. Một cách tổng quát, quan hệ V.2a thường được biểu diễn dưới dạng:

$$p(z) = c(z).y(z) \quad (V.2b)$$

Trong đó :

$$- c(z) = c_L \left(\frac{z}{L} \right)^n ;$$

- c_L : hệ số nền tại độ sâu mũi cọc;

- L : chiều dài cọc trong đất;

- n : hệ số thực nghiệm, $n \geq 0$.

Với cọc có bề rộng chịu tải trọng ngang B , phản lực đất theo phương ngang được huy động trên bề rộng $b_{tt} = kB$, do đó phản lực đất trong phân tích được thay thế bằng $p(z).b_{tt}$ như sau:

$$p(z).b_{tt} = c(z)b_{tt}.y(z) = k_h.y(z)$$

Trong đó :

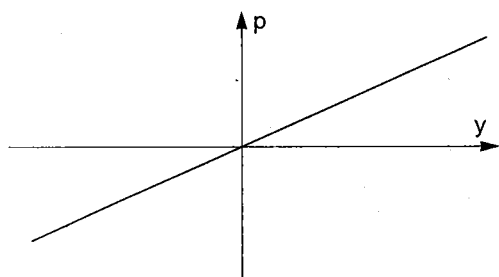
- b_{tt} : bề rộng tính toán của cọc;

- k : hệ số huy động phụ thuộc vào hình dạng tiết diện cọc và loại đất;

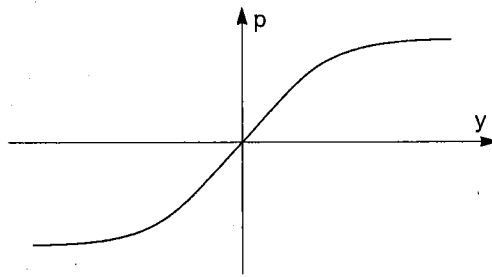
- k_h : độ cứng của đất theo phương ngang (còn được gọi là mô đun phản lực nền theo phương ngang).

1.2.3. Mô hình quan hệ p-y

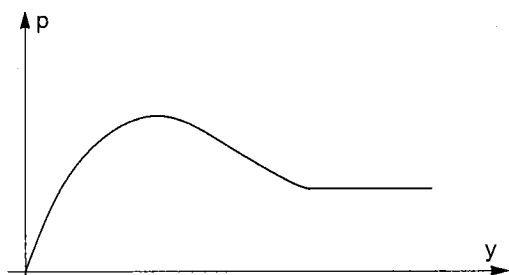
Trong thực tế, điều kiện địa chất có thể thay đổi nhiều theo độ sâu, hơn nữa, khi tải trọng tăng lên, quan hệ biến dạng- tải trọng luôn thay đổi phi tuyến và đạt tới giá trị giới hạn, p_{gh} . Việc mô tả quan hệ như vậy thông qua một biểu thức toán học duy nhất là điều không thể do đó quan hệ p-y khi đất nền chịu tải trọng ngang có thể được biểu diễn một cách linh hoạt nhờ đồ thị, việc xác định chuyển vị tương ứng với tải trọng hoặc ngược lại trong phân tích đòi hỏi sử dụng các phương pháp số. Hình V.4 mô tả một số dạng đồ thị quan hệ p-y của đất thông dụng. Các đồ thị này được xây dựng dựa trên cơ sở kinh nghiệm thực tế hoặc trên kết quả các thí nghiệm hiện trường thích hợp, chẳng hạn thí nghiệm nén ngang trong hố khoan (pressuremeter test).



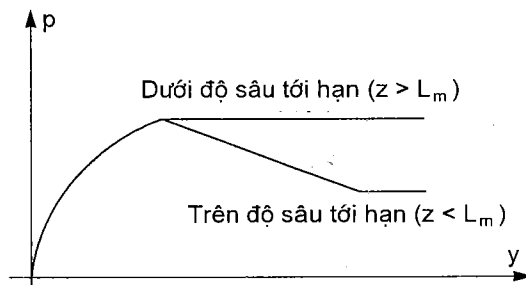
a) Quan hệ đàn hồi tuyến tính : $k = \text{const}$



b) Quan hệ đàn hồi phi tuyến : $k \neq \text{const}$



c) Đường cong p - y của đất sét cứng



d) Đường cong p - y của đất chịu tải trọng lặp

Hình V.4. Các dạng đồ thị quan hệ p - y của đất

1.3. Phân loại cọc chịu tải trọng ngang theo độ cứng tương đối

Gọi đặc trưng biến dạng của cọc khi chịu tải trọng ngang là T (hoặc R), xác định theo công thức:

$$R = \sqrt[4]{\frac{EJ}{k_h}} \text{ đối với trường hợp mô đun phản lực nền không thay đổi theo độ sâu:}$$

$$k_h(z) = \text{const}$$

$$T = \sqrt[5]{\frac{EJ}{n_h}} \text{ đối với trường hợp } k_h \text{ tăng theo độ sâu ứng với } n = 1 \text{ theo biểu thức:}$$

$$k_h = b_{11} \cdot c_L \left(\frac{z}{L} \right)^n = n_h \cdot z$$

n_h : hằng số mô đun phản lực nền.

Cọc được coi là ngắn khi độ dài tương đối L/T (hoặc L/R) ≤ 2 ; nếu L/T (hoặc L/R) ≥ 4 cọc được coi là dài.

Trong thực tế, cọc ngắn chịu tải trọng ngang và mô men chỉ bị xoay không uốn quanh một điểm nào đó (gọi là tâm xoay) còn được gọi là cọc có độ cứng tuyệt đối (cọc tuyệt đối cứng), trong khi cọc dài đồng thời chịu xoay và uốn ngang có thể gây ra sự phá hoại chính vật liệu cọc do độ cứng của cọc có giá trị hữu hạn (còn gọi là cọc có độ cứng hữu hạn).

2. PHÂN TÍCH CỌC CHỊU TẢI TRỌNG NGANG THEO PHƯƠNG PHÁP CỦA BROMS

2.1. Giới thiệu chung

Tải trọng ngang và mô men tác dụng lên cọc gây ra chuyển vị ngang bản thân cọc và làm phát sinh phản lực ngang của đất lên cọc. Trong phạm vi nhất định nào đó, phản lực đất lên cọc có cùng bản chất với áp lực đất lên tường chắn và do đó về hai phía của cọc đồng thời tồn tại áp lực đất chủ động (phía trước cọc) và áp lực đất bị động (ở phía sau). Tuy vậy chuyển vị ngang có xu hướng làm tách rời sự tiếp xúc đất phía sau cọc làm cho áp lực đất chủ động giảm đáng kể. Trong các tính toán sử dụng mô hình đất Coulomb, áp lực đất chủ động cũng như ma sát giữa đất - cọc thường được bỏ qua. Phân tích Broms là một trong những phương pháp điển hình sử dụng mô hình đất Coulomb trong đó phân biệt áp lực đất dính và áp lực đất rời vì việc xác định chúng cũng như ảnh hưởng có thể lên cọc khác nhau về bản chất. Hơn nữa, cọc ngắn có độ cứng tương đối lớn, khi chịu tải, cọc chỉ chuyển vị xoay mà không bị uốn, tải trọng tiếp xúc ở thành bên cọc gây ra quá tải cho đất trong khi cọc vẫn làm việc trong giai đoạn đàn hồi; ngược lại, cọc dài thường xảy ra sự phá hoại bản thân cọc do mô men trước khi đất nền dọc theo cọc bị phá hoại. Do đó trong phân tích Broms cũng phân biệt cọc dài và cọc ngắn. Ngoài ra, khả năng chuyển vị tự do của đầu cọc là một thực tế có ảnh hưởng lớn đến tương tác đất-cọc cũng được nghiên cứu ứng dụng. Tóm lại, phân tích sự làm việc của cọc dưới tác dụng của tải trọng ngang và mô men theo phương pháp của Broms phân biệt cọc ngắn, cọc dài làm việc trong môi trường đất rời và đất dính khác nhau tùy thuộc đầu cọc có được tự do dịch chuyển hay không. Các khảo sát cụ thể như vậy cho phép kết quả phân tích theo Broms được ứng dụng tương đối rộng rãi và thường được lấy làm cơ sở cho các mô phỏng phân tích theo phương pháp đường p-y là phương pháp hiện được sử dụng phổ biến tại các nước phương Tây khi tính toán cọc chịu tải trọng ngang không giới hạn phạm vi làm việc của đất.

2.2. Các giả thiết cơ bản

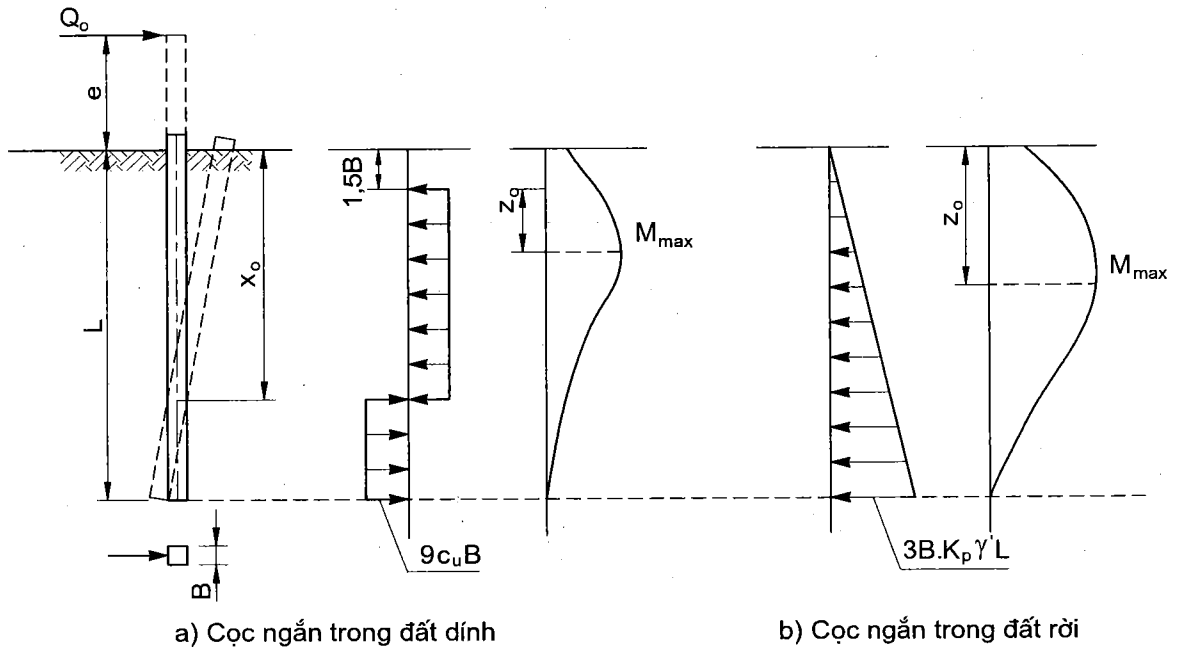
Phương pháp phân tích của Broms dựa vào các giả thiết cơ bản sau:

- Đối với cọc trong đất dính, phản lực đất huy động trên bề rộng B của cọc vuông góc với tải trọng ngang trong khi cọc trong đất rời huy động phản lực đất trên bề rộng $3B$ tương ứng.

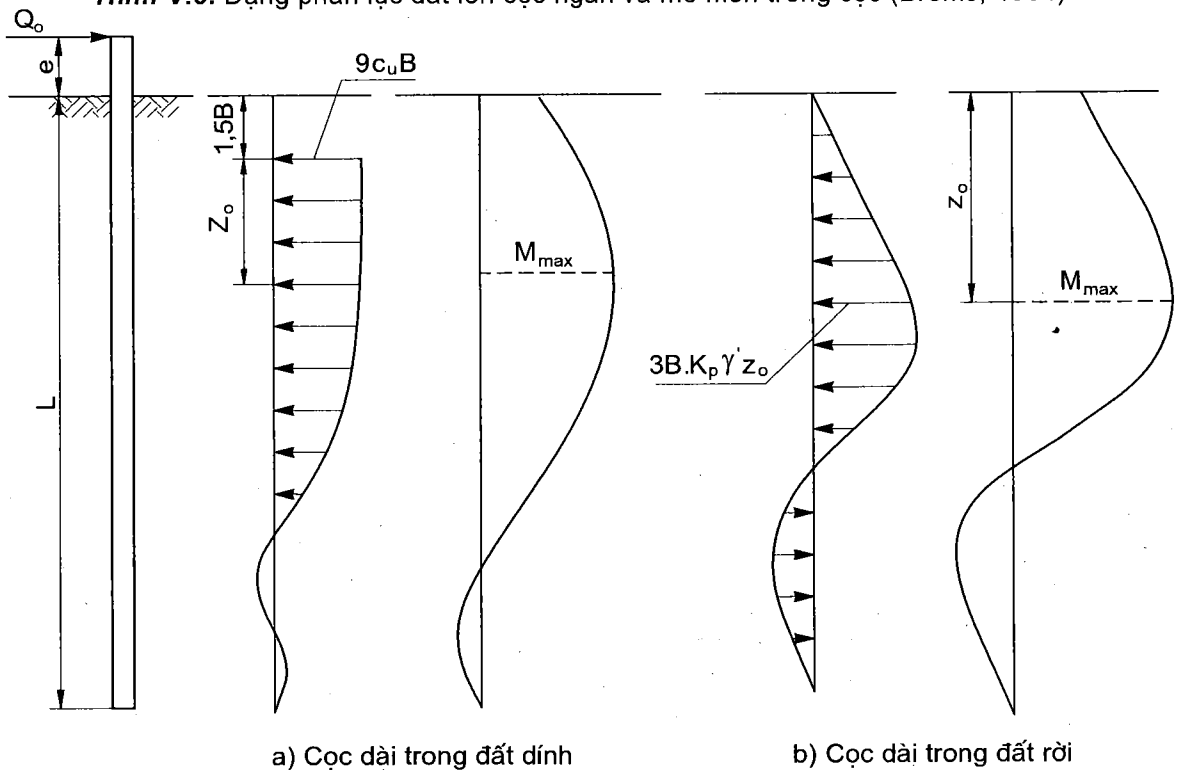
- Sức kháng của đất lên thành bên cọc trong đất dính chỉ xuất hiện ở độ sâu cách mặt đất một khoảng bằng 1.5 lần bề rộng cọc B .

- Tải trọng ngang giới hạn lên cọc ngắn ứng với sự huy động sức kháng giới hạn của đất trên toàn bộ chiều dài cọc trong khi cọc dài bị phá hoại do sự phá hoại vật liệu cọc ứng với giá trị mô men cho phép của tiết diện cọc, M_u .

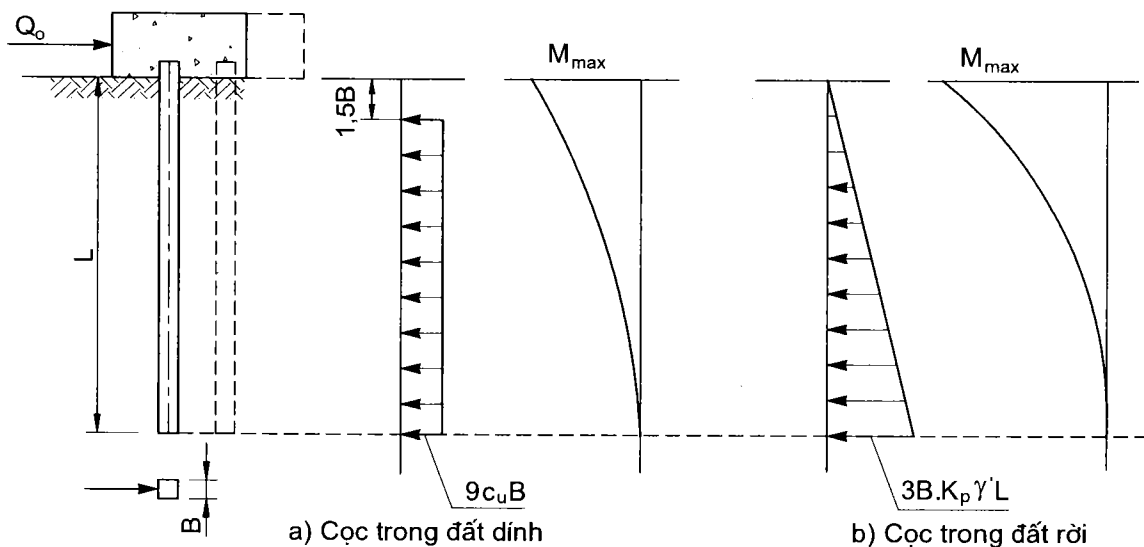
Sơ đồ mô tả chi tiết các giả thiết về sự huy động phản lực đất lên cọc theo các giả thiết đơn giản hoá của Broms lần lượt cho trong các hình V.5 và V.6. Để tiện cho trình bày, nội dung phương pháp Broms sẽ được tách ra làm hai lớp: cọc có đầu tự do và cọc có đầu ngàm. Trong mỗi lớp, lần lượt cọc ngắn và cọc dài tách riêng với một số bổ sung nếu cần các giả thiết tính toán hoặc mô hình.



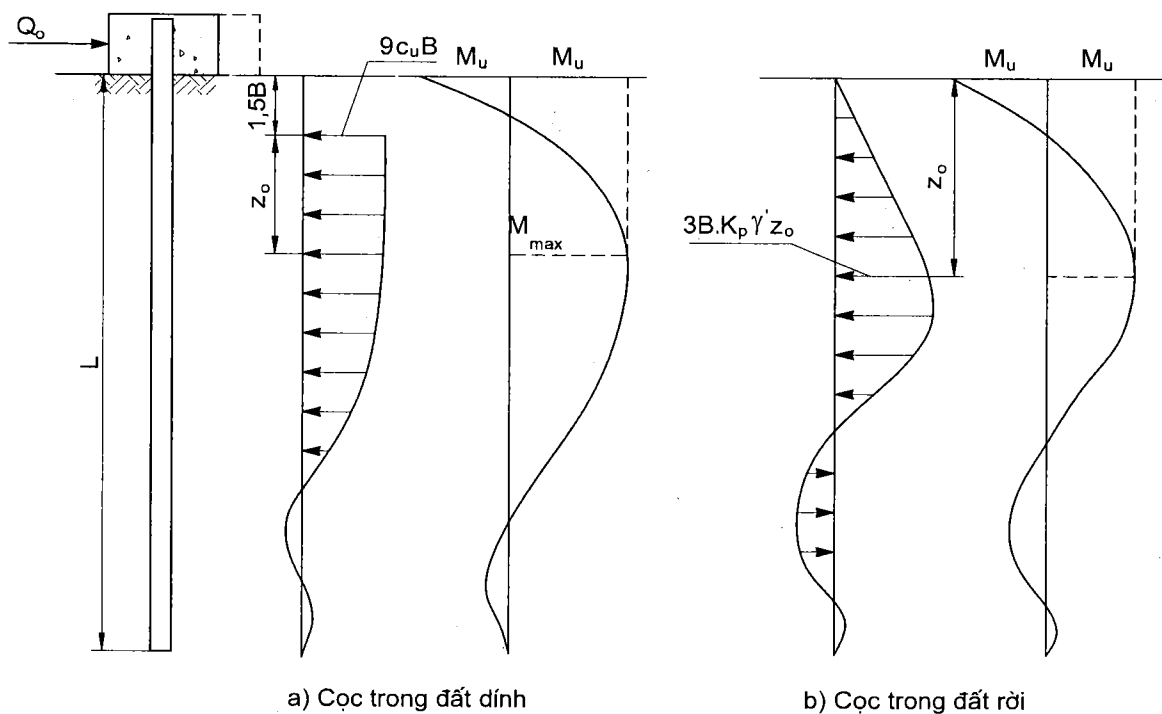
Hình V.5. Dạng phản lực đất lên cọc ngắn và mô men trong cọc (Broms, 1964)



Hình V.6. Dạng phản lực đất lên cọc dài và mô men trong cọc (Broms, 1964)



Hình V.7. Dạng phản lực đất lên cọc ngắn đầu ngàm và mô men trong cọc (Broms, 1964)



Hình V.8. Dạng phản lực đất lên cọc dài đầu ngàm và mô men trong cọc (Broms, 1964)

2.3. Phân tích cọc có đầu tự do

2.3.1. Cọc ngắn : Dạng phá hoại, sự phân bố sức kháng cực đại của đất, sự phân bố mô men uốn trong cọc ngắn có đầu tự do được đề nghị như trên hình V.5.

Đối với cọc trong đất dính sức kháng của đất có giá trị không đổi và bằng $9c_u \cdot B$ bắt đầu từ độ sâu $1.5B$ kể từ mặt đất. Lấy phương trình cân bằng lực theo phương ngang ta được:

$$z_0 = \frac{Q_u}{9Bc_u} \quad (V.3)$$

Từ phương trình cân bằng mô men ta có:

$$M_{\max} = 2.25Bc_u(L - z_0)^2 \quad (V.4)$$

và :

$$Q_u = \frac{M_{\max}}{(e + 1.5B + 0.5z_0)} \quad (V.5)$$

Từ các phương trình V.3, V.4 và V.5, Broms xây dựng sẵn các đồ thị xác định $Q_u/c_u B^2$ theo tỷ số L/B ứng với các giá trị e/B khác nhau trên hình V.9a. Với từng bài toán cụ thể, các giá trị B, L của cọc đã xác định, trong điều kiện địa chất xác định (c_u xác định) dễ dàng xác định được cặp số giới hạn liên hợp tải trọng ngoài $\{Q_u, M_u\}$ tác dụng lên cọc đồng thời xác định được mô men uốn lớn nhất trong cọc, M_{\max} , theo V.4.

Ví dụ V.1: Cọc BTCT B25 tiết diện tròn $B = 150$ cm, dài 12m trong đất sét cứng có $c_u = 100$ kPa. Mô đun phản lực nền không thay đổi theo độ sâu có giá trị $k_h = 45$ MN/m². Hãy xác định tải trọng ngang giới hạn của cọc ứng với hai trường hợp:

- Tải trọng tác dụng ở ngang mặt đất.
- Tải trọng tác dụng trên mặt đất một khoảng 1.5m.

Giải:

Áp dụng phương pháp Broms cho cọc trong đất dính chịu tải trọng ngang trong đó $b_u = B = 1.5$ m; $L = 12$ m; mô đun phản lực đất theo phương ngang $k_h = 45$ MN/m².

Bê tông B25 có $E = 3 \times 10^4$ MPa.

Mô men quán tính tiết diện $J = 0.05B^4 = 1.5^4 = 5.0625$ m⁴.

$$EJ = 15.18 \times 10^4 \text{ MNm}^2.$$

Chỉ số biến dạng, R , của cọc trong đất có k_h không thay đổi xác định theo công thức :

$$R = \sqrt[4]{\frac{EJ}{k_h}} = \sqrt[4]{\frac{151800}{45}} = 7.62 \text{ m}$$

Tỷ số $\frac{L}{R} = \frac{12}{7.62} = 1.57 < 2$ Vậy cọc đang xét thuộc loại cọc ngắn

Tỷ số $L/B = 12/1.5 = 8$

a) Trường hợp tải trọng đặt tại mặt đất, $e/B = 0$

– Tra đồ thị Broms ứng với $L/B = 8$ và $e/B = 0$ ta được $\frac{Q_u}{c_u B^2} = 19.5$

do đó $Q_u = 19.5 \times 100 \times 1.5^2 = 4387.5 \text{ kN}$

– Mô men uốn lớn nhất trong cọc xuất hiện ở độ sâu :

$$z_M = (1.5B + z_0) = 1.5B + \frac{Q_u}{9c_u B} = 1.5 \times 1.5 + \frac{4387.5}{9 \times 100 \times 1.5} = 5.5 \text{ m}$$

trong đó, $z_0 = \frac{Q_u}{9c_u B} = 3.25 \text{ m}$

– Mô men lớn nhất trong cọc:

$$M_{\max} = 2.25Bc_u(L - z_0)^2 = 2.25 \times 1.5 \times 100(12 - 3.25)^2 = 25840 \text{ kNm}$$

b) Trường hợp tải trọng cách mặt đất 1.5m, $e/B = 1$

Tương tự, tra đồ thị Broms với $L/B = 8$ và $e/B = 1$ ta được $\frac{Q_u}{c_u B^2} = 15$

$$Q_u = 15 \times 100 \times 1.5^2 = 3375 \text{ kN}$$

$$z_0 = \frac{Q_u}{9c_u B} = 2.5 \text{ m}$$

$$z_M = 2.25 + 2.5 = 4.75 \text{ m}$$

$$M_{\max} = 2.25 \times 1.5 \times 100 \times (12 - 2.5)^2 = 30460 \text{ kNm.}$$

Sức kháng giới hạn của đất rời có giá trị thay đổi theo độ sâu xác định theo công thức áp lực đất bị động:

$$p = 3B \cdot \sigma'_v \cdot K_p = 3B \cdot \gamma' z \cdot K_p \quad (\text{V.6})$$

Trong đó :

- γ' : trọng lượng riêng hữu hiệu của đất;
- K_p : hệ số áp lực đất bị động theo Rankine, $K_p = (1 + \sin\phi') / (1 - \sin\phi')$;
- ϕ' : góc ma sát trong hữu hiệu của đất.

Phản lực đất dưới điểm xoay được thay thế gần đúng về lực tập trung do đó bằng cách lấy mô men với điểm xoay ta có:

$$Q_u = \frac{0.5\gamma' L^3 B K_p}{(e + L)} \quad (\text{V.7})$$

Mô men uốn lớn nhất xuất hiện tại độ sâu z_0 xác định theo biểu thức:

$$z_0 = 0.82 \sqrt{\frac{Q_u}{\gamma' BK_p}} \quad (V.8)$$

Giá trị của mô men lớn nhất, M_{\max} , xác định theo biểu thức:

$$M_{\max} = Q_u(e + 1.5z_0) \quad (V.9)$$

Giá trị của Q_u theo V.7 cũng được Broms xây dựng thành đồ thị dưới dạng $Q_u/(K_p B^3 \gamma')$ theo (L/B) và (e/L) như trên hình V.9b. Giá trị tương ứng của mô men uốn lớn nhất trong cọc xác định theo V.9.

Ví dụ V.2 : Cọc tròn rỗng BTCT M350 với đường kính ngoài $D = 1.6\text{m}$, dày 20 cm được đóng vào đất cát hạt trung chặt vừa có hằng số mô đun phản lực nền $n_h = 5.4 \text{ MN/m}^3$. Trọng lượng riêng đẩy nổi của cát $\gamma' = 11 \text{ kN/m}^3$. Góc ma sát trong $\phi' = 36^\circ$. Chiều dài cọc trong đất $L = 9\text{m}$. Tải trọng ngang thiết kế $Q = 1200 \text{ kN}$ ở độ cao 2m so với mặt đất. Hãy xác định hệ số an toàn của cọc đối với tải trọng thiết kế.

Giải:

Mô men quán tính của cọc:

$$J = 0.05B^4(1 - \eta^4) = 0.05 \times 1.6^4(1 - 0.125^4) = 0.224\text{m}^4$$

$$EJ = 3 \times 10^4 \times 0.224 = 8960 \text{ MNm}^2$$

$$\text{Hệ số biến dạng } T = \sqrt[5]{\frac{EJ}{n_h}} = \sqrt[5]{\frac{8960}{5.4}} = 4.5$$

Độ cứng tương đối của cọc : $\frac{L}{T} = 2$. Vậy cọc được phân tích như cọc ngắn.

$$e/L = 0.22; L/B = 5.625 \text{ tra đồ thị Broms ta có } \frac{Q_u}{K_p B^3 \gamma'} = 14$$

Thay các giá trị $K_p = \text{tg}^2(45^\circ + 36/2) = 3.85$; $B^3 = 1.6^3 = 4.1 \text{ (m}^3)$; $\gamma' = 11 \text{ kN/m}^3$ ta được :

$$Q_u = 14 \times 3.85 \times 4.1 \times 11 = 2430 \text{ kN}$$

$$\text{Hệ số an toàn đối với cọc khi chịu tải trọng ngang thiết kế } F_s = \frac{Q_u}{Q_w} = \frac{2430}{1200} = 2$$

2.3.3. Cọc dài : Dạng phá hoại và sự phân bố của sức kháng cực đại của đất lên cọc dài đầu cọc tự do như trên hình V.6. Tải trọng ngang giới hạn lên cọc xác định theo biểu thức :

$$Q_u = \frac{M_u}{e + 0.54 \sqrt{\frac{Q_u}{\gamma' BK_p}}} \quad (V.10)$$

Mô men lớn nhất, M_{\max} xuất hiện trong cọc ở độ sâu z_0 xác định theo biểu thức:

$$M_{\max} = Q_u(e + 0.67z_0) \quad (V.11)$$

Trong đó :

M_u : mô men cho phép của tiết diện cọc (theo vật liệu và đặc trưng hình học của cọc). Giá trị của Q_u xác định qua $(Q_u/K_p B^3 \gamma')$ theo $(M_u/K_p B^4 \gamma')$ và e/B được Broms xây dựng dưới dạng đồ thị trên hình V.10b.

Cọc dài trong đất dính bị phá hoại do mô men uốn M_u trong cọc, do đó trong các công thức trên, thay $M_{\max} = M_u$ ta có giá trị của $(Q_u/c_u B^2)$ xác định theo $(M_u/c_u B^3)$ cũng được xây dựng thành các đồ thị theo các giá trị e/B khác nhau trên hình V.10a.

Ví dụ V.3 : Xác định tải trọng ngang giới hạn của cọc BTCT tiết diện vuông 40×40 (cm), dài 14m trong đất sét dẻo cứng có $c_u = 120$ kPa, mô đun đàn hồi nền không đổi theo độ sâu $k_h = 50$ MN/m². Bê tông cọc M350, cốt thép trong cọc 8Φ25 bố trí đối xứng.

Giải:

$$E = 3 \times 10^4 \text{ MN/m}^2; J = B^4/12 = 21.3 \times 10^{-4} \text{ m}^4; EJ = 64 \text{ MNm}^2$$

$$R = \sqrt[4]{\frac{EJ}{k_h}} = \sqrt[4]{\frac{64}{50}} = 1.06 \text{ m}$$

$$\frac{L}{R} = \frac{14}{1.06} = 13.2$$

Cọc cần được phân tích như cọc dài.

Mô men tới hạn của tiết diện cọc:

$$M_u = 0.9h_0 R_a F_a = 0.9 \times 0.38 \times 27 \times 14.7 \times 10^{-4} = 0.01357 \text{ MNm} = 135.7 \text{ kNm.}$$

Trên đồ thị Broms với $e/B = 0$; $\frac{M_u}{c_u B^3} = 17.67$ ta có $\frac{Q_u}{c_u B^2} = 15$

Tải trọng ngang giới hạn lên cọc: $Q_u = 15 \times 120 \times (0.4)^2 = 288 \text{ kN}$

2.4. Cọc có đầu ngầm

2.4.1. Cọc ngắn : Cọc được giả thiết chỉ có chuyển vị ngang hạn chế như trên hình V.7. Từ phương trình cân bằng lực ngang và mô men ta xác định được Q_u và M_{\max} theo các biểu thức sau :

$$Q_u = 1.5\gamma' L^2 BK_p \quad (V.12)$$

$$M_{\max} = \gamma' L^3 BK_p \quad (V.13)$$

Cọc ngắn trong đất dính:

$$Q_u = 9c_u B(L - 1.5B) \quad (V.14)$$

$$M_{\max} = 4.5c_u B(L^2 - 2.25B^2) \quad (V.15)$$

2.4.2. Cọc dài : Dạng phá hoại, sự phân bố sức kháng cực đại của đất và mô men uốn cọc có dạng như hình V.8. Giá trị của Q_u , và M_{max} xác định theo các biểu thức sau:

$$Q_u = \frac{2M_u}{(e + 0.67z_0)} \quad (V.16)$$

$$M_{max} = Q_u(e + 0.67z_0) \quad (V.17)$$

$$z_0 = 0.82 \sqrt{\frac{Q_u}{\gamma' BK_p}} \quad (V.18)$$

Cọc dài trong đất dính:

$$Q_u = \frac{M_u}{(1.5B + 0.5z_0)} \quad (V.19)$$

$$z_0 = \frac{Q_u}{9c_u B} \quad (V.20)$$

Việc phân tích cọc có đầu ngàm tiến hành tương tự cọc có đầu tự do dựa vào các đồ thị do Broms lập sẵn (hình V.9 và V.10).

Ví dụ V.4 : Phân tích lại các cọc trong các ví dụ trên trong điều kiện đầu cọc bị ngàm.

Giải:

V.4a: Cọc trong ví dụ V.1 khi đầu cọc bị ngàm, tra trên đồ thị Broms ta được

$$\frac{Q_u}{c_u B^2} = 54 \text{ do đó } Q_u = 54 \times 100 \times 1.5 = 8100 \text{ kN. (Đầu cọc tự do: } Q_u = 4388 \text{ kN).}$$

V.4b: Cọc trong ví dụ V.2, tương tự ta có $\frac{Q_u}{K_p B^3 \gamma'} = 55$

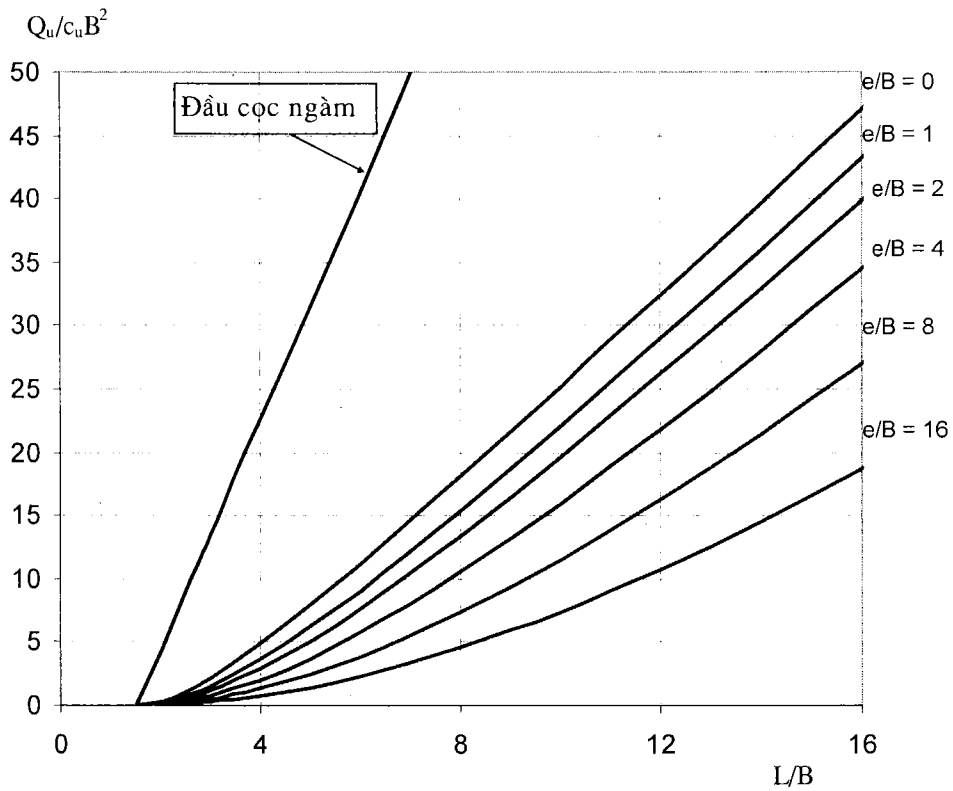
$$Q_u = 55 \times 3.85 \times 4.1 \times 11 = 9550 \text{ kN}$$

(Đầu cọc tự do: $Q_u = 2430 \text{ kN}$)

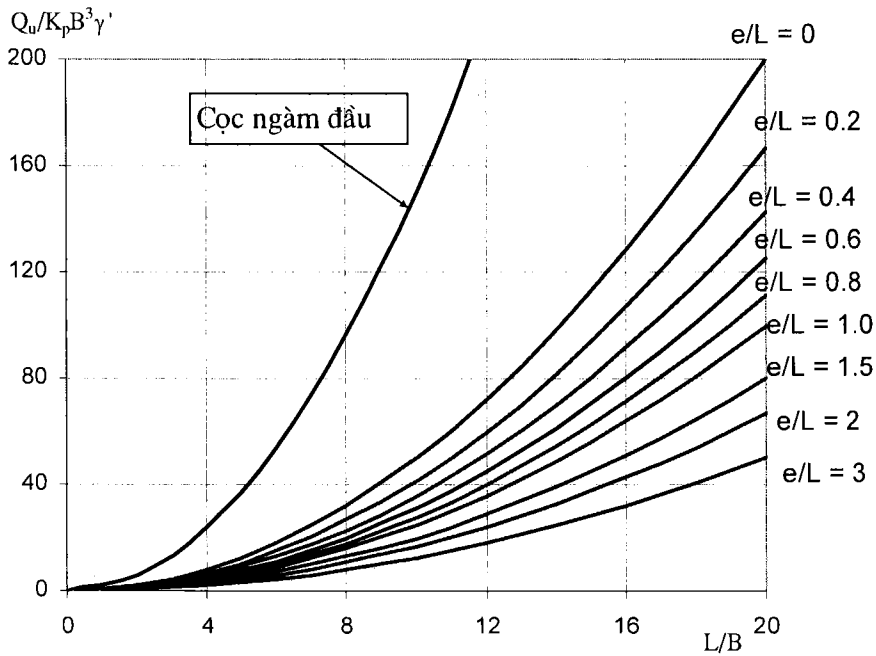
V.4c: Cọc trong ví dụ V.3, $\frac{Q_u}{c_u B^2} = 33$

$$Q_u = 33 \times 120 \times 0.16 = 634 \text{ kN}$$

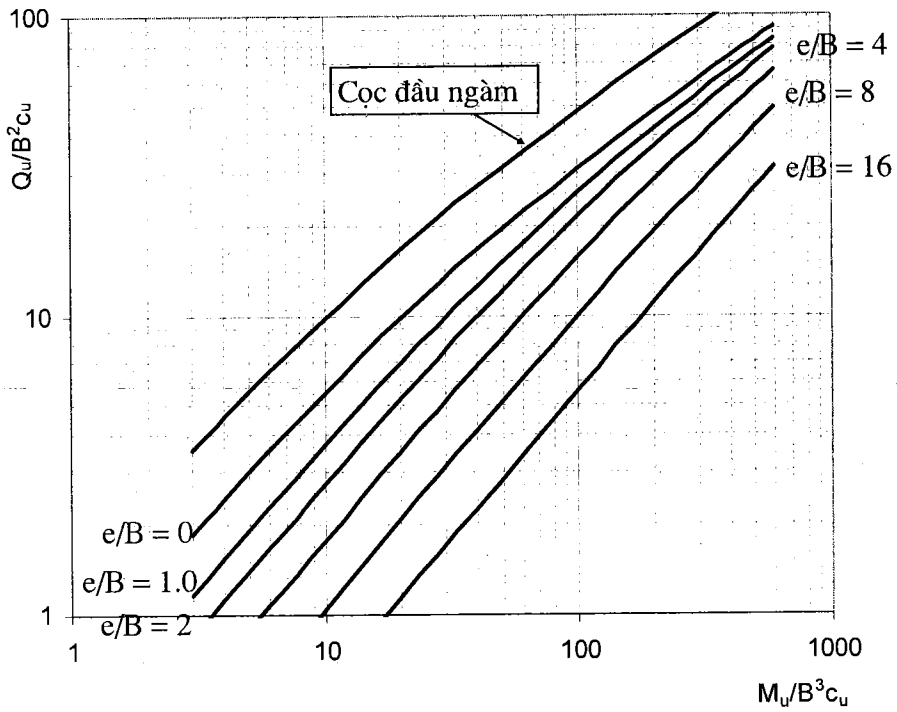
(Đầu cọc tự do: $Q_u = 288 \text{ kN}$)



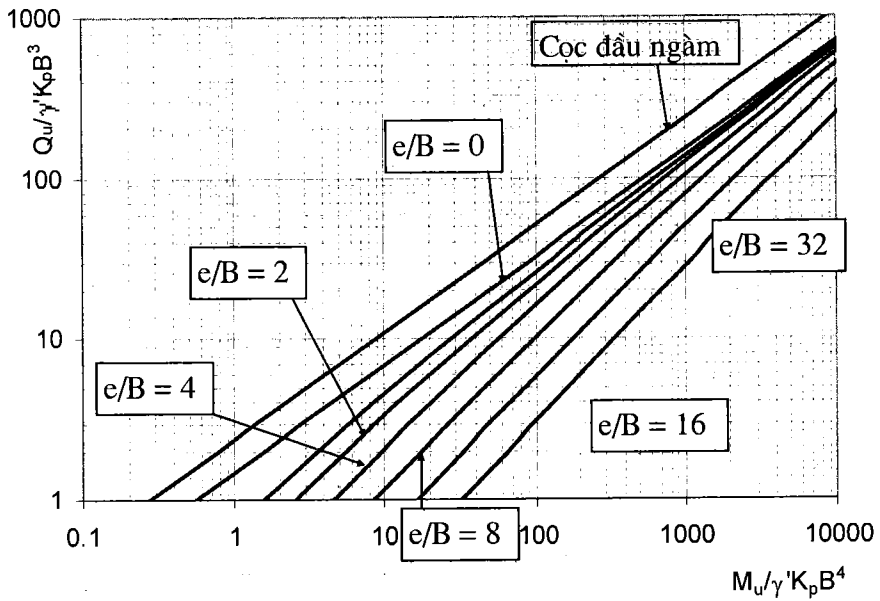
Hình V.9a. Đồ thị xác định Q_u cho cọc ngắn trong đất dính



Hình V.9b. Đồ thị xác định Q_u cho cọc ngắn trong đất rời



Hình V.10a. Đồ thị xác định Q_u cho cọc dài trong đất dính



Hình V.10b. Đồ thị xác định Q_u cho cọc dài trong đất rời

2.5. Các bước thực hiện phân tích cọc chịu tải trọng ngang theo phương pháp của Broms

1. Lựa chọn, xác định mô đun phản lực nền k_h (kN/m^2) cho trường hợp không thay đổi theo độ sâu hoặc n_h (kN/m^3) cho trường hợp thay đổi theo độ sâu. Phần lớn các kết quả nghiên cứu (Terzaghi, 1955; Davisson, 1963; Robinson, 1979) cho rằng có thể bỏ qua ảnh hưởng của bề rộng cọc và lấy k_h hoặc n_h theo bảng sau :

BẢNG V.1A. GIÁ TRỊ n_h (k_h) CHO MỘT SỐ LOẠI ĐẤT (DAVISON, 1970)

Loại đất	Giá trị kiến nghị
Đất hạt mịn nói chung	$n_h = 2.5 - 25 \text{ MN/m}^3$
Đất bùn hữu cơ cổ kết bình thường	$n_h = 0.1 - 1.0 \text{ MN/m}^3$
Than bùn	0.05 MN/m^3
Đất sét, á sét	$k_h = 67c_u$

BẢNG V.1B. CÁC GIÁ TRỊ n_h KIẾN NGHỊ CHO ĐẤT CÁT NGẬP NƯỚC (MN/m^3)

Trạng thái của đất	Xốp	Trung bình	Chặt
Terzaghi, 1955	0.7 - 2.0	2.0 - 7.0	7.0 - 14
Reese, 1974	5.5	16.5	34.5

2. Xác định độ cứng chống uốn của tiết diện cọc, EJ và hệ số biến dạng của cọc:

$$T = \sqrt[5]{\frac{EJ}{n_h}}$$

hoặc :

$$R = \sqrt[4]{\frac{EJ}{k_h}}$$

3. Xác định độ cứng tương đối của cọc $\lambda = \frac{L}{T}$ (hoặc $\frac{L}{R}$). Nếu độ cứng tương đối

$\lambda \leq 2$, cọc được coi là cọc ngắn; độ cứng tương đối $\lambda \geq 4$ cọc được coi là cọc dài. Giá trị trung gian thuộc loại cọc có độ dài hữu hạn, cần phải tính theo cả cọc ngắn lẫn cọc dài sau đó chọn thiên về an toàn.

4. Đối với cọc ngắn, dựa vào các tỷ số e/B và L/B xác định đại lượng liên quan của Q_u theo chỉ tiêu độ bền của đất trên đồ thị Broms hình V.9 từ đó xác định giá trị của Q_u .

5. Xác định M_{\max} theo các công thức V.4 hoặc V.13 cho cọc trong đất dính; theo V.9 hoặc V.15 cho cọc trong đất rời.

6. Đối với cọc dài, xác định giá trị mô men cho phép của tiết diện cọc (theo điều kiện bền của vật liệu cọc), M_u .

7. Dựa vào tỷ số e/B và đại lượng $\frac{M_u}{B^4 \gamma' K_p}$ khi cọc trong đất cát (hoặc $\frac{M_u}{c_u B^3}$ khi

cọc đóng trong đất dính) để xác định liên quan đến Q_u trên đồ thị Broms hình V.10 từ đó xác định giá trị của Q_u .

3. PHÂN TÍCH CỌC CHỊU TẢI TRỌNG NGANG VÀ MÔMEN THEO PHƯƠNG PHÁP ZAVRIEV

3.1. Giới thiệu chung

K.X. Zavriev, 1962 phân tích cọc chịu tải trọng ngang và mô men trên cơ sở mô hình nền biến dạng cục bộ, coi cọc làm việc tương tự một dầm trên nền đàn hồi với hệ số nền thay đổi theo độ sâu áp dụng riêng cho cọc ngắn (gọi là cọc tuyệt đối cứng) và cọc dài (được gọi là cọc có độ cứng hữu hạn). Phương pháp của Zavriev là một trong số lời giải hoàn chỉnh và chặt chẽ hơn cả đã được đưa vào Tiêu chuẩn thiết kế của Liên Xô cũ và Tiêu chuẩn Liên bang Nga ngày nay. Các thông số cơ bản sử dụng trong phân tích được lập thành bảng tra sẵn rất tiện sử dụng. Phương pháp Zavriev áp dụng cho phân tích cọc và đất xung quanh cọc làm việc trong giai đoạn đàn hồi cho phép giải tích hóa lời giải một cách gọn nhẹ cũng chính là hạn chế của phương pháp, đặc biệt khi trong đất nền tồn tại các lớp đất yếu có giới hạn "đàn hồi" rất thấp.

Phương pháp Zavriev được chọn trình bày vì sự hoàn chỉnh và chặt chẽ trong lời giải nhằm giúp người đọc nắm được các nội dung chính của vấn đề. Các phương pháp tương tự khác chỉ dẫn ra kết quả cuối cùng như một phương tiện sử dụng khi cần thiết, là công cụ cho phương pháp phân tích dựa vào đường quan hệ p-y có nguồn gốc từ các nước phương Tây và được ứng dụng rộng rãi trong phân tích ngoài giới hạn "đàn hồi". Cũng cần nói thêm rằng, các tính toán thiết kế cọc chịu tải trọng ngang ở Việt Nam chủ yếu cũng được thực hiện theo phương pháp Zavriev (được nêu trong Tiêu chuẩn thiết kế móng cọc của Việt Nam).

3.2. Các giả thiết cơ bản

Phương pháp Zavriev được xây dựng trên cơ sở các giả thiết chính sau đây.

I. Đất là một môi trường Winkler theo hai phương với hệ số nền thay đổi theo độ sâu: $c(z) = mz$ trong đó m là đặc trưng hệ số nền phụ thuộc vào tính chất của đất (lấy theo bảng V.2 dưới đây).

BẢNG V.2. ĐẶC TRUNG HỆ SỐ NỀN CỦA MỘT SỐ LOẠI ĐẤT, m (T/m^4)

Loại đất	m (T/m^4)
Sét, á sét dẻo nhão, đất bùn ($0.75 < B \leq 1$)	$50 \div 200$
Sét, á sét dẻo mềm ($0.5 < B \leq 0.75$), á cát dẻo, cát bụi và cát rời	$200 \div 400$
Sét, á sét dẻo cứng ($0 \leq B \leq 0.5$), á cát cứng, cát nhỏ và cát vừa chặt vừa	$400 \div 600$
Sét, á sét cứng và cát thô chặt vừa	$600 \div 1000$
Cát sỏi, cuội, sỏi chặt	$1000 \div 2000$

– Ghi chú: Số liệu trong bảng áp dụng với cát chặt vừa. Đối với cát chặt, lấy tăng thêm 30%.

– Trường hợp đất nhiều lớp, lấy m theo giá trị trung bình của các lớp đất trong phạm vi ảnh hưởng h_m theo các công thức sau :

+ Đất hai lớp:

$$m = \frac{m_1 h_1 (2h_m - h_1) + m_2 (h_m - h_1)^2}{h_m^2} \quad (V.21a)$$

+ Đất ba lớp:

$$m = \frac{m_1 h_1 (2h_m - h_1) + m_2 h_2 (2h_m - 2h_1 - h_2) + m_3 h_3^2}{h_m^2} \quad (V.21b)$$

Trong đó:

- $h_m = 2(D_c + 1)$, tính bằng m ;
- m_i : đặc trưng hệ số nền của lớp thứ i ;
- D_c : đường kính hay cạnh cọc.

2. Phản lực đất lên mặt bên cọc (ngược chiều với tải trọng tiếp xúc từ cọc vào đất) được coi là phân bố trên hình chữ nhật với bề rộng tính toán xác định theo công thức:

$$b_{tt} = k(D_c + 1) \quad (V.22)$$

Trong đó k là hệ số hình dạng cọc lấy theo kinh nghiệm, $k = 1$ đối với cọc chữ nhật; $k = 0.9$ đối với cọc tròn.

3. Bỏ qua ảnh hưởng của ma sát giữ đất với cọc.

4. Tiết diện cọc luôn luôn phẳng và vuông góc với trục cọc.

3.3. Phương pháp Zavriev áp dụng cho cọc ngắn

Hình V.11 mô tả cọc ngắn chịu tác dụng của tải trọng ngang và mô men được đưa về cọc chịu tải trọng ngang tương đương. Gọi độ sâu của tâm xoay là z_0 , chuyển vị ngang tại độ sâu z bất kỳ xác định theo quan hệ hình học có dạng:

$$y(z) = w(z_0 - z) \quad (V.23)$$

Theo giả thiết thứ nhất, phản lực đất ở độ sâu bất kỳ xác định theo công thức :

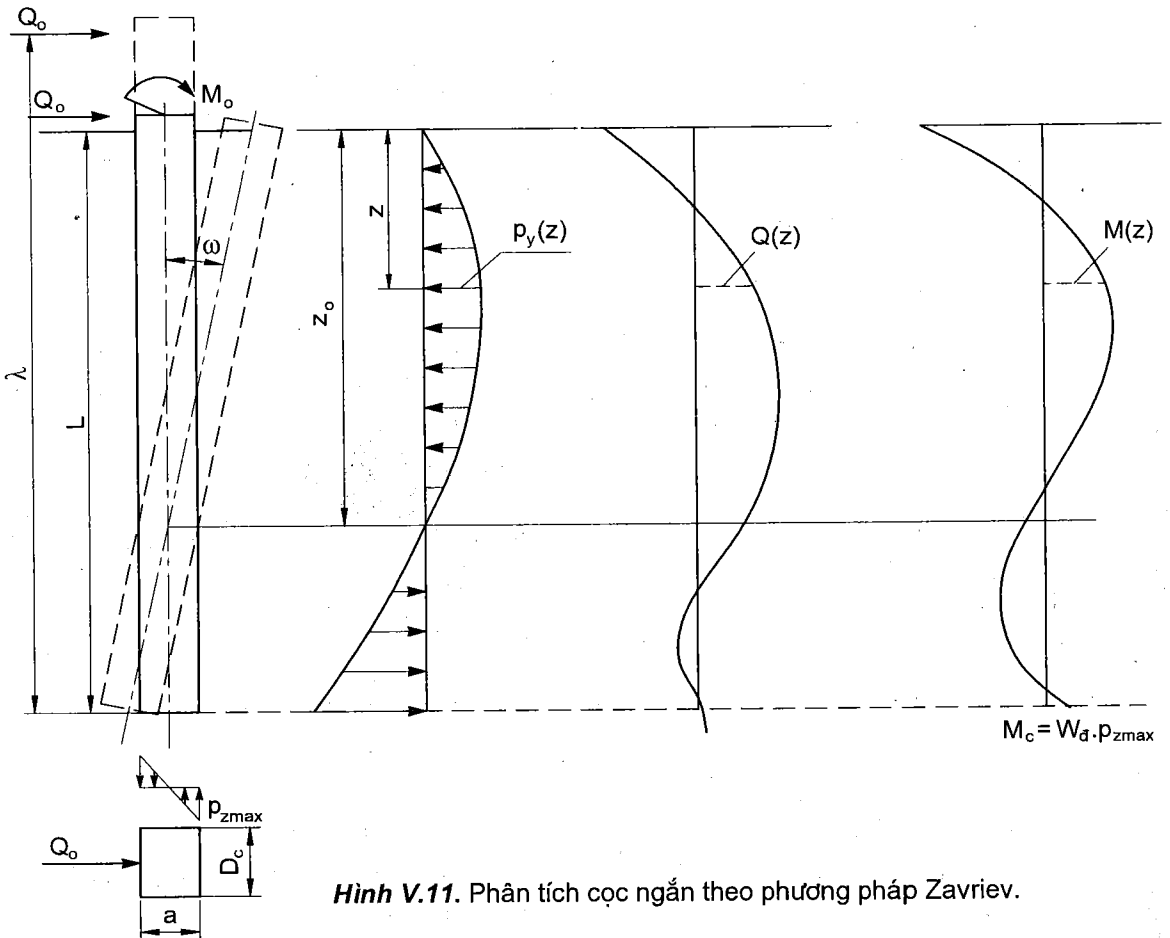
$$p_y(z) = c_h(z) \cdot y(z) = m_h z(z_0 - z) \cdot \omega \quad (V.24)$$

Phản lực đất lớn nhất theo phương đứng lên đáy cọc xác định theo công thức:

$$p_{zmax} = c_v(z = L) \Delta_{max} = m_v L \Delta_{max} \quad (V.25)$$

Trong đó :

- c_h : hệ số nền theo phương ngang;
- m_h : đặc trưng hệ số nền theo phương ngang;
- c_v : hệ số nền theo phương đứng;
- p_{zmax} : phản lực đất lớn nhất theo phương đứng tác dụng lên đáy cọc;
- m_v : đặc trưng hệ số nền theo phương đứng;
- Δ_{max} : chuyển vị đứng lớn nhất ở đáy cọc, $\Delta_{max} = \omega a_c / 2$;
- ω : góc xoay của cọc;
- a_c : chiều dài tiết diện cọc (trong trường hợp cọc vuông, $a_c = D_c$).



Hình V.11. Phân tích cọc ngắn theo phương pháp Zavriev.

Phương trình cân bằng tĩnh học của hệ (phương trình lực ngang và mô men) có dạng:

$$H_0 - \int_0^L b_u p_y(z) dz = 0 \quad (V.26a)$$

$$M_0 + \int b_u p_y(z).z dz - W_d p_{z_{max}} = 0 \quad (V.26b)$$

Để ý rằng, $p_y(z) = f(z_0, \omega)$, giải hệ phương trình V.26 theo z_0 và ω ta được:

$$\omega = \frac{6H_0}{Am_{htb}L} \quad (V.27)$$

$$z_0 = \frac{\beta_0 b_u L^2 (4\lambda - L) + 6a_c W_d}{2\beta_0 b_u L (3\lambda - L)} \quad (V.28)$$

Trong đó : $\lambda = L + \frac{M_0}{H_0}$; $\beta_0 = \frac{m_{htb}}{m_v}$; $A = \frac{\beta_0 b_u L^3 + 18a_c W_d}{2\beta_0 (3\lambda - L)}$; m_{htb} : đặc trưng hệ số nền theo phương ngang của các lớp đất mà cọc đi qua; m_v : đặc trưng hệ số nền theo phương đứng của đất ở mũi cọc.

Thay các giá trị tìm được của z_0 và ω ta có phương trình xác định nội lực trong cọc:

$$M(z) = H_0 \left\{ \lambda - L + z \left[1 - \frac{b_u z^2}{2AL} (2z_0 - z) \right] \right\} \quad (V.29)$$

$$Q(z) = H_0 \left[1 + \frac{2b_u}{AL} z^3 - \frac{3b_u z_0}{AL} z^2 \right] \quad (V.30)$$

Chuyển vị ngang của cọc ở mặt đất xác định theo công thức :

$$y_0 = \omega.z_0 = \frac{3H_0(4\lambda - L)}{Am_{htb}(3\lambda - L)} \quad (V.31)$$

3.4. Phương pháp Zavriev áp dụng cho cọc dài

3.4.1. Phương trình cơ bản

Dịch chuyển ngang của trục cọc, $y(z)$ liên hệ với áp lực đất lên thành bên cọc theo phương trình:

$$EJ \frac{d^4 y(z)}{dz^4} + p_y(z) = 0 \quad (V.32)$$

Thay phương trình liên hệ của Winkler với các giả thiết 1 và 2 trong mục 3.2 ta có:

$$p_y(z) = b_u c(z) y(z) = b_u m z y(z) \quad (V.33)$$

do đó, phương trình liên hệ chuyển vị – phản lực có dạng :

$$EJ \frac{d^4 y(z)}{dz^4} + b_u mzy(z) = 0 \quad (V.34)$$

Lời giải phương trình theo phương pháp thông số ban đầu có dạng:

$$y(z) = y_0 A_1 + \frac{\varphi_0}{\alpha} B_1 + \frac{M_0}{\alpha^2 EJ} C_1 + \frac{H_0}{\alpha^3 EJ} D_1 \quad (V.35)$$

Trong đó :

- y_0 : chuyển vị ngang của cọc tại mặt đất;
- φ_0 : chuyển vị xoay của cọc ở mặt đất;
- $\{H_0, M_0\}$: tải trọng tác dụng lên cọc ở mặt đất;
- α : hệ số biến dạng, xác định theo công thức:

$$\alpha = \sqrt[5]{\frac{mb_u}{EJ}} \quad (V.36)$$

- A_1, B_1, C_1, D_1 : các hàm số ảnh hưởng theo chuyển vị và tải trọng ban đầu:

$$A_1 = 1 - \frac{\bar{z}^5}{5!} + 6 \cdot \frac{\bar{z}^{10}}{10!} - 6 \cdot 11 \cdot \frac{\bar{z}^{15}}{15!} + \dots \quad (V.37a)$$

$$B_1 = \bar{z} - 2 \cdot \frac{\bar{z}^6}{6!} + 2 \cdot 7 \cdot \frac{\bar{z}^{11}}{11!} - 2 \cdot 7 \cdot 12 \cdot \frac{\bar{z}^{16}}{16!} + \dots \quad (V.37b)$$

$$C_1 = \frac{\bar{z}^2}{2!} - 3 \cdot \frac{\bar{z}^7}{7!} + 3 \cdot 8 \cdot \frac{\bar{z}^{12}}{12!} - 3 \cdot 8 \cdot 13 \cdot \frac{\bar{z}^{17}}{17!} + \dots \quad (V.37c)$$

$$D_1 = \frac{\bar{z}^3}{3!} - 4 \cdot \frac{\bar{z}^8}{8!} + 4 \cdot 9 \cdot \frac{\bar{z}^{13}}{13!} - 4 \cdot 9 \cdot 14 \cdot \frac{\bar{z}^{18}}{18!} + \dots \quad (V.37d)$$

z : tọa độ quy đổi (không thứ nguyên), $z = \alpha z$.

Để ý rằng, trong V.35 số hạng thứ nhất là ảnh hưởng của chuyển vị ngang ở mức mặt đất, y_0 ; số hạng thứ hai - ảnh hưởng của góc xoay, φ_0 ; số hạng thứ ba - mô men tải trọng ngoài, M_0 và số hạng thứ tư - lực ngang, H_0 . Các giá trị y_0, φ_0, M_0 và H_0 được gọi là các thông số ban đầu. Trong các bài toán thông thường, giá trị của tải trọng ngoài M_0 và H_0 đã xác định, các thông số y_0 và φ_0 phụ thuộc vào điều kiện cụ thể của cọc là nội dung chính của phương pháp đang được trình bày.

Lần lượt lấy đạo hàm của $y(z)$ ta xác định được tương ứng góc xoay, mô men và lực cắt trong cọc:

$$\varphi(z) = \frac{dy}{dz} = \frac{dy}{d\bar{z}} \frac{d\bar{z}}{dz} = \alpha \frac{dy}{d\bar{z}} = \alpha y_0 A_2 + \varphi_0 B_2 + \frac{M_0}{\alpha EJ} C_2 + \frac{H_0}{\alpha^2 EJ} D_2 \quad (V.38)$$

$$M(z) = EJ \frac{d^2 y}{dz^2} = \alpha^2 EJ \frac{d^2 y}{d\bar{z}^2}$$

$$= \alpha^2 EJ y_0 A_3 + \alpha EJ \varphi_0 B_3 + M_0 C_3 + \frac{H_0}{\alpha} D_3 \quad (V.39)$$

$$Q(z) = EJ \frac{d^3 y}{dz^3} = \alpha^3 EJ \frac{d^3 y}{d\bar{z}^3}$$

$$= \alpha^3 EJ y_0 A_4 + \alpha^2 EJ \varphi_0 B_4 + \alpha M_0 C_4 + H_0 D_4 \quad (V.40)$$

Hàm số $y(z)$ theo V.35, $\varphi(z)$ theo V.38, $M(z)$ theo V.39 và $Q(z)$ theo V.40 hoàn toàn xác định nếu xác định được y_0 và φ_0 theo từng điều kiện biên cụ thể của bài toán; A_i , B_i , C_i và D_i lần lượt là đạo hàm các hàm A_1 , B_1 , C_1 và D_1 theo αz có giá trị cho sẵn trong bảng V.4.

Trong thực tế, ba dạng điều kiện biên phổ biến sau đây đối với mũi cọc (tại $z = L$) được khảo sát:

- Mũi cọc đóng vào đất: lực cắt tại tiết diện mũi cọc triệt tiêu trong khi mô men cân bằng với mô men của phản lực đất theo phương đứng:

$$Q(z = L) = 0 \quad (V.41a)$$

$$M(z = L) = M_c \quad (V.41b)$$

Trong đó :

+ M_c : mô men cản của phản lực đất theo phương đứng lên mũi cọc :

$$M_c = -C_L \varphi(z = L) J_d$$

+ C_L : hệ số nền theo phương đứng tại độ sâu mũi cọc :

$$C_L = m_z \times L$$

+ m_z : đặc trưng của hệ số nền theo phương đứng;

+ $\varphi(z = L)$: góc xoay của tiết diện mũi cọc;

+ J_d : mô men quán tính của tiết diện mũi cọc.

- Mũi cọc đóng vào đá: coi là ngàm cứng vào đá do đó các thành phần chuyển vị của tiết diện mũi cọc đều triệt tiêu:

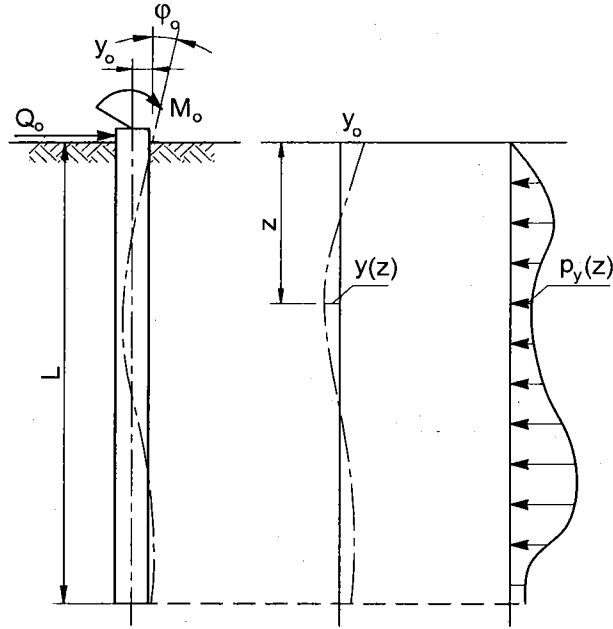
$$y(z = L) = 0 \quad (V.42a)$$

$$\varphi(z = L) = 0 \quad (V.42b)$$

- Mũi cọc tựa lên đá: chuyển vị đứng và mô men tại tiết diện mũi cọc triệt tiêu:

$$y(z = L) = 0 \quad (V.43a)$$

$$M(z = L) = 0 \quad (V.43b)$$



Hình V.12. Phân tích cọc dài: sơ đồ tải trọng, chuyển vị và phản lực đất

3.4.2. Xác định thông số ban đầu

Để xác định các thông số ban đầu y_0 và φ_0 một cách thuận lợi chúng ta biểu diễn qua các thành phần chuyển vị đơn vị dưới dạng:

$$y_0 = \delta_{HH}^0 H_0 + \delta_{HM}^0 M_0 \quad (V.44a)$$

$$\varphi_0 = \delta_{MH}^0 H_0 + \delta_{MM}^0 M_0 \quad (V.44b)$$

Trong đó :

– δ_{HH}^0 : chuyển vị ngang (hướng H_0) tại mặt đất do tải trọng ngang đơn vị ($H_0 = 1$) tác dụng ở mặt đất gây ra;

– δ_{HM}^0 : chuyển vị ngang tại mặt đất do mô men đơn vị ($M_0 = 1$) gây ra;

– δ_{MH}^0 : chuyển vị xoay (hướng M_0) tại tiết diện mặt đất do tải trọng ngang đơn vị ($H_0 = 1$) gây ra;

– δ_{MM}^0 : chuyển vị xoay của tiết diện mặt đất do mô men đơn vị ($M_0 = 1$) gây ra.

3.4.3. Xác định các chuyển vị đơn vị

– Đối với điều kiện biên V.41a, lấy đạo hàm bậc ba hàm $y=f(\bar{z})$ ta có:

$$\frac{d^3 y}{d\bar{z}^3} = y_0 A_4 + \frac{\varphi_0}{\alpha} B_4 + \frac{M_0}{\alpha^2 EJ} C_4 + \frac{H_0}{\alpha^3 EJ} D_4 \quad (V.45)$$

Trong đó : A_4, B_4, C_4, D_4 lần lượt là đạo hàm bậc ba của $A_1, B_1, C_1,$ và D_1 . Thay kết quả trên vào V.40 ta được:

$$Q(z) = \alpha^3 EJ (y_0 A_4 + \frac{\varphi_0}{\alpha} B_4 + \frac{M_0}{\alpha^2 EJ} C_4 + \frac{H_0}{\alpha^3 EJ} D_4) \quad (V.46)$$

Với giá trị $M_0 = 0$ và $H_0 = 1$ ta có y_0 chính là chuyển vị ngang tại mặt đất chỉ do lực ngang $H_0 = 1$ gây ra và theo định nghĩa đó chính là chuyển vị ngang đơn vị δ_{HH}^0 còn φ_0 chính là chuyển vị xoay đơn vị δ_{MH}^0 . Thay V.46 ứng với $z = L$ vào V.41a ta có:

$$Q(z=L) = \alpha^3 EJ (\delta_{HH}^0 \cdot A_{4L} + \delta_{MH}^0 B_{4L}/\alpha + D_{4L}/\alpha^3 EJ) = 0 \quad (V.47a)$$

Trong đó, A_{4L}, B_{4L}, D_{4L} = giá trị của A_4, B_4, D_4 tại $z = L$.

Tương tự áp dụng cho điều kiện biên V.41b ta thiết lập được phương trình:

$$M(z = L) = \alpha^2 EJ (\delta_{MH}^0 A_{3L} + \delta_{MH}^0 B_{3L}/\alpha + D_{3L}/\alpha^3 EJ) = M_c \quad (V.47b)$$

Giải hệ phương trình V.47 ta được các biểu thức xác định các chuyển vị đơn vị:

$$\delta_{HH}^0 = \frac{1}{\alpha^3 EJ} \frac{(B_{3L} D_{4L} - B_{4L} D_{3L}) + k(B_{2L} D_{4L} - B_{4L} D_{2L})}{(A_{3L} B_{4L} - A_{4L} B_{3L}) + k(A_{2L} B_{4L} - A_{4L} B_{2L})} \quad (V.48a)$$

$$\delta_{MH}^0 = \frac{1}{\alpha^2 EJ} \frac{(A_{3L} D_{4L} - A_{4L} D_{3L}) + k(A_{2L} D_{4L} - A_{4L} D_{2L})}{(A_{3L} B_{4L} - A_{4L} B_{3L}) + k(A_{2L} B_{4L} - A_{4L} B_{2L})} \quad (V.48b)$$

Trong đó : $k = \frac{C_L J_d}{\alpha E J} \quad (V.49)$

Tương tự, khi chịu tác dụng của $M_0 = 1$ và $H_0 = 0$ ta có các chuyển vị đơn vị tương ứng δ_{HM}^0 và δ_{MM}^0 xác định theo công thức:

$$\delta_{MM}^0 = \frac{1}{\alpha EJ} \frac{(A_{3L} C_{4L} - A_{4L} C_{3L}) + k(A_{2L} C_{4L} - A_{4L} C_{2L})}{(A_{3L} B_{4L} - A_{4L} B_{3L}) + k(A_{2L} B_{4L} - A_{4L} B_{2L})} \quad (V.48c)$$

Chuyển vị đơn vị ứng với điều kiện biên V.42 và V.43 cũng được xác định tương tự. Để tiện cho việc phân tích, tính toán, các thành phần của V.48 được viết gọn lại như sau:

$$\delta_{HH}^0 = \frac{1}{\alpha^3 EJ} A_0 \quad (V.50a)$$

$$\delta_{HM}^0 = \delta_{MH}^0 = \frac{1}{\alpha EJ} B_0 \quad (V.50b)$$

$$\delta_{MM}^0 = \frac{1}{\alpha EJ} C_0 \quad (V.50c)$$

Trong đó : A_0, B_0, C_0 là các hệ số không thứ nguyên phụ thuộc vào điều kiện biên mũi cọc và chiều dài quy đổi của cọc trong đất, $L' = \alpha L$ được lập bảng sẵn lấy theo bảng V.3 dưới đây.

BẢNG V.3. GIÁ TRỊ CÁC HỆ SỐ A_0, B_0, C_0

L'	Cọc vào đất			Cọc lên đá			Cọc vào đá		
	A_0	B_0	C_0	A_0	B_0	C_0	A_0	B_0	C_0
0.5	72.004	192.026	576.243	48.006	96.037	192.291	0.042	0.125	0.500
0.6	50.007	111.149	278.069	33.344	55.609	92.942	0.072	0.180	0.600
0.7	36.745	70.023	150.278	24.507	35.059	50.387	0.114	0.244	0.699
0.8	28.140	46.943	88.279	18.775	23.533	29.763	0.170	0.319	0.798
0.9	22.244	33.008	55.307	14.851	16.582	18.814	0.241	0.402	0.896
1.0	18.03	24.106	36.486	12.049	12.149	12.582	0.329	0.494	0.992
1.1	14.916	18.160	25.123	9.983	9.196	8.836	0.434	0.593	1.086
1.2	12.552	14.041	17.944	8.418	7.159	6.485	0.556	0.698	1.176
1.3	10.717	11.103	13.235	7.208	5.713	4.957	0.695	0.807	1.262
1.4	9.266	8.954	10.050	6.257	4.664	3.937	0.849	0.918	1.342
1.5	8.101	7.349	7.838	5.498	3.889	3.240	1.014	1.020	1.415
1.6	7.151	6.129	6.268	4.887	3.308	2.758	1.186	1.434	1.480
1.7	6.375	5.189	5.133	4.391	2.868	2.419	1.361	1.232	1.535
1.8	5.730	4.456	4.299	3.985	2.533	2.181	1.532	1.321	1.581
1.9	5.190	3.878	3.679	3.653	2.277	2.012	1.693	1.397	1.617
2.0	4.737	3.418	3.213	3.381	2.081	1.891	1.841	1.460	1.644
2.2	4.032	2.756	2.591	2.977	1.819	1.758	2.080	1.545	1.675
2.4	3.526	2.327	2.227	2.743	1.673	1.701	2.210	1.586	1.685
2.6	3.163	2.048	2.013	2.548	1.600	1.687	2.330	1.596	1.687
2.8	2.905	1.869	1.889	2.453	1.572	1.693	2.371	1.593	1.687
3.0	2.727	1.758	1.818	2.406	1.568	1.707	2.385	1.586	1.691
3.5	2.502	1.641	1.757	2.394	1.597	1.739	2.389	1.584	1.711
≥ 4.0	2.441	1.621	1.751	2.419	1.618	1.750	2.401	1.600	1.732

BẢNG V.4. GIÁ TRỊ CÁC HÀM A_i , B_i , C_i VÀ D_i

αz	A_3	B_3	C_3	D_3	A_4	B_4	C_4	D_4
0	0	0	1.000	0	0	0	0	1.000
0.1	0	0	1.000	0.100	-0.005	0	0	1.000
0.2	-0.001	0	1.000	0.200	-0.020	-0.003	0	1.000
0.3	-0.005	-0.001	1.000	0.300	-0.045	-0.009	-0.001	1.000
0.4	-0.011	-0.002	1.000	0.400	-0.080	-0.021	-0.003	1.000
0.5	-0.021	-0.005	0.999	0.500	-0.125	-0.042	-0.008	0.999
0.6	-0.036	-0.011	0.998	0.600	-0.180	-0.072	-0.016	0.997
0.7	-0.057	-0.020	0.996	0.699	-0.245	-0.114	-0.030	0.994
0.8	-0.085	-0.034	0.992	0.799	-0.320	-0.171	-0.051	0.989
0.9	-0.121	-0.055	0.985	0.897	-0.404	-0.243	-0.082	0.980
1.0	-0.167	-0.083	0.975	0.994	-0.499	-0.333	-0.125	0.967
1.1	-0.222	-0.122	0.960	1.090	-0.603	-0.443	-0.183	0.946
1.2	-0.287	-0.173	0.938	1.183	-0.716	-0.575	-0.259	0.917
1.3	-0.365	-0.238	0.907	1.273	-0.838	-0.730	-0.356	0.876
1.4	-0.455	-0.319	0.868	1.358	-0.967	-0.910	-0.479	0.821
1.5	-0.559	-0.420	0.810	1.437	-1.105	-1.116	-0.630	0.747
1.6	-0.676	-0.543	0.739	1.507	-1.248	-1.350	-0.815	0.652
1.7	-0.808	-0.691	0.646	1.566	-1.396	-1.643	-1.036	0.529
1.8	-0.956	-0.867	0.530	1.612	-1.547	-1.906	-1.229	0.374
1.9	-1.118	-1.074	0.385	1.640	-1.699	-2.227	-1.608	0.181
2.0	-1.295	-1.314	0.207	1.646	-1.848	-2.578	-1.966	-0.057
2.2	-1.693	-1.906	-0.271	1.575	-2.125	-3.360	-2.849	-0.692
2.4	-2.141	-2.663	-0.941	1.352	-2.339	-4.228	-3.973	-1.592
2.6	-2.621	-3.600	-1.877	0.917	-2.437	-5.140	-5.355	-2.821
2.8	-3.103	-4.718	-3.408	0.197	-2.346	-6.023	-6.990	-4.445
3.0	-3.541	-6.000	-4.688	-0.891	-1.969	-6.765	-8.840	-6.520
3.5	-3.919	-9.544	-10.340	-5.854	1.074	-6.789	-13.692	-13.826
4.0	-1.614	-11.731	-17.919	-15.076	9.244	-0.358	-15.611	-23.140

3.5. Các bước thực hiện phân tích cọc dài theo phương pháp Zavriev

Việc phân tích cọc dài chịu tải trọng ngang và mô men theo phương pháp của Zavriev nên thực hiện theo các bước sau :

1. Các dữ liệu ban đầu cho phân tích bao gồm hình dạng và kích thước tiết diện cọc, D_c ; chiều dài cọc, L ; vật liệu cọc và các đặc trưng của vật liệu, E , R_a , F_a ; đặc trưng biến dạng ngang của đất, m ; tải trọng lên đầu cọc, H_0 và M_0 .

2. Xác định độ cứng chống uốn của tiết diện cọc, EJ .

3. Xác định bề rộng tính toán của cọc: $b_{tt} = k(D_c + 1)$.

4. Xác định hệ số biến dạng α theo công thức V.36 : $\alpha = \sqrt[5]{\frac{mb_{tt}}{EJ}}$

5. Xác định chiều dài tương đối của cọc $L' = \alpha L$ và các thông số A_0 , B_0 và C_0 từ bảng V.3 theo L' .

6. Xác định các chuyển vị đơn vị đầu cọc theo các công thức V.50.

7. Xác định các chuyển vị đầu cọc theo công thức V.44.

8. Viết công thức xác định lực nội lực cọc theo V.39 và V.40.

9. Xác định các giá trị A_i , B_i , C_i và D_i theo αz từ bảng V.4 và lần lượt thay vào công thức $Q(\alpha z)$ và $M(\alpha z)$ để xây dựng biểu đồ nội lực cọc.

10. Dựa vào biểu đồ nội lực cọc xác định Q_{\max} và M_{\max} .

Ví dụ V.5 : Cọc BTCT M350 tiết diện vuông 40×40 (cm), dài 16m được đóng vào đất sét pha dẻo cứng dự kiến tiếp nhận tải trọng thiết kế $H_0 = 80$ kN, $M_0 = 45$ kNm. Hãy xác định chuyển vị ngang và góc xoay ở đỉnh cọc, mô men uốn, lực cắt lớn nhất trong cọc.

Giải:

Đối với đất á sét dẻo cứng, đặc trưng hệ số nền có thể lấy theo bảng cho giá trị trong khoảng $6 \div 10$ MN/m⁴. Chọn $m = 8$ MN/m⁴.

Bề rộng tính toán của cọc $b_{tt} = k(D_c + 1) = 0.9 \times 1.4 = 1.26$ m.

Mô men quán tính của tiết diện cọc $J = D_c^4/12 = (0.4)^4/12 = 21.3 \times 10^{-4}$ m⁴

Mô đun đàn hồi vật liệu cọc $E = 3 \times 10^4$ MN/m²

Độ cứng chống uốn của cọc $EJ = 64$ MNm²

Hệ số biến dạng $\alpha = \sqrt[5]{\frac{mb_{tt}}{EJ}} = \sqrt[5]{\frac{8 \times 1.26}{64}} = 0.69$ (m⁻¹)

Chiều dài tương đối của cọc $\alpha L = 0.69 \times 16 = 11.04$

Các giá trị tra bảng $A_0 = 2.441$; $B_0 = 1.621$; $C_0 = 1.751$

Các chuyển vị đơn vị đầu cọc:

$$\delta_{HH}^0 = \frac{1}{\alpha^3 EJ} A_0 = \frac{2.441}{0.69^3 \times 64} = 0.116 \text{ m/MN}$$

$$\delta_{HM}^0 = \frac{1}{\alpha^2 EJ} B_0 = \frac{1.621}{0.69^2 \times 64} = 0.053 \text{ (1/MN)}$$

$$\delta_{MM}^0 = \frac{1}{\alpha EJ} C_0 = \frac{1.751}{0.69 \times 64} = 0.040 \text{ (1/MNm)}$$

Chuyển vị ngang đỉnh cọc:

$$y_0 = \delta_{HH}^0 H_0 + \delta_{HM}^0 M_0 = 0.116 \times 0.08 + 0.053 \times 0.045 = 0.0116 \text{ m}$$

Góc xoay đỉnh cọc:

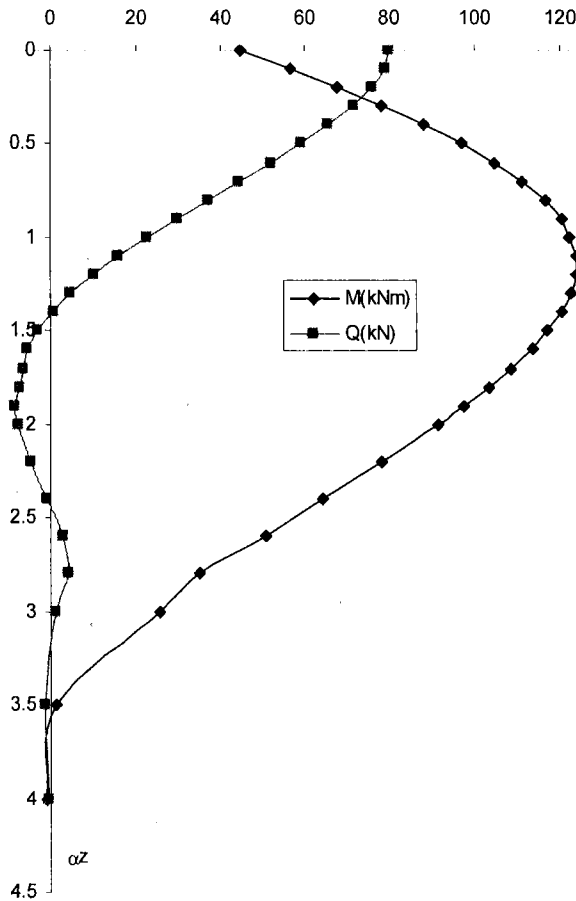
$$\varphi_0 = \delta_{HM}^0 H_0 + \delta_{MM}^0 M_0 = 0.053 \times 0.080 + 0.040 \times 0.045 = 0.006 \text{ (rad)}$$

Mô men uốn tại tiết diện bất kỳ ở độ sâu z xác định theo hàm số của αz :

$$\begin{aligned} M(\alpha z) &= \alpha^2 EJ y_0 A_3 + \alpha EJ \varphi_0 B_3 + M_0 C_3 + H_0 D_3 / \alpha \\ &= 0.69^2 \times 64 \times 0.0116 A_3 + 0.69 \times 64 \times 0.006 B_3 + 0.045 C_3 + (0.08 / 0.69) D_3 \\ &= 0.353 A_3 + 0.265 B_3 + 0.045 C_3 + 0.116 D_3 \end{aligned}$$

Lực cắt tại tiết diện z:

$$\begin{aligned} Q(\alpha z) &= \alpha^3 EJ y_0 A_4 + \alpha^2 EJ \varphi_0 B_4 + \alpha M_0 C_4 + H_0 D_4 \\ &= 0.69^3 \times 64 \times 0.0116 A_4 + 0.69^2 \times 64 \times 0.006 B_4 + 0.69 \times 0.045 C_4 + 0.08 D_4 \\ &= 0.244 A_4 + 0.183 B_4 + 0.031 C_4 + 0.08 D_4 \end{aligned}$$



Hình V.13. Đồ thị $M(\alpha z)$ và $Q(\alpha z)$ của cọc trong ví dụ V.5

Đồ thị các hàm $M(\alpha z)$ và $Q(\alpha z)$ cho trên hình V.13. Từ đồ thị, giá trị M_{\max} và Q_{\max} xác định được:

$$M_{\max} = 123.9 \text{ kNm}$$

$$Q_{\max} = 80 \text{ kN}$$

4. PHÂN TÍCH THEO MÔ HÌNH PHẢN LỰC NỀN CỦA MATLOCK VÀ REESE

Matlock và Reese, 1956 sử dụng mô hình nền Winkler mở rộng để phân tích cọc chịu tải trọng ngang tương tự phương pháp của Zavriev đã trình bày kỹ ở mục trước. Mô đun phản lực nền (hay hệ số nền trong phương pháp Zavriev) là hệ số tỷ lệ giữa phản lực đất lên thành bên cọc và chuyển vị ngang của cọc, ký hiệu k_h (Palmer và Thompson, 1948) có dạng:

$$p = k_h \cdot y \quad (\text{V.51})$$

$$k_h = k_L \left(\frac{z}{L} \right)^n \quad (\text{V.52})$$

Trong đó :

– k_L : mô đun phản lực nền ở độ sâu mũi cọc;

– n : hệ số thực nghiệm, $n \geq 0$.

Trong phần lớn trường hợp giả thiết $n = 0$ ($k_h = \text{const}$) cho đất dính và $n = 1$ (k_h tăng tuyến tính theo độ sâu) cho đất rời được chấp nhận.

4.1. Cọc có đầu tự do

Chuyển vị ngang của cọc có thể biểu diễn dưới dạng:

$$y(z) = f(z, T, L, k_h, EJ, Q_g, M_g) \quad (\text{V.53})$$

Trong đó :

– z : độ sâu kể từ mặt đất;

– T : hệ số độ cứng tương đối của cọc;

– L : chiều dài cọc trong đất;

– k_h : mô đun phản lực nền theo phương ngang (hệ số nền theo phương ngang);

– EJ : độ cứng chống uốn của cọc;

– Q_g, M_g : tải trọng ngang và mô men tác dụng lên cọc (ở mức mặt đất).

Gọi y_A là chuyển vị do lực ngang Q_g gây ra; y_B - do mô men M_g , chuyển vị ngang $y(z)$ được viết lại dưới dạng:

$$y(z) = y_A(z) + y_B(z) \quad (V.54)$$

Đặt:

$$\frac{y_A}{Q_g} = f_1(z, T, L, k_h, EJ) \quad (V.55a)$$

$$\frac{y_B}{M_g} = f_2(z, T, L, k_h, EJ) \quad (V.55b)$$

Các hàm số trên là những hàm số có cùng biến số. Sử dụng các biến độc lập không thứ nguyên dạng:

$$A_y = \frac{y_A}{Q_g} \frac{EJ}{T^3} \text{ (hệ số chuyển vị do tải trọng ngang);}$$

$$B_y = \frac{y_B}{M_g} \frac{EJ}{T^2} \text{ (hệ số chuyển vị do mô men)}$$

$$Z = \frac{z}{T} \text{ (hệ số độ sâu)}$$

$$Z_{\max} = \frac{L}{T}$$

$$f(z) = \frac{k_h T^4}{EJ} \text{ (hàm độ cứng tương đối của đất-cọc)}$$

Chuyển vị ngang của cọc được viết lại dưới dạng:

$$y(z) = y_A + y_B = A_y \frac{Q_g T^3}{EJ} + B_y \frac{M_g T^2}{EJ} \quad (V.56)$$

Tương tự cho các biểu thức xác định mô men uốn, lực cắt, góc xoay và phản lực đất có dạng:

$$M(z) = A_m Q_g T + B_m M_g \quad (V.57)$$

$$Q(z) = A_v Q_g + B_v \frac{M_g}{T} \quad (V.58)$$

$$\varphi(z) = A_s \frac{Q_g T^2}{EJ} + B_s \frac{M_g T}{EJ} \quad (V.59)$$

$$p(z) = A_p \frac{Q_g}{T} + B_p \frac{M_g}{T^2} \quad (V.60)$$

Các hệ số A_i, B_i được xác định và lập bảng theo hệ số độ sâu, Z cho trong bảng V.5 và V.6 dưới đây. Từ các giá trị xác lập được người ta nhận thấy khi $Z_{\max} \leq 2$ cọc làm việc như vật cứng không bị uốn trong khi $Z_{\max} > 5$ chuyển vị của cọc không thay đổi.

BẢNG V.5. HỆ SỐ A_i KHI $Z_{MAX} \leq 5$ CHO ĐẦU CỌC TỰ DO (MATLCK & REESE, 1962)

Z	A_y	A_s	A_m	A_v	A_p
0.0	2.435	-1.623	0.000	1.000	0.000
0.1	2.273	-1.618	0.100	0.989	-0.227
0.2	2.112	-1.603	0.198	0.956	-0.422
0.3	1.952	-1.578	0.291	0.906	-0.586
0.4	1.796	-1.545	0.379	0.840	-0.718
0.5	1.644	-1.503	0.459	0.764	-0.822
0.6	1.496	-1.454	0.532	0.677	-0.897
0.7	1.353	-1.397	0.595	0.585	-0.947
0.8	1.216	-1.335	0.649	0.489	-0.973
0.9	1.086	-1.268	0.693	0.392	-0.977
1.0	0.962	-1.197	0.727	0.295	-0.962
1.2	0.738	-1.047	0.767	0.109	-0.885
1.4	0.544	-0.893	0.772	-0.056	-0.761
1.6	0.381	-0.741	0.746	-0.193	-0.609
1.8	0.247	-0.596	0.696	-0.298	-0.445
2.0	0.142	-0.464	0.628	-0.371	-0.283
3.0	-0.075	-0.040	0.225	-0.349	0.226
4.0	-0.050	0.052	0.000	-0.106	0.201
5.0	-0.009	0.025	-0.033	0.013	0.046

BẢNG V.6. HỆ SỐ B_i

Z	B_y	B_s	B_m	B_v	B_p
0.0	1.623	-1.750	1.000	0.000	0.000
0.1	1.453	-1.650	1.000	-0.007	-0.145
0.2	1.293	-1.550	0.999	-0.028	-0.259
0.3	1.143	-1.450	0.994	-0.058	-0.343
0.4	1.003	-1.351	0.987	-0.095	-0.401
0.5	0.873	-1.253	0.976	-0.137	-0.436
0.6	0.752	-1.156	0.960	-0.181	-0.451
0.7	0.642	-1.061	0.939	-0.226	-0.449

Z	B _y	B _s	B _m	B _v	B _p
0.8	0.540	-0.968	0.914	-0.270	-0.432
0.9	0.448	-0.878	0.885	-0.312	-0.403
1.0	0.364	-0.792	0.852	-0.350	-0.364
1.2	0.223	-0.629	0.775	-0.414	-0.268
1.4	0.112	-0.482	0.688	-0.456	-0.157
1.6	0.029	-0.345	0.594	-0.477	-0.047
1.8	-0.030	-0.245	0.498	-0.476	0.054
2.0	-0.070	-0.155	0.404	-0.456	0.140
3.0	-0.089	0.057	0.059	-0.213	0.268
4.0	-0.028	0.049	-0.042	0.017	0.112
5.0	0.000	0.011	-0.026	0.029	-0.002

Ví dụ V.6: Cọc ống BTCT với đường kính ngoài $\Phi 1200$ dày 200mm được đóng sâu vào nền cát mịn sạch đến độ sâu 24m. Chuyển vị ngang cho phép của cọc ở mức mặt đất là 12mm.

Xác định tải trọng ngang cho phép tác dụng lên đỉnh cọc ở cao trình 2m so với mặt đất. Biết rằng bê tông cọc M400.

Giải:

Mô men quán tính của cọc, $J = 0.05B^4(1 - \eta^4) = 0.0832 \text{ m}^4$

Trong đó : $\eta = \phi/\Phi = 0.8/1.2 = 0.67$

Độ cứng chống uốn của tiết diện cọc, $EJ = 3.25 \times 10^4 \times 0.0832 = 2704 \text{ MNm}^2$

Chọn $n_h = 5 \text{ MN/m}^3$ (bảng V.1b) ta có hệ số biến dạng của cọc :

$$T = \sqrt[5]{\frac{EJ}{n_h}} = \sqrt[5]{\frac{2704}{5}} = 3.52 \text{ m}$$

Độ cứng tương đối của cọc $l = \frac{L}{T} = 6.78 > 4$. Cọc cần được phân tích theo mô hình cọc dài.

Chuyển vị ngang của cọc xác định theo công thức V.56:

$$y(z) = A_y \frac{Q_g T^3}{EJ} + B_y \frac{M_g T^2}{EJ}$$

Tại mặt đất, $z = 0$ ta có $A_y = 2.435$ (bảng V.5); $B_y = 1.623$ (bảng V.6). Tải trọng ngang tác dụng cách mặt đất 2m tương đương tổ hợp lực tại mặt đất $\{Q_g; M_g = 2Q_g\}$.

Với chuyển vị ngang cho phép ở mặt đất $y_0 = 12\text{mm}$, thay vào biểu thức trên ta có phương trình theo Q_g :

$$0.012 = 2.435 \frac{Q_g T^3}{EJ} + 1.623 \frac{2Q_g T^2}{EJ}$$

Thay giá trị T, EJ ta có:

$$0.0393Q_g + 0.0149Q_g = 0.012$$

$$Q_g = 0.2214 \text{ MN } (= 221.4 \text{ kN}).$$

4.2. Cọc có đầu cố định

Góc xoay của đầu cọc $\varphi = 0$ do đó, tại $z = 0$ ta có:

$$\varphi = A_s \frac{Q_g T^2}{EJ} + B_s \frac{M_g T}{EJ} = 0$$

hay :

$$\frac{M_g}{Q_g T} = -\frac{A_s}{B_s}$$

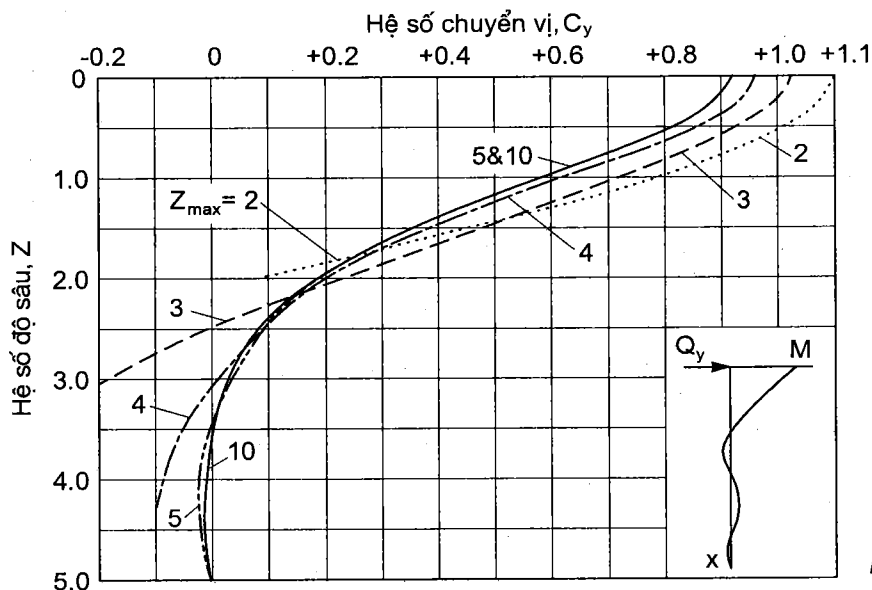
Tại $Z = z/L = 0$ ta có $A_s = -1.623$; $B_s = -1.750$ do đó $\frac{M_g}{Q_g T} = -0.93$

Thay vào phương trình chuyển vị ta có:

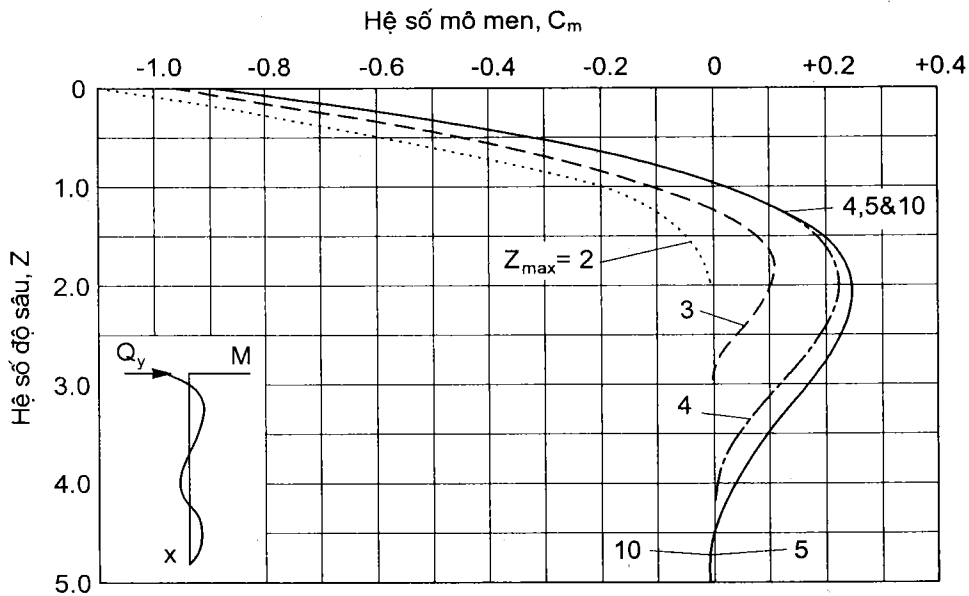
$$y(z) = (A_s - 0.93B_s) \frac{Q_g T^3}{EJ} = C_y \frac{Q_g T^3}{EJ} \quad (\text{V.61})$$

$$M(z) = C_m Q_g T \quad (\text{V.62})$$

Giá trị các hệ số C_y và C_m đã được xây dựng thành đồ thị tra sẵn (hình V.14) theo hệ số độ sâu Z và giá trị Z_{\max} .



Hình V.14a



Hình V.14b

5. PHƯƠNG PHÁP SAI PHÂN HỮU HẠN PHÂN TÍCH CỌC CHỊU TẢI TRỌNG NGANG

Chia cọc chịu tải trọng ngang như trên hình V.15 thành n đoạn có chiều dài như nhau ΔL , thay liên kết tiếp xúc đất - cọc bằng các liên kết rời rạc tại $(n + 1)$ điểm được đánh số từ 0 đến n . Phương trình vi phân tục cọc liên tục V.32 được chuyển về dạng sai phân viết cho điểm tiếp xúc bất kỳ có chuyển vị ngang y_i như sau:

$$EJ \frac{d^4 y}{dz^4} + b_{tt} cy = \frac{EJ}{(\Delta L)^4} [y_{i-2} - 4y_{i-1} + 6y_i - 4y_{i+1} + y_{i+2}] + b_{tt} cy_i = 0 \quad (V.63)$$

Trong đó :

- i : chỉ số của nút thứ i đang xét;
- ΔL : chiều dài đoạn cọc;
- b_{tt} : bề rộng tính toán của cọc, $b_{tt} = k_c D_c$.

Đặt $a = 6 + \frac{cL^4 b_{tt}}{EJn^4}$ ta có:

$$y_{i-2} - 4y_{i-1} + ay_i - 4y_{i+1} - y_{i+2} = 0 \quad (V.64)$$

Áp dụng cho các đoạn từ $i = 0$ đến $i = n$ được $(n+1)$ phương trình chứa $(n + 5)$ ẩn chuyển vị ngang. Các phương trình còn thiếu được bổ sung từ các điều kiện biên sau đây :

5.1. Đối với cọc có đầu tự do

Tại đỉnh cọc, $Q_1 = H_0$ và $M_1 = M_0$, thay $Q = EJ \frac{d^3 y}{dz^3} = H_0$ với sai phân bậc ba ta có:

$$-y_{-2} + 2y_{-1} - 2y_1 + y_2 = \frac{H_0 L^3}{EJn^3} \quad (\text{V.65a})$$

thay $M = EJ \frac{d^2 y}{dz^2} = M_0$ tương tự với sai phân bậc hai ta có:

$$y_1 - 2y_0 + y_{-1} = \frac{M_0 L^2}{EJn^2} \quad (\text{V.65b})$$

5.2. Đối với đầu cọc bị ngàm

Góc xoay đỉnh cọc $\varphi_1 = 0$ và lực cắt mũi cọc $Q_n = 0$

Thay $\varphi = EJ \frac{dy}{dz} = 0$ bằng sai phân bậc nhất ta có:

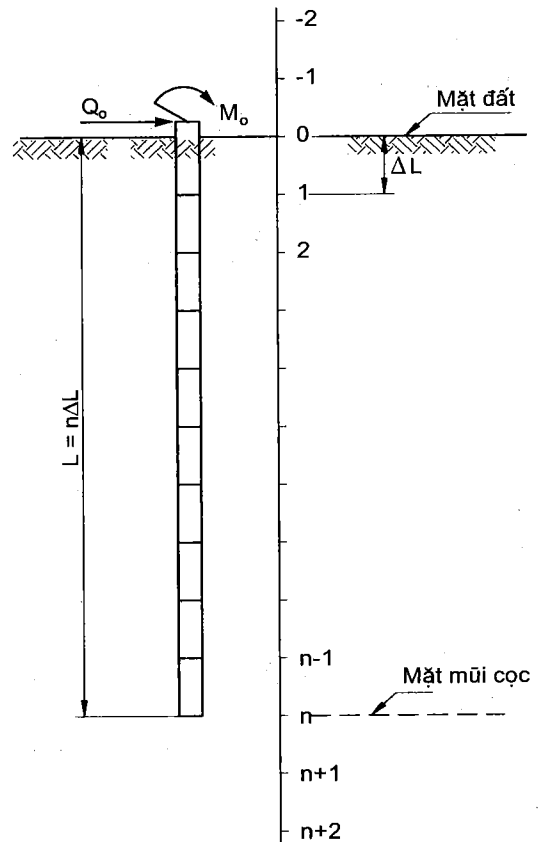
$$y_1 - y_{-1} = 0 \quad (\text{V.66a})$$

thay $Q = EJ \frac{d^3 y}{dz^3} = 0$ bằng sai phân bậc

ba ta có:

$$y_{n-2} + 2y_{n-1} - 2y_{n+1} + y_{n+2} = 0 \quad (\text{V.66b})$$

Hệ $(n + 3)$ phương trình bao gồm các phương trình V.64 với V.65 hoặc V.66 kết hợp hai phương trình cân bằng tĩnh học cho phép xác định duy nhất các giá trị chuyển vị ngang của cọc cũng như các giá trị nội lực cọc tương ứng. Phương pháp sai phân cho phép áp dụng phân tích với mọi mô hình quan hệ chuyển vị - phản lực tuy vậy sẽ trở nên thuận tiện khi quan hệ đó là tuyến tính vì khi đó giá trị của đại lượng a trong các phương trình trở nên không thay đổi.



Hình V.15

Mô hình sai phân phân tích cọc chịu tải trọng ngang

6. PHÂN TÍCH CỌC CHỊU TẢI TRỌNG NGANG THEO PHƯƠNG PHÁP ĐƯỜNG p-y

Các phương pháp phân tích trên đều giới hạn đất nền làm việc trong giai đoạn "đàn hồi" trên cơ sở giả thiết quan hệ biến dạng - chuyển vị ngang với phản lực ngang của đất lên thành bên cọc tỷ lệ thuận với hằng số k (có thể có hoặc không thay đổi theo độ sâu!). Trong thực tế đất có thể làm việc ngoài giới hạn đàn hồi, đặc biệt xuất hiện ở một vài đoạn cục bộ dọc theo thân cọc tùy thuộc vào sự phân bố tải trọng từ cọc vào đất và tính chất của đất. Để có thể phân tích cọc ngoài giới hạn đàn hồi, phương pháp đường p-y được Matlock, 1970 đề xuất sau đó được phát triển ứng dụng rộng rãi (Reese and all, 1974; Reese and Welch, 1975 ...). Phần dưới đây trình bày nội dung cơ bản của phương pháp đường p-y.

6.1. Cơ sở lý thuyết

Giả thiết cọc làm việc như một dầm đàn hồi tuyến tính, khi chịu tác dụng của tải trọng ngang và mô men ở đầu cọc, trục dầm bị chuyển vị làm xuất hiện phản lực đất lên dầm (theo phương vuông góc với thành bên dầm). Phương trình trục cọc được mô tả qua vi phân bậc bốn như sau:

$$EJ \frac{d^4 y}{dz^4} = p_y \quad (V.67)$$

Trong đó :

- $y = y(z)$ là chuyển vị ngang của cọc tại độ sâu z;
- $p_y = p(z)$ là phản lực đất (theo phương ngang) lên thành bên của cọc, $p_y = k(z) \cdot y(z)$;
- $k(z)$: hệ số nền theo độ sâu, $k(z) = p(z)/y(z)$.

Trong thực tế "hệ số" k phụ thuộc cả vào tính chất của đất, giá trị tải trọng và cả vào hình dạng cọc. Để có thể mô tả một cách tương đối sát thực quan hệ biến dạng - tải trọng của đất trong khi hệ số tỷ lệ k luôn thay đổi, đồ thị quan hệ p-y được gọi là đường p-y của đất được sử dụng. Nói chung các đường p-y không tuyến tính mà phụ thuộc độ sâu, tính chất của đất và của tải trọng p như đã phân tích ở trên và có thể xây dựng theo lý thuyết, theo kinh nghiệm hoặc từ các kết quả thực nghiệm thích hợp. Dạng đồ thị p-y cho trên hình V.4. Các đường này có các đặc trưng sau đây được thừa nhận:

- Mỗi đoạn cọc có một đường đặc trưng p-y;
- Mỗi đường đặc trưng p-y không phụ thuộc vào hình dạng, độ cứng của cọc và độc lập với các đường thuộc các đoạn lân cận mà chỉ phụ thuộc tính chất của đất và phản lực nền tại đó.

6.2. Phân tích cọc chịu tải trọng ngang theo đường cong p-y

6.2.1. Xây dựng đường cong p-y

Đường cong p-y được xây dựng theo đặc tính của đất và đặc trưng của tải trọng, có thể sử dụng thủ tục sau đây:

a) Đất sét yếu dưới mực nước ngầm chịu tải trọng tĩnh:

$$p = 0.5p_u \sqrt[3]{\frac{y}{y_{50}}} \quad (V.68)$$

Trong đó :

- p : phản lực đất lên một đơn vị chiều dài cọc;
- y : chuyển vị ngang tương ứng của cọc;
- p_u : phản lực cực hạn của đất lên cọc, theo Matlock, 1970, p_u xác định theo công thức sau:

$$p_u = N_p S_u B \quad (V.69)$$

Trong đó :

- + S_u : sức kháng cắt không thoát nước của đất thuộc đoạn cọc đang xét;
- + B : đường kính hay cạnh cọc ($B = D_c$);
- + N_p : hệ số sức chịu tải, xác định theo công thức sau :

$$N_p = 3 + \frac{\sigma'_{v0}}{S_u} + J \frac{z}{B} \leq 9 \quad (V.70)$$

Trong đó :

- σ'_{v0} : ứng suất nén hữu hiệu theo phương đứng tại độ sâu z;
- J : hệ số lấy theo loại đất, $J = 0.5$ cho đất sét mềm yếu và $J = 0.25$ cho đất sét có độ cứng trung bình.
- y_{50} : chuyển vị ngang của cọc khi chịu tác dụng của $p = 0.5p_u$:

$$y_{50} = 2.5 \epsilon_{50} \cdot B$$

Trong đó :

ϵ_{50} : biến dạng ngang tương đối của mẫu đất khi chịu nén ba trục dưới tải trọng bằng 50% tải trọng giới hạn. Có thể lấy giá trị sau đây cho ϵ_{50} khi không có thí nghiệm:

BẢNG V.7. GIÁ TRỊ S_u , ϵ_{50} VÀ k_s CHO MỘT SỐ LOẠI ĐẤT

(MATLOCK, 1970; REESE AND AL, 1975)

Trạng thái của đất	Chảy	Đẻo mềm/ đẻo	Đẻo cứng	Cứng/Rất cứng	Rắn
Giá trị S_u (kPa)	12÷24	24÷48	48÷95	95÷190	>190
Giá trị ϵ_{50}	0.02	0.01	0.007	0.005	0.004
Hệ số k_s	8.14	27.15	136	271	543

b) Đối với đất sét cứng dưới mực nước ngầm chịu tải trọng tĩnh

Đường p-y của đất sét cứng dưới mực nước ngầm chịu tác dụng của tải trọng tĩnh thay đổi theo giá trị tải trọng và thường được chia làm 5 đoạn như sau:

* Đầu tiên đường p-y có quan hệ tuyến tính theo phương trình :

$$p = k_s H y \quad (V.71)$$

Trong đó :

– H : độ sâu của lớp đất đang xét;

– k_s : hệ số phụ thuộc độ cứng của đất và tính chất của tải trọng lấy theo bảng V.7.

* Đường p-y chuyển qua dạng parabol theo phương trình sau (từ điểm giao với đường tuyến tính kể trên) đến điểm có chuyển vị $y_1 = A(\epsilon_{50}B)$:

$$p = 0.5 p_u \sqrt{\frac{y}{\epsilon_{50} B}} \quad (V.72)$$

Trong đó:

$$A = 0.2 + \frac{H/B}{2.05(H/B) + 2.20} \quad (V.73)$$

– H : độ sâu của đoạn đang xét;

– p_u : phản lực cực hạn của đất lên cọc, $p_u = N_p \cdot S_u \cdot B$; B : bề rộng cọc.

$$N_p = 2 + \frac{\sigma_{v0}}{S_u} + 2.83 \frac{H}{B} \leq 11 \quad (V.74)$$

(Nếu các đường p-y kể trên không giao cắt nhau, quan hệ p-y được coi là parabol theo phương trình V.72 kể từ $y = 0$ đến y_1 tức là không có giai đoạn tuyến tính).

* Đoạn tiếp theo của đường cong p-y kéo dài đến chuyển vị $y_2 = 6y_1$ theo phương trình:

$$p = 0.5 p_u \sqrt{\frac{y}{\epsilon_{50} B}} - 0.055 p_u^4 \sqrt{\left(\frac{y - y_1}{y_1}\right)^5} \quad (V.75)$$

* Đoạn tiếp theo kéo dài đến giá trị chuyển vị $y_3 = 18y_1$ theo phương trình đường thẳng:

$$p = 0.5p_u \sqrt{6A} - 0.411p_u - 0.0625 \cdot p_u \cdot (y - 6y_2) / (\epsilon_{50} \cdot B) \quad (V.76)$$

* Cuối cùng là đoạn đường thẳng nằm ngang ứng với giá trị p xác định theo công thức:

$$p = (1.225 \sqrt{A} - 0.75A - 0.411)p_u \quad (V.77)$$

Toàn bộ đường cong p - y cho đất sét cứng dưới mực nước ngầm chịu tải trọng tĩnh cho trên hình V.16.

c) Đối với đất cát, đường p - y có thể xây dựng dựa theo kiến nghị của Robertson, 1989 trên cơ sở thí nghiệm nén ngang đẹt (DMT) như sau:

$$p = 0.5p_u \sqrt[3]{\frac{y}{y_c}} \quad (V.78)$$

Trong đó : p_u lấy giá trị nhỏ trong hai giá trị tính được theo công thức sau:

$$p_u = \sigma'_{vo} [B(K_p - K_a) + HK_p \operatorname{tg}\phi \operatorname{tg}\beta] \quad (V.79a)$$

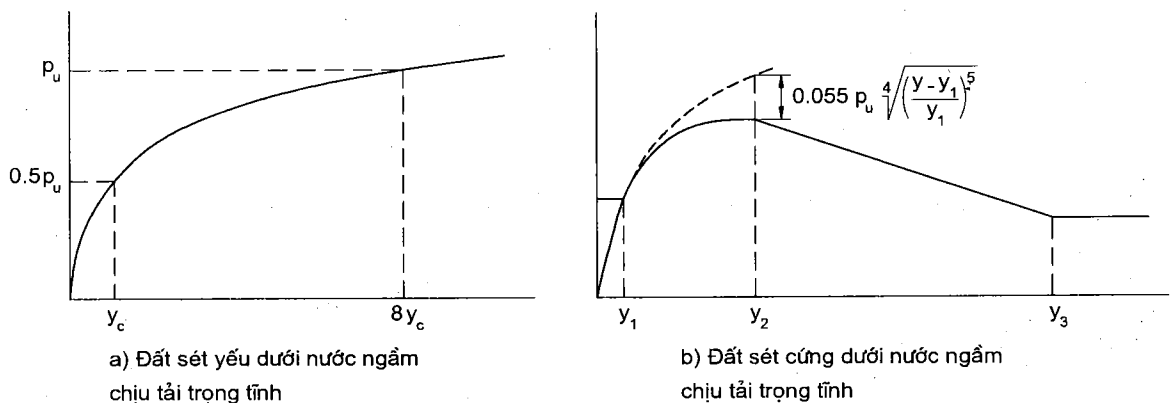
$$p_u = \sigma'_{vo} B [K_p^3 + 2K_0 K_p^2 \operatorname{tg}\phi + \operatorname{tg}\phi - K_a] \quad (V.79b)$$

K_p, K_a, K_0 : hệ số áp lực đất xác định theo công thức Rankine, $K_p = \operatorname{tg}^2(45^\circ + \phi/2)$; $K_a = 1/K_p$; $\beta = (45^\circ + \phi/2)$.

$$y_c = \frac{4.17 \sin \phi \cdot \sigma'_{vo} B}{2E_D(1 - \sin \phi)} \quad (V.80)$$

E_D : mô đun nén ngang từ thiết bị DMT.

Dạng đường quan hệ p - y của một số loại đất nói trên được thể hiện trên hình V.16 dưới đây :



Hình V.16. Đường p - y đặc trưng của một số loại đất

6.2.2. Xác định độ cứng tương đối của hệ đất-cọc : T cho đất dính cố kết bình thường; R cho các loại đất khác.

6.2.3. Dựa theo công thức của Matlock & Reese, xác định chuyển vị ngang do tải trọng Q_g và M_g gây ra.

6.2.4. Xác định giá trị sức kháng của đất p theo chuyển vị y (xác định ở bước trên) theo đồ thị đường p-y đã xây dựng.

6.2.5. Xác định lại mô đun của đất và độ cứng tương đối, so sánh với giá trị ban đầu tính ở bước 2. Nếu có sai khác, tính lại từ bước 3 với các giá trị mới của mô đun nền và độ cứng tương đối.

Quá trình tính tiếp tục cho đến khi giá trị của T(/R) lần sau xấp xỉ lần trước và được lấy làm giá trị phục vụ tính toán xác định chuyển vị và nội lực cọc.

PHỤ LỤC

PHÂN TÍCH KẾT CẤU MÓNG THEO ACI 318

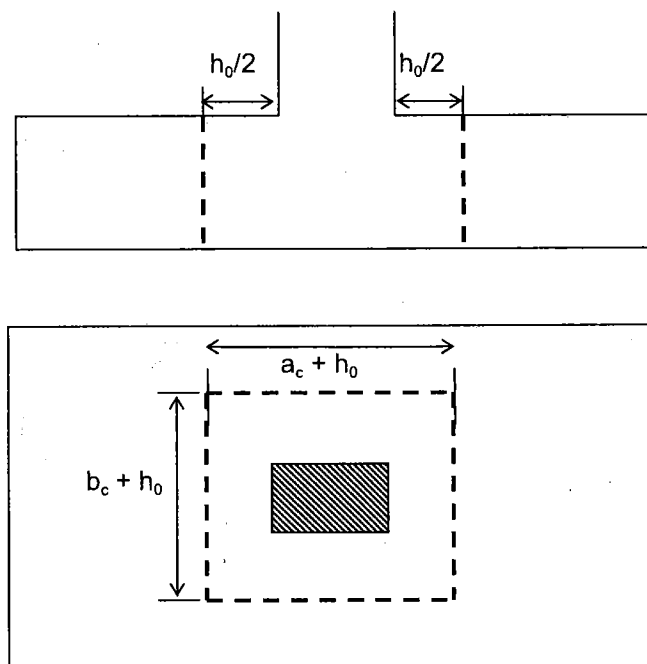
ACI 318 là Tiêu chuẩn xây dựng về tính toán kết cấu bê tông cốt thép do Viện Bê tông Mỹ (American Concrete Institute) soạn thảo và phát hành. ACI 318 được áp dụng rộng rãi trong phân tích, thiết kế kết cấu bê tông cốt thép tại nhiều nước trên thế giới cũng như tại nhiều công trình xây dựng ở Việt Nam trong thời gian gần đây. Trong ACI 318 có riêng một chương, Chương 15, dành cho phân tích kết cấu móng áp dụng kết hợp với một phần của Chương 11. Phần soạn thảo sau đây dựa vào tài liệu nói trên cũng như một số tài liệu khác liên quan nhằm mục đích cung cấp cho bạn đọc một phương tiện phân tích khác để làm quen và có thể là có ích trong thực hành tính toán thiết kế.

1. PHÂN TÍCH KẾT CẤU MÓNG NÔNG ĐƠN

1.1. Tính toán móng chịu cắt - Thiết kế chiều cao móng

1.1.1. Tiết diện tính toán (tiết diện nguy hiểm)

Việc tính chiều cao móng được áp dụng cách tính gộp gọi là tính móng chịu cắt, trong đó tiết diện tính toán (nguy hiểm) được xác định là tiết diện thẳng đứng bao quanh cột và cách chân cột một khoảng bằng $h_0/2$.

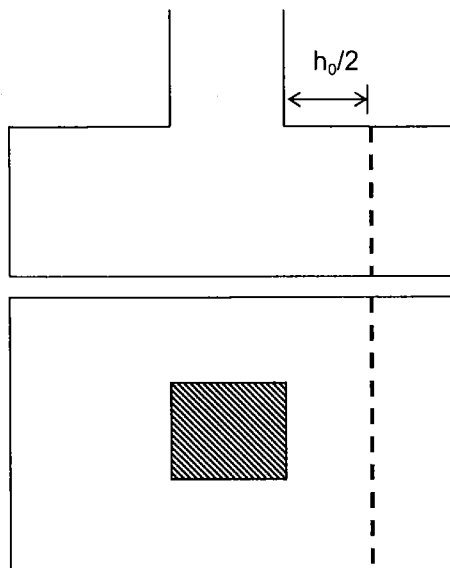


Hình PL.1. Tiết diện chịu cắt hai phương

Tùy thuộc kích thước móng và kích thước cột, tiết diện tính toán có thể là một phương hay hai phương. Tiết diện là hai phương khi các liên hệ sau đây thỏa mãn:

$$a_c + h_0 < l \text{ và } b_c + h_0 < b$$

Các trường hợp khác ($a_c + h_0 > l$ hoặc $b_c + h_0 > b$) là trường hợp tiết diện một phương:



Hình PL.2. Tiết diện chịu cắt một phương

1.1.2. Nội dung tính toán

Việc tính toán/kiểm tra được thực hiện theo công thức sau:

$$Q \leq 0.75[Q] \quad (\text{PL.01})$$

Trong đó:

Q : lực cắt thực (tải trọng có hệ số – tải trọng thiết kế theo trạng thái giới hạn thứ nhất) tác dụng trên tiết diện tính toán, kN;

$[Q]$: độ bền kháng cắt của bê tông trên tiết diện đó, kN, lấy bằng tích số diện tích tiết diện với cường độ kháng cắt của bê tông.

Với tiết diện tính toán hai phương :

$$Q = N - r_{lb}(a_c + h_0)(b_c + h_0) \quad (\text{PL.02})$$

Trường hợp $\alpha \leq 2$:

$$[Q] = [b_0 h_0] \frac{1}{3} \sqrt{f'_c} = \frac{1}{3} [2h_0 (2h_0 + a_c + b_c)] \sqrt{f'_c} \quad (\text{PL.03})$$

Trường hợp $\alpha > 2$:

$$[Q] = [b_0 h_0] \frac{(1+2/\alpha)}{6} \sqrt{f'_c} = \frac{(1+2/\alpha)}{6} [2h_0 (2h_0 + a_c + b_c)] \sqrt{f'_c} \quad (\text{PL.04})$$

Trong đó:

- a : tỷ số giữa hai cạnh của vùng phân bố tải trọng phá hoại (trong trường hợp này là tỷ số hai cạnh của cột trên móng, $a = a_c/b_c$);
- b_0 : chu vi của tiết diện tính toán;
- f'_c : tính theo MPa.

Với tiết diện một phương (khi $b_c + h_0 \geq b$):

$$Q = b r_{\max}(1 - a_c - h_0)/2 \quad (\text{PL.05})$$

$$[Q] = \frac{1}{3} [bh_0] \sqrt{f'_c} \quad (\text{PL.06})$$

Đối với móng băng:

Độ bền kháng cắt của tiết diện, $[Q]$, xác định trên một đơn vị chiều dài móng theo công thức:

$$[Q] = \frac{1}{3} h_0 \sqrt{f'_c} \quad (\text{PL.07})$$

Lực cắt thực tác dụng trên tiết diện tương ứng:

$$Q = r_{\max} \frac{(b - b_t - h_0)}{2} \quad (\text{PL.08})$$

1.2. Tính toán móng chịu uốn – Thiết kế cốt thép móng

1.2.1. Tiết diện nguy hiểm

- Đối với móng đỡ cột, trụ hoặc tường: tại mặt cột, trụ hay tường;
- Đối với móng dưới tường gạch: giữa đường trục và mép tường;
- Đối với móng đỡ cột có tấm thép đệm ở đáy cột: giữa mặt cột và mép tấm thép đệm.

1.2.2. Hàm lượng tối thiểu

Thép chịu uốn theo yêu cầu tính toán không được nhỏ hơn giá trị sau đây cho mọi tiết diện:

$$F_{s,\min} = bh_0 \frac{\sqrt{f'_c}}{4f_y} \quad (\text{PL.09})$$

và không nhỏ hơn $1.4bh_0/f_y$

Trong đó:

- b : bề rộng tiết diện phân tích;
- h_0 : chiều cao làm việc của tiết diện;

– f'_c : cường độ đặc trưng của bê tông;

– f_y : cường độ chịu kéo của thép.

1.2.3. Nội dung tính toán

* Chiều sâu vùng chịu nén quy ước a được tính theo hàm lượng thép chịu uốn trên tiết diện (chữ nhật) như sau:

$$a = \frac{F_{so} \cdot f_y}{\alpha_1 f'_c b} \quad (\text{PL.10})$$

Trong đó:

– F_{so} : diện tích thép chịu kéo đã chọn (sơ bộ);

– α_1 : hệ số làm việc của bê tông chịu nén, $\alpha_1 = 0.85$;

* Khoảng cách c từ thớ chịu nén lớn nhất đến trục trung hoà: $c = a/\beta_1$

Đối với bê tông có $f'_c \leq 28\text{MPa}$: $\beta_1 = 0.85$;

Đối với bê tông có $f'_c > 55\text{MPa}$: $\beta_1 = 0.65$;

Đối với bê tông có f'_c trong khoảng trung gian – $28 < f'_c \leq 55$ (MPa) thì β_1 tính theo công thức giảm sau đây:

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05[(f'_c - 28)/7].$$

* Biến dạng tại thớ chịu kéo:

$$\epsilon_s = 0.003 \frac{(h_0 - c)}{c} \quad (\text{PL.11})$$

* Ứng suất trong cốt thép tính theo biến dạng theo công thức:

$$f_s = e_s \cdot E_s \text{ khi } e_s < e_y;$$

$$f_s = f_y \text{ khi } e_s \geq e_y$$

với E_s là mô đun đàn hồi và e_y là biến dạng chảy của thép được sử dụng.

* Khả năng làm việc chịu uốn của tiết diện:

$$M_r = \phi \cdot F_{so} \cdot f_s \cdot (h_0 - a/2) \quad (\text{PL.12})$$

Trong đó:

– ϕ : hệ số giảm độ bền (hệ số an toàn về vật liệu), $\phi = 0.9$.

* Đối với móng băng, cốt thép cho một đơn vị chiều dài móng xác định tương tự với bề rộng tiết diện b được thay bằng đơn vị chiều dài (1m dài móng).

1.2.4. Phân bố cốt thép

Đối với móng băng và móng vuông: cốt thép phân bố đều;

Đối với móng chữ nhật: cốt thép theo cạnh dài (thép dài) bố trí phân bố đều; cốt thép ngắn chia làm hai phần trong đó phần ngay dưới trọng tâm cột với bề rộng bằng cạnh ngắn được bố trí đều lượng cốt thép bằng $[2/(1+\alpha)]$ tổng lượng thép cần thiết. Phần còn lại phân bố đều trên phạm vi bên ngoài (ở hai phía).

2. PHÂN TÍCH KẾT CẤU ĐÀI CỌC

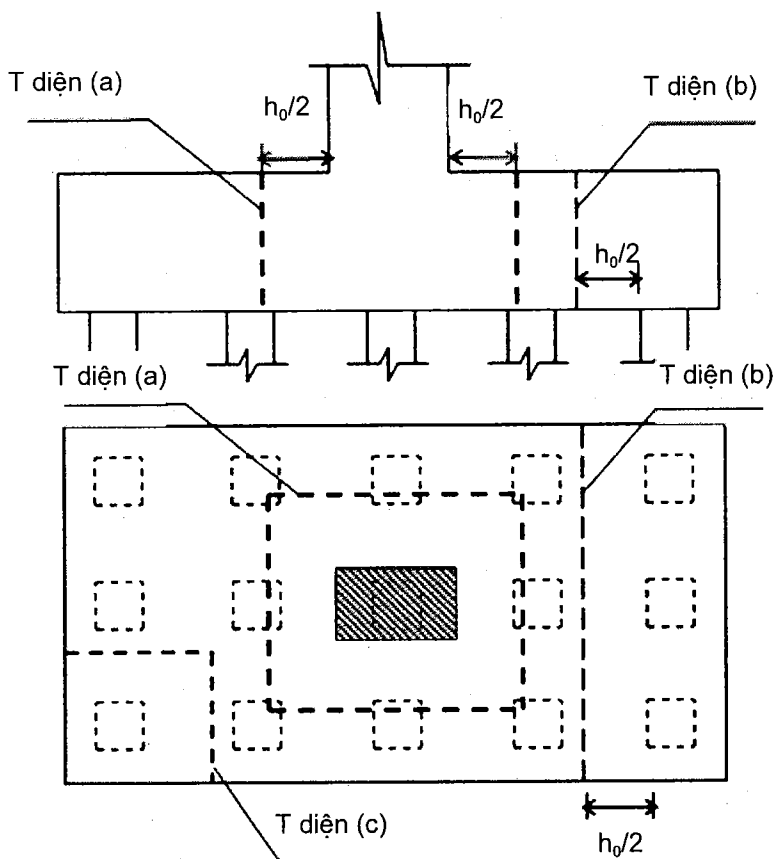
2.1. Tính đài cọc chịu cắt – Thiết kế chiều cao đài

2.1.1. Tiết diện nguy hiểm

(a) Tiết diện thẳng đứng xung quanh cột, cách mép/góc cột một khoảng bằng $h_0/2$;

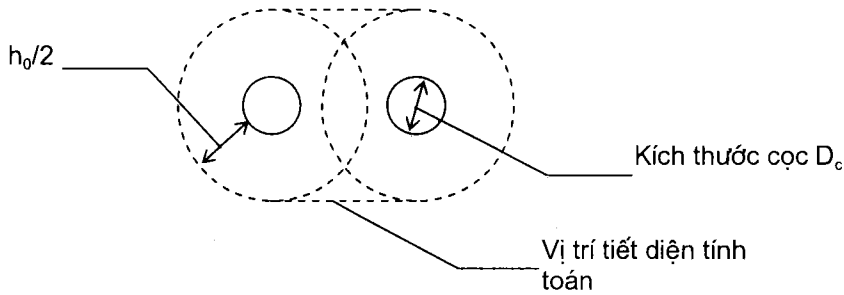
(b) Tiết diện thẳng đứng quanh cọc, cách mép tiết diện cọc một khoảng bằng $h_0/2$.

Trường hợp các cọc liên kề nhau và do đó có sự chông lấn sẽ xác định theo chu vi bao cả vùng chông lấn như trên hình vẽ.



Hình PL.3. Vị trí tiết diện tính toán

(a) bao theo cột; (b) bao theo hàng cọc; (c) bao theo một cọc.



Hình PL.4. Vị trí tiết diện tính toán do các cọc gần nhau gây ra.

2.1.2. Nội dung tính toán

Đài cọc chịu cắt được tính tại tiết diện nguy hiểm theo điều kiện sau:

$$\phi[Q] \geq Q$$

Trong đó:

– ϕ : hệ số triết giảm độ bền (hệ số an toàn đối với vật liệu). Đối với tính toán tiết diện chịu cắt, $\phi = 0.75$;

– $[Q]$: sức kháng cắt của tiết diện: $[Q] = [Q]_c + [Q]_s$

– $[Q]_c$: độ bền cắt của bê tông tại tiết diện và $[Q]_s$ – độ bền cắt của thép chịu cắt.

Thông thường, có thể bỏ qua sự làm việc chịu cắt của cốt thép, do đó:

$$[Q] = [Q]_c$$

xác định tương tự phần móng nông.

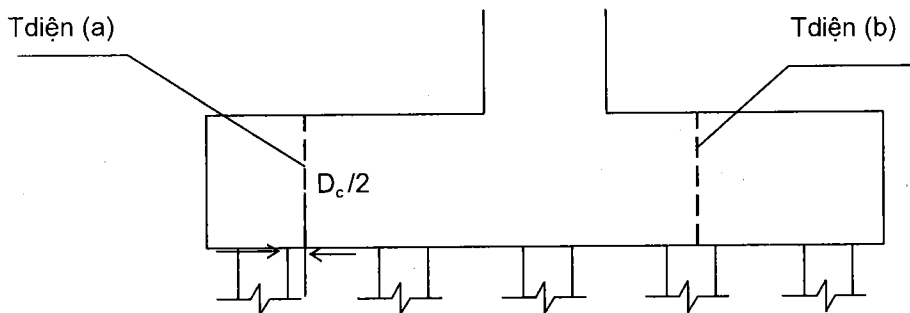
Trường hợp phân tích chịu cắt do phản lực các cọc gây ra (cọc đơn riêng rẽ), tùy thuộc vị trí của cọc, khả năng kháng cắt của tiết diện xác định thêm theo công thức sau:

$$[Q] = \left(\frac{\alpha_s h_0}{b_0} + 2 \right) \frac{b_0 h_0}{12} \sqrt{f'_c} \quad (\text{PL.13})$$

chọn giá trị nhỏ, trong đó b_0 là chu vi của tiết diện tính toán; α_s là hệ số giảm phụ thuộc vào vị trí của cọc: $\alpha_s = 40$ đối với cọc trong đài; $\alpha_s = 30$ đối với cọc ở cạnh đài và $\alpha_s = 20$ đối với cọc ở góc đài.

– Q : lực cắt tính toán (lực có hệ số) tại tiết diện xem xét:

Q được xác định từ các lực liên quan bao gồm toàn bộ phản lực của các cọc có tâm nằm từ $D/2$ ra bên ngoài tiết diện đang xét phải được coi là gây ra lực cắt trên tiết diện; phản lực từ các cọc nằm từ $D/2$ và hơn bên trong tiết diện không gây ra lực cắt lên tiết diện; các cọc trung gian lấy nội suy. Trên hình PL.5 dưới đây mô tả:



Hình PL.5. Ảnh hưởng có thể có của phản lực đầu cọc đối với lực cắt trên tiết diện lực cắt tại tiết diện (a) chỉ do phản lực ở hàng cọc biên gây ra trong khi ở trên tiết diện (b) phải xét thêm ảnh hưởng của hàng cọc trong với giá trị tùy thuộc khoảng cách từ tim cọc đến tiết diện.

2.2. Tính đài cọc chịu uốn - Thiết kế cốt thép đài

Tính đài chịu uốn tương tự phần móng nông: tại mỗi tiết diện bất kỳ, khả năng chịu uốn của tiết diện phải lớn hơn hoặc bằng mômen do phản lực đầu cọc gây ra tại tiết diện đó. Cốt thép chịu uốn cũng được bố trí tương tự trong móng nông đã nói ở trên.

2.2.1. Tiết diện nguy hiểm

- Đối với móng đỡ cột, trụ hoặc tường: tại mặt cột, trụ hay tường;
- Đối với móng đỡ cột có tấm thép đệm ở đáy cột: giữa mặt cột và mép tấm thép đệm.

2.2.2. Hàm lượng tối thiểu

Thép chịu uốn theo yêu cầu tính toán không được nhỏ hơn giá trị sau đây cho mọi tiết diện:

$$F_{s,\min} = bh_0 \frac{\sqrt{f'_c}}{4f_y} \quad (\text{PL.09})$$

và không nhỏ hơn $1.4bh_0/f_y$.

2.2.3. Cách tính

* Chiều sâu vùng chịu nén quy ước a được tính theo hàm lượng thép chịu uốn trên tiết diện (chữ nhật) như sau:

$$a = \frac{F_{so} f_y}{\alpha_1 f'_c b} \quad (\text{PL.10})$$

Trong đó:

- F_{so} : diện tích thép chịu kéo đã chọn (sơ bộ);
- α_1 : hệ số làm việc của bê tông chịu nén, $\alpha_1 = 0.85$;

* Khoảng cách c từ thớ chịu nén lớn nhất đến trục trung hoà: $c = a/b_1$

Đối với bê tông có $f'_c \leq 28$ MPa: $\beta_1 = 0.85$;

Đối với bê tông có $f'_c > 55$ MPa: $\beta_1 = 0.65$;

Đối với bê tông có f'_c trong khoảng trung gian $- 28 < f'_c \leq 55$ (MPa) thì β_1 tính theo công thức giảm sau đây:

$$\beta_1 = 0.85 - 0.05[(f'_c - 28)/7].$$

* Biến dạng tại thớ chịu kéo:

$$\epsilon_s = 0.003 \frac{(h_0 - c)}{c} \quad (\text{PL.11})$$

* Ứng suất trong cốt thép tính theo biến dạng theo công thức:

$$f_s = e_s \cdot E_s \text{ khi } e_s < e_y;$$

$$f_s = f_y \text{ khi } e_s \geq e_y$$

với e_y là biến dạng chảy của thép được sử dụng.

* Khả năng làm việc chịu uốn của tiết diện:

$$M_r = \phi \cdot F_{s0} \cdot f_s \cdot (h_0 - a/2) \quad (\text{PL.12})$$

trong đó, ϕ là hệ số giảm độ bền (hệ số an toàn về vật liệu), $\phi = 0.9$.

2.3. Về giá trị của f'_c

Trong phân tích – thiết kế áp dụng ACI 318, f'_c được lựa chọn trước (thường là chẵn nghìn đơn vị psi: 4000, 5000,...). Bê tông phải được thiết kế cấp phối, yêu cầu bảo dưỡng... sao cho f'_c đạt được như đã lựa chọn.

Khi thiết kế chỉ định phẩm chất bê tông dạng mác (M) hoặc cấp độ bền (B), có thể xác định f'_c theo M/B gần đúng như sau:

$$B = 0.778 \times 0.1 \times M = 0.0778M \quad (\text{PL.13})$$

$$f'_c = 0.83B = 0.065M \quad (\text{PL.14})$$

Trong đó:

- M tính theo kG/cm²;
- B tính theo MPa;
- f'_c tính theo MPa.

Ví dụ PL.01. Tính toán kiểm tra chiều cao móng trong ví dụ II.5 theo quy tắc của ACI 318.

Giải:

Kiểm tra kiểu tiết diện:

$$a_c + h_0 = 0,30 + 0,35 = 0,65 < 1 = 1,45$$

$$b_c + h_0 = 0,30 + 0,35 = 0,65 < b = 1,20$$

→ tiết diện kiểm tra là tiết diện hai phương.

Theo công thức PL.02:

$$Q = 450 - 280(0,30 + 0,35)(0,30 + 0,35) = 331,7 \text{ kN}$$

$$a = a_c/b_c = 1 \rightarrow \text{theo PL.03:}$$

$$[Q] = \frac{1}{3} [2 \times 0,35 (2 \times 0,35 + 0,30 + 0,30)] \sqrt{16} = 1,21 \text{ MN}$$

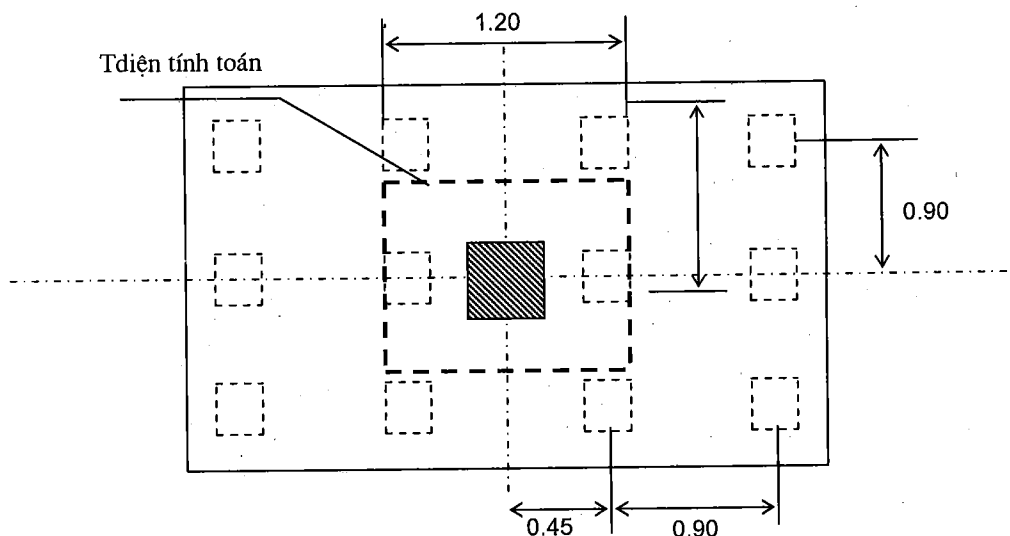
Trong đó: $f'_c = 16 \text{ MPa}$ (sử dụng trong thiết kế bê tông B20/M250).

Với $M = 250 \text{ kG/cm}^2$ theo PL.14 ta có $f'_c = 0,065 \times 250 = 16,2 \text{ MPa}$; tương tự, với B20 ta có $f'_c = 0,83 \times 20 = 16,6 \text{ MPa}$.

$Q = 331,7 \text{ kN} < [Q] = 1210 \text{ kN}$ chứng tỏ chiều cao móng $h = 0,40 \text{ m}$ đảm bảo an toàn theo yêu cầu của ACI 318.

Ví dụ PL.02. Tính toán kiểm tra chiều cao đài cọc trong ví dụ IV.10 theo quy tắc của ACI 318.

Giải:



Hình PL.6. Vị trí tiết diện tính toán chịu cắt dạng (a) của đài cọc xác định theo ACI.

Tiết diện (a) bao quanh cột với $a = 1$:

Chu vi tiết diện:

$$b_0 = 2(2h_0 + a_c + b_c) = 2(2 \times 0,8 + 0,4 + 0,4) = 4,8\text{m}$$

Khả năng chịu cắt tính theo PL.03:

$$[Q] = \frac{1}{3} b_0 h_0 \sqrt{f'_c} = \frac{1}{3} \times 4,8 \times 0,8 \sqrt{16} = 5,12 \text{ MN}$$

Lực cắt trên tiết diện do tải trọng chân cột gây ra có xét đến phản lực của các cọc trong phạm vi tiết diện (2 cọc). Các cọc ngoài tiết diện đều có trục ở xa hơn khoảng cách $D/2 = 15\text{cm}$ do đó không được xét đến. Ta có:

$$Q = 2400 - (210.1 + 219.0) = 1970.9 \text{ kN}$$

So sánh Q với $[Q]$ ta thấy chiều cao đài đảm bảo an toàn chịu cắt theo ACI trên tiết diện phân tích.

Tiết diện quanh cọc (có phản lực lớn nhất) – cọc cạnh:

Chu vi tiết diện (ba mặt):

$$b_0 = (0.3 + 0.4) + 2(0.4 + 0.45) = 2.4\text{m}.$$

Theo PL.03:

$$[Q]_1 = \frac{1}{3} b_0 h_0 \sqrt{f'_c} = \frac{1}{3} \times 2.4 \times 0.8 \sqrt{16} = 2.56 \text{ MN}$$

Theo PL.13:

$$[Q]_2 = \left(\frac{\alpha_s h_0}{b_0} + 2 \right) \frac{b_0 h_0}{12} \sqrt{f'_c} = \left(\frac{30 \times 0.8}{2.4} + 2 \right) \frac{2.4 \times 0.8}{12} \sqrt{16} = 7.68 \text{ MN}$$

$$[Q] = \min\{[Q]_1; [Q]_2\} = 2.56 \text{ MN}$$

Lực cắt trên tiết diện, $Q = P = 227.8 \text{ kN}$ – chiều cao đài đảm bảo an toàn chịu cắt.

* Tiết diện quanh cọc – cọc góc:

Chu vi tiết diện:

$$b_0 = 2(0.4 + 0.45) = 1.7\text{m}.$$

Theo PL.03:

$$[Q]_1 = \frac{1}{3} b_0 h_0 \sqrt{f'_c} = \frac{1}{3} \times 1.7 \times 0.8 \sqrt{16} = 1.81 \text{ MN}$$

Theo PL.13:

$$[Q]_2 = \left(\frac{\alpha_s h_0}{b_0} + 2 \right) \frac{b_0 h_0}{12} \sqrt{f'_c} = \left(\frac{30 \times 0,8}{1,7} + 2 \right) \frac{1,7 \times 0,8}{12} \sqrt{16} = 5,17 \text{ MN}$$

$$[Q] = \min\{[Q]_1; [Q]_2\} = 1,81 \text{ MN}$$

Lực cắt trên tiết diện $Q = 227,8 \text{ kN}$.

Kết luận: Chiều cao đài $h = 0,90 \text{ m}$ đảm bảo yêu cầu chịu cắt theo quy tắc phân tích của ACI 318 với mọi tiết diện.

TÀI LIỆU THAM KHẢO

1. Đinh Xuân Bảng, Lê Đức Thắng, Vũ Công Ngữ. *Sổ tay thiết kế nền và móng* (bản dịch từ tiếng Nga của Viện Nghiên cứu và Công trình ngầm...). NXB Khoa học và Kỹ thuật, Hà Nội, 1975.
2. Đoàn Thế Tường, Lê Thuận Đăng. *Thí nghiệm đất và nền móng công trình*. NXB Giao thông vận tải, Hà Nội, 2002.
3. Bergado. D.T. và các cộng sự. *Những biện pháp kỹ thuật mới cải tạo đất yếu trong xây dựng*. NXB Giáo dục, Hà Nội, 1996.
4. Bùi Đức Hợp. *Ứng dụng vải và lưới địa kỹ thuật trong xây dựng công trình*. NXB Giao thông vận tải, Hà Nội, 2000.
5. Bùi Anh Định, Nguyễn Sỹ Ngọc. *Nền và móng công trình cầu đường*. NXB Giao thông vận tải, Hà Nội, 2000.
6. A.B. Fadeev. *Phương pháp phân tử hữu hạn trong địa kỹ thuật* (bản dịch tiếng Việt của Nguyễn Hữu Thái). NXB Giáo dục, Hà Nội, 1995.
7. Lê Đức Thắng, Bùi Anh Định, Phan Trường Phiệt. *Nền và móng*. NXB Giáo dục, Hà Nội, 1977.
8. Lê Đức Thắng. *Tính toán móng cọc*. NXB Khoa học và Kỹ thuật, Hà Nội, 1974.
9. Lê Anh Hoàng. *Nền và móng*. NXB Xây dựng, Hà Nội, 2004.
10. Lê Quý An, Nguyễn Công Mẫn, Hoàng Văn Tân. *Tính toán nền móng theo trạng thái giới hạn*. NXB Khoa học và Kỹ thuật, Hà Nội, 1976.
11. Ngô Thế Phong và các cộng sự. *Kết cấu bê tông cốt thép* (Tập 1, 2). NXB Khoa học và Kỹ thuật, Hà Nội, 2005.
12. Nguyễn Bá Kế và các cộng sự. *Móng nhà cao tầng : kinh nghiệm nước ngoài*. NXB Xây dựng, Hà Nội, 2004.
13. Nguyễn Bá Kế. *Thiết kế và thi công hố móng sâu*. NXB Xây dựng, Hà Nội, 2002.
14. Nguyễn Hữu Đầu, Phan Hiệp. *Phương pháp Osterberg đánh giá sức chịu tải của cọc khoan nhồi - barrette*. NXB Xây dựng, Hà Nội, 2004.
15. Nguyễn Hữu Đầu. *Công nghệ mới đánh giá chất lượng cọc*. NXB Xây dựng, Hà Nội, 2000.
16. Nguyễn Văn Quảng, Nguyễn Hữu Kháng, Ưông Đình Chất. *Nền và móng các công trình dân dụng - công nghiệp*. NXB Xây dựng, Hà Nội, 2005.
17. Nguyễn Văn Quảng. *Nền móng và tầng hầm nhà cao tầng*. NXB Xây dựng, Hà Nội, 2006.
18. Nguyễn Viết Trung, Lê Thanh Liêm. *Cọc khoan nhồi trong công trình giao thông*. NXB Xây dựng, Hà Nội, 2003.

19. P.Laréal, Lê Bá Lương (Chủ biên). *Nền đường đắp trên đất yếu trong điều kiện Việt Nam*. Chương trình hợp tác Pháp-Việt VF-DP.4. Tp Hồ Chí Minh, 1990.
20. Phan Hồng Quân. *Cơ học đất*. NXB Xây dựng, Hà Nội, 2006.
21. Phan Hồng Quân. *Giáo trình nền và móng cho sinh viên tại chức*. Đại học Xây dựng, Hà Nội, 2000.
22. Phan Hồng Quân. *Sóng ứng suất trong cọc và ứng dụng* (luận văn Thạc sỹ). Đại học Xây dựng, Hà nội, 1997.
23. Ranlph B.P. *Kỹ thuật nền móng* (Tập 1, 2) (bản dịch của Trịnh Văn Cương, Nguyễn Công Mẫn, Nguyễn Uyên). NXB Giáo dục, Hà Nội, 1997.
24. Trần Thanh Giám, Nguyễn Tiến Đạt. *Tính toán thiết kế công trình ngầm*. NXB Xây dựng, Hà Nội, 2002.
25. Trần Văn Việt. *Cẩm nang dùng cho kỹ sư địa kỹ thuật*. NXB Xây dựng, Hà Nội, 2004.
26. V.G. Côxôlôpôp. *Thiết bị và phương pháp thi công móng cọc* (bản dịch của Trần Lương). NXB Công nhân kỹ thuật, Hà Nội, 1981.
27. Vũ Công Ngũ, Nguyễn Thái. *Móng cọc: phân tích và thiết kế*. NXB Khoa học và Kỹ thuật, Hà Nội, 2004.
28. Vũ Công Ngũ. *Thiết kế và tính toán móng nông*. NXB Khoa học và Kỹ thuật, Hà Nội, 1982.
29. Vũ Công Ngũ, Nguyễn Thái. *Thí nghiệm đất hiện trường và ứng dụng trong phân tích nền móng*. NXB Khoa học và Kỹ thuật, Hà Nội, 2003.
30. Canadian Geotechnical Society. *Canadian Foundation Engineering Manual*. CGS, 1987.
31. H.G. Poulos, E.H.Davis. *Pile Foundation Analysis and Design*. Wiley and Sons, New York, 1980.
32. J.E. Bowles. *Foundation Analysis and Design*. Mc.Graw-Hill Comp.Inc, New York, 1997.
33. L.Zeevaert. *Foundation Engineering for Difficult Subsoil Condition*. VNR Comp, New York, 1973.
34. N.E. Simons, B.K.Menzies. *A Short Course in Foundation Engineering*. ELBS and Butterworth, 1977.
35. H.Bredenberg. *Test Loading of Point Bearing Piles*. Royal Institute of Technology, Department of Soil and Rock Mechanics, Stockholm, 1982.
36. Nguyen Truong Tien. *Dynamic and Static Behaviour of Driven Piles*. Charmers University of Technology, Department of Geotechnical Engineering. Goteborg, 1987.
37. Н.А.Цытович. *Основания и фундаменты*. ГСИ, Москва, 1959.
38. М.С.Грутман. *Свайные фундаменты*. Будивельник Киев, 1969.
39. Б.Н.Жемочкин, А.П.Синицын. *Практические методы расчета фундаментных балок и плит на пружом основании*. ГСИ, Москва, 1962.

MỤC LỤC

	<i>Trang</i>
LỜI GIỚI THIỆU.....	3
LỜI NÓI ĐẦU.....	4
CÁC KÝ HIỆU SỬ DỤNG TRONG SÁCH.....	5
CHƯƠNG 1 – MỘT SỐ VẤN ĐỀ CHUNG	
1. CÁC KHÁI NIỆM CHUNG.....	13
1.1. Khái niệm chung về móng.....	13
1.2. Khái niệm về móng nông và móng sâu.....	13
1.3. Khái niệm về Nền.....	15
1.4. Các bộ phận và các kích thước cơ bản của móng.....	16
1.5. Khái niệm về trạng thái giới hạn và thiết kế theo trạng thái giới hạn.....	17
2. KHẢO SÁT ĐỊA CHẤT CÔNG TRÌNH PHỤC VỤ CHO THIẾT KẾ NỀN MÓNG.....	19
2.1. Nội dung khảo sát địa chất công trình phục vụ thiết kế nền móng.....	19
2.2. Khoan khảo sát địa chất công trình.....	20
2.3. Khảo sát địa chất công trình bằng các thí nghiệm hiện trường.....	22
2.4. Các sơ đồ cấu trúc địa tầng cơ bản.....	22
3. PHÂN TÍCH, LỰA CHỌN ĐỘ SÂU ĐẶT MÓNG.....	23
3.1. Địa tầng cơ bản dạng a: nền chỉ có đất tốt.....	24
3.2. Địa tầng cơ bản dạng b: đất tốt nằm dưới lớp đất xấu có chiều dày hữu hạn.....	24
3.3. Địa tầng cơ bản dạng c: đất tốt nằm trên lớp đất yếu có chiều dày hữu hạn và kết thúc bằng lớp đất tốt ở dưới sâu.....	24
3.4. Ảnh hưởng của công trình lân cận đến lựa chọn độ sâu đặt móng.....	25
4. TẢI TRỌNG TRONG TÍNH TOÁN THIẾT KẾ NỀN MÓNG.....	27
4.1. Phân loại tải trọng.....	27
4.2. Tổ hợp tải trọng.....	29
4.3. Tải trọng trong tính toán nền móng theo trạng thái giới hạn : Tải trọng thiết kế.....	30
5. ĐẶC TRƯNG CƠ - LÝ CỦA ĐẤT TRONG TÍNH TOÁN THEO TRẠNG THÁI GIỚI HẠN.....	31
5.1. Xử lý kết quả thí nghiệm trong phòng.....	31
5.2. Xử lý kết quả thí nghiệm hiện trường.....	32
6. NGUYÊN TẮC CHUNG KHI THIẾT KẾ NỀN MÓNG CÔNG TRÌNH.....	38
6.1. Nguyên tắc thiết kế phương án khả thi.....	38
6.2. Nguyên tắc thiết kế đảm bảo các yêu cầu kỹ thuật.....	38
6.3. Nguyên tắc thiết kế đảm bảo hiệu quả kinh tế cao.....	39
7. CÁC TÀI LIỆU CẦN THIẾT CHO THIẾT KẾ NỀN MÓNG.....	39
7.1. Tài liệu về công trình.....	39

7.2. Tài liệu về địa chất công trình.....	40
7.3. Tài liệu về địa chất thủy văn.....	40
7.4. Tài liệu về các công trình lân cận.....	40

CHƯƠNG 2 – TÍNH TOÁN THIẾT KẾ MÓNG NÔNG

1. CÁC KHÁI NIỆM CƠ BẢN.....	41
1.1. Móng cứng và móng mềm.....	41
1.2. Tải trọng tiếp xúc dưới đáy móng cứng.....	42
1.3. Tải trọng tiếp xúc dưới đáy móng mềm.....	45
2. CẤU TẠO CỦA MÓNG NÔNG.....	45
2.1. Một số vấn đề chung.....	45
2.2. Cấu tạo của móng đơn.....	46
2.3. Cấu tạo móng băng.....	46
2.4. Móng bè.....	48
2.5. Cấu tạo lớp cách nước bảo vệ móng và tầng hầm.....	48
3. TÍNH TOÁN - THIẾT KẾ MÓNG NÔNG CỨNG.....	49
3.1. Khái niệm chung.....	49
3.2. Lựa chọn kích thước móng.....	49
3.3. Tính toán kiểm tra kích thước móng.....	56
3.4. Tính toán thiết kế kết cấu móng.....	68
4. TÍNH TOÁN THIẾT KẾ MÓNG MỀM (TÍNH DẦM TRÊN NỀN ĐÀN HỒI).....	74
4.1. Khái niệm.....	74
4.2. Tính toán nội lực dầm có tiết diện đều trên nền đồng nhất.....	76
4.3. Tính toán dầm trên nền đàn hồi theo phương pháp Giêmoskin.....	87
4.4. Phương pháp phần tử hữu hạn giải bài toán dầm trên nền đàn hồi.....	90

CHƯƠNG 3 – THIẾT KẾ XỬ LÝ NỀN ĐẤT YẾU

1. KHÁI NIỆM VỀ NỀN ĐẤT YẾU VÀ XỬ LÝ NỀN ĐẤT YẾU.....	97
1.1. Khái niệm chung.....	97
1.2. Các biện pháp xử lý nhằm làm tăng cường độ của nền.....	98
1.3. Các biện pháp xử lý nhằm làm giảm độ lún chung.....	99
1.4. Các biện pháp tăng tốc độ lún.....	100
2. TÍNH TOÁN THIẾT KẾ ĐỆM CÁT.....	101
2.1. Khái niệm.....	101
2.2. Cấu tạo và tính toán thiết kế đệm cát dưới móng đơn.....	101
2.3. Cấu tạo và tính toán thiết kế đệm cát dưới móng băng.....	104
2.4. Đệm cát cho móng bè.....	105
2.5. Phân tích ổn định ta luy hố đào của đệm cát.....	105
2.6. Lưu ý chung khi tính toán thiết kế đệm cát.....	106

3. THIẾT KẾ CỌC CÁT NÉN CHẶT ĐẤT	109
3.1. Khái niệm về cọc cát nén chặt.....	109
3.2. Xác định khoảng cách giữa các cọc cát	110
3.3. Bố trí cọc cát dưới móng	112
3.4. Tính chất cơ lý của đất sau khi đã xử lý cọc cát	113
4. THIẾT KẾ VẬT THOÁT NƯỚC ĐỨNG KẾT HỢP GIA TẢI TRƯỚC	117
4.1. Khái niệm về xử lý nền bằng vật thoát nước đứng và gia tải trước.....	117
4.2. Độ sâu xử lý	118
4.3. Xác định khoảng cách giữa các VTNĐ	119
4.4. Xác định tải trọng gia tải trước	121
4.5. Chiều dày đệm cát trên đỉnh VTNĐ.....	122
5. THIẾT KẾ BỆ PHẢN ÁP	123
5.1. Khái niệm về bộ phản áp.....	123
5.2. Tính toán chiều cao bộ H_b	125
5.3. Bề rộng bộ phản áp	125
6. XỬ LÝ NỀN BẰNG PHƯƠNG PHÁP TRỘN SÂU (DMM) : CỌC ĐẤT - VÔI/ĐẤT - XI MĂNG	127
6.1. Khái niệm.....	127
6.2. Tính toán thiết kế gia cố nền bằng cọc đất - vôi/đất - xi măng.....	128
6.3. Trình tự các bước thiết kế xử lý nền theo DMM	130

CHƯƠNG 4 – TÍNH TOÁN THIẾT KẾ MÓNG CỌC

1. KHÁI NIỆM VỀ MÓNG CỌC	131
2. PHÂN LOẠI CỌC VÀ PHẠM VI ÁP DỤNG	132
2.1. Phân loại theo vật liệu cọc.....	132
2.2. Phân loại cọc bê tông cốt thép theo phương pháp thi công	133
2.3. Phân loại cọc theo mức độ thay thế đất	135
2.4. Phân loại cọc bê tông cốt thép theo hình dáng tiết diện ngang	135
2.5. Phân loại cọc theo phương thức truyền tải trọng	137
3. CẤU TẠO CỌC BÊ TÔNG CỐT THÉP	137
3.1. Cấu tạo cọc đúc sẵn.....	137
3.2. Cấu tạo cọc đổ tại chỗ.....	140
4. DỰ BÁO SỨC CHỊU TẢI THEO PHƯƠNG DỌC TRỤC CỌC.....	142
4.1. Một số vấn đề chung	142
4.2. Nguyên lý làm việc của cọc dưới tải trọng dọc trục và tải trọng giới hạn của cọc theo đất nền	143
4.3. Dự báo dựa vào kết quả phân tích đất trong phòng thí nghiệm (còn gọi là phương pháp thống kê/phương pháp quy phạm).....	146
4.4. Dự báo theo kết quả thí nghiệm xuyên tĩnh	149
4.5. Dự báo theo kết quả thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn	152

5. DỰ BÁO SỨC CHỊU TẢI GIỚI HẠN THEO KẾT QUẢ ĐÓNG CỌC	155
5.1. Các khái niệm cơ bản	155
5.2. Công thức đóng cọc của Gherxevanov	156
5.3. Một số công thức đóng cọc khác	160
5.4. Dự báo sức chịu tải của cọc dựa vào phân tích đóng cọc	163
6. SỨC CHỊU TẢI CHO PHÉP CỦA CỌC	172
6.1. $[P]_{đn}$ xác định dựa vào kết quả dự báo $P_{đn}$ theo loại đất và trạng thái vật lý của đất (phương pháp thống kê)	173
6.2. $[P]_{đn}$ xác định dựa vào $P_{đn}$ dự báo theo kết quả xuyên tĩnh	175
6.3. $[P]_{đn}$ xác định dựa vào $P_{đn}$ dự báo theo kết quả xuyên tiêu chuẩn	176
6.4. $[P]$ xác định từ công thức đóng cọc	176
6.5. Các công thức khác	177
7. THÍ NGHIỆM NÉN TĨNH CỌC	178
7.1. Giới thiệu chung	178
7.2. Thí nghiệm nén cọc với tải trọng duy trì ML	179
7.3. Một số phương pháp diễn dịch kết quả thí nghiệm nén tĩnh cọc	182
7.4. Một số quy trình thí nghiệm ML tiêu biểu và những vấn đề liên quan	183
8. CỌC CHỊU KÉO VÀ CỌC CHỊU MA SÁT ÂM	184
8.1. Cọc chịu kéo và khả năng chịu kéo của cọc	184
8.2. Ma sát âm lên cọc	186
9. CẤU TẠO ĐÀI CỌC	187
9.1. Yêu cầu chung	187
9.2. Hình dáng và kích thước mặt bằng đài	188
9.3. Cấu tạo liên kết cọc với đài	188
10. THIẾT KẾ MÓNG CỌC ĐÀI THẤP	189
10.1. Khái niệm về móng cọc đài thấp	189
10.2. Thiết kế sơ bộ móng cọc đài thấp	191
10.3. Tính toán kiểm tra cọc	194
10.4. Tính toán kiểm tra đài cọc	200
10.5. Tính toán độ lún chung của móng cọc	206
10.6. Kiểm tra cường độ và ổn định của móng cọc	207

CHƯƠNG 5 – PHÂN TÍCH CỌC CHỊU TẢI TRỌNG NGANG

1. KHÁI NIỆM VỀ CỌC CHỊU TẢI TRỌNG NGANG	208
1.1. Khái niệm chung	208
1.2. Các mô hình biến dạng của đất khi chịu tải trọng ngang	211
1.3. Phân loại cọc chịu tải trọng ngang theo độ cứng tương đối	214
2. PHÂN TÍCH CỌC CHỊU TẢI TRỌNG NGANG THEO PHƯƠNG PHÁP CỦA BROMS	215
2.1. Giới thiệu chung	215

2.2. Các giả thiết cơ bản.....	215
2.3. Phân tích cọc có đầu tự do	217
2.4. Cọc có đầu ngàm	221
2.5. Các bước thực hiện phân tích cọc chịu tải trọng ngang theo phương pháp của Broms	225
3. PHÂN TÍCH CỌC CHỊU TẢI TRỌNG NGANG VÀ MÔMEN THEO PHƯƠNG PHÁP ZAVRIEV ..	226
3.1. Giới thiệu chung.....	226
3.2. Các giả thiết cơ bản.....	226
3.3. Phương pháp Zavriev áp dụng cho cọc ngắn.....	227
3.4. Phương pháp Zavriev áp dụng cho cọc dài.....	229
3.5. Các bước thực hiện phân tích cọc dài theo phương pháp Zavriev.....	235
4. PHÂN TÍCH THEO MÔ HÌNH PHẢN LỰC NỀN CỦA MATLOCK VÀ REESE	238
4.1. Cọc có đầu tự do	238
4.2. Cọc có đầu cố định.....	242
5. PHƯƠNG PHÁP SAI PHẦN HỮU HẠN PHÂN TÍCH CỌC CHỊU TẢI TRỌNG NGANG	243
5.1. Đối với cọc có đầu tự do	244
5.2. Đối với đầu cọc bị ngàm	244
6. PHÂN TÍCH CỌC CHỊU TẢI TRỌNG NGANG THEO PHƯƠNG PHÁP ĐƯỜNG p-y	245
6.1. Cơ sở lý thuyết.....	245
6.2. Phân tích cọc chịu tải trọng ngang theo đường cong p-y	246
TÀI LIỆU THAM KHẢO.....	261

Chịu trách nhiệm xuất bản:

Chủ tịch Hội đồng Thành viên MẠC VĂN THIÊN
Tổng Giám đốc GS.TS. VŨ VĂN HÙNG
Phó Tổng Giám đốc kiêm Tổng biên tập TS. PHAN XUÂN THÀNH

Tổ chức bản thảo và chịu trách nhiệm nội dung:

Phó Tổng biên tập PHAN DOãn THOẠI
Giám đốc Công ty CP Sách ĐH-DN NGÔ THỊ THANH BÌNH

Biên tập lần đầu:

BÙI MINH HIỂN

Biên tập tái bản :

NGUYỄN DUY MẠNH

Trình bày bìa :

BÙI QUANG TUẤN

Chế bản:

ĐAN NGỌC

Công ty CP Sách Đại học - Dạy nghề, Nhà xuất bản Giáo dục Việt Nam
giữ quyền công bố tác phẩm.

NỀN VÀ MÓNG

Mã số: 7B647y6-DAI

In 500 bản (QĐ in số : 40), khổ 19 x 27 cm.

Đơn vị in : In tại Công ty CP Văn hóa Hà Nội.

240 Minh Khai, Quận Hai Bà Trưng, TP Hà Nội.

Cơ sở in : Khu công nghiệp Đình Bảng - Từ Sơn, Bắc Ninh.

Số ĐKXB : 116 - 2016/CXBIPH/ 62- 66/GD.

Số QĐXB : 2450/QĐ-GD-HN ngày 08 tháng 06 năm 2016.

In xong và nộp lưu chiểu tháng 06 năm 2016.





CÔNG TY CỔ PHẦN SÁCH ĐẠI HỌC - DẠY NGHỀ

HEVOBCO

25 HÀN THUYỀN – HÀ NỘI

Website : www.hevobco.com.vn ; Tel : 043. 9724715

TÌM ĐỌC SÁCH THAM KHẢO KỸ THUẬT CỦA NHÀ XUẤT BẢN GIÁO DỤC VIỆT NAM

- | | |
|---|---|
| 1. Vẽ kỹ thuật xây dựng | Đoàn Như Kim (Chủ biên) |
| 2. Bài tập vẽ kỹ thuật xây dựng (Hai tập) | Nguyễn Quang Cự
Đặng Văn Cứ
Đoàn Như Kim |
| 3. Bản vẽ kỹ thuật – Tiêu chuẩn Quốc tế | Trần Hữu Quế
Nguyễn Văn Tuấn |
| 4. Bản vẽ xây dựng – Tiêu chuẩn Quốc tế | Trần Hữu Quế |
| 5. Hình học họa hình – Tập một | Nguyễn Đình Điện
Đỗ Mạnh Môn |
| 6. Hình học họa hình – Tập hai | Nguyễn Đình Điện
Dương Tiến Thọ
Nguyễn Văn Tuấn |
| 7. Bài tập hình học họa hình | Nguyễn Quang Cự
Nguyễn Mạnh Dũng
Vũ Hoàng Thái |
| 8. AutoCad cho tự động hóa thiết kế | Nguyễn Văn Hiến |
| 9. Cơ sở đồ họa máy vi tính | Phan Hữu Phúc |

Bạn đọc có thể mua tại các Công ty Sách - Thiết bị trường học ở các địa phương hoặc các Cửa hàng của Nhà xuất bản Giáo dục Việt Nam :

Tại Hà Nội : 25 Hàn Thuyên , Quận Hai Bà Trưng, Tel : 04 39718437 ;

Tại Đà Nẵng : 76 - 78 Bạch Đằng ;

Tại Thành phố Hồ Chí Minh : Chi nhánh Công ty CP Sách Đại học – Dạy nghề,
462A/3 Trần Hưng Đạo, Phường 2, Quận 5 ;

Tại Thành phố Cần Thơ : 162D, đường 3/2, Quận Ninh Kiều ;

Website : www.sach24.vn

