

ĐẠI HỌC QUỐC GIA THÀNH PHỐ HỒ CHÍ MINH
TRƯỜNG ĐẠI HỌC BÁCH KHOA

Châu Ngọc Ẩn

NỀN MÓNG

NHÀ XUẤT BẢN ĐẠI HỌC QUỐC GIA
THÀNH PHỐ HỒ CHÍ MINH - 2002

Design By haughtycool

Δe		độ thay đổi hệ số rỗng
e_x	m	độ lệch tâm theo phương x
e_y	m	độ lệch tâm theo phương y
E	$kN \cdot m$	năng lượng búa đóng cọc
E	kPa	module young đôi khi là module biến dạng
E_o	kPa	module biến dạng
E_p	kPa	module nén ngang (pressiomètre)
f	kPa	lực ma sát bên hông của cọc
f_c	kPa	lực ma sát bên hông của xuyên tĩnh
f_s	kPa	lực ma sát bên hông của cọc
F	kN	lực đôi khi là diện tích tiết diện ngang một cây cọc
G	kPa	module chống cắt
g	m/s^2	gia tốc trọng trường
h	m	bề dày một lớp đất đôi khi là chiều cao thủy áp
h	m	chiều cao nẩy đầu tiên của búa
H	m	bề dày thoát nước của một lớp đất
H	m	chiều cao rơi thực tế ở phần động của búa
h_c	m	chiều cao mao dẫn
H_y	kN	tải trọng tác động ngang theo phương y
H_x	kN	tải trọng tác động ngang theo phương x
i		gradient thủy học
i_c		gradient thủy học tới hạn
i_o		gradient thủy học ban đầu
I	m^4	moment quán tính
I_y	m^4	moment quán tính của tiết diện ω đối với trục y đi qua trọng tâm của cả nhóm cọc
I_x	m^4	moment quán tính của tiết diện ω đối với trục x đi qua trọng tâm của cả nhóm cọc
I_L		chỉ số sệt hay độ sệt
I_p		chỉ số dẻo
k		hiệu suất cơ học của búa đóng cọc
k	m/s	hệ số thấm Darcy
k_v	m/s	hệ số thấm Darcy trung bình phương đứng
k_h	m/s	hệ số thấm Darcy trung bình phương ngang
k_s	kN/m^3	hệ số nền

$k_{a\gamma}$		hệ số áp lực chủ động của đất nghiêng liên quan đến ảnh hưởng trọng lượng đất, ảnh hưởng phụ tải hông, ảnh hưởng của lực dính
k_{aq}		
k_{ac}		
$k_{p\gamma}$		hệ số áp lực bị động của đất nghiêng liên quan đến ảnh hưởng trọng lượng đất, ảnh hưởng phụ tải hông, ảnh hưởng của lực dính
k_{pq}		
k_{pc}		
$K_{a\gamma}$		hệ số áp lực chủ động của đất theo phương pháp tuyến của lưng tường, liên quan đến ảnh hưởng trọng lượng đất, ảnh hưởng phụ tải hông, ảnh hưởng của lực dính
K_{aq}		
K_{ac}		
$K_{p\gamma}$		hệ số áp lực bị động của đất theo phương pháp tuyến của lưng tường, liên quan đến ảnh hưởng trọng lượng đất, ảnh hưởng phụ tải hông, ảnh hưởng của lực dính
K_{pq}		
K_{pc}		
K_o		hệ số áp lực đất ở trạng thái nghỉ
K	kPa	module biến dạng thể tích
l	m	bề dài móng chữ nhật
L, l	m	chiều dài của cọc
l_o	m	chiều dài tính toán của cọc
ΣN	kN	tổng tải trọng thẳng đứng tác động tại đáy đài cọc hoặc đáy móng nông
n		số cọc trong móng cọc
n_1		số hàng cọc trong móng cọc
n_2		số cọc trong một hàng
M	$kN.m$	moment uốn
M_m	$kN.m$	moment gây ra (lật hoặc trượt)
M_R	$kN.m$	moment kháng (lật hoặc trượt)
M_x	$kN.m$	moment tác động quanh trục x
M_y	$kN.m$	moment tác động quanh trục y
M_s	kg/m^3	khối lượng hạt
M_t	kg/m^3	khối lượng tổng
M_w	kg/m^3	khối lượng nước
n		độ rỗng
N_p, N_q, N_c		hệ số sức chịu tải
$\bar{q}_c$	kPa	sức chống xuyên trung bình, lấy trong khoảng 3d phía trên và 3d bên dưới mũi cọc
q_p	kPa	cường độ chịu tải cực hạn của đất ở mũi cọc
Q_u	kPa	sức chịu tải cực hạn của cọc theo vật liệu

w_s	(%)	giới hạn co
W_c	kN	trọng lượng của cọc
W	kN	trọng lượng phần rơi của búa
ρ	kg/m^3	khối lượng thể tích tổng
ρ'	kg/m^3	khối lượng thể tích đẩy nổi
ρ_d	kg/m^3	khối lượng thể tích đất khô
ρ_s	kg/m^3	khối lượng thể tích hạt rắn
ρ_{sat}	kg/m^3	khối lượng thể tích đất bão hòa
ρ_w	kg/m^3	khối lượng thể tích nước
φ	độ	góc ma sát trong của đất
φ_{cd}	độ	góc ma sát trong điều kiện có cốt kết có thoát nước
φ_{cu}	độ	góc ma sát trong điều kiện có cốt kết không thoát nước
φ_{uu}	độ	góc ma sát trong điều kiện không cốt kết không thoát nước
φ_a, δ	độ	góc ma sát giữa cọc và đất
γ	kN/m^3	trọng lượng thể tích tổng
γ'	kN/m^3	trọng lượng thể tích đẩy nổi
γ_d	kN/m^3	trọng lượng thể tích đất khô
γ_s	kN/m^3	trọng lượng thể tích hạt rắn
γ_{sat}	kN/m^3	trọng lượng thể tích đất bão hòa
γ_w	kN/m^3	trọng lượng thể tích nước
η		độ nhớt của nước hoặc đôi khi là hệ số nhóm cọc
$\varepsilon_x \varepsilon_y \varepsilon_z$		các biến dạng tương đối pháp tuyến theo trục x, y, z thẳng góc bất kỳ
$\varepsilon_1 \varepsilon_2 \varepsilon_3$		các biến dạng tương đối chính
ε_v		biến dạng thể tích
$\varpi = n.F$	m^2	diện tích tiết diện các cọc trong móng cọc
σ	kPa	ứng suất pháp
σ'	kPa	ứng suất hữu hiệu
σ'_{vc}	kPa	ứng suất hữu hiệu thẳng đứng cố kết
σ'_{vu}	kPa	ứng suất hữu hiệu thẳng đứng do trọng lượng bản thân đất
σ'_p	kPa	ứng suất hữu hiệu cố kết trước chính là ứng suất hữu hiệu thẳng đứng tối đa đã tác động trong quá khứ
$\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$	kPa	các ứng suất pháp tuyến theo trục x, y, z thẳng góc bất kỳ
$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$	kPa	các ứng suất chính

r	m	bán kính của cọc tròn hoặc cạnh cọc vuông
R	kPa	phản lực của đất nền hoặc sức chịu tải của đất nền
R_p	kPa	sức chống ở mũi từ thí nghiệm xuyên tĩnh
R_{vl}	kPa	cường độ chịu nén tính toán của vật liệu làm cọc
S	m	độ lún
s	m	khoảng cách hai cọc tính từ tâm
s_c	m	độ lún do cố kết thắm
s_i	m	độ lún tức thời do tính đàn hồi của đất
s_s	m	độ lún do tính nén thứ cấp
r_m	m	bán kính mặt khum
p_l	kPa	áp lực giới hạn
p_f	kPa	áp lực tái bền, ứng suất trung bình tới hạn
p_{atm}	kPa	áp lực không khí
q	kPa	tải phân bố đều hoặc đôi khi là lưu lượng thấm qua
Q_f	kN	thành phần kháng do ma sát trên thân cọc
Q_p	kN	thành phần kháng do sức chịu mũi cọc
q_p	kPa	cường độ chịu mũi cọc hạn của đất ở mũi cọc
q_d	kPa	sức chịu tải giới hạn (ứng suất giới hạn) của nền
q_{ad}	kPa	sức chịu tải cho phép (ứng suất giới hạn) của nền
s	kPa	sức chống cắt của đất
S_r	$\%$	độ bão hòa
T	kN/m	lực căng bề mặt
T_v		nhân tố thời gian
u	kPa	áp lực nước lỗ rỗng
u_c	kPa	áp lực mao dẫn
U	$\%$	độ cố kết
V_a	m^3	thể tích khí
V_s	m^3	thể tích hạt rắn
V_w	m^3	thể tích nước
V	m^3	thể tích
w	$(\%)$	độ chứa nước
w_n	$(\%)$	độ chứa nước tự nhiên
w_L	$(\%)$	giới hạn lỏng
w_{opt}	$(\%)$	độ chứa nước tối thuận hay độ chứa nước tốt nhất
w_P	$(\%)$	giới hạn dẻo

Chương 3

CỌC CHỊU TẢI TRỌNG ĐỨNG	151
3.1 Tổng quát về cọc.....	151
3.2 Định nghĩa cọc.....	151
3.3 Sức chịu tải dọc trục của cọc theo vật liệu.....	166
3.4 Sức chịu tải dọc trục của cọc theo đất nền	171
3.5 Một số phương pháp tính thông dụng khác.....	212

Chương 4

CỌC CHỊU TẢI NGANG VÀ MÓNG CỌC	219
4.1 Tổng quát về cọc chịu tải ngang	219
4.2 Cọc xiên	219
4.3 Cọc bản	220
4.4 Cọc đứng chịu tải ngang và moment	235
4.5 Tính móng cọc	263

Chương 5

GIA CỐ NỀN VÀ ĐẤT CÓ CỐT	279
5.1 Đệm vật liệu rời (đá - cát).....	279
5.2 Cọc vật liệu rời (đá - cát)	283
5.3 Cọc đất vôi - cọc đất xi măng.....	295
5.4 Gia tải trước.....	300
5.5 Gia tải trước kết hợp thiết bị thoát nước theo phương đứng (Giếng cát; bắc thấm)	303
5.6 Gia tải trước bằng phương pháp hút chân không	310
5.7 Nguyên lý cơ bản đất có cốt.....	314
5.8 Vải - vi địa kỹ thuật	325

Tài liệu tham khảo	339
---------------------------	------------

Chương 1

KHÁI NIỆM VỀ NỀN MÓNG

1.1 VẤN ĐỀ CƠ BẢN VỀ NỀN MÓNG

Nền móng là phần công trình làm việc chung với lớp đất bên dưới trực tiếp gánh đỡ tải trọng bên trên truyền xuống. Phần bên dưới của công trình, thường được gọi là móng được cấu tạo bởi những vật liệu xây dựng cứng hơn đất nền như: móng các công trình dân dụng và công nghiệp, móng cầu, móng cảng, móng giàn khoan,... Riêng các công trình đất đắp như: đường, đê, đập đất, đập đá, mái dốc, sườn dốc,... có phần nền móng không được phân chia rõ ràng như các công trình kể trên.

Công việc tính toán nền móng là nhằm chọn được một loại nền móng công trình đảm bảo các điều kiện sau:

- 1- Công trình phải tuyệt đối an toàn không bị sụp đổ do nền móng, đảm bảo công năng sử dụng của công trình.
- 2- Khả thi nhất cho công trình.
- 3- Giá thành rẻ nhất.

Điều kiện đảm bảo an toàn cho công trình là nhiệm vụ chính trong tính toán kỹ thuật nền móng bao gồm:

- Đánh giá được các tính năng của phần đất sẽ gánh đỡ công trình, phần việc này là công tác khảo sát địa chất bao gồm: khoan lấy các mẫu đất nguyên dạng và không nguyên dạng, kết hợp với thí nghiệm hiện trường phổ thông như xuyên động chuẩn SPT (*standard penetration test*), thí nghiệm xuyên tĩnh CPT (*cone penetration test*), thí nghiệm nén ép ngang trong hố khoan (*pressiometer of ménard*) hoặc thí nghiệm cắt cánh (*vane test*); tiến hành các thí nghiệm trong phòng các mẫu đất nguyên dạng và xáo trộn để xác định các đặc trưng vật lý, hóa học và cơ học của đất nền. Đôi khi, để biết chính xác hơn các đặc tính của đất nền cần tiến hành thêm các thí nghiệm hiện trường độc lập như: thí nghiệm bàn nén, thí nghiệm bàn kéo,... Sau khi có được các chỉ tiêu riêng của từng mẫu đất hoặc từng điểm riêng biệt, tiến hành tính toán các chỉ tiêu chung của từng lớp đất hoặc từng đơn nguyên riêng lẻ của đất nền bằng các phép tính toán thống kê.

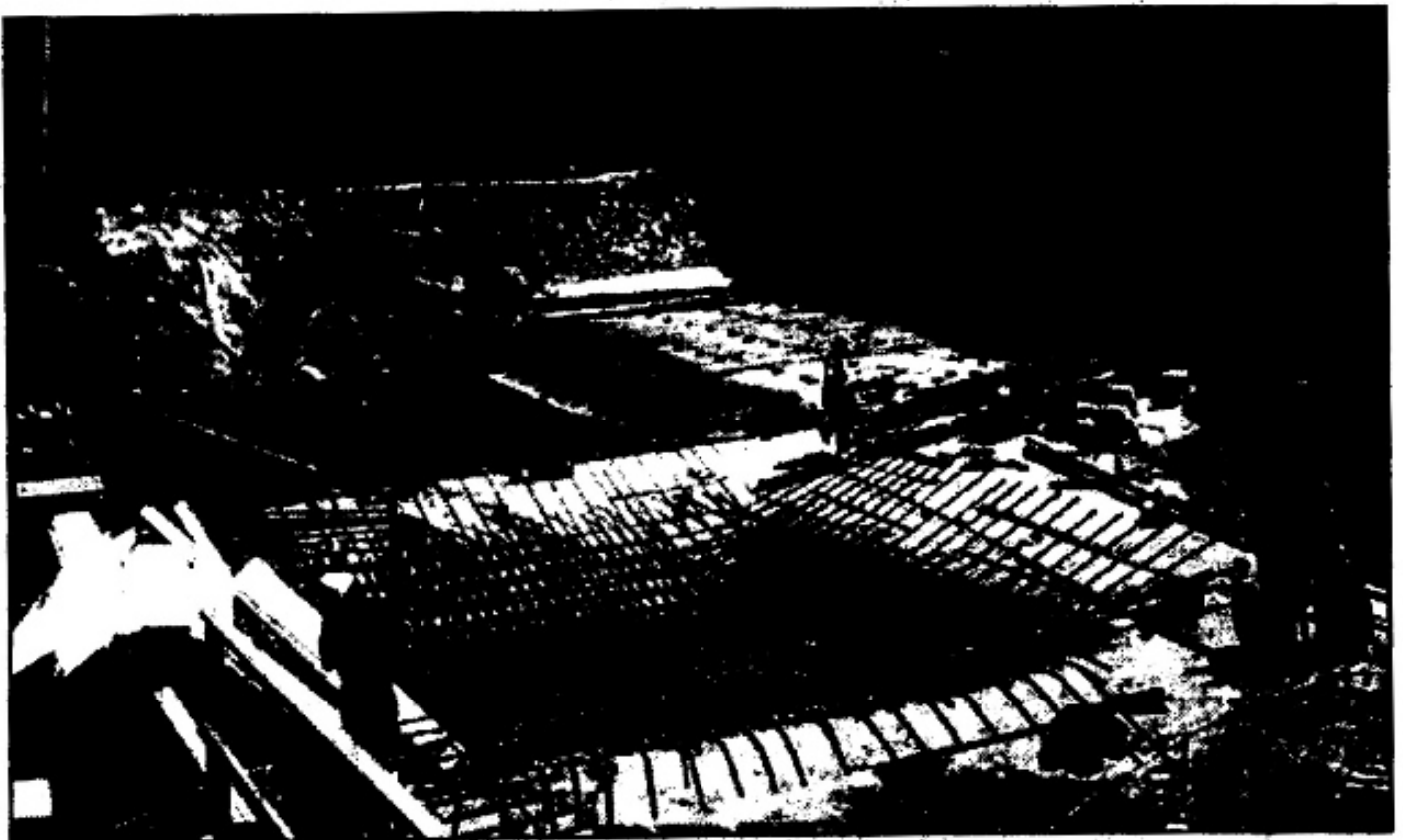
- Lựa chọn các tổ hợp tải trọng công trình truyền xuống đảm bảo an toàn cho công trình, ví dụ như để tính lún chọn tổ hợp có lực đứng lớn nhất có thể có, hoặc tính góc xoay nghiêng của móng hay của công trình thì chọn tổ hợp có moment lớn nhất có thể.

- Phân tích tính toán các loại móng hoặc biện pháp gia cố đất nền thích hợp cho công trình, sao cho công trình không bị sụp đổ do nền móng kém bền vững, hoặc tính năng sử dụng công trình không bị ảnh hưởng bởi sự lún hay sự lún lệch của các móng với nhau.

- Mặt khác, loại nền móng được chọn còn phải rẻ tiền nhất và thời gian thi công không kéo dài quá lâu làm chậm trễ công việc đưa công trình vào sử dụng.

Các loại móng

1- *Móng nông* là phần mở rộng của chân cột hoặc đáy công trình nhằm có được một diện tích tiếp xúc thích hợp để đất nền có thể gánh chịu được áp lực đáy móng, loại móng này không xét lực ma sát xung quanh thành móng với đất khi tính toán khả năng gánh đỡ của đất. Móng nông thường được chia thành móng đơn chịu tải đúng tâm, móng đơn chịu tải lệch tâm lớn (móng chân vịt), móng phối hợp (móng kép), móng băng, móng bè.



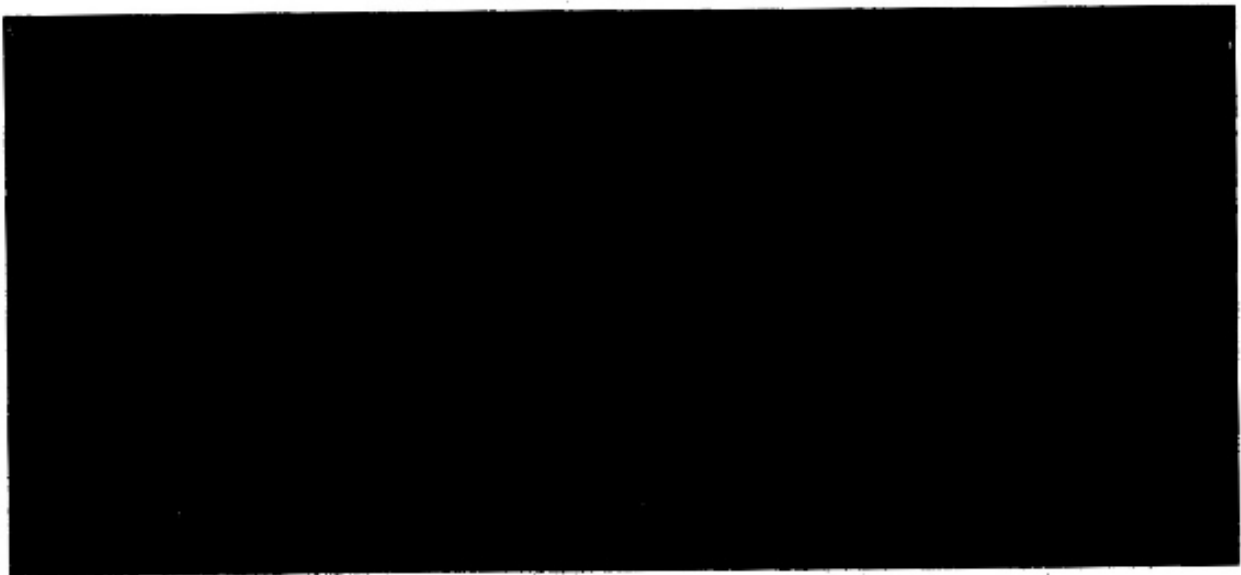
Design By haughtycool

Hình 1.1: Thi công móng bè có độ dầy thay đổi

2- Móng sâu khi độ sâu chôn móng lớn hơn chiều sâu tới hạn D_c , từ độ sâu này sức chịu tải của đất nền không tăng tuyến tính theo chiều sâu nữa mà đạt giá trị không đổi, và thành phần ma sát giữa đất với thành móng được xét đến trong sức chịu tải của đất nền, gồm các loại móng trụ, móng cọc, móng barrette.

Móng trụ gồm các cột lớn chôn sâu gánh đỡ các công trình cầu, cảng, giàn khoan ngoài biển,... Nếu chọn phương pháp thi công hạ vào lòng đất từng đoạn trụ, giống như thi công giếng nên có khi được gọi là móng giếng chìm.

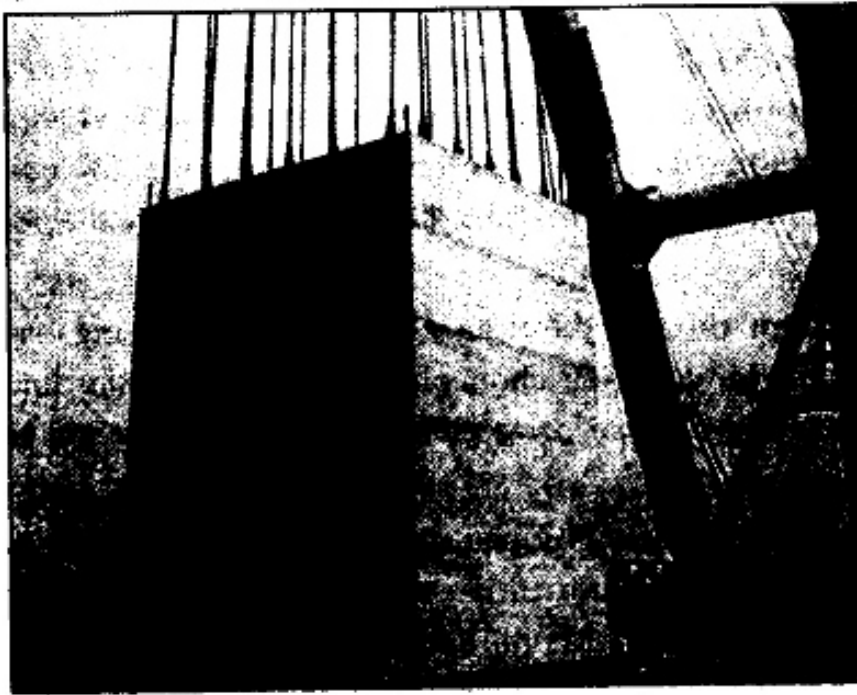
Móng cọc là một loại móng sâu, nhưng thay vì được cấu tạo thành một trụ to, người ta cấu tạo thành nhiều thanh có kích thước bé hơn trụ, được gọi là cọc hay cừ. Loại này rất đa dạng như: cọc gỗ, cọc thép, cọc bê tông, cọc phối hợp hai loại vật liệu. Cọc bê tông có loại chế tạo sẵn và loại nhồi bê tông vào trong lỗ tạo trước trong lòng đất.



Hình 1.2: Thi công dài móng cọc

3- Móng nửa sâu khi độ sâu chôn móng nhỏ hơn chiều sâu tới hạn D_c , nhưng không phải là móng nông như: móng cọc ngắn, móng trụ ngắn và phần lớn móng caisson.

Ngoài ra, còn có các loại móng đặc biệt để sửa chữa gia cường nền móng cho các công trình xưa hoặc nâng cấp các công trình cũ. Có thể kể đến cấy móng nông, cọc rỗng tăng khả năng chịu đựng cho nền một móng cũ hoặc cấy cọc và mở rộng móng,... Cách xác định chiều sâu tới hạn D_c được giới thiệu trong các chương sau.



Hình 1.3: Lắp đặt móng nửa sâu

Các loại nền

1- Nền tự nhiên là nền gồm các lớp đất có kết cấu tự nhiên, nằm ngay sát bên dưới móng, chịu đựng trực tiếp tải trọng công trình do móng truyền sang.

2- Nền nhân tạo: khi các lớp đất ngay sát bên dưới móng không đủ khả năng chịu lực với kết cấu tự nhiên, cần phải áp dụng các biện pháp nhằm nâng cao khả năng chịu lực của nó như:

a) Cải tạo kết cấu của khung hạt đất nhằm gia tăng sức chịu tải và giảm độ biến dạng lún của nền đất:

- Đệm vật liệu rời như đệm cát, đệm đá thay thế phần đất yếu ngay sát dưới đáy móng để nền có thể chịu được tải công trình.

- Gia tải trước là biện pháp cải tạo khả năng chịu tải của nền đất yếu, nhằm làm giảm hệ số rỗng của khung hạt đất bằng cách tác động tải ngoài trên mặt nền đất.

- Gia tải trước phối hợp với biện pháp tăng tốc độ thoát nước bằng các thiết bị thoát nước như giếng cát hoặc bấc thấm nhằm rút ngắn thời gian giảm thể tích lỗ rỗng đối với đất yếu có độ thấm nước kém.

- Cọc vật liệu rời như: cọc cát, cọc đá nhằm làm giảm hệ số rỗng của khung hạt đất cát rời có độ thấm nước tốt hoặc thay thế đất yếu bằng các cọc vật liệu rời có đặc tính tốt hơn đất nền tự nhiên, nhằm tăng khả năng chống cắt dọc các mặt có khả năng bị trượt.

- Cọc đất trộn vôi hoặc trộn xi măng, một số loại thiết bị khoan đặc biệt cho phép trộn đất yếu với vôi hoặc xi măng hình thành các cọc đất trộn vôi và đất trộn xi măng nhằm chịu những tải trọng tương đối bé như nền kho, đường qua đất yếu.

- Phương pháp điện thấm nhằm giảm hệ số rỗng của nền đất bằng cách hút nước ra khỏi các giếng là cực âm của một hệ thống lưới các thanh điện cực âm - dương của dòng điện một chiều được đóng vào lớp đất cần cải tạo.

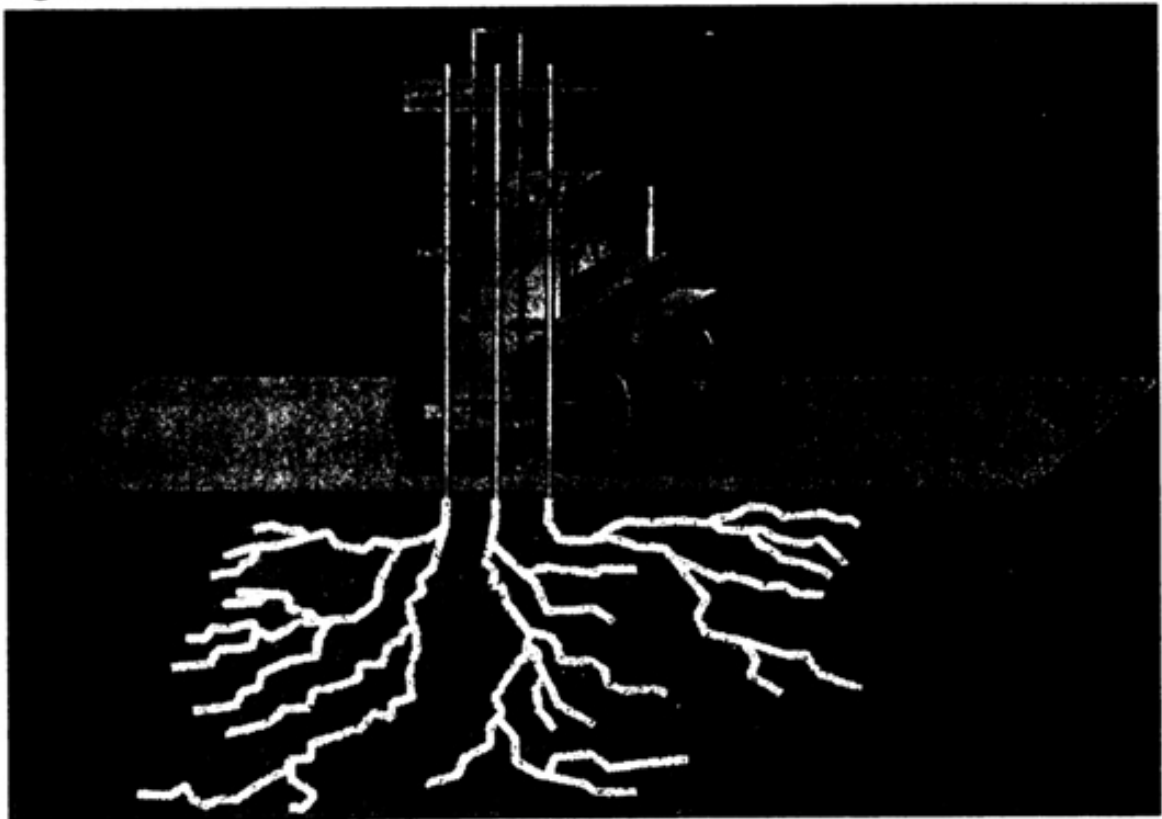
- Phụt vữa xi măng hoặc vật liệu liên kết vào vùng nền chịu lực để tăng lực dính giữa các hạt đất và giảm thể tích các lỗ rỗng.

b) Tăng cường các vật liệu chịu kéo cho nền đất còn được gọi là đất cốt như:

- Sợi hoặc vải địa kỹ thuật, được trải một hoặc nhiều lớp trong nền các công trình đất đắp hoặc trong các lớp đệm vật liệu rời để tăng cường khả năng chịu kéo và giảm độ lún của đất nền.

- Thanh hoặc vỉ địa kỹ thuật, được trải từ 3 đến 5 lớp dưới các móng băng chịu tải trọng lớn hoặc các mái dốc cao, nhằm tăng khả năng chịu lực và giảm độ lún một cách đáng kể cho đất nền.

- Thanh neo thường được dùng để giữ ổn định các tường chắn hoặc vách tầng hầm.



Hình 1.4: Phụt vữa xi măng liên kết gia cường nền

Sau khi đã tính toán các phương án nền móng đạt yêu cầu an toàn, người thiết kế công trình cần phải phân tích điều kiện và khả năng thi công dựa vào thứ tự ưu tiên vật liệu địa phương có sẵn cũng như khả năng thi công trong khu vực rồi lan dần đến khu vực lân cận. Từ đây, sẽ tính toán được giá thành dự kiến của từng phương án, theo đó có thể chọn ra phương án nền móng hợp lý nhất cho cả hai phương diện kỹ thuật và kinh tế.

1.2 VẤN ĐỀ BIẾN DẠNG CỦA NỀN VÀ LÚN CỦA MÓNG

Độ lún của móng nếu quá lớn sẽ ảnh hưởng đến tính năng sử dụng của công trình như giảm độ cao của mặt nền ảnh hưởng đến hệ thống thoát nước của công trình,... Đặc biệt độ lún lệch giữa các móng sẽ dẫn đến gia tăng nội lực trong khung nhà, trong thượng tầng kết cấu dẫn đến nứt nẻ. Việc tính toán và kiểm soát các độ lún cùng độ lún lệch nhằm đảm bảo an toàn cho công trình là một công việc quan trọng trong thiết kế nền móng công trình.

Tổng độ lún của móng công trình từ lúc khởi công đến suốt quá trình sử dụng công trình có thể gồm:

- Độ lún do hạ mực nước ngầm để chuẩn bị thi công đào hố móng
- Độ nở do đào hố móng
- Độ lún do thi công móng và công trình
- Độ nở do dâng mực nước ngầm trở lại khi ngừng bơm hạ mực nước ngầm
- Độ lún do đàn hồi của nền đất
- Độ lún do cố kết sơ cấp của nền đất dưới tải toàn bộ công trình
- Độ lún do nén thứ cấp của nền đất dưới tải toàn bộ công trình.

Với những công trình có độ sâu chôn móng không quá lớn, chiều sâu hạ mực nước ngầm nhỏ. Độ lún và nở do hạ mực nước ngầm, giảm tải do đào hố móng và trả lại nước ngầm có thể bỏ qua, vì chúng không đáng kể so với độ lún do tải công trình.

Nhằm thiết kế nền móng công trình, cần phải tính tổng độ lún và vận tốc của nó. Với nền đất biến dạng được, độ lún của móng thường được tính bằng với biến dạng đứng của nền đất, nó gồm ba thành phần

$$S = S_i + S_c + S_s$$

trong đó S_i - độ lún tức thời do tính đàn hồi của nền đất

S_c - độ lún cố kết của vùng nền trực tiếp gánh đỡ móng, nó phụ thuộc theo thời gian thông qua đặc tính thoát nước của đất nền

S_s - độ lún thứ cấp do đặc tính từ biến của đất nền, nó phụ thuộc theo thời gian sau khi đã lún cố kết.

Độ lún của móng chính là chuyển vị đứng của mặt phẳng đáy móng, và chuyển vị này sẽ bằng với độ co của lớp đất chịu nén chỉ khi mặt phẳng ở đáy lớp đất chịu nén không có chuyển vị đứng hoặc chuyển vị đứng rất bé có thể bỏ qua. Có rất nhiều phương pháp ước lượng tổng độ lún của móng, hay độ lún chỉ riêng do cố kết thắm.

1.2.1 Độ lún cố kết của nền đất theo phương pháp tổng phân tố với đường quan hệ: $e - \sigma'$

Đối với những móng kích thước nhỏ hơn 10m đặt trên đất nền biến dạng trung bình và lớn, để tính lún của móng có thể áp dụng phương pháp cộng lún từng lớp, cũng thường được gọi với tên là phương pháp tổng phân tố. Phương pháp này có thể ước lượng độ lún của từng móng riêng lẻ hoặc xét đến ảnh hưởng của các móng lân cận, cũng như tính được góc xoay của một móng hoặc độ lún lệch giữa các móng. Nội dung của phương pháp bao gồm:

- Áp lực đáy móng đủ nhỏ để không gây vùng biến dạng dẻo quá lớn trong nền, sao cho toàn nền ứng xử như vật thể đàn hồi

$$p^{tc} \leq R^{tc} \equiv R_{II}$$

- Tính áp lực gây lún chính là độ gia tăng ứng suất tại đáy móng do tải công trình bên trên truyền xuống, áp lực này cùng tính chất như sức chịu tải ròng.

$$p_{gl} = \sigma'_{gl} = p - \gamma D_f$$

Chiều dày vùng nén lún là bán kính không gian biến dạng tuyến tính có chiều dày hạn chế một cách quy ước, kể từ đáy móng nông hoặc đáy móng quy ước dưới móng cọc đến chiều sâu z mà ở đó, thỏa điều kiện:

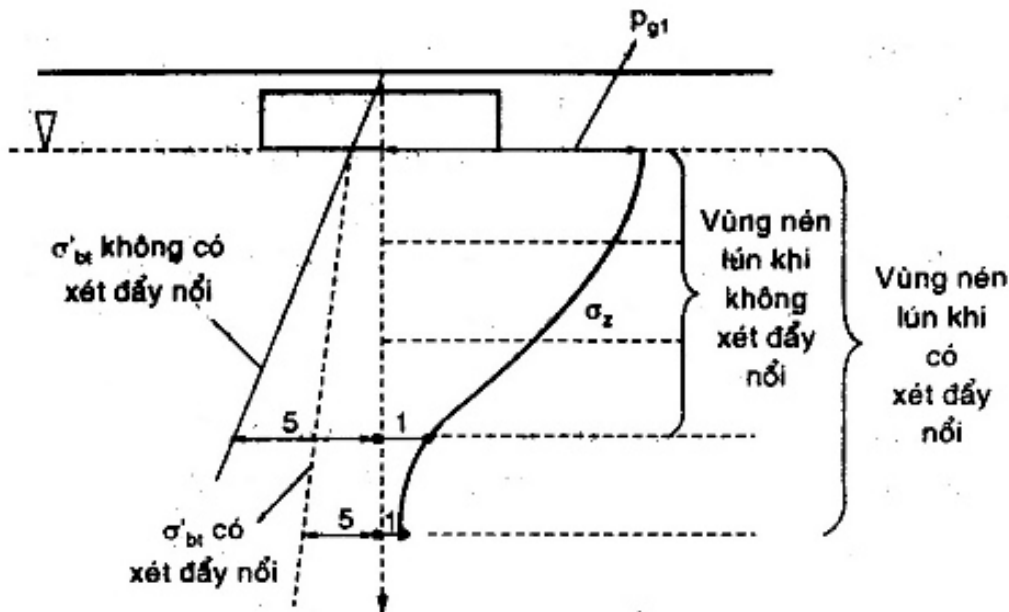
$$\sigma'_{gl(z)} \leq 0,2 \sigma'_{bt(z)} \text{ - đối với đất nền có module biến dạng } E \geq 5MPa$$

$$\sigma'_{gl(z)} \leq 0,1 \sigma'_{bt(z)} \text{ - đối với đất nền có module biến dạng } E \leq 5MPa$$

- Để bài toán tính lún đạt độ chính xác cao, vùng nén lún được chia thành nhiều lớp nhỏ, mỗi lớp phân tố có bề dày nhỏ hơn 0,4 bề rộng móng. Nếu vùng nén lún gồm nhiều lớp đất khác nhau, mặt phân chia các lớp đất phải là mặt phân chia các lớp phân tố. Về phương pháp tính gần đúng, theo J. McPhail và P. Hellen, khi số lớp đạt đến 64, bài tính sẽ có độ chính xác rất cao không chênh lệch nhiều với số lớp là 1000.

- Tính ứng suất do trọng lượng bản thân ở giữa lớp phân tố đất thứ i , $p_{li} = \sigma'_{bt(i)}$, từ ứng suất này ta suy ra hệ số rỗng e_{li} của phân tố đất ở trạng thái ban đầu, khi chưa gánh chịu công trình, nhờ vào đường cong ($e - p$) cũng chính là đường ($e - \sigma'$) của thí nghiệm nén ép không nở hông hay thí nghiệm nén cố kết.

- Từ các bảng kết quả phân bố ứng suất trong bán không gian đàn hồi dưới diện chịu tải, vẽ đường ứng suất do tải trọng ngoài $\sigma_{z(i)}$ dọc theo trục mà ta muốn tính độ lún, thường là trục đi qua tâm diện chịu tải. Tổng ứng suất $p_{2i} = \sigma'_{bt(i)} + \sigma_{z(i)}$ tác động tại giữa lớp phân tố thứ i là tổng của ứng suất do trọng lượng bản thân và ứng suất do tải trọng công trình, từ tổng ứng suất này và đường cong nén ép ($e - p$) sẽ suy ra hệ số rỗng e_{2i} của phân tố đất thứ i .



Hình 1.5: Sơ đồ tính lún theo phương pháp tổng phân tố

Chính vì việc sử dụng kết quả của bài toán Boussinesq để tính các ứng suất do tải ngoài gây ra trong nền nên cần phải kiểm tra áp lực nền sao cho nền còn làm việc như vật liệu đàn hồi.

Áp dụng công thức tính biến dạng đứng của lớp thứ i .

$$s_i = \frac{e_{1i} - e_{2i}}{1 + e_{1i}} h_i \quad (1.1)$$

- Độ lún của móng là tổng các độ biến dạng đứng của các phân tố.

$$S = \sum_{i=1}^n s_i = \sum_{i=1}^n \frac{e_{1i} - e_{2i}}{1 + e_{1i}} h_i \quad (1.2)$$

Với vài phép biến đổi từ định nghĩa hệ số nén lún tương đối a_v và module biến dạng E công thức tính lún trên sẽ có thêm hai dạng sau

$$S = \sum_{i=1}^n s_i = \sum_{i=1}^n \frac{e_{1i} - e_{2i}}{1 + e_{1i}} \frac{p_{2i} - p_{1i}}{p_{2i} - p_{1i}} h_i = \sum_{i=1}^n a_{oi} \Delta p_i h_i \quad (1.3)$$

$$S = \sum_{i=1}^n s_i = \sum_{i=1}^n \frac{\beta_i}{E_i} \Delta p_i h_i \quad (1.4)$$

và

Nếu nền đồng nhất và chấp nhận giả thiết các hệ số nén tương đối α_{oi} , hệ số β_i và module biến dạng E_i không đổi theo chiều sâu. Hai công thức độ lún trên sẽ trở thành

$$S = \sum_{i=1}^n s_i = \alpha_o \sum_{i=1}^n \Delta p_i h_i \quad (1.5)$$

và
$$S = \sum_{i=1}^n s_i = \frac{\beta}{E} \sum_{i=1}^n \Delta p_i h_i \quad (1.6)$$

Nhận xét 1: Vì với các móng công trình thông thường, p_{1i} ở giữa lớp nén lún dao động xung quanh 100 kPa và p_{2i} tương ứng dao động xung quanh 200 kPa, nên các hệ số nén tương đối α_o và module biến dạng E thường được các phòng thí nghiệm cơ học đất, tính với cấp tải từ 100 kPa đến 200 kPa, trong thí nghiệm nén cố kết.

Nhận xét 2: Khi hệ số nén tương đối α_o và module biến dạng E là hằng số và được đặt ngoài dấu sigma, phần còn lại $\sum_{i=1}^n \Delta p_i h_i$ chính là diện tích gần đúng của biểu đồ σ'_z trong vùng chịu nén.

Nhận xét 3:

Ta cũng biết rằng mọi vật đặt trong nước đều chịu lực đẩy nổi Archimède bằng với trọng lượng nước có thể tích mà vật đó chiếm chỗ, do vậy ứng suất do trọng lượng bản thân của mọi loại đất nằm dưới mực nước ngầm đều được tính với trọng lượng thể tích đơn vị đẩy nổi

$$\gamma' = \gamma_{sat} - \gamma_w \quad \text{hoặc} \quad \gamma' = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e}$$

Trên mực nước ngầm, không có lực đẩy Archimède, nên ứng suất do trọng lượng bản thân của các lớp đất trên mực nước ngầm được tính với trọng lượng thể tích đơn vị không xét đẩy nổi.

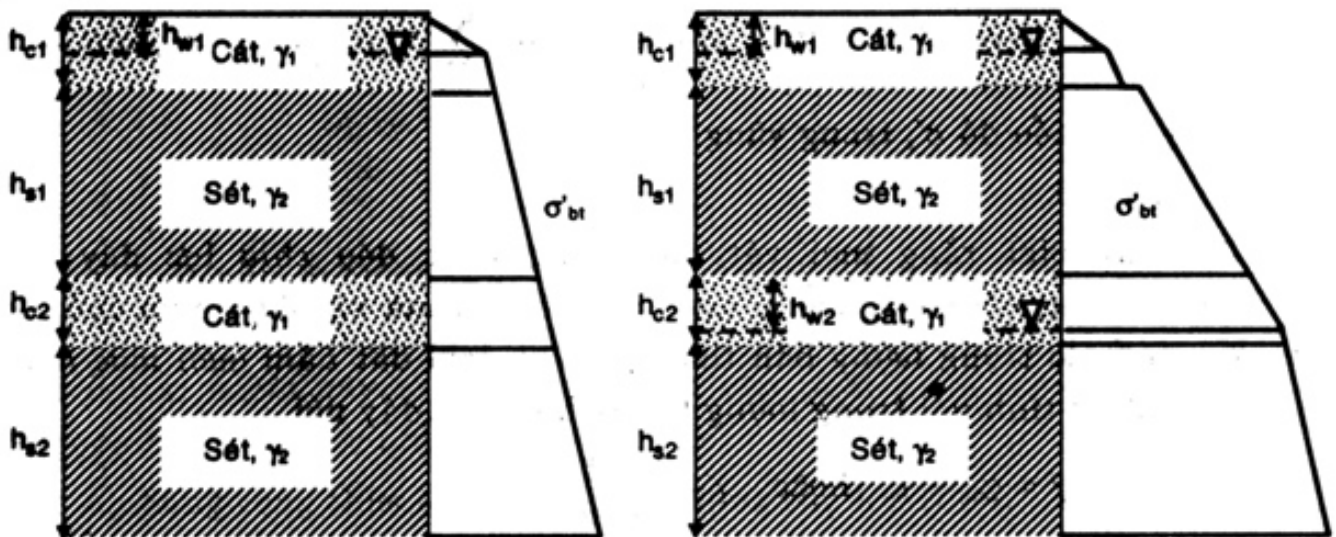
Thử xét hai trường hợp của cùng một loại nền đất, gồm hai lớp cát và sét xen kẽ nhau, có điều kiện thủy học khác nhau. Trường hợp I, chỉ có một mặt nước ngầm cách mặt trên của lớp cát 1, một khoảng h_{w1} , trường hợp II có thêm một mặt nước ngầm nữa cách mặt trên của lớp cát 2 một đoạn h_{w2} . Trong trường hợp II, mặt nước ngầm 1 có thể xem là mặt nước ngầm tạm thời và lớp nước ($h_{c1} - h_{w1}$) là tải ngoài của lớp sét 1. Ứng suất hữu hiệu do trọng lượng bản thân, σ'_{bt} , của cả hai trường hợp I và II được tính như trong bảng bên dưới.

Trong trường hợp I, cả hai lớp sét đều nằm trong nước nên đều bị đẩy nổi. Trong trường hợp II, lớp sét 1 nằm trên mặt nước ngầm thực nên không bị đẩy nổi, còn lớp sét 2 nằm dưới mặt nước ngầm nên bị đẩy nổi.

Trong H.1.6, chúng ta dễ dàng ghi nhận rằng, nếu tính với trọng lượng riêng của đất nền có xét lực đẩy nổi vùng nén lún sẽ phát triển xuống sâu hơn, điều này sẽ có lợi hơn cho việc tính toán an toàn của công trình.

Các ví dụ tính toán lún theo phương pháp tổng phân tố có thể tham khảo trong chương móng nông.

Nhận xét 4: Với những công trình quan trọng phải sử dụng thêm module biến dạng của các thí nghiệm hiện trường như: bàn nén, thí nghiệm nén ép ngang trong hố khoan (*pressiometer of ménard*) hoặc có thể sử dụng các tương quan thực nghiệm từ thí nghiệm xuyên động chuẩn (SPT) hoặc thí nghiệm xuyên tĩnh (CPT) so với các kết quả thí nghiệm nén trong phòng.



Hình 1.6: Sơ đồ tính ứng suất do trọng lượng bản thân

Ứng suất σ'_m tại	Trường hợp I	Trường hợp II
Cao trình mực nước ngầm I	$\gamma_1 h_{w1}$	$\gamma_1 h_{w1}$
Cao trình đáy lớp cát 1	$\gamma_1 h_{w1} + \gamma_1 (h_{c1} - h_{w1})$	$\gamma_1 h_{w1} + \gamma_1 (h_{c1} - h_{w1})$
Cao trình mặt lớp sét 1	$\gamma_1 h_{w1} + \gamma_1 (h_{c1} - h_{w1})$	$\gamma_1 h_{w1} + \gamma_1 (h_{c1} - h_{w1}) + \gamma_w (h_{c1} - h_{w1}) = \gamma_1 h_{w1} + \gamma_1 (h_{c1} - h_{w1})$
Cao trình đáy lớp sét 1	$\gamma_1 h_{w1} + \gamma_1 (h_{c1} - h_{w1}) + \gamma_2 h_{s1}$	$\gamma_1 h_{w1} + \gamma_1 (h_{c1} - h_{w1}) + \gamma_2 h_{s1}$
Cao trình mực nước ngầm II		$\gamma_1 h_{w1} + \gamma_1 (h_{c1} - h_{w1}) + \gamma_2 h_{s1} + \gamma_1 h_{w2}$
Cao trình đáy lớp cát 2	$\gamma_1 h_{w1} + \gamma_1 (h_{c1} - h_{w1}) + \gamma_2 h_{s1} + \gamma_1 h_{c2}$	$\gamma_1 h_{w1} + \gamma_1 (h_{c1} - h_{w1}) + \gamma_2 h_{s1} + \gamma_1 h_{w2} + \gamma_1 (h_{c2} - h_{w2})$
Cao trình mặt lớp sét 2	$\gamma_1 h_{w1} + \gamma_1 (h_{c1} - h_{w1}) + \gamma_2 h_{s1} + \gamma_1 h_{c2}$	$\gamma_1 h_{w1} + \gamma_1 (h_{c1} - h_{w1}) + \gamma_2 h_{s1} + \gamma_1 h_{w2} + \gamma_1 (h_{c2} - h_{w2})$
Cao trình đáy lớp sét 2	$\gamma_1 h_{w1} + \gamma_1 (h_{c1} - h_{w1}) + \gamma_2 h_{s1} + \gamma_1 h_{c2} + \gamma_2 h_{s2}$	$\gamma_1 h_{w1} + \gamma_1 (h_{c1} - h_{w1}) + \gamma_2 h_{s1} + \gamma_1 h_{w2} + \gamma_1 (h_{c2} - h_{w2}) + \gamma_2 h_{s2}$

1.2.2 Độ lún tính theo đường quan hệ $e - \log \sigma'$

Độ lún do đất nền cố kết khi chịu sự gia tăng ứng suất do tải trọng công trình, phụ thuộc vào thông số thời gian và nó chỉ xảy ra với nền đất dính bão hòa nước có hệ số thấm bé. Khi có sự gia tăng tải trọng, phần nước trong lỗ rỗng gánh đỡ toàn bộ áp lực gia tăng này dưới dạng áp lực nước lỗ rỗng thặng dư Δu , áp lực thặng dư này sẽ phân tán dần khi nước chịu áp lực chảy sang nơi có áp lực thấp hơn được gọi là hiện tượng cố kết thấm đã được phân tích theo lý thuyết cố kết thấm của Terzaghi trong giáo trình cơ học đất.

Với các nền đất có độ thấm lớn như cát, sỏi sạn, đá dăm,..., hiện tượng cố kết thấm diễn ra gần như tức thời, độ lún của chúng không phụ thuộc thông số thời gian.

Trong mục này chúng ta sẽ phân tích các kết quả thí nghiệm cố kết trong hệ trục $e - \log p'$ hoặc $e - \log \sigma'$ để tính độ lún cố kết, phương pháp này được sử dụng ở khá nhiều nước trên thế giới.

Mặt khác, có thể dùng phương pháp một lớp phân tố cũng như phương pháp tổng phân tố để tính lún theo đường quan hệ $e - \log \sigma'$.

Đất có một kỷ ức về áp lực và những biến đổi mà nó đã phải chịu trong quá khứ có thể đến hàng chục thế kỷ, và những thay đổi này được tồn trữ trong cấu trúc của đất. Điều này đã được đề cập đến lần đầu tiên bởi Casagrande, năm 1932. Khi một mẫu đất hoặc một lớp đất chịu áp lực lớn hơn áp lực mà nó đã gánh chịu trong quá khứ, cấu trúc của đất sẽ co lại thêm (lún xuống). Khi ta khoan lấy mẫu mang về phòng thí nghiệm, bắt đầu làm thí nghiệm cố kết, mẫu đất đã được giảm tải về không và nó đã nở ra. Tiến hành thí nghiệm nén mẫu đất, ở các cấp tải đầu tiên mẫu đất bị nén lại cho đến khi đạt áp lực mà nó đã chịu trước đây. Sự thay đổi thể tích trong giai đoạn này chủ yếu do thay đổi thể tích các bọt khí và sự thay đổi bề dày của lớp vỏ nước do thay đổi áp lực tác động lên mẫu đất. Khi áp lực tăng lớn hơn áp lực nó đã chịu trong quá khứ mẫu đất thật sự bị co lại do sự xấp xếp cấu trúc hạt đất. Trên đường cong nén ép $e - \log \sigma'$ ở khu vực áp lực mà mẫu đất đã chịu có sự thay đổi độ dốc rất rõ rệt.

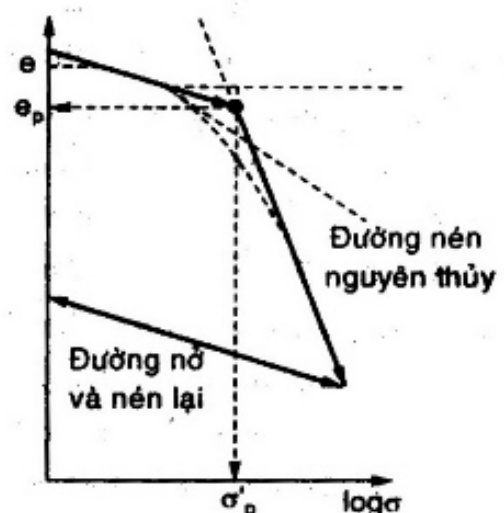
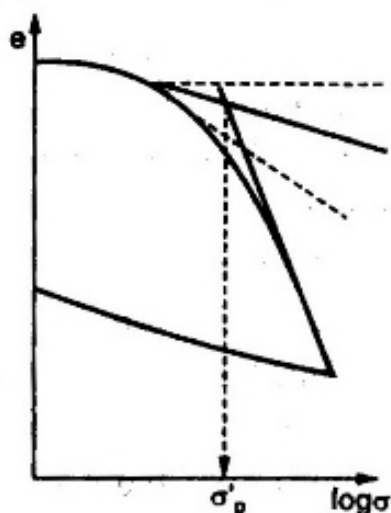
Tùy theo loại đất và lịch sử chịu tải của nó, vị trí đổi độ dốc của đường cố kết $e - \log \sigma'$, được gọi là *vùng chuyển tiếp* có thể diễn ra trong đoạn gia tải nhỏ cho hầu hết các loại đất, ngoại trừ đất silt và đất chế bị ít nhạy cảm với sự thay đổi ứng suất. Trên đường $e - \log \sigma'$, phần tuyến tính nằm trước *vùng chuyển tiếp* được gọi là *đường nén lại* và phần tuyến tính sau *vùng chuyển tiếp* là *đường nền nguyên thủy*. Ứng suất ứng với vị trí giao

điểm của *đường nén lại* và *đường nén nguyên thủy* được gọi là *ứng suất tiền cố kết* σ'_p .

Có nhiều phương pháp xác định ứng suất tiền cố kết σ'_p , nhưng thông dụng nhất là phương pháp Casagrande (1936), phương pháp này gồm các bước sau:

- 1- Chọn điểm A có bán kính chính khúc bé nhất trên đường cong cố kết $e - \log \sigma'$.
- 2- Vẽ đường tiếp tuyến với điểm A.
- 3- Vẽ đường song song với trục hoành từ A.
- 4- Vẽ đường phân giác của góc hợp bởi hai đường của bước 2 và 3.
- 5- Kéo dài phần tuyến tính của đường nén nguyên thủy, giao điểm của đường này và đường phân giác xác định điểm có ứng suất tiền cố kết σ'_p .

Đất được gọi là ở trạng thái cố kết thường (ký hiệu là NC: *normally consolidation*) khi ứng suất tiền cố kết σ'_p bằng với ứng suất do trọng lượng bản thân các lớp đất hiện hữu bên trên tác động σ'_{vo} . Đất được gọi là ở trạng thái cố kết trước (ký hiệu là OC: *overconsolidation*) khi ứng suất tiền cố kết σ'_p lớn hơn ứng suất do trọng lượng bản thân các lớp đất bên trên đang tác động σ'_{vo} . Có rất nhiều hiện tượng tự nhiên sinh ra trạng thái cố kết trước như: tan băng; thành tạo địa chất; tạo sơn; thay đổi dòng chảy sông; ảnh hưởng bốc hơi của nước mặt.



Hình 1.7: Xác định ứng suất cố kết trước σ'_p

Tỷ số tiền cố kết được định nghĩa như tỷ số của ứng suất tiền cố kết σ'_p và ứng suất do trọng lượng bản thân các lớp đất bên trên hiện hữu tác động σ'_{vo} như sau

$$OCR = \frac{\sigma_p}{\sigma_{vo}} \quad (1.7)$$

$OCR = 1$: đất cố kết thường

$OCR > 1$: đất cố kết trước do áp lực địa chất trong quá khứ tác động nay không còn nữa hoặc đất được đầm chặt hay đất đã được xử lý gia tải trước.

$OCR < 1$: đất kém cố kết hoặc chưa đạt đủ quá trình cố kết do trọng lượng các lớp bên trên, như các lớp trầm tích mới hoặc các loại đất mới đắp đầm nén không kỹ hay các lớp đất đắp bằng phương pháp xáng thổi.

Đặc tính nén của mẫu đất sẽ không giống nhau ứng với những áp lực nén khác nhau so với ứng suất tiền cố kết σ_p , các lớp đất chịu áp lực tác động bé hơn ứng suất tiền cố kết σ_p biến dạng của đất chỉ là biến dạng đàn hồi, khi áp lực tác động lớn hơn ứng suất tiền cố kết σ_p biến dạng của đất gồm cả biến dạng đàn hồi (hồi phục) và biến dạng dẻo (không hồi phục).

Rất nhiều thực nghiệm cho thấy *đường nén lại* song song với *đường nở* cùng có độ dốc được định nghĩa là *chỉ số nén lại* hoặc *chỉ số nở* C_s hoặc C_g , diễn tả đặc trưng đàn hồi được xác định theo công thức

$$C_s = \frac{-\Delta e_r}{\Delta(\log \sigma)} = \frac{-(e_{r2} - e_{r1})}{\log \sigma_2 - \log \sigma_1} \quad (1.8)$$

Độ dốc của *đường nén nguyên thủy* được định nghĩa là *chỉ số nén* C_c , bao gồm cả đặc tính đàn hồi và dẻo của đất nền có dạng sau

$$C_c = \frac{-\Delta e}{\Delta \log \sigma} = \frac{e_1 - e_2}{\log \sigma_2 - \log \sigma_1} \quad (1.9)$$

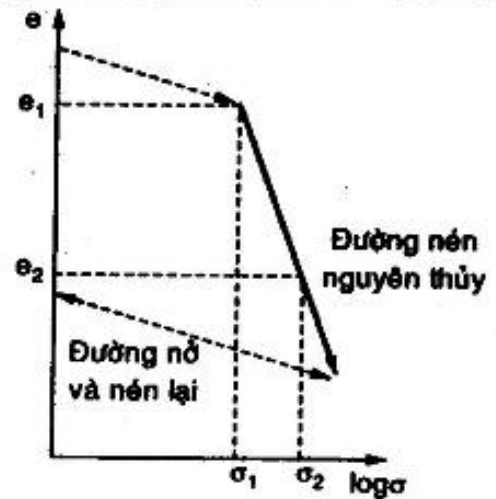
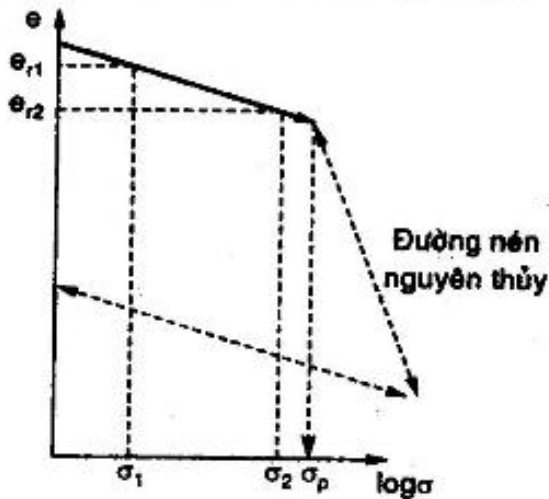
Xem H.1.8.

Độ lún của móng do cố kết của lớp đất dính được tính như sau

$$\text{Với đất cố kết thường } S_c = \frac{C_c}{1 + e_o} H_o \log \frac{p_o + \Delta p}{p_o} \quad (1.10)$$

Với đất cố kết trước nặng có áp lực tác động giữa lớp đất là $p_o + \Delta p < \sigma_p$ thì độ lún là biến dạng đàn hồi của nền có dạng

$$S_i = \frac{C_s}{1 + e_o} H_o \log \frac{p_o + \Delta p}{p_o} \quad (1.11)$$



Hình 1.8: Đặc tính nén lại và nén nguyên thủy

Với đất cố kết trước nhẹ có $p_o < \sigma_p < p_o + \Delta p$

$$\Rightarrow S_c = \frac{C_c}{1+e_o} H_o \log \frac{\sigma_p}{p_o} + \frac{C_c}{1+e_o} H_o \log \frac{p_o + \Delta p}{\sigma_p} \quad (1.12)$$

trong đó p_o - áp lực do trọng lượng bản thân ở giữa lớp sét

Δp - ứng suất thẳng đứng gia tăng do tải trọng công trình gây ra ở giữa lớp đất sét

σ_p - ứng suất cố kết trước

e_o - hệ số rỗng ban đầu của lớp sét (ứng với thời điểm trước khi xây công trình)

C_c - chỉ số nén; C_s - chỉ số nở.

H_o - bề dày lớp đất sét ban đầu trước khi xây công trình.

Tính độ lún theo đường $e - \log p$ (hay $e - \log \sigma$) có thể tính theo phương pháp tổng phân tố, tương tự như phương pháp dựa theo đường $e - p$.

$$S = \sum_{i=1}^n \frac{C_i}{1+e_{oi}} H_i \log \frac{p_{oi} + \Delta p_i}{p_{oi}} \quad (1.13)$$

1.2.3 Lý thuyết bán không gian đàn hồi

Thuật ngữ độ lún đàn hồi thường được hiểu theo hai quan niệm:

Quan niệm thứ nhất đất nền được xem như vật thể đàn hồi, sử dụng các kết quả của lý thuyết đàn hồi để tính lún cho móng. Phương pháp này thích hợp cho các loại móng băng có kích thước lớn và khi đất nền thuộc loại đất cố kết trước.

Quan niệm thứ hai, biến dạng đứng của nền đất ngay khi đặt tải, lún tức thời, biến dạng đứng này không do áp lực nước lỗ rỗng thặng dư thoát ra làm giảm hệ số rỗng, mà do các bọt khí trong nước lỗ rỗng giảm thể tích. Cả hai quan niệm trên đều sử dụng chung các công thức suy ra từ lý

thuyết đàn hồi, nhưng điểm khác nhau là cách tính module đàn hồi.

Quan niệm thứ nhất tính module đàn hồi từ thí nghiệm cố kết thấm hoặc nén ba trục có thoát nước (CD).

Quan niệm thứ hai tính module biến dạng bằng module tiếp tuyến của đường độ lệch ứng suất, $q = \sigma_1 - \sigma_3$, và biến dạng trục, ϵ_1 , từ thí nghiệm nén ba trục không thoát nước, module này thường gần bằng với giá trị module nở trong thí nghiệm cố kết thấm khi dỡ tải và nén lại. Độ lún xác định từ quan niệm này chính là độ lún tức thời S_i .

Từ lý thuyết đàn hồi tuyến tính, biểu thức chuyển vị đứng tại M có tọa độ (x, y, z) dưới tác dụng của tải tập trung P tại gốc O.

$$w_{(x,y,z)} = \frac{P(1+\nu)}{2\pi E} \left[\frac{z^2}{R^3} + \frac{2(1-\nu)}{R} \right] \quad (1.14)$$

nếu M ở mặt đất, thì $z = 0$, và chuyển vị đứng có dạng:

$$w_{(x,y,0)} = \frac{P(1+\nu)}{2\pi E} \left[\frac{2(1-\nu)}{R} \right] = \frac{P(1-\nu^2)}{\pi ER} = \frac{P}{\pi CR} \quad (1.15)$$

Vậy độ biến dạng đứng của lớp đất dày z là hiệu số hai chuyển vị của mặt $z = 0$ và $z = z$, độ biến dạng này sẽ bằng với độ lún của móng nếu chuyển vị đứng tại $z = z$ là $w_{(x,y,z)} = 0$, hay

$$S = w_{(x,y,0)} - w_{(x,y,z)}$$

và độ lún của móng trên nửa không gian biến dạng tuyến tính

$$S = w_{(x,y,0)}$$

vì ở độ sâu $z = \infty$ có chuyển vị đứng $w_{(x,y,z=\infty)} = 0$

Dưới diện chữ nhật chịu tải phân bố đều p , chuyển vị đứng tại M(x,y,z) có dạng

$$w_{(x,y,z)} = \frac{1}{\pi C} \iint_F \frac{p(\xi, \eta) d\xi d\eta}{\sqrt{(x-\xi)^2 + (y-\eta)^2 + z^2}}$$

ξ và η là tọa độ diện tích nhỏ chịu tải $p d\xi d\eta$

và thông thường độ lún đàn hồi dưới diện chịu tải tròn và chữ nhật trên nền bán không gian biến dạng tuyến tính sau khi giải tích phân trên sẽ có dạng

$$S = \frac{p b \alpha (1-\nu^2)}{E} \quad (1.16)$$

Những lời giải đã được thực hiện và được sử dụng đại trà gồm:

- Độ lún lớn nhất tại tâm của móng mềm chịu tải phân bố đều với α_{max} cho móng vuông và móng chữ nhật, hệ số α_{max} phụ thuộc tỷ lệ hình dạng, được xác định theo công thức sau

$$\alpha_{\max} = \frac{f}{\pi} \left[\operatorname{Ln} \left(\frac{\sqrt{1+m^2} + m}{\sqrt{1+m^2} - m} \right) + m \operatorname{Ln} \left(\frac{\sqrt{1+m^2} + 1}{\sqrt{1+m^2} - 1} \right) \right] \quad (1.17)$$

• Độ lún tại góc của móng mềm chịu tải phân bố đều được tính với α_c hoặc α_g có giá trị bằng $\frac{\alpha_{\max}}{2}$

• Độ lún trung bình của diện chịu tải được tính với α_m hoặc α_b

• Độ lún của móng cứng tuyệt đối chịu tải đứng đúng tâm được tính với α_{const} hoặc α_r

Trong công thức (1.16) trên, nếu chúng ta sử dụng:

E là module biến dạng đàn hồi tính từ thí nghiệm nén ba trục không thoát nước thì S là độ lún của nền tương ứng với biến dạng tức thời.

E là module tổng biến dạng E của thí nghiệm nén cố kết hoặc thí nghiệm nén ba trục có thoát nước, thì độ lún S là độ lún của nền tương ứng với cả biến dạng do cố kết và biến dạng tức thời. Module biến dạng của đất cũng còn được xác định từ thí nghiệm bàn nén hiện trường, thí nghiệm nén ép ngang trong hố khoan hoặc suy từ thí nghiệm xuyên động chuẩn SPT hoặc thí nghiệm xuyên tĩnh CPT.

Bảng 1.1: Giá trị α_i tính lún theo phương pháp bán không gian đàn hồi

$m = l/b$	$\alpha_{\max}$	α_m	α_{const}
1	1,12	0,95	0,88
1,5	1,36	1,15	1,08
2	1,53	1,30	1,22
3	1,78	1,53	1,44
4	1,96	1,70	1,61
5	2,10	1,83	1,72
6	2,22	1,96	1,82
7	2,32	2,04	1,91
8	2,40	2,12	1,98
9	2,48	2,19	2,05
10	2,54	2,25	2,12
100	4,01	3,89	
Móng tròn	1	0,85	0,79

Giáo sư Braja M. Das của Trường Đại học Illinois giới thiệu trong tác phẩm của ông, năm 1984 đặc trưng biến dạng của một số đất thông dụng trong bảng 1.2 dưới đây.

Bảng 1.2: Bảng giá trị ước lượng module biến dạng và hệ số Poisson của đất

Loại đất	Module biến dạng E (Mpa)	Hệ số Poisson μ
Cát rời	10,35 - 24,15	0,20 - 0,40
Cát chặt trung bình	17,25 - 27,60	0,25 - 0,40
Cát chặt	34,50 - 55,20	0,30 - 0,45
Cát lẫn đất bột	1,035 - 17,25	0,20 - 0,40
Cát sỏi	69,00 - 172,50	0,15 - 0,35
Sét mềm	2,07 - 5,18	0,20 - 0,50
Sét dẻo trung bình	5,18 - 10,35	0,20 - 0,50
Sét cứng	10,35 - 24,15	0,20 - 0,50

Một vài tương quan thực nghiệm của Mitchell và Gardner (1975) và Schurmann (1970) như sau

$$E \text{ (kPa)} = 766 N \quad (1.18)$$

với N - chỉ số của thí nghiệm SPT

$$\text{và} \quad E = 2q_c \quad (1.19)$$

q_c - sức kháng mũi của thí nghiệm CPT

Với đất sét cổ kết thường NC, module biến dạng có thể suy từ lực dính của thí nghiệm nén ba trục không thoát nước theo công thức sau

$$E = 250c_u \text{ đến } 500c_u$$

$$\text{Tương tự với đất sét cổ kết trước là } E = 750c_u \text{ đến } 1000c_u \quad (1.20)$$

với c_u - lực dính đơn vị không thoát nước

Trong quy phạm xây dựng Việt Nam 45-78 cũng cho các tương quan trong bảng 1.3

Bảng 1.3: Giá trị module biến dạng theo sức kháng mũi xuyên tĩnh

Loại đất	Giá trị module biến dạng E
Cát	$3q_c$
Á sét và sét	$7q_c$

Mặt khác, trong quy phạm xây dựng Việt Nam TCVN 45-78 hướng dẫn sử dụng module biến dạng suy từ module E_s của thí nghiệm nén cố kết (nén không nở hông) trong phòng ứng với cấp tải từ 100 kPa đến 200 kPa, nhân với hệ số điều chỉnh m_s .

Bảng 1.4: Giá trị hệ số hiệu chỉnh m_k

Loại đất	Trị số của hệ số m_k khi hệ số rỗng e bằng						
	0,45	0,55	0,65	0,75	0,85	0,95	1,05
Á cát	4	4	3,5	3	2		
Á sét	5	5	4,5	4	3	2,5	2
Sét			6	6	5,5	5,5	4,5

Các giá trị trong bảng 1.4 chỉ được sử dụng cho các loại đất dính có độ sệt $I_p = B \leq 0,75$, tức là từ đất dẻo đến đất cứng.

Chú ý: Đối với đất cát và đất dẻo mềm đến mềm thì không sử dụng hệ số hiệu chỉnh m_k cho module biến dạng tính từ thí nghiệm nén trong phòng.

Ví dụ 1.1. Một móng bè có kích thước $20m \times 40m$ chịu một tải trọng phân bố đều ở đáy móng $p = 180 \text{ kPa}$. Nền đất là một lớp á cát đồng nhất có module biến dạng $E = 20 \text{ MPa}$ và hệ số Poisson $\mu = 0,3$

Giải. Xem móng như là móng biến dạng tốt. Độ lún tại tâm móng

$$S = \frac{pb\alpha_{\max}(1-\nu^2)}{E}$$

$$\text{Từ } l/b = 40/20 = 2 \Rightarrow \alpha_{\max} = 1,53$$

$$S_{\max} = \frac{0,18 \times 20 \times 1,53 \times (1 - 0,3^2)}{20} = 0,25 \text{ m}$$

Ta có thể suy ra dễ dàng độ lún tại các góc móng là $0,125 \text{ m}$

Độ lún trung bình $S_m = 0,25 \times 1,3 / 1,53 = 0,21 \text{ m}$

Và độ lún trong trường hợp móng cứng tuyệt đối

$$S_{\text{const}} = 0,25 \times 1,22 / 1,53 = 0,2 \text{ m}$$

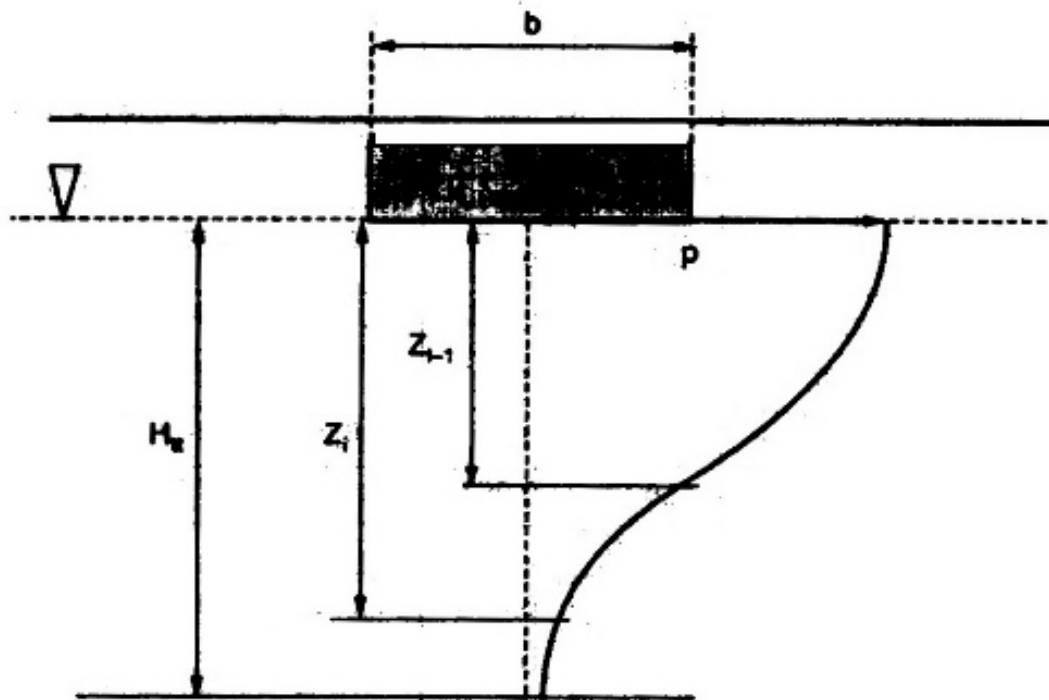
1.2.4 Tính lún theo phương pháp lớp đàn hồi

Độ lún trung bình của móng

TCXD 45-78 dựa trên SNIP 15-74 và SNIP 2.02.01-83 giới thiệu phương pháp lớp biến dạng tuyến tính (chiều dày H) nên áp dụng vào trường hợp đất nền có sự hiện diện của một tầng cứng (module biến dạng $E \geq 100 \text{ MPa}$) bên dưới lớp đất biến dạng hoặc móng có kích thước lớn (bề rộng hoặc đường kính lớn hơn 10 m) và module biến dạng của đất nền $E \geq 10 \text{ MPa}$. Ngay cả bài toán bán không gian cũng có thể áp dụng được.

Theo quy phạm 45-78 và SNIP 15-74 để tính độ lún trung bình các loại móng có bề rộng lớn hơn 10m sử dụng công thức sau

$$S = pbM \sum_{i=1}^n \frac{k_i - k_{i-1}}{E_i} \quad (1.21)$$



Hình 1.9: Sơ đồ tính lún theo lý thuyết lớp đàn hồi

Theo SNIP 2.02.01-83 (tiêu chuẩn thiết kế của Liên Xô cũ), thay hệ số M bằng hai hệ số k_c và k_m để tính hầu hết các loại móng có kích thước khác nhau

$$S = \frac{pbk_c}{k_m} \sum_{i=1}^n \frac{k_i - k_{i-1}}{E_i} \quad (1.22)$$

trong đó b - bề rộng của móng hoặc đường kính móng tròn

p - áp lực trung bình đáy móng, áp lực này phải nhỏ hơn R^{tc} để đảm bảo nền còn làm việc đàn hồi

M - hệ số điều chỉnh cho các móng có bề rộng lớn hơn 15m, khi chiều rộng móng nhỏ hơn 10m, hệ số M trong bảng 1.6 phải được nhân với 1,5

k_c - hệ số điều chỉnh do ảnh hưởng độ sâu

k_m - hệ số chỉ ảnh hưởng bề rộng móng và độ cứng đất nền

k_i và k_{i-1} - hệ số hình dạng móng và độ sâu lớp thứ i trong chiều dày H (bảng 1.5)

E_i - module biến dạng của lớp i

n - số lượng lớp khác nhau về tính nén lún trong phạm vi H .

Bảng 1.5: Giá trị k tính toán theo phương pháp lớp đàn hồi

$m = 2z/b$ hoặc $m = z/r$	Hệ số k đối với các móng							
	Hình tròn, bán kính r	Hình chữ nhật có tỷ số các cạnh: $a = l/b$ bằng						Móng băng $n > 10$
		1	1,4	1,8	2,4	3,2	5	
0,0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,4	0,090	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,104
0,8	0,179	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200	0,208
1,2	0,266	0,299	0,300	0,300	0,300	0,300	0,300	0,311
1,6	0,348	0,380	0,394	0,397	0,397	0,397	0,397	0,412
2,0	0,411	0,446	0,472	0,482	0,486	0,486	0,486	0,511
2,4	0,461	0,499	0,538	0,556	0,565	0,567	0,567	0,605
2,8	0,501	0,542	0,592	0,618	0,635	0,640	0,640	0,687
3,2	0,532	0,577	0,637	0,671	0,696	0,707	0,709	0,763
3,6	0,558	0,606	0,676	0,7	0,760	0,7	0,772	0,831
4,0	0,579	0,630	0,708	0,756	0,796	0,820	0,830	0,892
4,4	0,596	0,650	0,735	0,789	0,837	0,867	0,888	0,949
4,8	0,611	0,668	0,759	0,819	0,873	0,908	0,932	0,001
5,2	0,624	0,683	0,780	0,884	0,904	0,948	0,977	1,050
5,6	0,635	0,697	0,798	0,867	0,933	0,981	0,018	1,095
6,0	0,645	0,708	0,814	0,887	0,958	1,011	1,056	1,138
6,4	0,653	0,719	0,828	0,904	0,980	1,031	1,090	1,178
6,8	0,661	0,728	0,841	0,920	1,000	1,065	1,122	1,215
7,2	0,668	0,736	0,852	0,935	1,019	1,088	1,152	1,251
7,6	0,674	0,744	0,863	0,948	1,036	1,108	1,180	1,285
8,0	0,679	0,751	0,872	0,960	1,051	1,128	1,205	1,316
8,4	0,684	0,757	0,881	0,970	1,065	1,146	1,229	1,347
8,8	0,689	0,762	0,888	0,980	1,078	1,162	1,251	1,376
9,2	0,693	0,768	0,896	0,989	1,089	1,178	1,272	1,404
9,6	0,697	0,772	0,902	0,998	1,100	1,192	1,291	1,431
10,0	0,700	0,777	0,908	1,008	1,110	1,205	1,309	1,456
11,0	0,705	0,786	0,922	1,022	1,132	1,233	1,349	1,506
12,0	0,710	0,794	0,933	1,037	1,151	1,257	1,384	1,550

Bảng 1.6: Giá trị M tính lún theo phương pháp lớp đàn hồi

Tỷ số $2H/b$ hoặc H/r	Hệ số M
[0 - 0,5]	1,0
[0,5 - 1]	0,95
[1 - 2]	0,90
[2 - 3]	0,80
[3 - 5]	0,75

Bảng 1.7: Giá trị k_m tính lún theo phương pháp lớp đàn hồi

Module biến dạng E (MPa)	Hệ số k_m khi bề rộng móng b		
	$b < 10m$	$10m \leq b \leq 15m$	$b > 15m$
< 10	1	1	1
≥ 10	1	1,35	1,5

Bảng 1.8: Giá trị k_c tính lún theo phương pháp lớp đàn hồi

Tỷ số $2H/b$ hoặc H/r	Hệ số k_c	Tỷ số $2H/b$ hoặc H/r	Hệ số k_c
[0 - 0,5]	1,5	[2 - 3]	1,2
[0,5 - 1]	1,4	[3 - 5]	1,1
[1 - 2]	1,3	> 5	1,0

Xác định chiều dày tính toán H

Chiều dày nền lún H trong phương pháp lớp biến dạng đàn hồi tuyến tính được xác định như sau:

1- H được lấy từ cốt đáy móng đến má của lớp đất có module biến dạng $E \geq 100$ Mpa

2- Và khi móng có chiều rộng hoặc đường kính lớn hơn 10m và module biến dạng của lớp đất $E \geq 10$ Mpa thì bề dày H được tính theo công thức

$$H = H_0 + t \times b \quad (1.23)$$

trong đó H_0 và t được chọn như sau

nền là đất sét $H_0 = 9m$ và $t = 0,15$

nền là đất cát $H_0 = 6m$ và $t = 0,1$

b - bề rộng hoặc đường kính móng

Khi móng có chiều rộng hoặc đường kính lớn hơn 10m đất có module biến dạng $E \geq 10$ Mpa, thì chiều dày H phải được nhân với hệ số k_p .

Bảng 1.2. Giá trị hệ số hiệu chỉnh áp lực k_p khi tính lún theo phương pháp lớp đàn hồi

p (kPa)	k_p
100	0,8
500	1,2

Các giá trị p trung gian có thể nội suy k_p

Nếu nền gồm nhiều lớp sét và cát xen lẫn

Giả thiết rằng nền toàn là đất sét theo công thức (1.22) có chiều sâu tính toán H là

$$H = H_c = (9 + 0,15b)k_p = 1,5H_c \quad (1.24)$$

Và nếu nền toàn là cát thì chiều sâu tính toán H

$$H = H_c = (6 + 0,1b)k_p \quad (1.25)$$

a) Nếu như trong phạm vi từ H_c đến H , chỉ toàn là đất cát thì chiều sâu lớp nén lún H sẽ có dạng

$$H = H_c + \frac{k_p}{3} \sum h_{si}^B \quad (1.26)$$

b) Trong phạm vi từ H_c đến H , chỉ toàn là đất sét thì

$$H = H_c + \frac{k_p}{2} \sum h_{si}^B \quad (1.27)$$

trong đó $\sum h_{si}^B$ - tổng chiều dày các lớp sét từ đáy móng đến chiều sâu H_c .

c) Còn như trong phạm vi từ H_c đến H , vừa có đất cát và vừa có đất sét thì chiều sâu lớp nén lún H sẽ có dạng

$$H = H_c + \frac{k_p}{3} \sum h_{si}^B + \frac{k_p}{3} \sum h_{si}^H \quad (1.28)$$

$\sum h_{si}^H$ - tổng các chiều dày lớp sét trong phạm vi từ H_c đến H

$$H = H_c + \frac{k_p}{3} \sum h_{si}^B$$

Chiều dày H tính được phải cộng thêm với bề dày lớp đất có $E < 10$ Mpa nằm dưới H nếu nó không lớn hơn 5m. Nếu lớn hơn 5m thì việc tính độ lún nên thực hiện theo sơ đồ bán không gian biến dạng tuyến tính hay bằng phương pháp cộng lún từng lớp

Ví dụ 1.2.

Một móng bè có kích thước 20m×40m chịu một tải trọng phân bố đều ở đáy móng $p = 180$ kPa. Nền đất là một lớp á cát, dày 10m, có module biến dạng $E = 20$ MPa và hệ số Poisson $\mu = 0,3$; lớp á cát nằm trên lớp đá

không nén.

Giải.

Có thể xem lớp á cát là lớp duy nhất, tính độ lún trung bình của móng bè

$$\text{Vì } b = 20\text{m} > 15\text{m} \text{ và } E = 20 \text{ Mpa} \Rightarrow k_m = 1,5$$

$$\text{và } 2H/b = 2 \times 10/20 = 1 \Rightarrow k_c = 1,4$$

$$l/b = 40/20 = 2 \text{ và } 2H/b = 2 \times 10/20 = 1 \Rightarrow k_1 = 0,25 \text{ và } k_o = 0$$

$$S = \frac{pbk_c k_1 - k_o}{k_m E} = \frac{0,18 \times 20\text{m} \times 1,4 \times 0,25}{1,5 \times 20} = 0,042\text{m}$$

Ví dụ 1.3

Một móng bè có kích thước $20\text{m} \times 40\text{m}$ chịu một tải trọng phân bố đều ở đáy móng $p = 180 \text{ kPa}$. Nền đất là một lớp á cát dày 100m , có module biến dạng $E = 20 \text{ MPa}$ và hệ số Poisson $\mu = 0,3$; lớp á cát nằm trên lớp đá không biến dạng.

Giải.

$$\text{Vì } b = 20\text{m} > 15\text{m} \text{ và } E = 20 \text{ Mpa} \Rightarrow k_m = 1,5$$

$$\text{Và } 2H/b = 2 \times 100/20 = 10 \Rightarrow k_c = 1,4$$

$$l/b = 40/20 = 2 \text{ và } 2H/b = 2 \times 100/20 = 10 \Rightarrow k_1 = 1,04 \text{ và } k_o = 0$$

$$S = \frac{pbk_c k_1 - k_o}{k_m E} = \frac{0,18 \times 20\text{m} \times 1,4 \times 1,04}{1,5 \times 20} = 0,175\text{m}$$

Độ lún ở tâm, cạnh và góc móng

Có thể tính độ lún ở một số vị trí dưới đáy móng theo công thức sau

$$S = \frac{pb}{E} k \quad (1.29)$$

trong đó p và b như trong công thức (1.22)

hệ số k có ý nghĩa như sau:

k_o - hệ số để tính lún tại tâm

k_1 - hệ số để tính lún tại giữa cạnh dài móng chữ nhật hoặc biên móng tròn

k_2 - hệ số để tính lún tại giữa cạnh ngắn móng chữ nhật

k_3 - hệ số để tính lún tại góc móng chữ nhật

các hệ số k phụ thuộc vào $n = l/b$ tỷ số hai cạnh móng chữ nhật và $m = 2H/b$ tỷ số giữa chiều sâu nền lún tính toán và nửa bề rộng b

k_r - hệ số để tính lún tại một điểm dưới đáy móng tròn cách tâm một khoảng R , phụ thuộc H/r và R/r , (r là bán kính của móng tròn)

Bảng 1.10: Giá trị k_0, k_1, k_2, k_3 tính lún theo phương pháp lớp đàn hồi

$m' = \frac{2H}{b}$	$n = 1$				$n = 1,5$				$n = 2$			
	k_0	k_1	k_2	k_3	k_0	k_1	k_2	k_3	k_0	k_1	k_2	k_3
0,2	0,090	0,045	0,045	0,024	0,091	0,046	0,045	0,024	0,091	0,046	0,045	0,023
0,5	0,233	0,115	0,115	0,056	0,229	0,113	0,115	0,056	0,229	0,112	0,114	0,056
1	0,462	0,233	0,233	0,116	0,469	0,235	0,231	0,115	0,466	0,233	0,231	0,115
2	0,701	0,398	0,398	0,233	0,769	0,443	0,404	0,235	0,796	0,461	0,403	0,233
3	0,802	0,485	0,485	0,305	0,911	0,565	0,508	0,323	0,969	0,610	0,514	0,328
5	0,888	0,565	0,565	0,380	1,036	0,682	0,617	0,426	1,130	0,761	0,641	0,448
7	0,925	0,601	0,601	0,416	1,092	0,736	0,669	0,478	1,204	0,832	0,708	0,512
10	0,954	0,630	0,630	0,444	1,135	0,779	0,712	0,518	1,260	0,888	0,762	0,565
$m' = \frac{2H}{b}$	$n = 3$				$n = 5$				$n = 10$			
	k_0	k_1	k_2	k_3	k_0	k_1	k_2	k_3	k_0	k_1	k_2	k_3
0,2	0,092	0,047	0,046	0,023	0,092	0,047	0,046	0,024	0,092	0,047	0,046	0,024
0,5	0,229	0,112	0,115	0,056	0,230	0,114	0,115	0,057	0,231	0,114	0,115	0,057
1	0,463	0,229	0,231	0,114	0,461	0,229	0,231	0,114	0,463	0,230	0,232	0,115
2	0,808	0,469	0,400	0,231	0,802	0,464	0,400	0,231	0,799	0,461	0,400	0,231
3	1,016	0,649	0,514	0,328	1,029	0,658	0,511	0,326	1,023	0,651	0,511	0,326
5	1,235	0,852	0,658	0,462	1,305	0,916	0,658	0,463	1,316	0,926	0,656	0,460
7	1,340	0,954	0,742	0,545	1,459	1,065	0,756	0,558	1,511	1,116	0,752	0,558
10	1,423	1,036	0,815	0,617	1,588	1,193	0,852	0,652	1,706	1,306	0,858	0,659

Bảng 1.11: Giá trị k_r tính lún theo phương pháp lớp đàn hồi

$m' = \frac{H}{r}$	Giá trị k_r khi tỷ số $\rho = \frac{R}{r}$ bằng											
	0	0,25	0,5	0,75	1	1,25	1,5	2	2,5	3	4	5
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0,2	0,12	1,12	0,12	0,12	0,05	0						
0,5	0,24	0,24	0,23	0,22	0,11	0,01	0					
0,75	0,35	0,35	0,34	0,29	0,16	0,03	0,01					
1,0	0,45	0,44	0,42	0,35	0,21	0,07	0,02	0				
1,5	0,58	0,57	0,53	0,45	0,28	0,13	0,07	0,02	0			
2	0,65	0,64	0,60	0,52	0,34	0,17	0,10	0,04	0,01	0		
3	0,74	0,73	0,68	0,59	0,41	0,23	0,16	0,08	0,04	0,02	0	
5	0,81	0,79	0,74	0,66	0,47	0,30	0,22	0,13	0,09	0,06	0,02	0,01
7	0,84	0,82	0,77	0,69	0,50	0,33	0,24	0,15	0,11	0,08	0,04	0,02
10	0,85	0,83	0,79	0,71	0,52	0,35	0,27	0,18	0,13	0,10	0,06	0,04
∞	0,91	0,89	0,84	0,76	0,58	0,40	0,32	0,23	0,18	0,15	0,11	0,09

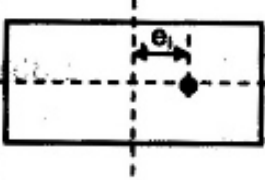
1.2.5 Độ nghiêng của móng riêng lẻ

Độ nghiêng của móng riêng lẻ được xác định theo phương pháp lớp biến dạng tuyến tính được tính toán như sau

Khi lệch tâm theo phương cạnh dài l , độ nghiêng i_l được tính như sau

$$i_l = \frac{1-\mu^2}{Ek_m} k_l \frac{N e_l}{\left(\frac{l}{2}\right)^3} \quad (1.30)$$

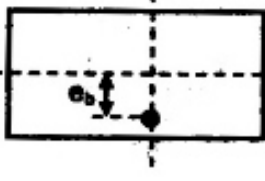
Bảng 1.12: Hệ số k_l để tính độ nghiêng theo phương cạnh dài

Lệch tâm theo phương cạnh dài l	l/b	Giá trị k_l tương ứng với $2H/b$							
		0,5	1	1,5	2	3	4	5	∞
	1	0,28	0,41	0,46	0,48	0,50	0,50	0,50	0,50
	1,2	0,29	0,44	0,51	0,54	0,57	0,57	0,57	0,57
	1,5	0,31	0,48	0,57	0,62	0,66	0,68	0,68	0,68
	2	0,32	0,52	0,64	0,72	0,78	0,81	0,82	0,82
	3	0,33	0,56	0,73	0,83	0,95	1,01	1,04	1,17
	5	0,34	0,60	0,80	0,94	1,12	1,24	1,31	1,42
	10	0,35	0,63	0,85	1,04	1,31	1,45	1,58	2,00

Khi lệch tâm theo phương cạnh ngắn b , độ nghiêng i_b được tính như sau

$$i_b = \frac{1-\mu^2}{Ek_m} k_b \frac{N e_b}{\left(\frac{b}{2}\right)^3} \quad (1.31)$$

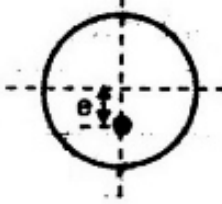
Bảng 1.13: Hệ số k_b để tính độ nghiêng theo phương cạnh ngắn

Lệch tâm theo phương cạnh ngắn b	l/b	Giá trị k_b tương ứng với $2H/b$							
		0,5	1	1,5	2	3	4	5	∞
	1	0,28	0,41	0,46	0,48	0,50	0,50	0,50	0,50
	1,2	0,24	0,35	0,39	0,41	0,42	0,43	0,43	0,43
	1,5	0,19	0,28	0,32	0,34	0,35	0,36	0,36	0,36
	2	0,15	0,22	0,25	0,27	0,28	0,28	0,28	0,28
	3	0,10	0,15	0,17	0,18	0,19	0,2	0,2	0,2
	5	0,06	0,09	0,1	0,11	0,12	0,12	0,12	0,12
	10	0,03	0,05	0,05	0,06	0,06	0,06	0,06	0,07

Độ nghiêng của móng tròn và móng đa giác

$$\tau_r = \frac{1-\mu^2}{Ek_m} k_r \frac{N e}{r^3} \quad (1.32)$$

Bảng 1.14: Hệ số k_r để tính độ nghiêng của móng tròn

Móng tròn	Giá trị k_r tương ứng với H/r							
	0,5	1	1,5	2	3	4	5	∞
	0,43	0,63	0,71	0,74	0,75	0,75	0,75	0,75

Với móng đa giác bán kính tương đương bằng

$$r = \sqrt{\frac{F}{\pi}} \quad (1.33)$$

trong đó F - diện tích đáy móng có dạng đã cho.

Trong các công thức tính góc xoay trên, chiều dày tính toán H được tính toán theo các công thức (1.23 đến 1.28) tùy điều kiện đất nền tương ứng.

Ví dụ 1.4. Một móng vuông $2m \times 2m$, độ sâu đặt móng là $1,5m$, áp lực tác động ở đáy móng $q_0 = 174,75 \text{ kN/m}^2$ hay áp lực rỗng là 150 kN/m^2 . Nền đất có đặc điểm trong bảng sau:

Lớp	Tên đất	Độ sâu	Trọng lượng riêng (kN/m^3)	Module E (Mpa)	Hệ số Poisson	Hệ số rỗng e_0	Chỉ số nén C_c	Chỉ số nở C_s
1	Cát	0m - 3,5m	$\gamma = 16,5$ $\gamma_{sat} = 18,5$	10	0,3			
2	Sét cổ kết thường	3,5m - 7,5m	$\gamma_{sat} = 18$		0,45	0,8	0,32	0,09
3	Cát	7,5m - 15m	$\gamma_{sat} = 20,5$	200	0,3			

Mực nước ngầm ở độ sâu $1,5m$ tính từ mặt đất. Tính độ lún lớp sét và độ lún của móng?

GIẢI**Độ lún do lớp cát**

Do lớp cát thoát nước nhanh nên độ lún diễn ra gần như ngay tức khắc và có thể tính lún bằng phương pháp bán không gian đàn hồi hoặc phương pháp lớp đàn hồi.

Phương pháp bán không gian đàn hồi

$$S = \frac{pb\omega(1-\nu^2)}{E}$$

áp lực gây lún hoặc áp lực rỗng ở đáy móng

$$p = 174,75 - 1,5 \times 16,5 = 150 \text{ kN/m}^2$$

$$l/b = 2/2 = 1 \Rightarrow \omega_m = 0,95$$

Độ lún trung bình của móng:

$$S = 150 \times 2 \times 0,95 \times (1 - 0,3^2) / 10000 = 0,026 \text{ m} = 26 \text{ mm}$$

Phương pháp lớp đàn hồi

Theo TCXD 45-78: $S = pbM \sum_{i=1}^n \frac{k_i - k_{i-1}}{E_i}$ nếu như chấp nhận sai số do

móng có kích thước $b < 10 \text{ m}$

$$2H/b = 2 \Rightarrow M = 0,9$$

$$l/b = 2/2 = 1 \text{ và } 2z/b = 2 \times 2/2 = 2 \Rightarrow k_1 = 0,38 \text{ và } k_0 = 0$$

$$S = 150 \times 2 \times 0,9 \times 0,38 / 10000 = 0,01 \text{ m} = 10 \text{ mm}$$

Theo SNIP 2.02.01-83: $S = \frac{pbk_e}{k_m} \frac{k_1 - k_0}{E}$

Vì $b = 2 \text{ m} < 10 \text{ m}$ và $E = 10 \text{ Mpa} \Rightarrow k_m = 1,0$

và $2H/b = 2 \times 2/2 = 2 \Rightarrow k_e = 1,3$

$$l/b = 2/2 = 1 \text{ và } 2z/b = 2 \times 2/2 = 2 \Rightarrow k_1 = 0,38 \text{ và } k_0 = 0$$

$$S = 150 \times 2 \times 1 \times 0,38 / (10000 \times 1,3) = 0,0088 \text{ m} = 8,8 \text{ mm}$$

Độ lún do lớp sét

Vì lớp đất sét là loại sét cổ kết thường (NC) nên độ lún cổ kết có thể áp dụng công thức

$$S_c = \frac{C_c}{1+e_0} H_0 \log \frac{p_0 + \Delta p}{p_0}$$

Ứng suất hữu hiệu do trọng lượng bản thân ở giữa lớp đất sét

$$p_0 = 16,5 \times 1,5 + (16,5 - 10) \times 2 + (16 - 10) \times 2 = 53,75 \text{ kN/m}^2$$

xem gia tốc trọng trường $g = 10 \text{ m/s}^2$

Ứng suất do tải của móng gây ra tại giữa lớp đất sét, chia móng làm 4 diện tích nhỏ $1\text{m} \times 1\text{m}$, chiều sâu từ đáy móng đến giữa lớp sét là 4m .

$$2z/b' = 2 \times 4/1 = 2 \text{ và } l'/b' = 1 \Rightarrow k_g = 0,029$$

$$\Delta p = \sigma_z = 4 \times k_g \times p = 4 \times 0,029 \times 150 = 17,4 \text{ kN/m}^2$$

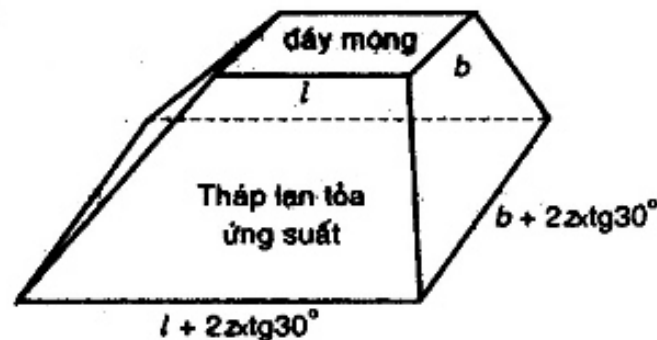
$$S = [(0,32 \times 4)/(1 + 0,8)] \log[(53,75 + 17,4)/53,75] = 0,087 \text{ m} = 87\text{mm}$$

Lớp đất cát bên dưới lớp sét rất chặt, độ lún không đáng kể.

$$\text{Độ lún tổng cộng dưới đáy móng là } S = 8,8\text{mm} + 87\text{mm} = 95,8\text{mm}$$

Chấp nhận sai số, để tính ứng suất do tải của móng gây ra tại giữa lớp đất sét một cách nhanh chóng, người ta nhận thấy rằng ứng suất lan truyền trong nền đất bởi một góc 30° hợp với phương thẳng đứng cũng cho ứng suất gần với các lời giải suy từ lý thuyết đàn hồi.

Trong ví dụ trên, ứng suất do tải của móng gây ra tại giữa lớp đất sét có thể tính như sau



Hình 1.10: Dạng phân bố ứng suất đơn giản dưới đáy móng

Một số giả thiết khác chấp nhận độ nghiêng tháp lan tỏa là $2/1$ (góc nghiêng tương ứng $26,5^\circ$) thay vì góc 30°

$$\Delta p = 150\text{kN/m}^2 \times (2\text{m})^2 / (2\text{m} + 2 \times 4\text{m} \times \text{tg}30^\circ)^2 = 13,7 \text{ kN/m}^2$$

$$S = [(0,32 \times 4)/(1 + 0,8)] \log[(53,75 + 13,7)/53,75] = 0,07\text{m} = 70\text{mm}$$

Ví dụ 1.5. Cùng ví dụ trên nhưng lớp sét là loại sét cứng kết trước (OC), có $\sigma_p = 100 \text{ kN/m}^2$. Tính độ lún của lớp sét OC?

Giải. Dễ dàng nhận thấy $\sigma_p = 100\text{kN/m}^2 > p_o + \Delta\sigma_z$.

$$\text{Để tính lún của lớp sét áp dụng công thức } S_c = \frac{C_s}{1 + e_o} H_o \log \frac{p_o + \Delta p}{p_o}$$

$$S = [(0,09 \times 4)/(1 + 0,8)] \log[(53,75 + 17,4)/53,75] = 0,0024\text{m} = 2,4\text{mm}$$

Bảng 1.15: Chỉ số nén C_s theo Holtz và Kovacs

Loại đất	Chỉ số nén C_s
Sét cứng kết thường (NC) nhạy lún trung bình	Từ 0,2 đến 0,5
Sét Mexico (loại MH: đất bột độ nén cao)	Từ 7 đến 10
Sét chứa hữu cơ (ký hiệu OH)	≥ 4
Than bùn	Từ 10 đến 15

Một số biểu thức thực nghiệm để tính C_s

Bảng 1.16: Các biểu thức thực nghiệm chỉ số nén C_c và chỉ số nở C_r

Biểu thức thực nghiệm để tính C_c	Loại đất thích hợp	Tác giả
$C_c = 1,15(e_0 - 0,35)$	Các loại sét	Nishida (1956)
$C_c = 0,009(\omega_L - 10)$	Các loại sét	Terzaghi và Peck (1967)
$C_c = 0,37(e_0 + 0,009\omega_L + 0,0004\omega_p - 0,34)$	678 điểm khảo sát	Azzouz (1976)
$C_c = 0,0093 \omega_p$	109 điểm khảo sát	Koppula (1981)
$C_c = 0,329[\omega_p G_s - 0,027\omega_p + 0,0133I_p (1,192 + C_r/I_p)]$	Các loại sét không chứa hữu cơ	Carrier (1985)
$C_c = 0,046 + 0,0104I_p$	Phù hợp tốt với $I_p < 50\%$	Nakase (1988)
Biểu thức thực nghiệm để tính C_r		
$C_r = 0,000463\omega_L G_s$		Nagaraj và Srinivasa Murthy (1985)
$C_r = 0,00194(I_p - 4,6)$	Phù hợp tốt với $I_p < 50\%$	Nakase (1988)

Ví dụ 1.7. Một mẫu đất sét có giới hạn lỏng là $\omega_L = 40\%$. Ước lượng chỉ số nén C_c ?

Giải. Theo hệ thức thực nghiệm của Terzaghi và Peck để ước lượng chỉ số nén C_c : $C_c = 0,009(\omega_L - 10) = 0,009(40 - 10) = 0,27$

Ghi chú: biểu thức của Terzaghi và Peck chỉ phù hợp với loại sét có độ nhay $S_r < 4$ và giới hạn lỏng $\omega_L < 100\%$.

Trị số của chỉ số nở C_r thường được chọn từ 5% đến 10% giá trị C_c . Theo Léonards (1976) giá trị C_r nên chọn từ 0,015 đến 0,035

1.2.6 Độ lún theo thời gian của nền đất

Theo lý thuyết cổ kết của Terzaghi, khi nền đất sét bão hòa nước chịu tải ngoài thì nước lỗ rỗng nhanh chóng gánh đỡ tải trọng này và gây ra áp lực nước lỗ rỗng thặng dư Δu . Nhịp độ phân tán áp lực này, do nước thoát khỏi lỗ rỗng cùng với nhịp độ gia tăng ứng suất hữu hiệu, đồng thời độ lún cổ kết cũng tăng dần. Điều này dẫn đến, độ lún do cổ kết phụ thuộc thời gian và có thể gây ra độ lún lệch giữa hai móng ở một thời điểm t nào đó lại vượt quá giới hạn gây nứt nẻ công trình, dù rằng độ lún lệch do lún ổn định của hai móng này không lệch quá giới hạn.

Để tính độ lún theo thời gian hoặc thời gian lún của một móng, chúng ta có thể ứng dụng các kết quả nghiên cứu của Terzaghi và các nhà cơ đất nền móng khác.

Bài toán tính lún theo thời gian là nhằm tìm quan hệ giữa tỷ số cổ kết $U\%$ và nhân tố thời gian T_v

$$U = \frac{S_t}{S_{t=\infty}} \quad (1.34)$$

$$T_v = \frac{C_v \cdot t}{H^2} \quad (1.35)$$

với C_v - hệ số cố kết có dạng như sau:

$$C_v = \frac{1+e_1}{a} \frac{k}{\gamma_n} = \frac{k}{\alpha_o \gamma_n} \quad (1.36)$$

trong đó α - hệ số nén của đất nền; α_o - hệ số nén tương đối của đất nền
 k - hệ số thấm của đất nền; γ_n - trọng lượng riêng của nước

S_t - độ lún ở thời điểm t

$S_{t=\infty}$ - độ lún ổn định hay là độ lún sau khi cố kết thấm kết thúc.

Riêng H là bề dày thoát nước.

- Nếu nước chỉ thoát có một biên, hoặc mặt trên hoặc mặt dưới thì H lấy bằng cả bề dày lớp tính lún.

- Nếu nước có thể thoát cả hai biên trên và dưới thì H lấy bằng nửa bề dày lớp tính lún.

Chính điều này đòi hỏi phải lót lớp cát dày ít nhất 10cm dưới đáy móng để tạo biên thoát nước, trong thi công móng nông trên nền sét bão hòa.

Lời giải của Terzaghi cho các trường hợp biên khác nhau:

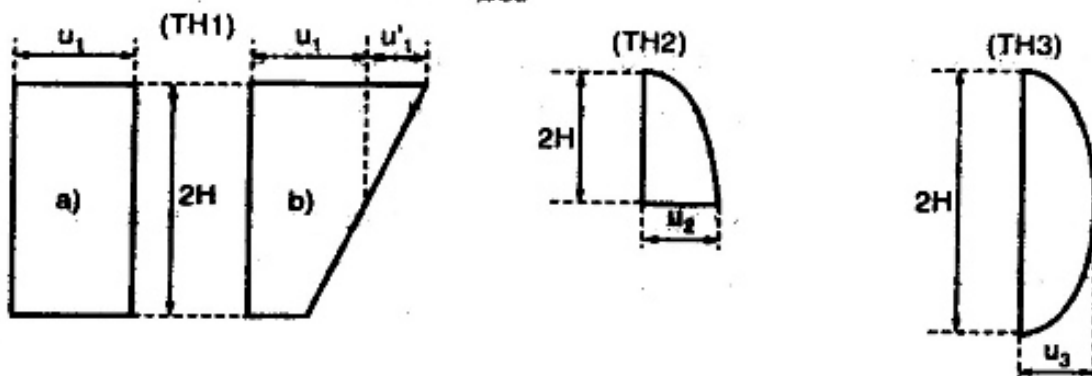
Trường hợp 1

a) Áp lực nước lỗ rỗng thặng dư hằng số theo chiều sâu, hai biên thoát nước $u_i = u_1$ ở mọi độ sâu trong khu vực nền lún.

b) Áp lực nước lỗ rỗng thặng dư giảm tuyến tính theo chiều sâu, hai biên thoát nước $u_i = u_1 + u'_1 \frac{(H-z)}{H}$

Trường hợp 2. Áp lực nước lỗ rỗng thặng dư là nửa đường sin theo chiều sâu, hai biên thoát nước $u_i = u_2 \frac{\sin(\pi z)}{4H}$

Trường hợp 3. Áp lực nước lỗ rỗng thặng dư là đường sin theo chiều sâu, hai biên thoát nước $u_i = u_3 \frac{\sin(\pi z)}{2H}$



Hình 1.11: Dạng các điều kiện biên áp lực nước lỗ rỗng thặng dư do tải gây lún

Bảng 1.17: Các giá trị U và T_v

U %	T_v			T_v	U %		
	TH1	TH2	TH3		TH1	TH2	TH3
0	0	0	0	0,004	7,35	6,49	0,98
5	0,0017	0,0021	0,0208	0,008	10,38	8,52	1,95
10	0,0077	0,0114	0,0427	0,012	12,48	10,49	2,92
15	0,0177	0,0238	0,0659	0,020	15,98	13,67	4,81
20	0,0314	0,0403	0,0904	0,028	18,89	16,38	6,67
25	0,0491	0,0608	0,117	0,036	21,41	18,76	8,50
30	0,0707	0,0845	0,145	0,048	24,64	21,96	11,17
35	0,0962	0,112	0,175	0,060	27,64	24,81	13,76
40	0,126	0,143	0,207	0,072	30,28	27,43	16,28
45	0,159	0,177	0,242	0,083	32,33	29,67	18,52
50	0,196	0,215	0,281	0,1	35,62	32,88	21,87
55	0,238	0,257	0,324	0,125	39,80	36,54	26,54
60	0,286	0,304	0,371	0,150	43,70	41,12	30,93
65	0,342	0,358	0,425	0,175	47,18	44,73	35,07
70	0,403	0,421	0,488	0,2	50,41	48,09	38,95
75	0,477	0,494	0,562	0,25	56,22	54,17	46,03
80	0,567	0,586	0,652	0,3	61,32	59,50	52,30
85	0,684	0,700	0,769	0,35	65,82	64,21	57,83
90	0,848	0,862	0,933	0,4	69,73	68,36	62,73
95	1,129	1,163	1,214	0,5	76,40	76,28	70,88
100	∞	∞	∞	0,6	81,56	80,69	77,25
				0,7	85,59	84,91	82,22
				0,8	88,74	88,21	86,11
				0,9	91,19	90,79	89,15
				1	93,13	92,80	91,52
				2	99,42		

Ví dụ 1.8. Một móng băng rộng 2m, chiều sâu đặt móng là 1,5m chịu một áp lực gây lún ở đáy móng là $p_{dl} = 150 \text{ kN/m}^2$. Mực nước ngầm ở ngang mặt đáy móng, trọng lượng riêng của lớp nền sét $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ (trên mực nước ngầm) và $\gamma_{bh} = 20 \text{ kN/m}^3$. Lớp sét bên dưới móng dày 4m và nằm trên lớp cát thô rất chặt. Hệ số thấm của lớp sét là $1 \times 10^{-9} \text{ m/s}$ và module biến dạng ứng với cấp tải $p = 100 \text{ kN/m}^2$ đến 200 kN/m^2 là $E = 2 \text{ MN/m}^2$. Tính độ lún ổn định và vào thời điểm $t = 1$ tháng của lớp sét trên?

Giải. Nếu chọn trục Oz thẳng đứng hướng xuống có gốc tại đáy móng

$$z = 0 \text{ m} \Rightarrow \sigma_z = 150 \text{ kN/m}^2$$

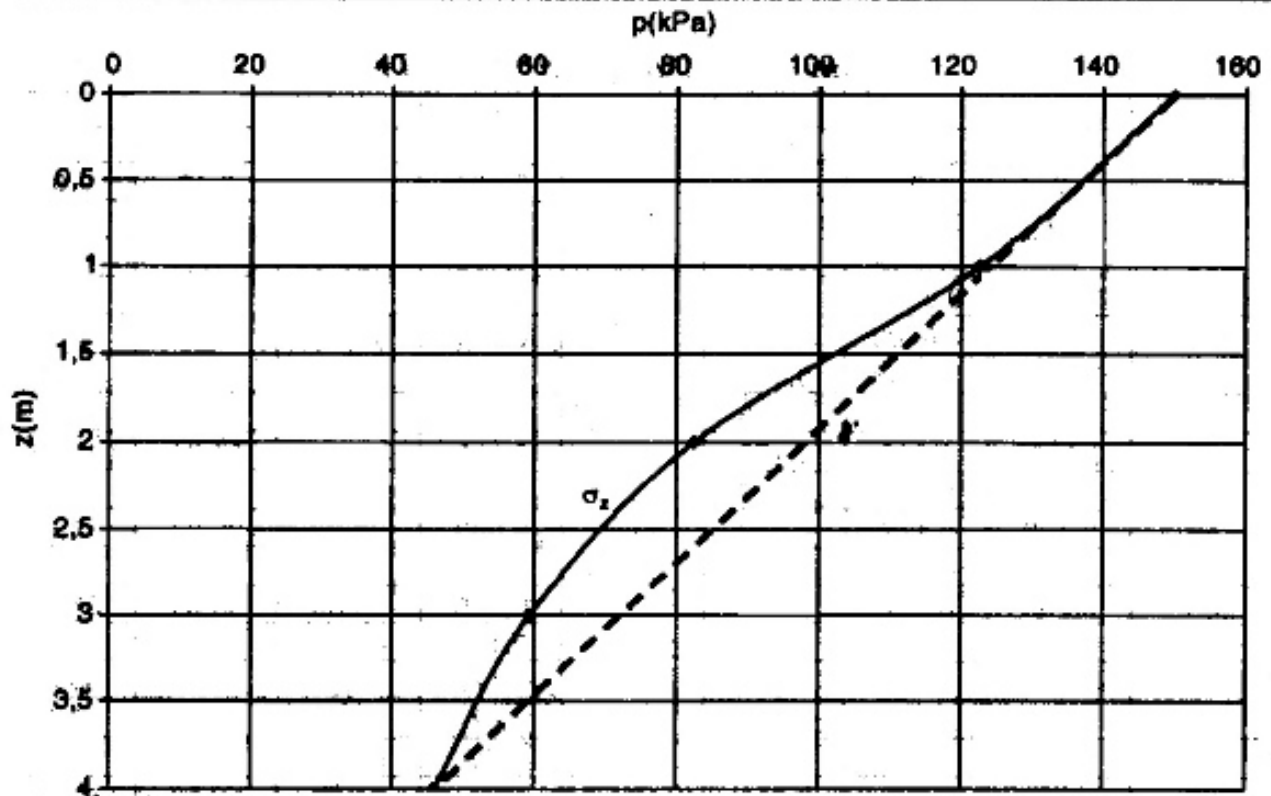
$$z = 1 \text{ m} \Rightarrow \sigma_z = 0,818 \times 150 \text{ kN/m}^2 = 122,7 \text{ kN/m}^2$$

$$z = 2 \text{ m} \Rightarrow \sigma_z = 0,55 \times 150 \text{ kN/m}^2 = 82,5 \text{ kN/m}^2$$

$$z = 3 \text{ m} \Rightarrow \sigma_z = 0,396 \times 150 \text{ kN/m}^2 = 59,4 \text{ kN/m}^2$$

$$z = 4 \text{ m} \Rightarrow \sigma_z = 0,306 \times 150 \text{ kN/m}^2 = 45,9 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Độ lún ổn định của lớp sét } S_c = S_{t=\infty} = \frac{\beta}{E} \sum \sigma_{zi} h_i$$



Hình 1.12: Biểu đồ ứng suất tĩnh lún σ_z và biểu đồ ứng suất gần đúng

$$S_c = \frac{0,8}{2000} \times 1m \times (150/2 + 122,7 + 82,5 + 59,4 + 45,9/2) = 0,145m = 145mm$$

Sau một tháng $t = 2,592 \times 10^6$ s

Hệ số nén tương đối $\alpha_o = \beta/E = 0,8/2000 = 0,0004 \text{ m}^2/\text{kN}$

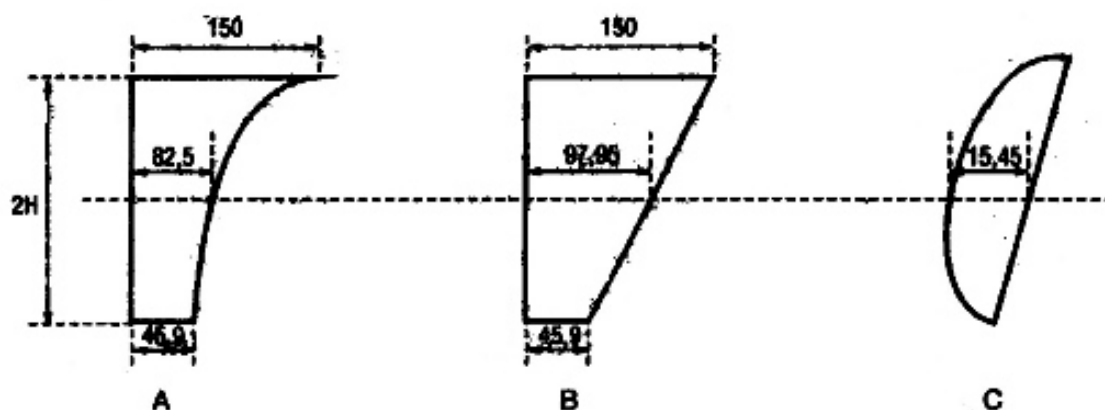
$$\text{Hệ số cố kết } C_v = \frac{k_v}{\alpha_o \gamma_w} = \frac{k_v E_o}{\beta \gamma_w} = \frac{1 \times 10^{-9} (\text{m/s}) \times 2 \text{ MN/m}^2}{0,8 \times 1 \times 10^{-2} \text{ MN/m}^3} = 2,5 \times 10^{-7} \text{ m}^2/\text{s}$$

$$T_v = (C_v t) / H^2 = (2,5 \times 10^{-7} \times 2,592 \times 10^6) / 2^2 = 0,162$$

tại giữa lớp đất $\sigma_z = 82,5 \text{ kN/m}^2$

trong sơ đồ gần đúng THb thì $\sigma_z = 97,95 \text{ kN/m}^2$

độ chênh lệch là $15,45 \text{ kN/m}^2$



Tỷ số cố kết $U\%$ của biểu đồ A có thể suy được, một cách gần đúng, từ

sự phối hợp biểu đồ TH1 và TH3.

Diện tích biểu đồ $B = 97,95 \times 2H$

$$\text{Diện tích biểu đồ } C = \int_0^{2H} 15,45 \sin \frac{\pi z}{2H} dz = (2/\pi) \times 15,45 \times 2H = 9,84 \times 2H$$

Diện tích biểu đồ $A = \text{Diện tích biểu đồ } B - \text{Diện tích biểu đồ } C = 88,11 \times 2H$

$$\text{Suy ra } U_A = \frac{97,95U_b - 9,84U_c}{88,11} = 1,11U_B - 0,11U_c$$

$$T_v = 0,162 \Rightarrow U_B = 45,37\%; U_C = 32,92\%$$

$$\text{Nên } U_A = 1,11U_B - 0,11U_c = 1,11 \times 45,37 - 0,11 \times 32,92 = 46,74\%$$

Vậy sau 6 tháng độ lún lớp sét là $S_{t=th} = 0,4674 \times 145 \text{ mm} = 67,8 \text{ mm}$

Cũng có thể sử dụng các phương pháp gần đúng khác (xem bảng 1.18).

Bảng 1.18: Giá trị T_v ; I_{0-1} và I_{0-2}

U	T_v			Sơ đồ 0-1		Sơ đồ 0-2	
	Sơ đồ 0	Sơ đồ 1	Sơ đồ 2				
							
0,1	0,008	0,047	0,003	σ_1/σ_2	I_{0-1}	σ_1/σ_2	I_{0-2}
0,2	0,031	0,100	0,009	0	1	1	1
0,3	0,071	0,158	0,024	0,1	0,84	1,5	0,82
0,4	0,126	0,221	0,048	0,2	0,69	2,0	0,71
0,5	0,197	0,294	0,092	0,3	0,56	2,5	0,62
0,6	0,287	0,383	0,160	0,4	0,45	3	0,55
0,7	0,403	0,500	0,271	0,5	0,36	3,5	0,5
0,8	0,567	0,665	0,440	0,6	0,27	4	0,45
0,9	0,848	0,940	0,720	0,7	0,19	5	0,39
0,993		2		0,8	0,12	7	0,30
0,994	2			0,9	0,06	10	0,23
0,996			2	1	0	20	0,13
1	∞	∞	∞				

* Sơ đồ 0: tải phân bố đều khắp, ứng suất gây lún không đổi theo

chiều sâu, được xem như bài toán tính lún cơ bản.

• **Sơ đồ 1:** ứng suất gây lún có dạng tam giác giảm tuyến tính theo chiều sâu. Sơ đồ này kết hợp với sơ đồ 0 để giải các bài toán tính lún theo thời gian của các trường hợp móng thông thường, phối hợp với sơ đồ 0 sẽ có sơ đồ 0-1

$$\bullet \text{ Sơ đồ } 0-1 \Rightarrow T_{v(0-1)} = T_{v(0)} + (T_{v(1)} - T_{v(0)})I_{0-1} \quad (1.37)$$

• **Sơ đồ 2:** ứng suất gây lún có dạng tam giác tăng tuyến tính theo chiều sâu, tương ứng với sơ đồ tính lún do trọng lượng bản thân của các lớp đất đắp và các lớp trầm tích mới quá trình cố kết chưa kết thúc. Phối hợp với sơ đồ 0 ta có dạng ứng suất hình thang, đáy lớn bên dưới, gọi là sơ đồ 0-2

$$\bullet \text{ Sơ đồ } 0-2 \Rightarrow T_{v(0-2)} = T_{v(2)} + (T_{v(0)} - T_{v(2)})I_{0-2} \quad (1.38)$$

Ví dụ 1.9. Lập lại ví dụ 1.8

Sau một năm $t = 2,592 \times 10^6$ s

Hệ số nén tương đối $\alpha_0 = \beta/E = 0,8/2000 = 0,0004 \text{ m}^2/\text{kN}$

Hệ số thấm $k = 10^{-9} \text{ m/s}$

Hệ số cố kết

$$C_r = \frac{k_v}{\alpha_0 \gamma_w} = \frac{k_v E_0}{\beta \gamma_w} = \frac{1 \times 10^{-9} (\text{m/s}) \times 2 \text{ MN/m}^2}{0,8 \times 1 \times 10^{-2} \text{ MN/m}^3}$$

$$T_v = (C_v t) / H^2$$

$$\sigma_1 / \sigma_2 = 3,27 \Rightarrow I_{0-2} = 0,53$$

với $U = 0,5 \Rightarrow T_{v(0)} = 0,197$ và $T_{v(2)} = 0,092$

$$\bullet T_{v(0-2)} = T_{v(2)} + (T_{v(0)} - T_{v(2)})I_{0-2} = 0,092 + (0,197 - 0,092)0,53 = 0,148$$

$$\bullet \text{ Vậy } t = 0,51 T_{v(0-2)} = 0,51 \times 0,148 = 0,075 \text{ năm} = 27,5 \text{ ngày}$$

Trong ví dụ 1.8 diễn tiến lún chậm hơn, sau 1 tháng độ lún đạt được 46,74% độ lún ổn định. Ở ví dụ 1.9 độ lún đạt 50% độ lún ổn định chỉ sau 27,5 ngày, vì ví dụ 1.9 chấp nhận biểu đồ ứng suất gây lún tuyến tính theo chiều sâu, biểu đồ này lớn hơn biểu đồ ở ví dụ trước có biểu đồ gần với biểu đồ thực.

1.2.7 Độ lún do nén thứ cấp của nền đất

Chúng ta đã phân tích các phương pháp tính hai độ lún:

- Độ lún tức thời dựa trên lý thuyết đàn hồi.

- Độ lún do hiện tượng cố kết sơ cấp dựa trên lý thuyết phân tán áp lực nước lỗ rỗng thặng dư từ tải công trình tác động vào nền sét bão hòa nước của Terzaghi (1925).

Còn loại độ lún thứ ba là do biến dạng thứ cấp của đất nền, sau quá

trình phân tán nước lỗ rỗng thặng dư (cố kết sơ cấp), dưới một ứng suất hữu hiệu không đổi. Thành phần này thường được gọi là độ lún do hiện tượng nén thứ cấp, thường được ký hiệu là S_s .

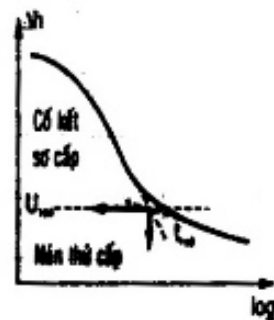
Ở cấp tải từ $p_1 = \sigma_{bt}$ (ở giữa lớp đất đang tính lún) đến $p_2 = p_1 + \Delta p = p_1 + \sigma_z$ (σ_z ứng suất do tải ngoài gây ra ở giữa lớp đất đang tính lún), độ lún do hiện tượng nén thứ cấp dựa vào đoạn tuyến tính bên dưới của đường cong $e - \log t$, ở cấp tải từ p_1 đến p_2 của thí nghiệm nén cố kết mẫu đất. Công thức tính độ lún này có dạng

$$S_s = \frac{C_\alpha}{1+e_p} H_o (\Delta \log t) \quad (1.39)$$

trong đó e_p - hệ số rỗng tương ứng với điểm đầu của đoạn tuyến tính dưới trên đường cong $e - \log t$, suy từ đường $\Delta h - \log t$.

C_α - chỉ số nén thứ cấp được định nghĩa bởi Raymond và Wahls (1976) cùng Mesri và Choi (1977), dựa trên phần nén thứ cấp của đường cong $e - \log t$ như sau

$$C_\alpha = \frac{\Delta e}{\Delta \log t} \quad (1.40)$$



Hình 1.13: Sơ đồ xác định hệ số C_α

Ví dụ 1.10. Một lớp đất sét mềm cố kết thường (NC) bão hòa nước dày 10m, có hệ số rỗng tự nhiên $e_o = 2,855$. Trong thí nghiệm cố kết, dưới cấp tải từ $p_1 = \sigma_{bt} = 40 \text{ kN/m}^2$ (ở giữa lớp đất sét) đến $p_2 = p_1 + \Delta p = p_1 + \sigma_z = 80 \text{ kN/m}^2$. Kết quả được ghi nhận trong bảng 1.19 và được phân tích để tính C_α theo đường $e - \log t$. Thời gian lún do cố kết là 25 năm. Tính độ lún do nén thứ cấp từ năm thứ 25 đến năm thứ 50.

Giải. Kết quả thí nghiệm cố kết ở cấp tải: $40 \text{ kN/m}^2 - 80 \text{ kN/m}^2$, chiều cao ban đầu của mẫu đất 25,4 mm; số đọc ban đầu của đồng hồ đo độ lún là 12,7mm.

Từ biểu đồ thí nghiệm, chỉ số nén thứ cấp được tính như sau

$$C_\alpha = (\Delta e) / \Delta \log t = (2,32 - 2,301) / \log(4290/1800) = 0,051$$

Độ lún do nén thứ cấp (không phụ thuộc cấp tải mà chỉ phụ thuộc thời gian) trong vòng 25 năm: từ năm thứ 25 đến năm thứ 50 là

$$S_s = \frac{C_\alpha}{1+e_p} H_o (\Delta \log t) = \frac{0,051}{1+2,372} 10 \text{ m} \times \log \frac{50}{25} = 0,046 \text{ m} = 46 \text{ mm}$$

Mặt khác, độ lún do cố kết sơ cấp khi tải tăng từ 40 kN/m^2 đến

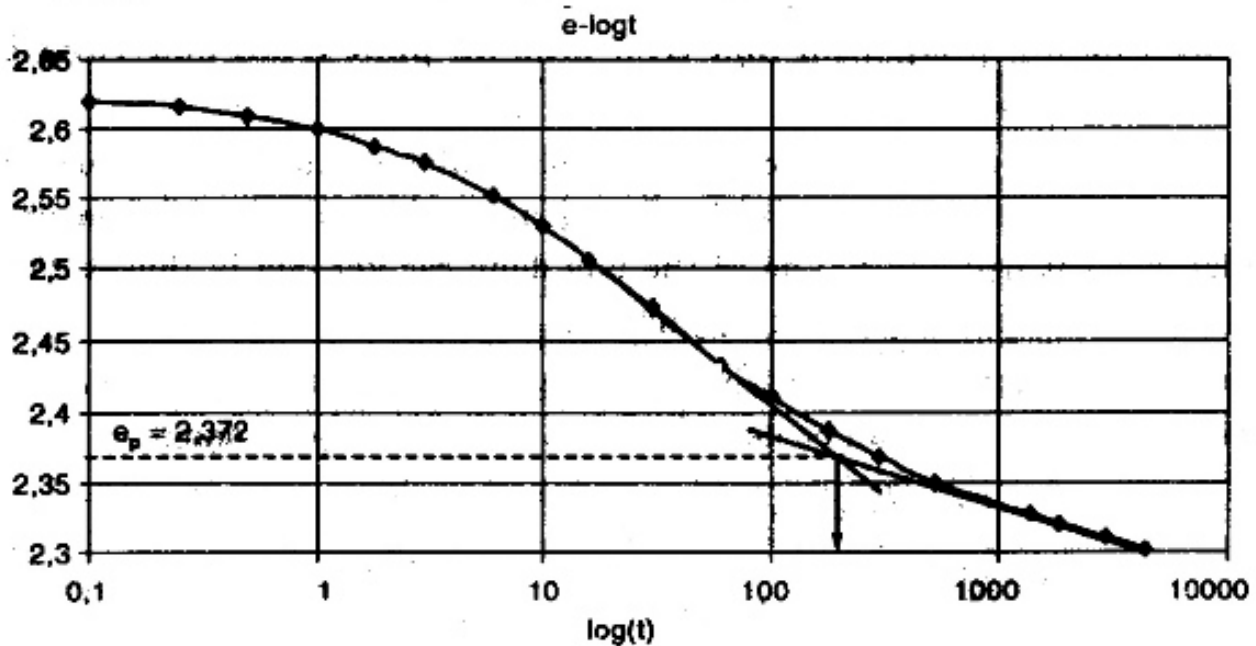
80kN/m²

$$S_c = \frac{e_2 - e_1}{1 + e_1} h = (2,631 - 2,372) / (1 + 2,631) \times 10m = 0,713m = 713 \text{ mm}$$

Vậy độ lún tổng cộng sau 50 năm là $S = S_c + S_s = 713 + 46 = 769 \text{ mm}$

Bảng 1.19

Số đọc đồng hồ lún (mm)	Thời gian thí nghiệm (phút)	Hệ số rỗng e
11,224	0	2,631
11,151	0,1	2,620
11,123	0,25	2,616
11,082	0,5	2,609
11,019	1	2,600
10,942	1,8	2,588
10,859	3	2,576
10,711	6	2,553
10,568	10	2,531
10,401	18	2,506
10,180	30	2,473
9,919	60	2,433
9,769	100	2,410
9,614	180	2,387
9,489	300	2,368
9,373	520	2,350
9,223	1350	2,327
9,172	1800	2,320
9,116	2850	2,311
9,053	4290	2,301



Hình 1.14: Phương pháp xác định hệ số rỗng cuối giai đoạn có kết thấm

Bảng 1.20: Các biểu thức tính C_α

Biểu thức thực nghiệm để tính C_α	Loại đất thích hợp	Tác giả
$C_\alpha = 0,032C_c$		Mesri và Gollewski (1977)
$C_\alpha = (0,06 \text{ đến } 0,07)C_c$	Bùn và sét hữu cơ	Mesri (1986)
$C_\alpha = (0,015 \text{ đến } 0,03)C_c$	Sét lẫn cát	Mesri (1990)
$C_\alpha = 0,00168 + 0,00033I_p$		Nakase (1988)
$C_\alpha = 0,0001 \omega_N$		DM 7

1.3 VẤN ĐỀ SỨC CHỊU TẢI CỦA NỀN

Trong thiết kế nền móng công trình việc xác định sức chịu tải an toàn và chính xác của nền đất là rất phức tạp và nó ảnh hưởng rất lớn đến an nguy của công trình, từ lúc mới xây dựng cho đến suốt quá trình lún diễn tiến và suốt quá trình tồn tại của công trình sức chịu tải có khuynh hướng thay đổi. Có khá nhiều phương pháp ước lượng sức chịu tải của nền đất dưới một móng nông như: phương pháp dựa trên giả thiết mặt trượt bên dưới đáy móng là mặt gãy phẳng, phương pháp cân bằng giới hạn điểm trong phạm vi nền đất ngay sát dưới đáy móng, phương pháp hạn chế vùng phát triển biến dạng dẻo.

Mặt khác, cũng có thể phân chia các phương pháp tính toán sức chịu tải của nền đất thành hai nhóm: Sức chịu tải tức thời với các đặc trưng chống cắt không thoát nước c_u và ϕ_u và sức chịu tải với các đặc trưng chống cắt có thoát nước c' và ϕ' tương ứng với nền đất đã lún ổn định do có kết thấm.

1.3.1 Phương pháp tính dựa trên mức độ phát triển của vùng biến dạng dẻo trong nền

Nội dung chứng minh của phương pháp nhằm hạn chế vùng biến dạng dẻo trong phạm vi nền dưới đáy móng hông sao cho nền đất còn ứng xử như một vật liệu đàn hồi để có thể ứng dụng các kết quả lý thuyết đàn hồi vào tính toán các ứng suất trong nền.

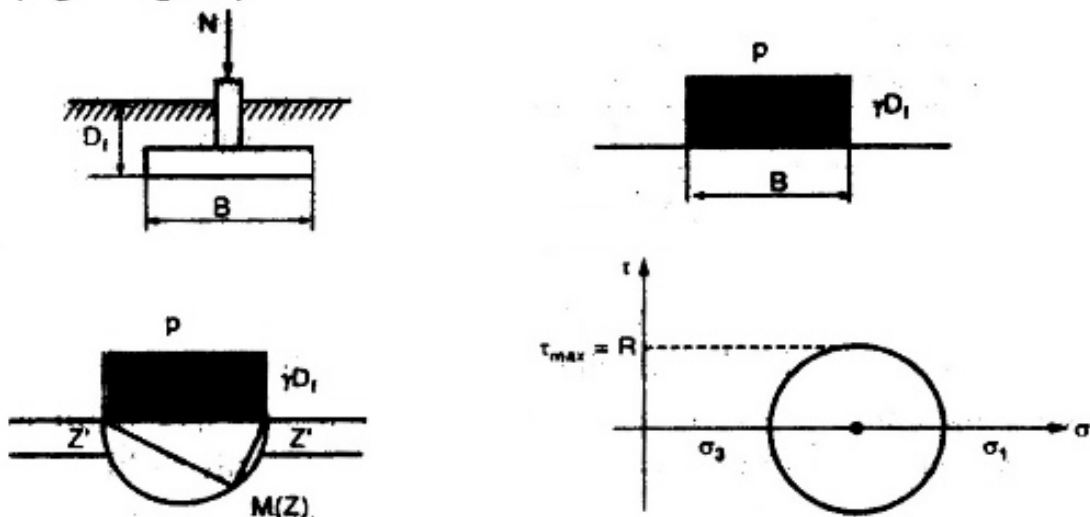
Theo công thức của Boussinesq các ứng suất chính tại một điểm $M_I(2\beta, Z)$, gây ra bởi tải bằng phân bố đều dài vô hạn cường độ là p , có dạng

$$\begin{cases} \sigma_I = \frac{p}{\pi}(2\beta + \sin 2\beta) \\ \sigma_3 = \frac{p}{\pi}(2\beta - \sin 2\beta) \end{cases} \quad (1.41)$$

trong đó 2β - góc nhìn từ điểm khảo sát về hai biên móng.

Z - chiều sâu điểm khảo sát tính từ mặt đáy móng.

Có thể sử dụng các công thức này để khảo sát ứng suất trong nền đất dưới móng băng có bề rộng b và độ sâu chôn móng D_f nhỏ (D_f càng lớn thì sai số càng lớn), trong khối đất có góc ma sát trong φ , lực dính đơn vị c và trọng lượng riêng là γ .



Hình 1.15: Khu vực vùng phát triển biến dạng dẻo

Để có thể giải được bài toán, ta chấp nhận giả thiết là trạng thái ứng suất ban đầu do trọng lượng bản thân trong đất nền là đẳng hướng.

Tại điểm $M(2\beta, Z)$, dưới móng băng, những ứng suất chính có dạng

$$\begin{cases} \sigma_I = \gamma(Z + D_f) + \frac{p - \gamma D_f}{\pi}(2\beta + \sin 2\beta) \\ \sigma_3 = \gamma(Z + D_f) + \frac{p - \gamma D_f}{\pi}(2\beta - \sin 2\beta) \end{cases} \quad (1.42)$$

Hai công thức này cho phép ta tính bán kính R và hoành độ của tâm

vòng tròn Mohr, trong mặt (τ, σ) , của trạng thái ứng suất tại điểm $M(2\beta, Z)$

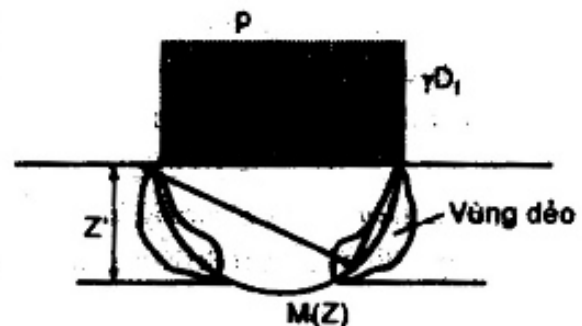
$$R = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} = \frac{p - \gamma D_f}{\pi} \sin 2\beta$$

$$[p] = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} = \gamma(Z + D_f) + \frac{p - \gamma D_f}{\pi} 2\beta$$

Dễ dàng nhận thấy bán kính $R = \tau_{max}$ đạt cực đại khi $\sin 2\beta$ đạt giá trị bằng 1. Từ đây, quỹ tích của các điểm M , (có ứng suất cắt cực đại τ_{max} tương ứng với $\sin 2\beta = 1 \Rightarrow 2\beta = \pi/2$), chạy trên vòng tròn (L) có đường kính bằng bề rộng đáy móng b .

Trong mặt (τ, σ) , vòng (L) có giá trị Z thay đổi từ 0 đến $b/2$.

Với một móng băng trên nền đất, biết trọng lượng đơn vị γ và chiều sâu chôn móng D_f , tùy theo giá trị của áp lực đáy móng p , có thể phân thành các trường hợp sau:



Hình 1.16

1°/ p nhỏ: không có vòng Mohr nào tiếp xúc với đường Coulomb tức là không có điểm nào trong nền đất đạt trạng thái cân bằng giới hạn, toàn nền đất được xem như ứng xử như vật liệu đàn hồi.

2°/ $p = p_{th}$ là áp lực tới hạn: trong toàn vùng nền dưới tải ngoài chỉ có một vòng Mohr tiếp với đường chống cắt Coulomb, vòng này ứng với $Z' = 0$ tức là ở hai điểm biên, theo phương ngang, của móng băng.

3°/ $p > p_{th}$: có vô số vòng Mohr tiếp xúc với đường Coulomb ứng với các điểm của vòng (L) có cao trình từ D_f đến $D_f + Z = D_f + 0,5b$.

Như thế, vùng biến dạng dẻo bắt đầu phát triển đầu tiên từ hai biên đáy móng.

Khi điểm $M(Z, 2\beta)$ bị biến dẻo, ứng suất chính của chúng thỏa điều kiện cân bằng của Mohr-Coulomb

$$\sin \varphi = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3 + 2c \cot g \varphi}$$

Thay các giá trị ứng suất chính của bài toán, ta suy ra được chiều sâu Z của điểm bị biến dạng dẻo

$$Z = \frac{p - \gamma D_f}{\pi \gamma} \left(\frac{\sin 2\beta}{\sin \varphi} - 2\beta \right) - D_f - \frac{c}{\gamma} \cot g \varphi$$

Độ sâu lớn nhất của vùng biến dạng dẻo Z_{max} có được từ điều kiện $\frac{dZ}{d\beta} = 0$ hay là

$$\frac{dZ}{d\beta} = \frac{p - \gamma D_f}{\pi \gamma} 2 \left(\frac{\cos 2\beta}{\sin \varphi} - 1 \right) = 0$$

Từ đây ta giải được $2\beta = \frac{\pi}{2} - \varphi$

và chiều sâu lớn nhất $Z_{\max}$ của vùng biến dạng dẻo dưới móng có dạng:

$$Z_{\max} = -D_f + \frac{p - \gamma D_f}{\pi \gamma} \left(\frac{\sin 2\beta}{\sin \varphi} - 2\beta \right) - \frac{H}{\gamma}, \text{ với } H = c \cot g \varphi$$

hoặc

$$Z_{\max} = -D_f + \frac{p - \gamma D_f}{\pi \gamma} \left(\cot g \varphi - \frac{\pi}{2} + \varphi \right) - \frac{H}{\gamma}$$

$$p_{z \max} = \frac{\pi}{\cot g \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} (\gamma Z_{\max} + \gamma D_f + c \cot g \varphi) + \gamma D_f \quad (1.43)$$

Với một móng băng có chiều sâu đặt móng là D_f tựa trên nền đất có các đặc trưng cơ học γ, c, φ . Các điểm sâu nhất có trạng thái cân bằng giới hạn dẻo nằm trên một đường C diễn tả bởi phương trình

$$Z_{\max} = f(2\beta, p)$$

Công thức của Frohlich

Ứng với nền đất không xuất hiện vùng biến dạng dẻo, $Z_{\max} = 0$

$$Z_{\max} = -D_f + \frac{p - \gamma D_f}{\pi \gamma} \left(\cot g \varphi - \frac{\pi}{2} + \varphi \right) - \frac{H}{\gamma} = 0$$

hoặc có thể viết dưới dạng

$$p_o = \gamma D_f (\alpha) + H(\alpha - 1) \quad (1.44)$$

trong đó

$$\alpha = \frac{\pi}{\cot g \varphi - \left(\frac{\pi}{2} - \varphi \right)} + 1$$

Trong công thức này, bề rộng b của móng không ảnh hưởng lên sức chịu tải.

φ	10°	20°	30°	35°	40°	45°
α	1,74	3,06	5,59	7,71	10,85	15,64

Với một móng đặt trên mặt đất ($D_f = 0$) nền đất dính $c = 0$, nên ($H = c \cot g \varphi = 0$), công thức của Frohlich cho sức chịu tải đàn hồi của nền bằng 0. Điều này đồng nghĩa với đất rời khi có tải tác động trên mặt lập tức sẽ xuất hiện vùng biến dạng dẻo.

Với một móng đặt trên mặt ($D_f = 0$) nền đất dính rỗng ($\varphi = 0$), công thức của Frohlich cho sức chịu tải của nền có dạng

$$p_o = H(\alpha - 1) = \lim_{\varphi \rightarrow 0} \left| \frac{\pi \cdot c \times \cot g \varphi}{\cot g \varphi - \left(\frac{\pi}{2} - \varphi \right)} \right| \approx \pi \cdot c \quad (1.45)$$

Công thức được sử dụng trong các quy phạm xây dựng 45-78 của Việt Nam

Khi tính toán sức chịu tải của nền theo trạng thái giới hạn về biến dạng, để độ lún của móng có sai số nhỏ, nền đất phải còn hoạt động như

vật liệu biến dạng đàn hồi, vì cách xác định các ứng suất trong tính lún đều dựa vào lý thuyết Boussinesq (là lý thuyết đặt nền tảng trên cơ sở lý thuyết đàn hồi tuyến tính của Hookes). Sức chịu tải của nền được chọn tương ứng với vùng biến dạng dẻo phát triển từ đáy móng đến độ sâu $Z_{max} = b/4$. Nói cách khác, với hai vật nhỏ biến dạng dẻo này, nền có thể còn được xem như là bán không gian biến dạng tuyến tính.

$$p_{z_{max}=b/4} = \frac{\pi}{\cot g\varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} \left(\gamma \frac{b}{4} + \gamma D_f + c \cot g\varphi \right) + \gamma D_f \quad (1.46)$$

$$R = p_{Z_{max}=b/4} = Ab\gamma_2 + BD_f\gamma_1 + D_c \quad (1.47)$$

Các hệ số A , B , D phụ thuộc góc ma sát trong φ của nền theo bảng 1.21.

Bảng 1.21: Giá trị hệ số sức chịu tải A B D

φ	$A = \frac{0,25\pi}{\cot g\varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}}$	$B = 1 + \frac{\pi}{\cot g\varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}}$	$D = \frac{\pi \cot g\varphi}{\cot g\varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}}$
0	0	1	3,1416
2	0,0290	1,1159	3,3196
4	0,0614	1,2454	3,5100
6	0,0976	1,3903	3,7139
8	0,1382	1,5527	3,9326
10	0,1837	1,7349	4,1677
12	0,2349	1,9397	4,4208
14	0,2926	2,1703	4,6940
16	0,3577	2,4307	4,9894
18	0,4313	2,7252	5,3095
20	0,5148	3,0591	5,6572
22	0,6097	3,4386	6,0358
24	0,7178	3,8713	6,4491
26	0,8415	4,3661	6,9016
28	0,9834	4,9338	7,3983
30	1,1468	5,5872	7,9453
32	1,3356	6,3424	8,5497
34	1,5547	7,2188	9,2198
36	1,8101	8,2403	9,9654
38	2,1092	9,4367	10,7985
40	2,4614	10,8455	11,7334
42	2,8785	12,5138	12,7874

trong đó γ_1 - trọng lượng đơn vị thể tích của đất từ đáy móng trở lên mặt đất

γ_2 - trọng lượng đơn vị thể tích của đất từ đáy móng trở xuống

D_f - chiều sâu chôn móng, đôi khi được ký hiệu là h

c - lực dính đơn vị của đất đáy móng trở xuống.

Trong QPXD 45-70, công thức này được giới thiệu dưới dạng sức chịu tải tiêu chuẩn của đất nền có dạng

$$R^{tc} = m(Ab\gamma_2 + BD_f\gamma_1 + Dc) \quad (1.48)$$

Các đặc trưng đất nền trong R^{tc} là các đặc trưng tiêu chuẩn gồm γ^c , c^{tc} và ϕ^c . Trong QPXD 45-78, sức chịu tải tiêu chuẩn được xét thêm điều kiện làm việc đồng thời giữa nền và công trình và được gọi là sức chịu tải tính toán theo trạng thái giới hạn thứ hai R_{II} của đất nền.

$$R_{II} = \frac{m_1 m_2}{k_{tc}} (Ab\gamma_{II} + BD_f\gamma'_{II} + Dc_{II}) \quad (1.49)$$

trong đó m - hệ số điều kiện làm việc

$m = 0,6$ khi nền là cát bột dưới mực nước ngầm

$m = 0,8$ khi nền là cát mịn dưới mực nước ngầm

$m = 1$ với các trường hợp khác.

m_1 và m_2 - lần lượt là hệ số điều kiện làm việc của nền đất và hệ số điều kiện làm việc của công trình tác động qua lại với nền đất, được chọn theo bảng 1.22

k_{tc} - hệ số độ tin cậy

$k_{tc} = 1$ khi các đặc trưng tính toán lấy trực tiếp từ các thí nghiệm

$k_{tc} = 1,1$ khi các đặc trưng tính toán lấy trực tiếp từ các bảng thống kê.

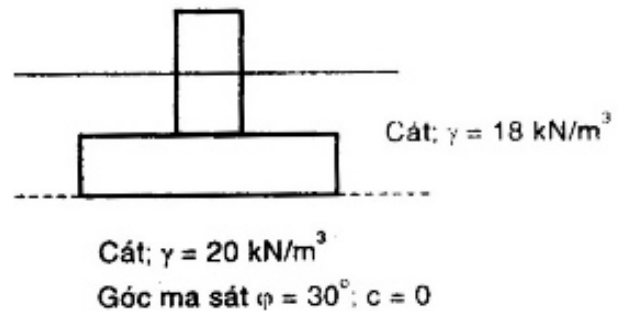
Bảng 1.22: Giá trị các hệ số điều kiện làm việc

Loại đất	$\begin{matrix} m_2 \\ m_1 \end{matrix}$	Tỷ lệ kích thước công trình L/H	
		≥ 4	$\leq 1,5$
Đất hòn lớn lấp đầy cát	1,4	1,2	1,4
Các loại cát (trừ cát mịn và cát bụi)			
Cát mịn	1,2	1,1	1,3
- Khô và ít ẩm			
- Bảo hòa nước	1,1	1,1	1,3
Cát bụi	1,2	1,1	1,2
- Khô và ít ẩm			
- Bảo hòa nước	1,1	1,0	1,2
Đất hòn lớn lấp đầy sét	1,1	1,0	1,0
Các loại có độ sét $B > 0,5$			

** L là chiều dài công trình, ** H là chiều cao công trình

Các đặc trưng đất nền trong R_{II} là các đặc trưng tính toán theo trạng thái giới hạn thứ hai gồm γ_H , c_H và φ_H .

Ví dụ 1.11. Có một móng nông dạng vuông cạnh $b = 1,1\text{m}$, chiều sâu chôn móng là $D_f = 1\text{m}$. Tính sức chịu tải tiêu chuẩn R^t theo QPXD 45-70, khi nền được cấu tạo như H.1.17. Cho biết nền đất trong khu vực xây dựng không có mực nước ngầm xuất hiện.



Hình 1.17

Giải. Sức chịu tải tiêu chuẩn

$$R^t = m[Ab\gamma_2 + BD_f\gamma_1 + Dc]$$

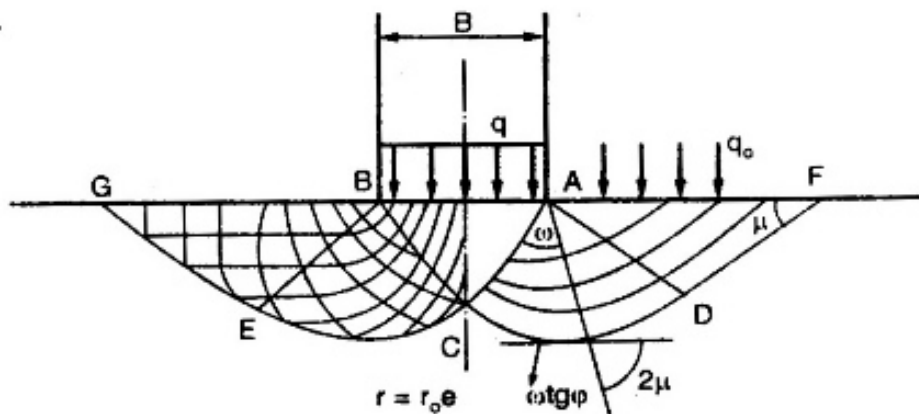
$$m = 1; \varphi = 30^\circ \Rightarrow A = 1,15; B = 5,59; D = 7,95$$

$$D_f\gamma_1 = 1\text{m} \times 18\text{kN/m}^3 = 18 \text{ kN/m}^2$$

Trọng lượng riêng của đất nền dưới đáy móng $\gamma_2 = 20\text{kN/m}^3$

$$R^t = 1(1,15 \times 1,1 \times 20 + 5,59 \times 18) = 126 \text{ kN/m}^2$$

1.3.2 Phương pháp tính dựa trên giả thuyết cân bằng giới hạn điểm



Hình 1.18: Họ mặt trượt trong nền cân bằng giới hạn

Prandtl là người đầu tiên quan sát trực tiếp hình dạng các mặt trượt đất nền bên dưới mô hình móng và đã đưa ra hình dạng giải tích của các mặt trượt đáy móng gồm các đoạn thẳng nối với nhau bởi đoạn cong parabol. Với một số giả thuyết đơn giản bài toán, áp lực cực hạn đáy móng r_u được Prandtl giới thiệu gồm hai thành phần: do lực dính cN_c và do phụ tải hông q_0N_q .

$$q_u = q_0 N_q + c N_c$$

$$N_q = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \exp(\pi \operatorname{tg} \varphi); N_c = (N_q - 1) \cot \varphi$$

Một trong những giả thuyết của Prandtl là xem như đất nền không có trọng lượng nên không có ma sát trong khu vực trượt. Do đó, công thức sức chịu tải đất nền của Prandtl chỉ có hai thành phần.

Sau đó, Terzaghi, Buisman, Caquot, Sokolovski, Meyerhof, Hansen và nhiều tác giả đã bổ sung thành phần ma sát và công thức sức chịu tải của đất nền. Công thức tổng quát có dạng

$$p_u \equiv q_u = \frac{\gamma b}{2} N_\gamma + c N_c + q N_q \quad (1.50)$$

$$N_q = \frac{e^{\left(\frac{3\pi}{2} - \varphi\right) \operatorname{tg} \varphi}}{2 \cos^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right)} \quad (1.51)$$

$$N_c = \cot \varphi [N_q - 1] \quad (1.52)$$

$$N_\gamma = \frac{1}{2} \left(\frac{K_p}{\cos^2 \varphi} - 1 \right) \operatorname{tg} \varphi \quad (1.53)$$

trong đó K_p - hệ số áp lực bị động của đất lên mặt nghiêng của nêm trượt.

Trong phần chứng minh trên, sức chịu tải của đất nền gồm ba thành phần:

- Thành phần ma sát dưới đáy móng $\frac{\gamma b}{2} N_\gamma$

trong đó γ - là trọng lượng riêng của đất từ đáy móng trở xuống hết phần nền.

- Thành phần phụ tải hông $q N_q$

với $q = \gamma D_f$ là áp lực tác động bên hông móng ở cao trình đáy móng và γ của thành phần này là trọng lượng riêng của đất từ đáy móng trở lên mặt đất.

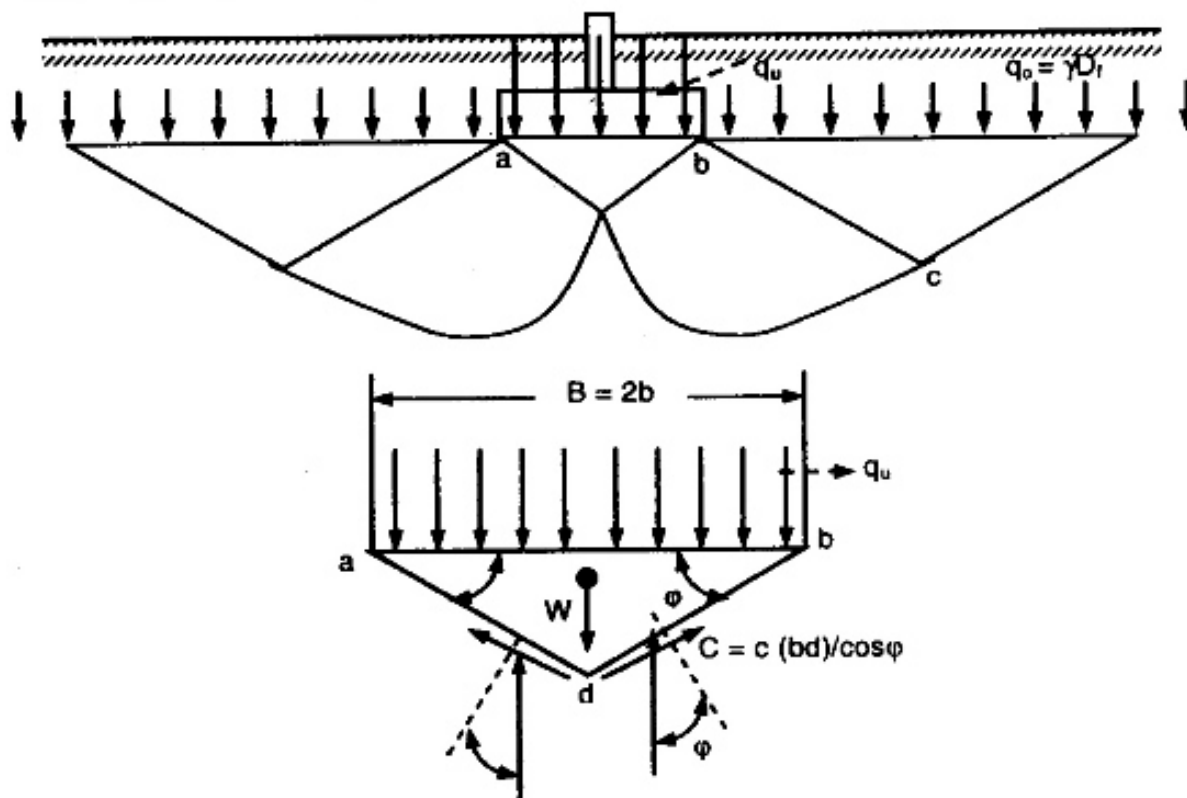
- Thành phần lực dính $c N_c$

với lực dính c được chọn là của lớp đất ngay dưới đáy móng.

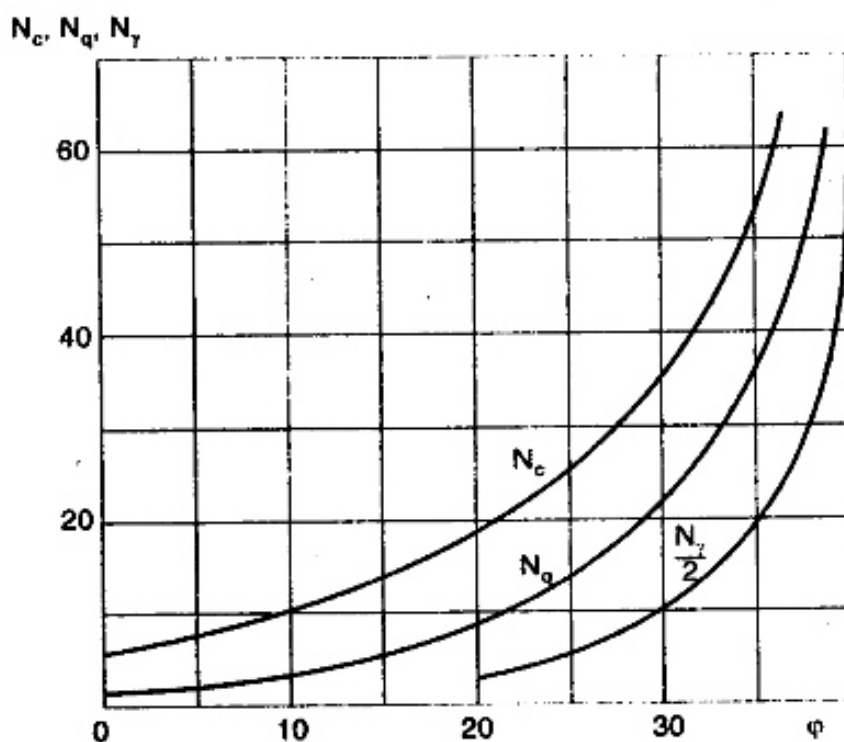
Terzaghi đề nghị chỉ sử dụng biểu đồ để xác định các hệ số sức chịu tải N_γ , N_q và N_c trong H.1.20 cho đất chặt hay cứng. Đối với đất ít chặt hay dẻo mềm, nên thay các thông số chống cát bằng

$$c^* = (2/3) c$$

$$\text{và} \quad \operatorname{tg} \varphi^* = (2/3) \operatorname{tg} \varphi \quad (1.54)$$

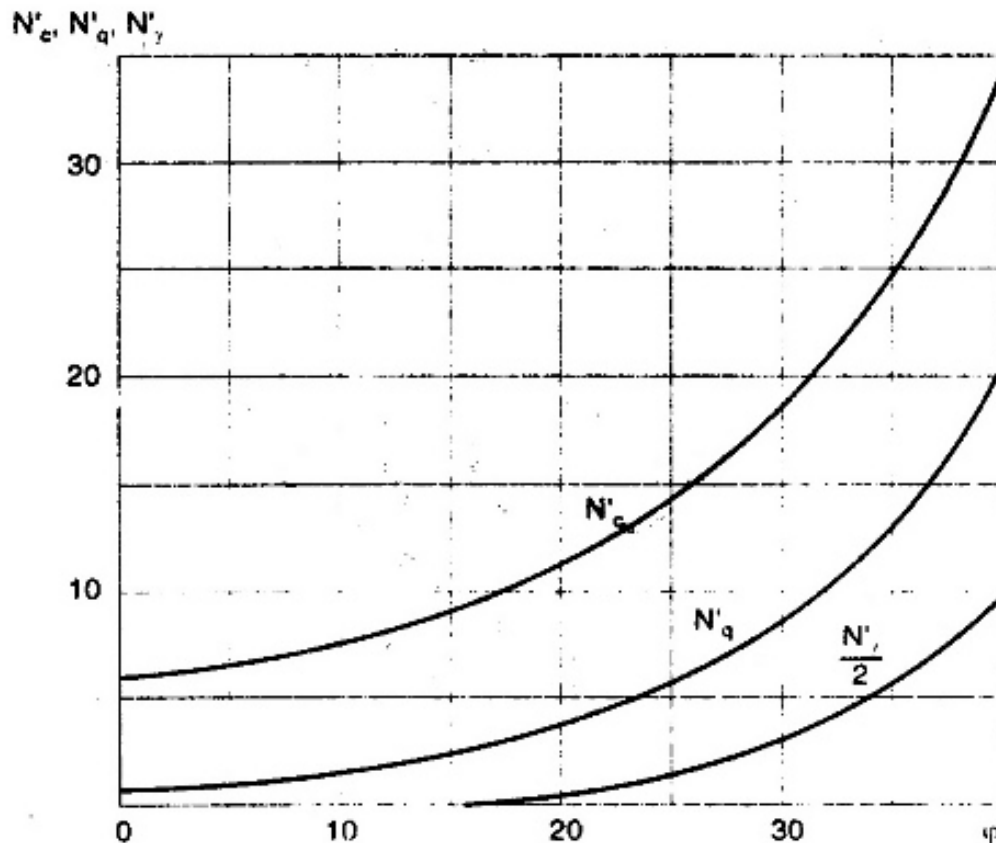


Hình 1.19: Giả thuyết mặt trượt của Terzaghi



Hình 1.20: Biểu đồ các hệ số sức chịu tải N_c , N_q và N_{γ} của Terzaghi

Cũng có cùng kết quả tính như trên cho đất ít chặt nếu sử dụng các đặc trưng chống cắt c và $tg\phi$ cùng với biểu đồ N'_c , N'_q và N'_{γ}



Hình 1.21: Biểu đồ các hệ số sức chịu tải N'_c , N'_q và N'_γ của Terzaghi

Ghi chú: các hệ số sức chịu tải N'_c , N'_q và N'_γ chính là N^*_c , N^*_q và N^*

Móng băng: $p_u \approx q_u = 0,5\gamma b N'_\gamma + c N'_c + q N'_q$ (1.55)

Móng vuông: $p_u \approx q_u = 0,4\gamma b N'_\gamma + 1,3c N'_c + q N'_q$ (1.56)

Móng tròn: $p_u \approx q_u = 0,3\gamma b N'_\gamma + 1,3c N'_c + q N'_q$ (1.57)

với b là đường kính móng.

Theo Terzaghi, sức chịu tải trên đất chặt (*general shear*) có dạng
sức chịu tải trên đất ít chặt hay mềm (*local shear*) có dạng

Móng băng: $p_u \approx q_u = 0,5\gamma b N^*_\gamma + c N^*_c + q N^*_q$ (1.58)

Móng vuông: $p_u \approx q_u = 0,4\gamma b N^*_\gamma + 1,3c N^*_c + q N^*_q$ (1.59)

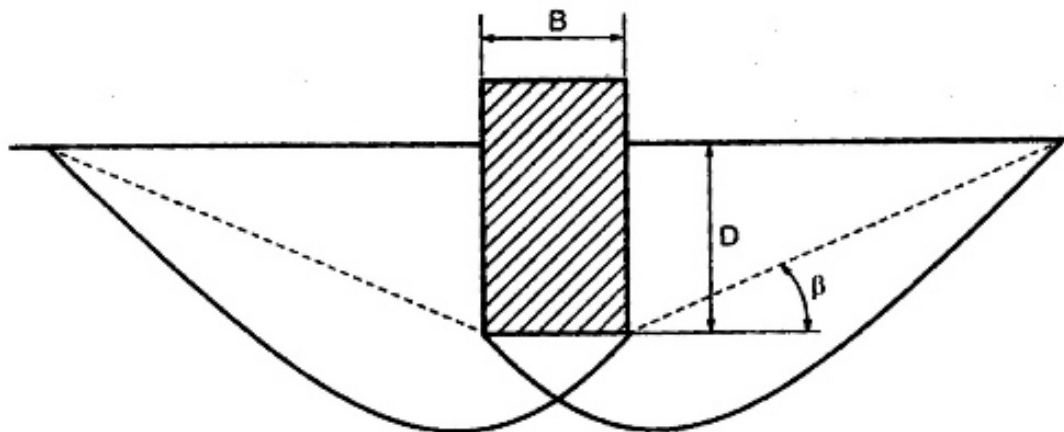
Móng tròn: $p_u \approx q_u = 0,3\gamma b N^*_\gamma + 1,3c N^*_c + q N^*_q$ (1.60)

Tuy nhiên, hầu hết các nhà cơ học đất ngày nay đều thừa nhận rằng sử dụng các công thức của Terzaghi cho đất mềm rất bất lợi, như Meryerhof đã chỉ rõ rằng các công thức này chỉ xét phụ tải hông q , mà không xét đến đến hoạt động của đoạn mặt trượt bên trên mặt đáy móng.

1.3.3 Công thức sức chịu tải có xét đến ảnh hưởng của dạng móng, chiều sâu chôn móng và độ nghiêng của tải tác động

Phương pháp này được Meyerhof khởi xướng, vào những năm đầu của thập kỷ 60, trong các nghiên cứu của nhiều tác giả khác như: De Beer, Vesic, Hansen, Hanna,... xét đến ảnh hưởng:

- Hình dạng móng lên mặt trượt như H.1.22
- Độ chôn sâu của móng
- Độ nghiêng của móng



Hình 1.22: Dạng mặt trượt trong công thức của Meyerhof

Và công thức sức chịu tải đất nền dưới móng nông có dạng sau

$$q_u = cN_c F_{cs} F_{cd} F_{ci} + qN_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + 0,5 \gamma b N_\gamma F_{\gamma s} F_{\gamma d} F_{\gamma i} \quad (1.61)$$

Các hệ số ảnh hưởng của hình dạng móng F_{cs} , F_{qs} , $F_{\gamma s}$ được De Beer đề nghị (1970) dựa trên phân tích rất nhiều kết quả đo đạc các móng thực, có dạng như sau

$$F_{cs} = 1 + \left(\frac{b}{l} \right) \left(\frac{N_q}{N_c} \right) \quad (1.62)$$

$$F_{qs} = 1 + \left(\frac{b}{l} \right) \tan \varphi \quad (1.63)$$

$$F_{\gamma s} = 1 - 0,4 \left(\frac{b}{l} \right) \quad (1.64)$$

Các hệ số ảnh hưởng của độ sâu chôn móng F_{cd} , F_{qd} , $F_{\gamma d}$ được Hansen đề nghị (1970) có dạng

Cho móng có $D_f/b \leq 1$,

$$F_{cd} = 1 + 0,4 \left(\frac{D_f}{b} \right) \quad (1.65)$$

Cho móng có $D_f/b > 1$ và $\arctg$ tính bằng radian

$$F_{cd} = 1 + 0,4 \arctg \left(\frac{D_f}{b} \right) \quad (1.66)$$

Cho móng có $D_f/b \leq 1$

$$F_{qd} = 1 + 2 \operatorname{tg} \varphi (1 - \sin \varphi)^2 \frac{D_f}{b} \quad (1.67)$$

Cho móng có $D_f/b > 1$ và $\arctg = \text{radian}$

$$F_{qd} = 1 + 2 \operatorname{tg} \varphi (1 - \sin \varphi)^2 \arctg \left(\frac{D_f}{b} \right) \quad (1.68)$$

$$F_{xd} = 1$$

Các hệ số ảnh hưởng của độ nghiêng của tải tác động lên móng F_{ci} , F_{qi} , F_{γ} được Meyerhof và Hanna đề nghị năm (1963) và (1981) như sau

$$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\beta^0}{90^0} \right)^2 \quad (1.69)$$

$$F_{\gamma} = \left(1 - \frac{\beta}{\varphi} \right)^2 \quad (1.70)$$

Các hệ số N_c , N_q , N_{γ} do Vesic hiệu chỉnh (1973) các giá trị mà Terzaghi đưa ra trước đó. Điểm khác nhau giữa hai mô hình chứng minh của Vesic và Terzaghi là góc nghiêng của nệm nền chặt dưới đáy móng, theo Terzaghi góc nghiêng này $\alpha = \varphi$, còn theo Vesic nhận xét từ thực nghiệm cho rằng $\alpha = 45^0 + \varphi/2$

Theo Vesic các hệ số sức chịu tải có dạng

$$N_q = \operatorname{tg}^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} e^{\pi \operatorname{tg} \varphi} \right) \quad (1.71)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cotg \varphi \quad (1.72)$$

$$N_{\gamma} = 2(N_q + 1) \operatorname{tg} \varphi \quad (1.73)$$

Ví dụ 1.12. Có một móng nông dạng vuông dưới cột chịu tổng tải 150kN với góc nghiêng là 20^0 so với phương thẳng đứng, chiều sâu chôn móng là $D_f = 1\text{m}$. Tính bề rộng của móng với hệ số an toàn $FS = 3$, khi nền đất là cát có trọng lượng riêng tự nhiên là $\gamma = 18\text{kN/m}^3$, góc ma sát $\varphi = 30^0$, lực dính $c = 0$. Nền đất trong khu vực xây dựng không có mực nước ngầm.

Giải. Với lực dính $c = 0$, công thức sức chịu tải cực hạn có dạng

$$q_u = q N_q F_{qs} F_{qd} F_{qi} + 0,5 \gamma b N_{\gamma} F_{\gamma} F_{xd} F_{\gamma}$$

Ta có

$$q = \gamma D_f = 18 \times 1 = 18 \text{ kN/m}^2$$

$$\varphi = 30^0 \Rightarrow N_q = 18,4 \text{ và } N_{\gamma} = 22,4$$

$$F_{qs} = 1 + \left(\frac{b}{l}\right) \tan \varphi = 1 + 0,577 = 1,577$$

$$F_{\gamma} = 1 - 0,4 \left(\frac{b}{l}\right) = 1 - 0,4 = 0,6, \text{ vì là móng vuông } b/l = 1$$

Giả sử bề rộng móng lớn hơn chiều sâu chôn móng, cho móng có $D_f/b \leq 1$

$$F_{qd} = 1 + 2 \tan \varphi (1 - \sin \varphi)^2 \frac{D_f}{b} = 1 + \frac{(0,289)(1)}{b} = 1 + \frac{0,202}{b}$$

$$F_{\gamma d} = 1$$

$$F_{ci} = F_{qi} = \left(1 - \frac{\beta^0}{90^0}\right)^2 = \left(1 - \frac{20}{90}\right)^2 = 0,605$$

$$F_{\gamma} = \left(1 - \frac{\beta}{\varphi}\right)^2 = \left(1 - \frac{20}{30}\right)^2 = 0,11$$

Bảng 1.23: Giá trị các hệ số sức chịu tải của Vesic (1973)

φ	N_q	N_c	N_{γ}	φ	N_c	N_q	N_{γ}
0	1	5,14	0,00	24	9,60	19,32	9,44
1	1,09	5,38	0,07	25	10,66	20,72	10,88
2	1,20	5,63	0,15	26	11,85	22,25	12,54
3	1,31	5,90	0,24	27	13,20	23,94	14,47
4	1,43	6,19	0,34	28	14,72	25,80	16,72
5	1,57	6,49	0,45	29	16,44	27,86	19,34
6	1,72	6,81	0,57	30	18,40	30,14	22,40
7	1,88	7,16	0,71	31	20,63	32,67	25,99
8	2,06	7,53	0,86	32	23,18	35,49	30,21
9	2,25	7,92	1,03	33	26,09	38,64	35,19
10	2,47	8,34	1,22	34	29,44	42,16	41,06
11	2,71	8,80	1,44	35	33,30	46,12	48,03
12	2,97	9,28	1,69	36	37,75	50,59	56,31
13	3,26	9,81	1,97	37	42,92	55,63	66,19
14	3,59	10,37	2,29	38	48,93	61,35	78,02
15	3,94	10,98	2,65	39	55,96	67,87	92,25
16	4,34	11,63	3,06	40	64,20	75,31	109,41
17	4,77	12,34	3,53	41	73,90	83,86	130,21
18	5,26	13,10	4,07	42	85,37	93,71	155,54
19	5,80	13,93	4,68	43	99,01	105,11	186,53
20	6,40	14,83	5,39	44	115,31	118,37	224,63
21	7,07	15,81	6,20	45	134,87	133,87	271,75
22	7,82	16,88	7,13	46	158,50	152,10	330,34
23	8,66	18,05	8,20	47	187,21	173,64	403,65

$$\frac{\sigma_2 - \sigma_3}{2} = \left(\frac{c}{\operatorname{tg} \varphi} + \frac{\sigma_2 + \sigma_3}{2} \right) \sin \varphi, \text{ hoặc } \sigma_2 = \sigma_3 \operatorname{tg}^2 \alpha + 2c \operatorname{tg} \alpha$$

Trong khối AFBE, trên mặt trượt AB ta có quan hệ

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} = \left(\frac{c}{\operatorname{tg} \varphi} + \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \right) \sin \varphi$$

hoặc
$$\sigma_1 = \sigma_2 \operatorname{tg}^2 \alpha + 2c \operatorname{tg} \alpha = \left(q + \frac{\gamma b}{2} \operatorname{tg} \alpha \right) \operatorname{tg}^2 \alpha + 2c \operatorname{tg} \alpha$$

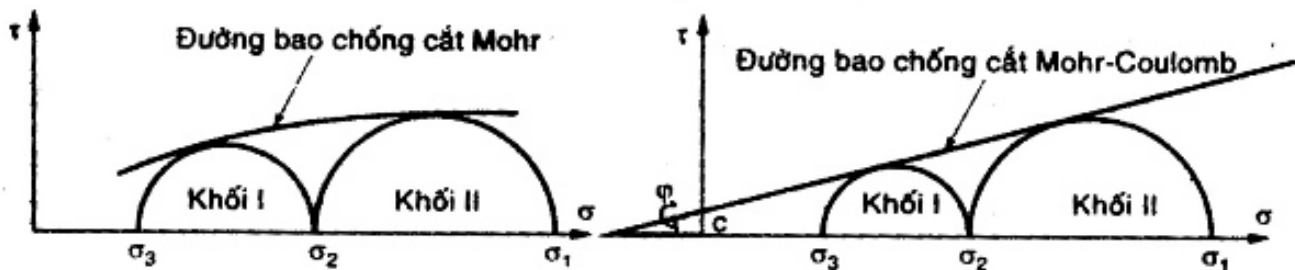
Trong khối FCDB

$$\frac{\sigma_2 - \sigma_3}{2} = \left(\frac{c}{\operatorname{tg} \varphi} + \frac{\sigma_2 + \sigma_3}{2} \right) \sin \varphi, \text{ hoặc } \sigma_2 = \sigma_3 \operatorname{tg}^2 \alpha + 2c \operatorname{tg} \alpha$$

Trong khối AFBE, trên mặt trượt AB ta có quan hệ

$$\frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} = \left(\frac{c}{\operatorname{tg} \varphi} + \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \right) \sin \varphi$$

hoặc
$$\sigma_1 = \sigma_2 \operatorname{tg}^2 \alpha + 2c \operatorname{tg} \alpha = \left(q + \frac{\gamma b}{2} \operatorname{tg} \alpha \right) \operatorname{tg}^2 \alpha + 2c \operatorname{tg} \alpha$$



Hình 1.24: Dạng đường bao chống cắt Mohr và Mohr-Coulomb

Từ trên ta có

$$p_u = \sigma_1 = \left[\left(q + \frac{\gamma}{2} b \operatorname{tg} \alpha \right) \operatorname{tg}^2 \alpha + 2c \operatorname{tg} \alpha \right] \operatorname{tg}^2 \alpha + 2c \operatorname{tg} \alpha$$

hoặc
$$p_u = \frac{\gamma}{2} b \operatorname{tg}^5 \alpha + 2c (\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg}^3 \alpha) + q \operatorname{tg}^4 \alpha \quad (1.74)$$

Công thức này thường được viết lại dưới dạng quen thuộc hơn

$$p_u \equiv q_u = \frac{\gamma}{2} b N_\gamma + c N_c + q N_q$$

trong đó $N_\gamma = \operatorname{tg}^5 \alpha$; $N_q = \operatorname{tg}^4 \alpha$; $N_c = 2(\operatorname{tg} \alpha + \operatorname{tg}^3 \alpha)$ (1.75)

Tương tự như trên, Peck đã chứng minh riêng cho hai loại nền đất không có lực dính ($c = 0$) và nền đất không có góc ma sát trong ($\varphi_u = 0$) và các công thức có dạng

Cho đất có $c = 0$:
$$p_u = \gamma D_f N_\varphi^2 + \gamma k \frac{b}{2} (N_\varphi^2 - 1) = \gamma D_f N_q + \gamma \frac{b}{2} N_\gamma \quad (1.76)$$

Như vậy $N_q = tg^2(45^\circ + \varphi/2)$ và $N_\gamma = N_q - 1$

Cho đất có góc ma sát trong của đất nền $\varphi_u = 0$

$$p_u = 4c_u + \gamma D_f \quad (1.77)$$

Dạng thường được sử dụng do Terzaghi và Peck hiệu chỉnh công thức trên từ rất nhiều quan sát thực nghiệm là

$$p_u = q_u = 5,7c_u \left(1 + 0,3 \frac{b}{L} \right) + \gamma D_f \quad (1.78)$$

với b - bề rộng móng; l - chiều dài móng; c_u - lực dính không thoát nước.

$$\text{Công thức tổng quát có dạng } p_u \equiv q_u = \frac{\gamma b}{2} N_\gamma + c N_c + q N_q \quad (1.79)$$

Công thức trên gồm ba thành phần

- $0,5 \gamma b N_\gamma$ là thành phần chống trượt của khối nền nằm ngay sát dưới đáy móng
- $c N_c$ là thành phần lực dính của lớp đất dưới đáy móng
- $q N_q$ hay γD_f là thành phần phụ tải hông.

1.3.5 Sức chịu tải trong điều kiện không thoát nước

Ứng xử của đất hạt mịn bão hòa nước, phụ thuộc vào áp lực nước lỗ rỗng thặng dư (do tác động của tải trọng ngoài). Áp lực nước lỗ rỗng thặng dư sẽ phân tán theo thời gian, nhanh hay chậm tùy theo đặc tính thấm nước của đất.

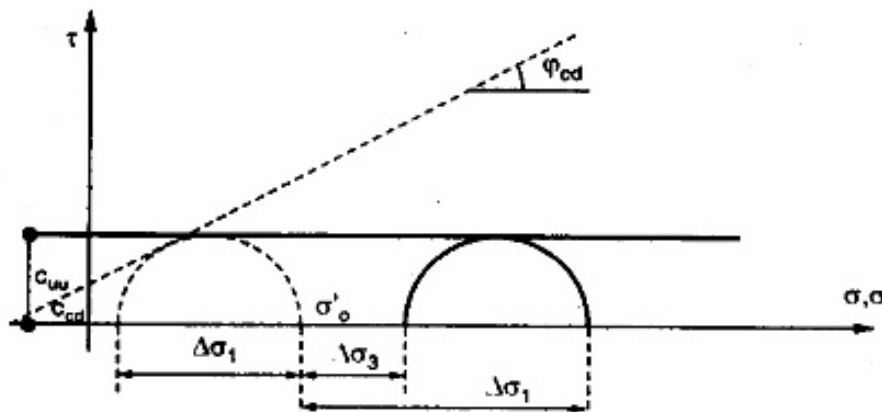
Ngay ở thời điểm vừa đặt tải p trên mặt đáy móng, theo lý thuyết cổ kết thấm của Terzaghi, giá trị tải trọng áp đặt sẽ gây ra áp lực nước lỗ rỗng thặng dư u bằng với ứng suất σ_z do tải ngoài gây ra tại phân tố đất đang khảo sát. Hoạt động cơ học của đất nền sẽ phụ thuộc vào lượng áp lực nước lỗ rỗng thặng dư này, để mô phỏng ứng xử này người ta thường sử dụng phương pháp thí nghiệm cắt không cố kết - không thoát nước (*unconsolidated-undrained method*: UU). Trong thí nghiệm cắt UU trên thí nghiệm nén ba trục, ta khóa các vòi thoát nước trong lúc áp đặt áp lực xung quanh $\sigma_h = \sigma_3$ và sau đó gia tăng áp lực đứng $\sigma_v = \sigma_1$, điều kiện thí nghiệm không cho phép thể tích mẫu đất thay đổi và kết quả cho được là $\varphi_{uu} = 0$ và $c_{uu} \neq 0$ của đường Mohr - Coulomb: $s = \sigma tg \varphi_{uu} + c_{uu}$. Chính điều này dẫn đến việc tiến hành thí nghiệm nén đơn sẽ có kết quả tương đương với nén ba trục theo phương pháp UU. Sức chịu nén đơn thường được ký hiệu $q_{unconfined} = q_u = s_u = 2c_u$ đôi khi còn được gọi là sức chống cắt không thoát nước. Và sức chịu tải cực hạn tức thời cho đất hạt mịn cố kết thường (NC normally consolidation) được tính toán với q_u hoặc c_u theo công thức của

Terzaghi và Peck có dạng

$$p_u = q_u = 5,7c_u \left(1 + 0,3 \frac{b}{L} \right) + \gamma D_f$$

Với hệ số an toàn $FS = 3$, sức chịu tải cho phép của đất nền có dạng

$$q_a = \frac{1}{3} \left[5,7c_u \left(1 + 0,3 \frac{b}{l} \right) + \gamma_l D_f \right]$$



Hình 1.25: Sơ đồ xác định các đặc trưng chống cắt

Ví dụ 1.13. Một móng băng cạnh 2m, chiều sâu đáy móng là 2m, trọng lượng riêng của đất nền trên mực nước ngầm là 20 kN/m^3 , trọng lượng riêng bão hòa của đất nền dưới mực nước ngầm là 21 kN/m^3 , mực nước ngầm ở độ sâu ngang mặt đáy móng. Các đặc trưng chống cắt theo thí nghiệm cắt nhanh không cố kết $\phi_{uu} = 0$ và $c_{uu} = 0,2 \text{ MPa}$. Tính sức chịu tải cực hạn và sức chịu tải tiêu chuẩn của đất nền ?

Giải. Tính sức chịu tải cực hạn tức thời

$$\text{Từ } \phi_{uu} = 0 \Rightarrow N_q(0) = 1; N_\gamma(0) = 0; N_c = \pi + 2$$

Công thức sức chịu tải cực hạn tức thời trở thành

$$P_{ult} \equiv q_{ult} = c_{uu} N_c + \gamma D_f$$

$$q_{ult} = 200 \text{ kPa} \times 5,14 + 20 \text{ kN/m}^3 \times 2\text{m} = 1028 + 40 = 1068 \text{ kPa}$$

(nhận xét: thành phần lực dính gấp 25,7 lần thành phần phụ tải hông)

Nếu hệ số an toàn $FS = 3$

Sức chịu tải cho phép tức thời của đất nền sẽ là $q_a = \frac{q_{ult}}{3} = 356 \text{ kPa}$

Tính sức chịu tải tiêu chuẩn tức thời

$$\text{Từ kết quả } \phi_{uu} = 0 \Rightarrow A = 0; B = 1; D = \pi$$

Công thức sức chịu tải tiêu chuẩn tức thời trở thành

$$R^{tc} = m[D_f \gamma_1 + \pi c]$$

$$R^{tc} = 200 \text{ kPa} \times 3,14 + 20 \text{ kN/m}^3 \times 2\text{m} = 628 + 40 = 668 \text{ kPa}$$

(nhận xét: thành phần lực dính gấp 15,7 lần thành phần phụ tải hông)

Trong trường hợp này, $R^{tc} = 1,9 q_a$

Nếu sử dụng công thức của Peck, sức chịu tải cho phép có dạng

$$q_a = \frac{1}{3} \left[5,7 c_u \left(1 + 0,3 \frac{b}{l} \right) + \gamma D_f \right]$$

vì là móng băng nên $b/l = 0$, nên $q_a = (1/3) (5,7 \times 200 + 20 \times 2) = 393 \text{ kPa}$

Nhận xét chung, trong trường hợp sức chịu tải tức thời, do ảnh hưởng của lực dính rất lớn, nên việc chọn lựa giá trị của nó từ các kết quả thí nghiệm phải được tiến hành thống kê các số liệu đất nền hết sức thận trọng. Mặt khác, bề rộng của móng hoàn toàn không ảnh hưởng lên sức chống cắt tức thời.

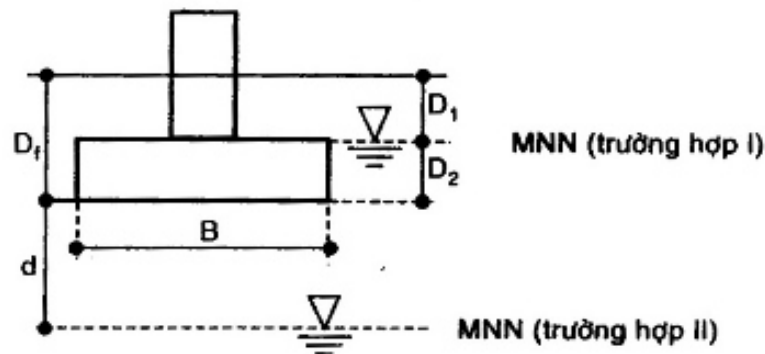
Đối với đất hạt thô như cát, sỏi, sạn có hệ số thấm nước lớn áp lực nước lỗ rỗng thặng dư sẽ phân tán nhanh ngay trong quá trình thi công công trình (thời gian đặt tải). Cũng có nghĩa là độ lún của nền đất diễn ra ngay tức khắc nên sức chịu tải tức thời cũng bằng với sức chịu tải có thoát nước.

1.3.6 Ảnh hưởng của mực nước ngầm lên sức chịu tải sau khi có thoát nước

Sau khi đặt tải một thời gian ngắn, tùy theo tính thấm của đất, áp lực nước lỗ rỗng thặng dư (do đặt tải) Δu phân tán giảm dần và ứng suất hữu hiệu sẽ gia tăng σ'_z một lượng tương ứng.

Từ thời điểm mà nước lỗ rỗng thặng dư thoát ra hoàn toàn khỏi nền đất, tương ứng với sự kết thúc của cố kết thấm sơ cấp cũng có nghĩa thông thường là đạt độ lún ổn định. Tình trạng áp lực nước lỗ rỗng sẽ trở lại tình trạng trước khi đặt tải. Lúc này ứng xử của đất nền tương ứng với phương pháp thí nghiệm cát có thoát nước - có cố kết (CD), và kết quả của thí nghiệm là góc ma sát φ' hay φ_{cd} và lực dính c' hay c_{cd} của đường $s = \sigma'_{tg} \varphi' + c'$ trên hệ trục ứng suất hữu hiệu. Do vậy, khi tính toán sức chịu tải của đất nền ta sử dụng góc ma sát hữu hiệu φ' lực dính c' và trọng lượng riêng đẩy nổi γ

Do vậy, khi tính sức chịu tải của đất nền phải hết sức chú ý đến vị trí mực nước ngầm. Đặc biệt là sự dao động của mực nước ngầm theo mùa hoặc do thủy triều, sẽ kéo theo sự thay đổi sức chịu tải của đất nền.



Hình 1.26: Ảnh hưởng mực nước ngầm lên sức chịu tải

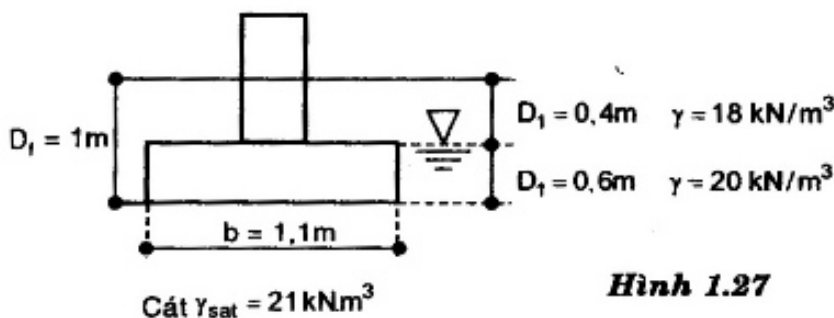
Trường hợp I: Mực nước ngầm (MNN) nằm cao hơn mặt đáy móng, sức chịu tải của đất nền dưới đáy móng sẽ được tính như sau

$$R^t = m[Ab\gamma_2 + BD_f\gamma_1 + Dc]$$

với $D_f\gamma_1 = D_1\gamma_1 + D_2\gamma_1$

và γ_2 cho thành phần ma sát bên dưới đáy móng $Ab\gamma_2$

Ví dụ 1.14. Có một móng nông dạng vuông cạnh $b = 1,1\text{m}$, chiều sâu chôn móng là $D_f = 1\text{m}$. Tính sức chịu tải tiêu chuẩn R^t theo QPXD 45-70, khi nền được cấu tạo như H.1.27. Mực nước ngầm trong khu vực xây dựng nằm sâu hơn mặt đất $0,4\text{m}$.



Hình 1.27

Giải. Sức chịu tải tiêu chuẩn

$$R^t = m[Ab\gamma_2 + BD_f\gamma_1 + Dc]$$

với $m = 1$; $\varphi = 30^\circ \Rightarrow A = 1,15$; $B = 5,59$; $D = 7,95$

$$D_f\gamma_1 = D_1\gamma_1 + D_2\gamma_1 = 0,4\text{m} \times 18\text{kN/m}^3 + 0,6\text{m} \times (20 - 10)\text{kN/m}^3 = 13,2\text{kN/m}^2$$

Trọng lượng riêng đẩy nổi của đất nền dưới đáy móng

$$\gamma_2 = (20 - 10)\text{kN/m}^3$$

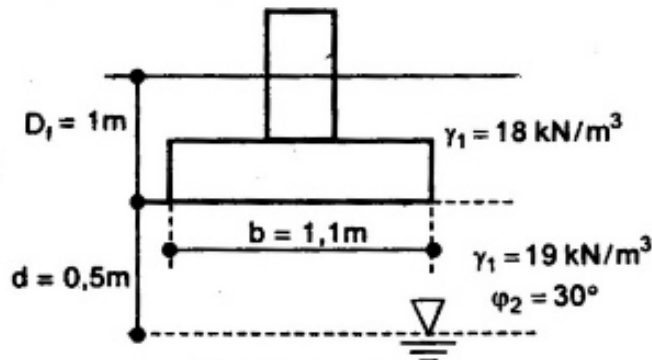
$$R^t = 1[1,15 \times 1,1\text{m} \times (20 - 10)\text{kN/m}^3 + 5,59 \times 13,2\text{kN/m}^2] = 86,4\text{kN/m}^2$$

Trường hợp II: Mực nước ngầm (MNN) nằm trong khoảng từ mặt đáy móng xuống bên dưới đáy móng một độ sâu $btg(45^\circ + \varphi/2) = kb$, sức chịu tải của đất nền dưới đáy móng sẽ được tính như sau

$$R^t = m[Ab\gamma_2 + BD_f\gamma_1 + Dc]$$

với $D_f\gamma_1$ không xét lực đẩy nổi vì nằm trên mực nước ngầm và γ_2 cho thành

phần ma sát bên dưới đáy móng $\bar{\gamma}_2$, với $\bar{\gamma}_2 = \gamma_2 + (d/kb)[\gamma_2 - \gamma_2]$



Hình 1.28

Giải $R^{tc} = m[Ab \bar{\gamma}_2 + BD_f \gamma_1 + Dc]$

$m = 1$ vì nền không phải là cát bụi hoặc cát mịn

$$D_f \gamma_1 = 1m \times 18kN/m^3 = 18kN/m^2$$

$$kb = \tan(45^\circ + 30^\circ/2)b = 1,732 \times 1,1m = 1,9m$$

$$\bar{\gamma}_2 = \gamma_2 + (d/kb)[\gamma_2 - \gamma_2] = (21 - 10) + (0,5/1,9)[19 - 11] = 13,1 kN/m^3$$

$$\phi = 30^\circ \Rightarrow A = 1,15; B = 5,59; D = 7,95$$

$$R^{tc} = 1,15 \times 1,1 \times 13,1 + 5,59 \times 18 = 117,2 kN/m^2$$

Khi mực nước ngầm nằm sâu hơn mặt đáy móng kb , thì không tính ảnh hưởng đẩy nổi lên các giá trị trọng lượng riêng của đất nền trong sức chịu tải.

Rõ ràng là mực nước ngầm dâng lên phạm vi nền đất, sức chịu tải của nền giảm đáng kể. Từ $126 kN/m^2 \Rightarrow 117,2 kN/m^2 \Rightarrow 86,4 kN/m^2$ trong ba ví dụ trên.

1.3.7 Sức chịu tải ròng cho phép (net allowable bearing capacity)

Xét điều kiện cân bằng tới hạn của mặt đáy móng

$$q_a = \left(\frac{\gamma' b}{2} N_\gamma + c' N_c + \gamma' D_f N_q \right) = p = N/F + \gamma(D_f - h) + \gamma_b h = N/F + \gamma D_f + (\gamma_b - \gamma)h$$

Nếu ta xem giá trị $(\gamma_b - \gamma)h$ là rất bé so với các giá trị khác và có thể bỏ qua. Ta có thể suy ra, sức chịu tải ròng của nền đất q_n , giá trị này so sánh với lượng gia tăng áp lực đáy móng do tải công trình truyền vào đất, không kể trọng lượng móng và đất trên móng

$$q_n = \frac{1}{3} \left(\frac{\gamma' b}{2} N_\gamma + c' N_c + \gamma' D_f [N_q - 1] \right) = \frac{N}{F} \quad (1.80)$$



Hình 1.29: Sơ đồ áp lực ròng đáy móng

Ví dụ 1.15. Một móng băng cạnh 2m, chiều sâu đáy móng là 2m, trọng lượng riêng của đất nền trên mực nước ngầm là 20 kN/m^3 , trọng lượng riêng bão hòa của đất nền dưới mực nước ngầm là 21 kN/m^3 , mực nước ngầm ở độ sâu ngang mặt đáy móng. Các đặc trưng chống cắt theo thí nghiệm cắt chậm $\varphi' = 30^\circ$ và $c' = 0$. Tính sức chịu tải cực hạn ròng và sức chịu tải tiêu chuẩn ròng của đất nền ?

Giải

$$\text{Từ } \varphi_{uu} = 30^\circ \Rightarrow N_q = 18,40 ; N_\gamma = 22,40 ; N_c = 30,14$$

$$q_{ult(net)} = \frac{\gamma' b}{2} N_\gamma + c' N_c + q'(N_q - 1)$$

$$q_u = 0,5 \times 2 \times 11 \times 22,4 + 20 \times 2 \times (18,4 - 1) = 246,4 + 696 = 942,4 \text{ kPa}$$

Nếu hệ số an toàn $FS = 3$

Sức chịu tải cho phép ròng của đất nền sẽ là

$$q_{a(net)} = q_{ult(net)} / 3 = 314 \text{ kPa}$$

Tính sức chịu tải tiêu chuẩn ròng

$$\text{Từ } \varphi_{uu} = 0 \Rightarrow A = 1,15 ; B = 5,59 ; D = 7,95$$

Công thức sức chịu tải tiêu chuẩn ròng trở thành

$$R^c = m[Ab\gamma_2 + (B - 1)D\gamma'_1 + Dc']$$

$$R^c = 1,15 \times 2 \text{m} \times 11 \text{kN/m}^3 + (5,59 - 1) \times 2 \text{m} \times 20 \text{kN/m}^3 = 25,3 + 183,6 = 208,9 \text{ kPa}$$

1.3.8 Sức chịu tải tính theo lý thuyết đàn hồi

Từ công thức tính lún theo lý thuyết đàn hồi, ta có thể suy ra sức chịu tải của đất nền theo độ lún cho trước.

$$s = \frac{bq}{E_s} (1 - \mu_s^2) \alpha \Rightarrow q_a = \frac{E_s s}{b(1 - \mu_s^2) \alpha} \quad (1.81)$$

Trong đó, α là hệ số phụ thuộc hình dạng móng.

$$\alpha = \frac{1}{\pi} \left[\text{Ln} \left(\frac{\sqrt{1+m^2} + m}{\sqrt{1+m^2} - m} \right) + m \text{Ln} \left(\frac{\sqrt{1+m^2} + 1}{\sqrt{1+m^2} - 1} \right) \right] \text{ và } m = b/l$$

Ví dụ 1.16. Một móng băng cạnh 2m. Các đặc trưng biến dạng: $E_s = 8 \text{ MPa}$ hệ số Poisson $\mu_s = 0,3$. Tính sức chịu tải cho phép ứng với độ lún $s = 0,04 \text{ m}$

Giải. Với móng băng $\alpha = 2,55$ và sức chịu tải ứng với độ lún $0,04 \text{ m}$

$$q_a = \frac{E_s s}{b(1 - \mu_s^2) \alpha} = \frac{8000 \times 0,04}{2 \times (1 - 0,3^2) \times 2,55} = 69 \text{ kPa}$$

1.3.9 Sức chịu tải rỗng theo các thí nghiệm hiện trường

1- Theo thí nghiệm xuyên động chuẩn SPT

Thí nghiệm xuyên động chuẩn SPT được tiến hành với tốc độ nhanh tương ứng với phương pháp thí nghiệm cắt nhanh không thoát nước. Do vậy, kết quả SPT diễn tả đúng ứng xử của đất rời, còn với đất dính nó diễn tả đúng được ứng xử tức thời và không diễn tả tốt ứng xử lâu dài của đất dính. Tuy vậy, theo lý thuyết cơ học đất tới hạn và thực nghiệm chứng tỏ rằng với đất dính cổ kết thường (NC) thì sức chịu tải tức thời sẽ bé hơn sức chịu tải lâu dài, vì trong quá trình chịu tải hệ số rỗng của các loại đất rời và cổ kết thường sẽ giảm, đồng nghĩa các đặc trưng chống cắt tăng lên.

Năm 1956, Meyerhof đề nghị công thức thực nghiệm ước lượng sức chịu tải ứng với độ lún $s = 2,54 \text{ cm}$

$$\bullet \quad b \leq 1,22\text{m} \Rightarrow q_{a(net)} (kN/m^2) = 11,98 N \quad (1.82)$$

$$\bullet \quad b > 1,22\text{m} \Rightarrow q_{a(net)} (kN/m^2) = 7,99 N \left(\frac{3,28b + 1}{3,28b} \right)^2 \quad (1.83)$$

với: N - số búa của thí nghiệm SPT và b là bề rộng móng tính bằng m.

Đến năm 1977, Bowles đề nghị một công thức hiệu chỉnh có dạng như sau

$$\bullet \quad b \leq 1,22\text{m} \Rightarrow q_{a(net)} (kN/m^2) = 19,16 N F_d \left(\frac{S}{25,4} \right) \quad (1.84)$$

$$\bullet \quad b > 1,22\text{m} \Rightarrow q_{a(net)} (kN/m^2) = 11,98 N \left(\frac{3,28b + 1}{3,28b} \right)^2 F_d \left(\frac{S}{25,4} \right) \quad (1.85)$$

trong đó: S - độ lún tính bằng mm.

Và hệ số ảnh hưởng độ sâu chôn móng $F_d = 1 + 0,33(D_f / b) \leq 1,33$

Ví dụ 1.17. Một móng băng cạnh 2m đặt trên nền đất cát có kết quả thí nghiệm xuyên động (SPT) trong phạm vi từ đáy móng đến độ sâu $3b$, $N = 10$; độ sâu chôn móng $D_f = 2\text{m}$. Tính sức chịu tải rỗng cho phép ứng với độ lún $s = 25,4\text{mm}$

Giải. Theo Bowles, ta có khi $S = 25,4\text{mm}$ và $b > 1,22\text{m}$

$$\Rightarrow q_{a(net)} (kN/m^2) = 11,98 N \left(\frac{3,28B + 1}{3,28B} \right)^2 F_d$$

Trong trường hợp bài toán $F_d = 1,33$

Sức chịu tải rỗng $q_{a(net)}$ tính được là

$$q_{a(net)} (kN/m^2) = 11,98 \times 10 \left(\frac{3,28 \times 2 + 1}{3,28 \times 2} \right)^2 \times 1,33 = 211,6 \text{ kPa}$$

2. Theo thí nghiệm xuyên tĩnh CPT

Tương tự với thí nghiệm SPT, thí nghiệm CPT cũng thường được thực hiện với vận tốc nhanh, nên diễn tả tốt ứng xử của đất rời thoát nước tốt và ứng xử tức thời của đất dính. Từ kết quả thí nghiệm nón xuyên tĩnh, lực kháng mũi q_c trong vùng nền bên dưới đáy móng. Meyerhof đề nghị công thức thực nghiệm ước lượng sức chịu tải ứng với độ lún $s = 2,54 \text{ cm}$

$$\bullet \quad b \leq 1,22\text{m} \Rightarrow q_{a(net)} = \frac{q_c}{15} \quad (1.86)$$

$$\bullet \quad b > 1,22\text{m} \Rightarrow q_{a(net)} = \frac{q_c}{25} \left(\frac{3,28b+1}{3,28b} \right)^2 \quad (1.87)$$

Ví dụ 1.18. Một móng băng cạnh $b = 2\text{m}$ đặt trên nền đất cát có kết quả thí nghiệm xuyên tĩnh (CPT) trong phạm vi từ đáy móng đến độ sâu $3b$, $q_c = 1 \text{ Mpa}$, độ sâu chôn móng $D_f = 2\text{m}$. Tính sức chịu tải ròng cho phép ứng với độ lún $S = 25,4\text{mm}$

Giải. Khi $S = 25,4\text{mm}$ và $b > 1,22\text{m} \Rightarrow q_{a(net)} = \frac{q_c}{25} \left(\frac{3,28b+1}{3,28b} \right)^2$

Sức chịu tải ròng $q_{a(net)}$ tính được là

$$q_{a(net)} = \frac{1000}{25} \left(\frac{3,28 \times 2 + 1}{3,28 \times 2} \right)^2 = 53 \text{ kPa}$$

3. Theo thí nghiệm bàn nén hiện trường

Thí nghiệm bàn nén hiện trường thường được tiến hành với loại tròn có đường kính từ 150mm đến 722mm, hoặc loại bàn nén vuông cạnh 305mm. Hồ thí nghiệm phải có kích thước gấp ít nhất là 4 lần kích thước của bàn nén và chiều sâu của hồ tốt nhất là bằng với chiều sâu đặt móng D_f . Thí nghiệm được tiến hành đến khi nền sụp đổ hoặc đến độ lún nhiều hơn độ lún cho phép thường dùng. Sức chịu tải giới hạn của bàn nén $q_{u(b)}$ được chọn ứng với áp lực tương ứng với khi nền bị phá hoại hoặc ứng với độ lún cực hạn cho phép.

Với đất sét, sức chịu tải tức thời của nền không phụ thuộc vào bề rộng của móng, như ta đã thấy trong các phần phân tích trên. Do đó sức chịu tải tức thời của một móng nông trên nền đất sét cổ kết thường có thể suy trực tiếp từ kết quả của thí nghiệm nén như sau

$$q_{u(m)} = q_{u(b)}$$

với $q_{u(m)}$ - sức chịu tải cực hạn của móng

$q_{u(b)}$ - sức chịu tải cực hạn của bàn nén

Sức chịu tải của một móng nông trên nền đất cát có thể được ước lượng

theo công thức sau, từ tính chất nó phụ thuộc vào kích thước của móng

$$q_{u(m)} = q_{u(b)} \frac{b_m}{b_b} \quad (1.88)$$

với b_m - bề rộng móng; b_b - bề rộng bàn nén

Mặt khác, ta cũng có thể tính toán sức chịu tải của móng nông theo kết quả của bàn nén căn cứ trên độ lún dự định, với cùng một áp lực tác động q_0 . Lúc này độ lún của móng có thể tính toán như sau

$$\bullet \text{ Với đất dính } S_m = S_b \frac{b_m}{b_b} \quad (1.89)$$

$$\bullet \text{ Với đất rời } S_m = S_b \left(\frac{b_m}{b_b} \right)^2 \left(\frac{3,28b_b + 1}{3,28b_m + 1} \right)^2 \quad (1.90)$$

Ví dụ 1.19. Kết quả thí nghiệm bàn nén hiện trường, có kích thước 0,305mm×0,305mm trên nền cát, được ghi nhận như sau

q (kPa)	0	100	200	300	400	500	600	700
S (mm)	0	3,1	5,2	9,5	12	19,5	28	60

Tính kích thước một móng nông vuông, gánh một tải 3MN với độ lún cho phép là 2,5cm.

Giải. Phương pháp thường sử dụng là phép tính đúng dần trên cơ sở tính độ lún của móng nông từ độ lún của bàn nén. Kết quả tính trong bảng 1.24.

Bảng 1.24

Q_0 (kN)	Bề rộng móng b_m (m)	$q_0 = Q_0/b^2_m$ (kPa)	Độ lún S_b tương ứng của bàn nén do q_0 (mm)	Độ lún S_m của móng do q_0 (mm)
3000	4	187,5	4,5	15,53
3000	3,5	244,9	6,8	23
3000	3,4	259,52	7,2	24,25

Như vậy, có thể chọn một móng vuông cạnh 3,4m×3,4m sẽ có độ lún là 24,25mm

1.4 CÁC PHƯƠNG PHÁP TÍNH NỀN MÓNG

Có nhiều phương pháp tính toán nền móng công trình nhưng tựu trung có hai nhóm cơ bản:

- *Nhóm 1:* Tính toán ổn định đất nền nhằm chống trượt hoặc lật công trình

Design By haughtyc00l

- *Nhóm 2:* Hạn chế độ lún và độ lún lệch của móng nhằm đảm bảo cho

công trình luôn vận hành tốt.

Trong đó có thể chia các phương pháp tính hiện hành thành:

1. Tính toán nền theo trạng thái ứng suất cho phép

Trước thập niên 70 hầu hết các quy phạm tính toán nền móng công trình xây dựng đều theo phương pháp trạng thái ứng suất cho phép. Phương pháp này dựa trên việc tính toán sức chịu tải cực hạn của đất nền theo công thức Terzaghi hoặc các hiệu chỉnh sau đó. Giai đoạn này, hầu hết đều tính theo phương pháp tổng ứng suất và các đặc trưng chống cắt của thí nghiệm cắt trực tiếp hoặc sức chống cắt không thoát nước c_u suy từ thí nghiệm nén một trục. Sức chịu tải cho phép được định nghĩa bằng với sức chịu tải cực hạn chia cho hệ số an toàn FS, được lấy từ 2 đến 3.

$$p \leq \frac{P_{ult}}{FS} = \frac{0,5 N_\gamma B \gamma + q N_q + c N_c}{FS}$$

Áp lực đáy móng p phải nhỏ hơn sức chịu tải cho phép. Nếu áp lực đáy móng được tính với tổ hợp cơ bản các tải thì hệ số an toàn được chọn là $FS = 3$. Nếu áp lực đáy móng được tính với tổ hợp đặc biệt các tải thì hệ số an toàn được chọn là $FS = 2$.

Sau đó, kể từ thập niên 70, sức chịu tải được tính toán rõ ràng hơn. Cho đất dính thoát nước chậm, tính sức chịu tải tức thời (*short term*) với đặc trưng chống cắt không thoát nước c_u và ϕ_u còn sức chịu tải trong giai đoạn sau lún ổn định được tính với đặc trưng chống cắt có thoát nước c' và ϕ' . Cho nền cát thì chỉ tính sức chịu tải có thoát nước với c' và ϕ' (*)

2. Tính toán nền theo trạng thái giới hạn về biến dạng (tt II)

Xuất phát từ trạng thái giới hạn các điều kiện sử dụng và sự ổn định của công trình, phương pháp tính toán nền móng theo trạng thái giới hạn theo điều kiện biến dạng còn gọi là trạng thái giới hạn thứ 2, khống chế độ lún của móng và độ lún lệch của các móng không được vượt quá các giá trị giới hạn. Phương pháp này tính toán độ biến dạng của móng theo lý thuyết đất là vật thể đàn hồi tuyến tính. Cơ sở của phương pháp dựa trên sự phát triển vùng biến dạng dẻo trong nền đủ nhỏ để nền đất còn tuân theo quy luật đàn hồi. Từ đây sử dụng các kết quả lý thuyết Boussinesq và đặc trưng nén của đất để tính độ lún của móng riêng lẻ hoặc độ lún có xét đến ảnh hưởng của các móng lân cận, suy độ lún lệch giữa các móng hoặc góc xoay của một móng.

Vì vậy điều kiện cần của phương pháp là khống chế áp lực đáy móng để nền đất còn làm việc trong giai đoạn «đàn hồi» theo quan điểm của phương pháp phát triển vùng biến dạng dẻo của Florich.

(*) Trong *Classical* tính nền cát với ϕ, c có hưởng tương với (*short term*) không?

- Với móng chịu tải đứng đúng tâm

$$p \leq R^{tc} = m(Ab\gamma + Bh\gamma + Dc) \text{ theo QPXD 45-70}$$

$$p \leq R_{II} = \frac{m_1 m_2}{k_{tc}} (Ab\gamma_{II} + Bh\gamma_{II}^* + Dc_{II} - \gamma_{II}^* h_o) \text{ theo QPXD 45-78}$$

- Với móng chịu tải đứng lệch tâm ngoài điều kiện trên còn cần có

$$p_{min} \geq 0$$

khi các móng để lật điều kiện này trở thành $p_{min}/p_{max} \geq 0,25$

và $p_{max} \leq R^{tc}$ hoặc $R_{II} \times 1,2$

Và điều kiện đủ là độ lún tính được, phải thỏa các điều kiện sau:

$$S \leq S_{gh}$$

$$\Delta S \leq \Delta S_{gh}$$

$$i \leq i_{gh}$$

trong đó S và S_{gh} - độ lún và độ lún giới hạn

ΔS và ΔS_{gh} - độ lún lệch và độ lún lệch giới hạn

i và i_{gh} - góc xoay và góc xoay giới hạn.

3. Tính toán nền theo trạng thái giới hạn về cường độ chịu tải

Đối với đất nền không biến dạng như là đất cứng hoặc đá, cũng như công trình chịu chủ yếu là tải ngang thì độ lún của nền không giữ vai trò quyết định sự ổn định của công trình mà chính sự trượt ngang của móng hoặc sự phá vỡ kết cấu nền đất sẽ dẫn đến hư hại công trình. Với các loại công trình này, chúng ta thường sử dụng phương pháp tính toán nền theo giới hạn về cường độ hay còn được gọi là trạng thái giới hạn thứ nhất.

Nội dung phương pháp gồm khống chế khả năng trượt, lật của móng và không cho nền bị phá hoại cắt.

$$k_t = \frac{\text{lực chống trượt}}{\text{lực gây trượt}} = \frac{\text{moment chống trượt}}{\text{moment gây trượt}} \geq [k_{cp}]$$

$$k_l = \frac{\text{moment chống lật}}{\text{moment gây lật}} \geq [k_{cp}]$$

hoặc
$$p^u \leq \frac{P_{gh}}{k} = \frac{q_{ult}}{FS}$$

trong đó: k_t - hệ số an toàn chống trượt; k_l - hệ số an toàn chống lật

k_{cp} - hệ số an toàn cho phép; q_{ult} , P_{gh} - sức chịu tải cực hạn của nền đất.

Các hệ số an toàn k hoặc FS cho phép tùy vào quy định của các quy phạm xây dựng và loại công trình.

1.5 CÁC DỮ LIỆU ĐỂ TÍNH NỀN MÓNG

1- Các loại tải trọng

Tải trọng tác dụng lên móng và truyền lên nền đất thường được phân chia thành:

Tải trọng thường xuyên là tải trọng tác động liên tục khi thi công và suốt quá trình sử dụng công trình như trọng lượng bản thân, áp lực đất, áp lực nước, ...

Tải trọng tạm thời

a) Tải trọng tạm thời ngắn hạn chỉ xuất hiện trong từng giai đoạn khi thi công hoặc trong quá trình sử dụng như: tải trọng gió, tải trọng do sóng,...

b) Tải trọng tạm thời dài hạn tác động trong một thời gian tương đối dài khi thi công hoặc trong quá trình sử dụng công trình như: trọng lượng các dụng cụ và thiết bị tĩnh, tải tác động lên mái công trình,...

c) Tải trọng đặc biệt xuất hiện trong những trường hợp thật đặc biệt như tải do động đất, do sập đổ một bộ phận công trình,...

Mặt khác, tải có thể xem như tử trọng (*dead load*) là các loại tải cố định và hoạt tải (*live load*) là các tải có thể dịch chuyển.

2- Tổ hợp tải trọng

Khi tính toán nền móng phải tiến hành với các tổ hợp, bất lợi nhất cho biến dạng của công trình và ổn định của toàn nền, có thể xảy ra.

Các tổ hợp cần lưu ý:

a) **Tổ hợp chính**, gồm tải trọng thường xuyên, tải trọng tạm thời dài hạn, và một tải trọng tạm thời ngắn hạn (tải ngắn hạn này có ảnh hưởng nhiều đến trường ứng suất trong nền thường được chọn là tải trọng gió)

b) **Tổ hợp phụ**, gồm tải trọng thường xuyên, tải trọng tạm thời dài hạn, và ít nhất là hai tải trọng tạm thời ngắn hạn.

c) **Tổ hợp đặc biệt**, gồm tải trọng thường xuyên, tải trọng tạm thời dài hạn, một số tải trọng tạm thời ngắn hạn và một tải đặc biệt (thường được chọn là tải động đất trong vùng có động đất).

Ngoài ra tải trọng còn được phân thành tải tiêu chuẩn và tải tính toán.

Tải trọng tiêu chuẩn là tải trọng mà có thể kiểm soát được giá trị của nó trong điều kiện thi công hoặc sử dụng công trình bình thường.

Độ sai lệch (lớn hoặc bé) của tải trọng về phía bất lợi cho công trình

so với tải tiêu chuẩn, do biến động của tải hoặc thay đổi điều kiện sử dụng công trình, được xét đến bằng hệ số vượt tải n .

Tải trọng tính toán được định nghĩa là tải trọng tiêu chuẩn nhân với hệ số vượt tải n . Hệ số vượt tải từ 1,1 đến 1,4 tùy theo loại tải trọng.

Khi tính toán nền theo trạng thái giới hạn biến dạng được tiến hành với tổ hợp chính các tải trọng tiêu chuẩn.

Khi tính toán nền theo trạng thái giới hạn cường độ được thực hiện với tổ hợp phụ, tổ hợp đặc biệt các tải trọng tính toán.

Khi tính toán nền theo ứng suất cho phép được thực hiện với tổ hợp phụ, tổ hợp đặc biệt các tải trọng tính toán và các hệ số an toàn thích hợp.

Theo phần tính toán địa kỹ thuật của tiêu chuẩn châu Âu (Eurocode – 1994), phân biệt hai trạng thái giới hạn:

Trạng thái giới hạn sử dụng: (ELS – *états limites de service*) là trạng thái giới hạn mà nếu vượt qua thì các tính năng sử dụng công trình không đáp ứng được như dự trù. Các trạng thái này có do biến dạng hoặc chuyển vị quá mức có thể gây ra những hư hỏng các bộ phận công trình và làm cho các máy móc vận hành không an toàn; hoặc gây ra sự rung động gây khó chịu cho người sử dụng công trình.

Trạng thái giới hạn tối hậu: (ELU – *états limites ultimes*) là những trạng thái gắn với sự mất ổn định, hoặc các dạng gãy đổ từng bộ phận hay cả công trình gây ra nguy hiểm cho con người xung quanh công trình. Với nền móng các trạng thái giới hạn tối hậu về khả năng gánh đỡ của nền đất, sự lật đổ công trình, sự trượt của móng, sức chống đỡ của vật liệu làm móng, độ lún vượt quá giới hạn chuyển vị.

- Các loại tác động theo tiêu chuẩn châu Âu (Eurocode – 1994):

- Các tác động thường xuyên G : trọng lượng móng và các phần liên quan trên móng như trọng lượng công trình và các thiết bị thường xuyên; các lực do co ngót, do từ biến; lực do trọng lượng đất và áp lực đất.

- Các tác động do nước F_w chủ yếu là lực đẩy Archimède cho các bài toán tính ứng suất hữu hiệu; lực thủy động do các dòng chảy.

- Các tác động thay đổi Q (không thường xuyên) như các lực tải xe, lực thắng, trọng lượng vật chứa tạm thời; tải do ảnh hưởng thời tiết như mưa, gió,...

- Tác động đặc biệt F_A với các công trình cầu đường có thể là va chạm tàu, xe vào công trình, động đất,...; với các công trình xây dựng dân dụng như gió xoáy, va chạm, hỏa hoạn, động đất,...

Các tác động này gộp lại thành các tổ hợp: tổ hợp cơ bản, tổ hợp đặc biệt, tổ hợp trạng thái giới hạn tối hậu cho các tính toán theo trạng thái tới hạn tối hậu. Các tổ hợp thường xuyên, tổ hợp theo năm tái đáo, tổ hợp hiếm xảy ra cho các tính toán theo trạng thái giới hạn sử dụng.

Trong quy phạm xây dựng của Mỹ (ACI code) lại sử dụng các tổ hợp tải, cho tính toán cho trạng thái giới hạn tối hậu, tương đối đơn giản như sau

$$U = 1,4D + 1,7L$$

với D - tĩnh tải và L là hoạt tải

Khi có xem xét ảnh hưởng của gió tổ hợp tải có dạng

$$U = 0,75(1,4D + 1,7L + 1,7W)$$

với W - lực gió

Khi không có tĩnh tải xuất hiện thì tổ hợp tải có dạng

$$U = 0,9D + 1,3W$$

1.6 CÁC ĐẶC TRƯNG CƠ HỌC VÀ VẬT LÝ CỦA ĐẤT NỀN

1.6.1 Phân chia các lớp đất (lớp địa chất công trình)

Một lớp địa chất công trình được xác định bằng quan sát sự thay đổi màu, hạt độ trong quá trình khoan khảo sát hoặc dựa trên tập hợp các giá trị đặc trưng cơ - lý (từ thí nghiệm trong phòng và hiện trường) của lớp đất đó.

Được gọi là một lớp địa chất công trình khi tập hợp các giá trị đặc trưng cơ - lý của nó phải có hệ số biến động v đủ nhỏ, v có dạng sau

$$v = \frac{\sigma}{\bar{A}} 100\% \quad (1.91)$$

trong đó giá trị trung bình của một đặc trưng $\bar{A} = \frac{\sum A_i}{n}$ (1.92)

và độ lệch toàn phương trung bình $\sigma = \sqrt{\frac{\sum (A_i - \bar{A})^2}{n - 1}}$ (1.93)

với A_i - giá trị riêng của đặc trưng từ một thí nghiệm riêng

n - số lần thí nghiệm.

Bảng 1.25: Hệ số biến động v

Đặc trưng của đất	Hệ số biến động v	Đặc trưng của đất	Hệ số biến động v
Tỷ trọng hạt	0,01	Giới hạn Atterberg	0,15
Trọng lượng riêng	0,05	Module biến dạng	0,30
Độ ẩm tự nhiên	0,15	Chỉ tiêu sức chống cắt	0,30
		Cường độ nén một trục	0,40

Theo QPXD 45-78

1- Đặc trưng tiêu chuẩn

Giá trị tiêu chuẩn của tất cả các đặc trưng của đất là giá trị trung bình cộng của các kết quả thí nghiệm riêng lẻ $\bar{A}$, (trừ lực dính đơn vị c và góc ma sát trong φ).

Các giá trị tiêu chuẩn của lực dính đơn vị và góc ma sát trong được thực hiện theo phương pháp bình phương cực tiểu của quan hệ tuyến tính của ứng suất pháp σ_i và ứng suất chống cắt cực hạn τ_i của các thí nghiệm cắt tương ứng, $\tau = \sigma \operatorname{tg} \varphi + c$.

Lực dính đơn vị tiêu chuẩn c^{tc} và góc ma sát trong tiêu chuẩn φ^{tc} được xác định theo các công thức sau

$$c^{tc} = \frac{1}{\Delta} \left(\sum_{i=1}^n \tau_i \sum_{i=1}^n \sigma_i^2 - \sum_{i=1}^n \sigma_i \sum_{i=1}^n \tau_i \sigma_i \right) \quad (1.94)$$

$$\operatorname{tg} \varphi^{tc} = \frac{1}{\Delta} \left(n \sum_{i=1}^n \tau_i \sigma_i - \sum_{i=1}^n \tau_i \sum_{i=1}^n \sigma_i \right) \quad (1.95)$$

$$\text{với} \quad \Delta = n \sum_{i=1}^n \sigma_i^2 - \left(\sum_{i=1}^n \sigma_i \right)^2 \quad (1.96)$$

2- Đặc trưng tính toán

Nhằm mục đích nâng cao độ an toàn cho ổn định của nền chịu tải, một số tính toán ổn định của nền được tiến hành với các đặc trưng tính toán. Ở mức độ đơn giản (như trong QPXD 45-70), đặc trưng tính toán được xác định bằng cách nhân đặc trưng tiêu chuẩn với hệ số đồng nhất k

$$\text{Với} \quad k = 1 - \nu = 1 - \frac{\sigma}{A^{tc}} \quad (1.97)$$

$$A^{tt} = k A^{tc} \quad (1.98)$$

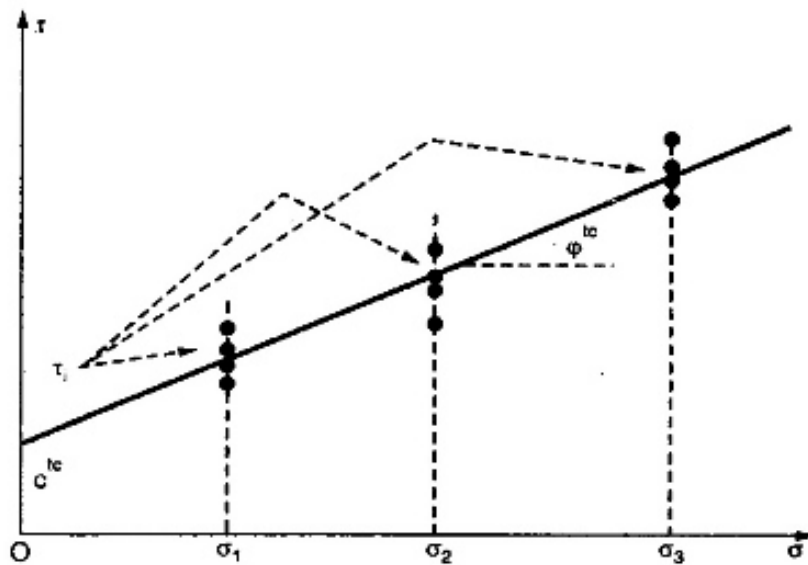
Trong QPXD 45-78, các đặc trưng tính toán của đất được xác định theo công thức sau

$$A = \frac{A^{tc}}{k_d} \quad (1.99)$$

trong đó A^{tc} - giá trị đặc trưng đang xem xét; k_d - hệ số an toàn về đất.

$k_d = 1$ với các đặc trưng của đất ngoại trừ lực dính, góc ma sát trong, trọng lượng đơn vị và cường độ chịu nén một trục tức thời có hệ số an toàn

$$\text{đất được xác định như sau} \quad k_d = \frac{1}{1 \pm \rho} \quad (1.100)$$



Hình 1.28: Giá trị đặc trưng chống cắt tiêu chuẩn theo phương pháp bình phương cực tiểu của các kết quả thí nghiệm cắt trực tiếp

với chỉ số độ chính xác ρ được xác định như sau:

- Với lực dính c và hệ số ma sát tg

$$\text{ta có} \quad \rho = t_{\alpha} v \quad (1.101)$$

để tính toán v , các giá trị độ lệch toàn phương trung bình có dạng như sau

$$\sigma_c = \sigma_{\tau} \sqrt{\frac{1}{\Delta} \sum_{i=1}^n \sigma_i^2}; \quad \sigma_{tg\varphi} = \sigma_{\tau} \sqrt{\frac{n}{\Delta}}$$

trong đó

$$\sigma_{\tau} = \sqrt{\frac{1}{n-2} \sum_{i=1}^n (\sigma_i tg\varphi^{tc} + c^{tc} - \tau_i)^2}$$

- Với trọng lượng riêng γ và cường độ chịu nén một trục R_c

$$\rho = \frac{t_{\alpha} v}{\sqrt{n}} \quad (1.102)$$

$$\sigma_{\gamma} = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (\gamma^{tc} - \gamma_i)^2}$$

$$\sigma_R = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n (R_c^{tc} - R_{ci})^2}$$

trong đó t_{α} - hệ số phụ thuộc vào xác suất tin cậy α

khi tính nền theo biến dạng thì $\alpha = 0,85$

khi tính nền theo cường độ thì $\alpha = 0,95$

Bảng 1.26: Hệ số t_α

Số bậc tự do (n-1) với R, γ (n-2) với c và φ	Hệ số t_α ứng với xác suất tin cậy α bằng				
	0,85	0,90	0,95	0,98	0,99
2	1,34	1,89	2,92	4,87	6,96
3	1,25	1,64	2,35	3,45	4,54
4	1,19	1,53	2,13	3,02	3,75
5	1,16	1,48	2,01	2,74	3,38
6	1,13	1,44	1,94	2,63	3,14
7	1,12	1,41	1,90	2,54	3,00
8	1,11	1,40	1,86	2,49	2,90
9	1,10	1,38	1,83	2,44	2,82
10	1,10	1,37	1,81	2,40	2,76
11	1,09	1,36	1,80	2,36	2,72
12	1,08	1,36	1,78	2,33	2,68
13	1,08	1,35	1,77	2,30	2,65
14	1,08	1,34	1,76	2,28	2,62
15	1,07	1,34	1,75	2,27	2,60
16	1,07	1,34	1,75	2,26	2,58
17	1,07	1,33	1,74	2,25	2,57
18	1,07	1,33	1,73	2,24	2,55
19	1,07	1,33	1,73	2,23	2,54
20	1,06	1,32	1,72	2,22	2,53
25	1,06	1,32	1,71	2,19	2,49
30	1,05	1,31	1,70	2,17	2,46
40	1,05	1,30	1,68	2,14	2,42
60	1,05	1,30	1,67	2,12	2,39

Trong tính toán thực tế chúng ta có thể sử dụng phép tính LINEST trong chương trình phần mềm EXCEL, ta ghi kết quả ứng suất cắt cực đại τ_{max} vào cột 1 các ứng suất pháp σ tương ứng vào cột 2. Sau đó chọn một bảng gồm 2 hàng năm cột, đánh vào lệnh = linest(vị trí dãy số τ_{max} , dãy số σ ,1,1) xong ấn cùng lúc "Shift+Ctrl"+ Enter

Ví dụ 1.20. Ta thống kê kết quả của 6 thí nghiệm cắt trực tiếp như sau:

Bảng 1.25: Trang tính trên Excel

τ (kg/cm ²)	σ (kg/cm ²)			
0,75	1			
0,74	1			
0,73	1			
0,75	1			
0,77	1			
0,76	1			
1,38	2			
1,4	2			
1,4	2			
1,45	2			
1,47	2			
1,49	2			
1,95	3			
1,95	3			
2	3			
2,08	3			
2,09	3			
2	3			

Trong đó ở dòng thứ nhất trong ô kết quả ta có $tg\varphi = 0,656 = 32,25^\circ$ ở thứ hai là $c = 0,136 \text{ kg/cm}^2$, vì thứ nguyên của ứng suất trong phép tính là kg/cm^2

Dòng thứ hai ta có $\sigma_{lg\varphi} = 0,014$ và $\sigma_c = 0,031 \text{ kg/cm}^2$

Từ đây ta dễ dàng suy ra các hệ số biến đổi đặc trưng $v = \sigma/A^{1/2}$

$$v_c = 0,031/0,136 = 0,228 < 0,3$$

và $v_{lg\varphi} = 0,014/0,631 = 0,02 < 0,3$

Tính giá trị c_{II} và $tg\varphi_{II}$, từ xác suất tin cậy $\alpha = 0,85$ và số bậc tự do $n - 2 = 18 - 2 = 16$ ta suy ra hệ số $t_\alpha = 1,07$ và chỉ số độ chính xác $\rho = vt_\alpha$ ta suy ra được

$$\rho_c = v_c t_\alpha = 0,228 \times 1,07 = 0,244$$

$$\rho_{lg\varphi} = v_{lg\varphi} t_\alpha = 0,02 \times 1,07 = 0,02$$

Sau cùng ta có

$$c_{II} = 0,136(1 \pm 0,224) = [0,106 + 0,166]$$

$$tg\varphi_{II} = 0,631(1 \pm 0,02) = [0,618 + 0,644]$$

Tính giá trị c_I và $tg\varphi_I$, từ xác suất tin cậy $\alpha = 0,95$ và số bậc tự do $n - 2 = 18 - 2 = 16$ ta suy ra hệ số $t_\alpha = 1,75$ và ta suy ra được chỉ số độ chính xác $\rho = vt_\alpha$:

$$\rho_c = v_c t_\alpha = 0,228 \times 1,75 = 0,399$$

$$\rho_{lg\varphi} = v_{lg\varphi} t_\alpha = 0,02 \times 1,75 = 0,035$$

Sau cùng ta có

$$c_I = 0,136(1 \pm 0,399) = [0,082 + 0,19]$$

$$tg\varphi_I = 0,631(1 \pm 0,035) = [0,609 + 0,653]$$

Ta nhận thấy các giá trị tính toán của lực dính đơn vị c và hệ số ma sát $tg\varphi$ có một khoản giá trị, mà tùy vào phép tính cụ thể ta chọn giá trị bé nhất hoặc lớn nhất nhằm tăng tính an toàn của công trình. Ví dụ, khi xác định sức chịu tải của nền đất ta chọn các giá trị bé, còn khi tính áp lực đất bị động ta chọn lực dính lớn nhất và góc ma sát lớn nhất.

Chương 2

MÓNG NÔNG

2.1 KHÁI NIỆM CHUNG VỀ MÓNG NÔNG

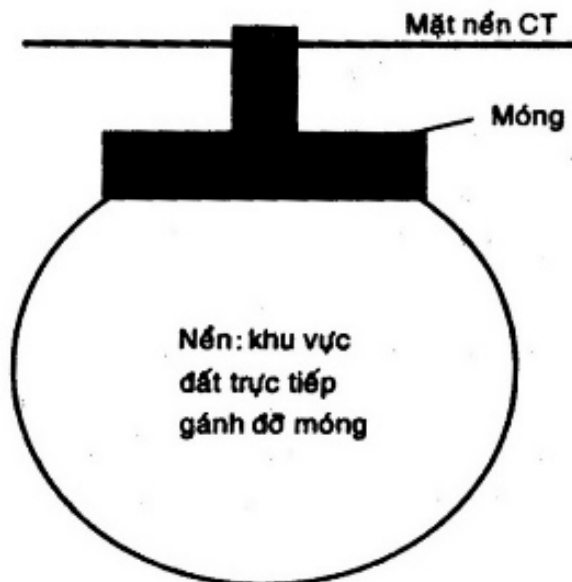
1- Định nghĩa

- **Móng:** phần mở rộng đáy công trình để tăng diện tích tiếp xúc nhằm giảm áp lực truyền lên nền đất nhằm mục đích lún ít và đất không bị trượt.

- **Nền:** khu vực đất nằm ngay sát đáy móng trực tiếp gánh đỡ móng

Móng nông được định nghĩa như phần mở rộng của đáy công trình, tiếp nhận tải trọng công trình và truyền vào đất nền sao cho nền còn ứng xử an toàn và biến dạng đủ bé để không làm hư hỏng kết cấu bên trên và ảnh hưởng đến tính năng làm việc của công trình.

Xét theo đặc điểm làm việc của đất nền, một móng được gọi là móng nông khi toàn bộ tải trọng công trình truyền qua móng được gánh đỡ bởi đất nền ở dưới đáy móng còn phần lực ma sát và dính của đất xung quanh móng được bỏ qua.

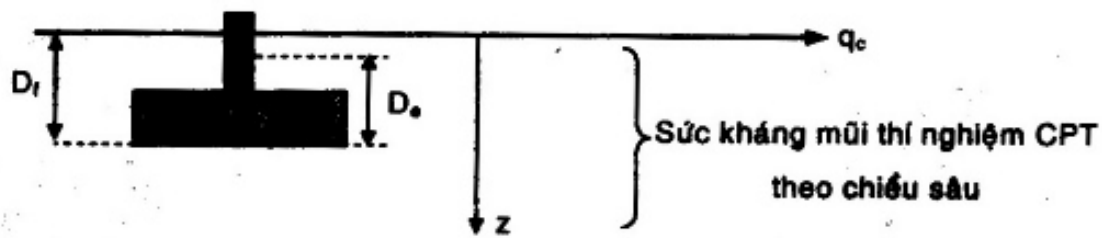


Hình 2.1: Sơ đồ nền - móng

Cũng có định nghĩa dựa vào nhiều quan trắc thực nghiệm kết hợp với thí nghiệm xuyên tĩnh CPT như sau

$D_e/B < 1,5$ với B là bề rộng móng và D_e là chiều sâu ngàm móng tương

đương trong đất có dạng như sau



Hình 2.2: Chiều sâu ngàm móng

$$D_e = \frac{1}{q_{ce}} \int_0^D q_c(z) dz \quad (2.1)$$

trong đó q_{ce} - sức kháng mũi tương đương được tính theo công thức

$$q_{ce} = \frac{1}{3a+b} \int_{D-b}^{D+3a} q_{cc}(z) dz \quad (2.2)$$

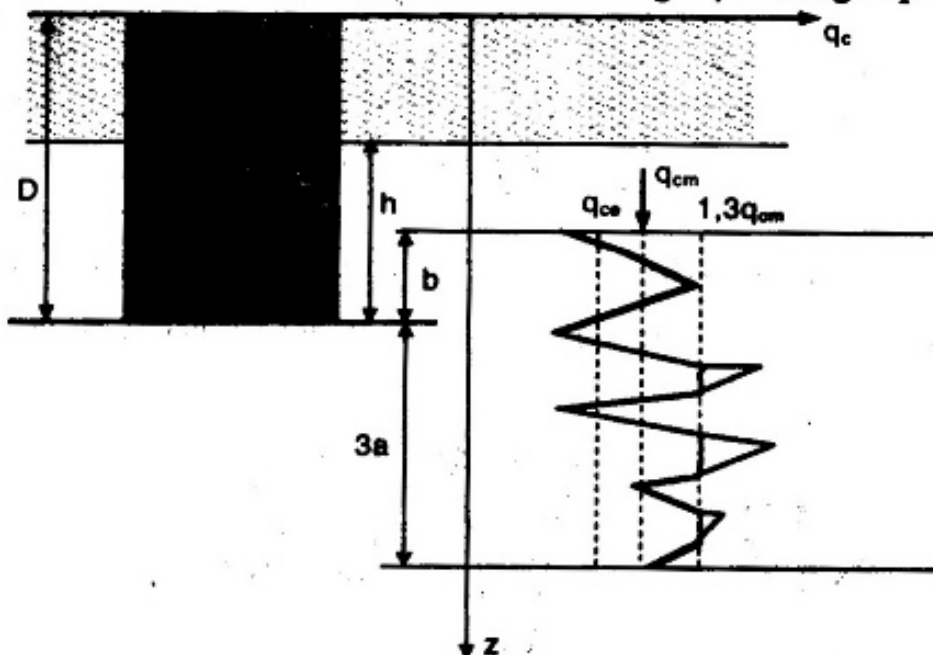
với $q_{cc}(z)$ - sức kháng mũi $q_c(z)$ san bằng các giá trị lớn hơn $1,3 q_{cm}$ là giá trị trung bình của $q_c(z)$ trong khoảng từ $(D-b)$ đến $(D+3a)$

$$q_{cm} = \frac{1}{3a+b} \int_{D-b}^{D+3a} q_c(z) dz \quad (2.3)$$

các giá trị $a = B/2$ nếu $B > 1m$

$a = 0,5m$ nếu $B < 1m$

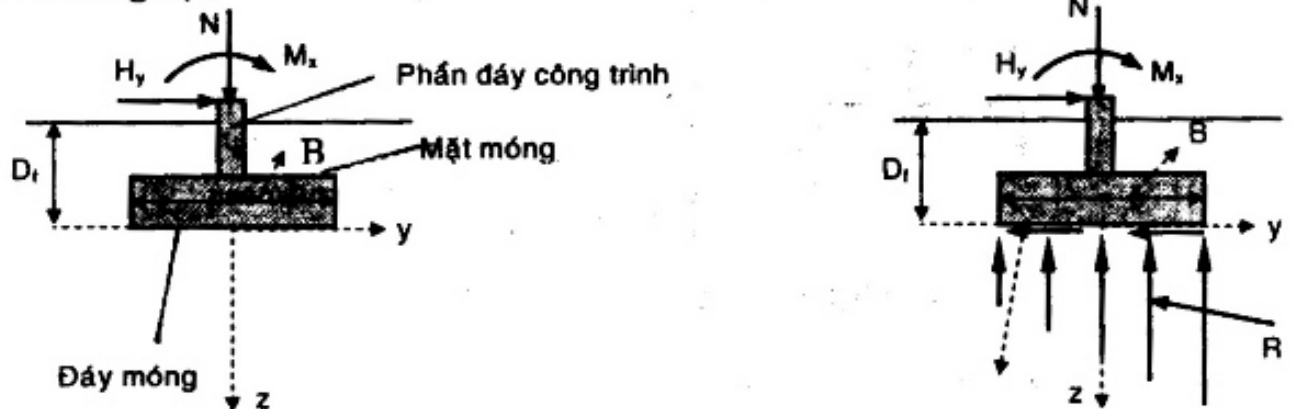
$b = \min(a, h)$ với h là chiều sâu móng đặt trong lớp đất chịu lực.



Hình 2.3: Sơ đồ tính chiều sâu ngàm móng

Đơn giản hơn, móng có thể xem là móng nông khi $2B \geq D_f$ (chiều sâu chôn móng D_f nhỏ hơn hai lần bề rộng móng B), cho móng nông riêng lẻ

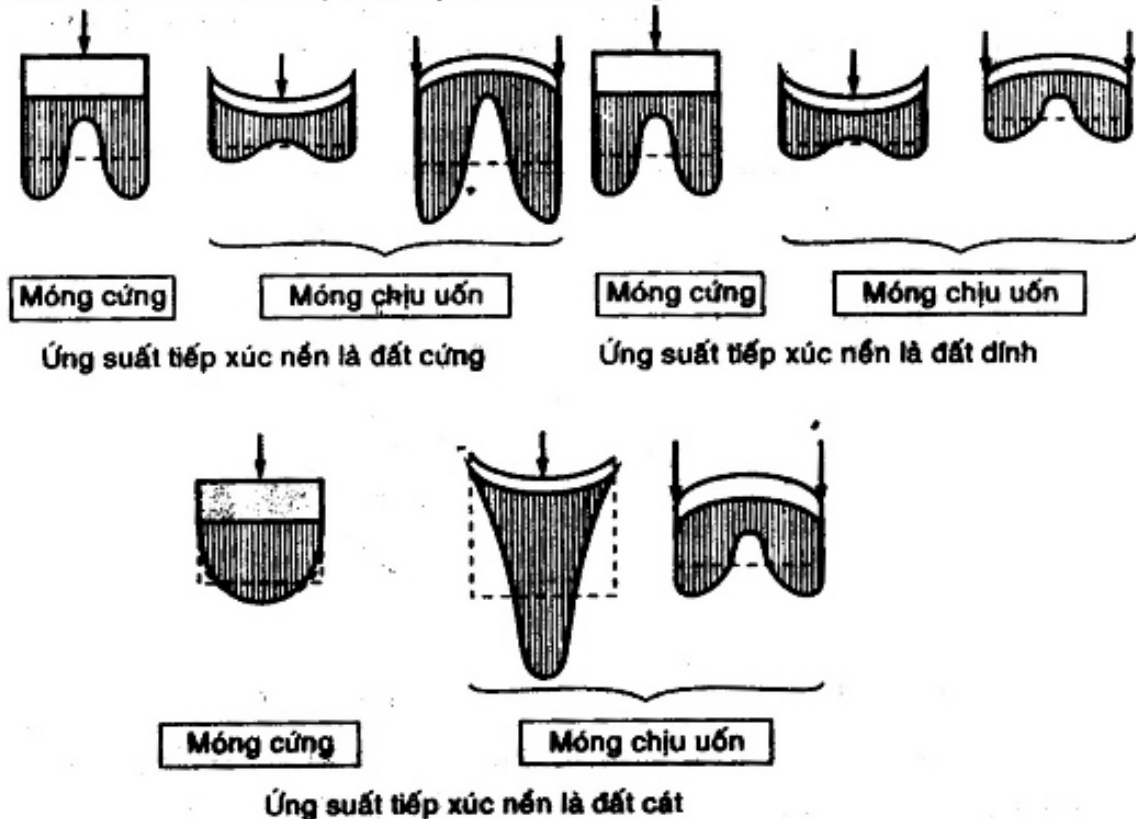
dưới từng cột.



Hình 2.4: Sơ đồ chịu tải của một móng nông

Trong tính toán móng nông, vấn đề ứng suất tiếp xúc hay phản lực nền tác động lên đáy móng luôn là vấn đề phức tạp. Hầu hết các nghiên cứu thực nghiệm cho thấy rằng phản lực đất nền phụ thuộc vào các điều sau:

- Cách lan truyền tải trọng từ móng vào đất hay nói cách khác là tùy thuộc vào độ cứng của móng.
- Loại đất nền: đá, đất dính hoặc đất rời và trạng thái của chúng.
- Chiều sâu chôn móng.
- Thời gian cố kết đối với đất hạt mịn.
- Kích thước và tỉ lệ các cạnh của móng.



Hình 2.5: Các dạng biểu đồ phản lực đất nền lên đáy móng

Theo các kết quả nghiên cứu thực nghiệm của Guérin và các cộng sự cho thấy, với móng đơn chịu tải đúng tâm có thể phân chia thành một số trường hợp sau

Nền là đất có độ cứng trung bình trở lên và móng có độ cứng lớn (móng dầy) sẽ có độ lún đều thì phản lực đất nền phía hai biên móng rất lớn và nhỏ nhất ở tâm móng, sau đó do áp lực ở các biên lớn hơn khả năng chịu tải của nền nên áp lực đất chuyển dần vào phía trong dẫn đến dạng yên ngựa như hình trên. Nếu móng biến dạng uốn được, ban đầu phản lực nền lớn nhất ở vùng chân cột, sau đó, phản lực nền có khuynh hướng tiến dần tới phân bố đều.

Nền là đất dính dưới móng cứng lẫn móng mềm do lực dính của đất, phản lực nền phân bố dạng yên ngựa nhưng xấp xỉ với giá trị trung bình của áp lực phân bố đều hơn.

Nền là đất cát, do không có lực dính giữa các hạt nên ở phần biên móng đất bị phá hoại dễ, ứng suất đáy móng phân bố lại dạng parabol mà phần lớn nhất ở tâm móng. Móng càng mềm thì giá trị cực đại ở khu vực tâm móng càng lớn.

Khi móng chịu hai tải tập trung đặt ở hai biên phản lực nền luôn có dạng yên ngựa cho mọi loại đất nền.

Các diễn tiến sửa đổi ứng suất tiếp xúc xảy ra gần như tức khắc ngay khi đặt tải cho đất thoát nước nhanh. Còn với đất thoát nước chậm nhịp độ thay đổi phản lực đất nền này phụ thuộc vào thời gian phân tán áp lực nước lỗ rỗng thặng dư trong đất nền.

Trong thực tế tính toán khó có thể xét hết các giai đoạn thay đổi biểu đồ thực của phản lực đáy móng. Thường có hai cách chọn biểu đồ phản lực nền trong tính toán nền móng:

- Với móng tuyệt đối cứng, phản lực nền được chấp nhận là phân bố tuyến tính, nghĩa là phân bố đều với tải tập trung đặt đúng tâm, phân bố hình thang hoặc tam giác với tải tập trung lệch tâm.

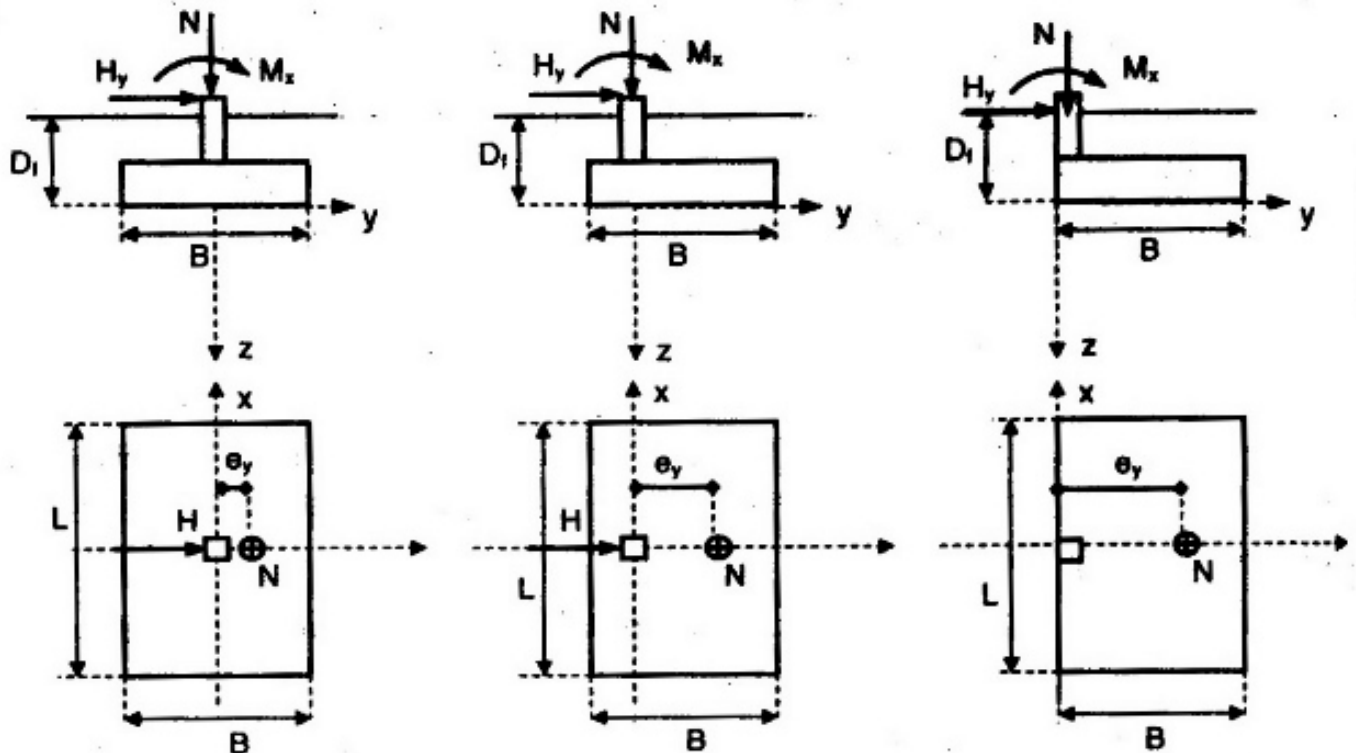
- Với móng chịu uốn, áp lực đáy móng thường được giả thuyết là tỷ lệ với chuyển vị thẳng đứng đáy móng hay là biến dạng đàn hồi của đất nền, thường được gọi là nền Winkler và đất nền được đặc trưng bằng hệ lò xo đàn hồi.

2- Phân loại

Theo hình dạng móng nông có thể chia thành:

- Móng đơn lệch tâm nhỏ

- Móng đơn lệch tâm lớn như móng chân vịt
- Móng phối hợp đặt dưới hai cột
- Móng bằng một phương và hai phương dưới nhiều cột hoặc dưới tường chịu lực
- Móng bè dưới nhiều cột hoặc nhiều tường của một phần hoặc toàn bộ công trình. Móng bè có thể cấu tạo dạng bản, dạng sàn nấm, dạng bè hộp.



Hình 2.6: Sơ đồ móng đơn chịu tải lệch tâm bé và lớn

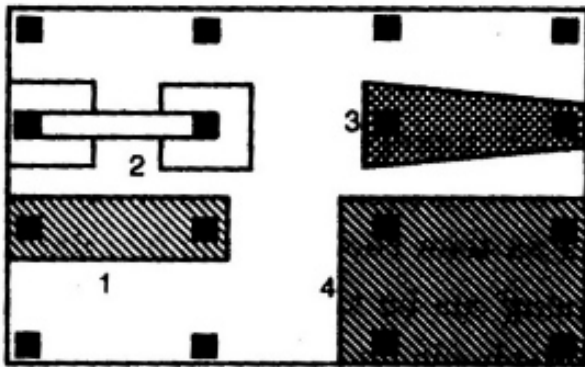
Theo cách thi công thì có móng lắp ghép được chế tạo sẵn và móng thi công tại chỗ thường được gọi là móng toàn khối.

Theo vật liệu, móng nông có thể phân chia thành các loại sau:

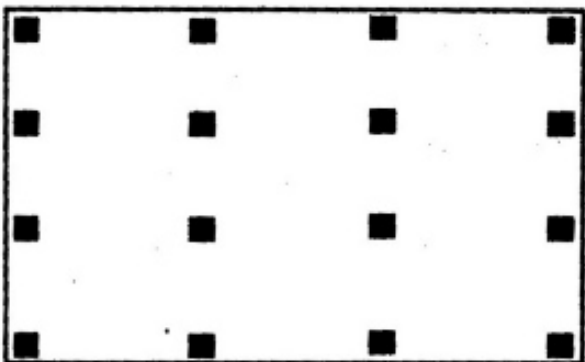
- Móng gạch chỉ thích hợp cho tải trọng nhỏ và nằm trên mực nước ngầm.
- Móng đá hộc xây thích hợp cho tải trọng trung bình, nằm trên hoặc dưới mực nước ngầm và chỉ chịu ứng suất nén.
- Móng bê tông khối được sử dụng trong các móng chỉ chịu ứng suất nén.
- Móng bê tông cốt thép được sử dụng phổ biến trong mọi trường hợp.

Theo độ cứng, móng nông có thể phân chia thành:

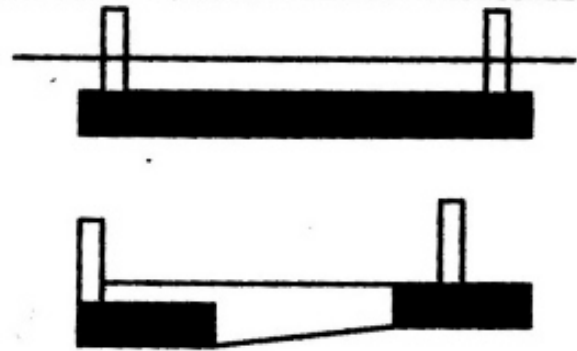
- Móng cứng có độ lún đồng đều trong toàn móng.
- Móng mềm hoặc móng chịu uốn là móng có thể biến dạng cong được



- 1- Móng phối hợp chữ nhật
- 2- Móng phối hợp bởi dầm nổi
- 3- Móng phối hợp hình thang
- 4- Móng bẻ



Mặt bằng một móng bẻ



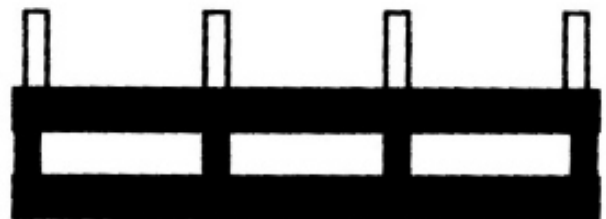
Móng phối hợp



Móng bẻ dạng bản



Móng bẻ dạng sàn nấm



Móng bẻ dạng hộp

Hình 2.7: Các dạng móng phối hợp và móng bẻ

Đôi khi móng đơn còn được phân loại theo độ lệch tâm của tải thẳng đứng tác động lên móng:

- Móng đơn chịu tải đứng đúng tâm hoặc lệch tâm nhỏ rất thường gặp trong các móng cột của nhà dân dụng, loại này chỉ cần kiểm tra khả năng chịu tải của nền đất và độ lún cho phép mà không cần kiểm tra góc xoay.

- Móng đơn chịu tải đứng lệch tâm lớn, độ lệch tâm này do moment lớn so với lực đứng như móng tường chắn; móng của khán đài một mái hoặc do lệch tâm hình học giữa tâm của đáy công trình và tâm móng như móng biên của công trình xây chen. Loại móng này ngoài việc kiểm tra khả năng

chịu tải của nền còn phải kiểm tra góc xoay của bản thân móng.

Có nhiều phương pháp tính toán móng đơn có thể phân chia theo loại tải tác động:

Móng chủ yếu chịu tải thẳng đứng, tải ngang nhỏ hơn tải đứng như các móng công trình xây dựng dân dụng và công nghiệp. Ổn định của móng phụ thuộc vào độ lún và sức chịu tải đứng an toàn cho phép của nền đất.

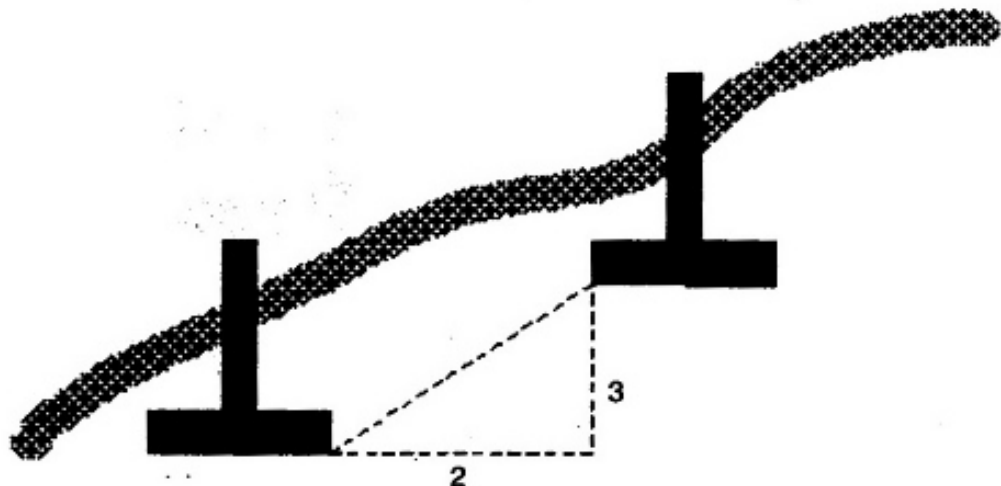
Móng chủ yếu chịu tải ngang như móng của bờ kè; tường chắn đất; mố cầu; dè đập; trụ quạt gió; trụ điện ... Ổn định các loại móng này phụ thuộc vào cường độ chống trượt của nền đất

Ngoài ra khi móng đơn đặt trên đất cứng, đất quá cố kết mạnh hoặc đá, việc tính toán ổn định nền móng chủ yếu dựa vào cường độ chịu tải của nền đất.

3- Chiều sâu đặt móng

Chiều sâu đặt móng được lựa chọn theo

- Độ sâu mực nước ngầm
- Sâu hơn vùng nứt nẻ do khí hậu gây ra
- Tránh tác động rễ cây lớn
- Thấp hơn các đường ống thoát cấp nước ngầm, các đường dây điện ngầm.



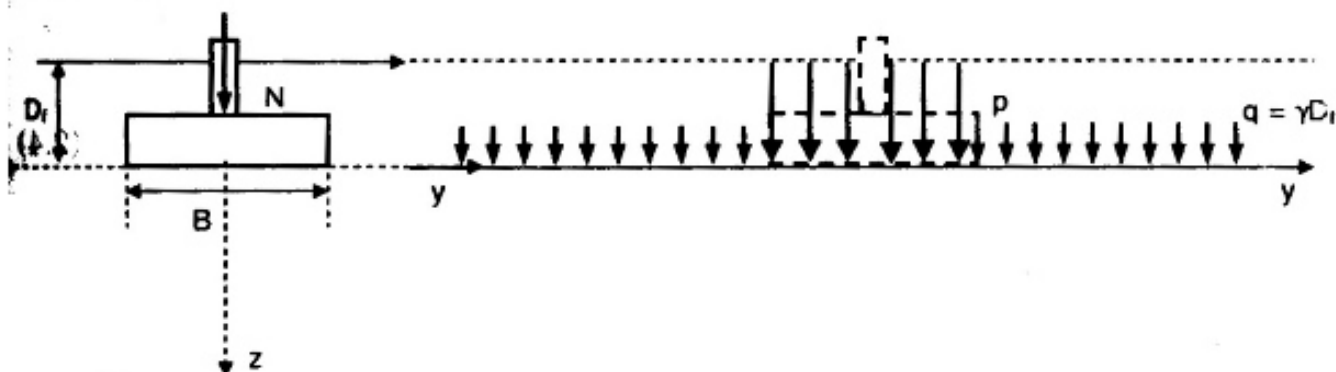
Hình 2.8: Điều kiện đặt móng lân cận khi hai móng đặt cạnh nhau, để tránh ảnh hưởng lẫn nhau chiều sâu đặt móng của chúng phải nhỏ hơn độ dốc lớn nhất là 2/3 như H.2.8

2.2 TÍNH TOÁN MÓNG ĐƠN CHỊU TẢI THẲNG ĐỨNG ĐÚNG TÂM

Có nhiều phương pháp tính toán móng đơn chịu tải đứng đúng tâm có thể phân chia thành hai nhóm chính:

Nhóm thứ nhất tính toán dựa theo sức chịu tải cho phép suy từ sức chịu tải cực hạn hoặc giới hạn của nền đất.

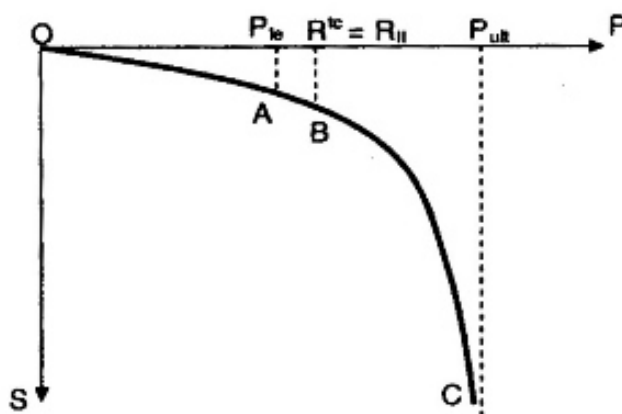
Nhóm thứ hai tính toán dựa theo độ lún cho phép và góc xoay cho phép của một móng riêng lẻ và độ lún lệch cho phép giữa hai móng lân cận:



Hình 2.9: Sơ đồ tải và áp lực đáy móng của một móng nông chịu tải đúng tâm

Theo quy phạm xây dựng 45-78 (SNIP 15-74), một móng nông chịu tải đúng tâm được tính theo trạng thái giới hạn về biến dạng cho nền đất (không phải là đất yếu), và trạng thái giới hạn về cường độ cho kết cấu móng, có thể chia công việc tính toán này làm bốn bước như sau:

Bước 1: Kiểm tra ứng suất đáy móng đủ nhỏ để nền còn ứng xử như "vật liệu đàn hồi"



Hình 2.10: Các sức chịu tải trên đường quan hệ tải trọng P - độ lún S

Quan hệ ứng suất và biến dạng của đất nền hết sức phức tạp mà cho đến ngày nay, chưa có được một công thức toán học đơn giản nào để mô tả mối quan hệ này một cách đầy đủ. Từ các thực nghiệm trong phòng và hiện trường đã được ghi nhận, xét một cách tổng quát, đường cong quan hệ ứng suất và biến dạng (S - P) của nền đất dưới một diện chịu tải gồm các giai đoạn như sau:

- Trong phần đầu của đường tải trọng P - độ lún S có dạng tuyến tính OA, nền đất xem như một vật thể "biến dạng tuyến tính" gắn với phần chịu nén của vật thể "đàn hồi", giới hạn đàn hồi P_{lc} có thể được xác định bằng công thức của Pouzinevski, trong phương pháp nửa không gian biến dạng tuyến tính ứng với vùng biến dạng dẻo vừa mới bắt đầu xuất hiện ở biên diện chịu tải.

$$P_{lc} = \gamma D_f \frac{\cot g\varphi + \varphi + \frac{\pi}{2}}{\cot g\varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} + \frac{\pi c \cot g\varphi}{\cot g\varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} \quad (2.4)$$

với γ - trọng lượng thể tích của đất nền; D_f - chiều sâu chôn móng

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

- Phần kế tiếp AB của đường cong S - P có dạng phi tuyến có thể xem nền đất ứng xử như một vật thể "đàn hồi-dẻo".

Trong giai đoạn này, nếu vùng biến dạng chảy dẻo còn đủ bé so với toàn nền, xem xét một cách gần đúng thì nền đất có thể tương đồng như "vật liệu đàn hồi". Chính trên cơ sở này QPXD 45-70 và 45-78 của Việt Nam đề nghị sử dụng tải trọng tác động ứng với vùng biến dạng dẻo phát triển, tính từ đáy diện chịu tải xuống một độ sâu bằng $\frac{1}{4}$ bề rộng diện chịu tải, như sức chịu tải của nền đất.

$$R^{tc} = m \left[\frac{\pi \gamma \left(\frac{B}{4} + D_f + \frac{c}{\gamma \tan \varphi} \right)}{\cot g\varphi + \varphi - \frac{\pi}{2}} + \gamma^* D_f \right]$$

Để tiện việc sử dụng, R^{tc} được viết dưới dạng

$$p^{tc} \leq R^{tc} = m(AB\gamma + BD_f\gamma^* + Dc^{tc}) \quad \text{theo QPXD 45-70} \quad (2.5)$$

$$\text{hoặc } p^{tc} \leq R_{II} = \frac{m_1 m_2}{k_{tc}} (AB\gamma_{II} + BD_f\gamma_{II}^* + Dc_{II}) \quad \text{theo QPXD 45-78} \quad (2.6)$$

trong đó p^{tc} - áp lực ở đáy móng

Các hệ số sức chịu tải A, B, D tham khảo chương 1

- Đoạn BC trên đường S - P là giai đoạn trượt trong nền đất, có thể xem nền đất như một vật thể "đàn hồi-dẻo lý tưởng", độ lún của nền do ảnh hưởng của sự di chuyển ngang của các hạt đất mà không phải do sự giảm hệ số rỗng. Sức chịu tải cực hạn P_{ult} của đất nền có thể ước lượng theo các tác giả đã được giới thiệu trong chương 1.

Các phương pháp tính nền theo trạng thái cường độ đều dựa vào ứng suất cho phép q_a được suy từ sức chịu tải cực hạn P_{ult} .

$$q_a = \frac{P_{ult}}{FS}, \text{ với } P_{ult} = q_{ult} = \frac{\gamma b}{2} N_\gamma + c N_c + q N_q$$

hoặc sức chịu tải theo độ lún quy định suy từ công thức tính lún của lý thuyết bán không gian đàn hồi tuyến tính

$$p_a = \frac{S_a E}{b \alpha_{\max} (1 - \nu^2)}$$

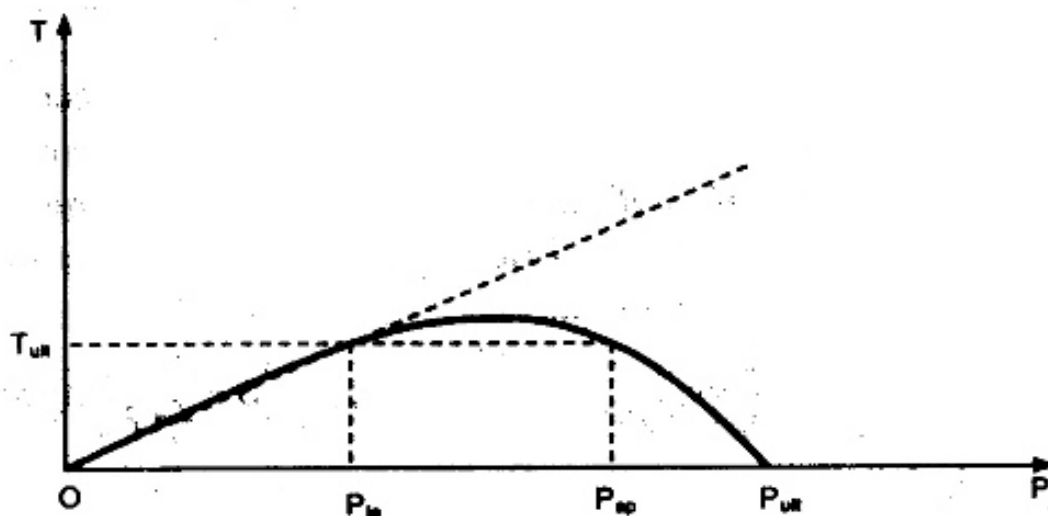
được suy từ công thức
$$S = \frac{p b \alpha_{\max} (1 - \nu^2)}{E}$$

với S_a là độ lún cho phép

Khi móng chủ yếu chịu tải ngang H sẽ phải thỏa điều kiện

$$H \leq \frac{T_{ult}}{FS}, \text{ với } T_{ult} - \text{khả năng chịu tải ngang cực hạn của nền và có thể}$$

có được từ thí nghiệm bàn kéo hiện trường hoặc từ thành phần nằm ngang của sức chịu tải giới hạn tác động xiên.



Hình 2.11: Quan hệ áp lực đứng và ngang của thí nghiệm bàn kéo hiện trường

Do đó, sức chịu tải tiêu chuẩn R^k của đất nền được tính với các giá trị bé của c^k , φ^k và γ^k , hoặc R_{II} của đất nền được tính với các giá trị bé của c_{II} , φ_{II} và γ_{II} được thống kê từ các chỉ tiêu riêng của một đơn nguyên địa chất theo phương pháp bình phương cực tiểu với xác suất tin cậy $\alpha = 0,85$. Nếu các chỉ tiêu riêng chống cắt c , φ có được từ thí nghiệm cắt trực tiếp, thí nghiệm này không kiểm tra được áp lực nước lỗ rỗng trong quá trình cắt và c , φ được vẽ trong mặt tổng ứng suất, thành phần ma sát dưới đáy móng

$\frac{1}{2} b \gamma N$, nên tính với trọng lượng riêng bão hòa.

Nếu tính sức chịu tải vào giai đoạn tức thời (*short term*) ngay khi hoàn tất công trình, nền đất chưa kịp thoát nước lỗ rỗng thặng dư, được tính với các giá trị c_{uu} , φ_{uu} của phương pháp cắt nhanh không cố kết, với phương pháp này trọng lượng đơn vị thể tích của đất nền là γ không xét lực đẩy nổi Archimède lên các hạt.

Trừ đất cát sức chịu tải tiêu chuẩn R^{tc} được tính với trọng lượng đơn vị đẩy nổi của nền cát, γ' , vì hệ số thấm của cát rất lớn nên ngay khi hoàn tất công trình áp lực nước lỗ rỗng thặng dư Δu (do tải của công trình gây ra), phân tán hầu hết. Thông thường với đất cát, kết quả các thí nghiệm cắt nhanh trên máy cắt trực tiếp có cùng kết quả với thí nghiệm cố kết - thoát nước.

Bước 2: Kiểm tra biến dạng của nền hoặc độ lún ở tâm móng, S_o , đủ nhỏ để không cản trở việc sử dụng bình thường của nhà và công trình, hoặc tránh giảm tính bền vững lâu dài của công trình. Đặc biệt độ lún lệch giữa các móng hoặc góc xoay, i , của một móng cũng phải đủ nhỏ để không gây ra nội lực phụ nguy hiểm cho kết cấu công trình.

$$S_o \leq S_{gh} \quad \text{và} \quad i \leq i_{kh} \quad (2.7)$$

Công việc tính toán lún của nền được dựa trên cơ sở của bài toán Boussinesq (cơ sở là bài toán đàn hồi) để xác định vùng biến dạng lún dưới đáy móng, nên điều kiện $p^{tc} < R^{tc}$ là điều kiện cần cho bước tính toán này. Tính toán độ lún của nền đất có thể tiến hành với phương pháp tổng phân tổ và áp dụng các dạng công thức sau

$$S = \sum_1^n s_i = \sum_1^n \frac{e_{1i} - e_{2i}}{1 + e_{1i}} h_i; \quad S = \sum_1^n a_{oi} \Delta p_i h_i; \quad S = \sum_1^n \frac{\beta_i}{E_{oi}} \Delta p_i h_i$$

với $\beta_i = 1 - \frac{2\mu_i^2}{1 - \mu_i}$ (2.8)

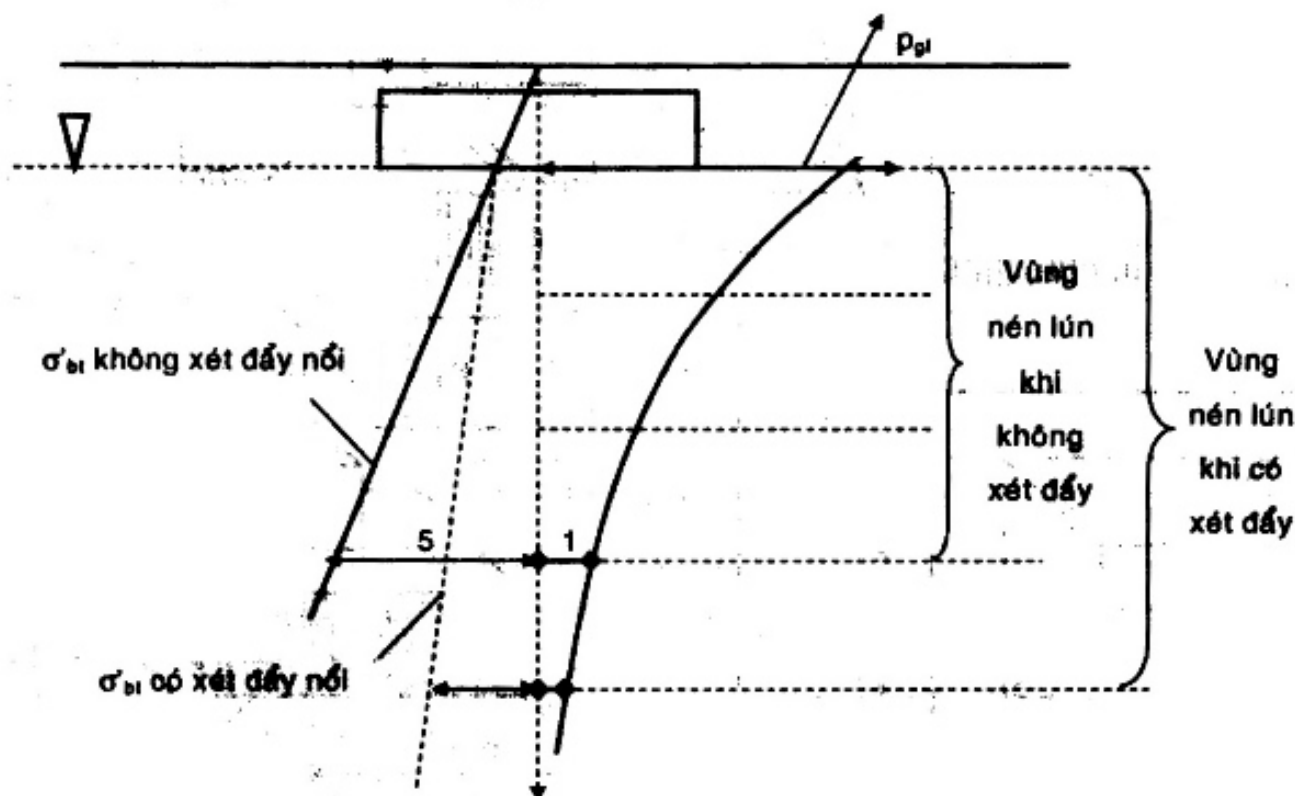
Ba công thức trên được tính toán với đường cong $e - p$ của thí nghiệm nén cố kết.

Hoặc tính độ lún theo đường $e - \log p$ (hay $e - \log \sigma$)

$$S = \sum_{i=1}^n \frac{C_i}{1 + e_{oi}} H_i \log \frac{p_{oi} + \Delta p_i}{p_{oi}}$$

tham khảo chi tiết ở chương 1.

Với phương pháp toán tính theo trạng thái giới hạn về cường độ, không cần kiểm tra bước tính toán độ lún này.



Hình 2.12: Sơ đồ xác định vùng nén lún dưới đáy móng

Bước 3: Tính bề dày móng h

Bề dày móng h được chọn sao cho móng không bị chân cột xuyên thủng qua. Nếu móng đủ dày, thực nghiệm cho thấy móng bị chọc thủng theo hình tháp cụt mặt đỉnh là chân cột hoặc đáy công trình, góc lan tỏa ứng suất nén α là góc cứng của vật liệu làm móng. Góc cứng của bê tông là 45° , của gạch là 40 đến 42° . Nếu như móng bị xuyên thủng từ đáy móng theo tháp xuyên mà mặt nghiêng của tháp hợp với mặt ngang một góc 45° , như trong hình trên ta có lực gây xuyên thủng bằng với áp lực đáy móng p'' nhân với phần diện tích đáy móng nằm ngoài tháp xuyên.

$$P_{xt} = p'' \cdot S_{\text{ngoài tháp xuyên}} = [b^2 - (b_c + 2h)^2] \cdot p'' \quad (2.9)$$

Lực chống xuyên thủng bằng với tích số của sức chống kéo bê tông và diện tích xung quanh của "tháp xuyên tính toán".

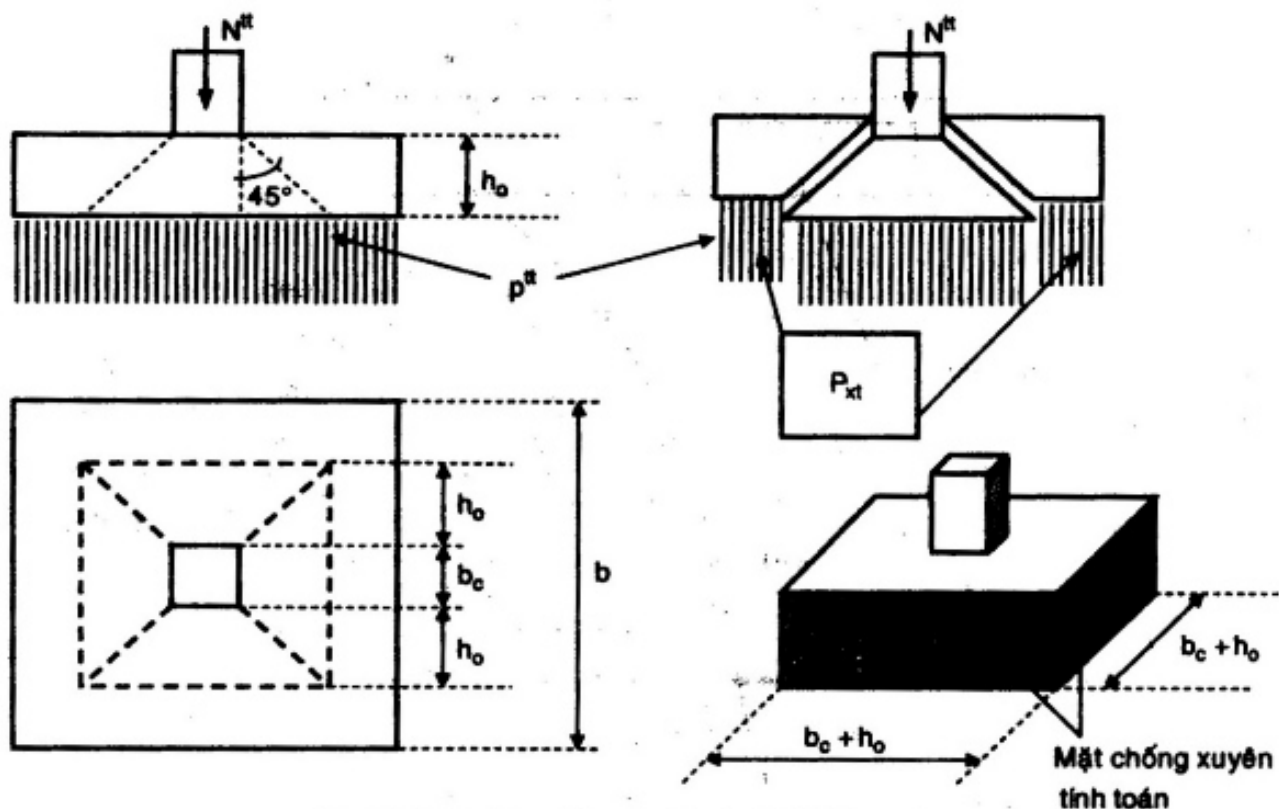
$$P_{cx} = 3/4 [R_k \cdot S_{\text{xung quanh của tháp xuyên}}] \approx 0,75 \cdot R_k [4(b_c + h_o)h_o] \quad (2.10)$$

Với chiều dày làm việc: $h_o = h - a_b$

trong đó a_b - lớp bê tông bảo vệ thép đáy móng

R_k - sức chống cắt của bê tông móng.

Tháp xuyên tính toán được chọn gần đúng bằng diện tích xung quanh của khối lập phương cạnh $b_c + h_o$ và dày h_o .



Hình 2.13: Sơ đồ xác định bề dày móng

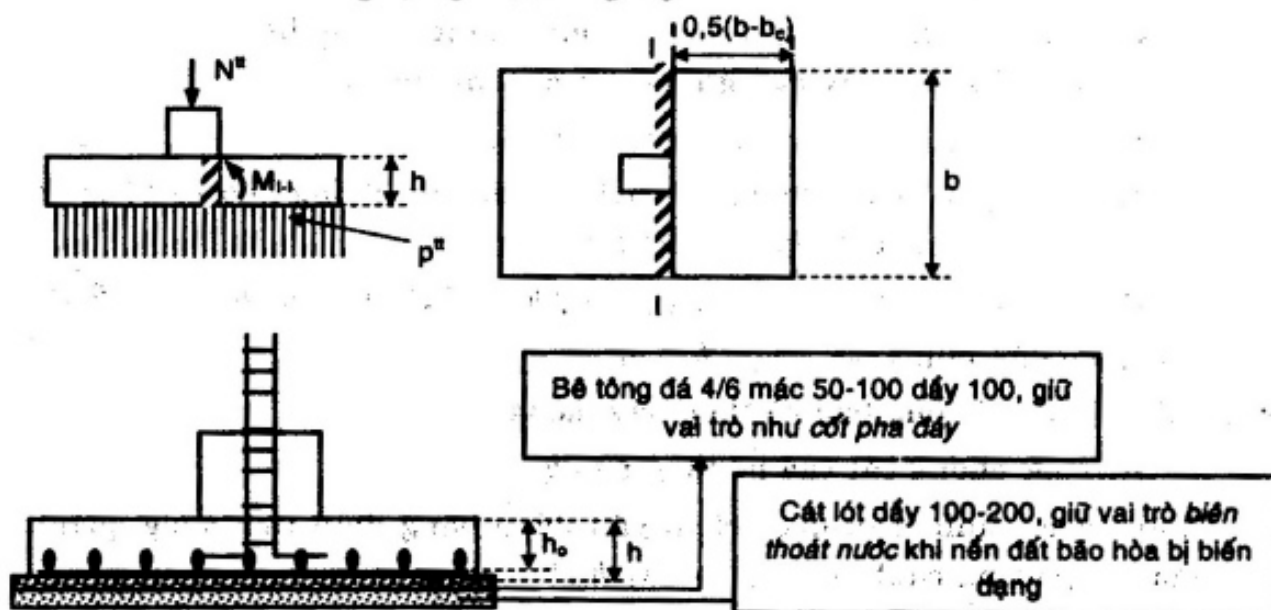
Bước 4: Tính cốt thép trong móng

Xem mặt I-I như là mặt ngàm, moment tác động lên mặt này là

$$M_{I-I} = p^t \frac{(b-b_c)}{2} \frac{b(b-b_c)}{4} = p^t \frac{b(b-b_c)^2}{8} \quad (2.11)$$

Diện tích cốt thép cần thiết, được xác định theo công thức gần đúng sau

$$F_a = \frac{M_{I-I}}{R_a \gamma h_0} = \frac{M_{I-I}}{0,9 R_a h_0} \quad (2.12)$$



Hình 2.14: Sơ đồ tính cốt thép trong móng

Cốt thép của phương còn lại được tính và bố trí tương tự.

Ví dụ 2.1. Thiết kế móng nông, dưới chân cột có kích thước $300\text{mm} \times 300\text{mm}$, tiếp nhận một tải đứng tâm $N^{tc} = 600 \text{ kN}$. Đất nền cát chặt trung bình, có khối lượng thể tích tự nhiên là $\rho = 1,8 \text{ T/m}^3$ hay trọng lượng đơn vị thể tích $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ (xem gia tốc trọng trường $g = 10 \text{ m/s}^2$). Thí nghiệm cát nhanh không cố kết cho góc nội ma sát, trong thí nghiệm cắt trực tiếp.

$\varphi = 30^\circ$, lực dính đơn vị $c = 0$. Hệ số Poisson $\mu = 0,30$.

Mực nước ngầm ở độ sâu -10m , kể từ mặt đất tự nhiên.

Móng được đúc bằng bê tông mác 300, có $R_n = 13 \text{ MPa}$ và $R_k = 1 \text{ MPa}$.

Cốt thép trong bê tông móng là $R_a = 210 \text{ MPa}$.

Kết quả của thí nghiệm nén cố kết đất nền trong bảng sau

Áp lực p , kPa	0	25	50	100	200	400	640	800
Hệ số rỗng, e	0,879	0,869	0,855	0,831	0,8	0,785	0,77	0,757

Kết quả trên được vẽ trong hai giản đồ $e-p$ và $e-\log(p)$ bên dưới

Giải. Bài toán sẽ được giải theo trạng thái giới hạn biến dạng cho nền và trạng thái giới hạn cường độ cho móng.

Ta có thể tuân tự tính toán theo bốn bước như sau:

Bước 1: Kiểm tra nền còn làm việc như vật liệu “biến dạng đàn hồi” với điều kiện $R^{tc} \geq p^{tc}$

Chọn độ sâu đặt móng là $1,5\text{m}$. Chọn thử móng vuông cạnh $b = 2\text{m}$.

Áp lực tại đáy móng

$$p^{tc} = \frac{N^{tc}}{F} + \gamma_{tb} D_f = \frac{600}{2 \times 2} + 2,2 \times 10 \times 1,5 = 183 \text{ kPa}$$

Sức chịu tải tiêu chuẩn hoặc sức chịu tải tính toán theo trạng thái giới hạn II

$$p^{tc} \leq R^{tc} = m(Ab\gamma + BD_f\gamma^* + Dc^{tc}) = R_{II} = \frac{m_1 m_2}{k_{tc}} (Ab\gamma_{II} + BD_f\gamma_{II}^* + Dc_{II})$$

$m_1 = 1,3$; $m_2 = 1,1$ (giả sử là nhà tương đối mảnh $L/H > 4$)

$k_{tc} = 1$ vì sử dụng trực tiếp các kết quả thí nghiệm đất trong phòng.

Nếu tập hợp các giá trị ứng suất cát có độ phân tán thật bé có thể chọn

$$\varphi^c = \varphi_{II} = 30^\circ \Rightarrow A = 1,15; B = 5,59; D = 7,95.$$

$$R_{II} = \frac{1,3 \times 1,1}{1} (1,15 \times 2 \times 18 + 5,59 \times 1,5 \times 18) = 289 \text{ kPa} > 183 \text{ kPa}$$

nền còn hoạt động như vật thể “đàn hồi” để có thể sử dụng các kết quả của

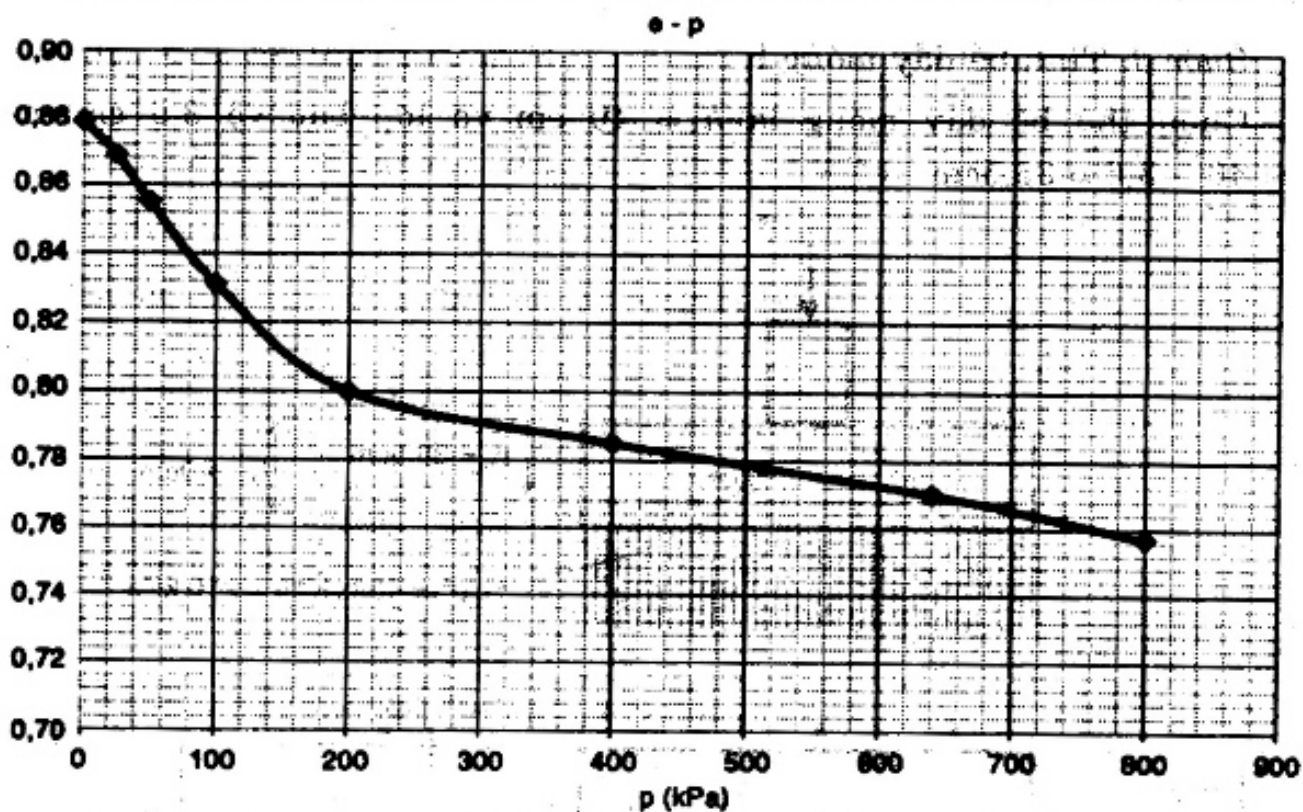
bài toán Boussinesq nhằm tính toán trường ứng suất trong nền đất bên dưới móng.

Bước 2: Kiểm tra độ biến dạng của nền thông qua độ lún tại tâm móng
 Áp lực gây lún ở tại tâm đáy móng

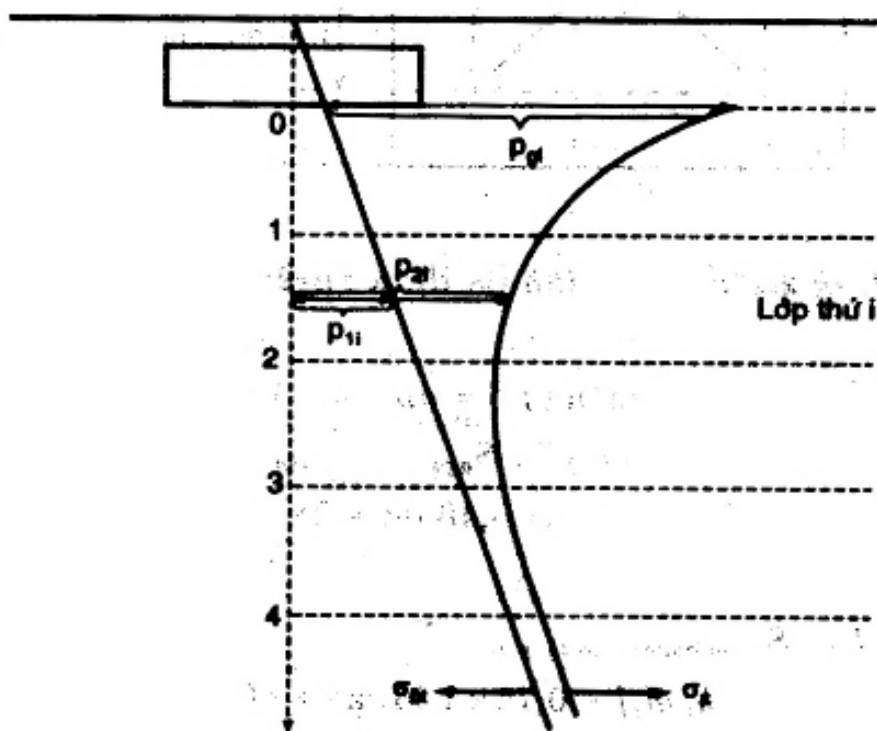
$$p_{gl} = p^{tc} - \gamma h = 183 - 18 \times 1,5 = 156 \text{ kPa}$$

Chia nền thành các lớp phân tố dày 0,5m, lập bảng tính lún các lớp như sau

Lớp	Điểm	z (m)	z/b	k ₀	σ _z (kPa)	σ _{bt} (kPa)	p ₁₁	p ₂₁	e ₁₁	e ₂₁	s _i (cm)
1	0	0	0	1	156	27	31,5	179,5	0,865	0,8	1,75
	1	0,5	0,25	0,898	140	36					
2	2	1	0,5	0,696	109	45	40,5	165	0,86	0,803	1,53
	3	1,5	0,75	0,541	84	54					
4	4	2	1	0,386	60	63	58,5	130,5	0,845	0,813	0,87
	5	2,5	1,25	0,29	45	72					
6	6	3	1,5	0,194	30	81	76,5	114	0,834	0,818	0,44
	7	3,5	1,75	0,154	24	90					
8	8	4	2	0,114	18	99	94,5	115,5	0,826	0,818	0,22
	9	4,5	2,25	0,072	11	108					
							s = 7,07cm				



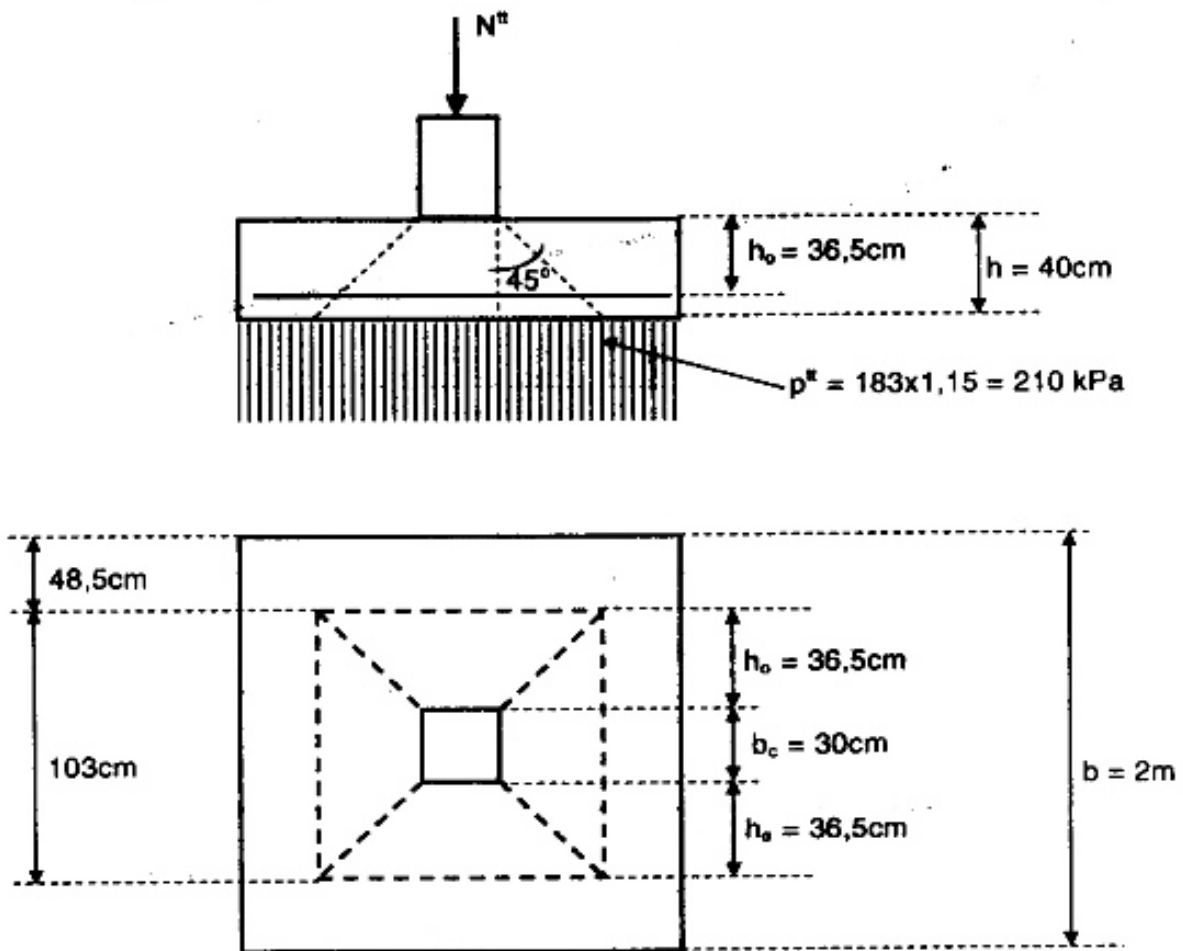
Hình 2.15: Đường $e-p$ của thí nghiệm cố kết



Hình 2.16: Sơ đồ xác định áp lực gây lún ở lớp thứ i

Bước 3: Tính bề dày móng h

Chọn thử bề dày móng là $h = 40$ cm và lớp bảo vệ 3,5 cm, nên $h_o = 40 - 3,5 = 36,5$ cm



Hình 2.17: Sơ đồ tính ổn định xuyên thủng móng

Áp lực tính toán ở đáy móng $p'' = np^{tc} = 1,15 \times 183 = 210$ kPa

Lực gây xuyên thủng $P_{xt} = p'' \cdot S_{\text{ngoài tháp xuyên}}$

$$P_{xt} = 210 \text{ kPa} \times (2 \times 2 \text{ m} \times 0,485 \text{ m} + 2 \times 1,03 \text{ m} \times 0,485 \text{ m}) = 642 \text{ kN}$$

Lực chống xuyên

$$P_{cx} = 3/4 [R_k \cdot S_{\text{xung quanh của tháp xuyên}}]$$

$$\# 0,75 \cdot R_k [4(b_c + h_o)h_o] = 0,75 \times 1 \text{ MPa} \times 4 \times 0,665 \times 0,365$$

$$\approx 0,728 \text{ MPa} = 728 \text{ kPa} > P_{xt} = 642 \text{ kPa thỏa yêu cầu chống xuyên thủng}$$

Bước 4: Tính cốt thép trong móng

Xem mặt I-I như là mặt ngàm, moment tác động lên mặt này là

$$M_{II} = p'' \cdot 0,5(b - b_c)b(b - b_c)/4 = 0,125p''b(b - b_c)^2$$

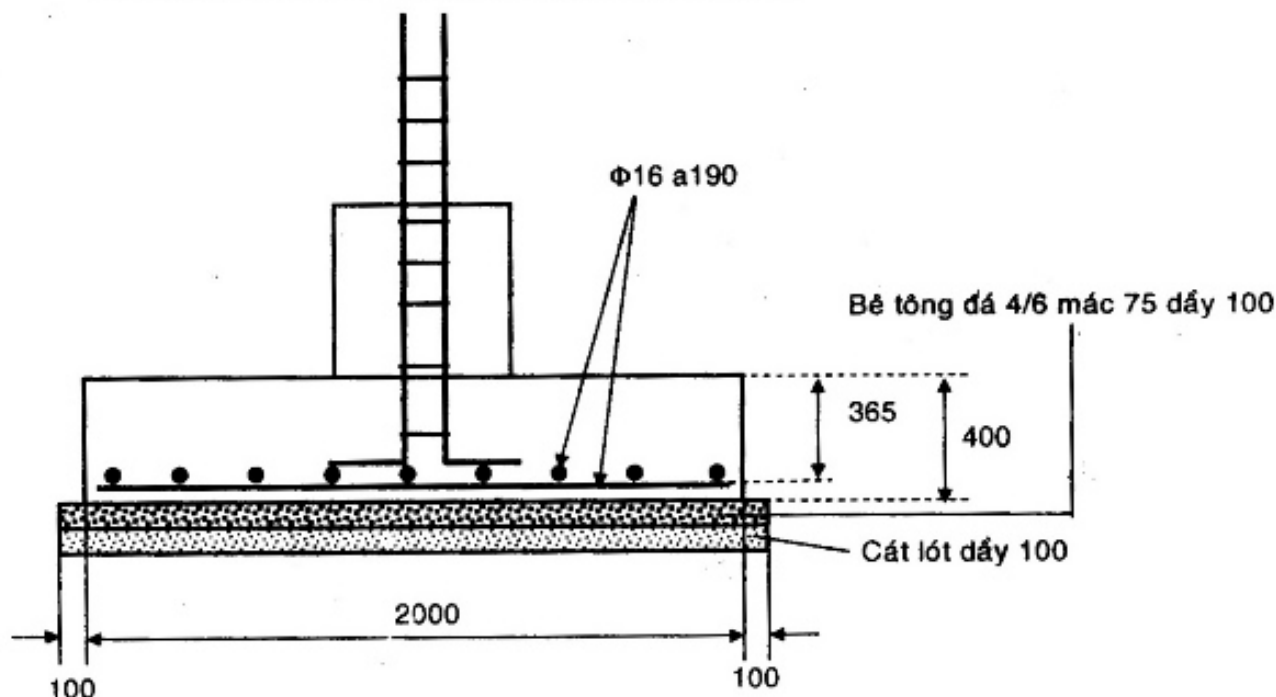
$$= 0,125 \times 210 (\text{kPa}) \times 2 (\text{m}) \times (1,7 \text{ m})^2 = 151,7 \text{ kN.m}$$

Diện tích cốt thép cần thiết

$$F_a = \frac{M_{I-I}}{R_a \gamma h_0} = \frac{M_{I-I}}{0,9 R_a h_0} = \frac{0,1517 \text{ MN.m}}{0,9 \times 210 \text{ MPa} \times 0,365 \text{ m}} \times 10^4 \text{ cm}^2 = 22 \text{ cm}^2$$

Chọn 11 $\Phi 16$

Tương tự ta có cốt thép theo phương II-II.



Hình 2.18: Sơ đồ bố trí cốt thép trong móng

2.3 MÓNG ĐƠN CHỊU TẢI THẲNG ĐỨNG LỆCH TÂM NHỎ

Tương tự như móng chịu tải đứng đúng tâm, móng nông chịu tải thẳng đứng lệch tâm cần một số điều kiện sau

1- Để nền còn hoạt động đàn hồi cần có

$$p^{tc} \leq R^{tc} = m(AB\gamma + BD_f\gamma^* + Dc^{tc}) = R_{II} = \frac{m_1 m_2}{k_{tc}} (AB\gamma_{II} + BD_f\gamma_{II}^* + Dc_{II})$$

$$p_{\max}^{tc} \leq 1,2R^{tc} = 1,2m(AB\gamma + BD_f\gamma^* + Dc^{tc}) = 1,2R_{II} = \frac{m_1 m_2}{k_{tc}} (AB\gamma_{II} + BD_f\gamma_{II}^* + Dc_{II})$$

$$p_{\min}^{tc} \geq 0 \text{ hoặc với một số công trình có cầu chạy } \frac{p_{\min}^{tc}}{p_{\max}^{tc}} \geq 0,25 \quad (2.13)$$

2- Các điều kiện biến dạng giới hạn

$$S_{gh} \geq S_o; \quad i_{gh} \geq i \quad (2.14)$$

Với góc xoay i_y hay i_l theo phương y (trục dài của móng) và góc xoay i_x

hay i_b phương x (trục ngắn của móng) được xác định theo phương pháp tổng phân tố với công thức $i_y = \frac{\Delta S_y}{b_y}$ và $i_x = \frac{\Delta S_x}{b_x}$

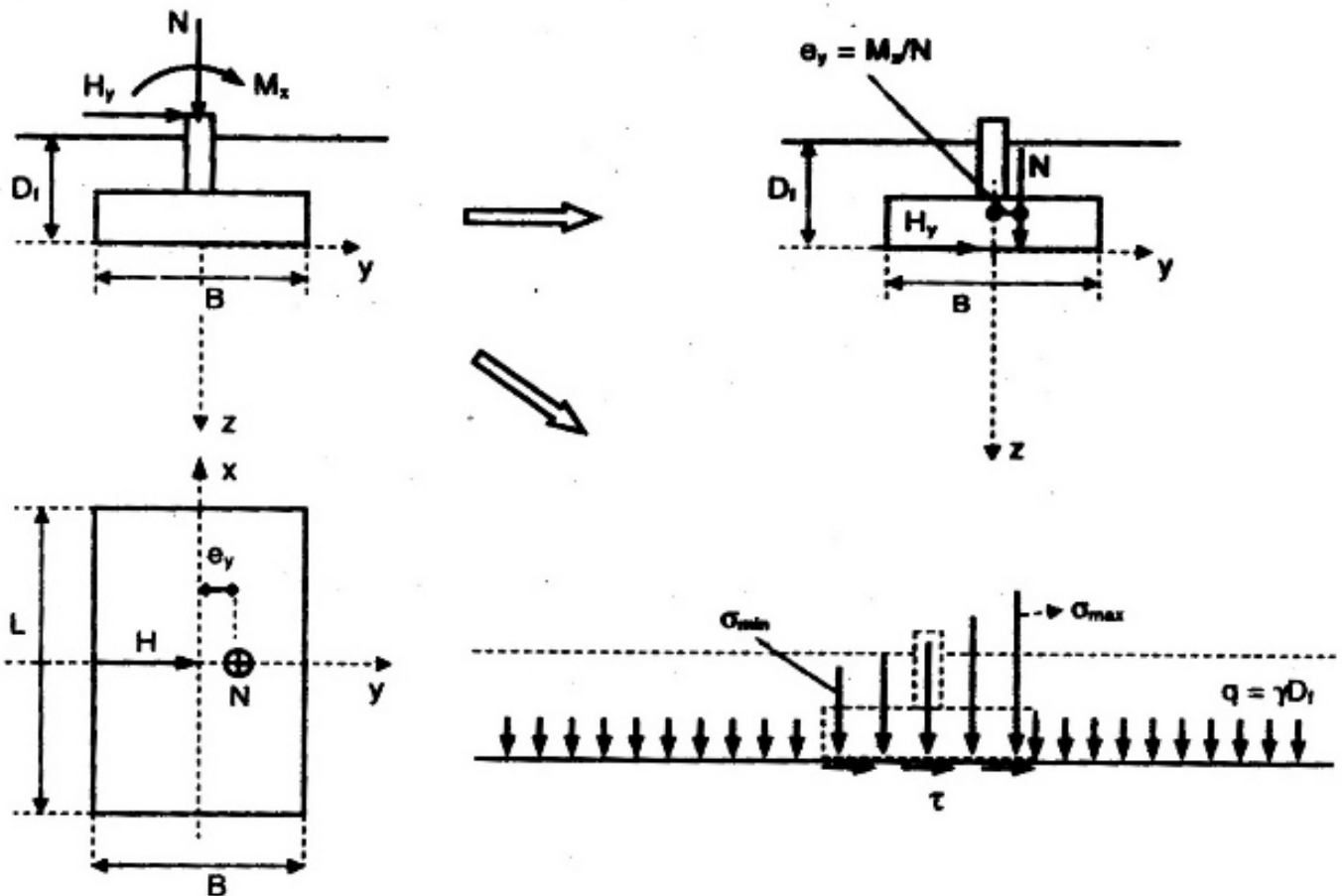
Hoặc được xác định theo phương pháp lớp biến dạng tuyến tính

$$i_x = \frac{1-\mu^2}{E} k_x \frac{N e_x}{(b_x/2)^3}$$

và

$$i_y = \frac{1-\mu^2}{E} k_y \frac{N e_y}{(b_y/2)^3}$$

Các điều kiện cần cho kết cấu móng gần tương tự như trường hợp tải đúng tâm nhưng tính toán với phản lực đáy móng phân bố không đều dạng tuyến tính được giới thiệu trong ví dụ 2.2 bên dưới.

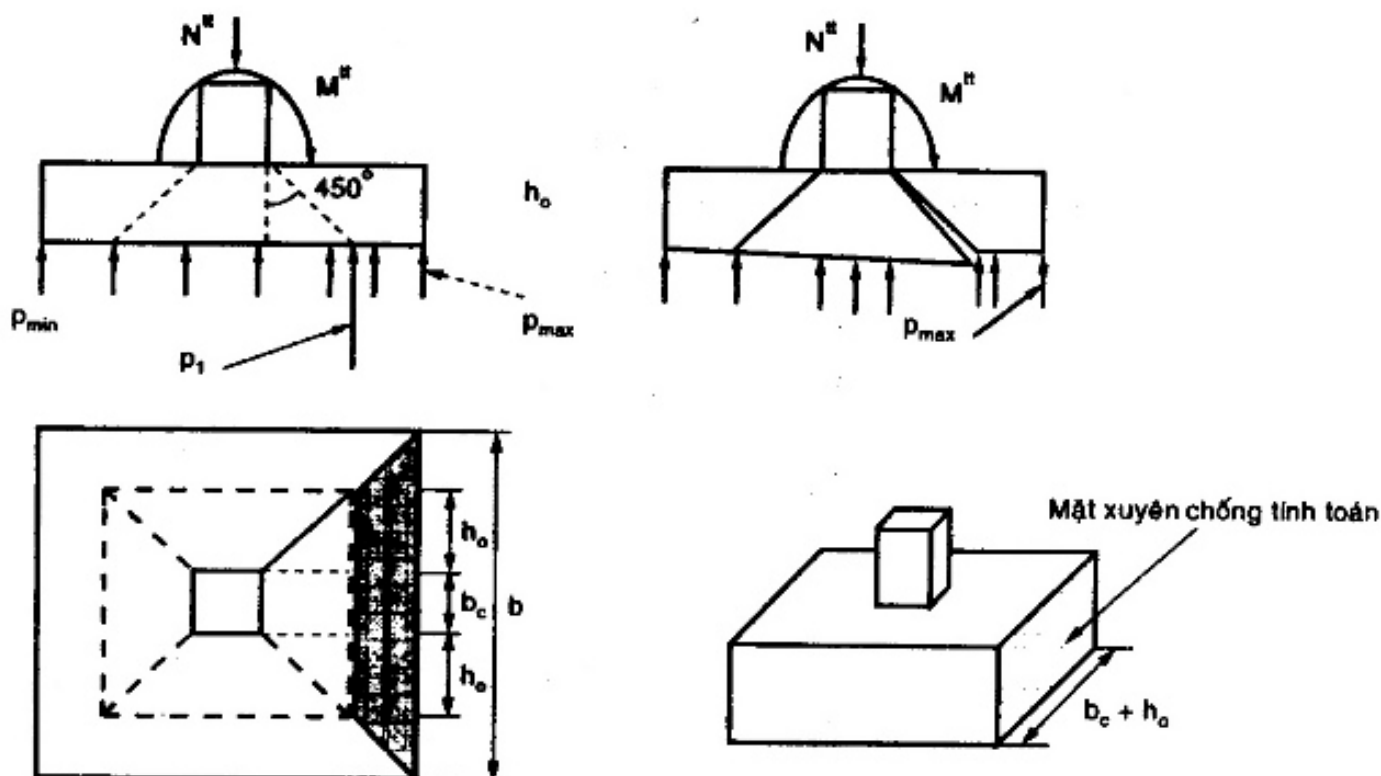


Hình 2.19: Sơ đồ tải lệch tâm tác động lên móng đơn

Bước 3: Tính bề dày móng h , tải lệch tâm một phương

Với chiều dày làm việc $h_o = h - a_b$, trong đó a_b là lớp bê tông bảo vệ thép đáy móng. R_k sức chống cắt của bê tông móng.

Tháp xuyên tính toán được chọn gần đúng bằng diện tích xung quanh của khối lập phương cạnh $b_c + h_o$ và dày h_o .



Hình 2.20: Mặt xuyên thủng nguy hiểm của móng chịu tải lệch tâm

Cùng nguyên tắc tính toán như trường hợp móng chịu tải đúng tâm, nhưng do phản lực đáy móng phân bố không đều, khả năng móng bị bẻ gãy ở khu vực phản lực đáy móng cực đại nhiều hơn, nên cần tính toán với một mặt bị xuyên bất lợi nhất thay vì tính cho cả tháp xuyên thủng.

$$P_{xt} = [0,5(b + b_c + 2h_o) \times 0,5(b - [b_c + 2h_o])] \times 0,5 \times [p_{max} + p_l] \quad (2.15)$$

Lực chống xuyên cũng chỉ xét ứng với một mặt của tháp xuyên quy ước.

$$P_{cx} = 3/4 [R_k \cdot S_{\text{một mặt bên của tháp xuyên}}] \leq 0,75 \cdot R_k [(b_c + h_o)h_o] \quad (2.16)$$

Ví dụ 2.2. Chân cột có kích thước 300mm×300mm, tiếp nhận một tải thẳng đứng $N^t = 600$ kN có độ lệch tâm $e_x = 0,1$ m, $e_y = 0,15$ m, đất nền và vật liệu làm móng có cùng các dữ kiện với ví dụ 2.1.

Giải

Bước 1: Kiểm tra nền còn làm việc như vật liệu “biến dạng đàn hồi”

Chọn kích thước móng như trong ví dụ 2.1 nên sức chịu tải tiêu chuẩn

$$R^t = 289 \text{ kN/m}^2$$

Áp lực lớn nhất và bé nhất ở biên đáy móng

$$p_{\max/\min} = \frac{N^t}{F} \left(1 \pm \frac{6e_x}{B_x} \pm \frac{6e_y}{B_y}\right) + \gamma_{tb} D_f = \frac{600}{2 \times 2} \left(1 \pm \frac{6 \times 0,1}{2} \pm \frac{6 \times 0,15}{2}\right) + 2,2 \times 10 \times 1,5$$

$$p_{\max} = 295,5 \text{ kPa} < 1,2 R^t = 1,2 \times 289 \text{ kN/m}^2 = 346,8 \text{ kN/m}^2$$

$$p_{\min} = 70,5 \text{ kPa} > 0$$

Các điều kiện trên thỏa nên có thể xem nền còn hoạt động như vật thể “dàn hồi” có thể sử dụng các kết quả của bài toán Boussinesq để xác định trường ứng suất trong nền bên dưới đáy móng.

Bước 2: Kiểm tra độ biến dạng của nền

Độ lún tại tâm đáy móng, như trong ví dụ 2.1

$$S_o = 7,07\text{cm} < S_{gh} = 8\text{cm}$$

chúng ta dễ dàng nhận thấy độ lệch tâm của tải thẳng đứng chỉ làm xoay móng.

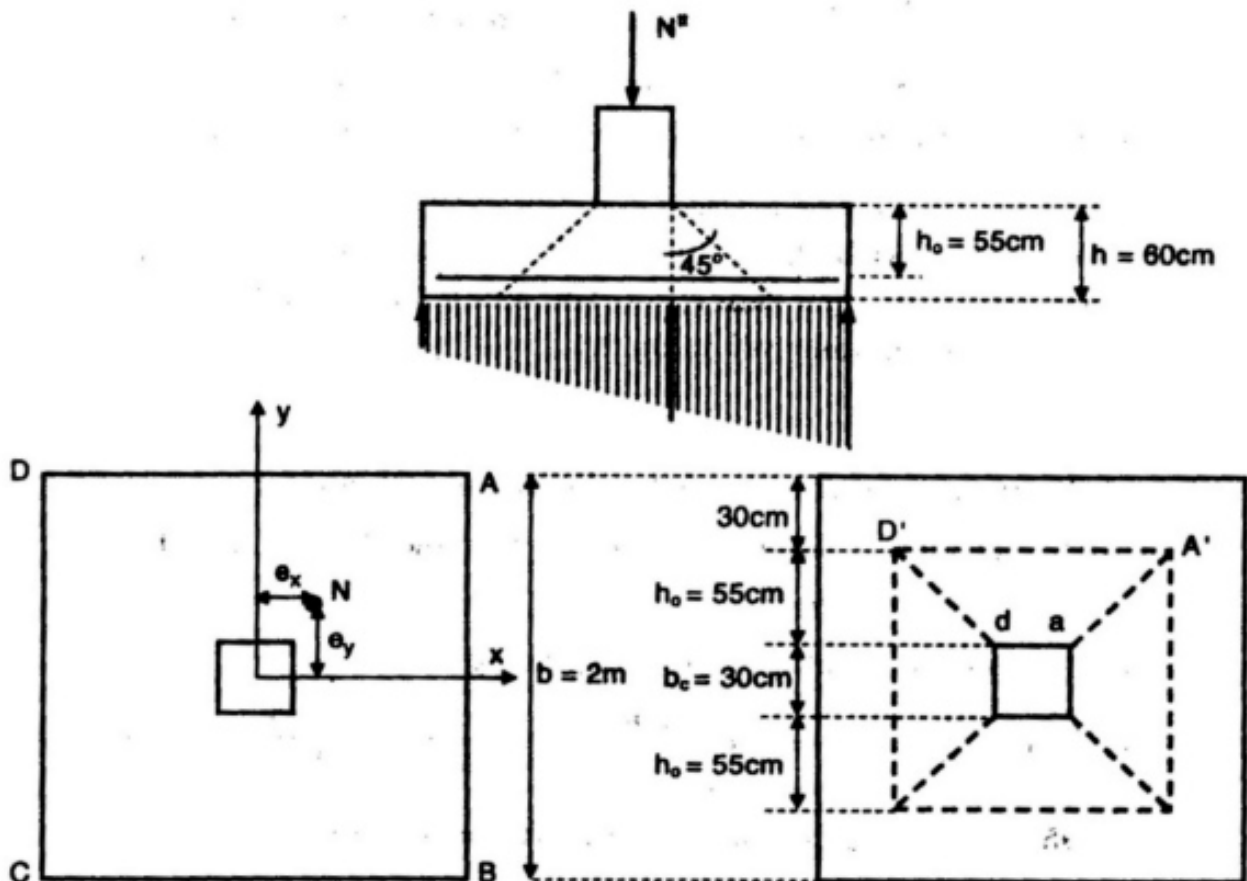
Và độ xoay của móng i theo hai phương được tính theo các công thức sau

$$i_x = \frac{1-\mu^2}{E} k_x \frac{N e_x}{\left(\frac{b_x}{2}\right)^3} = \frac{1-0,3^2}{24000} 0,48 \frac{600 \times 0,1}{(1)^3} = 0,0011 \text{ rd} < I_{gh} = 0,2\%$$

$$i_y = \frac{1-\mu^2}{E} k_y \frac{N e_y}{\left(\frac{b_y}{2}\right)^3} = \frac{1-0,3^2}{24000} 0,48 \frac{600 \times 0,15}{(1)^3} = 0,0016 \text{ rd} < I_{gh} = 0,2\%$$

Thỏa yêu cầu về giới hạn biến dạng. Như vậy móng có kích thước là $2\text{m} \times 2\text{m}$, chiều sâu đặt móng là $1,5\text{m}$.

Bước 3: Tính bề dày móng h



Chọn thử bề dày móng là $h = 50 \text{ cm}$ và $h_o = 50 - 5 = 45\text{cm}$

Có thể xác định ứng suất tại một điểm M bất kỳ dưới đáy móng theo công thức sau

$$p^t = n \left(\frac{N^{tc}}{F} + \frac{M_y^{tc}}{W_y} + \frac{M_x^{tc}}{W_x} + \gamma_{tb} D_f \right) = n \left(\frac{N^{tc}}{F} + \frac{(N^{tc} e_x) x_M}{\frac{b_x b_y^3}{12}} + \frac{(N^{tc} e_y) y_M}{\frac{b_y b_x^3}{12}} + \gamma_{tb} D_f \right) \quad (2.17)$$

hoặc xác định ứng suất cực đại cực tiểu ở các điểm góc móng theo công thức quen thuộc như sau

$$p^{tt}_{\max; \min} = n \left(\frac{N^{tc}}{F} \pm \frac{6(N^{tc} e_b)}{lb^2} \pm \frac{6(N^{tc} e_l)}{bl^2} + \gamma_{tb} D_f \right)$$

với hệ số vượt tải $n = 1,15 \Rightarrow p_{\max(A)} = 340 \text{ kPa}$, $p_{(D)} = 236 \text{ kPa}$, $p_{(B)} = 185 \text{ kPa}$

$$p_{\min(C)} = 81 \text{ kPa}, p_{(D')} = 209 \text{ kPa}, p_{(A')} = 313 \text{ kPa}$$

Mặt tháp xuyên nguy hiểm nhất là adAD, điều kiện cân bằng chống xuyên thủng là

$$P_{cx(ad)} > p_{xt(AD)}$$

$$0,75 R_k (b_c + h_o) h_o > p^*_{tb} b_x [b_y - (b_c + 2h_o)]$$

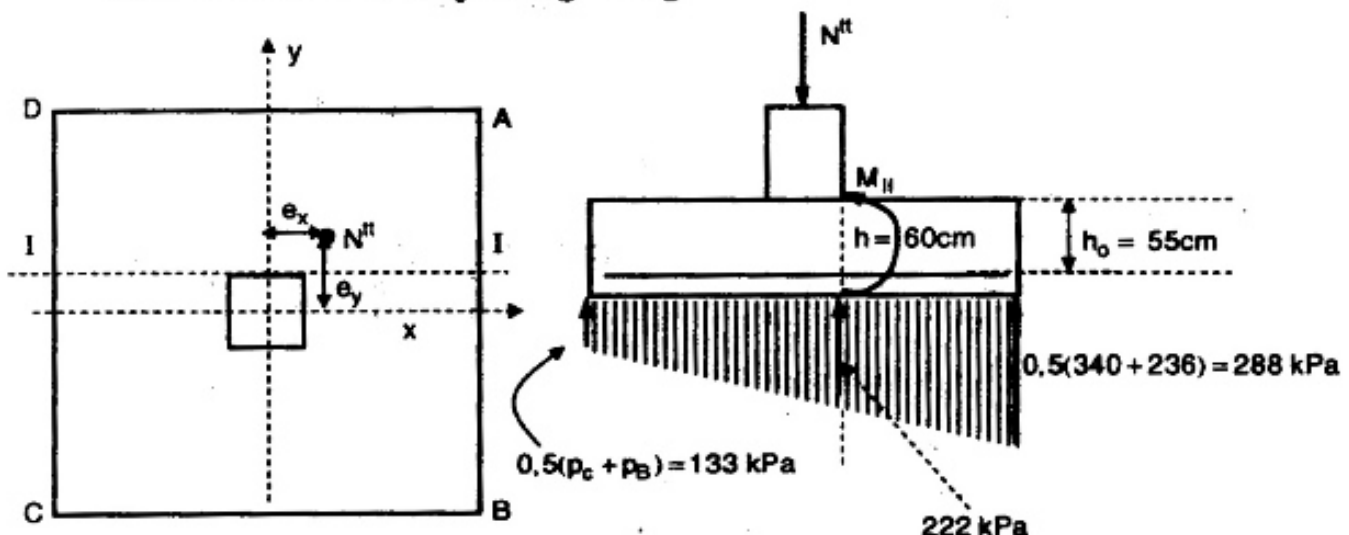
với móng dầy 55cm, lớp bảo vệ 5cm, $h_o = 55 \text{ cm}$, bê tông mác 300, ta có

$$p^*_{tb} = 1/4(p_A + p_{A'} + p_{D'} + p_D) = 275,5 \text{ kPa}$$

$$0,75 \times 1000 \times (0,3 + 0,55) 0,55 > 275,5 \times 2 [2 - (0,3 + 2 \times 0,55)]$$

$$405 \text{ kPa} > 330,6 \text{ kPa} \text{ thỏa điều kiện chống xuyên}$$

Bước 4: Tính cốt thép trong móng



$$p_{\max(A)} = 340 \text{ kPa}, p_{(D)} = 236 \text{ kPa}, p_{(B)} = 185 \text{ kPa}$$

$$p_{\min(C)} = 81 \text{ kPa}, p_{(D')} = 209 \text{ kPa}, p_{(A')} = 313 \text{ kPa}$$

Xem mặt II là mặt cạnh cột song song với AD như là mặt ngầm,

moment tác động lên mặt này là

$$\begin{aligned}
 M_{II} &= p_{mn} \times b_x \times (b_y - b_d) / 2 \times (b_y - b_d) / 4 + p_{max(tb)} \times b_y \times (b_y - b_d) / 2 \times (b_y - b_d) \times 2 / 3 \\
 &= 222 \times 2 \times (2 - 0,3) / 2 \times (2 - 0,3) / 4 + (288 - 222) \times 2 \times (2 - 0,3) / 2 \times (2 - 0,3) \times 2 / 3 \\
 &= 222 \times 2 \times (2 - 0,3) / 2 \times (2 - 0,3) / 4 + [(288 - 222) \times 2 \times (2 - 0,3) / 2] / 2 \times (2 - 0,3) \times 2 / 6 \\
 &= 160,4 + 31,79 = 192,2 \text{ kPa}
 \end{aligned}$$

$$F_a = \frac{M_{I-I}}{R_a \gamma h_o} = \frac{M_{I-I}}{0,9 R_a h_o} = \frac{0,1922 \text{ MN.m}}{0,9 \times 210 \text{ MPa} \times 0,55 \text{ m}} \times 10^4 \text{ cm}^2 = 18,5 \text{ cm}^2$$

Chọn 10 $\Phi 16 \Rightarrow \Phi 16 \text{ a} 190$

Tương tự ta tính cốt thép cho phương II-II .

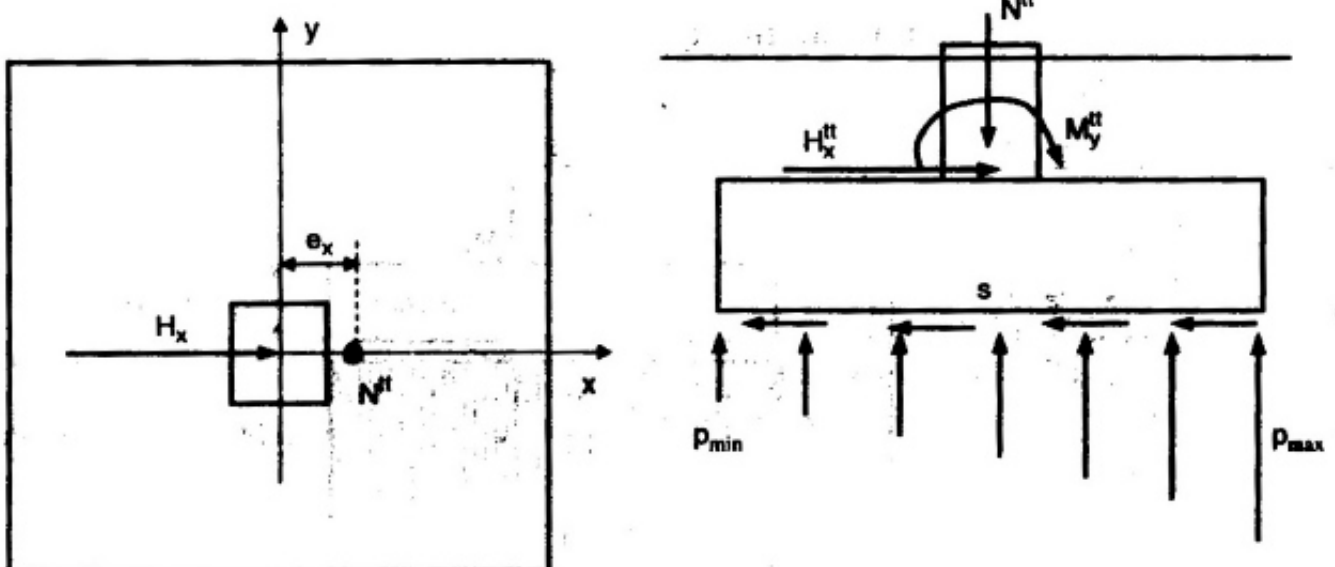
2.4 MÓNG ĐƠN CHỊU ĐỒNG THỜI TẢI ĐỨNG, MOMENT VÀ TẢI NGANG

Khi moment và lực ngang tác động lên móng tương đối nhỏ so với lực đứng, móng có khuynh hướng trượt phẳng, hệ cân bằng của lực của móng như sau

N'' và M_y'' cân bằng với tổng phản lực đất nền p , được tính toán như móng chịu tải lệch tâm và kiểm tra an toàn chống trượt của móng theo điều kiện sau

H_x'' cân bằng với tổng lực chống cắt đáy móng $s \times F$

$$H_x'' \leq s \times F = (p'' \times tg\varphi + c) \times F = N'' \times tg\varphi + c \times F \quad (2.18)$$



Hình 2.21: Sơ đồ phân lực nền khi móng chịu tải đứng; ngang và moment

Do đó, ngoài các bước tính toán như bài toán móng đơn chịu tải thẳng đứng lệch tâm nhỏ cần kiểm tra thêm điều kiện ổn định chống trượt ngang.

2.5 MÓNG ĐƠN CHỊU TẢI THẲNG ĐỨNG LỆCH TÂM LỚN (MÓNG CHÂN VỊT)

Từ điều kiện $p_{\min}^{tc} \geq 0$ do đất nền không có khả năng chịu kéo.

Và công thức xác định áp lực bé nhất ở đáy móng không xét áp lực đất đắp trên móng (ảnh hưởng độ sâu chôn móng).

- Khi lệch tâm một phương theo cạnh dài l

$$p_{\min}^{tt} = n \left(\frac{N^{tc}}{F} - \frac{6(N^{tc}e_l)}{bl^2} \right) = \frac{nN^{tc}}{F} \left(1 - \frac{6e_l}{l} \right)$$

áp lực đáy móng bé nhất có giá trị âm khi độ lệch tâm $e_l \geq (l/6)$

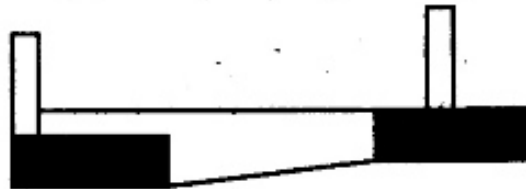
- Khi lệch tâm hai phương

$$p_{\min}^{tt} = n \left(\frac{N^{tc}}{F} - \frac{6(N^{tc}e_b)}{lb^2} - \frac{6(N^{tc}e_l)}{bl^2} \right) = \frac{nN^{tc}}{F} \left(1 - \frac{6e_b}{b} - \frac{6e_l}{l} \right)$$

áp lực đáy móng bé nhất có giá trị âm khi chỉ cần hoặc độ lệch tâm theo phương cạnh dài $e_l \geq (l/6)$ hoặc độ lệch tâm theo phương cạnh ngắn $e_b \geq (b/6)$ và các cặp giá trị $(e_b; e_l)$ tương ứng điều kiện ràng buộc trên. Trường hợp này thường được định nghĩa là móng lệch tâm lớn.

Có hai cách tính toán loại móng này:

- Hoặc phối hợp với các móng lân cận bằng các dầm móng để khử độ lệch tâm lớn.



Hình 2.22: Móng phối hợp

Khi có tải Q lệch tâm tác động, áp lực đáy móng phân bố tuyến tính theo dạng sau

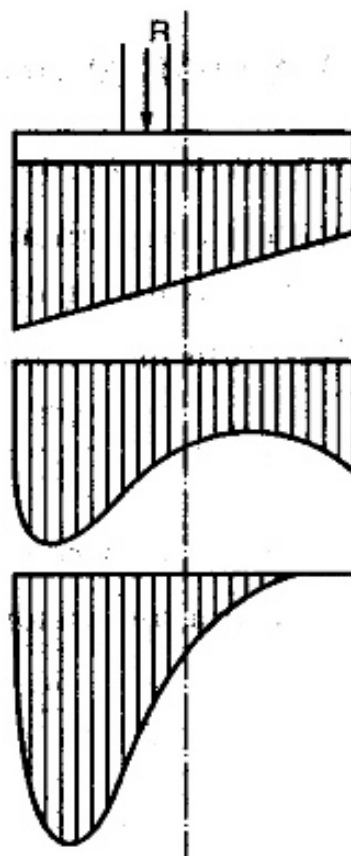
$$q = \frac{Q}{F} \pm \frac{M}{W}$$

Nếu móng dạng chữ nhật cạnh B, L độ lệch tâm $e = M/Q$ thì

$$q = \frac{Q}{BL} \left(1 \pm \frac{6e}{B} \right) \quad (2.19)$$

Vì đất không chịu kéo nên áp lực đất đáy móng thường được giữ cho > 0 . Và thực tế khi tải đặt lệch tâm phân lực nền không tuyến tính mà thay đổi dần sang dạng yên ngựa, rồi chuyển dần sang dạng parabol không đối xứng, áp lực đáy móng giảm dần về không ở biên áp lực bé.

Với những nhà xây chen, độ lệch tâm rất lớn (móng chân vịt). Trong trường hợp này, áp lực đáy móng phải tính toán có kể đến sự làm việc đồng thời giữa móng cột và kết cấu bên trên cũng như độ lún của móng. Thực vậy, theo H.2.23, nếu xem xét cột AB cao h đặt trên một móng ký hiệu CD, cạnh lần lượt là a và b như hình vẽ. Đầu A của cột nối vào dầm ở A, chỉ có chuyển vị đứng do độ lún của móng. Điều này chỉ thỏa mãn được khi tại A là tựa đơn theo phương ngang.



Sơ đồ phản lực nền lên móng chân vịt

Cột tiếp nhận tải Q_N và truyền xuống móng. Giả sử phản lực nền có dạng tuyến tính, tổng phản lực nền đặt cách trục cột e . Phản lực H theo phương ngang phát sinh tại đầu cột A được cân bằng với lực ma sát giữa đất nền và đáy móng, theo điều kiện cân bằng theo phương ngang.

Phương trình cân bằng xoay quanh B có dạng

$$Hh = Qe$$

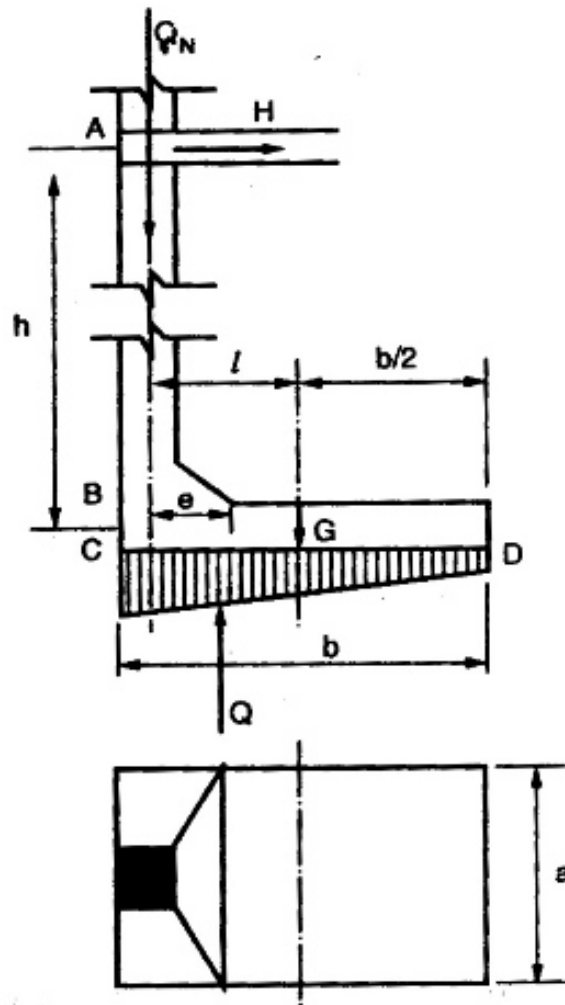
Phương trình cân bằng xoay này có hai ẩn số, H và e .

Để giải bài toán cần có phương trình phụ theo biến dạng, vì cột ngàm cứng vào móng nên góc xoay của cột bằng với góc xoay của móng. Để xác định được góc xoay của móng, giả thuyết nền tuân theo lý thuyết đàn hồi tuyến tính Winkler. Độ lún tại hai biên móng C và D lần lượt là

$$w_C = \frac{q_C}{k} \text{ và } w_D = \frac{q_D}{k}$$

trong đó k - hệ số nền.

$$\text{Góc xoay của móng là } \theta_s = \frac{w_C - w_D}{b} = \frac{q_C - q_D}{kb}$$



Hình 2.23: Sơ đồ móng chân vịt

Nhưng móng có dạng chữ nhật kích thước $a \times b$ có tải thẳng đứng tác động lệch tâm e nên

$$q_C = \frac{Q}{a \times b} \left(1 + \frac{6(l-e)}{b} \right)$$

$$q_D = \frac{Q}{a \times b} \left(1 - \frac{6(l-e)}{b} \right)$$

Như thế $q_C - q_D = \frac{12Q(l-e)}{ab^2}$

và $\theta_s = \frac{12Q(l-e)}{kab^3}$

Mặt khác góc xoay chân cột do moment tại B: $M_B = Qe = Hh$ có dạng

$$\theta_B = \frac{M_B h}{3EI} = \frac{Qeh}{3EI}$$

trong đó E - module đàn hồi bê tông và I moment quán tính cột

Vì $\theta_s = \theta_B$. Nên

$$\frac{12Q(l-e)}{kab^3} = \frac{Qeh}{3EI}$$

Từ đó suy ra
$$e = \frac{l}{1 + \frac{kab^3h}{36EI}} \quad (2.20)$$

Từ e tính được suy ra q_C và q_D bởi các biểu thức trên.

Cũng như lực $H = \frac{Q_e}{h} Qe/h$

Nếu một trong các lực trên bị âm, phải tính thêm và hệ cân bằng trọng lượng móng và đất trên móng để khử các lực âm đó.

Thực tế, cột ngầm ở A thay vì tựa đơn. Có thể thực hiện các phép tính trên với chiều cao tương đương của cột lấy bằng 3/4 chiều cao thực của cột. Trong mọi trường hợp, cột phải được tính toán để chịu được moment uốn do lực H .

Thông thường, áp dụng lý thuyết này sẽ cho áp lực nén lên đất nhỏ hơn khi không xét sự làm việc đồng thời của cột. Nhưng để có thể áp dụng được lý thuyết này lưu ý các liên kết đầu cột phải đủ sức tiếp nhận lực H .

2.6 MÓNG BĂNG DƯỚI TƯỜNG CHỊU TẢI THẲNG ĐỨNG - PHẢN LỰC NỀN PHÂN BỐ TUYẾN TÍNH

Tính toán móng băng dưới tường chịu lực thẳng đứng trong nhà dân dụng, nhà công nghiệp, dễ dàng nhận thấy rằng do độ cứng của tường lớn (dọc trục tường) nên móng không bị uốn dọc theo tường hoặc độ uốn này nhỏ có thể bỏ qua, trừ trường hợp nền đất không đồng đều có thể phát sinh lún lệch lớn gây nội lực đáng kể trong bản thân tường.

Với tường chỉ chịu tải đứng dọc trục đứng tâm, công việc tính toán nền tường, theo trạng thái giới hạn II, được tiến hành với một mét dài tường gồm:

• Kiểm tra áp lực đáy móng sau đó tiến hành tính lún và so sánh với độ lún giới hạn, nếu tính toán theo trạng thái giới hạn về biến dạng.

$$p^{tc} \leq R^{tc} = m(AB\gamma + BD_f\gamma^* + Dc^{tc}) \text{ theo QPXD 45-70}$$

hoặc
$$p^{tc} \leq R_{II} = \frac{m_1 m_2}{k_{tc}} (AB\gamma_{II} + BD_f\gamma_{II}^* + Dc_{II}) \text{ theo QPXD 45-78}$$

và
$$S_o \leq S_{gh}$$

• Kiểm tra áp lực đáy móng so với sức chịu tải cho phép của đất nền, sức chịu tải cho phép này được chọn là giá trị nhỏ giữa hai giá trị tính theo sức chịu tải tới hạn của đất nền với hệ số an toàn $FS = 3$ và sức chịu tải theo độ lún quy định theo lý thuyết bán không gian đàn hồi tuyến tính.

$$q_a = \frac{P_{ult}}{FS}, \quad \text{với } p_{ult} = q_{ult} = \frac{\gamma b}{2} N_\gamma + c N_c + q N_q$$

và
$$p_a = \frac{S_a E}{b \alpha_{\max} (1 - \nu^2)}$$
 được suy từ công thức $S = \frac{p b \alpha_{\max} (1 - \nu^2)}{E}$

Với tường chỉ chịu tải đứng lệch tâm và có tải ngang, công việc tính toán nền tường theo trạng thái ứng suất cho phép hoặc trạng thái giới hạn thứ nhất được tiến hành với một mét dài tường gồm các bước:

- Tính ổn định tổng thể theo mặt trượt cho trước theo phương pháp phân mảnh.

- Tính ổn định chống trượt và chống lật của tường

$$FS = \frac{W \tan \varphi + c b}{H}$$

trong đó: FS - hệ số an toàn chống trượt; W - trọng lượng tường

B - bề rộng tường; H - lực ngang tính toán tác động lên tường.

Dưới đây là một ví dụ tính tường chịu lực trong nhà nền tính theo trạng thái giới hạn về biến dạng.

Ví dụ 2.3. Thiết kế móng băng dưới tường dày 300mm, tiếp nhận một tải đứng tâm $N^{tc} = 300 \text{ kN/m}$ dài. Các đặc trưng của đất nền và bê tông móng giống như ví dụ 2.1.

Giải

Bước 1. Kiểm tra nền còn làm việc như vật liệu “biến dạng đàn hồi” với điều kiện $R^{tc} \geq p^{tc}$

Chọn độ sâu đặt móng là 1,5m. Thử móng băng cạnh $b = 2\text{m}$.

Áp lực gần đúng tại đáy móng

$$p^{tc} = \frac{N^{tc}}{F} + \gamma_{tb} D_f = \frac{300}{2 \times 1} + 2,2 \times 10 \times 1,5 = 183 \text{ kPa}$$

Sức chịu tải tiêu chuẩn hoặc sức chịu tải tính toán theo giới hạn II

$$p^{tc} \leq R^{tc} = m(AB\gamma + BD_f \gamma^* + Dc^{tc}) = R_{II} = \frac{m_1 m_2}{k_{tc}} (AB\gamma_{II} + BD_f \gamma_{II}^* + Dc_{II})$$

$m_1 = 1,3$; $m_2 = 1,1$ (giả sử là nhà tương đối mảnh $L/H > 4$)

$k_{tc} = 1$ vì sử dụng trực tiếp các kết quả thí nghiệm đất trong phòng.

Do tập hợp các giá trị ứng suất cắt rất ít phân tán nên

$$\varphi^{tc} = \varphi_{II} = 30^\circ \Rightarrow A = 1,15; B = 5,59; D = 7,95$$

$$R_{II} = \frac{1,3 \times 1,1}{1} (1,15 \times 2 \times 18 + 5,59 \times 1,5 \times 18) = 289 \text{ kPa} > 183 \text{ kPa}$$

Thỏa, có thể xem nền hoạt động như vật thể “đàn hồi”, có thể sử dụng các kết quả của bài toán Boussinesq để xác định trường ứng suất trong nền

dưới móng.

Ta nhận thấy sức chịu tải của móng vuông cạnh b và móng băng rộng b có cùng giá trị. Vì công thức sức chịu tải được thiết lập cho diện chịu tải hình băng và sử dụng tính toán cho móng hình vuông hoặc hình chữ nhật.

Bước 2. Kiểm tra độ biến dạng của nền thông qua độ lún tại tâm móng

$$S_o < S_{gh} = 8 \text{ cm}$$

Áp lực gây lún tại tâm đáy móng $p_{gl} = p^{tc} - \gamma h = 183 - 18 \times 1,5 = 156 \text{ kPa}$

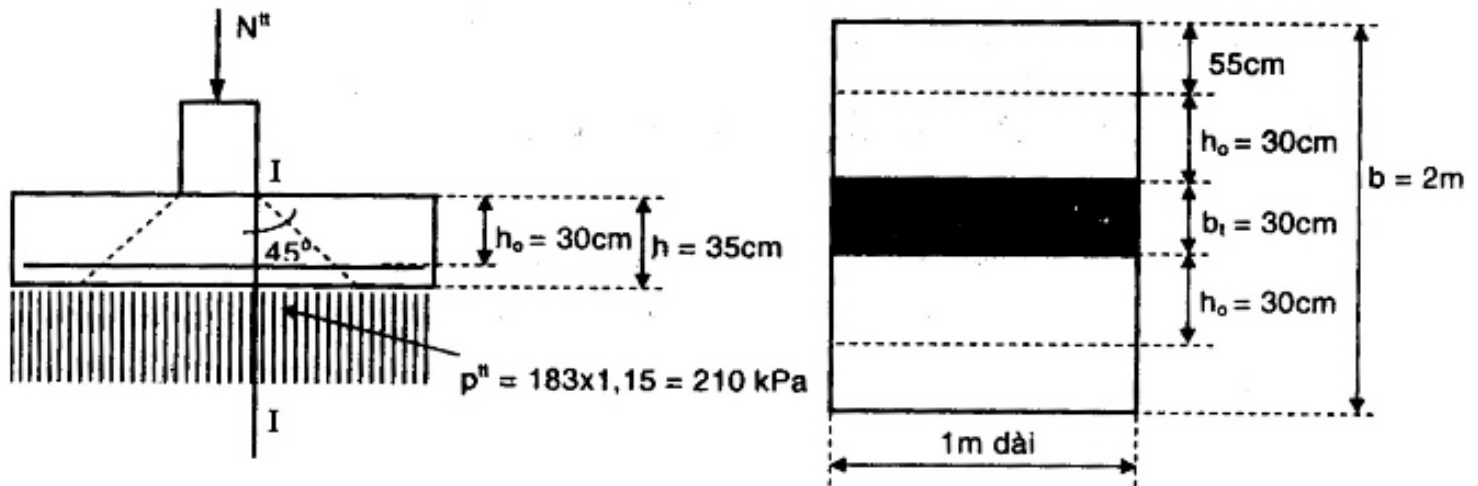
Chia nền thành các lớp dày 0,8m và lập bảng tính như sau

Lớp	Điểm	z (m)	z/b	k_0	σ_z (kPa)	σ_m (kPa)	p_{11}	p_{21}	θ_{11}	θ_{21}	s_1 (cm)
1	0	0	0	1	156	27					
	1	0,8	0,4	0,881	137	41,4	34,2	180,7	0,862	0,803	2,5
2	2	1,6	0,8	0,642	100	55,8	48,6	167,1	0,857	0,808	2,1
	3	2,4	1,2	0,477	74	70,2	63	150	0,850	0,813	1,6
4	4	3,2	1,6	0,374	58	84,6	77,4	143,4	0,840	0,812	1,2
	5	4	2	0,306	48	99	91,8	144,8	0,835	0,812	1
6	6	4,8	2,4	0,258	40	113,4	106,2	150,2	0,828	0,813	0,66
	7	5,6	2,8	0,223	35	127,8	120,6	158,1	0,822	0,808	0,6
8	8	6,4	3,2	0,196	31	142,2	135	168	0,817	0,806	0,48
	9	7,2	3,6	0,174	27	156,6	149,4	178,4	0,813	0,804	0,4
10	10	8	4	0,157	24	171	163,8	189,3	0,807	0,802	0,2
	S = 10,74cm										

Ghi chú: Chiều dày nền lún dưới móng băng $H_n = 8\text{m}$ lớn hơn chiều dày nền lún dưới móng vuông chỉ là 4.5 m như trong ví dụ 2.1

Bước 3. Tính bề dày móng h

Chọn thử bề dày móng là $h = 35\text{cm}$ và lớp bảo vệ 5cm , nên $h_o = 30\text{cm}$



Áp lực tính toán ở đáy móng $p^{tt} = n p^{tc} = 1,15 \times 183 = 210 \text{ kPa}$

Tính toán xuyên thủng một bên tường

Lực gây xuyên thủng $P_{xt} = p^{tt} \cdot S_{\text{ngoài tháp xuyên}}$

$$P_{xt} = 210 \text{ kPa} \times (1\text{m} \times 0,55\text{m}) = 115,5 \text{ kN}$$

Lực chống xuyên $P_{cx} = 3/4 [R_k \cdot S_{\text{một mặt của tháp xuyên}}]$

$$\#0,75 \cdot R_k [1\text{m} \times h_o] = 0,75 \times 1 \text{ MPa} \times 0,3\text{m} = 0,225 \text{ MN} = 225 \text{ kN} > P_{xt} = 115,5 \text{ kN}$$

Thỏa yêu cầu chống xuyên thủng

Bước 4. Tính cốt thép trong móng

Xem mặt I-I, ở chân tường, như là mặt ngàm, moment tác động lên mặt này là

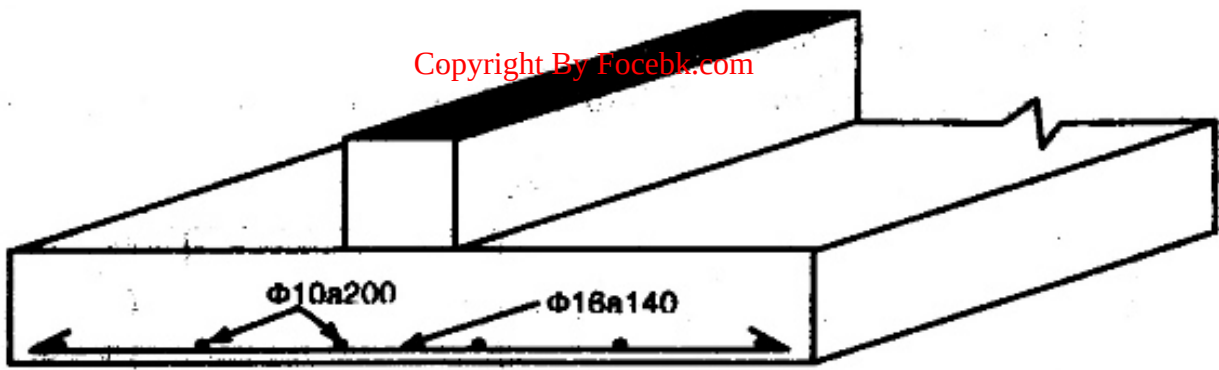
$$\begin{aligned} M_{II} &= p^{tt} [(b - b_d)/2] (1\text{m}) (b - b_d)/4 = 0,125 p^{tt} (b - b_d)^2 \\ &= 0,125 \times 210 (\text{kPa}) (1,7\text{m})^2 = 76 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

Diện tích cốt thép cần thiết

$$F_a = \frac{M_{I-I}}{R_a \gamma h_o} = \frac{M_{I-I}}{0,9 R_a h_o} = \frac{0,076 \text{ MN.m}}{0,9 \times 210 \text{ MPa} \times 0,3\text{m}} \times 10^4 \text{ cm}^2 = 13,4 \text{ cm}^2$$

Chọn 7 Φ 16 cũng là Φ 16 a140

Phương II-II chỉ cần thép cấu tạo.



Hình 2.24: Thép trong móng băng dưới tường

Trong trường hợp tính móng tường tuyệt đối cứng. Điều kiện để cho trong bản thân móng không có ứng suất căng là tháp xuyên thủng phải phủ trùm đáy móng.

$$b_c + 2h_o \operatorname{tg} \alpha > b \quad (2.21)$$

với b_c - bề dày chân cột hoặc chân tường; α - góc cứng vật liệu làm móng

b - bề rộng chân cột; h_o - chiều dày làm việc của móng.

Như vậy trong ví dụ trên nếu móng được xây bằng đá chiều dày móng phải là

Đá xây có góc cứng $\alpha = 42^\circ$

Nên $0,3 + 2h_o \operatorname{tg} 42^\circ > 2\text{m}$

$$h_o = \frac{2 - 0,3}{2 \operatorname{tg} 42^\circ} = 0,95\text{m}$$

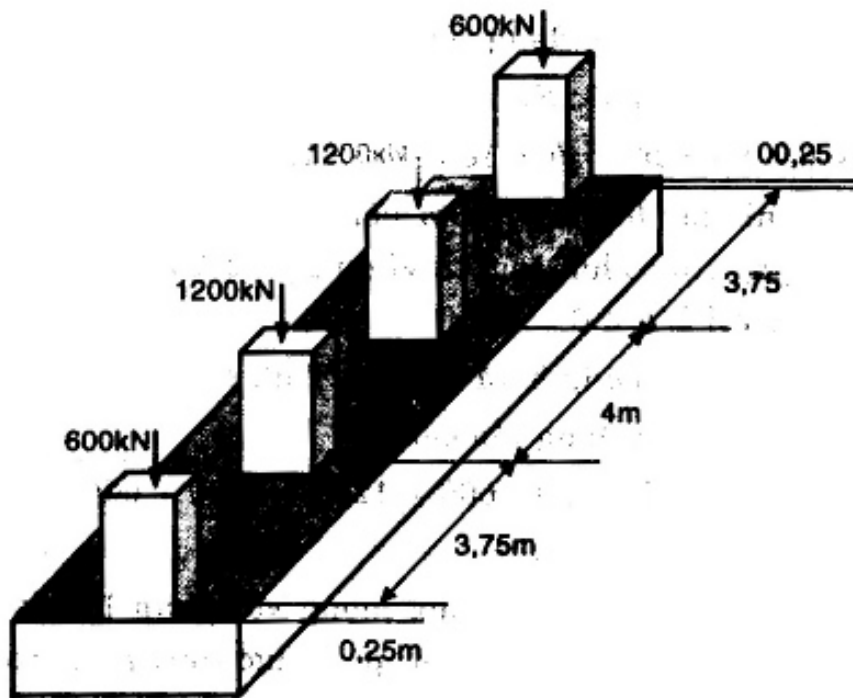
Trong móng nông đơn điều kiện để tạo móng cứng cũng được tính tương tự.

2.7 MÓNG BĂNG DƯỚI CỘT

Móng băng dưới cột phần nền tính toán giống như móng băng dưới tường. Nhưng phần móng do độ cứng của móng hữu hạn nên cần tính toán moment và lực cắt xảy ra trong móng với các lực chân cột tác động. Trong điều kiện tuân theo giả thuyết phản lực nền phân bố tuyến tính, nên có thể giải moment và lực cắt trong dầm như trường hợp dầm trong cơ học kết cấu nhưng lật ngược do phản lực đất nền có chiều từ dưới đi lên ngược chiều với trọng lượng. Chúng tôi giới thiệu phần tính toán này qua ví dụ 2.4.

Ví dụ 2.4. Thiết kế móng băng dưới bốn cột như H.2.5, tiếp nhận các tải đúng tâm cột 1 và cột 4: $N^{tc} = 600 \text{ kN}$, cột 2 và cột 3: $N^{tc} = 1200 \text{ kN}$. Kích thước chân cột là $500\text{mm} \times 500\text{mm}$.

Các đặc trưng của đất nền và bề tông móng giống như ví dụ 2.1.



Hình 2.25: Móng băng dưới các cột

Giải

Bước 1. Kiểm tra nền còn làm việc như vật liệu “biến dạng đàn hồi” với điều kiện $R^{tc} \geq p^{tc}$

Chọn độ sâu đặt móng là 1,5m. Thửa móng băng cạnh $b = 2\text{m}$, dài $l = 12\text{m}$.

Do đối xứng nên tổng hợp lực $\Sigma N^{tc} = 3600\text{kN}$ tác động tại tâm móng

Áp lực gần đúng tại đáy móng

$$p^{tc} = \frac{N^{tc}}{F} + \gamma_{tb} D_f = \frac{3600}{2 \times 12} + 2,2 \times 10 \times 1,5 = 183 \text{ kPa}$$

Sức chịu tải tiêu chuẩn hoặc sức chịu tải tính toán theo giới hạn II

$$p^{tc} \leq R^{tc} = m(AB\gamma + BD_f\gamma^* + Dc^{tc}) = R_{II} = \frac{m_1 m_2}{k_{tc}} (AB\gamma_{II} + BD_f\gamma_{II}^* + Dc_{II})$$

$m_1 = 1,3$; $m_2 = 1,1$ (giả sử là nhà tương đối mảnh $L/H > 4$)

$k_{tc} = 1$ vì sử dụng trực tiếp các kết quả thí nghiệm đất trong phòng.

Do tập hợp các giá trị chỉ tiêu chống cát rất ít phân tán nên

$$\phi^c = \phi_{II} = 30^\circ \Rightarrow A = 1,15; B = 5,59; D = 7,95$$

$$R_{II} = \frac{1,3 \times 1,1}{1} (1,15 \times 2 \times 18 + 5,59 \times 1,5 \times 18) = 289 \text{ kPa} > 183 \text{ kPa} \text{ thỏa, có}$$

thể xem nền hoạt động như vật thể “đàn hồi”, có thể sử dụng các kết quả của bài toán Boussinesq để xác định trường ứng suất trong nền dưới móng.

Bước 2. Kiểm tra độ biến dạng của nền thông qua độ lún tại tâm móng

$$S_o < S_{gh} = 8 \text{ cm}$$

Áp lực gây lún $p_{gl} = p^k - \gamma h = 183 - 18 \times 1,5 = 156 \text{ kPa}$

Chia nền thành các lớp dày 0,5m bên trên và 1m bên dưới của vùng chịu nén và lập bảng tính như sau, từ ví dụ 2.1 và 2.3, ta còn thể suy ra độ lún của móng bằng với $l/b = 6$.

Bước 3. Tính bề dày móng h và **bước 4:** Tính cốt thép trong móng

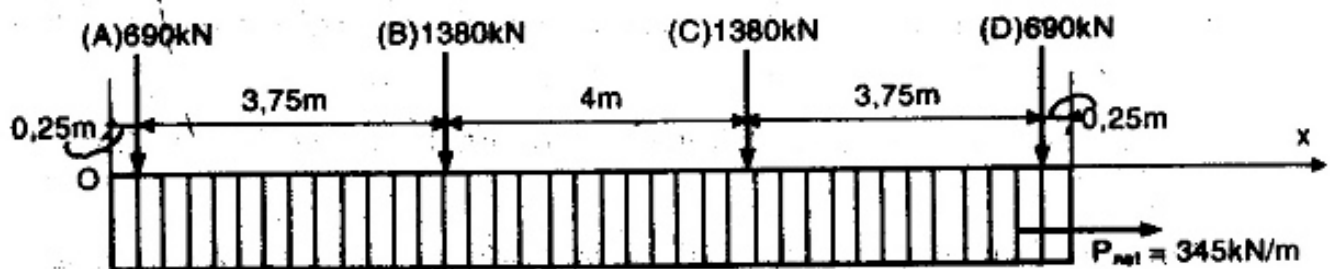
Tổng lực tính toán tác động lên cột là

$$\Sigma N^t = n \Sigma N^{tc} = 1,15[600 + 1200 + 1200 + 600] = 4140 \text{ kN}$$

(hệ số vượt tải $n = 1,15$)

Chúng ta có thể giải nội lực trong móng với phản lực đất nền đã xét đến trọng lượng đất trên móng hoặc với phản lực ròng p_{net} , trong ví dụ này được tính với phản lực ròng.

$$p_{net} = \frac{4140}{2 \times 12} = 172,5 \text{ kN/m}^2, \text{ theo trục móng có } p_{net} = 345 \text{ kN/m dài}$$



Lực cắt V trong móng được xác định theo quan hệ $V = \int_{x_1}^{x_2} p \, dx$ và giả

thiết lực cột đặt tại tâm cột, ta có lực cắt V tại tâm cột A

$$x = (0,25\text{m})_-: V_{A-} = 345 \times 0,25 = 86,25 \text{ kN}$$

$$x = (0,25\text{m})_+: V_{A+} = 345 \times 0,25 - 690 = -603,75 \text{ kN}$$

Lực cắt V tại tâm cột B

$$x = (4\text{m})_-: V_{B-} = -603,75 + 345 \times 3,75 = 690 \text{ kN}$$

$$x = (4\text{m})_+: V_{B+} = 690 - 1380 = -690 \text{ kN}$$

Lực cắt V tại tâm cột C

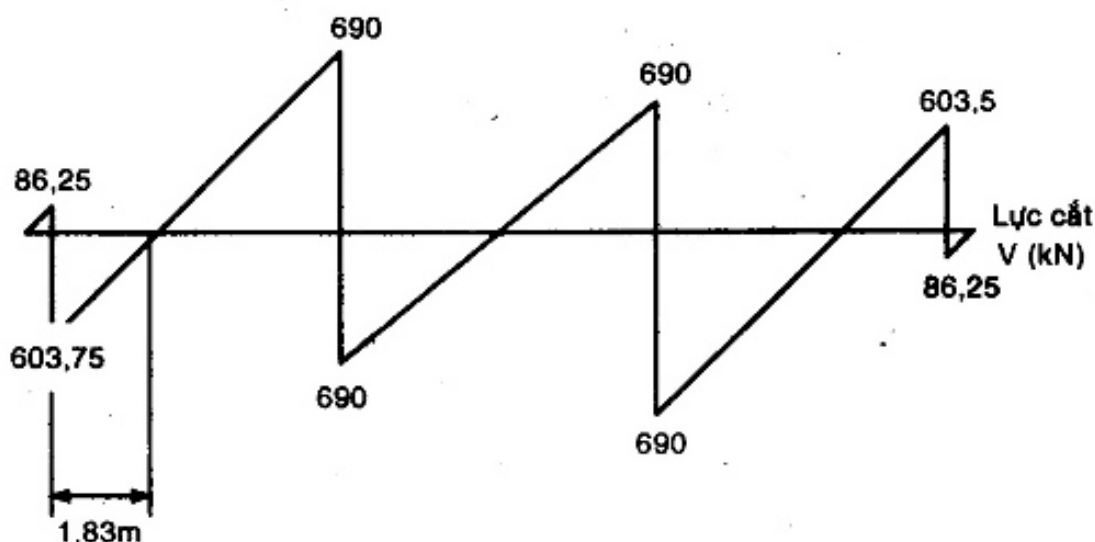
$$x = (8\text{m})_-: V_{C-} = -690 + 345 \times 4 = 690 \text{ kN}$$

$$x = (8\text{m})_+: V_{C+} = 690 - 1380 = -690 \text{ kN}$$

Lực cắt V tại tâm cột D

$$x = (11,75\text{m})_-: V_{D-} = -690 + 345 \times 3,75 = 603,75 \text{ kN}$$

$$x = (11,75\text{m})_+: V_{D+} = 603,75 - 690 = -86,25 \text{ kN}$$



Moment uốn trong móng được xác định theo quan hệ cơ bản sau

$$M = \int_{x_1}^{x_2} V \, dx$$

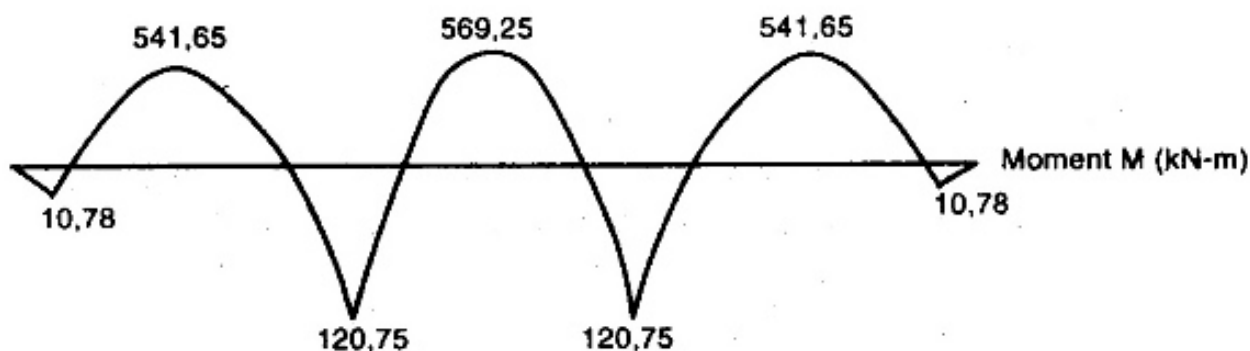
Moment tại A: $M = 86,25 \times 0,25 / 2 = 10,78 \text{ kN-m}$

Moment cực đại giữa AB: $(603,75 / 2) \times (603,75 / 345) - 10,78 = 541,65 \text{ kN-m}$

Moment tại B: $(690 / 345) \times (690 / 2) - 541,65 = 120,75 \text{ kN-m}$

Moment tại giữa móng: $120,75 - 690 \times 4 / 2 = 569,25 \text{ kN-m}$

Phần còn lại được suy ra từ đặc tính đối xứng của móng.



Tính bề dày bản móng

Bản móng dưới hai chân cột A và D nằm ở cạnh bản móng, có khả năng bị xuyên thủng lớn nhất.

Nhằm an toàn cho bản móng, lực xuyên thủng có thể được chọn bằng lực tác động chân cột $P_{xt} = 690 \text{ kN}$

Lực chống xuyên $P_{cx} = 0,75 \times R_k (b_c + 0,5h_o + b_c + h_o + b_c + 0,5h_o)h_o$

$$P_{cx} = 0,75 \times R_k (1,5 + 2h_o)h_o$$

$$690 = 0,75 \times 1000 \times (1,5 + 2h_o)h_o$$

với bê tông mác 300 $R_k = 1\text{MN/m}^2$

$$0,92 = (1,5 + 2h_o)h_o$$

Suy ra $h_o \geq 0,4\text{m}$

Bản móng dưới hai chân cột B và C, lực xuyên thủng có thể được chọn bằng lực tác động chân cột $P_{xi} = 1380\text{ kN}$

$$\text{Lực chống xuyên } P_{cx} = 0,75 \times R_k \times 4(b_c + h_o)h_o$$

$$P_{cx} = 0,75 \times R_k \times 2(1 + 2h_o)h_o$$

$$1380 = 0,75 \times 1000 \times 2(2 + 2h_o)h_o$$

với bê tông mác 300 $R_k = 1\text{MN/m}^2$

$$0,92 = (2 + 2h_o)h_o$$

Suy ra $h_o \geq 0,35\text{m}$

Tổng hợp hai kết quả trên chọn $h_o = 50\text{cm}$ chọn lớp bảo vệ 25 cm và đường kính thép sử dụng là 25 cm. Tổng chiều dày bản là 0,5 m

Tính cốt thép trong bản móng

Lớp thép bên trên theo phương dọc

Moment nhịp lớn nhất trong móng có giá trị cực đại là: 569,25 kN-m, chọn thép nhóm CII có $R_a = 270\text{ MN/m}^2$

$$F_a = \frac{M}{0,9R_a h_o} = \frac{569,25}{0,9 \times 270.000 \times 0,5} = 0,0047\text{m}^2/\text{m dài}$$

Chọn thép $\Phi 25\text{a}200$

Lớp thép bên dưới theo phương dọc

Moment gối lớn nhất trong móng, tại chân cột B và C có giá trị cực đại tương ứng là: 120,75 kN-m, thép nhóm CII có $R_a = 270\text{ MN/m}^2$

$$F_a = \frac{M}{0,9R_a h_o} = \frac{120,75}{0,9 \times 270.000 \times 0,5} = 0,0010\text{m}^2/\text{m dài}$$

Chọn thép $\Phi 14\text{a}250$

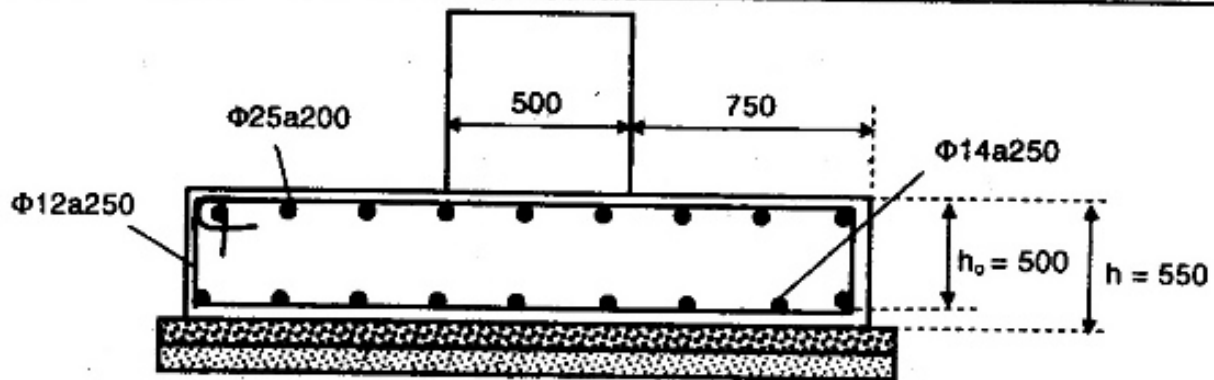
Lớp thép bên dưới theo phương ngang

Nếu xem mặt cạnh các cột theo phương dọc như mặt ngàm, phản lực nền gây ra moment, trên một mét dài, có giá trị sau:

$$M = 172,5 \times 0,75^2 / 2 = 48,52\text{ kN-m/m}$$

$$F_a = \frac{M}{0,9R_a h_o} = \frac{45,52}{0,9 \times 270.000 \times 0,5} = 0,0004\text{m}^2$$

Chọn thép $\Phi 12\text{a}250$



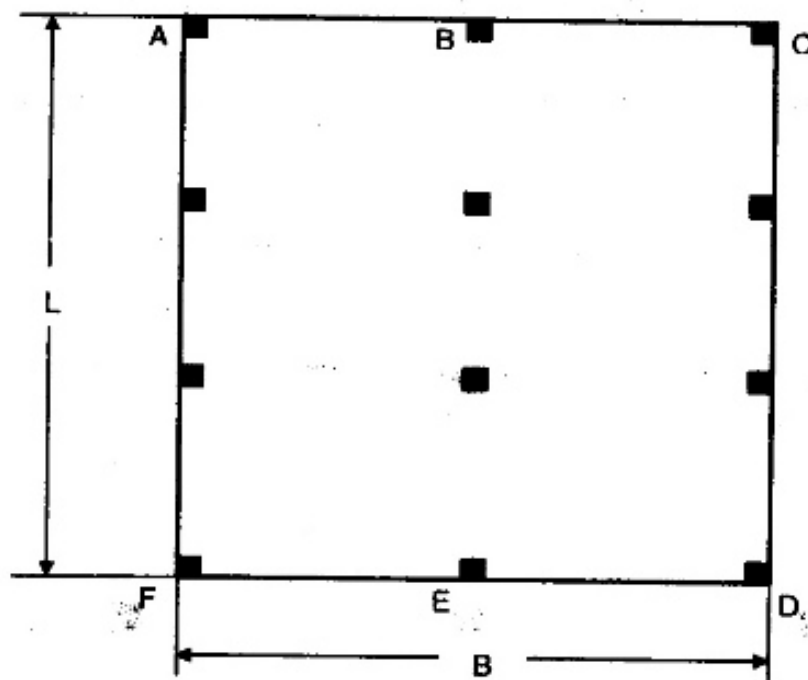
Hình 2.26: Sơ đồ đặt thép trong móng băng dưới các cột

2.8 MÓNG BÈ THEO PHƯƠNG PHÁP PHẢN LỰC NỀN PHÂN BỐ TUYẾN TÍNH

Phương pháp này gồm các bước sau:

- 1- Sau khi có các lực cột từ khung truyền xuống: $Q_1, Q_2, Q_3, Q_4, \dots, Q_n$.
Thử chọn móng bè có kích thước $L \times B$ (H.2.27). Xác định tổng hợp lực các cột

$$Q = Q_1 + Q_2 + Q_3 + \dots + Q_n$$



Hình 2.27: Móng bè dưới cột

- 2- Xác định áp lực đáy móng tại các điểm A, B, C, D, ... bằng phương trình sau

$$p = \frac{Q}{F} \pm \frac{M_y x}{I_y} \pm \frac{M_x y}{I_x}$$

trong đó $F = BL$

$I_x = (1/12)BL^3$ - moment quán tính quanh trục x

$I_y = (1/12)B^3L$ - moment quán tính quanh trục y

$M_x = Qe_x$ - moment của các lực chân cột quanh trục x

$M_y = Qe_y$ - moment của các lực chân cột quanh trục y

e_x và e_y - độ lệch tâm theo phương x và phương y của tổng hợp lực các lực cột, được xác định theo tọa độ x, y của các cột.

$$e_x = \frac{Q_1 x_1 + Q_2 x_2 + \dots + Q_n x_n}{Q} - \frac{B}{2}$$

$$e_y = \frac{Q_1 y_1 + Q_2 y_2 + \dots + Q_n y_n}{Q} - \frac{L}{2}$$

3- So sánh các áp lực này với sức chịu tải cho phép của đất nền, khi tính theo ứng suất cho phép, hoặc với R^{tc} khi tính theo trạng thái giới hạn biến dạng.

4- Tính độ lún tại tâm móng hoặc độ lún trung bình của móng, so với độ lún cho phép S_{gh}

5- Chia bè thành nhiều dãy theo phương x và phương y. Tính kết cấu từng dãy với hai giả thuyết: hoặc phân lực nền là phân bố đều hoặc phân lực nền phân bố dạng hình thang.

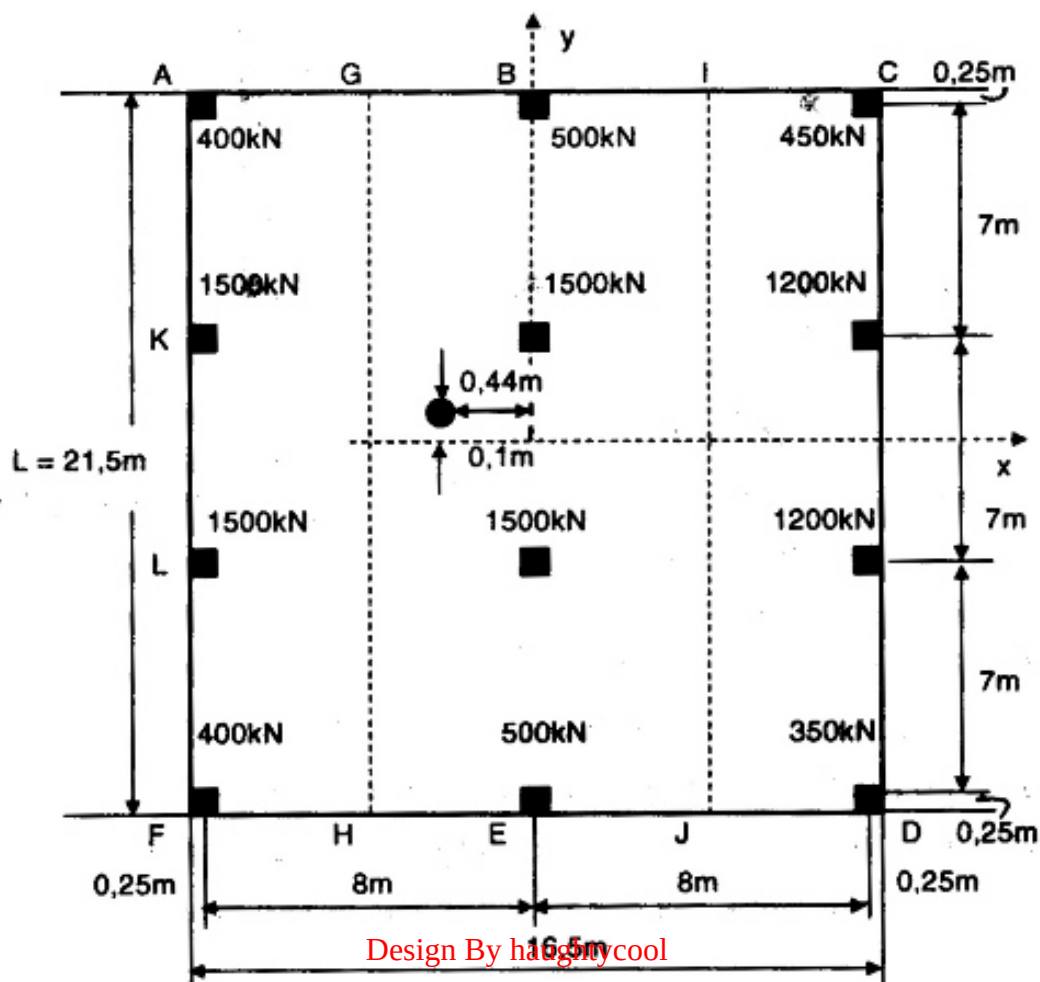
6- Vẽ biểu đồ lực cắt và moment cho mỗi dãy.

7- Từ biểu đồ lực cắt tính bề dày hoặc chọn bề dày bè và kiểm tra điều kiện chống cắt.

8- Từ biểu đồ moment, chọn giá trị cực đại và cực tiểu để tính cốt thép cần thiết.

Ví dụ 2.5. Tính toán móng bè 16,5m và 21,5m có những lực cột trong hình bên dưới. Ứng suất cho phép của đất nền $q_{u(net)} = 60 \text{ kN/m}^2$

Giải



Áp lực đáy móng tại A, B, C, D, E, F.

$$p = \frac{Q}{F} \pm \frac{M_y x}{I_y} \pm \frac{M_x y}{I_x}$$

$$F = 16,5 \times 21,5 = 354,75 \text{ m}^2$$

$$I_x = (1/12)B L^3 = (1/12)16,5 \times 21,5^3 = 13,665 \text{ m}^4$$

$$I_y = (1/12)B^3 L = (1/12)16,5^3 \times 21,5 = 8050 \text{ m}^4$$

$$Q = 350 + 2(400) + 450 + 2(500) + 2(1200) + 4(1500) = 11.000 \text{ kN}$$

$$e_x = (1/11.000)[8,25(500 + 1500 + 1500 + 500) + 16,25(3500 + 1200 + 1200 + 450) + 0,25(400 + 1500 + 1500 + 400)] - 16,5/2 = -0,44 \text{ m}$$

$$M_y = 11.000x - 0,44 = -4840 \text{ kN-m}$$

$$e_y = (1/11.000)[21,25(400 + 500 + 450) + 14,25(1500 + 1500 + 1200) + 7,25(1500 + 1500 + 1200) + 0,25(400 + 500 + 350)] - 21,5/2 = 0,1 \text{ m}$$

$$M_x = 11.000 \times 0,1 = 1100 \text{ kN-m}$$

$$p = \frac{11000}{354,75} - \frac{4840x}{8050} + \frac{1100y}{13665} = 31 - 0,6x + 0,086y$$

$$\text{Tại A (x = -8,25m; y = 10,75m): } p = 31 - 0,6(-8,25) + 0,086(10,75) = 36,81 \text{ kPa}$$

$$\text{Tại B (x = 0m; y = 10,75m): } p = 31 + 0,086(10,75) = 31,86 \text{ kPa}$$

$$\text{Tại C (x = 8,25m; y = 10,75m): } p = 31 - 0,6(8,25) + 0,086(10,75) = 26,91 \text{ kPa}$$

$$\text{Tại D (x = 8,25m; y = -10,75m): } p = 31 - 0,6(8,25) + 0,086(-10,75) = 25,19 \text{ kPa}$$

$$\text{Tại E (x = 0m; y = -10,75m): } p = 31 + 0,086(-10,75) = 30,14 \text{ kPa}$$

$$\text{Tại F (x = -8,25m; y = -10,75m): } p = 31 - 0,6(-8,25) + 0,086(-10,75) = 35,09 \text{ kPa}$$

Chia móng bè làm ba dãy:

- AGHF, bề rộng dãy = 4,25m
- GIHF, bề rộng dãy = 8m
- ICDJ, bề rộng dãy = 4,25m

Tính toán dãy AGHF

$$\text{Ứng suất đáy móng trung bình: } p_{tb} = 0,5(p_A + p_F) = 0,5(36,81 + 35,09) = 35,95 \text{ kPa}$$

$$\text{Tổng ứng suất đáy móng dưới dãy AGHF} = 35,95 \times 4,25 \times 21,50 = 3285 \text{ kN}$$

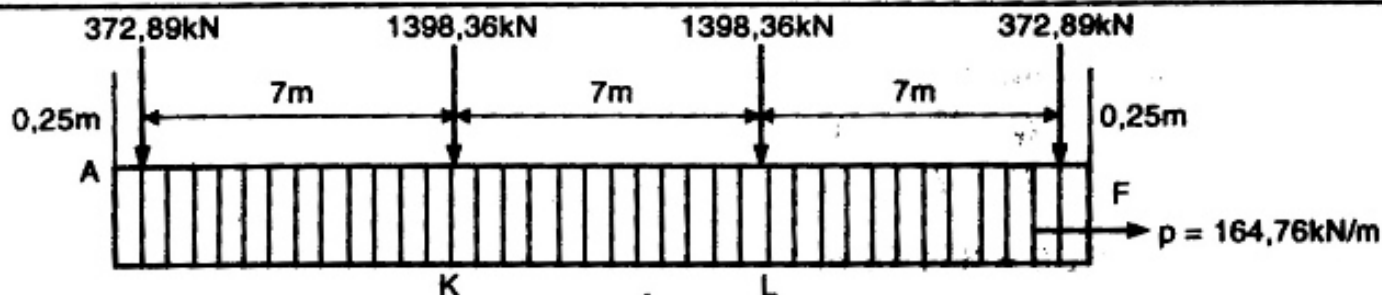
$$\text{Tổng áp lực do các cột tác động lên dãy AGHF} = 2 \times 400 + 2 \times 1500 = 3800 \text{ kN}$$

$$\text{Tổng tải trung bình} = 0,5(3285 + 3800) = 3542,5 \text{ kN}$$

Ứng suất đáy móng trung bình hiệu chỉnh

$$p_{tbbc} = p_{tb}(3542,5/3285) = 35,95 \times 1,078 = 38,768 \text{ kPa}$$

Các lực cột được hiệu chỉnh bằng cách nhân cho hệ số $3542,5/3800 = 0,9322$



Lực cắt V trong dầm được xác định theo quan hệ sau

$$V = \int_{x_1}^{x_2} p \, dx \text{ và giả thiết lực cột đặt tại tâm cột, ta có lực cắt } V \text{ tại tâm cột A}$$

$$x = (0,25m)_{-}: V_{A-} = 164,76 \times 0,25 = 41,19 \text{ kN}$$

$$x = (0,25m)_{+}: V_{A+} = 164,76 \times 0,25 - 372,89 = -331,70 \text{ kN}$$

Lực cắt V tại tâm cột K

$$x = (7,25m)_{-}: V_{K-} = -331,70 + 164,76 \times 7 = 821,65 \text{ kN}$$

$$x = (7,25m)_{+}: V_{K+} = 821,62 - 1398,36 = -576,7 \text{ kN}$$

Lực cắt V tại tâm cột L

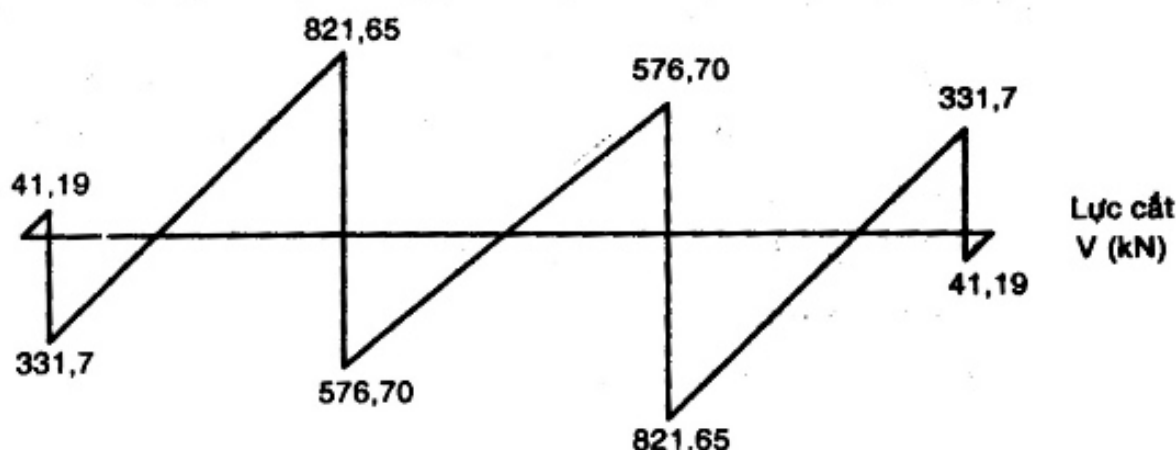
$$x = (14,25m)_{-}: V_{L-} = -576,7 + 164,76 \times 7 = 576,7 \text{ kN}$$

$$x = (14,25m)_{+}: V_{L+} = 576,7 - 1398,36 = -821,65 \text{ kN}$$

Lực cắt V tại tâm cột F

$$x = (21,25m)_{-}: V_{F-} = -821,62 + 164,76 \times 7 = 331,7 \text{ kN}$$

$$x = (21,25m)_{+}: V_{F+} = 331,7 - 372,89 = -41,19 \text{ kN}$$



Moment uốn trong dầm được xác định theo quan hệ cơ bản sau

$$M = \int_{x_1}^{x_2} V \, dx$$

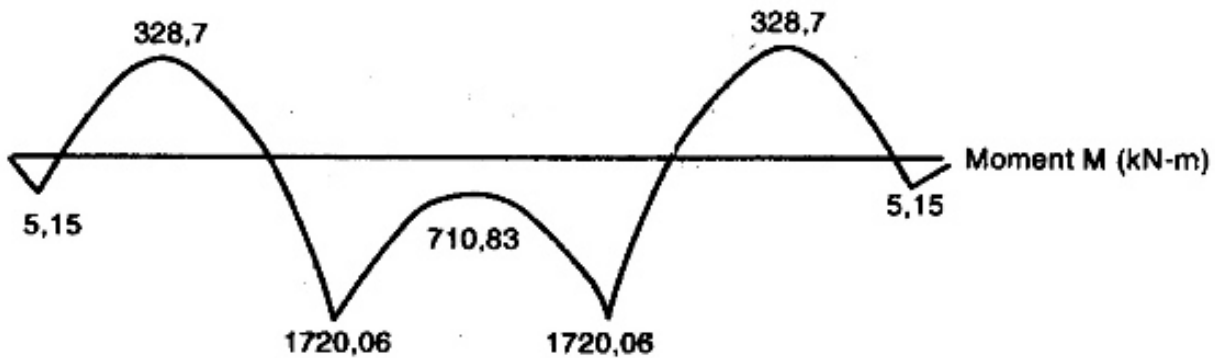
$$\text{Moment tại A: } M = 41,19 \times 0,25/2 = 5,15 \text{ kN-m}$$

$$\text{Moment cực đại giữa AK: } (331,7/2) \times (331,7/164,76) - 5,15 = 328,7 \text{ kN-m}$$

$$\text{Moment tại K: } (821,65/164,76) \times (821,65/2) - 328,7 = 1720,06 \text{ kN-m}$$

$$\text{Moment tại giữa dầm: } 1720,06 - 576,70 \times 3,5/2 = 710,83 \text{ kN-m}$$

Phần còn lại của dầm được suy ra từ đặc tính đối xứng của dầm.



Kết quả tính toán dầm GIJH

Tương tự như trên, áp lực trung bình dưới đáy dầm GIJH

$$p_{tb} = \frac{p_{(B)} + p_{(E)}}{2} = \frac{31,86 + 30,14}{2} = 31 \text{ kN/m}^2$$

Tổng ứng suất đáy móng dưới dầm GIJH = $31 \times 8 \times 21,50 = 5332 \text{ kN}$

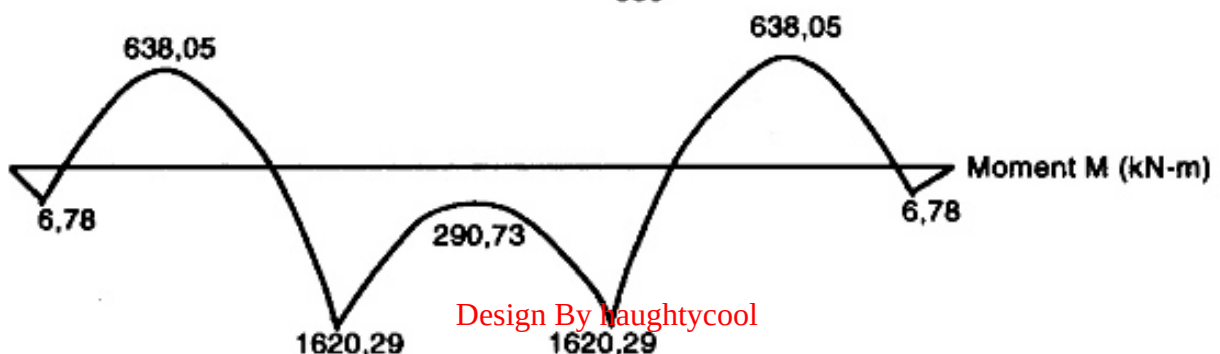
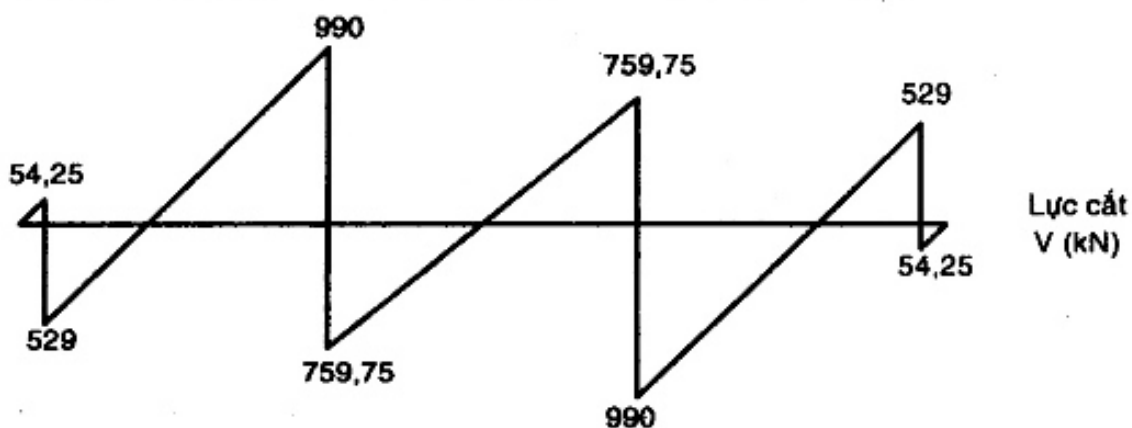
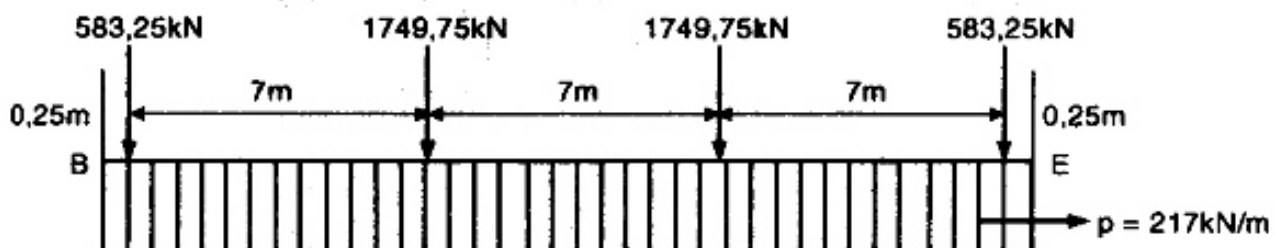
Tổng áp lực do các cột tác động lên dầm GIJH = $2 \times 500 + 2 \times 1500 = 4000 \text{ kN}$

Tổng tải trung bình = $0,5(5332 + 4000) = 4666 \text{ kN}$

Ứng suất đáy móng trung bình hiệu chỉnh $p_{thc} = p_{tb}(4666/5332) = 27,12 \text{ kN/m}^2$

Đường ứng suất đáy móng tương tác tại trục tâm dầm $27,12 \times 8 = 217 \text{ kN/m}$

Các lực cột được hiệu chỉnh bằng cách nhân cho hệ số $4666/4000 = 1,1665$



Kết quả tính toán dầm ICDJ

Tương tự như trên, áp lực trung bình dưới đáy dầm ICDJ

$$p_{tb} = \frac{P_{(C)} + P_{(D)}}{2} = \frac{26,91 + 25,19}{2} = 26,05 \text{ kN/m}^2$$

Tổng ứng suất đáy móng dưới dầm ICDJ = $26,05 \times 4,25 \times 21,50 = 2380 \text{ kN}$

Tổng áp lực do các cột tác động lên dầm ICDJ = $450 + 350 + 2 \times 1200 = 3200 \text{ kN}$

Tổng tải trung bình = $0,5(2380 + 3200) = 2790 \text{ kN}$

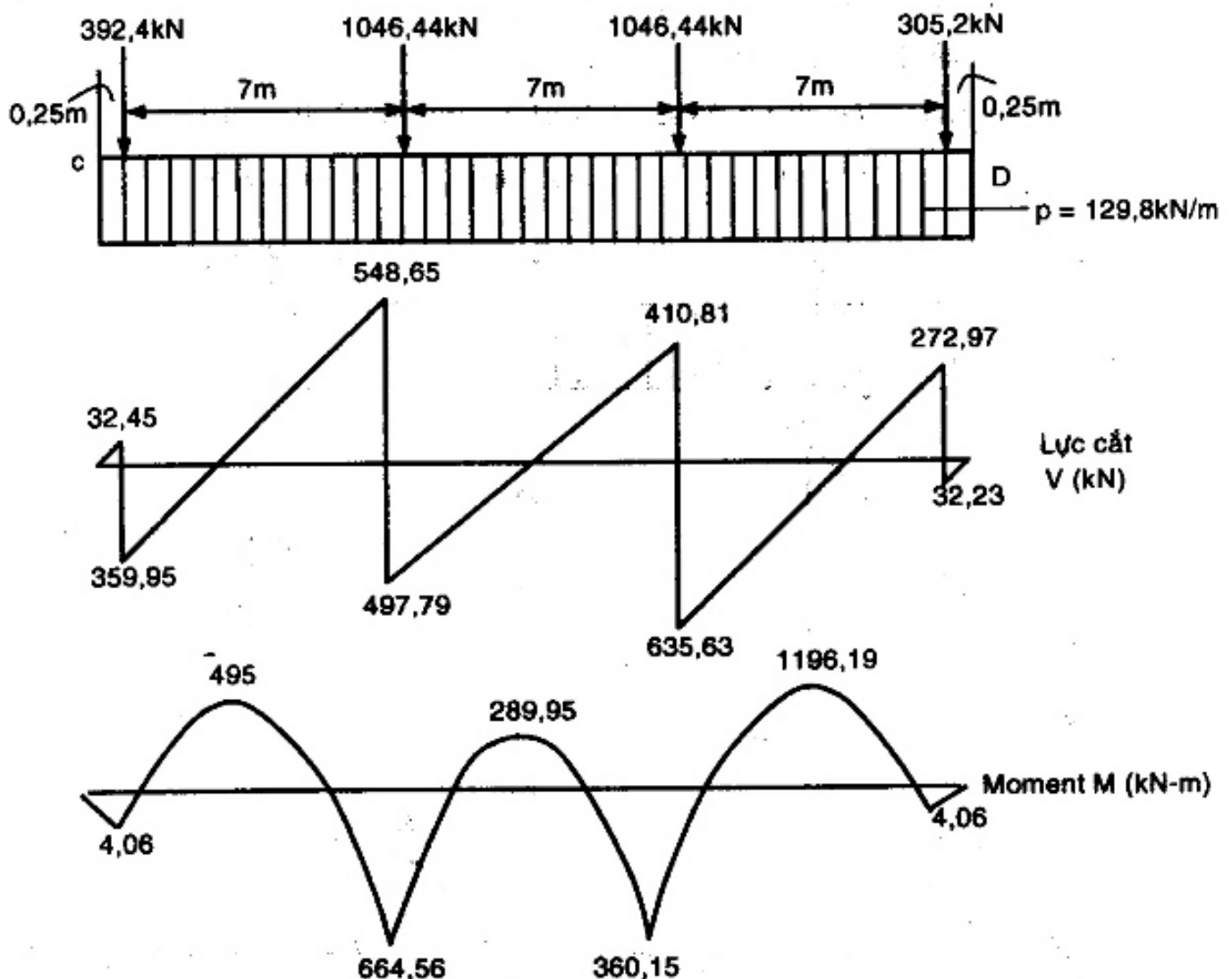
Ứng suất đáy móng trung bình hiệu chỉnh

$$p_{tbhc} = p_{tb} (2790/2380) = 26,05 \times 1,17 \text{ kN/m}^2 = 30,54 \text{ kN/m}^2$$

Đường ứng suất đáy móng tương tác tại trục tâm dầm

$$30,54 \times 4,25 = 129,8 \text{ kN/m}$$

Các lực cột được hiệu chỉnh bằng cách nhân cho hệ số $2790/3200 = 0,871875$



Tính bề dày bản móng

Bản móng dưới hai chân cột K, L nằm ở cạnh bản móng và chịu tải lớn nhất, 1500 kN mỗi móng, có khả năng bị xuyên thủng lớn nhất.

Lực xuyên thủng có thể được chọn bằng lực tác động chân cột $P_{xt} = 1500$ kN

Lực chống xuyên $P_{cx} = 0,75 \times R_k (b_c + 0,5h_o + b_c + h_o + b_c + 0,5h_o)h_o$

$$P_{cx} = 0,75 \times R_k (1,5 + 2h_o)h_o$$

$$1500 = 0,75 \times 1000 \times (1,5 + 2h_o)h_o$$

với bê tông mác 300 $R_k = 1\text{MN/m}^2$

$$h_o = 0,7\text{m}$$

chọn lớp bảo vệ 7,7 cm và đường kính thép sử dụng là 2,5 cm. Tổng chiều dày bản là 0,8 m

*Tính cốt thép trong bản móng***TRONG DÂY AGHF***Lớp thép bên dưới*

Moment gối lớn nhất trong dây AGHF, nếu tính cho 1m dài, giá trị cực đại tương ứng là: $1720,06/4,25 = 404,72$ kN-m/m, thép nhóm CII có $R_a = 270 \text{ MN/m}^2$

$$F_o = \frac{M}{0,9R_a h_o} = \frac{404,72}{0,9 \times 270.000 \times 0,7} = 0,0024\text{m}^2 / \text{m dài}$$

Chọn thép $\Phi 25 \text{ a}200$

Moment ở giữa nhịp giữa $718,35/4,25 = 137,09$ kN-m/m

$$F_a = \frac{M}{0,9R_a h_o} = \frac{137,09}{0,9 \times 270.000 \times 0,7} = 0,00081\text{m}^2$$

Chọn thép $\Phi 25 \text{ a}400$

Lớp thép bên trên

Moment nhịp lớn nhất trong dây AGHF, nếu tính cho 1m dài, giá trị cực đại tương ứng là: $326,55/4,25 = 76,83$ kN-m/m, thép nhóm CII có $R_a = 270\text{MN/m}^2$

$$F_a = \frac{M}{0,9R_a h_o} = \frac{75,57}{0,9 \times 270.000 \times 0,7} = 0,00043\text{m}^2 / \text{m dài}$$

Chọn thép $\Phi 14 \text{ a}200$

TRONG DÂY GIJH*Lớp thép bên dưới*

Moment gối lớn nhất trong dây GIJH, nếu tính cho 1m dài, giá trị cực đại tương ứng là: $1620,06/8 = 202,51$ kN-m/m, thép nhóm CII có $R_a = 270 \text{ MN/m}^2$

$$F_a = \frac{M}{0,9R_a h_o} = \frac{202,51}{0,9 \times 270.000 \times 0,7} = 0,0012 m^2 / m \text{ dài}$$

Chọn thép $\Phi 20$ a200

Moment ở giữa nhịp giữa $290,73/8 = 36,34 \text{ kN-m/m}$

$$F_a = \frac{M}{0,9R_a h_o} = \frac{36,34}{0,9 \times 270.000 \times 0,7} = 0,00022 m^2$$

Chọn thép $\Phi 20$ a400

Lớp thép bên trên

Moment nhịp lớn nhất trong dầm GIJH, nếu tính cho 1m dài, giá trị cực đại tương ứng là: $638,05/8 = 79,76 \text{ kN-m/m}$, thép nhóm CII có $R_a = 270 \text{ MN/m}^2$

$$F_a = \frac{M}{0,9R_a h_o} = \frac{79,76}{0,9 \times 270.000 \times 0,7} = 0,00047 m^2 / m \text{ dài}$$

Chọn thép $\Phi 16$ a200

TRONG DẦY ICDJ

Lớp thép bên dưới

Moment gối lớn nhất trong dầm ICDJ, nếu tính cho 1m dài, giá trị cực đại tương ứng là: $664,56/4,5 = 147,68 \text{ kN-m/m}$, thép nhóm CII có $R_a = 270 \text{ MN/m}^2$

Chọn thép $\Phi 20$ a200

Lớp thép bên trên

Moment nhịp lớn nhất trong nhịp biên cạnh cột D của dầm ICDJ, nếu tính cho 1m dài, giá trị cực đại tương ứng là: $1196,19/4,5 = 281,46 \text{ kN-m/m}$, thép nhóm CII có $R_a = 270 \text{ MN/m}^2$

$$F_a = \frac{M}{0,9R_a h_o} = \frac{281,46}{0,9 \times 270.000 \times 0,7} = 0,00165 m^2 / m \text{ dài}$$

Chọn thép $\Phi 25$ a250

Moment nhịp lớn nhất trong nhịp biên cạnh cột C và nhịp giữa của dầm ICDJ, nếu tính cho 1m dài, giá trị cực đại tương ứng là: $495/4,5 = 110 \text{ kN-m/m}$, thép nhóm CII có $R_a = 270 \text{ MN/m}^2$

$$F_a = \frac{M}{0,9R_a h_o} = \frac{110}{0,9 \times 270.000 \times 0,7} = 0,00065 m^2 / m \text{ dài}$$

Chọn thép $\Phi 20$ a250

Phân tích tương tự cho phương x để có lượng cốt thép theo phương này.

Lực gây xuyên thủng

$$P_{xt} = \frac{1}{2} \left(\frac{64,2 + 60,4}{2} + 53,265 \right) \times \frac{1,35 + 2}{2} \times 0,325 = 22,07 \text{ T}$$

Lực chống xuyên:

$$P_{cx} = 0,75 \times 105 \times (0,35 + 0,5) \times 0,5 = 33,47 \text{ T} > P_{xt} = 22,07 \text{ T} \text{ (thỏa)}$$

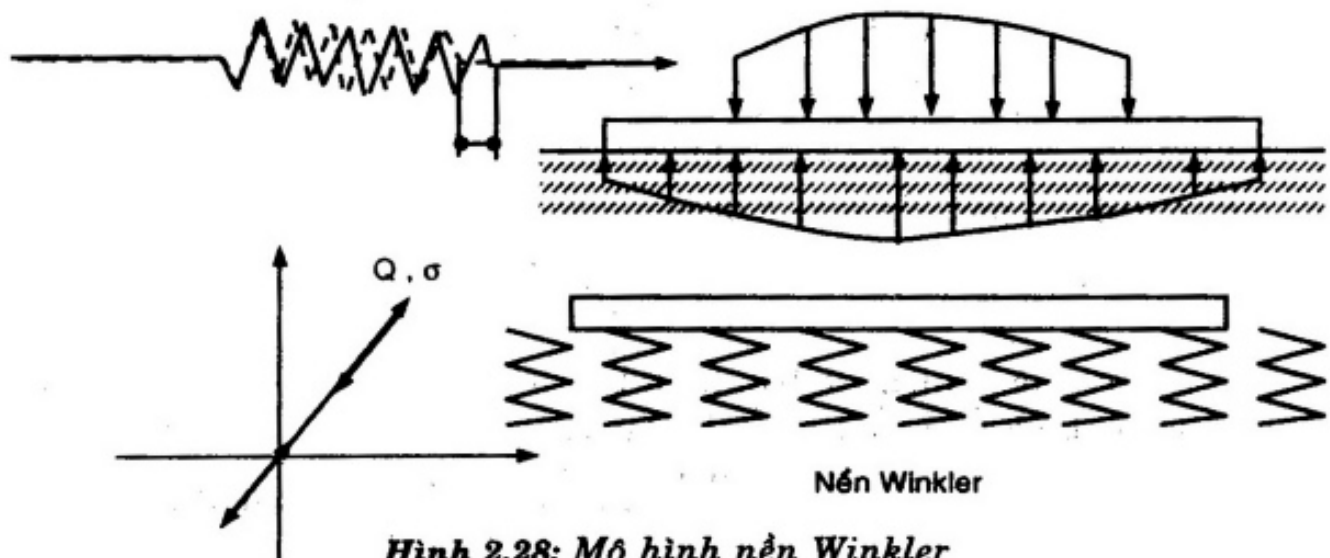
Tính cốt thép

$$M_{II} = (39,365 \times 0,825^2 \times 2/2) + [(62,3 - 39,365) \times 2/2 \times 0,67 \times 0,825] = 39,67 \text{ Tm}$$

$$F_a = \frac{39,67 \times 10^5}{0,9 \times 41,5 \times 2700} = 39,34 \text{ cm}^2, \text{ hoặc chọn } \Phi 20 \text{ a160 cho hai phương}$$

2.9 SƠ ĐỒ NỀN WINKLER

Trong phương pháp tính toán móng chịu uốn có xét đến ứng xử thực của đất nền. Đất nền được tương đồng với một hệ vô số các lò xo đàn hồi tuyến tính, thông thường được biết với tên nền Winkler hoặc nền đàn hồi cục bộ. Hằng số đàn hồi của hệ các lò xo được gọi là *hệ số phản lực nền, k*.



Hình 2.28: Mô hình nền Winkler

Mô hình nền Winkler $Q = k \times \Delta l$ hoặc $\sigma = k \times \Delta l$

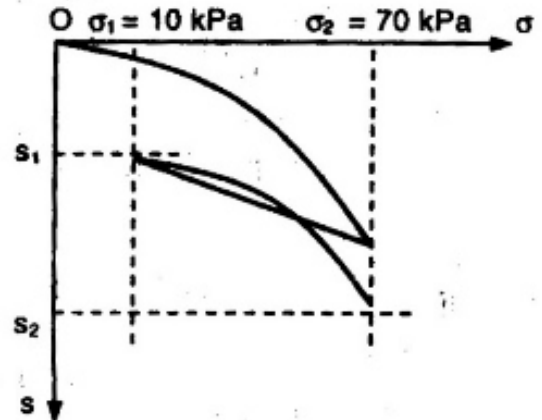
1- Hệ số nền

Theo định nghĩa, hệ số nền $k = \frac{\sigma}{S} = \frac{\sigma_2 - \sigma_1}{s_1 - s_2}$, đơn vị của hệ số nền k là

kN/m^3 . Hệ số nền được xác định từ thí nghiệm bàn nén hiện trường tiết diện tròn hoặc vuông có kích thước từ 0,3m đến 1m, thậm chí lớn hơn khi cần khảo sát đặc tính đất cho những công trình quan trọng. Hoặc cũng có thể tham khảo các bảng tổng kết kết quả nghiên cứu hệ số nền của một số

tác giả hoặc các phòng thí nghiệm có uy tín đủ tin cậy và sử dụng các công thức hiệu chỉnh để tìm hệ số nền tương ứng cần thiết.

Ví dụ 2.6. Để đo hệ số nền k người ta thực hiện thí nghiệm bàn nén hiện trường, có đường kính là 0,45m. Đầu tiên, người ta đặt một áp lực 70 kPa và chờ đến độ lún ổn định, sau đó giảm áp lực còn 10 kPa. Số đọc của 3 chuyển vị kế lần lượt là $55 \times 10^{-5} \text{m}$; $103 \times 10^{-5} \text{m}$ và $72 \times 10^{-5} \text{m}$. Tiếp theo, áp lực đáy bàn nén tăng trở lại 70 kPa, số đọc các chuyển vị kế bây giờ lần lượt là $70 \times 10^{-5} \text{m}$; $118 \times 10^{-5} \text{m}$ và $86 \times 10^{-5} \text{m}$



Tính hệ số nền k tương ứng với bàn nén chuẩn có đường kính là 0,75m?

Giải

Số đọc trung bình của ba chuyển vị kế trước khi tăng tải trở lại là

$$(1/3)(55+103+72) \times 10^{-5} \text{m} = 76,7 \times 10^{-5} \text{m}$$

Số đọc trung bình của ba chuyển vị kế sau khi tăng trở tải lại là

$$(1/3)(70+118+86) \times 10^{-5} \text{m} = 91,3 \times 10^{-5} \text{m}$$

Độ lún của bàn nén: $s_2 - s_1 = 14,6 \times 10^{-5} \text{m}$

Hệ số nền của đất nền dưới bàn nén đường kính 0,45m là

$$k_{(\phi=0,45\text{m})} = \frac{\sigma}{S} = \frac{\sigma_2 - \sigma_1}{s_2 - s_1} = \frac{70 - 10}{14,6 \times 10^{-5}} = 410 \text{ MN/m}^3$$

do hệ số nền k tỉ lệ nghịch với bán kính bàn nén R nên hệ số nền $k_{0,75}$ dưới bàn nén đường kính 0,75 m được tính như sau

$$k_{(\phi=0,75)} = \frac{\sigma}{S} = \frac{\sigma_2 - \sigma_1}{s_1 - s_2} \frac{0,45}{0,75} = \frac{70 - 10}{14,6 \times 10^{-5}} \frac{0,45}{0,75} = 246 \text{ MN/m}^3$$

Hệ số nền k không là hằng số mà nó thay đổi theo nhiều thông số như: bề rộng b , bề dài L , chiều sâu chôn móng D_f và loại đất. Năm 1955, Terzaghi đã công bố các kết quả nghiên cứu về hệ số nền, theo đó hệ số nền k tỉ lệ nghịch với bề rộng móng. Trên công trường người ta có thể tiến hành thí nghiệm bàn nén vuông kích thước 0,3m×0,3m và công thức chuyển đổi hệ số nền k của một móng vuông kích thước $B(m) \times B(m)$ từ kết quả thí nghiệm bàn nén trên có dạng như sau:

$$\text{- Trên nền cát } k = k_{0,3} \left(\frac{B+0,3}{2B} \right)^2 \quad (2.22)$$

$$\text{- Trên nền sét } k = k_{0,3} \left[\frac{0,3}{B} \right] \quad (2.23)$$

Đối với móng chữ nhật kích thước $B(m) \times L(m)$, hệ số nền được chuyển đổi từ móng vuông có cùng áp lực tác động trên hai móng sẽ có dạng như sau

$$k = \frac{k_{(B \times B)} \left(1 + \frac{B}{L} \right)}{1,5} \quad (2.24)$$

từ công thức tính hệ số nền dưới móng chữ nhật từ móng vuông chúng ta nhận thấy hệ số nền của đất dưới móng bằng là $k = (2/3)k_{(B \times B)}$

Hệ số nền $k_{0,3}$ của một số loại đất cát và sét như bảng 2.1.

Bảng 2.1: Hệ số nền tiêu chuẩn Terzaghi

Loại đất	Trạng thái	$k_{0,3}$ (MN/m ³)
Cát khô hoặc ẩm	Rời	8-25
	Chặt TB	25-125
	Chặt	125-375
Cát bão hòa	Rời	10-15
	Chặt TB	35-40
	Chặt	130-150
Sét	Dẻo ($q_u = 100-200$ kPa)	12 -25
	Dẻo cứng ($q_u = 200 - 400$ kPa)	25 -50
	Cứng ($q_u > 400$ kPa)	> 50
Với q_u là sức chịu nén một trục của đất nền		

Đối với dầm dài, Vesic đề nghị một công thức gần đúng xác định hệ số nền, như sau $k' = B k = 0,65 \sqrt[12]{\frac{E_s B^4}{E_F I_F} \frac{E_s}{B(1-\mu^2)}}$ (2.25)

với E_F - module Young của vật liệu móng

$I_F = (1/12)B_1 h^2$ - moment quán tính của tiết diện ngang của dầm

E_s - module Young của đất nền; μ - hệ số Poisson

Scott (1981) đề nghị một công thức tương quan xác định $k_{0,3}$ từ kết quả xuyên động SPT cho đất cát.

$$k_{0,3} \text{ (MN/m}^3\text{)} = 1,2N \quad (2.26)$$

Một công thức gần đúng xác định hệ số nền k thường được sử dụng có dạng như sau

$$k = \frac{E_s}{B(1-\mu^2)} \quad (2.27)$$

2- Hệ phương trình cơ bản cho dầm trên nền Winkler

Từ cơ sở cơ học vật liệu $M = E_F I_F \frac{d^2 y}{dx^2}$ (2.28)

trong đó M - moment tại tiết diện bất kỳ

E_F - module Young của vật liệu móng

$I_F = (1/12)bh^3$ - moment quán tính của tiết diện ngang của dầm.

Mặt khác chúng ta có $\frac{dM}{dx} = Q$

(với Q là lực cắt tại tiết diện x tính từ tâm O)

$$\begin{aligned} \frac{dQ}{dx} &= p(x) - q(x) \\ \frac{d^2 M}{dx^2} &= p(x) - q(x) \\ \frac{d^2 M}{dx^2} &= E_F I_F \frac{d^4 y}{dx^4} = p(x) - q(x) \end{aligned} \quad (2.29)$$

trong đó $p(x)$ - áp lực lên móng ở tiết diện x

$q(x)$ - phản lực của đất nền ở tiết diện x

theo định nghĩa hệ số nền, ta có: $q(x) = k^* xy(x)$, với $k^* = kB$ (kN/m^2)

Từ trên, phương trình vi phân trực vồng của móng bằng như sau

$$\begin{aligned} EJ y^{(4)} &= p(x) - q(x) \\ EJ y^{(4)} + k^* xy(x) &= p(x) \end{aligned}$$

Trong trường hợp tải tập trung thì $p(x) = 0$ và phương trình vi phân trực vồng có dạng

$$EI y^{(4)} + k^* xy(x) = 0 \quad (2.30)$$

Chia hai vế cho EJ và đặt $\alpha = \sqrt[4]{\frac{k^*}{4EI}}$ ($1/m$) (2.31)

Phương trình vi phân cơ bản của móng bằng trên nền đàn hồi trở thành:

$$y^{(4)}(x) + 4\alpha^4 y(x) = 0$$

Nghiệm tổng quát là

$$y(x) = e^{\alpha x} (C_1 \cos \alpha x + C_2 \sin \alpha x) + e^{-\alpha x} (C_3 \cos \alpha x + C_4 \sin \alpha x) \quad (2.32)$$

Từ hệ số đặc trưng α nhiều tác giả và nhiều quy phạm thiết kế đề nghị phân loại móng băng theo độ cứng như bảng 2.2.

Bảng 2.2: Phân loại dầm trên nền đàn hồi

αl	Loại dầm móng	Ghi chú
$< \pi/4$	Dầm móng ngắn	Có thể tính toán với giả thiết móng cứng tuyệt đối và phân lực nền phân bố đều hoặc hình thang
$\pi/4 + \pi$	Dầm móng dài hữu hạn	
$> \pi$	Dầm móng dài vô hạn	

2.10 DẦM MÓNG DÀI VÔ HẠN

Trong trường hợp dầm móng dài vô hạn $\alpha l > \pi$ chịu tải tập trung P .

Các hằng số tích phân của nghiệm tổng quát được xác định lần lượt theo những điều kiện biên của bài toán.

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

Ở hai đầu xa của dầm móng không bị ảnh hưởng của tải đặt tại gốc tọa độ, điều kiện biên là

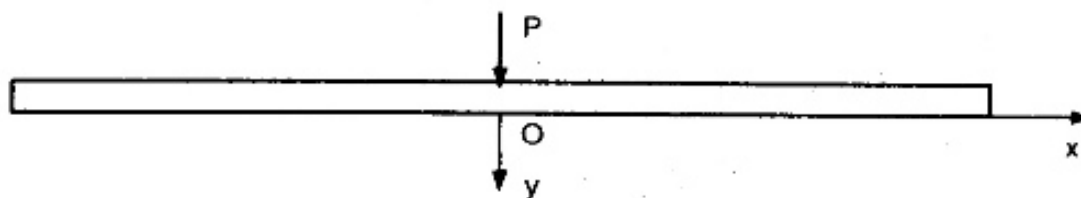
$x \rightarrow \infty; y \rightarrow 0 \Rightarrow C_1 = C_2 = 0$ (để có $y(x) = 0$ khi $x \rightarrow \infty$ thì C_1 và C_2 phải bằng không)

Do đó khi dầm dài vô hạn phương trình trục vòng có dạng là

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

với C_3 và C_4 được xác định theo các điều kiện đặt tải của bài toán

1- Dầm dài vô hạn chịu tác động của tải P tập trung tại gốc trục tọa độ O



Hình 2.29: Sơ đồ dầm dài chịu tải đứng tập trung

Trong trường hợp tải tập trung P đặt tại gốc trục tọa độ, tại gốc O , $x = 0$ có:

• Góc xoay triệt tiêu $\delta = y' = 0 \Rightarrow C_3 = C_4 = C$

• Lực cắt $Q = -EI y'' = -P/2 \Rightarrow C = P/8\alpha^3 EI$

Phương trình trục vòng của dầm dài vô hạn chịu tải tập trung

$$y = \frac{1}{EI} \frac{P}{8\alpha^3} e^{-\alpha x} (\cos \alpha x + \sin \alpha x) = \frac{P\alpha}{2k^*} A_{(\alpha x)}$$

Từ $q(x) = k^*y(x)$ và $k^*/EI = 4\alpha^4$

$\Rightarrow$ phản lực đất nền $q(x) = 4\alpha^4 EI$

$$\Rightarrow q(x) = \frac{P\alpha}{2} e^{-\alpha x} (\cos \alpha x + \sin \alpha x) = \frac{P\alpha}{2} A_{(\alpha x)}$$

Phương trình góc xoay

$$\delta = y' = -\frac{1}{EI} \frac{P}{4\alpha^2} e^{-\alpha x} \sin \alpha x \quad x = -\frac{1}{EI} \frac{P}{4\alpha^2} B_{(\alpha x)} \quad (2.33)$$

Phương trình moment

$$M = -EI y'' = \frac{P}{4\alpha} (e^{-\alpha x} \cos \alpha x - e^{-\alpha x} \sin \alpha x) = \frac{P}{4\alpha} C_{(\alpha x)} \quad (2.34)$$

Phương trình lực cắt

$$Q = -EI y''' = -\frac{P}{2} e^{-\alpha x} \cos \alpha x = -\frac{P}{2} D_{(\alpha x)} \quad (2.35)$$

trong đó các hệ số có dạng

$$\begin{aligned} A_{(\alpha x)} &= e^{-\alpha x} \cos \alpha x + e^{-\alpha x} \sin \alpha x; & B_{(\alpha x)} &= e^{-\alpha x} \sin \alpha x \\ C_{(\alpha x)} &= e^{-\alpha x} \cos \alpha x - e^{-\alpha x} \sin \alpha x; & D_{(\alpha x)} &= e^{-\alpha x} \cos \alpha x \end{aligned} \quad (2.36)$$

Ví dụ 2.7. Một móng băng dài vô hạn, có bề dày 0,5m; rộng 1m. Chịu một tải đứng 1000 kN. Tính ứng suất trong móng nếu như nó đặt trên nền sét dẻo. Bê tông có module đàn hồi $E = 23000000 \text{ kN/m}^2 = 23000 \text{ MN/m}^2$

Giải. Chọn hệ số nền từ các bảng thống kê, với nền là sét dẻo $k_{0,3} = 25 \text{ MN/m}^3$

Hệ số nền dưới móng vuông cạnh 1m là: $k_1 = 25 \times (0,3/1) = 7,5 \text{ MN/m}^3$

Hệ số nền dưới móng băng cạnh 1m là

$$k^* = kB = (2/3)k_{(B \times B)}B = (2/3) \times 7,5 = 5 \text{ MN/m}^2$$

Moment quán tính của tiết diện ngang của móng

$$I = bh^3/12 = (1 \times 0,5^3)/12 = 0,0104 \text{ m}^4$$

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{k^*}{4EI}} \quad (1/m) = 0,269 \quad (1/m)$$

$$\text{Tính } M = \frac{P}{4\alpha} (e^{-\alpha x} \cos \alpha x - e^{-\alpha x} \sin \alpha x)$$

tại các điểm $x = 0 \Rightarrow M = (P/4\alpha) = 1000/(4 \times 0,269) = 929,37 \text{ kN.m}$

$x = 1\text{m} \Rightarrow \alpha x = 0,269$

$$\Rightarrow M = \frac{1000}{4 \times 0,269} (e^{-0,269} \cos 0,269 - e^{-0,269} \sin 0,269) = 495,91 \text{ kN.m}$$

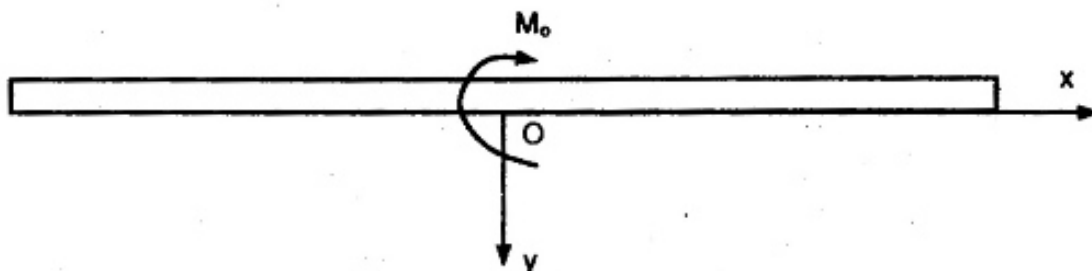
hoặc ta cũng có thể tra các hệ số $C_{(\alpha x)}$ trong các bảng tính sẵn

$x = 1\text{m} \Rightarrow \alpha x = 0,269 \Rightarrow C_{(\alpha x)} = 0,5336$

$$M = \frac{P}{4\alpha} C_{(\alpha x)} = 929,37 \times 0,5336 = 495,91 \text{ kN.m}$$

Tuần tự ta tính các giá trị M đến các khoảng cách x mà ở đó ảnh hưởng của P lên M không đáng kể có thể bỏ qua, từ điều này khi chiều dài dầm phủ trùm lên khu vực ảnh hưởng của P ta gọi là dầm dài vô hạn. Với các giá trị x âm chúng ta sử dụng các giá trị M đối xứng.

2- Moment M_0 tập trung tại gốc trục tọa độ O



Hình 2.30: Sơ đồ dầm dài chịu moment tập trung

Trong trường hợp tải tập trung M đặt tại gốc trục tọa độ, tại gốc O , $x = 0$ có:

Tại gốc O , $x = 0$ có độ võng $y = 0 \Rightarrow C_3 = 0 \Rightarrow y = C_4 e^{-\alpha x} \sin \alpha x$

và $M = M_0/2 \Rightarrow -EI y'' = M_0/2 \Rightarrow -EI y''_{x=0} = EI 2C_4 \alpha^2 = M_0/2$

$$\Rightarrow C_4 = \frac{M_0}{4\alpha^2 EI}$$

Do vậy phương trình trục võng của dầm dài vô hạn chịu moment M_0

tập trung tại gốc O có dạng
$$y = \frac{M_0}{4\alpha^2 EI} B_{(\alpha x)} l$$

Phản lực nền $q(x) = \alpha^2 M_0 B_{(\alpha x)} \quad (2.37)$

Phương trình moment $M = \frac{M_0}{2} D_{(\alpha x)} \quad (2.38)$

Phương trình lực cắt $Q = \frac{\alpha M_0}{2} A_{(\alpha x)} \quad (2.39)$

Các hệ số $A_{(\alpha x)} = e^{-\alpha x} \cos \alpha x + e^{-\alpha x} \sin \alpha x$; $B_{(\alpha x)} = e^{-\alpha x} \sin \alpha x$;

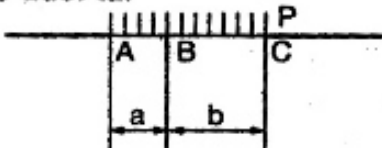
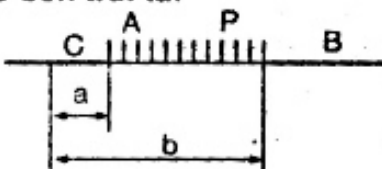
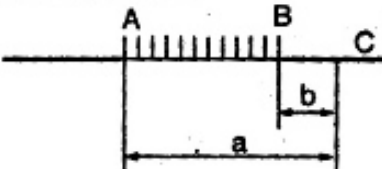
$C_{(\alpha x)} = e^{-\alpha x} \cos \alpha x - e^{-\alpha x} \sin \alpha x$; $D_{(\alpha x)} = e^{-\alpha x} \cos \alpha x$

có thể suy từ giản đồ ở H.2.33 hoặc bảng 2.3

3- Tải phân bố đều trong một đoạn dầm dài vô hạn

Kết quả độ võng y , moment M , lực cắt Q tại một điểm của dầm dài vô hạn chịu tải trọng phân bố đều dài hữu hạn trên dầm móng có thể tính toán theo các công thức nêu trong bảng 2.3.

Bảng 2.3

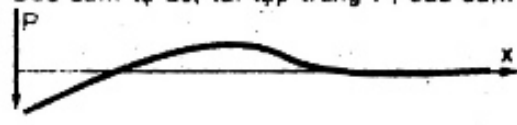
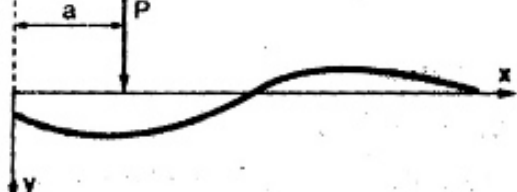
Điểm C dưới tải 	Độ võng $y_c = \frac{P}{2k^*} (2 - D_{(\alpha a)} - D_{(\alpha b)})$ Moment $M_c = \frac{P}{4\alpha^2} (B_{(\alpha a)} + B_{(\alpha b)})$ Lực cắt $V_c = \frac{P}{4\alpha} (C_{(\alpha a)} - C_{(\alpha b)})$
Điểm C bên trái tải 	Độ võng $y_{C'} = \frac{P}{2k^*} (D_{(\alpha a)} - D_{(\alpha b)})$ Moment $M_{C'} = -\frac{P}{4\alpha^2} (B_{(\alpha a)} + B_{(\alpha b)})$ Lực cắt $Q_{C'} = \frac{P}{4\alpha} (C_{(\alpha a)} - C_{(\alpha b)})$
Điểm C bên phải tải 	Độ võng $y_C = -\frac{P}{2k^*} (D_{(\alpha a)} - D_{(\alpha b)})$ Moment $M_C = \frac{P}{4\alpha^2} (B_{(\alpha a)} - B_{(\alpha b)})$ Lực cắt $Q_C = \frac{P}{4\alpha} (C_{(\alpha a)} - C_{(\alpha b)})$

Hình 2.31: Sơ đồ tính móng băng dài vô hạn tải phân bố đều hữu hạn

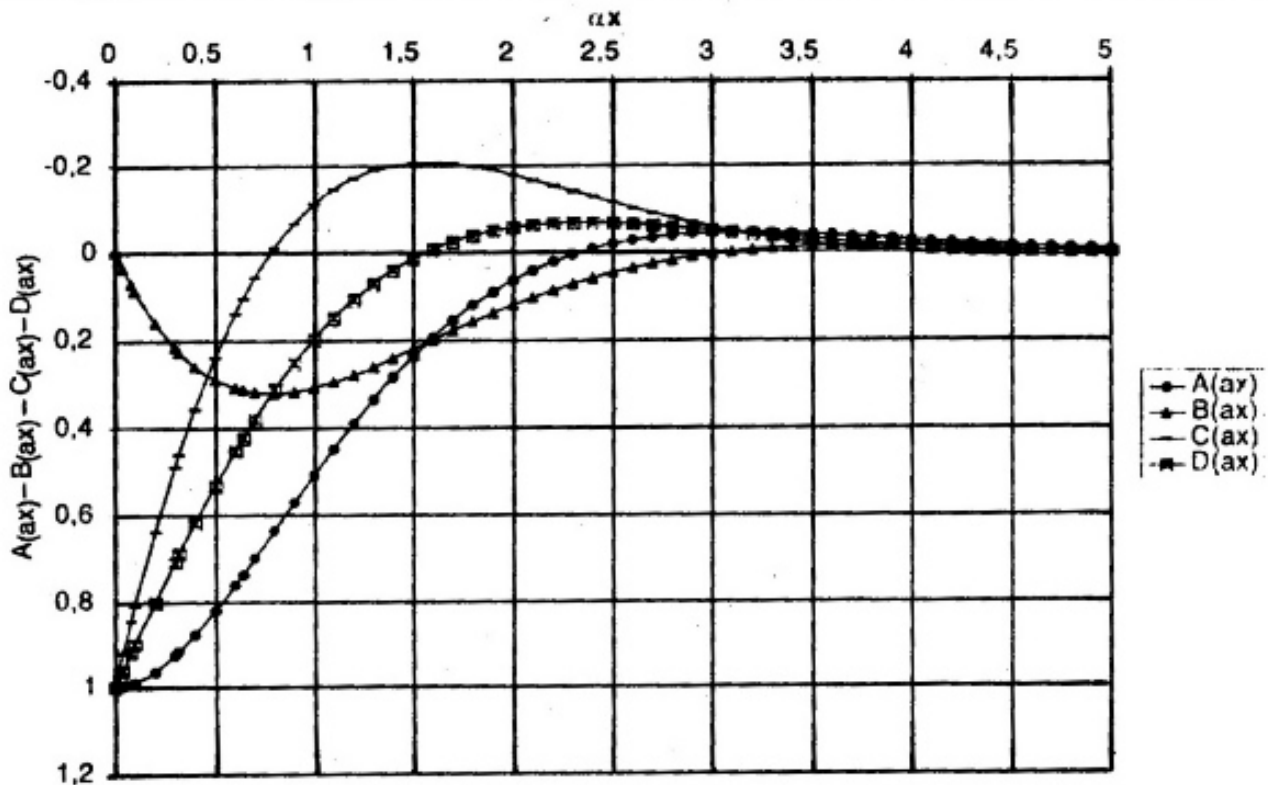
4- Dầm móng dài bán vô hạn

Với dầm dài bán vô hạn chịu tải tập trung có thể sử dụng các công thức ở bảng 2.4.

Bảng 2.4

Đầu dầm tự do, tải tập trung P, đầu dầm 	Độ võng $y = \frac{2P\alpha}{k^*} D_{(\alpha x)}$ Moment $M = -\frac{P}{\alpha^2} B_{(\alpha x)}$ Lực cắt $V_c = -P C_{(\alpha x)}$
Đầu dầm tự do, moment tập trung M, đầu dầm 	Độ võng $y = -\frac{2M\alpha}{k^*} C_{(\alpha x)}$ Moment $M = M_1 A_{(\alpha x)}$ Lực cắt $Q_c = -2M\alpha B_{(\alpha x)}$
Đầu dầm tự do, tải P, đặt gần đầu dầm 	Độ võng $y = \frac{P\alpha}{2k^*} \left[(C_{(\alpha a)} + 2D_{(\alpha a)}) A_{(\alpha x)} - 2(C_{(\alpha a)} + D_{(\alpha a)}) B_{(\alpha x)} + A_{\alpha(a+x)} \right]$ Moment $M = \frac{P}{4\alpha} \left[(C_{(\alpha x)} + 2D_{(\alpha x)}) C_{(\alpha x)} - 2(C_{(\alpha x)} + D_{(\alpha x)}) D_{(\alpha x)} + C_{\alpha(a-x)} \right]$ Lực cắt $Q = -\frac{P}{2} \left[(C_{(\alpha x)} + 2D_{(\alpha x)}) D_{(\alpha x)} - (C_{(\alpha x)} + D_{(\alpha x)}) A_{(\alpha x)} \pm D_{\alpha(a-x)} \right]$

Hình 2.32: Sơ đồ tính dầm bán vô hạn trên nền Winkler, tải tập trung

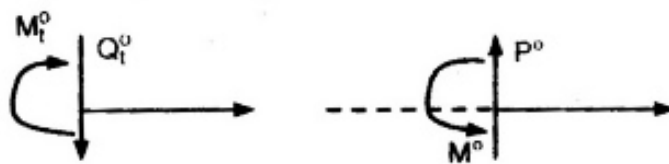


Hình 2.33: Các hệ số tính móng băng với nền Winkler

5- Tải trọng bù

Trong tính toán chúng ta thường gặp trường hợp lực không đặt ở đầu mút trái, và vì đầu mút này không có nội lực nên ta phải đặt hệ tải gồm lực đứng P' và moment M' tác động lên điểm này để sao cho tại cạnh móng trái không có M và Q , hệ tải này được gọi là tải bù.

Đầu dầm tự do, nội lực M'_1 và Q'_1 xuất hiện do các tải đặt bên phải đầu dầm



Để khử nội lực dư này, ta đặt vào đầu mút trái hai lực M'' và P'' và xem như dầm dài vô hạn.

Dưới tác dụng của hệ tải này nội lực M''_2 và Q''_2 tại đầu mút trái sẽ là

$$M''_2 = \frac{P_o}{4\alpha} + \frac{M_o}{2} \quad (2.40)$$

$$Q''_2 = -\frac{P_o}{2} - \alpha \frac{M_o}{2} \quad (2.41)$$

Nội lực dư tại đầu mút dầm triệt tiêu khi

$$M'_1 + M''_2 = M'_1 + P_o/4\alpha + M_o/2 = 0 \Rightarrow M'' = -4M'_1 - 2Q'_1/\alpha \quad (2.42)$$

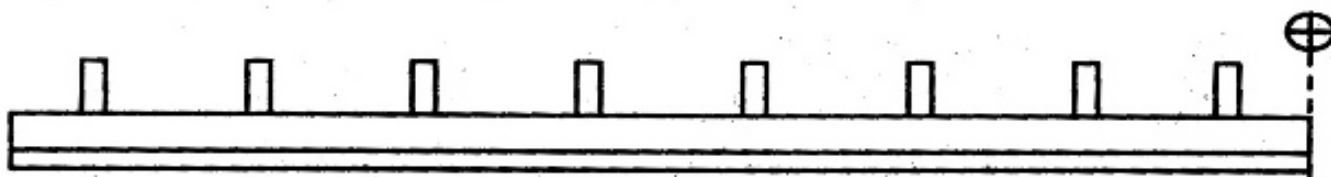
$$Q'_1 + Q''_2 = Q'_1 - P_o/2 - \alpha M_o/2 = 0 \Rightarrow P'' = 4\alpha M'_1 + 4Q'_1 \quad (2.43)$$

Bảng 2.5: Bảng giá trị các hàm $A(\alpha x)$; $B(\alpha x)$; $C(\alpha x)$ và $D(\alpha x)$

(αx)	$A(\alpha x)$	$B(\alpha x)$	$C(\alpha x)$	$D(\alpha x)$
0	1	0	1	1
0,1	0,9907	0,0903	0,8100	0,9003
0,2	0,9651	0,1627	0,6398	0,8024
0,3	0,9267	0,2189	0,4888	0,7077
0,4	0,8784	0,2610	0,3564	0,6174
0,5	0,8231	0,2908	0,2415	0,5323
0,6	0,7628	0,3099	0,1431	0,4530
0,7	0,6997	0,3199	0,0599	0,3798
0,8	0,6354	0,3223	-0,0093	0,3131
0,9	0,5712	0,3185	-0,0657	0,2527
1	0,5083	0,3096	-0,1108	0,1988
1,1	0,4476	0,2967	-0,1457	0,1510
1,2	0,3899	0,2807	-0,1716	0,1091
1,3	0,3355	0,2626	-0,1897	0,0729
1,4	0,2849	0,2430	-0,2011	0,0419
1,5	0,2384	0,2226	-0,2068	0,0158
1,6	0,1959	0,2018	-0,2077	-0,0059
1,7	0,1576	0,1812	-0,2047	-0,0235
1,8	0,1234	0,1610	-0,1985	-0,0376
1,9	0,0932	0,1415	-0,1899	-0,0484
2	0,0667	0,1231	-0,1794	-0,0563
2,1	0,0439	0,1057	-0,1675	-0,0618
2,2	0,0244	0,0896	-0,1548	-0,0652
2,3	0,0080	0,0748	-0,1416	-0,0668
2,4	-0,0056	0,0613	-0,1282	-0,0669
2,5	-0,0166	0,0491	-0,1149	-0,0658
2,6	-0,0254	0,0383	-0,1019	-0,0636
2,7	-0,0320	0,0287	-0,0895	-0,0608
2,8	-0,0369	0,0204	-0,0777	-0,0573
2,9	-0,0403	0,0132	-0,0666	-0,0534
3	-0,0423	0,0070	-0,0563	-0,0493
3,1	-0,0431	0,0019	-0,0469	-0,0450
3,2	-0,0431	-0,0024	-0,0383	-0,0407
3,3	-0,0422	-0,0058	-0,0306	-0,0364
3,4	-0,0408	-0,0085	-0,0237	-0,0323

(αx)	$A(\alpha x)$	$B(\alpha x)$	$C(\alpha x)$	$D(\alpha x)$
3,5	-0,0389	-0,0106	-0,0177	-0,0283
3,6	-0,0366	-0,0121	-0,0124	-0,0245
3,7	-0,0341	-0,0131	-0,0079	-0,0210
3,8	-0,0314	-0,0137	-0,0040	-0,0177
3,9	-0,0286	-0,0139	-0,0008	-0,0147
4	-0,0258	-0,0139	0,0019	-0,0120
4,1	-0,0231	-0,0136	0,0040	-0,0095
4,2	-0,0204	-0,0131	0,0057	-0,0074
4,3	-0,0179	-0,0124	0,0070	-0,0054
4,4	-0,0155	-0,0117	0,0079	-0,0038
4,5	-0,0132	-0,0109	0,0085	-0,0023
4,6	-0,0111	-0,0100	0,0089	-0,0011
4,7	-0,0092	-0,0091	0,0090	-0,0001
4,8	-0,0075	-0,0082	0,0089	0,0007
4,9	-0,0059	-0,0073	0,0087	0,0014
5	-0,0045	-0,0065	0,0084	0,0019
5,1	-0,0033	-0,0056	0,0079	0,0023
5,2	-0,0023	-0,0049	0,0075	0,0026
5,3	-0,0014	-0,0042	0,0069	0,0028
5,4	-0,0006	-0,0035	0,0064	0,0029
5,5	0,0000	-0,0029	0,0058	0,0029
5,6	0,0005	-0,0023	0,0052	0,0029
5,7	0,0010	-0,0018	0,0046	0,0028
5,8	0,0013	-0,0014	0,0041	0,0027
5,9	0,0015	-0,0010	0,0036	0,0025
6	0,0017	-0,0007	0,0031	0,0024
6,1	0,0018	-0,0004	0,0026	0,0022
6,2	0,0019	-0,0002	0,0022	0,0020
6,3	0,0019	0,0000	0,0018	0,0018
6,4	0,0018	0,0002	0,0015	0,0017
6,5	0,0018	0,0003	0,0011	0,0015
6,6	0,0017	0,0004	0,0009	0,0013
6,7	0,0016	0,0005	0,0006	0,0011
6,8	0,0015	0,0006	0,0004	0,0010
6,9	0,0014	0,0006	0,0002	0,0008
7	0,0013	0,0006	0,0001	0,0007

Ví dụ 2.8. Một móng băng của một nhà khung gồm 16 cột, 15 nhịp, khoảng cách các cột đều nhau 3,3m. Hai đầu thừa 1,65m tính từ tâm cột biên. Tải tác động lên các cột giống nhau $N'' = 36 \text{ T}$. Nền đất có hệ số nền là $k_{1,25} = 437,5 \text{ T/m}^3$



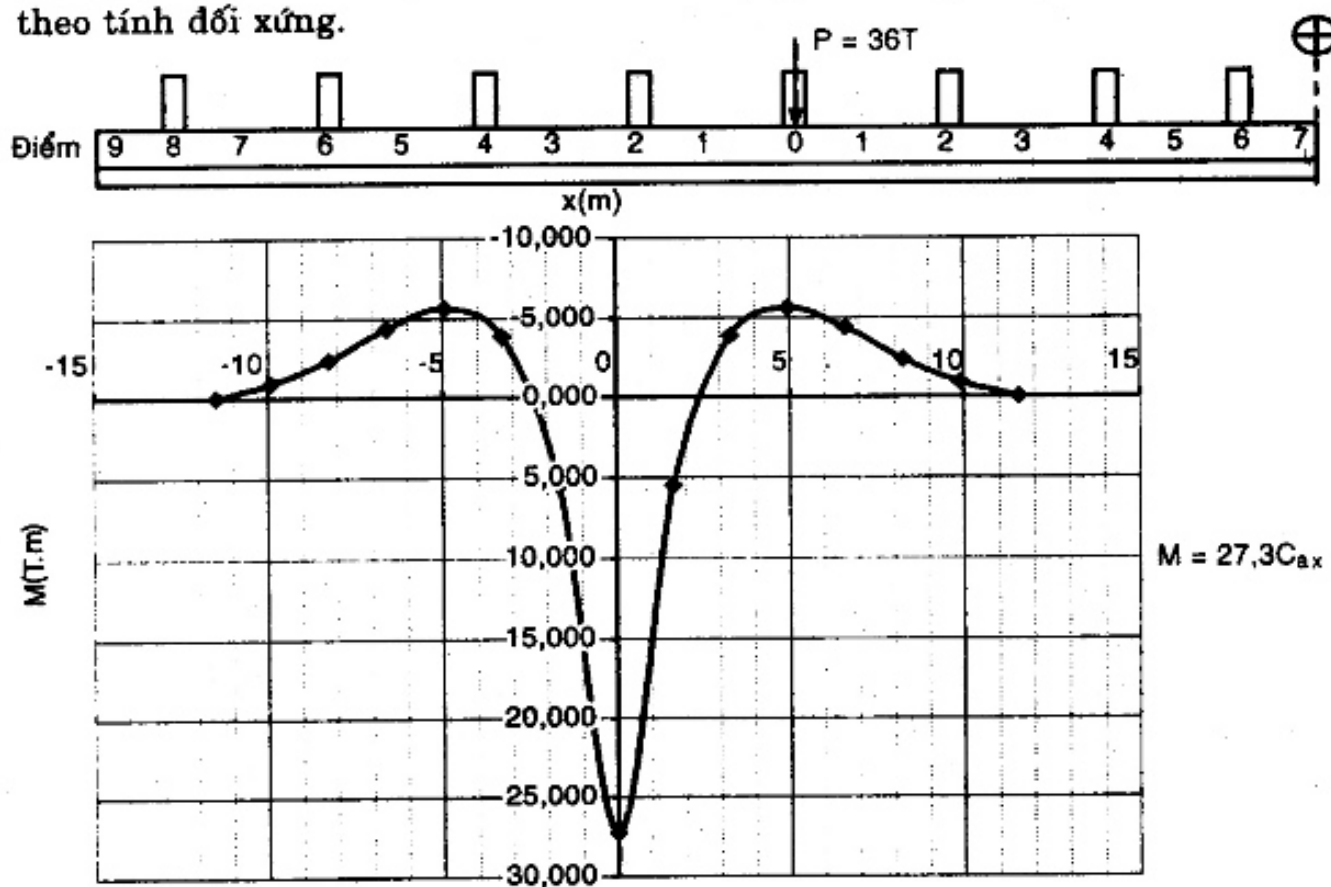
Giải. Chọn móng có bề dày móng $0,25\text{m}$, bề rộng $b = 1,25\text{m}$ chiều cao dầm gần $h = 0,6\text{m}$

Moment quán tính gần đúng $I = 1,12 \times 10^{-2} \text{m}^4$

Module đàn hồi của bê tông $E = 1,15 \times 10^6 \text{T/m}^2$, hệ số $\alpha = 0,33 \text{m}^{-1}$

Vì $\alpha > \pi = 3,14$ nên dầm được xem như dài vô hạn hoặc khi $l > 3,14/0,33 = 9,5\text{m}$

Chúng ta tính toán cho một lực thẳng đứng đặt tại điểm gốc O của trục dầm Ox , sẽ gây ra moment M và lực cắt Q tại các điểm 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7 có tọa độ lần lượt là $x = 1,65; 3,3; 4,95; 6,6; 8,25; 9,9$ và $11,55\text{m}$. Xa ngoài điểm 7, ảnh hưởng của lực đặt tại O có thể bỏ qua. Như vậy khi đặt lực tại cột thứ nhất bên trái, ảnh hưởng của nó không đến giữa móng, ta có thể xét sơ đồ đặt tải từ cột biên trái đến cột giữa móng và phần còn lại xét theo tính đối xứng.



Hình 2.34: Biểu đồ moment do lực tập trung gây ra trong dầm dài vô hạn

Điểm	$x \text{ (m)}$	αx	$C_{\alpha x}$	$M = 27,3 C_{\alpha x}$	$D_{\alpha x}$	$Q = -18 D_{\alpha x}$
0	0	0	1	27,3	1	-18
1	1,65	0,54	0,2021	5,517	0,5006	-9
2	3,3	1,09	-0,1422	-3,882	0,1462	-2,63
3	4,95	1,63	-0,2068	-5,542	-0,0112	0,2
4	6,6	2,18	-0,1603	-4,376	-0,0645	1,16
5	8,25	2,72	-0,0871	-2,380	-0,0600	1,08
6	9,9	3,27	-0,0329	-0,9	-0,0377	0,68
7	11,55	3,81	-0,0036	-0,008	-0,0171	0,31

Lần lượt ta đặt tải lên các cột, rồi cộng tác dụng để có biểu đồ M và Q , sau đó, vì đầu mút móng bên trái không có nội lực nên ta phải đặt hệ tải gồm lực đứng Q'' và moment M'' tác động lên điểm này để sao cho tại biên móng trái không có M và Q , hệ tải này được gọi là tải bù.

Khi đặt một tải cột moment sinh ra tại các điểm lân cận móng như bảng 2.7.

Bảng 2.7

								Tải
Điểm	7	6	5	4	3	2	1	0
x	-11,55	-9,9	-8,25	-6,6	-4,95	-3,3	-1,65	0
qx	-3,81	-3,27	-2,72	-2,18	-1,63	-1,09	-0,54	0
M	-0,098	-0,9	-2,38	-4,376	-5,642	-3,882	5,517	27,3

Tải								
0	1	2	3	4	5	6	7	
0	1,65	3,3	4,95	6,6	8,25	9,9	11,55	
0	0,54	1,09	1,63	2,18	2,72	3,27	3,81	
27,3	5,517	-3,882	-5,642	-4,376	-2,38	-0,9	-0,098	

Các tải lần lượt tác động lên các cột A, B, C, D, E, F, G, H và moment M sinh ra tại các điểm theo bảng 2.8.

Bảng 2.8

	Cột A		Cột B		Cột C		Cột D	
5,517	27,3	5,517	-3,882	-5,642	-4,376	-2,38	-0,9	-0,098
-5,642	-3,882	5,517	27,3	5,517	-3,882	-5,642	-4,376	-2,38
-2,38	-4,376	-5,642	-3,882	5,517	27,3	5,517	-3,882	-5,642
-0,098	-0,9	-2,38	-4,376	-5,642	-3,882	5,517	27,3	5,517
		-0,098	-0,9	-2,38	-4,376	-5,642	-3,882	5,517
				-0,098	-0,9	-2,38	-4,376	-5,642
						-0,098	-0,9	-2,38
								-0,098

	Cột E		Cột F		Cột G		Cột H	
-0,098								
-2,38	-0,9	-0,098						
-5,642	-4,376	-2,38	-0,9	-0,098				
5,517	-3,882	-5,642	-4,376	-2,38	-0,9	-0,098		
5,517	27,3	5,517	-3,882	-5,642	-4,376	-2,38	-0,9	-0,098
-5,642	-3,882	5,517	27,3	5,517	-3,882	-5,642	-4,376	-2,38
-2,38	-4,376	-5,642	-3,882	5,517	27,3	5,517	-3,882	-5,642
-0,098	-0,9	-2,38	-4,376	-5,642	-3,882	5,517	27,3	5,517

Moment M trong móng do tất cả các tải cột sinh ra như sau

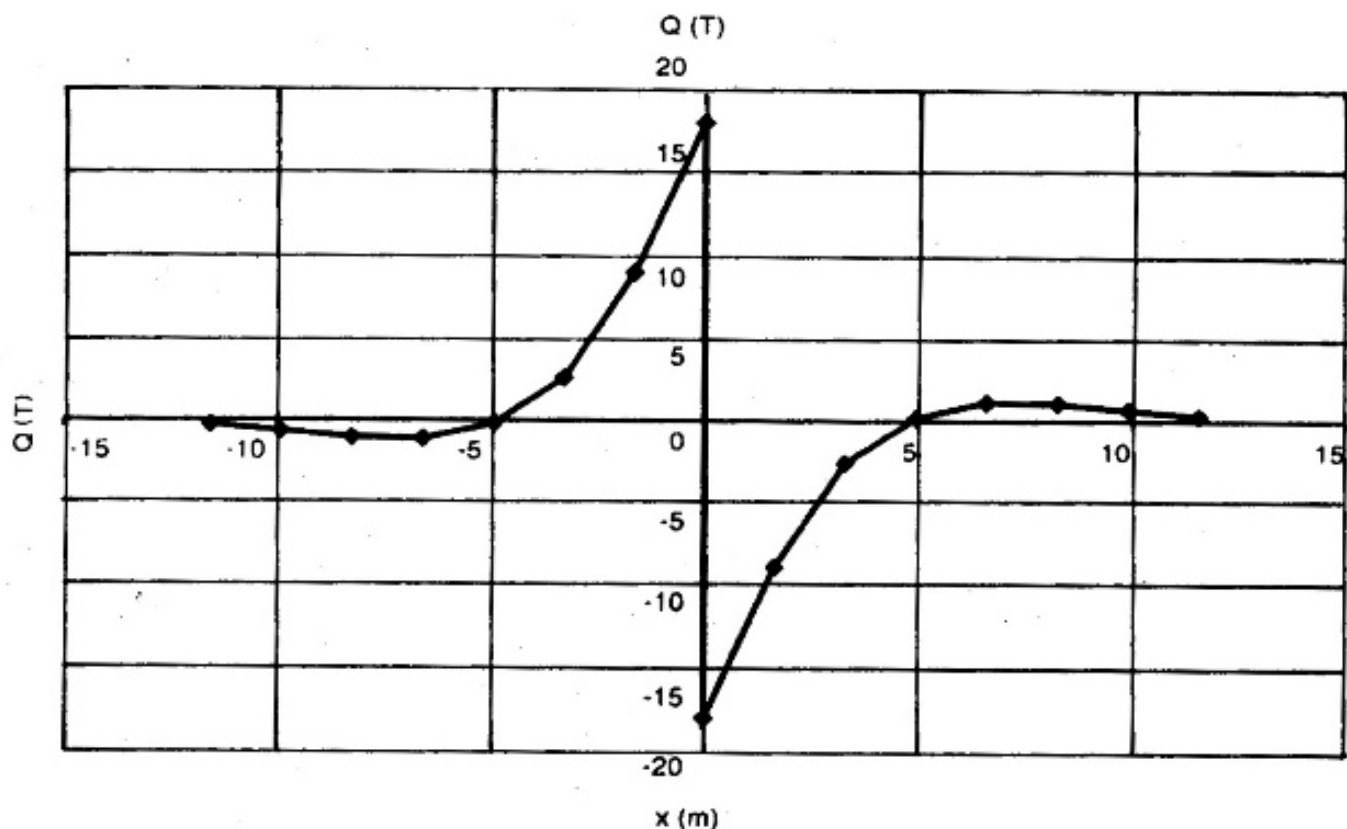
	Cột A		Cột B		Cột C		Cột D		Cột E
-2,6	18,142	2,914	14,26	-2.728	9,884	-5,108	8,984	-5,206	8,984

	Cột E		Cột F		Cột G		Cột H	
	8,984	-5,206	8,984	-5,206	8,984	-5,206	8,984	-5,206

Khi đặt một tải cột lực cắt Q sinh ra tại các điểm lân cận móng như bảng sau

								Tải
Điểm	7	6	5	4	3	2	1	0
Q	-0,31	-0,68	-1,08	-1,16	-0,2	2,63	9	18

Tải								
0	1	2	3	4	5	6	7	
18	-9	-2,63	0,2	1,16	1,08	0,68	0,31	



Hình 2.35: Biểu đồ lực cắt trong dầm dài vô hạn do tải tập trung gây ra

Các tải lần lượt tác động lên các cột A, B, C, D, E, F, G, H và lực cắt Q sinh ra tại các điểm theo các hàng trong bảng 2.9.

Bảng 2.9

9		-9	-2,63	0,2	1,16	1,08	0,68	0,31	
-0,2	2,63	9		-9	-2,63	0,2	1,16	1,08	0,68
-1,08	-1,16	-0,2	2,63	9		-9	-2,63	0,2	1,16
-0,31	-0,68	-1,08	-1,16	-0,2	2,63	9		-9	-2,63
		-0,31	-0,68	-1,08	-1,16	-0,2	2,63	9	
				-0,31	-0,68	-1,08	-1,16	-0,2	2,63
						-0,31	-0,68	-1,08	-1,16
								-0,31	-0,68

0,68	0,31						
1,16	1,08	0,68	0,31				
-2,63	0,2	1,16	1,08	0,68	0,31		
	-9	-2,63	0,2	1,16	1,08	0,68	0,31
2,63	9		-9	-2,63	0,2	1,16	1,08
-1,16	-0,2	2,63	9		-9	-2,63	0,2
-0,68	-1,08	-1,16	-0,2	2,63	9		-9

Lực cắt Q trong móng do tất cả các tải cột sinh ra như sau (bảng 2.10).

Bảng 2.10

	Cột A		Cột B		Cột C		Cột D		Cột E
7,41	18,79		16,16		17,32		18		18
	-17,21	-1,59	-19,84	-1,39	-18,68	-0,31	-18	0	-18

Cột E		Cột F		Cột G		Cột H	
18		18		18		18	
-18	0	-18	0	-18	0	-18	0

Tại đầu mút trái của dầm móng tồn tại giá trị moment $M_t = -2,6 \text{ T.m}$ và lực cắt $Q_t = -7,41 \text{ T}$, theo phân tích lý thuyết phân trên chúng ta phải đặt hệ tải trọng bù M^o và P^o ở đầu mút dầm trái để triệt tiêu nội lực dư tại đây.

Công thức xác định M^o và P^o có dạng như sau

$$M^o = -4M_t^o - 2Q_t^o / \alpha \text{ và } P^o = 4\alpha M_t^o + 4Q_t^o$$

Như vậy, chúng ta có $M^o = -4(-2,6) - 2(-7,4)/0,33 = 55,2 \text{ Tm}$

và

$$P^o = 4 \times 0,33(-2,6) + 4(-7,4) = -33 \text{ T}$$

Moment M sinh ra trong dầm móng do hệ tải bù đặt tại đầu mút trái

có dạng
$$M = \frac{P^o C_{\alpha x}}{4\alpha} + \frac{M^o D_{\alpha x}}{2}$$

Lực cắt Q sinh ra trong dầm móng do hệ tải bù đặt tại đầu mút trái có dạng

$$Q = -\frac{P^o D_{\alpha x}}{2} - \frac{\alpha M^o A_{\alpha x}}{2}$$

Bảng 2.11

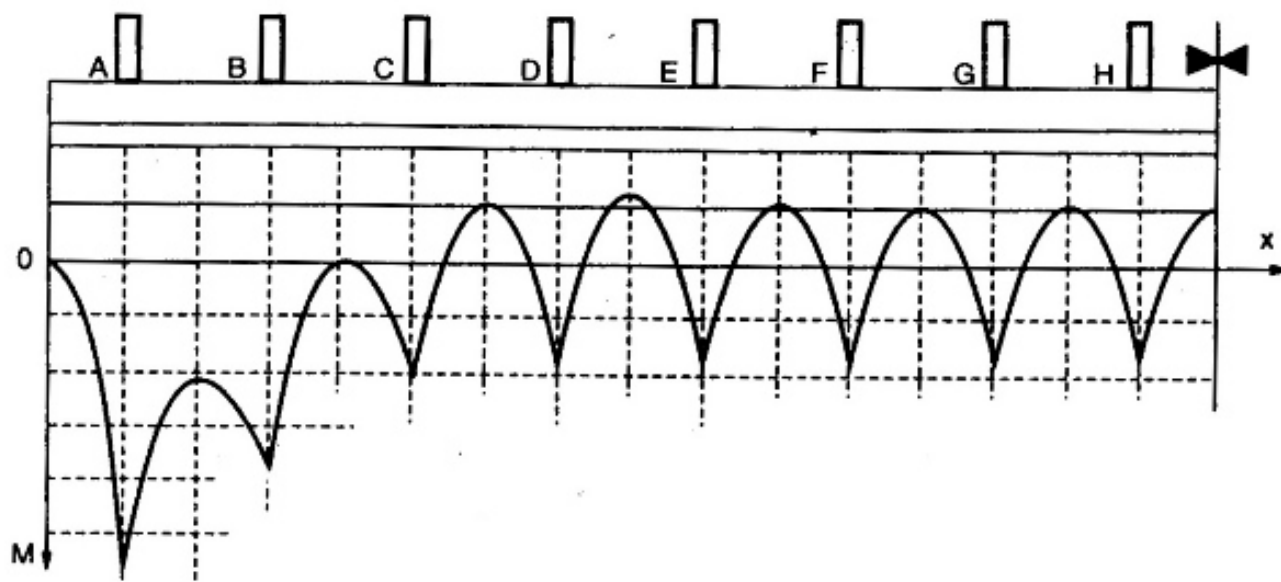
Điểm	0	1	2	3	4	5	6	7
x	0	1,65	3,3	4,95	6,6	8,25	9,9	11,55
αx	0	0,545	1,09	1,63	2,18	2,72	3,27	3,81
$C_{\alpha x}$	1	0,195	-0,143	-0,207	-0,157	-0,087	-0,033	-0,004
$D_{\alpha x}$	1	0,496	0,156	-0,012	-0,065	-0,060	-0,038	-0,017
M	2,6	8,8	7,5	4,8	2,2	0,5	-0,2	-0,39
$D_{\alpha x}$	1	0,496	0,156	-0,012	-0,065	-0,06	-0,038	-0,017
$A_{\alpha x}$	1	0,796	0,454	0,184	0,028	-0,033	-0,043	-0,031
Q	7,4	0,934	-1,561	1,478	-0,817	-1,291	-1,019	-0,563

Tổng hợp moment M do tải đặt ở các cột và do hệ tải bù đặt ở đầu mút trái

Bảng 2.12

Vị trí	Mút	Cột A		Cột B		Cột C		Cột D
	0	1	2	3	4	5	6	7

	Cột E		Cột F		Cột G		Cột H

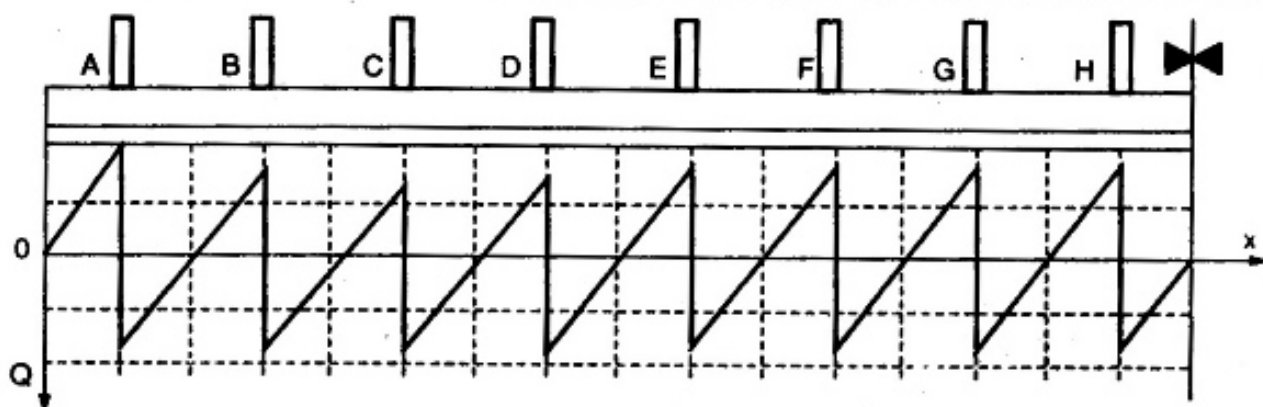


Hình 2.36: Biểu đồ moment trong móng băng do hệ lực tập trung tác động
Tổng hợp lực cắt Q do tải đặt ở các cột và do hệ tải bù đặt ở đầu mút trái.

Bảng 2.13

Vị trí	Mút	Cột A		Cột B		Cột C		Cột D
	0	1	2	3	4	5	6	7
Q do tải	7,41	18,79		16,16		17,32		18
		-17,21	-1,59	-19,84	-1,39	-18,68	-0,31	-18
Q bù	7,4	0,934	-1,561	1,478	-0,817	-1,291	-1,019	-0,563
Q tổng	0	19,72		17,64		16,03		17,44
		-16,28	-3,15	-18,36	-2,21	19,97	-1,32	-18,56

Cột D 7		Cột E		Cột F		Cột G	
18		18		18		18	
-18	0	-18	0	-18	0	-18	0
-0,563							
17,44		18		18		18	
-18,56	0	-18	0	-18	0	-18	0



Hình 2.37: Biểu đồ lực cắt trong móng băng do hệ lực tập trung tác động

2.11 DẦM DÀI HỮU HẠN TRÊN NỀN ĐÀN HỒI

1- Giải phương trình Lagrange

Một điểm tựa đàn hồi khi chuyển vị thẳng đứng của nó tỷ lệ với tải tác động. Tải này $q(x)$ là tổng lực ngoài tác động tập trung hoặc phân bố $p(x)$ và phản lực đất nền σ cho bề rộng b .

Như vậy, ta có: $\sigma = ky(x)$

và $b\sigma = kby(x)$ hay $k^* = kb$

k được gọi là module phản lực nền; hệ số đá ballast; hệ số Westergaard; hệ số đàn hồi của nền hay hệ số nền.

Tải tác động lên dầm là $q(x) = p(x) + kby$

Phương trình cân bằng của dầm (phương trình Lagrange) có dạng

$$\Delta \Delta y = \frac{d^4 y}{dx^4} = -\frac{q(x)}{D}$$

$$\text{hoặc} \quad \frac{d^4 y}{dx^4} + \frac{kby}{D} = -\frac{p(x)}{D} \quad [2]$$

$$\text{với } D - \text{độ cứng của dầm; } D = \frac{EI}{1-\nu^2} = \frac{Ebh^2}{12(1-\nu^2)} \quad (2.45)$$

Nghiệm tổng quát của phương trình [2] không vế hai có dạng

$$y(x) = e^{\alpha x} (C_1 \cos \alpha x + C_2 \sin \alpha x) + e^{-\alpha x} (C_3 \cos \alpha x + C_4 \sin \alpha x) \quad [3]$$

$$\text{với } \alpha = \sqrt[4]{\frac{kb}{4D}} = \sqrt[4]{\frac{k^*}{4D}}$$

đặt $C_1 = A'; C_2 = B'; C_3 = A; C_4 = B; e = e^{\alpha x}; c = \cos \alpha x; s = \sin \alpha x$

$$y(x) = (Ac + Bs) \frac{1}{e} + (A'c + B's)e \quad [3]$$

Các đạo hàm của phương trình [3] có dạng

$$y'(x) = \alpha [(B-A)c - (A+B)s] \frac{1}{e} + \alpha [(A'+B')c + (B'-A')s] e$$

$$y''(x) = 2\alpha^2 [-Bc + As] \frac{1}{e} + 2\alpha^2 [B'c - A's] e$$

$$y'''(x) = 2\alpha^3 [(A+B)c + (B-A)s] \frac{1}{e} + 2\alpha^3 [(B'-A')c - (B'-A')s] e$$

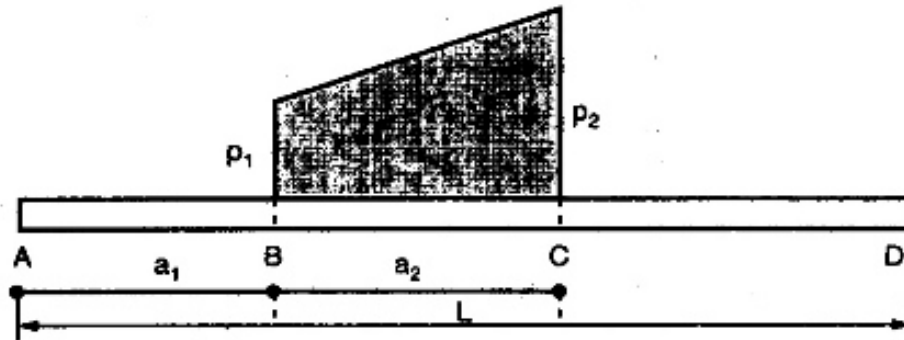
$$y^{(iv)}(x) = -4\alpha^4 [Ac + Bs] \frac{1}{e} - 4\alpha^4 [A'c + B's] e$$

Ghi chú:

Với phần tử độc trực, phương trình Lagrange có dạng

$$y' = \text{góc xoay } \omega; \quad y'' = \frac{M}{EI}; \quad y''' = \frac{Q}{EI}$$

2- Trường hợp tải phân bố hữu hạn có dạng hình thang



Hình 2.38: Móng băng chịu tải phân bố hữu hạn

$$p(x) = p_1 + (p_2 - p_1)(x - a_1)/a_2$$

Một dầm dài L , rộng b , dày h , chịu tác động của một tải phân bố hữu hạn, tuyến tính theo x , nghiệm riêng của phương trình Lagrange có dạng:

$$y = \beta_1 x + \beta_2$$

trong đó β_1 và β_2 - hai hằng số cần xác định.

Nghiệm chung của phương trình Lagrange có dạng

$$y = (A \cos \alpha x + B \sin \alpha x)e^{-\alpha x} + (A' \cos \alpha x + B' \sin \alpha x)e^{\alpha x} + \beta_1 x + \beta_2 \quad [4]$$

đạo hàm bậc bốn của [4]

$$y^{iv} = -4\alpha^4 \left[(A \cos \alpha x + B \sin \alpha x)e^{-\alpha x} + (A' \cos \alpha x + B' \sin \alpha x)e^{\alpha x} \right]$$

$$y^{iv} = -4\alpha^4 \left[(A \cos \alpha x + B \sin \alpha x)e^{-\alpha x} + (A' \cos \alpha x + B' \sin \alpha x)e^{\alpha x} + \beta_1 x + \beta_2 - \beta_1 x - \beta_2 \right]$$

và kết hợp với [2]

$$y^{iv}(x) = -4\alpha^4 [y - \beta_1 x - \beta_2] = -q(x)/D$$

với $q(x) = p(x) + b\sigma = p_1 + (p_2 - p_1)(x - a_1)/a_2 + bky$

$$y \left[4\alpha^4 - \frac{kb}{D} \right] = 4\alpha^4 [\beta_1 x - \beta_2] + \left[p_1 + (p_2 - p_1) \frac{(x - a_1)}{a_2} \right] \frac{1}{D}$$

$$\text{Mặt khác theo định nghĩa của } \alpha = \sqrt[4]{\frac{kb}{4D}} \Rightarrow 4\alpha^4 - \frac{kb}{D} = 0$$

$$\text{hay là } [\beta_1 x - \beta_2] = \left[p_1 + (p_2 - p_1) \frac{(x - a_1)}{a_2} \right] \frac{1}{4\alpha^4 D}$$

Bất chấp x , ta có

$$\text{Khi } x = 0 \Rightarrow \beta_2 = \frac{(p_2 - p_1) \frac{a_1}{a_2} - p_1}{4\alpha^4 D} = \frac{(p_2 - p_1) \frac{a_1}{a_2} - p_1}{kb}$$

và
$$\beta_1 = \frac{p_1 - p_2}{4\alpha^4 Da_2} = \frac{p_1 - p_2}{kba_2}, \text{ Vậy}$$

$$y = (A \cos \alpha x + B \sin \alpha x)e^{-\alpha x} + (A' \cos \alpha x + B' \sin \alpha x)e^{\alpha x} + \frac{p_1 - p_2}{kba_2} x + \frac{(p_2 - p_1) \frac{a_1}{a_2} - p_1}{kb} \quad (2.46)$$

Có ý dễ dàng suy ra: moment $M = Dy''$; lực cắt $Q = Dy'''$

Tải phân bố $q(x) = -Dy'''' = p(x) + b\sigma$

Bốn hằng số tích phân A; B; A'; B' được xác định từ các điều kiện biên.

3- Điều kiện biên

Chúng ta phân biệt ba trường hợp

• Tại A và tại D

a) Đầu tự do: lực cắt $Q = 0$ và moment $M = 0$ hay $y''' = 0$ và $y'' = 0$

b) Đầu khớp: chuyển vị $y = 0$ và moment $M = 0$ hay $y = 0$ và $y'' = 0$

• Tại B: biểu thức của bốn biến số y, y', M và Q ở hai bên của điểm B này.

• Tại C: biểu thức của bốn biến số y, y', M và Q ở hai bên của điểm C này.

Phương trình biến dạng có dạng

Từ A đến B và từ C đến D

$$y = (A \cos \alpha x + B \sin \alpha x)e^{-\alpha x} + (A' \cos \alpha x + B' \sin \alpha x)e^{\alpha x} \quad (2.47)$$

vì $p_1 = p_2 = 0$ kéo theo $\beta_1 = \beta_2 = 0$.

Từ B đến C

$$y = (A \cos \alpha x + B \sin \alpha x)e^{-\alpha x} + (A' \cos \alpha x + B' \sin \alpha x)e^{\alpha x} + \beta_1 x + \beta_2 \quad (2.48)$$

điều này dẫn đến giải hệ 12 phương trình có 12 ẩn số là 12 hệ số

2 cho đầu A: ($y'' = 0, y''' = 0$)

2 cho đầu D: ($y'' = 0, y''' = 0$)

4 cho điểm B: ($y = y_B, y' = y'_B, y'' = y''_B, y''' = y'''_B$)

4 cho điểm C: ($y = y_C, y' = y'_C, y'' = y''_C, y''' = y'''_C$)

Ghi chú: Phương pháp này được giả thiết là móng không hở khỏi đất (với $y > 0$); ứng xử thực của móng chỉ tương ứng với ứng suất nén. Trong trường hợp này có sự khác biệt trong kết quả của các tác động, các ứng suất và các biến dạng tương ứng với một sự gia tăng nhẹ những giá trị cực đại.



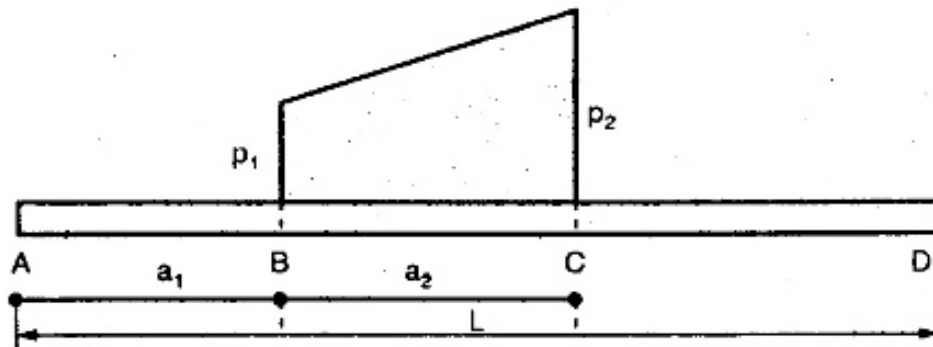
để khử những ứng suất kéo giữa đất và dầm (hoặc bản) ứng với khu vực dầm bị võng lên, chúng ta tác động những lực phân bố hướng lên và bằng - kbf, với f là giá trị biến dạng tại hoành độ đang khảo sát. Những lực này gây ra biến dạng phụ Δf hướng lên trên được tính từ *tải bù phân bố* - $k b \Delta f$

Ví dụ 2.9. Cho $b = 0,9\text{m}$; $h = 0,4\text{m}$; $L = 10\text{m}$; $p_1 = 0,1 \text{ MN/m}$; $p_2 = 0,3 \text{ MN/m}$; $a_1 = 2\text{m}$; $a_2 = 2\text{m}$; $E = 20.000 \text{ MPa}$; $k = 50 \text{ MPa/m}$.

Biến dạng $f = y$; góc xoay $\omega = y'$

Moment $M = Dy''$ với dầm thì $D = EI$; lực cắt $Q = Dy'''$

Với mỗi phần của dầm trong hình có:



Từ A đến B, những hệ số là A_1, B_1, A'_1, B'_1 với $\beta_1 = \beta_2 = 0$

Từ B đến C, những hệ số là A_2, B_2, A'_2, B'_2 với $\beta_1 \neq 0$ và $\beta_2 \neq 0$

Từ C đến D, những hệ số là A_3, B_3, A'_3, B'_3 với $\beta_1 = \beta_2 = 0$

Như vậy, chúng ta có 12 ẩn số và cần phải có 12 phương trình.

Những điều kiện biên ở hai đầu mút A và D cho 4 phương trình, cụ thể nếu dầm tự do ở hai đầu mút A và D các điều kiện biên này sẽ cho điều kiện tương thích của từng cặp bốn biến dạng và tác động (f, ω, M, Q) tại B và C cho 8 phương trình sau

• Tại A $M_1(0) = 0$ [1] và $Q_1(x) = 0$ [2]

• Tại D $M_3(L) = 0$ [3] và $Q_3(L) = 0$ [4]

• Tại B $f_1(a_1) = f_2(a_1)$ [5]

$\omega_1(a_1) = \omega_2(a_1)$ [6]

$M_1(a_1) = M_2(a_1)$ [7]

$Q_1(a_1) = Q_2(a_1)$ [8]

• Tại C $f_2(a_1 + a_2) = f_3(a_1 + a_2)$ [9]

$\omega_2(a_1 + a_2) = \omega_3(a_1 + a_2)$ [10]

$M_2(a_1 + a_2) = M_3(a_1 + a_2)$ [11]

$Q_2(a_1 + a_2) = Q_3(a_1 + a_2)$ [12]

Độ cứng $D = EI/12 = 96 \text{ MN.m}^2$

$$\alpha = \sqrt{\frac{kb}{4D}} = \sqrt{\frac{k^*}{4D}} = 0,585089$$

$$\beta_2 = \frac{(p_2 - p_1) \frac{a_1}{a_2} - p_1}{4\alpha^4 D} = \frac{(p_2 - p_1) \frac{a_1}{a_2} - p_1}{kb} = \frac{(0,3 - 0,1) \frac{2}{2} - 0,1}{50 \times 0,9} = 0,0022222$$

$$\beta_1 = \frac{p_1 - p_2}{4\alpha^4 D a_2} = \frac{p_1 - p_2}{k b a_2} = \frac{0,1 - 0,3}{50 \times 0,9 \times 2} = -0,0022222$$

Tại A, $x = 0 \Rightarrow e = e^{\alpha x} = 1; c = \cos \alpha x = 1; s = \sin \alpha x = 0$

phương trình [1] cho

$$M_1(x=0) = EI y''(x) = EI \times 2\alpha^2 \left\{ [-B_1 c + A_1 s] \frac{1}{e} + [B'_1 c - A'_1 s] e \right\} = 0$$

$$\Rightarrow (-B_1 + B'_1) = 0 \quad [1]$$

phương trình [2] cho $Q_1(x=0) = EI y'''(x) =$

$$= EI \times 2\alpha^3 \left\{ [(A_1 + B_1)c + (B_1 - A_1)s] \frac{1}{e} + [(B'_1 - A'_1)c - (B'_1 - A'_1)s] e \right\}$$

$$\Rightarrow A_1 + B_1 + B'_1 - A'_1 = 0 \quad [2]$$

Tại D, $x = L = 10\text{m} \Rightarrow \alpha = 5,85089; e = e^{5,85089} = 347,536;$

$c = \cos \alpha x = \cos 5,85089 = 0,907997; s = \sin \alpha x = \sin 5,85089 = 0,418976$

phương trình [3] cho

$$M_3(x=L) = EI y''(x) = EI \times 2\alpha^2 \left\{ [-B_3 c + A_3 s] \frac{1}{e} + [B'_3 c - A'_3 s] e \right\} = 0$$

$$\left\{ [-0,907997 B_3 + 0,418976 A_3] \frac{1}{347,536} + [0,907997 B'_3 - 0,418976 A'_3] 347,536 \right\} = 0$$

$$-0,002613 B_3 + 0,001206 A_3 + 0,002613 B'_3 - 0,001206 A'_3 = 0 \quad [3]$$

phương trình [4] cho

$$Q_3(x=L) = EI y'''(x)$$

$$= EI \times 2\alpha^3 \left\{ [(A_3 + B_3)c + (B_3 - A_3)s] \frac{1}{e} + [(B'_3 - A'_3)c - (B'_3 - A'_3)s] e \right\} = 0$$

$$\left\{ [(A_3 + B_3)c + (B_3 - A_3)s] \frac{1}{e} + [(B'_3 - A'_3)c - (B'_3 - A'_3)s] e \right\} = 0$$

$$\left\{ [(A_3 + B_3)c + (B_3 - A_3)s] \frac{1}{e} + [(B'_3 - A'_3)c - (B'_3 - A'_3)s] e \right\} = 0$$

$$\frac{1}{e}(c-s)A_3 + \frac{1}{e}(c+s)B_3 + e(s-c)A'_3 + e(c-s)B'_3 = 0$$

$$0,003818 A_3 + 0,001407 B_3 - 169,9526 A'_3 + 461,171 B'_3 = 0 \quad [4]$$

Tại B, $x = 2m \Rightarrow \alpha x = 1,170174$; $e = e^{1,170174} = 3,22255$

$c = \cos \alpha x = \cos 1,170174 = 0,38992$; $s = \sin \alpha x = \sin 1,170174 = 0,920818$
phương trình [5] cho

$$f_1(a_1) = f_2(a_1) \quad [5]$$

$$f_1(x = 2m) = y_1(x = 2m) = (A_1 c + B_1 s) \frac{1}{e} + (A'_1 c + B'_1 s) e$$

$$f_2(x = 2m) = (A_2 c + B_2 s) \frac{1}{e} + (A'_2 c + B'_2 s) e + \beta_1 x + \beta_2$$

$$(A_1 c + B_1 s) \frac{1}{e} + (A'_1 c + B'_1 s) e = (A_2 c + B_2 s) \frac{1}{e} + (A'_2 c + B'_2 s) e + \beta_1 x + \beta_2$$

$$(A_1 c + B_1 s) \frac{1}{e} + (A'_1 c + B'_1 s) e - (A_2 c + B_2 s) \frac{1}{e} - (A'_2 c + B'_2 s) e = (\beta_1 x + \beta_2)$$

$$(c/e)A_1 + (s/e)B_1 + ceA'_1 + seB'_1 - (c/e)A_2 - (s/e)B_2 - ceA'_2 - seB'_2 = -(\beta_1 x + \beta_2)/\alpha$$

$$0,121020A_1 + 0,285742B_1 + 1,256789A'_1 + 2,967338B'_1 - 0,121020A_2 - 0,285742B_2 - 1,256789A'_2 - 2,967338B'_2 = -0,0022222 \quad [5]$$

phương trình [6] cho $\omega_1(a_1) = \omega_2(a_1)$

$$y'_1(x = 2m) = \alpha[(B_1 - A_1)c - (A_1 + B_1)s] \frac{1}{e} + \alpha[(A'_1 + B'_1)c + (B'_1 - A'_1)s]e$$

$$y'_2(x = a_1 = 2m) = \alpha[(B_2 - A_2)c - (A_2 + B_2)s] \frac{1}{e} + \alpha[(A'_2 + B'_2)c + (B'_2 - A'_2)s]e + \beta_1$$

$$[(B_1 - A_1)c - (A_1 + B_1)s] \frac{1}{e} + [(A'_1 + B'_1)c + (B'_1 - A'_1)s]e$$

$$-[(B_2 - A_2)c - (A_2 + B_2)s] \frac{1}{e} - [(A'_2 + B'_2)c + (B'_2 - A'_2)s]e = \frac{\beta_1}{\alpha}$$

$$\Rightarrow -[(c + s)/e]A_1 + [(c - s)/e]B_1 + [(c - s)e]A'_1 + [(c + s)e]B'_1 + [(c + s)/e]A_2 - [(c - s)/e]B_2 - [(c - s)e]A'_2 - [(c + s)e]B'_2 = \beta_1/\alpha$$

$$\Rightarrow -0,406761A_1 + 0,164722B_1 - 1,710616A'_1 + 4,224154B'_1 + 0,406761A_2 - 0,164722B_2 + 1,710616A'_2 - 4,224154B'_2 = -0,0037981 \quad [6]$$

phương trình [7] cho $M_1(a_1) = M_2(a_1)$

$$\text{với } M_1(a_1) = EI y''(x = a_1 = 2m) = EI \left\{ 2\alpha^2 [-B_1 c + A_1 s] \frac{1}{e} + 2\alpha^2 [B'_1 c - A'_1 s] e \right\}$$

$$\text{và } M_2(a_1) = EI y''(x = a_1 = 2m) = EI \left\{ 2\alpha^2 [-B_2 c + A_2 s] \frac{1}{e} + 2\alpha^2 [B'_2 c - A'_2 s] e \right\}$$

$$\Rightarrow [-B_1 c + A_1 s] \frac{1}{e} + [B'_1 c - A'_1 s] e = [-B_2 c + A_2 s] \frac{1}{e} + [B'_2 c - A'_2 s] e$$

$$0,285742 A_1 + 0,12102 B_1 - 2,967385 A'_1 + 1,256769 B'_1 - 0,285742 A_2 - 0,12102 B_2 + 2,967385 A'_2 - 1,256769 B'_2 = 0 \quad [7]$$

phương trình [8] cho $Q_1(a_1) = Q_2(a_1)$

$$Q_1(a_1) = EIy'''(x = a_1 = 2m)$$

$$= EI \left\{ 2\alpha^3 [(A_1 + B_1)c + (B_1 - A_1)s] \frac{1}{e} + 2\alpha^3 [(B'_1 - A'_1)c - (B'_1 - A'_1)s] e \right\}$$

$$Q_2(a_1) = EIy'''(x = a_1 = 2m)$$

$$= EI \left\{ 2\alpha^3 [(A_2 + B_2)c + (B_2 - A_2)s] \frac{1}{e} + 2\alpha^3 [(B'_2 - A'_2)c - (B'_2 - A'_2)s] e \right\}$$

$$\Rightarrow -0,164722 A_1 + 0,406761 B_1 - 4,224154 A'_1 - 1,710616 B'_1 + 0,164722 A_2 - 0,406761 B_2 + 4,224154 A'_2 + 1,710616 B'_2 = 0 \quad [8]$$

Tại C, $f_2 = f_3$, với $x = a_1 + a_2 = 4m$

$$\Rightarrow \alpha x = 3,40347; e = e^{3,40347} = 10,384481$$

$$c = \cos \alpha x = \cos 3,40347 = -0,695813; s = \sin \alpha x = \sin 3,40347 = 0,718223$$

Tương tự, từ phương trình [9], ta có

$$-0,067003 A_2 + 0,069161 B_2 - 7,225907 A'_2 + 7,458635 B'_2 + 0,067003 A_3 - 0,069161 B_3 + 7,225907 A'_3 - 7,458635 B'_3 = 0,006666 \quad [9]$$

Tương tự, từ phương trình [10], ta có:

$$-0,002158 A_2 - 0,136163 B_2 - 14,680 A'_2 + 0,232728 B'_2 + 0,002158 A_3 + 0,136163 B_3 + 14,680 A'_3 - 0,232728 B'_3 = 0,0037981 \quad [10]$$

Tương tự, từ phương trình [11], ta có

$$+ 0,069161 A_2 + 0,067003 B_2 - 7,458635 A'_2 - 7,225907 B'_2 - 0,069161 A_3 - 0,067003 B_3 + 7,458635 A'_3 + 7,225907 B'_3 = 0 \quad [11]$$

Tương tự, từ phương trình [12], ta có

$$-0,136163 A_2 + 0,002158 B_2 - 0,232728 A'_2 - 14,68445 B'_2 + 0,136163 A_3 - 0,002158 B_3 + 0,232728 A'_3 + 14,68445 B'_3 = 0 \quad [12]$$

Giải hệ 12 phương trình trên ta được các nghiệm sau

$$\begin{aligned} A_1 &= 6,11944 \times 10^{-4} & A_2 &= -20,02593 \times 10^{-4} & A_3 &= 223,0474 \times 10^{-4} \\ B_1 &= -4,271221 \times 10^{-4} & B_2 &= -12,01597 \times 10^{-4} & B_3 &= -97,17155 \times 10^{-4} \\ A'_1 &= -3,30499 \times 10^{-4} & A'_2 &= -3,524407 \times 10^{-4} & A'_3 &= 0,0019252 \times 10^{-4} \\ B'_1 &= -4,71221 \times 10^{-4} & B'_2 &= -2,32501 \times 10^{-4} & B'_3 &= -0,00084074 \times 10^{-4} \end{aligned}$$

Bây giờ, ta có thể tính ứng suất, biến dạng và các tác động nội lực trong dầm trên.

$$\bullet \text{ Chẳng hạn tại } x = 3m \Rightarrow \alpha x = 2,75526; e = e^{2,75526} = 5,78495$$

$$c = \cos \alpha x = \cos 2,75526 = -0,16342; s = \sin \alpha x = \sin 2,75526 = 0,983035$$

Biến dạng hoặc độ võng

$$f = y_2(x = 3m) = (A_2c + B_2s)\frac{1}{c} + (A'_2c + B'_2s)e + \beta_1x + \beta_2 = -0,00248m$$

Góc xoay

$$\begin{aligned}\omega = y'_2(x = 3m) &= \alpha[(B_2 - A_2)c - (A_2 + B_2)s]\frac{1}{c} + \alpha[(A'_2 + B'_2)c + (B'_2 - A'_2)s]e + \beta_1 \\ &= -0,0001813rad\end{aligned}$$

Moment

$$\begin{aligned}M_2(x = 3m) &= EIy''(x = 3m) = EI\left\{2\alpha^2[-B_2c + A_2s]\frac{1}{c} + 2\alpha^2[B'_2c - A'_2s]e\right\} \\ &= -0,0956 MNm\end{aligned}$$

Lực cắt

$$\begin{aligned}Q_2(x = 3m) &= EIy'''(x = 3m) \\ &= EI\left\{2\alpha^3[(A_2 + B_2)c + (B_2 - A_2)s]\frac{1}{c} + 2\alpha^3[(B'_2 - A'_2)c - (B'_2 - A'_2)s]e\right\} \\ &= 0,02428MN\end{aligned}$$

$$\text{Phản lực nền } \sigma = -ky = -50 \times (-0,00248) = 0,124 MPa = 124 kPa$$

2.12 MÓNG BÈ TRÊN NỀN WINKLER

Móng bè trên nền Winkler, dựa trên lý thuyết bản và vỏ chịu tác động của phản lực nền. Lần lượt ta tính tác động của một chân cột lên khu vực bản xung quanh chân cột trên, sau đó ta dùng nguyên lý chồng chập để xác định biểu đồ moment, lực cắt, phản lực và độ võng và độ võng của bản. Phương pháp tính gồm các bước sau:

Bước 1. Chọn thử bề dày h của bản.

Bước 2. Xác định độ cứng chống uốn R của bản theo công thức sau

$$R = \frac{E_F h^3}{12(1 - \mu_F^2)} \quad (2.49)$$

trong đó E_F - module Young của vật liệu móng

μ_F - hệ số Poisson của vật liệu làm móng

Bước 3. Tính bán kính vùng ảnh hưởng độ cứng

$$L' = \sqrt[4]{\frac{R}{k}} \quad (2.50)$$

Vùng ảnh hưởng của một cột có thể trong khoảng từ 3 đến 4 L' .

Bước 4. Xác định giá trị moment, trong hệ tọa độ cực, của một điểm do tải đứng trong cột gây ra, theo công thức sau

$$M_t = \text{moment tiếp tuyến} = -\frac{P}{4} \left[A_1 - \frac{(1-\mu_F)A_2}{\frac{r}{L'}} \right] \quad (2.51)$$

$$M_r = \text{moment xuyên tâm} = -\frac{P}{4} \left[\mu_F A_1 - \frac{(1-\mu_F)A_2}{\frac{r}{L'}} \right] \quad (2.52)$$

trong đó r - khoảng cách từ chân cột đến điểm đang khảo; P - lực chân cột

A_1, A_2 - các hệ số phụ thuộc tỷ số r/L' .

Trong hệ tọa độ Décarte, xyz, ta có

$$M_x = M_t \sin^2 \alpha + M_r \cos^2 \alpha \quad (2.53)$$

$$M_y = M_t \cos^2 \alpha + M_r \sin^2 \alpha \quad (2.54)$$

Bước 5. Tính lực cắt (Q) cho mỗi đơn vị chiều rộng của bè do lực đứng chân cột gây ra

$$Q = -\frac{P}{4L'} A_3 \quad (2.55)$$

với A_3 - hệ số phụ thuộc tỷ số r/L' .

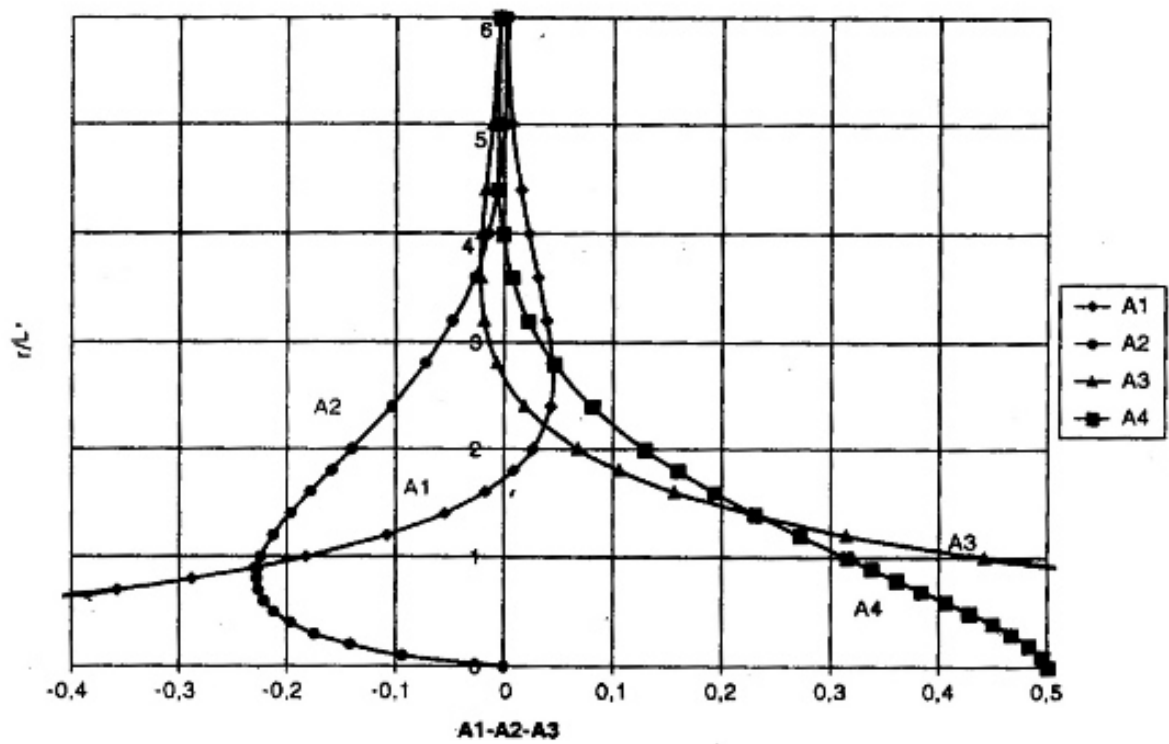
Bước 6. Chuyển vị đứng

$$\Delta H = \frac{PL^2}{8R} \text{ tại chân cột} \quad (2.56)$$

$$\Delta H = \frac{PL^2}{4R} A_4 \text{ điểm cách cột một khoảng } r \quad (2.57)$$

với A_4 - hệ số phụ thuộc tỷ số r/L' .

Bước 7. Đặt tải trọng bù ở các biên của từng dầm của bè sao cho thỏa các điều kiện biên của bè.



Hình 2.39: Các hệ số tính móng bè



Hình 2.40: Thi công móng bè

Chương 3

CỌC CHỊU TẢI TRỌNG ĐỨNG

3.1 TỔNG QUÁT VỀ CỌC

Từ rất xa xưa, con người đã biết sử dụng cọc gỗ đóng xuống sâu để gánh đỡ công trình có tải trọng lớn hoặc các lớp đất bên trên mặt không đủ khả năng chịu tải trực tiếp. Thời tiền sử, cọc đã được sử dụng để gánh đỡ các nhà ở trong vùng hồ Lucerne và những công trình tương tự cũng tồn tại trong vùng Tân-Guiné. Mặt khác, người ta cũng ghi nhận được khi tháp Campanile sụp đổ năm 1902, những cọc gỗ gánh đỡ nó nằm dưới mực nước ngầm được tìm thấy vẫn còn ở trạng thái tốt và được sử dụng lại cho công trình tái tạo trên nền cũ. Thời xa xưa ấy, con người đã đóng cọc bằng những chày gỗ lớn, những chày gỗ kéo tay, những bánh xe nước đóng cọc, ...

Các máy búa hơi nước dùng để đóng cọc được phát minh bởi Nasmyth năm 1845. Cho đến nay, đã có rất nhiều phương tiện hạ cọc như búa rơi, búa hơi đơn động, búa hơi song động, búa diesel kiểu cột và kiểu ống, búa thủy lực, búa rung hoặc các biện pháp hạ cọc bằng xói nước, ...

Quá trình phát triển các loại cọc cũng chính là sự phát triển phương pháp hạ cọc, ngay những năm gần kề trước chiến tranh thế giới lần thứ hai, 1936, kỹ sư Franki, người Ý, đã phát minh ra phương pháp cấu tạo cọc nhồi bê tông vào những lỗ khoan trong nền đất. Cho đến ngày nay, rất nhiều phương pháp tạo cọc nhồi bê tông tại chỗ, tiết diện tròn, chữ nhật, chữ I, chữ H, ... bằng các lưỡi khoan hay là gầu đào, ... có ống vách, hoặc giữ ổn định thành vách bằng dung dịch huyền phù bentonite. Đến cuối thế kỷ 20, kỷ lục về chiều sâu cọc nhồi là 125m dưới tòa tháp đôi ở thủ đô Kuala Lumpur, nước Malaysia.

3.2 ĐỊNH NGHĨA CỌC

3.2.1 Định nghĩa cọc

Cọc thuộc loại móng sâu là loại móng khi tính sức chịu tải theo đất nền có kể đến thành phần ma sát xung quanh móng với đất và có chiều sâu chôn móng khá lớn so với bề rộng móng. Theo nhiều quan trắc thực nghiệm

điều kiện làm việc của móng sâu kết hợp với các kết quả thí nghiệm xuyên tĩnh CPT, móng sâu được định nghĩa theo điều kiện tỷ số chiều sâu ngàm móng tương đương trong đất D_e và bề rộng móng B như sau

$$\frac{D_e}{B} > 5 \quad (3.1)$$

Chiều sâu ngàm móng tương đương trong đất D_e được xác định theo công thức sau

$$D_e = \frac{1}{q_{ce}} \int_0^D q_c(z) dz \quad (3.2)$$

trong đó q_c - sức kháng mũi của thí nghiệm xuyên tĩnh

q_{ce} - sức kháng mũi tương đương được tính theo công thức

$$q_{ce} = \frac{1}{3a+b} \int_{D-b}^{D+3a} q_{ce}(z) dz \quad (3.3)$$

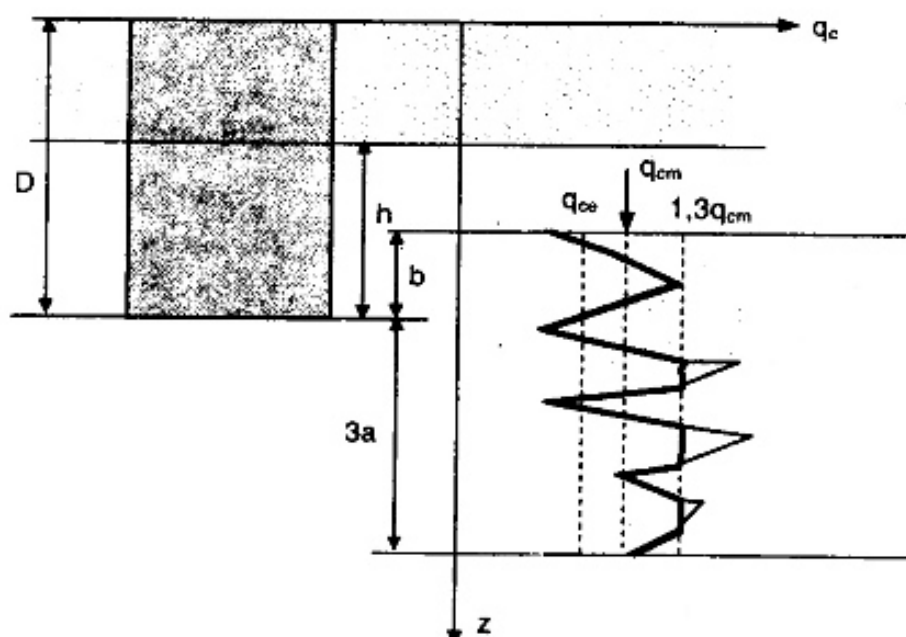
với $q_{ce}(z)$ - sức kháng mũi $q_c(z)$ san bằng các giá trị lớn hơn $1,3q_{cm}$ là giá trị trung bình của $q_c(z)$ trong khoảng từ $(D-b)$ đến $(D+3a)$

$$q_{cm} = \frac{1}{3a+b} \int_{D-b}^{D+3a} q_c(z) dz \quad (3.4)$$

các giá trị $a = B/2$ nếu $B > 1m$,

$a = 0,5m$ nếu $B < 1m$,

$b = \min[a, h]$ với h là chiều sâu móng đặt trong lớp đất chịu lực (xem chi tiết trong H.3.1)



Hình 3.1: Chi tiết độ sâu ngàm cọc

Với kích thước móng có $5 > D./B. > 1,5$ được định nghĩa là móng nửa sâu như: caisson, trụ, và có cách tính hơi khác móng sâu.

Khi các phương án móng nông không còn thích hợp để gánh đỡ công trình, hoặc là do tải trọng quá lớn hoặc do lớp đất nền bên trên gần mặt đất là loại đất yếu chịu lực kém. Người ta nghĩ đến móng sâu bằng cách truyền tải trọng đến những lớp đất chịu lực tốt hơn thông qua các thanh (cọc hoặc trụ) có khả năng chịu lực cao làm bằng các loại vật liệu xây dựng phổ biến như: gỗ, bê tông, thép.

Hiện nay, cọc được sử dụng rất thông dụng trong các công trình dân dụng, giao thông, thủy lợi.

3.1.2 Phân loại cọc

1- Theo vật liệu

Theo vật liệu, chúng ta có thể phân chia cọc thành: cọc gỗ, cọc thép, cọc bê tông, cọc phối hợp giữa các vật liệu trên.

a) Cọc gỗ

Cọc gỗ thường được sử dụng là: thông, tràm, tre ... dưới dạng cọc đơn. đôi khi dạng tổ hợp các thanh đơn thành bó cọc hoặc phối hợp với các loại cọc khác như gỗ - bê tông phối hợp, thép - gỗ phối hợp. Cọc gỗ phải được thường xuyên nằm dưới mực nước ngầm nhằm giữ cho phần thớ gỗ không bị tấn công bởi mốc, mục, mối, mọt ...

Một số yêu cầu kỹ thuật cho một cây cọc gỗ như nó phải đủ tươi, độ ẩm không nhỏ hơn 20%, độ thon không nhỏ hơn 1%, không được cong vênh hai chiều và độ cong phải nhỏ hơn 1%.

Trong một số trường hợp cần thiết, cọc gỗ thông được ngâm tẩm nhựa đường và thuốc chống mối mọt để có thể sử dụng trên mực nước ngầm như chống đỡ các trụ cầu, móng nhà trên vùng đất có mực nước ngầm sâu, loại này có tuổi thọ đạt đến ba, bốn mươi năm.

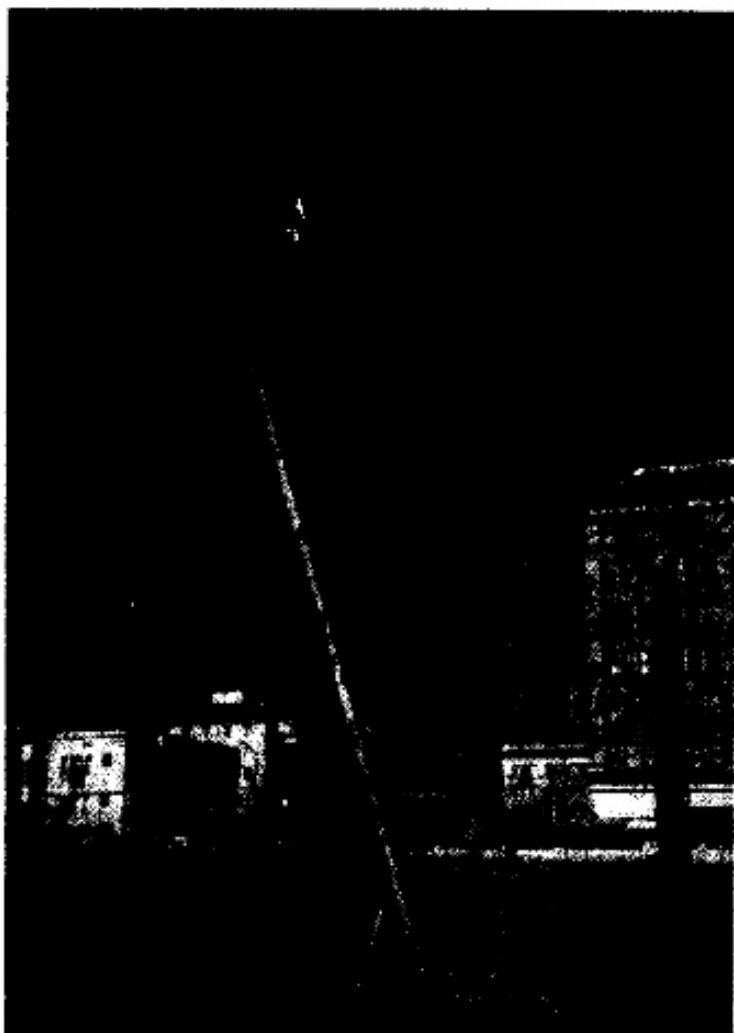
Hầu hết các loại cây có thân thon và thẳng đều có thể sử dụng làm cọc, nhưng phải nghĩ đến việc lạm dụng sử dụng cây làm cọc sẽ ảnh hưởng xấu đến môi trường sống của loài người.

b) Cọc bê tông

Có rất nhiều loại cọc bê tông như: các loại cọc chế tạo sẵn đặc ruột hoặc rỗng ruột và hạ bằng búa đóng, hoặc ép bằng các kích thủy lực, hay hạ bằng xói nước, đôi khi kết hợp khoan mối và đóng. Mặt khác, ta cũng còn có các loại cọc đúc bê tông ngay trong các hố khoan (hoặc đào) tại chỗ, thường được gọi chung là cọc nhồi, loại này cũng có nhiều phương pháp

thực hiện: khoan hoặc đào đơn giản trong sét có độ dẻo từ trung bình đến cao, hoặc phải giữ ổn định thành vách bằng ống chống hay sử dụng dung dịch huyền phù bentonite khi gặp đất rời, ...

• *Cọc bê tông tiền chế*



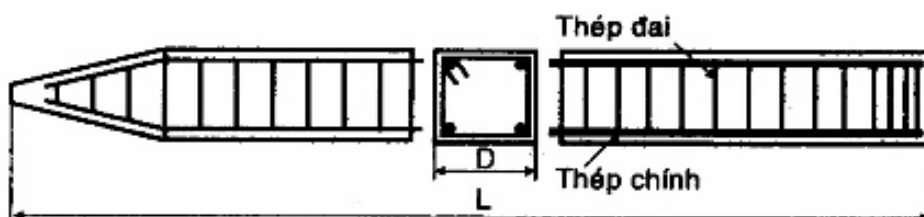
Hình 3.2: Cọc bê tông và các thiết bị hạ cọc

0,8m đến vài mét đường kính, thường được sử dụng cho các công trình cầu, bến cảng.

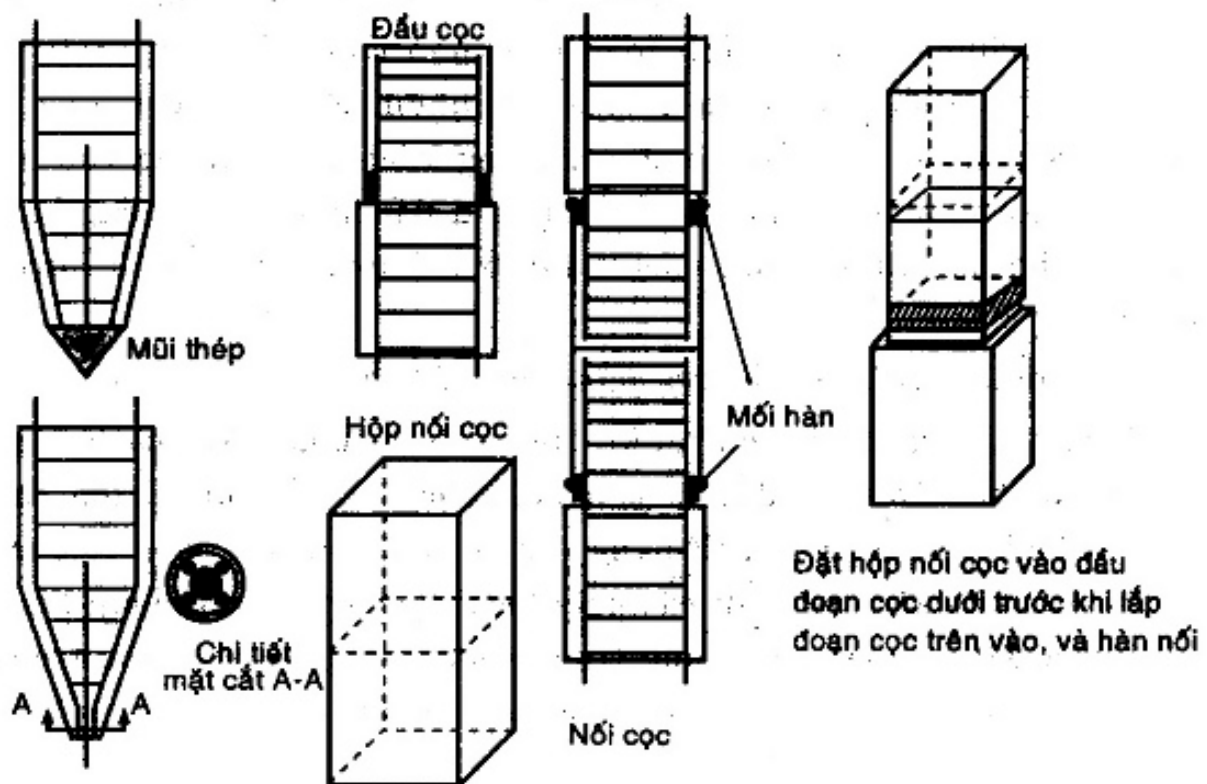
Cọc bê tông tiền chế tại công trường hoặc ở những nhà máy. Chúng có tiết diện ngang dạng vuông cạnh $d = 20\text{cm}$ đến 40cm , dài từ 4 đến 8m cho các cọc hạ vào đất bằng các máy ép (như các cọc Mega) và có thể dài từ 8m đến 20m cho loại hạ bằng búa đóng cọc. Dĩ nhiên, chiều dài cọc còn phụ thuộc vào phương tiện vận chuyển từ nơi sản xuất đến công trường.

Ngoài ra cọc cũng có thể có dạng tiết diện tròn, tam giác, lục giác có cấu tạo đặc hoặc rỗng ruột, đôi khi cọc cũng được làm bằng bê tông ứng suất trước.

Loại cọc bê tông ứng suất trước thường là cọc ống rỗng ruột có kích thước từ



Hình 3.3: Chi tiết cọc bê tông



Hình 3.4: Chi tiết mũi cọc và nối cọc

Cọc bê tông chế tạo sẵn thường được bố trí 4 hoặc 8 thanh thép dọc chịu uốn, thép đai chống cắt do cấu vận chuyển hoặc cầu lắp dựng, các vĩ thép $\phi 6$ lưới ô vuông 50×50 ở đầu cọc để chống vỡ bê tông khi bị ép mặt mạnh, khu vực bố trí vĩ thép này ở hai đầu đoạn cọc nối, một khoảng bằng cạnh B, thanh thép gia cường ở mũi cọc để chịu đựng lực kháng xuyên khi qua các lớp đất cứng, ngoài ra còn có thép để móc cầu cọc (xem chi tiết H.3.3 và H.3.4).

• Cọc nhồi

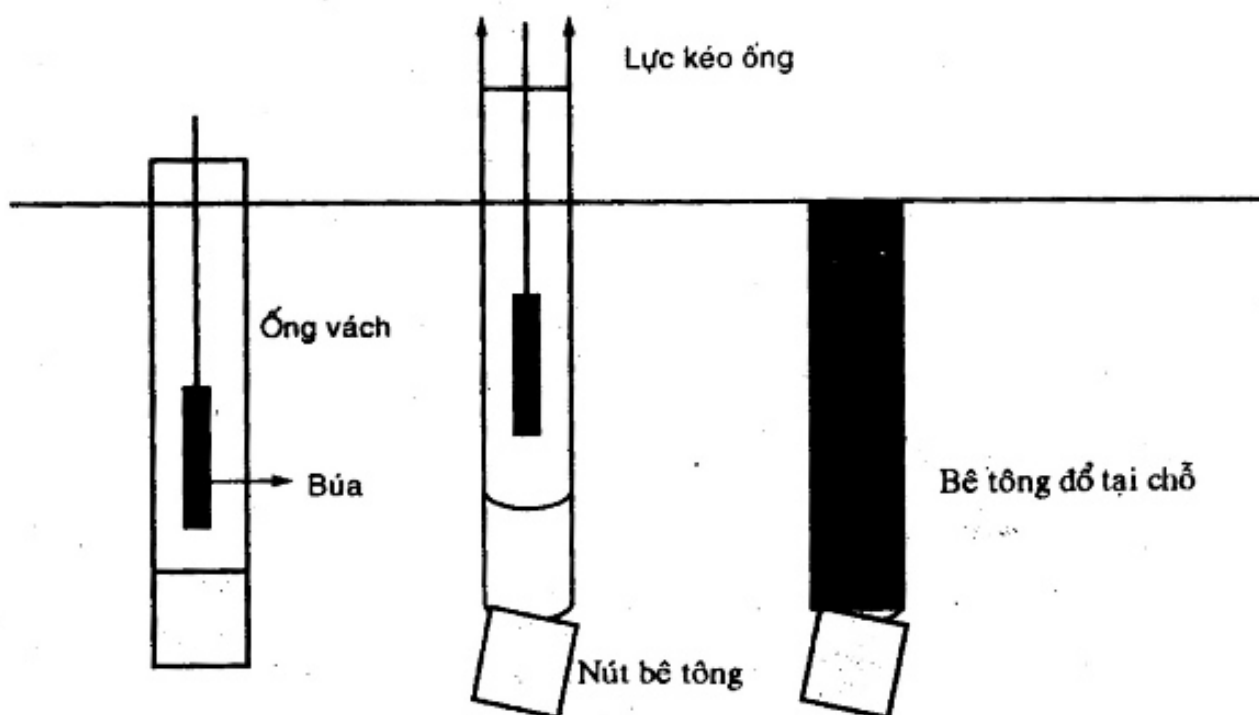
Cọc nhồi là loại cọc được đúc bê tông tại chỗ vào lỗ trống được đào hoặc khoan trong lòng đất, tiết diện ngang là tròn, hình chữ nhật, hoặc dạng chữ thập, chữ H, chữ L;... Để ổn định thành vách các lỗ trống này trong đất dễ bị sạt lở, có thể sử dụng ống vách hoặc sử dụng bùn khoan bentonite. Loại thứ hai giá thành rẻ, thi công nhanh và có thể thực hiện được những cọc tiết diện lớn hơn loại thứ nhất, nhưng đòi hỏi nhiều điều kiện kỹ thuật gắt gao trong suốt quá trình thực hiện.

Cọc nhồi có thể không có cốt thép chịu lực khi các tải trọng công trình chỉ gây nên ứng suất nén trong thân cọc. Trong trường hợp này, chúng ta có thể đặt một ít thép chờ cắm trực tiếp vào bê tông tươi nhằm xác định

trục cọc đồng thời gia cường mạch dừng giữa mặt cọc và dài cọc. Trong trường hợp cần cốt thép chịu moment do tải ngang hoặc chịu tải nén cùng với bê tông, chúng ta phải tính toán cẩn thận chiều dài cần thiết của cốt thép này. Cọc nhồi được chia thành các nhóm chính: cọc nhồi ổn định thành vách bằng ống chống có thu hồi ống vách hoặc không thu hồi ống vách; cọc nhồi không có thành vách khi nền đất là sét dẻo trung bình đến cứng; cọc nhồi ổn định thành vách bằng bùn khoan (dung dịch huyền phù bentonite).

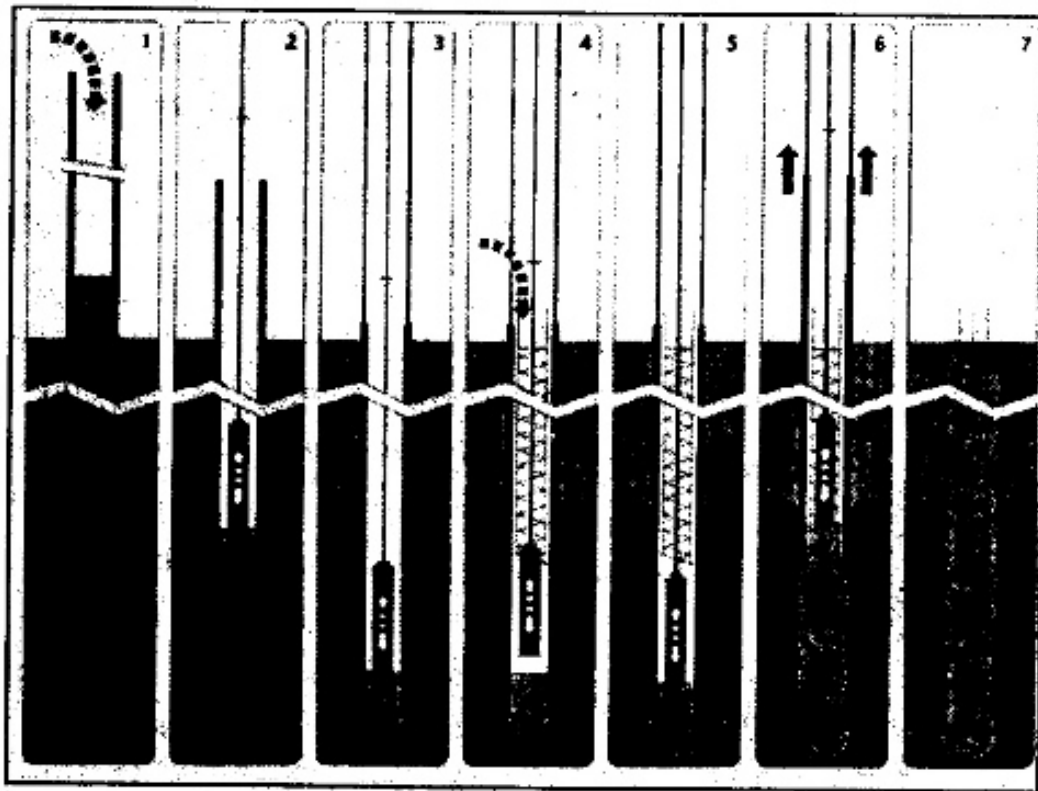
Cọc nhồi ổn định thành vách bằng ống chống

Nhóm này gồm: loại cọc Franki, ống vách được hạ bằng cách đóng trực tiếp lên nút bê tông bịt đầu ống (H.3.5); loại cọc hạ ống vách sau lưỡi khoan và loại cọc hạ ống vách bằng các tia nước áp lực cao. Việc thu hồi ống vách rất khó khăn và cần các máy móc thiết bị chuyên dụng làm giảm ma sát giữa đất và mặt ngoài ống trong suốt thời gian ống nằm trong đất. Chính điều này hạn chế kích thước của cọc loại này.

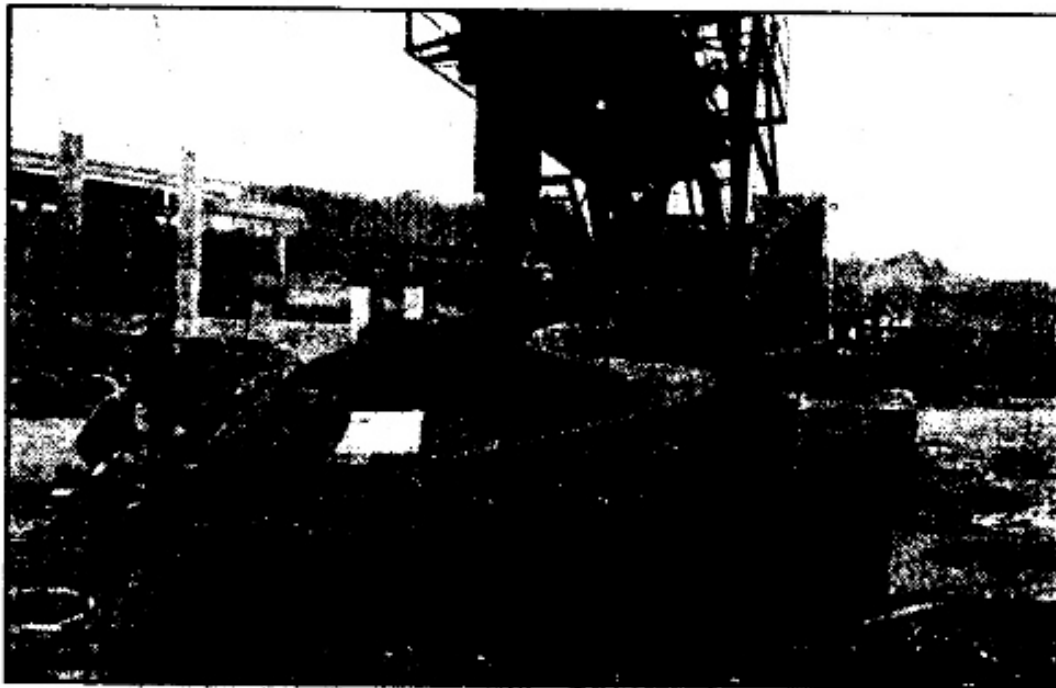


Hình 3.5: Cọc nhồi có ống thành kiểu cọc Franki

Khi thi công cọc nhồi và cọc barrette trong các loại đất dính, cọc chỉ đi qua trong đất dính dẻo cao đến cứng, thành vách hố khoan có thể tự ổn định không cần chống đỡ (H.3.6).



Hình 3.6: Cọc nhồi có ống thành kiểu cọc Franki



Hình 3.7: Khoan cọc nhồi trong đất dính

Cọc nhồi và cọc barrette ổn định thành vách bằng bùn khoan

Cọc nhồi và cọc barrette được phát triển từ các loại cọc rỗng phát minh bởi người Ý vào những năm 30 của thế kỷ 20, và được phát triển bởi người Pháp, Nhật,

Lỗ khoan bằng mũi khoan cho cọc nhồi có tiết diện tròn và bằng gầu khoan cho cọc barrette có “tiết diện bất kỳ”. Kích thước tiết diện ngang của cọc tùy thuộc vào dụng cụ tạo lỗ trong đất.

Loại cọc nhồi và barrette này có khả năng chịu lực rất lớn, chiều sâu cọc kỷ lục là 125m ở Malaysia cuối thế kỷ 20, ở Việt Nam kỷ lục là 98m ở cầu Mỹ Thuận vào năm 1998.

Các đặc điểm cơ bản trong quá trình thi công cọc nhồi ổn định thành vách bằng bùn khoan gồm:

1- Chuẩn bị tường dẫn hoặc ống dẫn ngăn định vị cọc và tránh lỗ miệng hố trong quá trình đào hoặc khoan. Chuẩn bị đầy đủ lượng bùn



Hình 3.8: Tường dẫn

khoan trong các silo hoặc các hồ chứa.

Tường dẫn bằng bê tông cốt thép bao quanh miệng lỗ khoan có kích thước trong lớn hơn dụng cụ khoan vài cm để lưỡi khoan hoặc gầu đào lên xuống dễ dàng.

Bùn khoan nhằm ổn định thành vách lỗ trống trong quá trình tạo lỗ trống trong lòng đất cho đến kết thúc giai đoạn đổ bê tông. Bùn khoan phải thích hợp với đặc tính hóa lý của đất và nước ngầm.

Bùn khoan thường gồm nước và đất sét bentonite (hàm lượng khoáng monmorillonite cao), đôi khi phải thêm phụ gia. Cũng có khi phải thêm bột thủy tinh hoặc sợi ngắn như bã mía hoặc rơm rạ, để tăng trọng lượng riêng và tăng khả năng chịu kéo của bùn. Trong trường hợp đặc biệt, bentonite có thể được thay bằng các chất biopolymères.

Những đặc trưng vật lý cơ bản của bùn khoan gồm có:



Hình 3.9: Hoạt động bùn bentonite

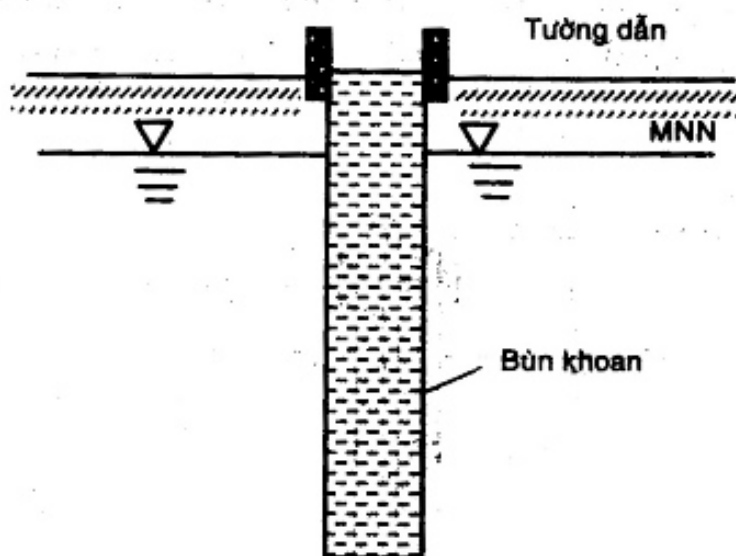
- Khối lượng riêng từ 1,01 đến 1,05 T/m³ (ngoại trừ trường hợp cần có dung dịch bùn nặng như khi thêm bột thủy tinh).

- Độ nhớt Marsh phải lớn hơn 35 giây và độ pH > 7.

- Độ chứa cát phải bằng không.
- Độ lọc nước phải nhỏ hơn 30 m^3
- Độ bám thành phải nhỏ hơn 2mm.

Độ lọc nước và độ bám thành lớp được thực hiện với dụng cụ Baroid trong 30 phút dưới áp lực 7 bars.

2- *Tạo lỗ* trong lòng đất bằng lưỡi khoan thường hoặc kèm tia nước áp lực cao hay bằng gầu đào. Trong suốt quá trình tạo lỗ, dung dịch bentonite trung lỗ khoan hoặc đào phải luôn luôn cao hơn mặt nước ngầm ít nhất là 1m. Điều này nhằm đảm bảo bùn luôn có khuynh hướng thấm vào trong đất qua thành vách hố khoan. Nhờ đó mà thành vách được giữ ổn định tốt hơn.



Hình 3.10: Hố khoan đầy bùn khoan

Trong quá trình khoan hoặc đào, bùn sẽ nặng dần lên do những hạt mịn trong đất lẫn vào, điều này dẫn đến giảm độ nhớt của bùn khoan nên người ta phải rây lại khi thu hồi bùn. Để tăng độ nhớt của bùn khoan người ta thêm vào một số phụ gia như: bicarbonate de soude, alginates, CMC, amidon,...

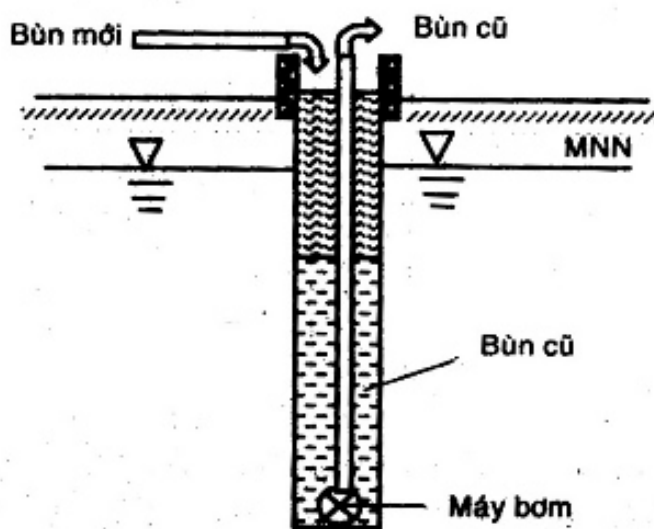
Khi cần giảm độ nhớt của bùn khoan ta có thể hòa vào bùn các phụ gia như: tanins, polyphosphates hoặc lignosulfonates.

3- *Thay bùn*: Sau khi hoàn tất việc tạo lỗ, phải thay bùn khoan đạt các yêu cầu kỹ thuật nghiêm ngặt nhằm tránh bùn bám vào các thanh thép ngăn trở bê tông bám chặt vào các thanh thép trong quá trình đổ bê tông, cũng như tránh lượng cát mịn nhiều trong bùn sẽ trộn lẫn vào bê tông. Thông thường người ta thả một máy bơm xuống tận đáy hố đào để bơm bùn

khoan đang khá nặng sau quá trình đào đất ra khỏi hố đào. Trong khi bơm bùn từ đáy hố, đồng thời xả bùn khoan mới nhẹ hơn $1,05T/m^3$ vào miệng hố đào luôn giữ mực bùn cao hơn MNN, cho đến khi toàn bộ bùn trong hố khoan hoàn toàn là bùn mới.

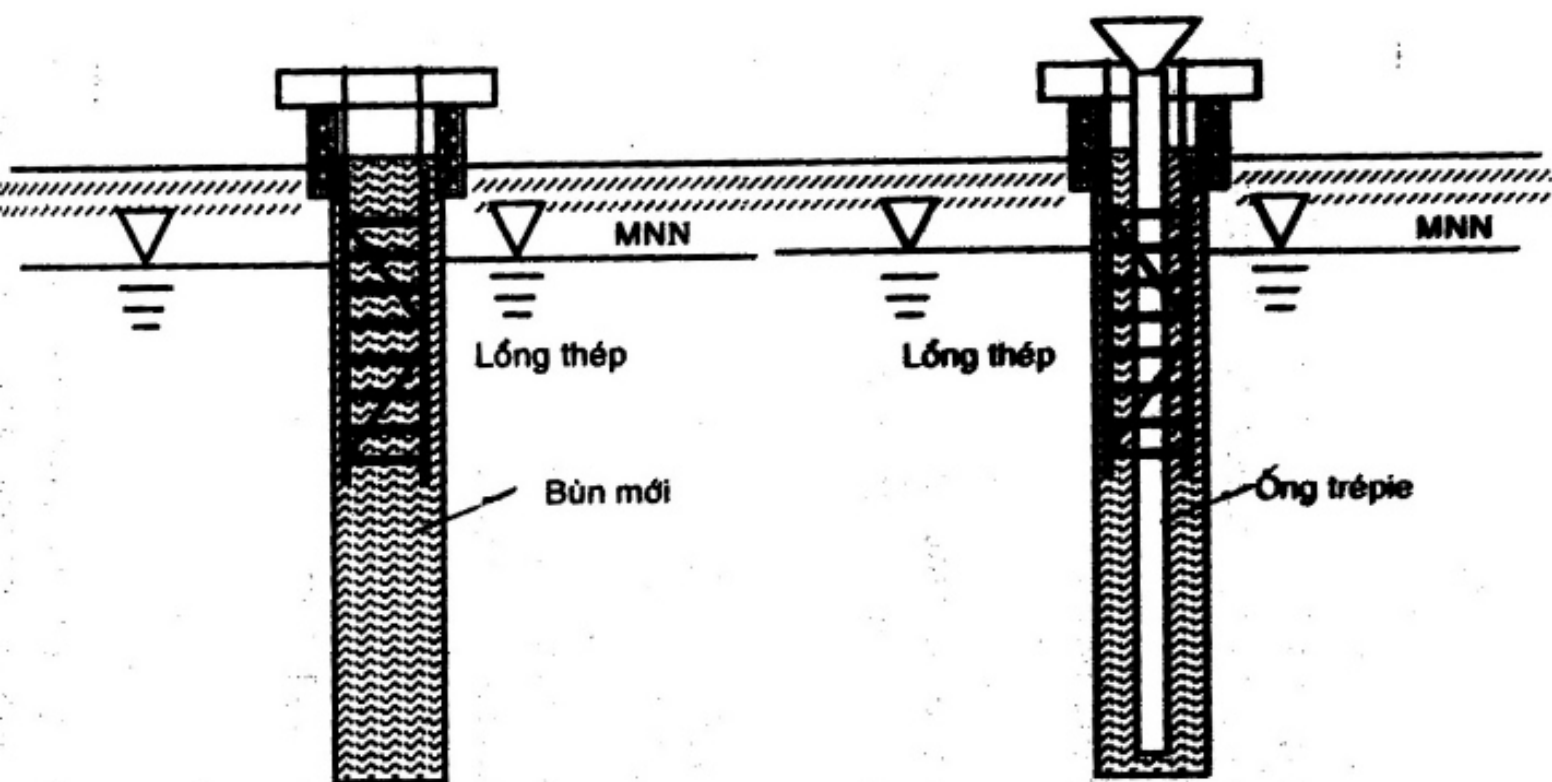
4- Đặt lồng thép cần thiết vào hố khoan, định vị thật cẩn thận khi có các cao trình thép nối cho các tầng hầm khi có barrette cùng nằm chung với tường rãnh (parois). Xung quanh lồng thép có treo các miếng bê tông dày 3,5 cm đến 5cm hoặc các vật tương đương để tạo lớp bê tông bảo vệ lồng thép. Sau đó, đặt ống đổ bê tông (trépíe), được nối từ các đoạn ống, mỗi đoạn có chiều dài từ 0,5m đến 3m. đường kính ống trépíe thay đổi từ 6 cm đến 30 cm.

Đầu dưới của ống đổ bê tông phải cách đáy hố khoan ít nhất là 20cm nhằm cho mẻ bê tông đầu tiên thoát ra khỏi ống dễ dàng, (xem chi tiết trong H.3.11).



Hình 3.11: Thay bùn mới đúng yêu cầu

Với lồng thép ngắn và nhẹ nên nghĩ đến cách neo để tránh bị đẩy nổi khi đổ bê tông, hoặc bị chìm vào bê tông tươi khi tháo các điểm tựa để rút ống chống ngắn ở miệng hố khoan sau khi hoàn tất công tác đổ bê tông. Cũng có thể kéo dài một số ít thanh thép trong số thép chịu lực đến đáy hố khoan để tránh hiện tượng thép bị chìm, việc kéo dài các thanh thép này cho phép đặt các ống thăm dò chất lượng bê tông sau này.



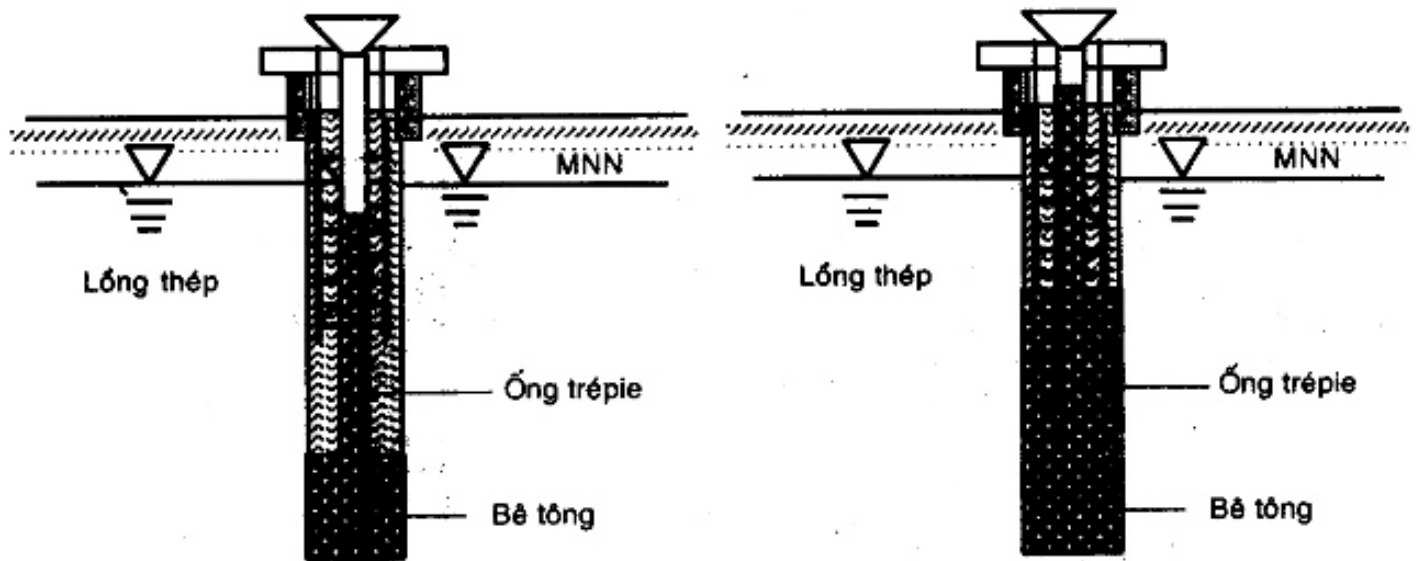
Hình 3.12: Đặt lồng thép và ống đổ bê tông (trépie)

5- Đổ bê tông là giai đoạn quan trọng nhất cho chất lượng của cọc nhồi.

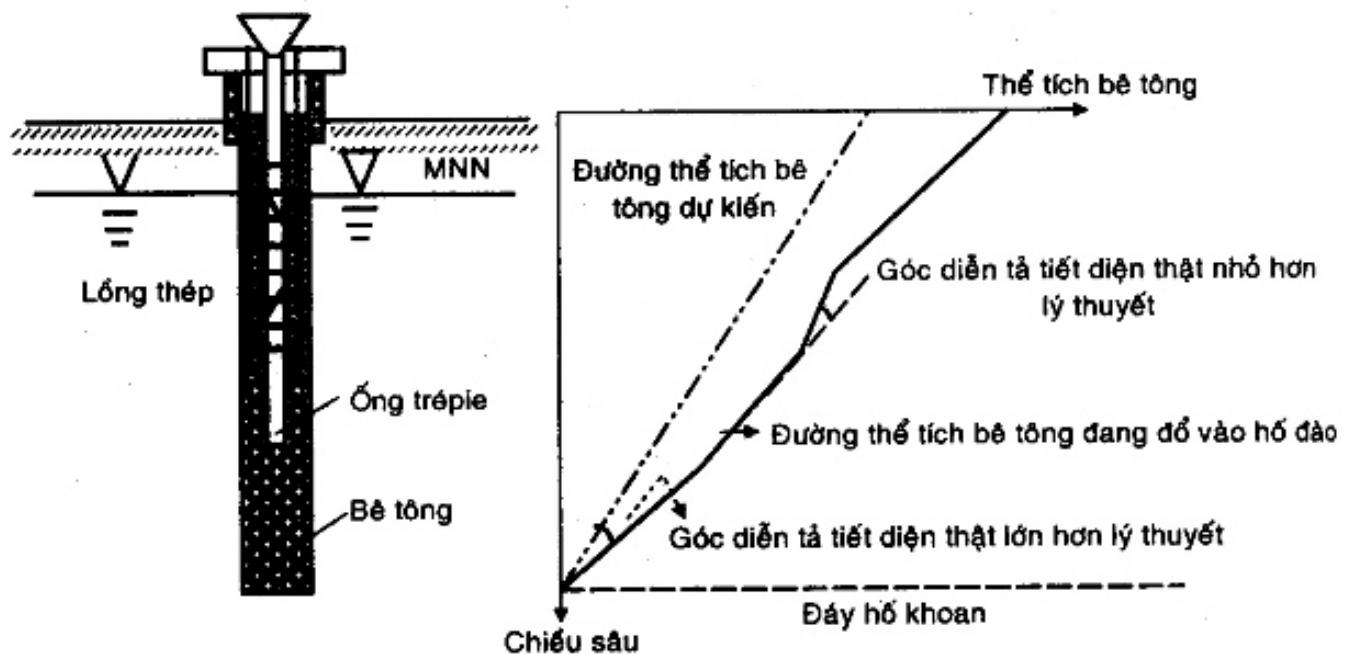
Trước tiên phải chuẩn bị cho việc cách ly bê tông và bùn khoan đang đầy áp trong ống trépie. Có thể đặt trên mặt bùn trong ống trépie, một lớp dầu những hạt mốp nhẹ hoặc một miếng nhựa mỏng hay một quả banh nhựa có đường kính vừa vặn nhỏ hơn ống trépie. Phải đổ thật nhanh mẽ 6m^3 hoặc 12m^3 bê tông đầu tiên, trong tối đa 2 phút, sao cho bê tông chứa đầy trong ống và khi ra khỏi ống sẽ phủ nhanh đầu ống trépie, để cho bê tông luôn luôn chảy vào trong bê tông bên dưới bùn. Nếu không thì bê tông sẽ hòa vào bùn và như thế công tác đổ bê tông thất bại.

Đường kính ống trépie có đường kính từ 6cm đến 30cm để bê tông chảy chứ không phải rơi trong ống tránh hiện tượng phân tầng.

Trong quá trình đổ bê tông, để bê tông luôn chuyển dễ dàng ta phải tháo bớt ống trépie ở đầu trên, sao cho đầu dưới của ống trépie ngập trong bê tông không nhỏ hơn 2m.



Hình 3.13: Đồ đổ bê tông dưới bùn



Hình 3.14: Theo dõi quá trình đổ bê tông

Sau mỗi mẻ bê tông phải đo độ dâng bê tông trong hố đào, vẽ đường thể tích bê tông thực tế đang đổ vào hố so với đường lý thuyết, nếu hai đường này gặp nhau đồng nghĩa với thành vách đã bị sụp, thi công cọc nhồi bị thất bại, phải ngừng đổ bê tông và đào lại.

Yêu cầu tính chất của bê tông đổ trong ống trépíe gồm

- Mác bê tông phải lớn hơn 300
- Tỷ lệ (nước/ciment) phải nhỏ hơn 0,6

Độ sụt không nhỏ hơn 14cm, thường là 18cm. Cần sử dụng các loại

phụ gia hóa dẻo và chậm đông cho bê tông cọc nhồi.

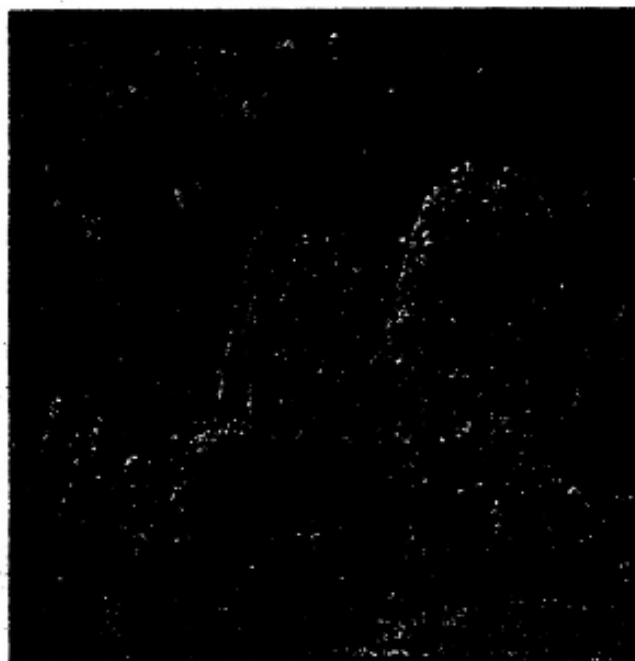
Thi công cọc nhồi và barrette tùy thuộc rất nhiều vào các phương tiện thi công, các phương tiện này thường là các nghiên cứu riêng biệt của các công ty chuyên ngành như: Franki (Ý), Rodio (Ý), Bachy (Pháp), Solétanche (Pháp),... Các thiết bị chuyên biệt như gầu điều khiển bằng dây cáp, hoặc cần, hoặc thiết bị hoàn toàn tự động như Hydrofraise: máy khoan này không cần phải nhấc lên mỗi khi gầu đẩy đất mà nó phá nhỏ đất bởi hai trống răng quay ngược chiều nhau đặt ở phần thấp nhất của máy, bên trong gầu là một máy bơm thật mạnh để bơm hỗn hợp đất bùn lên trên mặt đất.



Hình 3.15: Lưỡi khoan cát sỏi sạch rời



Hình 3.16: Đổ bê tông cọc nhồi xiên



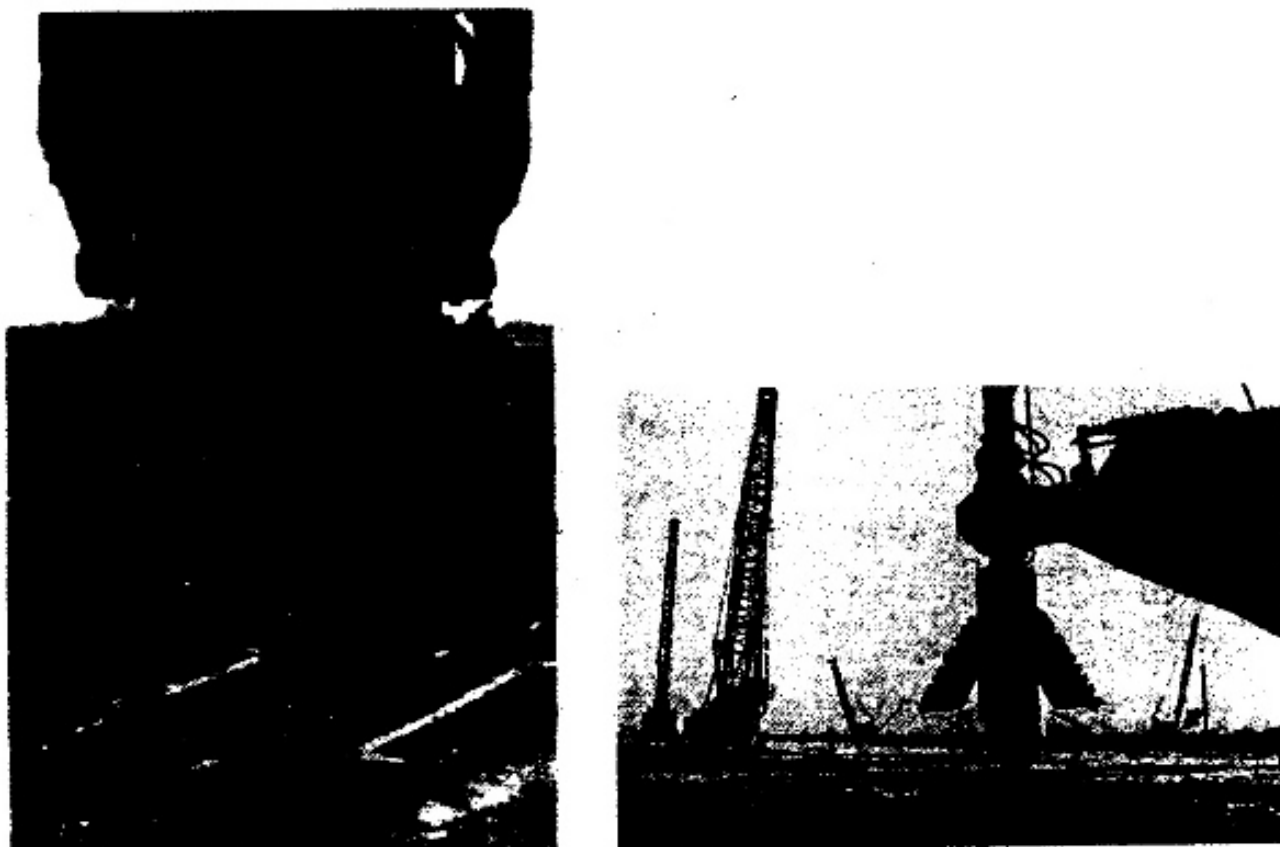
Hình 3.17: Phá đầu cọc nhồi xiên



Hình 3.18: Lưỡi khoan mở rộng đáy



Hình 3.19: Gầu đào barrette

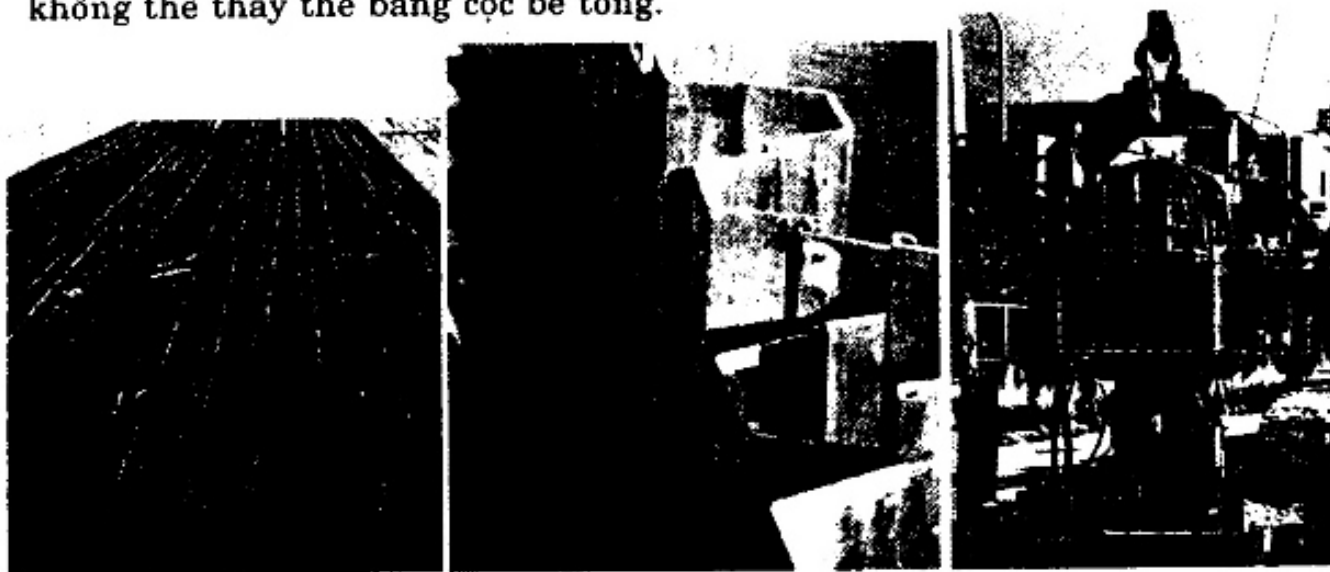


Hình 3.20: Gầu đào tự hành Hydrofraise và lưới khoan mở rộng đáy

Trong những trường hợp nền đất có nhiều lớp bùn yếu hoặc các lớp cát sỏi hạt to, bùn bentonite không có tác dụng nhiều đối với loại đất này, chúng ta có thể sử dụng ống chống giữ thành vách đến tận đáy hố khoan. Trong trường hợp này chúng ta phải đổ bê tông dưới nước tương tự như đổ bê tông dưới bùn, trong quá trình đổ bê tông cũng phải rút ống trépie và ống chống thành dần dần.

Cọc thép

Cọc thép rất đắt tiền thường được sử dụng trong những điều kiện không thể thay thế bằng cọc bê tông.



Hình 3.21: Các dạng cọc thép và búa rung

Cọc thép thường được dùng trong các sửa chữa cấp bách hoặc các công trình bến cảng hoặc ổn định bờ. Trong trường hợp này, đó là dạng cọc bản thép. Các dạng khác là dạng I, dạng +, hoặc H, hoặc cọc ống thép.

1- Phân loại cọc theo đặc tính chịu lực

Cọc chịu mũi khi phần lớn tải trọng được truyền qua mũi cọc vào lớp đất cứng ở mũi cọc. Cọc chịu mũi còn được gọi là cọc chống.

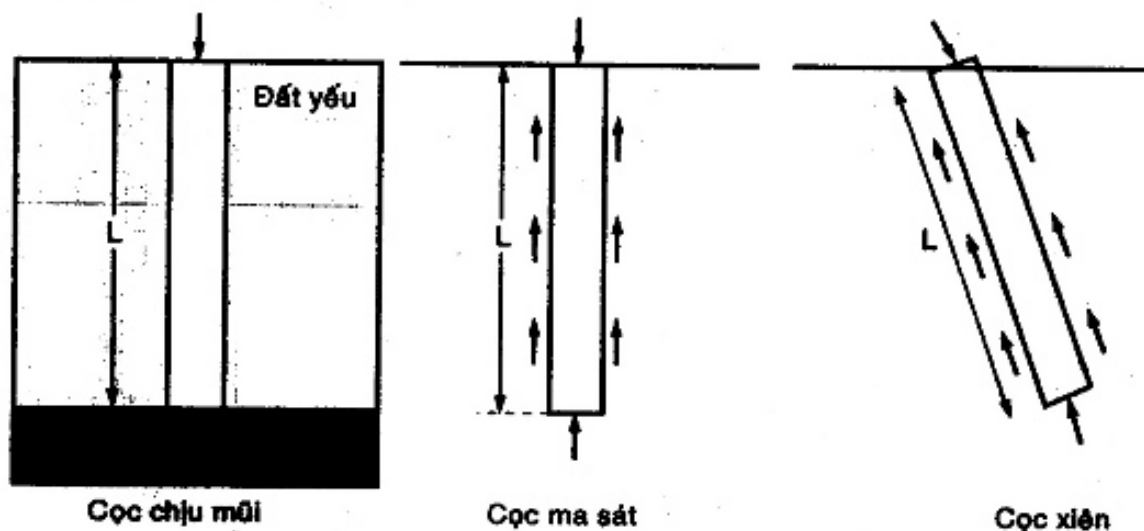
Cọc ma sát khi cọc không tựa đến lớp đất cứng, tải trọng được phân bố phần lớn qua lực ma sát đất xung quanh cọc và một phần nhỏ qua mũi cọc. Cọc ma sát còn được gọi là cọc treo.

Đôi khi cọc được phân chia thành cọc đứng và cọc xiên (H.3.22).

Ngoài ra, cọc còn được phân loại theo kích thước như: cọc nhỏ có cạnh $\leq 25\text{cm}$ và cọc khi có cạnh $\geq 25\text{cm}$.

Cũng còn có cọc mở rộng đáy được thi công với thiết bị chuyên dụng (H.3.18).

Cũng còn có khuynh hướng phân chia cọc thành: *Cọc có độ chệch* khi hạ cọc bằng phương pháp đóng hoặc ép; *cọc không có độ chệch* khi hạ cọc trong rãnh đào hoặc cọc nhồi.



Hình 3.22: Các dạng cọc chịu mũi, ma sát và cọc xiên

3.3 SỨC CHỊU TẢI DỌC TRỰC CỦA CỌC THEO VẬT LIỆU

Cọc làm việc như một thanh chịu nén đúng tâm, lệch tâm hoặc chịu kéo (khi cọc bị nhổ) và sức chịu tải của cọc theo vật liệu có thể được tính theo công thức sau

$$Q_{VL} = \varphi A_p R_{vl} \quad (3.5)$$

với Q_{VL} - sức chịu tải của cọc theo vật liệu

A_p - diện tích tiết diện ngang của cọc

R_{vl} - cường độ chịu nén tính toán của vật liệu làm cọc

φ - hệ số ảnh hưởng bởi độ mảnh của cọc.

Ví dụ 3.1. Một cọc tràm có đường kính 8 cm đóng trong đất sét dẻo cứng. Tính sức chịu tải của cọc tràm theo vật liệu.

Vì cọc không đi qua đất bùn, không bị uốn dọc, nên sức chịu tải theo vật liệu có thể tính theo công thức

$$Q_a = A_p R_{vl} = 3,14 \times (4\text{cm})^2 \times 45 \text{ kg/cm}^2 = 2260,8 \text{ kg}$$

Cọc làm việc trong nền đất chịu tác động của áp lực nén của đất xung quanh, nên thông thường ta không xét đến ảnh hưởng của uốn dọc. Ngoại trừ các trường hợp đặc biệt như cọc quá mảnh hoặc do tác động của sự rung động gây ra sự triệt tiêu áp lực xung quanh hay cọc đi qua lớp đất bùn loãng. Ảnh hưởng của độ mảnh phải được xét đến trong sức chịu tải của cọc theo vật liệu.

Bảng 3.1: Sức chịu nén của vật liệu làm cọc

Vật liệu	R_n (MPa)	Ghi chú
Gỗ thông	10	
Gỗ tràm	4 - 4.5	
Thép	Theo giới hạn chảy của thép 210 (thép loại CI) 270 (thép loại CII) 340 (thép loại CIII) 500 (thép loại CIV)	
Bê tông	Theo mác bê tông (mác 200) (mác 250) 13 (mác 300)	(*)

Với cọc bê tông cốt thép, sức chịu tải cực hạn của cọc theo vật liệu xác định theo công thức thanh chịu nén có xét đến uốn dọc. Sự uốn dọc được xét như tính một cột trong tính toán bê tông.

$$Q_a = \varphi(R_n A_p + R_{at} A_{at}) \quad (3.6)$$

với R_{at} - sức chịu kéo hay nén cho phép của thép

R_n - sức chịu nén cho phép của bê tông,

φ - hệ số xét đến ảnh hưởng của uốn dọc phụ thuộc độ mảnh và theo thực nghiệm lấy như sau

$$\varphi = 1,028 - 0,0000288\lambda^2 - 0,0016\lambda \quad (3.7)$$

$$\varphi = 1,028 - 0,0000288\lambda_d^2 - 0,0016\lambda_d \quad (3.8)$$

Hoặc φ tra theo bảng 3.2.

Bảng 3.2: Hệ số độ mảnh φ

$\lambda = l_0/r$	<14	21	28	35	42	48	55	62	69	76	83	90	97	104
$\lambda_d = l_d/r$	<4	6	8	10	12	14	16	18	20	22	24	26	28	30
φ	1	.98	.96	.93	.90	.87	.84	.81	.78	.74	.70	.65	.60	.55

trong đó: r - bán kính của cọc tròn hoặc cạnh cọc vuông

d - bề rộng của tiết diện chữ nhật.

Chiều dài tính toán của cọc: $l_0 = \nu l$ (3.9)

trong đó: l - chiều dài thực của đoạn cọc khi bắt đầu đóng cọc vào đất tính từ đầu cọc đến điểm ngàm trong đất (cọc thường bị gãy khi đang đóng hoặc ép có đoạn cọc tự do trên mặt đất còn nhiều), hoặc l được chọn là chiều dày lớp đất yếu có cọc đi ngang qua và ν là hệ số phụ thuộc liên kết của hai đầu cọc lấy theo hình sau

Bảng 3.3: Hệ số ν phụ thuộc liên kết

 $\nu = 2$	 $\nu = 0.7$	 $\nu = 0.5$
* Đầu cọc ngàm trong đài và mũi cọc nằm trong đất mềm.	* Đầu cọc ngàm trong đài và mũi cọc tựa lên đất cứng hoặc đá	* Đầu cọc ngàm trong đài và mũi cọc ngàm trong đá

Hoặc nếu xét đến sự hiện diện của đất bùn loãng xung quanh cọc, M. Jacobson đề nghị ảnh hưởng uốn dọc như sau

Bảng 3.4: Hệ số φ theo Jacobson

$\lambda = L/r$	50	70	85	105	120	140
φ	1	0,8	0,588	0,41	0,31	0,23

với L - chiều dài cọc, r - bán kính hoặc cạnh cọc.

Ví dụ 3.2. Xác định sức chịu nén cực hạn của cọc tròn, bê tông cốt thép, dài 10m, bán kính cọc 25 cm. Bê tông mác 250 có sức chịu nén tính toán là $R_n = 11$ MPa, với 4 thanh thép $\Phi 20$ loại CI có sức chịu nén $R'_a = 210$ MPa. Cọc được cấu tạo ngàm vào đài và mũi cọc nằm trong đất có sức chịu trung bình.

Giải. Cọc có khả năng bị gãy khi đã đóng được vào đất một đoạn từ $3d$ đến $6d$, lúc này áp lực xung quanh cọc giữ đoạn đầu cọc như một ngàm trượt, đồng thời sức kháng của đất ở mũi cọc đã đạt giá trị đủ lớn cản trở sự xuyên xuống đất của cọc và thân cọc bắt đầu bị uốn dọc. Vì mũi cọc đã ngàm vào đất còn đầu cọc tự do trong không khí, nên chọn hệ số $\nu = 2$ và $l_o = 2 \times 10\text{m} = 20\text{m}$

Hệ số độ mảnh $\lambda_d = l_o/r = 20/0,25 = 80$. Từ bảng tra ta suy ra $\varphi = 0,72$

$$Q_{VL} = \varphi(R_n A_p + R'_a A_{at}) = 0,72(11 \times 3,14 \times 0,25 \times 0,25 + 15,56 \times 10^{-4} \times 210)$$

$$= 1,77 \text{ MN} = 1770 \text{ kN} = 177 \text{ T}$$

Theo M. Jacobson lại có $L/r = 10/0,25 = 40$ nên $\varphi = 1$

$$Q_{VL} = \varphi(R_n A_p + R'_a A_{at}) = (11 \times 3,14 \times 0,25 \times 0,25 + 15,56 \times 10^{-4} \times 210)$$

$$= 2,49 \text{ MN}$$

Như vậy trong quá trình hạ cọc trên sức chịu tải theo vật liệu sẽ yếu nhất là 177 tấn khi bắt đầu hạ cọc và đạt ổn định là 249 tấn sau khi đã hạ cọc vào đất hoàn toàn.

Chúng ta cũng có thể sử dụng công thức tính sức chịu tải của cọc theo vật liệu theo tổng kết các kinh nghiệm xây dựng ở một số quốc gia được giới thiệu trong Quy phạm Xây dựng Việt Nam 21-86, như sau

$$Q_{vl} = kmR_{gh} \quad (3.10)$$

trong đó $k = 0,7$ - hệ số đồng nhất; $m = 1$ - hệ số điều kiện làm việc

R_{gh} = sức chịu tải giới hạn của vật liệu làm cọc.

Với cọc bê tông cốt thép

$$Q_{vl} = km(R_a F_a + R_n F_b) \quad (3.11)$$

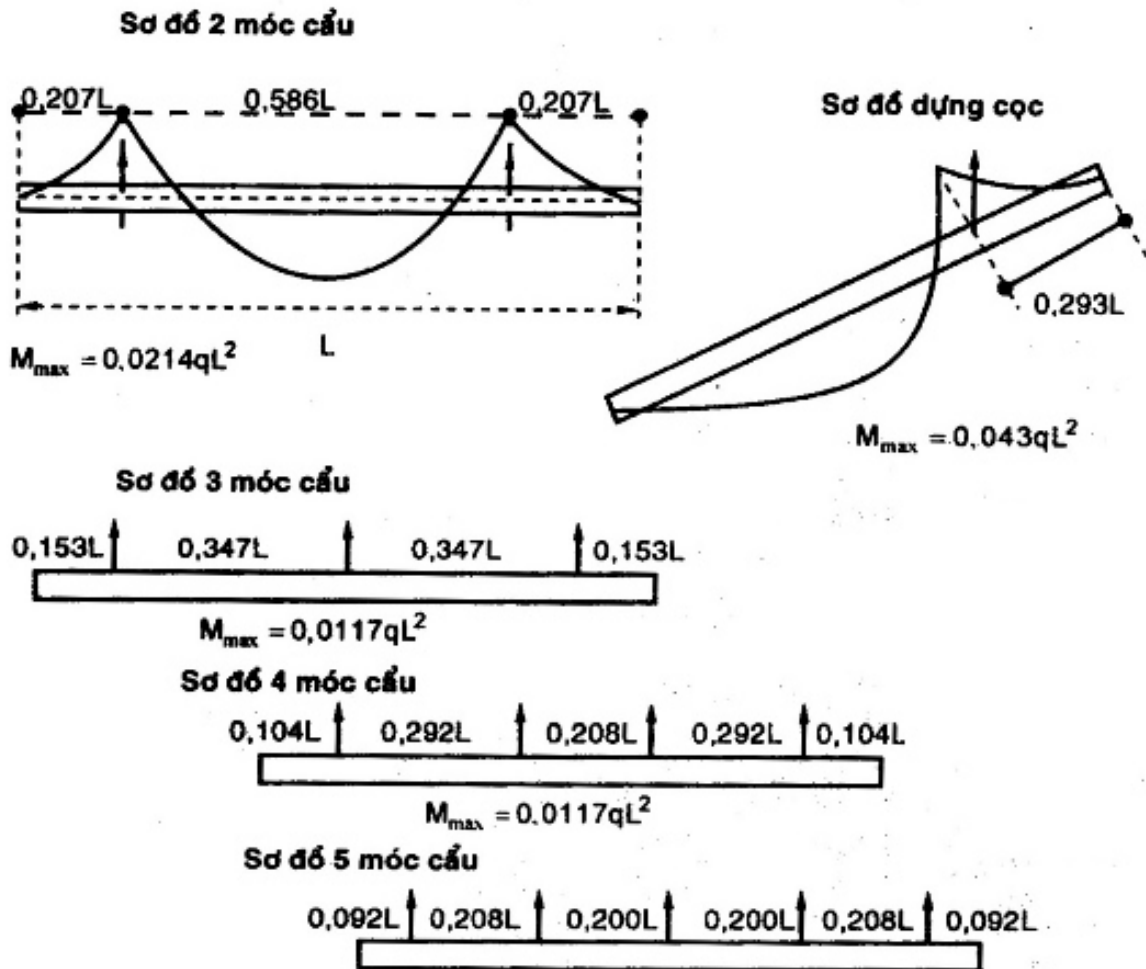
các ký hiệu giống như các công thức trên.

Sức chịu kéo căng của cọc bê tông cốt thép theo vật liệu khi cọc làm việc chịu nhỏ

$$Q_{nh,VL} = kmR_a F_a \quad (3.12)$$

Mặt khác, cọc chế tạo sẵn bị uốn trong quá trình vận chuyển và cấu dựng cọc nên cần lượng cốt thép chống uốn, chống cắt trong quá trình này. Hơn nữa, khi đóng hoặc ép hạ cọc, phần đầu và mũi cọc bị ép mặt và xung động nên cần thêm hệ thép đai dọc như H.3.3 và H.3.4.

Sơ đồ tính cọc cầu vận chuyển như sau



Hình 3.23: Sơ đồ tính vận chuyển cọc 2, 3, 4, 5 móc cầu

Từ kết quả moment cực đại do cẩu cọc có thể dễ dàng tính số lượng thép cần thiết, chú ý q là trọng lượng cọc theo chiều dài đơn vị cần xét đến hệ số động từ 1,2 đến 2 tùy theo điều kiện phương tiện vận chuyển và cung đường vận chuyển có tình trạng tốt hay xấu.

Sức chịu tải theo vật liệu của cọc nhồi

Do cọc nhồi được thi công đổ bê tông tại chỗ vào các hố khoan, hố đào sẵn sau khi đã đặt lượng cốt thép cần thiết vào hố khoan. Việc kiểm soát điều kiện chất lượng bê tông khó khăn, nên sức chịu tải của cọc nhồi không thể tính như cọc chế tạo sẵn mà có khuynh hướng giảm như công thức sau

$$Q_{VL} = R_u A_b + R_{an} A_a \quad (3.13)$$

với R_u - cường độ tính toán của bê tông cọc nhồi

$$\bullet R_u = \frac{R}{4,5} \text{ khi đổ bê tông dưới nước hoặc dưới bùn, nhưng không lớn}$$

hơn 6 MPa.

- $R_u = \frac{R}{4}$ khi đổ bê tông trong hố khoan khô, nhưng không lớn hơn 7 MPa

R - mức thiết kế của bê tông

A_b - diện tích tiết diện ngang của bê tông trong cọc

A_a - diện tích tiết diện ngang của cốt thép trong cọc

R_{an} - cường độ tính toán cho phép của cốt thép

- $\Phi < 28\text{mm}$, $R_{an} = \frac{R_c}{1,5}$ nhưng không lớn hơn 220 MPa

Ví dụ 3.3. Xác định sức chịu nén cực hạn của cọc nhồi dưới bùn bentonite dài 40m, bán kính cọc 50 cm. Bê tông mác 300 với 12 thanh thép $\Phi 20$ loại CI có sức chịu nén $R_a = 210$ MPa.

Giải. Sức chịu tải của cọc nhồi trên theo vật liệu có thể được xác định theo công thức sau

$$P = R_u A_b + R_{an} A_a$$

với $R_u = 300/4,5 = 66,66 > 60$ vậy chọn $R_u = 60 \text{ kg/cm}^2$

và $R_{an} = R_a = 2100 \text{ kg/cm}^2$

$$P = 12 \times 3,14 \text{ cm}^2 \times 2100 \text{ kg/cm}^2 + [3,14 \times (50 \text{ cm})^2 - 12 \times 3,14 \text{ cm}^2] \times 60 \text{ kg/cm}^2$$

$$= 79128 \text{ kg} + 468739 \text{ kg} = 547867 \text{ kg} \approx 548 \text{ T}$$

3.4 SỨC CHỊU TẢI DỌC TRỰC CỦA CỌC THEO ĐẤT NỀN

Cho đến ngày nay, mặc dù loài người đã biết sử dụng cọc để gánh đỡ công trình từ rất lâu, bởi những người Hy Lạp cổ đại, lời giải giải tích cho sức chịu tải của cọc theo nền đất vẫn chưa có. Trong thực tế tính toán, người ta phân chia sức chịu tải của cọc theo nền đất một cách khá tùy tiện gồm hai thành phần: thành phần chịu mũi và thành phần ma sát xung quanh cọc như sau:

Sức chịu tải cực hạn của cọc Q_u gồm tổng sức chống cắt cực hạn giữa đất và vật liệu làm cọc ở mặt bên của cọc Q_s , cùng với sức gánh đỡ cực hạn của đất ở mũi cọc Q_p

$$Q_u = Q_s + Q_p \quad (3.14)$$

$$Q_s = u \int_0^L \tau_s dz \quad \text{và} \quad Q_p = A_p q_p \quad (3.15)$$

hoặc $Q_u = A_s f_s + A_p q_p$ (với A_s - diện tích xung quanh cọc tiếp xúc với đất)

Sức chịu tải cho phép của cọc

$$Q_a = \frac{Q_s}{FS_s} + \frac{Q_p}{FS_p} \quad \text{hoặc} \quad Q_a = \frac{Q_u}{FS} \quad (3.16)$$

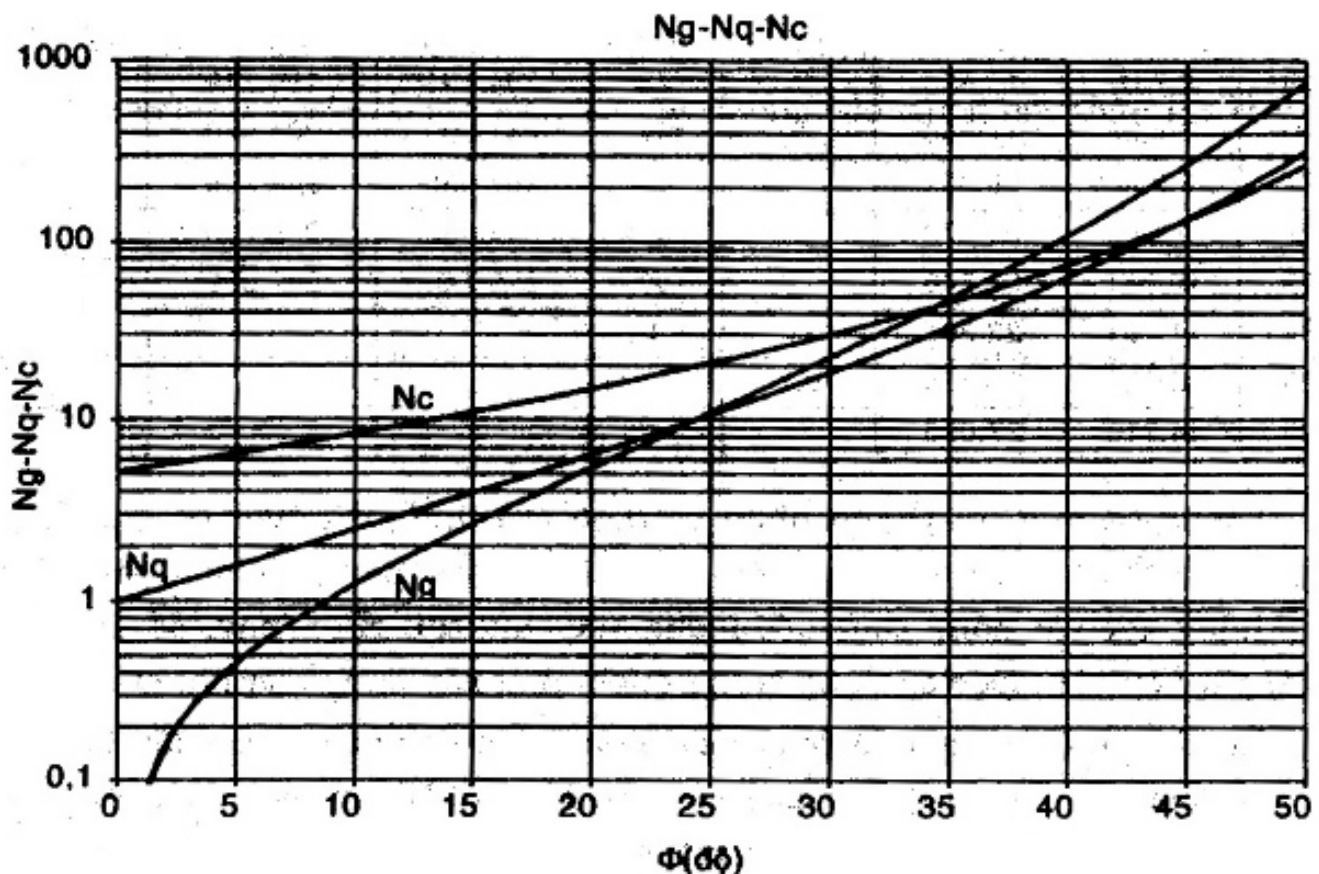
$$Q_p = \pi R_p^2 (1,3cN_c + \gamma D_f N_q + 0,6\gamma R_p N_\gamma) \text{ cho cọc tròn bán kính } R_p \quad (3.17)$$

$$Q_p = D^2 (1,3cN_c + \gamma D_f N_q + 0,4\gamma B_p N_\gamma) \text{ cho cọc vuông cạnh } B_p \quad (3.18)$$

Terzaghi đề nghị sử dụng ngay các hệ số sức chịu tải N_c , N_q , N_γ được thiết lập cho móng nông tiết diện tròn hoặc vuông có dạng

$$\left. \begin{aligned} N_c &= \cot g\varphi \left[\frac{e^{2(3\pi/4 - \varphi/2)\tan\varphi}}{2\cos^2(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2})} - 1 \right] \\ N_q &= \frac{e^{2(3\pi/4 - \varphi/2)\tan\varphi}}{2\cos^2(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2})} \\ N_\gamma &= \frac{1}{2} \left(\frac{K_p}{\cos^2\varphi} - 1 \right) \tan\varphi \end{aligned} \right\} \quad (3.19)$$

với K_p - hệ số áp lực bị động của đất tác động lên mặt nghiêng của nêm nén chặt dưới đáy móng.



Bảng 3.5: Các hệ số sức chịu tải N_c , N_q , N_γ của Terzaghi

φ	$[N_q]$	$[N_c]$	$[N_\gamma]$	φ	$[N_q]$	$[N_c]$	$[N_\gamma]$
0	1	5,7	0	27	15,896	29,236	
1	1,105	5,997		28	17,808	31,612	
2	1,220	6,300		29	19,981	34,242	
3	1,347	6,624		30	22,456	37,162	19,7
4	1,487	6,968		31	25,282	40,411	
5	1,642	7,337	0,5	32	28,517	44,036	
6	1,812	7,730		33	32,230	48,090	
7	2,001	8,151		34	36,504	52,637	
8	2,209	8,602		35	41,440	57,754	42,4
9	2,439	9,086		36	47,156	63,528	
10	2,694	9,605	1,2	37	53,799	70,067	
11	2,975	10,163		38	61,546	77,495	
12	3,288	10,763		39	70,614	85,966	
13	3,634	11,410		40	81,271	95,663	100,4
14	4,019	12,108		41	93,846	106,807	
15	4,446	12,861	2,5	42	108,750	119,669	
16	4,922	13,676		43	126,498	134,580	
17	5,451	14,559		44	147,736	151,950	
18	6,042	15,517		45	173,285	172,285	297,5
19	6,701	16,558		46	204,191	196,219	
20	7,439	17,690	5	47	241,800	224,549	
21	8,264	18,925		48	287,855	258,285	780,1
22	9,190	20,272		49	344,636	298,718	
23	10,231	21,746		50	415,146	347,509	1153,2
24	11,401	23,361					
25	12,720	25,135	9,7				
26	14,210	27,085					

Thông thường thì thành phần $0,4B_p\gamma N_\gamma$ và $0,6R_p\gamma N_\gamma$ được bỏ qua do nó khá bé so với hai thành phần còn lại, việc bỏ qua này bù cho trọng lượng cọc không xét vào công thức ước lượng sức chịu tải. Hiện nay, đề nghị của Terzaghi vẫn còn được sử dụng trong quy phạm xây dựng của nhiều nước.

Sau đó, nhiều tác giả đã đưa ra các giả thuyết dạng trượt của đất dưới mũi cọc chỉ phát triển xung quanh mũi cọc như H.3.25. Nhằm mục đích tính toán đúng sức chịu tải của đất dưới đáy móng sâu, với những hiệu chỉnh các hệ số sức chịu tải bởi ảnh hưởng độ sâu và hình dạng của móng sâu.

Ví dụ như Caquot – Kisérel giới thiệu hai công thức xác định giá trị cực hạn của hai hệ số sức chịu tải như sau:

$$N_{q\max} = 10^{3.04\text{tg}\varphi} \text{ và } N_{c\max} = \frac{N_{q\max} - 1}{\text{tg}\varphi} \quad (3.20)$$

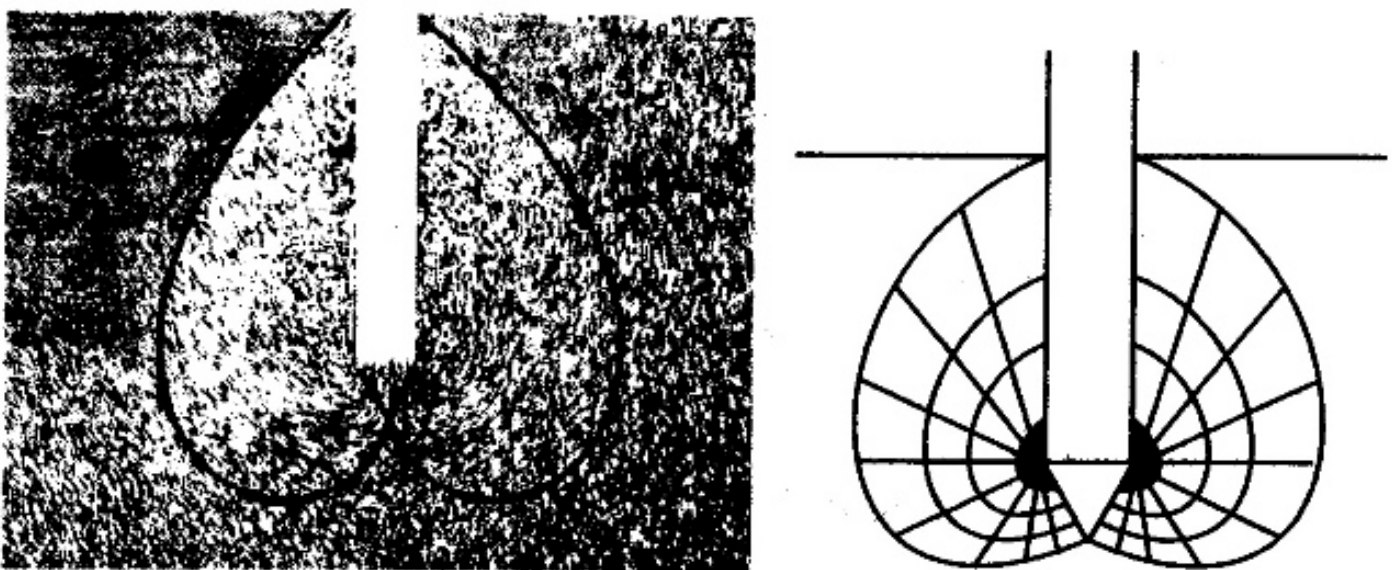
Dù vậy, sức chịu tải cực hạn theo các công thức tính toán vẫn tăng tuyến tính theo chiều sâu của mũi cọc.

Trong khi đó, trong một lớp đất, thực nghiệm chứng tỏ rằng sức chịu mũi của đất ở mũi cọc chỉ tăng đến một độ sâu nhất định rồi không đổi nữa kể từ độ sâu tới hạn ký hiệu là D_c hay L_c hoặc Z_c . Hiện tượng này rõ nhất là trong đất cát.

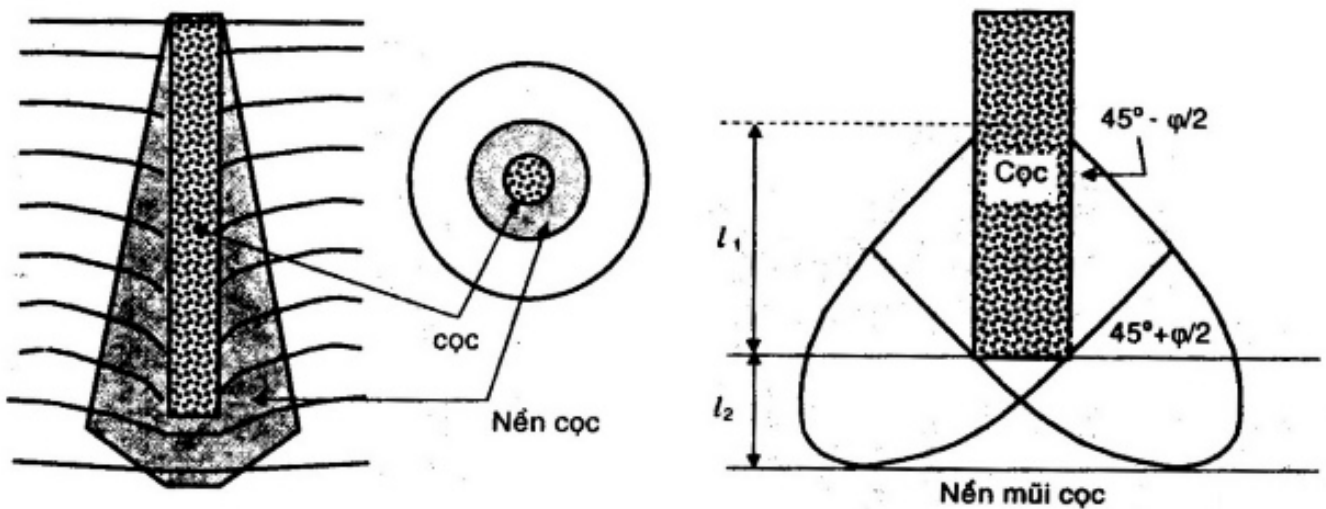
Nhiều nghiên cứu về sức chịu tải của cọc cũng cho thấy rằng tính sức chịu tải của cọc theo các thí nghiệm khảo sát địa chất tại hiện trường cho kết quả gần với thực tế làm việc của cọc hơn như: thí nghiệm xuyên tĩnh, xuyên động, nén ép ngang.

Chúng ta lần lượt phân tích trong giáo trình này nhiều phương pháp ước lượng sức chịu tải, nhằm có thể chọn ra một phương pháp thích hợp cho từng trường hợp tính toán cụ thể.

Hầu hết các nghiên cứu thực nghiệm hoạt động của nền cọc, cho thấy khu vực ảnh hưởng bởi lực ma sát của cọc lan rộng dần từ trên mặt đất đến chiều sâu tới hạn Z_c và kéo dài xuống mũi cọc, ở mũi cọc phạm vi ảnh hưởng ngang khoảng bằng ba lần đường kính của cọc và phạm vi nền của mũi cọc khoảng $2D$ dưới mũi cọc và $4D$ trên mũi cọc.



Hình 3.25: Mô hình vùng phá hoại nền dưới mũi cọc thí nghiệm bởi Hansch trên mô hình Taylor – Schneebeli



Hình 3.26: Nền đất xung quanh cọc ở giai đoạn chịu tải cực hạn

Theo De Beer, mặt trượt của đất nền khu vực dưới mũi cọc có dạng như

H.3.26 và

$$l_2 \geq \frac{D}{2} \frac{\cos \varphi}{\sin \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)} e^{\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \tan \varphi}$$

$$l_1 > \frac{D}{2} \tan \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \exp(\Pi \tan \varphi) \quad (3.21)$$

b) Phương pháp Meyerhof

Như trên đã phân tích, sức chịu tải của nền đất dưới mũi cọc sẽ lớn hơn cách tính của Terzaghi xem như là móng nông do ảnh hưởng của độ sâu đặt móng. Có rất nhiều tác giả nghiên cứu ảnh hưởng này và điều chỉnh các hệ số sức chịu tải của nền N_c , N_q và N_γ

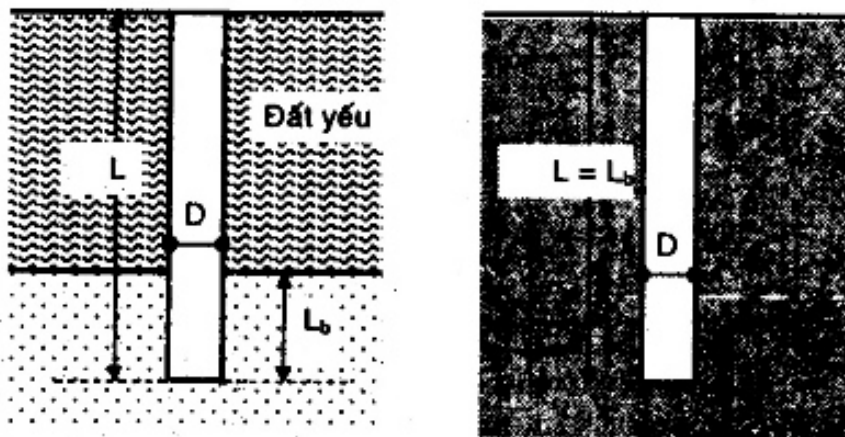
Đối với sức chịu tải đơn vị diện tích của phần đất nằm dưới đáy các móng sâu và móng cọc, công thức có xét tới hình dạng và chiều sâu chôn móng thường được diễn tả dưới dạng

$$q_u = q_p = cN'_c + q'N'_q \quad (3.22)$$

Sức chịu tải cực hạn đất nền ở mũi cọc có thể viết dưới dạng

$$Q_u = A_p q_p = A_p (cN'_c + q'N'_q) \quad (3.23)$$

Phương pháp Meyerhof xác định các hệ số $N'_c; N'_q$. Sức chịu tải ở mũi cọc trong đất nền, đặc biệt là cát, gia tăng theo chiều sâu cọc chôn trong lớp cát chịu tải và đạt cực đại khi tỷ số $L_b/D = (L_b/D)_{cr}$



Hình 3.27: Sơ đồ chọn chiều dài cọc ngàm vào đất L_b

với L_b - chiều sâu cọc cắm trong đất tốt, D - là cạnh cọc ở độ sâu mũi cọc.

Do vậy $L_b < L$ khi cọc xuyên qua lớp yếu và ngàm vào đất cứng

$L_b = L$ khi cọc trong nền đồng nhất

Khi $L_b/D > (L_b/D)_{cr}$ thì cọc thật sự ngàm vào đất cứng tương đương điều kiện $D_c/D > 5$ đã nêu ở định nghĩa móng sâu.

Meyrerhof đề nghị xác định sức chịu tải mũi cọc như sau:

- 1- Xác định góc ma sát của cát, φ
- 2- Xác định tỷ số (L_b/D)
- 3- Xác định $(L_b/D)_{cr}$ từ biểu đồ (H.3.28)
- 4- Xác định giá trị gần đúng của N'_q và N'_c từ biểu đồ (H.3.28)
- 5- Tính Q_p theo công thức (3.22) và (3.23) với N'_q và N'_c xác định ở bước 4

Giá trị giới hạn lớn nhất của q_u trường hợp nền cát được tính theo đẳng thức sau

$$Q_u (kN/m^2) = 50N'_q \tan \varphi \quad (3.24)$$

Ví dụ a: $L = 15m$, $D = 0,46m$, $\varphi = 35^\circ$ và $c = 0$

Từ $\varphi = 35^\circ$ tra biểu đồ ta được $(L_b/D)_{cr} = 10 \ll L/D = 15/0,46 = 32,6$.

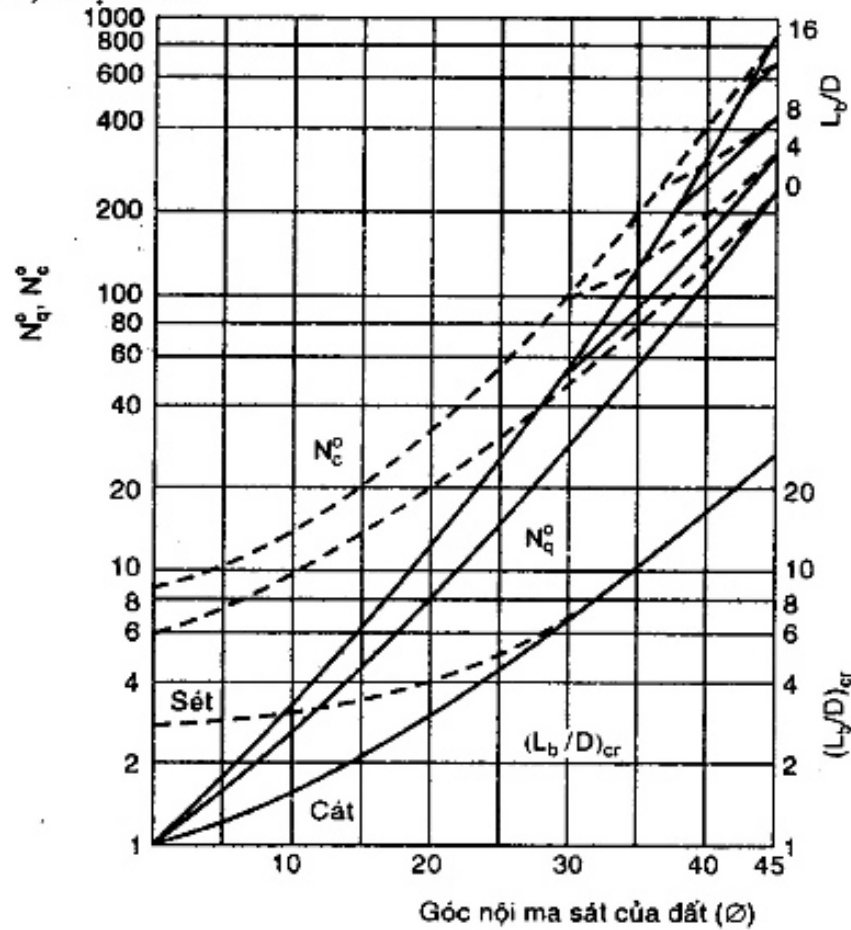
Nên các hệ số N'_p , N'_c có được lần lượt là 140 và 180

Ví dụ b: Kích thước cọc giống như ví dụ a, nhưng đất nền có lực dính $c = 600 \text{ kPa}$ và $\varphi = 0$. Từ $\varphi = 0$ và $L/D = 15/0,46 = 32,6$, ta có được $N'_c = 9$ và $N'_q = 1$

Ví dụ c: Kích thước cọc giống như ví dụ a, nhưng đất nền có lực dính $c = 100 \text{ kPa}$ và $\varphi = 20^\circ$.

Từ $\varphi = 20^\circ$ tra biểu đồ ta được $(L_b/D)_{cr} = 4,1$, (trên đường nét đứt cho sét)

Và $L/D = 15/0,46 = 32,6$. Ta có N'_q từ 7 đến 14, chọn bằng 10 và $N'_c = 20$ đến 32, chọn 26.



Hình 3.28: Biểu đồ xác định các hệ số sức chịu tải đất nền dưới mũi cọc

Meyerhof cũng đề nghị, trên cơ sở tổng kết rất nhiều thực nghiệm, sức chịu mũi của cọc trong nền cát đồng nhất được xác định theo kết quả xuyên động chuẩn (SPT).

$$q_p \text{ (kN/m}^2\text{)} = 40N(L/D) < 400N \quad (3.25)$$

với N - giá trị trung bình của thí nghiệm SPT trong phạm vi $10D$ bên trên và $5D$ bên dưới mũi cọc.

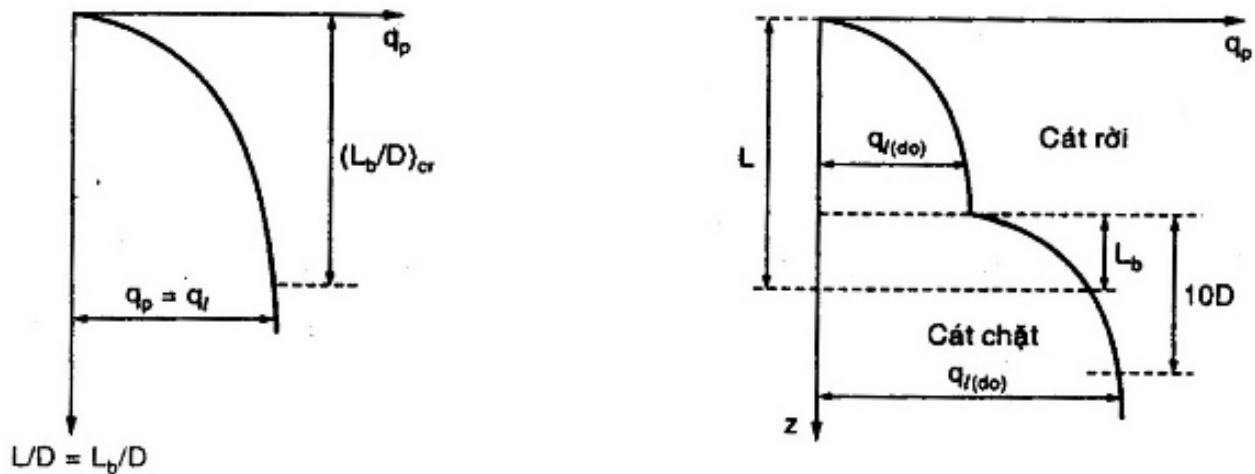
Với trường hợp cọc đi xuyên qua lớp đất yếu vào lớp cát chịu lực, q_p được xác định theo biểu thức sau

$$q_p = q_{l(y)} + \frac{[q_{l(c)} - q_{l(y)}] L_b}{10D} \leq q_{l(c)} \quad (3.26)$$

với $q_{l(y)}$ = sức chịu mũi giới hạn của lớp đất yếu

$q_{l(c)}$ = sức chịu mũi giới hạn của lớp cát chặt

L_b = chiều dài cọc xuyên trong cát chặt.



Hình 3.29: Giá trị giới hạn của lực chịu mũi cọc hạn q_p

Với nền là đất sét bão hòa, sức chịu tải đất nền ở mũi cọc có thể ước lượng theo công thức sau

$$Q_p = N'_c c_u A_p = 9c_u A_p \quad (3.27)$$

Tóm tắt cách tính sức chịu tải đất nền dưới mũi cọc theo Meyerhof. Các thông số chống cắt c và φ chọn trong tính toán tương ứng với trạng thái ứng suất hữu hiệu, và q_p theo công thức $q_p = cN'_c + q'N'_q$ lần lượt theo các bước sau:

- 1- Từ φ suy ra $(L_b/D)_{cr}$ bởi biểu đồ (trong H.3.28)
- 2- Tính (L_b/D)
- 3- Nếu $L_b/D \geq \frac{(L_b/D)_{cr}}{2}$ chọn các giá trị tối đa N'_c và N'_q tương ứng trong biểu đồ (trong H.3.28)
- 4- Nếu $L_b/D < \frac{(L_b/D)_{cr}}{2}$, các giá trị N'_c và N'_q được xác định như sau:

$$N'_c = N'_{c(L_b/D=0)} + \left[N'_{c(max)} - N'_{c(L_b/D=0)} \right] \left[\frac{L_b/D}{0,5(L_b/D)_{cr}} \right] \quad (3.28)$$

$$N'_q = N'_{q(L_b/D=0)} + \left[N'_{q(max)} - N'_{q(L_b/D=0)} \right] \left[\frac{L_b/D}{0,5(L_b/D)_{cr}} \right] \quad (3.29)$$

Ví dụ 3.4. Một cọc vuông, cạnh $b = 305 \text{ mm}$, dài 12m , được đóng vào trong lớp cát đồng nhất có $c = 0$, $\varphi = 35^\circ$, $\gamma = 16,8 \text{ kN/m}^3$ không có sự hiện diện mực nước ngầm, giá trị xuyên động tiêu chuẩn SPT của lớp đất gần phạm vi mũi cọc $N_{SPT} = 16$.

Tính sức chịu mũi của đất dưới mũi cọc Q_p

Giải. Theo Meyerhof, vì nền đồng nhất nên $L_b = L$

Từ $\varphi = 35^\circ \Rightarrow$ biểu đồ (trong H.3.28) $\Rightarrow (L_b/D)_{cr} = 10$

Với $L/D = L_b/D = 39,34 > (L_b/D)_{cr} \Rightarrow N'_q = 120$

$$A_p = (0,305\text{m})^2 = 0,093 \text{ m}^2$$

$$q' = 16,8 \times 12 = 201,6 \text{ kN/m}^2$$

Sức chịu tải cực hạn của cọc là

$$Q_p = A_p q' N'_p = 0,093 \times 201,6 \times 120 = 2247,4 \text{ kN}$$

Mặt khác, giá trị giới hạn trên của sức chịu tải đất nền dưới mũi cọc có dạng

$$q_u = 50 \times N'_q \times \tan \varphi = 50 \times 120 \times \tan 35^\circ = 4201,25 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_p = A_p q_u = 0,093 \times 4201,25 = 390,3 \text{ kN} < 2247,4 \text{ kN}$$

Do vậy chọn $Q_p = 390 \text{ kN}$

Ước lượng sức chịu mũi của cọc theo N_{SPT}

$$Q_p = A_p q_p = A_p \times 40 N (L/D) = 0,093 \times 40 \times 16 \times (12/0,305) = 2339 \text{ kN}$$

hoặc $Q_p = A_p \times 400 N = 0,093 \times 400 \times 16 = 595 \text{ kN}$

Vậy chọn $Q_p = 595 \text{ kN}$ cho cách tính theo N_{SPT}

c) Phương pháp Vesic

Vesic đề nghị một phương pháp xác định sức chịu tải của đất nền ở mũi cọc:

$$Q_u = A_p q_p = A_p \left(c N_c^* + \left[\frac{1+2K_o}{3} \right] q' N_q^* \right) \quad (3.30)$$

$K_o = (1 - \sin \varphi)$ - hệ số áp lực đất ở trạng thái nghỉ

$$\text{Như vậy } N_q^* = \frac{3N_q}{1+2K_o}$$

Mặt khác ta có quan hệ: $N_c^* = (N_q^* - 1) \cot \varphi$

Theo Vesic $N_q^* = f(I_{rr})$

trong đó $I_{rr} = \frac{I_r}{1+I_r \Delta}$ - chỉ số độ cứng suy giảm

$$\text{Với chỉ số độ cứng } I_r = \frac{E}{2(1+\nu)(c+q' \tan \varphi)} = \frac{G}{(c+q' \tan \varphi)} \quad (3.31)$$

Δ - biến dạng thể tích trung bình trong vùng biến dạng dẻo bên dưới mũi cọc.

Như vậy, đối với những điều kiện không có sự thay đổi thể tích, ta có:

$$\Delta = 0 \text{ và } I_r = I_{rr}$$

Vesic giải và thiết lập bảng giá trị N_c^* và N_q^* phụ thuộc I_{rr} và góc ma sát φ .

Với $\varphi = 0$, tương ứng với điều kiện không thoát nước

$$N_c^* = \frac{4}{3}(\ln I_{rr} + 1) + \frac{\pi}{2} + 1 \quad (3.32)$$

Giá trị I_r có thể ước lượng từ kết quả thí nghiệm nén ba trục hoặc nén cố kết tương ứng với những giá trị ứng suất nén khác nhau, hoặc tham khảo các giá trị tổng kết thực nghiệm.

Bảng 3.6: Giá trị I_r

Loại đất	I_r
Cát	70 - 150
Bột và Sét (không thoát nước)	50 - 100
Sét (có thoát nước)	100 - 200

Tuy không phù hợp với lý thuyết nhưng được chấp nhận trong tính toán Q_p , nó có thể là không đạt hết giá trị trước khi mũi cọc lún xuống 10 - 25% bề rộng cọc. Đây là trường hợp nguy hiểm cho nền cát.

Giải ví dụ 3.4 theo phương pháp Vesic

Cho $I_{rc} = 90$, với $\varphi = 35^\circ \Rightarrow N_c^* = 79,5$

$$Q_p = A_p \sigma_o N_c^*$$

$$\sigma_o = \frac{1+2K_o}{3} q'$$

với $K_o = 1 - \sin \varphi = 1 - \sin 35^\circ = 0,43$

$$\sigma_o = \frac{1+2 \times 0,43}{3} 201,6 = 125 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_p = 0,093 \times 125 \times 79,5 = 923 \text{ kN}$$

c) Sức chịu mũi của đất ở mũi cọc Q_p theo thí nghiệm hiện trường

- Từ kết quả thí nghiệm xuyên tĩnh CPT, sức chịu tải đơn vị diện tích của đất nền dưới mũi cọc q_p và sức chịu mũi cọc theo đất nền Q_p được tính theo các công thức sau

$$Q_p = A_p q_p \text{ và } q_p = k_c q_{ce} \quad (3.33)$$

trong đó k_c - hệ số sức chịu tải cho trong bảng 3.7

q_{ce} - sức kháng mũi tương đương được tính theo công thức (3.3) giới thiệu ở đầu chương này.

Bảng 3.7: Giá trị k_c

Loại đất		Cọc có độ chối	Cọc không có độ chối
Sét và bột	A	0,40	0,55
	B		
	C		
Cát và sỏi sạn	A	0,15	0,50
	B		
	C		
Đá phần	A	0,20	0,30
	B	0,30	0,45

Bảng 3.8: Xếp hạng loại đất theo AFNOR (Pháp)

Xếp hạng loại đất			TN nén ép ngang p_t (MPa)	CPT q_c (MPa)
Sét; bột	A	Sét mềm; bột mềm	< 0,7	< 3,0
	B	Sét và bột dẻo cứng	1,2 đến 2,0	3 đến 6
	C	Sét và bột dẻo cứng đến rắn	> 2,5	> 6
Cát; sỏi sạn	A	Rời	< 0,5	< 5
	B	Chặt trung bình	1 đến 2	8 đến 15
	C	Chặt	> 2,5	> 20
Đá phần	A	Mềm	< 0,7	< 5
	B	Phong hóa	1 đến 2,5	> 5
	C	Chặt	> 3	

- Từ kết quả thí nghiệm nén ép ngang (pressionmètre của Ménard) sức chịu tải đơn vị diện tích của đất nền dưới mũi cọc q_p và sức chịu mũi cọc theo đất nền Q_p được tính theo các công thức sau

$$Q_p = A_p q_p \text{ và } q_p = k_p p^*_{le} \quad (3.34)$$

trong đó k_p - hệ số sức chịu tải cho trong bảng 3.9

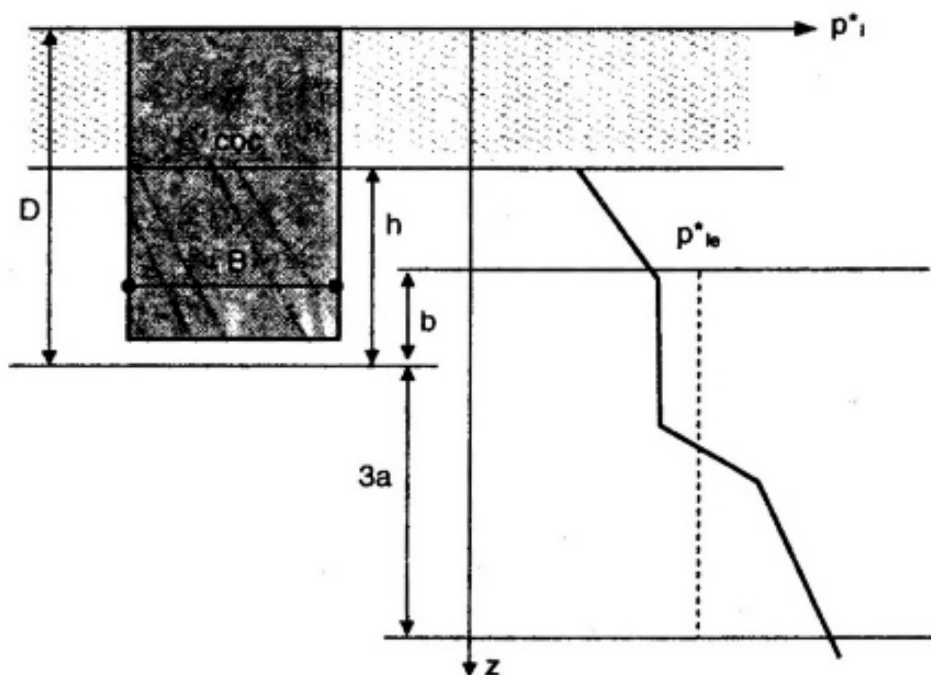
p^*_{le} - áp lực nén ngang tương đương tính theo công thức

$$p^*_{le} = \frac{1}{3a+b} \int_{D-b}^{D+3b} p_l^*(z) dz \quad (3.35)$$

các giá trị $a = B/2$ nếu $B > 1m$

$a = 0,5m$ nếu $B < 1m$

$b = \min[a, h]$ với h là chiều sâu móng đặt trong lớp đất chịu lực

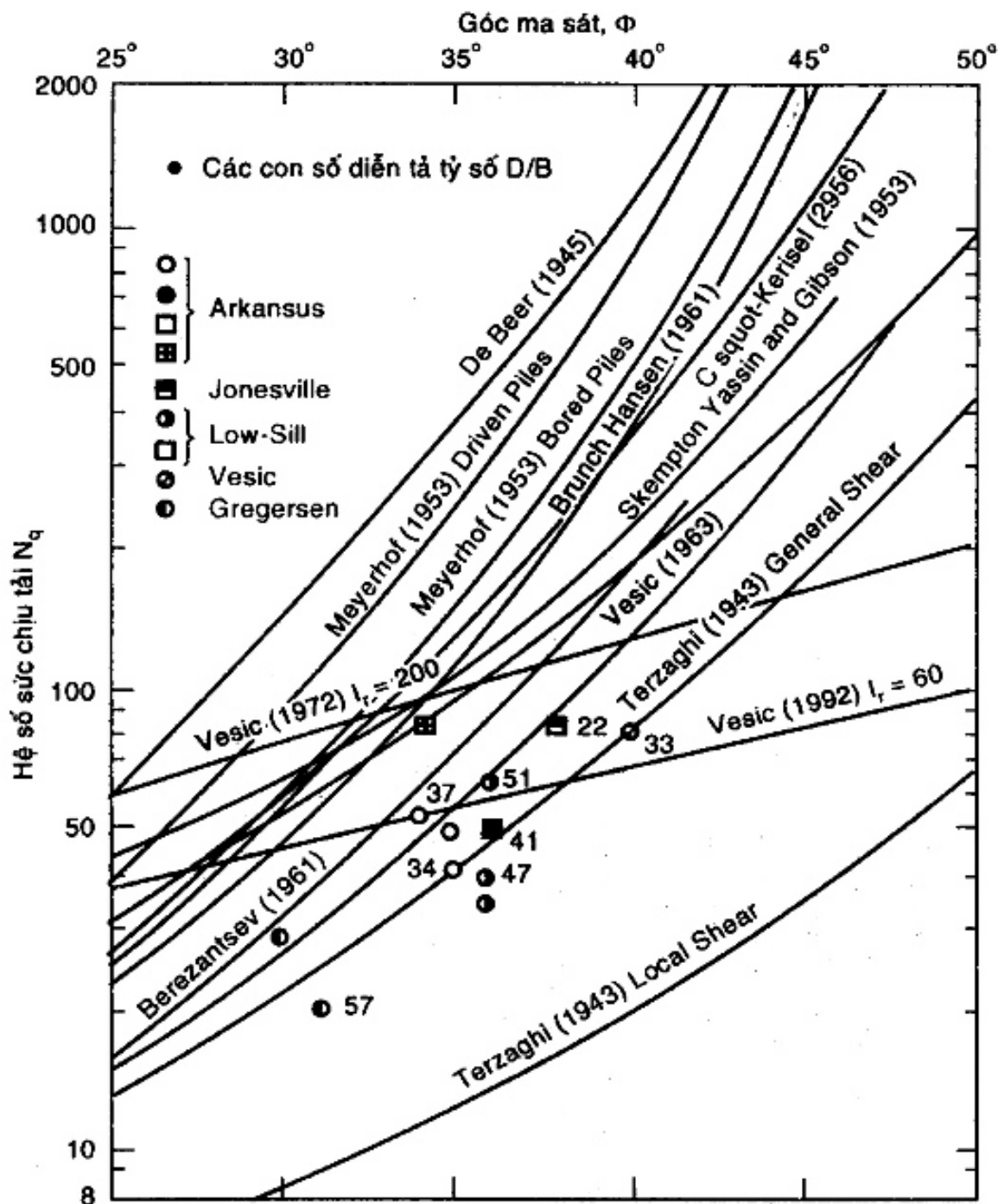


Hình 3.30: Sơ đồ định nghĩa áp lực nền ngang tương đương

Bảng 3.9: Giá trị k_p

Loại đất		Cọc có độ chối	Cọc không có độ chối
Sét và bột	A	1,1	1,4
	B	1,2	1,5
	C	1,3	1,6
Cát và sỏi sạn	A	1	4,2
	B	1,1	3,7
	C	1,2	3,2
Đá phần	A	1,1	1,6
	B	1,4	2,2
	C	1,8	2,6

Có rất nhiều phương pháp đề nghị tính toán sức chịu tải đất nền dưới mũi cọc, với đất nền là cát hoặc sét cho nền tổng quát ở giai đoạn nước lỗ rỗng thặng dư, do đóng cọc, đã thoát hết. Ảnh hưởng chính lên sức chịu tải này là góc ma sát trong φ đi kèm với hệ số sức chịu tải N_q . Bảng so sánh các giá trị N_q của các tác giả lớn trong ngành Nền móng trên thế giới, trong H.3.31, cho thấy có rất nhiều khác biệt rất lớn. Nên việc ước lượng sức chịu tải cọc theo nền đất quả là một điều rất khó, và điều phải thử cọc tĩnh là tất yếu.



Hình 3.31: So sánh giá trị N_q của các tác giả

Ghi chú: B - cạnh cọc, D - chiều sâu chôn cọc.

2- Thành phần chịu tải do ma sát xung quanh cọc Q_s

Thành phần Q_s có thể xác định bằng cách tích phân lực chống cắt đơn vị f_s của đất-cọc trên toàn bộ mặt tiếp xúc của cọc và đất, lực chống cắt này cho bởi biểu thức quen thuộc của Coulomb

$$f_s = c_a + \sigma'_h \tan \phi_a = c_a + K_s \sigma'_v \tan \phi_a \quad (3.36)$$

với c_a - lực bám dính giữa cọc và đất; ϕ_a - góc ma sát giữa cọc và đất

σ'_h - ứng suất pháp tuyến hữu hiệu tại mặt bên của cọc.

tính theo công thức sau $\sigma'_h = K_s \sigma'_v = K_s \gamma z$

trong đó K_s - hệ số áp lực ngang, hệ số này rất khó xác định chính xác. Có nhiều khuynh hướng rất khác nhau trong việc ước lượng giá trị hệ số áp lực ngang.

Khuynh hướng 1: Xem đất nền là “vật liệu đàn hồi”

$$\text{và} \quad K_s = \xi = \frac{\mu}{1-\mu} \quad (3.37)$$

với μ - hệ số Poisson của đất.

Khuynh hướng 2: Hệ số K_s chọn theo áp lực ngang của đất ở trạng thái tĩnh K_o , hệ số này đã được Jaky thống kê từ rất nhiều thí nghiệm thực trên các loại đất.

$$K_o = 1 - \sin \varphi' \quad (3.38)$$

Với số lượng cọc không nhiều trong móng cọc và các cọc khoan nhồi, đất nền là loại đất cố kết thường, hệ số áp lực ngang được chọn để tính toán là $K_s = K_o = 1 - \sin \varphi'$

Với cọc đặt trong nền đất cố kết trước, hệ số áp lực ngang được chọn để tính toán theo Jaky có dạng như sau:

$$K_s = K_o = (1 - \sin \varphi_a) \sqrt{OCR} \quad (3.39)$$

với OCR - hệ số cố kết trước.

Khuynh hướng 3: Khi đóng hoặc ép cọc vào nền đất, thể tích cọc chiếm lỗ rỗng của đất và đất dần đạt gần đến trạng thái cân bằng bị động điều này có nghĩa là hệ số áp lực đất K_s tiến dần đến giá trị hệ số áp lực bị động K_p . Và Boules đề nghị hệ số K_s là trung bình cộng của áp lực ở trạng thái tĩnh K_o , hệ số áp lực đất ở trạng thái cân bằng chủ động K_a , và hệ số áp lực đất ở trạng thái cân bằng bị động K_p .

$$K_s = \frac{K_a + F_w K_o + K_p}{2 + F_w} \quad (3.40)$$

trong đó F_w - hệ số chọn từ 1 trở lên.

Thực tế đo đạc, hệ số K_s thay đổi theo chiều sâu, theo biến dạng thể tích và độ chặt của đất xung quanh cọc. Ở đầu cọc K_s gần bằng hệ số áp lực bị động K_p của Rankine. Ở mũi cọc K_s gần bằng hệ số áp lực ngang ở trạng thái tĩnh, K_o .

Trong tính toán thực tế có thể lấy theo bảng sau theo [B.M.Das, 1984].

Bảng 3.10: Giá trị K_s (theo B.J. Das)

Cọc khoan nhồi $K_s = K_o = 1 - \sin \varphi'$
Cọc đóng tốc độ chậm và cọc ép $K_s = K_o$ (giới hạn dưới) $K_s = 1.4 K_o$ (giới hạn trên)
Cọc đóng tốc độ nhanh và cọc rung $K_s = K_o$ (giới hạn dưới) $K_s = 1.8 K_o$ (giới hạn trên)

Trường Cầu đường Paris (ENPC) giới thiệu kết quả nghiên cứu của Broms về hệ số áp lực ngang K_s và góc ngoại ma sát của đất cát như trong bảng 3.11.

Bảng 3.11: Giá trị K_s Theo ENPC

Loại cọc	φ_a	K_s (cát chặt trung bình)	K_s (cát chặt)
Cọc thép	20°	0,5	1
Cọc bê tông	$3/4\varphi$	1	2
Cọc nhồi	$3/4\varphi$	0,5	0,5
Cọc gỗ	$2/3\varphi$	1,5	4

Ngoài ra có thể kể đến các phương pháp sau

a) Phương pháp α

Tomlinson đề nghị thêm vào thành phần lực dính một hệ số α , trong công thức xác định lực ma sát xung quanh giữa cọc và đất.

$$f_s = \alpha a + \sigma'_h \tan \varphi_a = \alpha a + K_s \sigma'_v \tan \varphi_a$$

Theo Viện Dầu hỏa Hoa Kỳ (API) hệ số hiệu chỉnh α được xác định như sau

Bảng 3.12: Giá trị α (theo API)

Lực chống cắt không thoát nước c_u (kPa)	Hệ số α
< 25	1
25 - 75	1 - 0,5 (các giá trị trung gian nội suy)
> 75	0,5

Hệ số α cũng có thể tham khảo các kết quả nghiên cứu của Tomlinson, như sau

Bảng 3.13: Giá trị α (theo Tomlinson)

Loại đất	L/D	Hệ số α
1- Cát chặt hoặc sét cứng	< 20	1,25
	>20	$c_u < 75: \alpha = 1,25$ $c_u = 75 - 180: \alpha = 1,25 - 0,4$
2- Sét mềm, silt và đất dính cứng	8 - 20	0,4
	> 20	$c_u = 0 - 25: \alpha = 1,25 - 0,7$ $c_u > 25: \alpha = 0,7$
3- Sét cứng	8 - 20	0,4
		$c_u = 0 - 30: \alpha = 1,25 - 1$
		$c_u = 30 - 80: \alpha = 1$
		$c_u = 80 - 130: \alpha = 1 - 0,4$ $c_u > 130: \alpha = 0,4$

b) Phương pháp β

Phương pháp này được Burland gợi ra từ năm 1973 trên các giả thuyết sau:

1- Lực dính của đất giảm đến 0, trong quá trình đóng cọc, do đất bị phá vỡ kết cấu.

2- Ứng suất hữu hiệu của đất tác động lên mặt đứng của cọc sau khi áp lực nước lỗ rỗng thặng dư phân tán hết ít nhất phải bằng ứng suất này ở trạng thái tĩnh, áp lực nước lỗ rỗng thặng dư xuất hiện do thể tích cọc lún chiếm và đất xung quanh bị nén, nhưng hệ số thấm của đất bé nên cần phải có thời gian để nước thoát đi.

3- Ứng suất chống cắt của đất quanh cọc trong quá trình chịu tải chỉ liên quan đến vùng đất mỏng xung quanh cọc, vùng này tùy thuộc dạng cọc và tính thoát nước của đất giữa hai thời điểm đóng và chắt tải lên cọc.

Và công thức xác định lực ma sát đất và cọc có dạng

$$\begin{aligned}
 f_s &= K_s \sigma'_v \operatorname{tg} \varphi_a \\
 \text{đặt} \quad \beta &= K_s \operatorname{tg} \varphi_a \\
 \text{ta được} \quad f_s &= \beta \sigma'_v
 \end{aligned}
 \tag{3.41}$$

Vì σ'_v là ứng suất do trọng lượng bản thân nên khi có ứng suất phụ thêm do tải ngoài đặt trên mặt đất ta có thể hiệu chỉnh $f_s = \beta(\sigma'_v + \sigma'_d)$

Theo phương pháp này giá trị β dao động trong khoảng từ 0,25 đến 0,4 nếu ta sử dụng $K_s = K_o$.

Một số nghiên cứu khác, của Bhushan (1982), bổ sung cách xác định β

như sau

$$\beta = K_s \tan \varphi_a = 0,18 + 0,0065 D_r, \text{ hoặc } K_s = 0,5 + 0,008 D_r \quad (3.42)$$

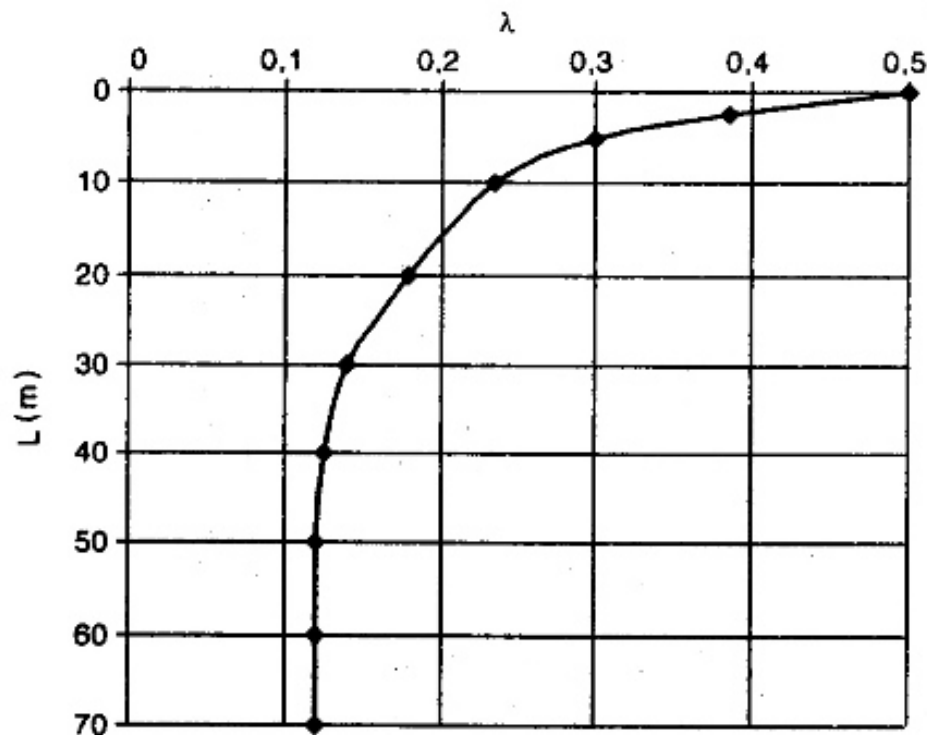
trong đó D_r - độ chặt tương đối của cát.

c) Phương pháp λ

Focht và Vijavergiya đề nghị một hệ số λ để hiệu chỉnh lực ma sát xung quanh giữa cọc và đất sét,

$$f_s = \lambda (\sigma'_v + 2c_u)$$

trong đó λ - biến đổi theo chiều sâu đóng cọc, được suy từ biểu đồ sau



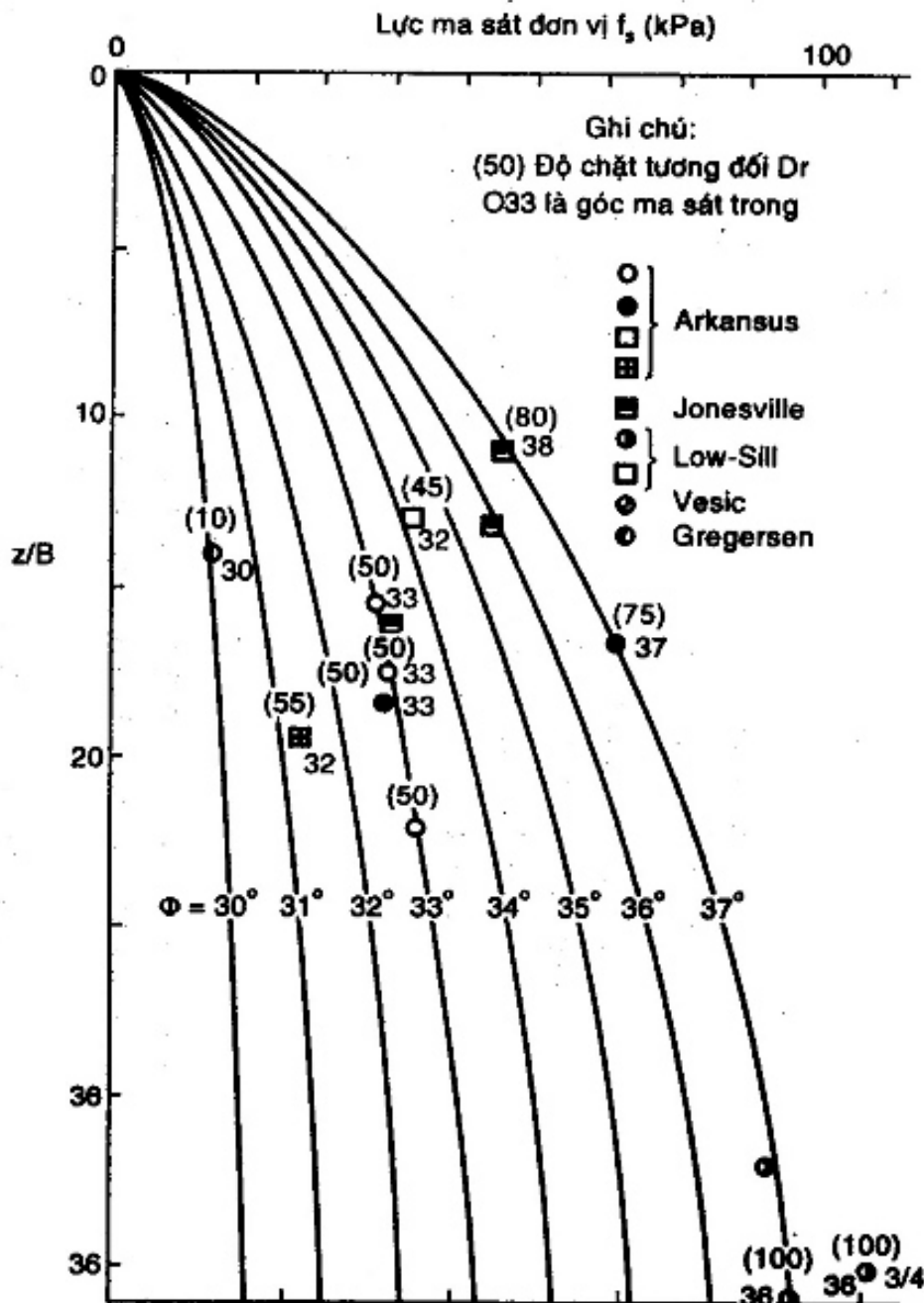
Hình 3.32: Biểu đồ xác định giá trị hệ số λ

d) Phương pháp Coyle - Castillo

Năm 1981, Coyle-Castillo đưa ra một cách xác định sức chịu tải của cọc trong nền cát, sau hàng loạt phân tích các kết quả thí nghiệm nén tĩnh và đóng cọc thử tại hiện trường.

$$Q_s = f_s A_s$$

f_s là lực ma sát đơn vị giữa đất và cọc được tác giả thiết lập quan hệ thực nghiệm với góc ma sát φ và tỷ số z/B , với chiều sâu z tính đến giữa lớp cát và B là bề rộng của cọc. Ghi chú, phương pháp của Coyle-Castillo không xét đến loại vật liệu làm cọc, ảnh hưởng việc hạ cọc và điều kiện ứng suất ban đầu.



Hình 3.33: Biểu đồ xác định giá trị lực ma sát đơn vị f_s theo Coyle-Castillo

e) Phương pháp tổng quát Kulhawy

Một phương pháp khác nhằm xác định lực ma sát f_s đất cát với mặt bên của cọc được Kulhawy đưa ra có dạng sau

$$f_s = \sigma'_v K_o \left(\frac{K}{K_o} \right) \tan \left[\phi \left(\frac{\phi_a}{\phi} \right) \right] \quad (3.43)$$

trong đó $K_o = (1 - \sin \phi') OCR^{\sin \phi'}$

σ'_v - ứng suất hữu hiệu thẳng đứng tại điểm tính f_s .

Các tỷ số ϕ_a / ϕ và K/K_o được Kulhawy giới thiệu trong bảng 3.14

Bảng 3.14: Giá trị tỷ số φ_a / φ và K/K_0

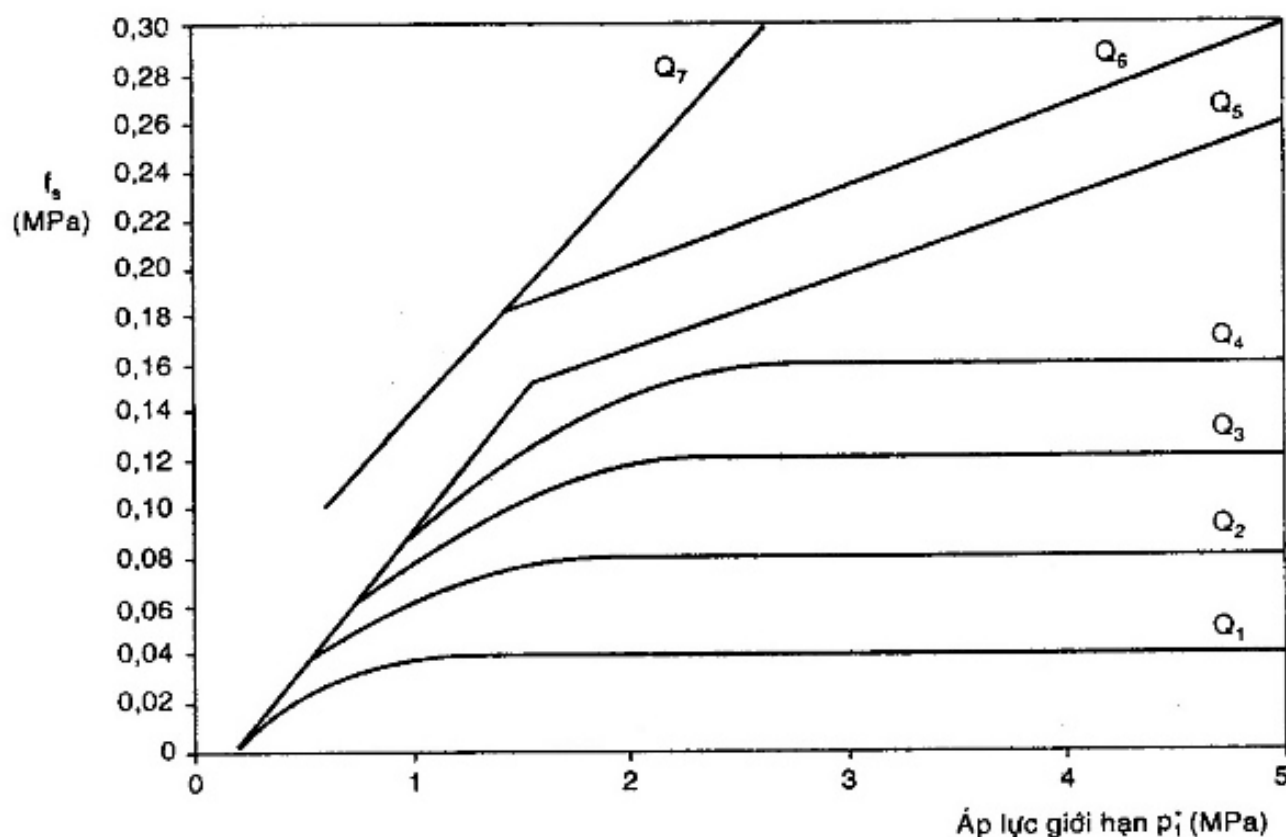
Loại đất và cọc	φ_a / φ	Loại cọc và phương pháp thi công	K/K_0
Cát / cọc bê tông không lán	1	Cọc tạo do phun áp lực	$\frac{1}{2} - \frac{2}{3}$
Cát / cọc bê tông trơn lán	0,8 - 1	Cọc nhồi	$\frac{2}{3} - 1$
Cát / cọc thép không lán	0,7 - 0,9	Cọc chuyển vị đứng nhỏ	0,75 - 1,25
Cát / cọc thép trơn lán	0,5 - 0,7	Cọc chuyển vị đứng lớn	1 - 1,2
Cát / cọc gỗ	0,8 - 0,9		

f) Thành phần chịu tải do ma sát xung quanh cọc Q_s theo thí nghiệm hiện trường

1- Từ kết quả thí nghiệm nén ép ngang (pressionmètre của Ménard)

Theo kết quả thí nghiệm nén ngang của Ménard có thể suy ra lực ma sát đơn vị f_s và tính được thành phần chịu tải do ma sát xung quanh cọc Q_s theo công thức quen thuộc

$$Q_s = A_s \Sigma f_{si}$$



Hình 3.34: Biểu đồ xác định giá trị lực ma sát đơn vị f_s theo p_1^*

lực ma sát đơn vị f_s được xác định theo p_1^* , loại cọc và loại đất nền tùy theo các đường Q_1 đến Q_7 . Tham khảo bảng 3.15 để suy ra đường Q_i tương ứng.

Bảng 3.15: Chọn đường tương ứng để suy ra f_s trong H.3.34

Loại cọc Loại cọc	Sét và bột			Cát và sỏi sạn		
	A	B	C	A	B	C
Cọc nhồi không có ống chống	Q_1	$Q_1, Q_2(1)$	$Q_2, Q_3(1)$			
Cọc nhồi ổn định thành bằng bùn khoan	Q_1	$Q_1, Q_2(1)$		Q_1	$Q_2, Q_1(2)$	$Q_3, Q_2(2)$
Cọc nhồi có ống vách được thu hồi	Q_1	$Q_1, Q_2(3)$		Q_1	$Q_2, Q_1(2)$	$Q_3, Q_2(2)$
Cọc nhồi có ống vách không được thu hồi	Q_1			Q_1		Q_2
Trụ hoặc cọc rãnh (5)	Q_1	Q_2	Q_3			
Cọc bê tông đúc sẵn	Q_1	Q_2		Q_3		
Cọc tạo bằng phun áp lực thấp	Q_1	Q_2		Q_3		
Cọc tạo bằng phun áp lực cao (6)		Q_4	Q_5	Q_5		Q_6

Loại đất Loại cọc	Đá phần			Đá hoa		Đá
	A	B	C	A	B	
Cọc nhồi không có ống chống	Q_1	Q_3	$Q_4, Q_5(1)$	Q_3	$Q_4, Q_5(1)$	Q_6
Cọc nhồi ổn định thành bằng bùn khoan	Q_1	Q_3	$Q_4, Q_5(1)$	Q_3	$Q_4, Q_5(1)$	Q_6
Cọc nhồi có ống vách được thu hồi	Q_1	Q_2	$Q_3, Q_4(3)$	Q_3	Q_4	
Cọc nhồi có ống vách không được thu hồi	(4)			Q_2	Q_3	
Trụ hoặc cọc rãnh (5)	Q_1	Q_2	Q_3	Q_4	Q_5	Q_6
Cọc bê tông đúc sẵn	(4)			Q_3	Q_4	Q_4
Cọc tạo bằng phun áp lực thấp	Q_2	Q_3	Q_4	Q_5		
Cọc tạo bằng phun áp lực cao (6)		Q_5	Q_6	Q_6		$Q_7(7)$

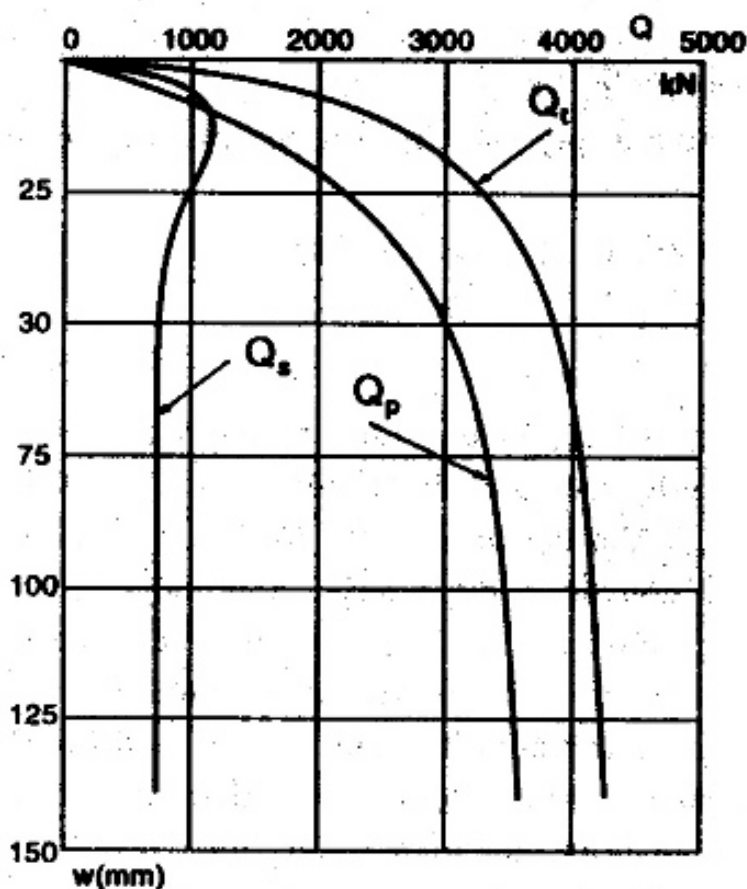
Ghi chú:

(1) Có vết đáy hố khoan và tạo rãnh

(2) Cọc có chiều dài > 30m

(3) Hố khoan khô và không ngoằn ngoèo

phải cần chuyển vị 10% đường kính cọc cho cọc đóng và 30% đường kính cọc cho cọc cho cọc nhồi thì thành phần chịu mũi của đất nền mới phát triển hoàn toàn. Trong H.3.35 diễn tả kết quả thí nghiệm các thành phần ma sát và chịu mũi trong sức chịu tải của cọc theo đất nền. Dễ dàng nhận thấy thành phần ma sát đã huy động hoàn toàn ở độ lún 15 mm, trong khi đó thành phần chịu mũi chỉ đạt cực đại ứng với chuyển vị đứng là 120 mm. Nếu chọn sức chịu tải của cọc là 2800 kN ứng với độ lún 15mm thì thành phần ma sát đã được huy động hoàn toàn (1200kN) còn thành phần chịu mũi chỉ mới phát huy khoảng 44% (1600 kN).



Hình 3.35: Các thành phần chịu tải của cọc

Nhưng từ lâu, hầu hết các công thức sức chịu tải của cọc theo đất nền đều cộng hai thành phần ma sát cực hạn và thành phần chịu mũi cực hạn lại thành sức chịu tải cực hạn của cọc theo đất nền Q_u , việc cộng hai giá trị cực hạn lại không thực hợp lý do vậy có khuynh hướng điều chỉnh sai số này bằng cách sử dụng hai hệ số an toàn FS_p và FS_q khác nhau.

Sức chịu tải từ biến hay sức chịu tải giới hạn đàn hồi Q_c được định nghĩa một cách quy ước tương ứng với điểm cuối cùng của giai đoạn tuyến tính trên đường tải - độ lún của thí nghiệm nén tĩnh cọc. Trong chiều hướng thành phần ma sát phát triển nhanh hơn thành phần chịu mũi, một

cách hợp lý hệ số an toàn cho ma sát (FSS) được chọn nhỏ hơn hệ số an toàn cho thành phần chịu mũi (FSp)

Với cọc không có độ chối

$$Q_c = \frac{Q_p}{2} + \frac{Q_s}{1,5} \quad (3.45)$$

Với cọc có độ chối

$$Q_c = \frac{Q_p}{1,5} + \frac{Q_s}{1,5} = \frac{Q_u}{1,5} \quad (3.46)$$

Sức chịu tải từ biến hay sức chịu tải giới hạn đàn hồi Q_c được sử dụng ở một số nước Tây Âu.

Sức chịu tải cho phép Q_a

Theo khuynh hướng này sức chịu tải cho phép được suy từ sức chịu tải từ biến như sau

Với tổ hợp tải cơ bản $Q_a \leq 0,7 Q_c$

Với tổ hợp tải đặc biệt $Q_a \leq 0,9 Q_c \quad (3.47)$

3.4.2 Ma sát âm

Trường hợp các cọc xuyên qua lớp đất mềm cắm vào lớp đất cứng và lớp đất mềm đang diễn tiến lún do cố kết bởi lớp gia tải trên mặt hay do hạ mực nước ngầm, ..., mà độ lún các lớp đất lớn hơn độ lún của các cọc thì phần lớp đất yếu có chuyển vị đứng nhiều hơn chuyển vị đứng của thân cọc bên cạnh và các lớp bên trên nó sẽ gây ra lực ma sát âm. Ngay cả trường hợp cọc chỉ nằm trong lớp đất yếu không tựa mũi vào đất cứng, còn gọi là cọc treo, cũng có thể bị tác động bởi ma sát âm dưới tác động của tải phân bố trên mặt đất hoặc do các tác động gây ra biến dạng đất nền như hạ mực nước ngầm (lún), hoặc dâng mực nước ngầm (nở), ...

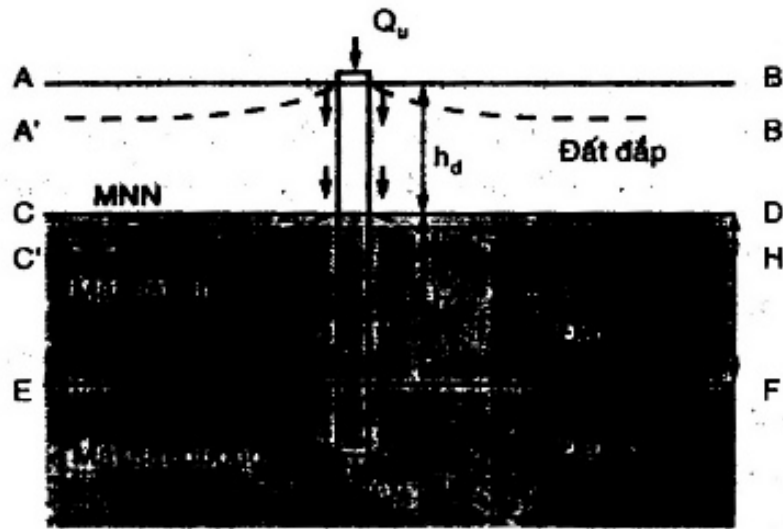
Lực ma sát âm có khuynh hướng kéo cọc đi xuống trong khi cọc chịu nén. Lực ma sát âm này tỷ lệ với áp lực ngang của đất tác động lên cọc và tốc độ lún cố kết của đất, hiện tượng ma sát âm sẽ kết thúc khi độ lún cố kết chấm dứt, lúc bấy giờ ma sát của đất và cọc sẽ trở thành ma sát dương.

Lực ma sát âm không chỉ tác động lên mặt bên của cọc mà còn tác động lên mặt bên của đài cọc, hoặc mặt bên của mố cầu hay mặt tường chắn có tựa lên cọc.

Khi tác động các tải lên công trình sẽ gây độ lún của cọc và giảm độ dịch chuyển tương đối giữa đất và cọc (đồng nghĩa giảm ma sát âm), ít nhất ở phần trên và nhiều hơn ở đoạn dưới, như vậy những tác động ma sát âm có nhiều ở khu vực gần đầu cọc. Trong thực tế tính toán, những tác động của

hoạt tải ngắn hạn chỉ được xem xét khi nó gây ra được sự giảm ma sát âm.

Ước lượng ma sát âm lớn nhất



Hình 3.35: Khu vực có ảnh hưởng ma sát âm

Xem xét một cây cọc dài L đóng xuyên qua lớp đất đắp, dày h_d , rồi lớp đất yếu dày H , cắm sâu vào lớp đất chịu lực. Dưới tác động lớp đất đắp, lớp đất yếu bị lún do cố kết trong một thời gian dài (có thể vài năm đến thậm chí vài chục năm tùy theo hệ số thấm của lớp yếu). Mặt AB sẽ đi xuống đến $A'B'$; CD sẽ đi xuống đến $C'D'$; cả hai độ chuyển dịch này lớn hơn độ lún của cọc dưới tác động của công trình. Mặt EF có cùng độ chuyển dịch đứng với cọc được gọi là mặt trung tính. Từ mặt EF trở lên đất xung quanh sẽ kéo cọc xuống bằng lực ma sát âm. Bên dưới mặt EF đất chống lại sự đi xuống của cọc bằng lực ma sát dương.

Nguyên lý tính ma sát âm cực đại

Tại độ sâu z , lực ma sát âm đơn vị được tính bởi biểu thức

$$f_n = \sigma'_h \operatorname{tg} \varphi_a + c_a = K \sigma'_v \operatorname{tg} \varphi_a + c_a$$

Tổng lực ma sát âm lên cọc

$$Q_{msa} = u \int_0^{h_d+H} (K \sigma'_v \operatorname{tg} \varphi_a + c_a) dz$$

Trong điều kiện dài hạn hoặc chống cát trong điều kiện thoát nước:

$$f_n = \sigma'_h \operatorname{tg} \varphi'_a = K \sigma'_v \operatorname{tg} \varphi'_a$$

và

$$Q_{msa} = u \int_0^{h_d+H} (K \sigma'_v \operatorname{tg} \varphi'_a) dz \quad (3.48)$$

với u - chu vi tiết diện ngang của cọc; h_d bề dày lớp đất đắp, h là bề dày vùng có ma sát âm hay vùng nền đất yếu có chuyển vị đứng lớn hơn độ lún của cọc.

Bề dày có vùng ma sát âm

Bề dày h trong công thức tính ma sát âm thường không phải là toàn bộ lớp đất yếu mà là vùng nền có độ lún lớn hơn độ lún của cọc. Trong thực tế tính toán, tùy theo loại đất nền, chiều dày h được chọn theo hai cách sau:

• Đất nền yếu có biến dạng lớn

$h = h_1$ là chiều sâu có ứng suất thẳng đứng hữu hiệu $\sigma'_v(z)$, tiếp xúc cọc - đất có kể ảnh hưởng treo của đất lên cọc, bằng với ứng suất thẳng đứng hữu hiệu do trọng lượng bản thân, γz , khi chưa có gia tải và không có cọc.

• Đất nền rất ít biến dạng

$h = h_2$ là độ sâu mà chuyển vị đứng của đất bằng với độ lún của cọc, độ lún của cọc có thể được tính theo phương pháp thông thường hoặc chọn một cách gần đúng bằng $0,01B$ hay $0,02R$ (với B là cạnh cọc vuông hoặc R là bán kính cọc tròn).

Giá trị của $Kt\phi_a$

Tiêu chuẩn thiết kế công trình dân dụng của Pháp, năm 1993, đề nghị giá trị $Kt\phi_a$ như sau

Bảng 3.17: Bảng giá trị $Kt\phi_a$ để tính ma sát âm

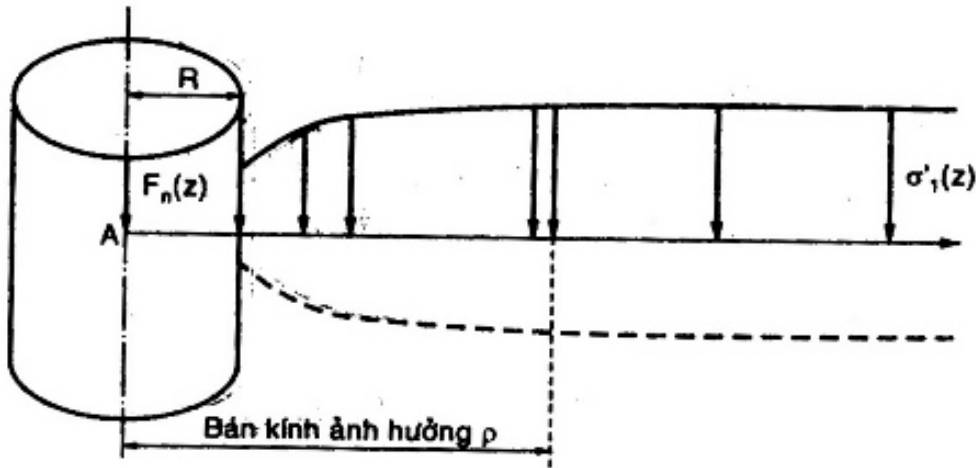
Loại đất		Loại cọc		
		Cọc nhồi có ống vách	Cọc nhồi không ống vách	Cọc ép, đóng
Bùn hữu cơ		0,1	0,15	0,20
Sét	Mềm	0,1	0,15	0,20
	Chắc đến cứng	0,15	0,20	0,30
Cát sỏi	Rất rời	0,35		
	Rời	0,45		
	Chặt	1,00		

Để giảm ma sát âm, có thể quét lên mặt bên cọc một lớp nhựa bitum, trong trường hợp này, $Kt\phi_a$ được chọn lớn nhất là bằng 0,05.

Ứng suất thẳng đứng hữu hiệu $\sigma'_v(z)$ ở mặt tiếp xúc cọc - đất có kể ảnh hưởng treo của đất lên cọc (effet d'accrochage)

Khi đất xung quanh cọc biến dạng do tác động của đất đắp trên mặt,

lôi kéo cọc xuống theo. Các hạt đất ở gần sát mặt bên của cọc lún ít hơn các hạt bên ngoài xa mặt cọc, do nó bị treo lên mặt cọc khi cọc lún chậm hơn. Hiện tượng này còn được gọi là “đất treo lên cọc” hay là “hiệu quả treo”.



Hình 3.36: Ảnh hưởng lún của đất nền gây mà sát âm

Trong trường hợp cọc tròn, vùng ảnh hưởng treo kể từ mặt cọc đến khoảng cách ρ , như trong hình vẽ. Vùng xa ngoài không có hiệu quả treo, ứng suất hữu hiệu thẳng đứng tại độ sâu z , ký hiệu $\sigma'_1(z)$, tương ứng với trọng lượng cột đất bên trên và đất đắp. Khoảng cách r trong khoảng từ R đến ρ , ứng suất hữu hiệu thẳng đứng tại độ sâu z bị giảm bởi hiệu quả treo, ký hiệu là $\sigma'_v(z, r)$, nhỏ hơn trọng lượng cột đất bên trên và đất đắp. Tại mặt bên thân cọc, ứng suất này được ký hiệu là $\sigma'_v(z)$. Cơ chế này được Combarieu khảo sát tại phòng thí nghiệm Cầu – đường Paris, năm 1985.

Điều kiện cân bằng lực tại độ sâu z cho

$$F_n(z) + 2\pi \int_R^{\rho} \sigma'_v(z, r) r dr = \pi(\rho^2 - R^2) \sigma'_1(z)$$

Trong đó, giá trị của được cho bởi biểu thức sau

$$\sigma'_v(z, r) - \sigma'_v(z) = [\sigma'_1(z) - \sigma'_v(z)] \left\{ 1 - \exp \left[-\frac{\lambda (r - R)}{R} \right] \right\}$$

với λ - là hệ số treo đất lên cọc được lấy như sau

$$\lambda = \frac{1}{0,5 + 25 Ktg\varphi_a} \quad \text{khi } Ktg\varphi_a \leq 0,15$$

$$\lambda = 0,385 - Ktg\varphi_a \quad \text{khi } 0,15 \leq Ktg\varphi_a \leq 0,385$$

$$\lambda = 0 \quad \text{khi } Ktg\varphi_a \geq 0,385$$

Để tính giá trị $\sigma'_v(z)$, chia đất nền thành nhiều lớp nhỏ theo phương ngang và tính dần từ trên mặt đất xuống.

Từ biểu thức quan hệ giữa $\sigma'_v(z, r)$ và $\sigma'_v(z)$ bên trên, có thể suy ra biểu thức tổng quát tính ứng suất hữu hiệu ở mặt tiếp xúc đất-cọc, $\sigma'_v(z)$, trong những khoảng mà $\frac{d\sigma'_I(z)}{dz}$ là hằng số, có dạng

$$\sigma'_v(z) = \frac{1}{m} \frac{d\sigma'_I(z)}{dz} + e^{-mz} \left[\sigma'_v(0) - \frac{1}{m} \frac{d\sigma'_I(z)}{dz} \right]$$

với $m = \frac{\lambda^2}{1+\lambda} \frac{K \tan \varphi_a}{R}$

$\sigma'_I(z)$ - ứng suất hữu hiệu thẳng đứng ở độ sâu z khi không có cọc hoặc nằm ngoài vùng ảnh hưởng treo.

$\lambda = 0$ (và $m = 0$) tương ứng với sự treo đất lên cọc lớn nhất, lúc đó

$$\sigma'_v(z) = \sigma'_v(0) + z \frac{d\sigma'_I(z)}{dz} = \sigma'_I(z)$$

với $\sigma'_v(0)$ - ứng suất hữu hiệu thẳng đứng ở đáy lớp đất đắp, độ sâu $z = 0$.

$\lambda = \infty$ tương ứng với sự không có sự treo đất lên cọc và $\sigma'_v(z) = 0$ (không có ma sát âm lên cọc).

• Trong trường hợp đơn giản nhất nền đồng nhất có trọng lượng riêng đáy nổi là γ nằm bên dưới một gia tải $\Delta\sigma'(z)$

$$\sigma'_I(z) = \gamma z + \Delta\sigma'(z)$$

Vì phân $\sigma'_I(z)$, có được

$$\frac{d\sigma'_I(z)}{dz} = \gamma + \frac{d\Delta\sigma'(z)}{dz}$$

Thay vào $\sigma'_v(z)$

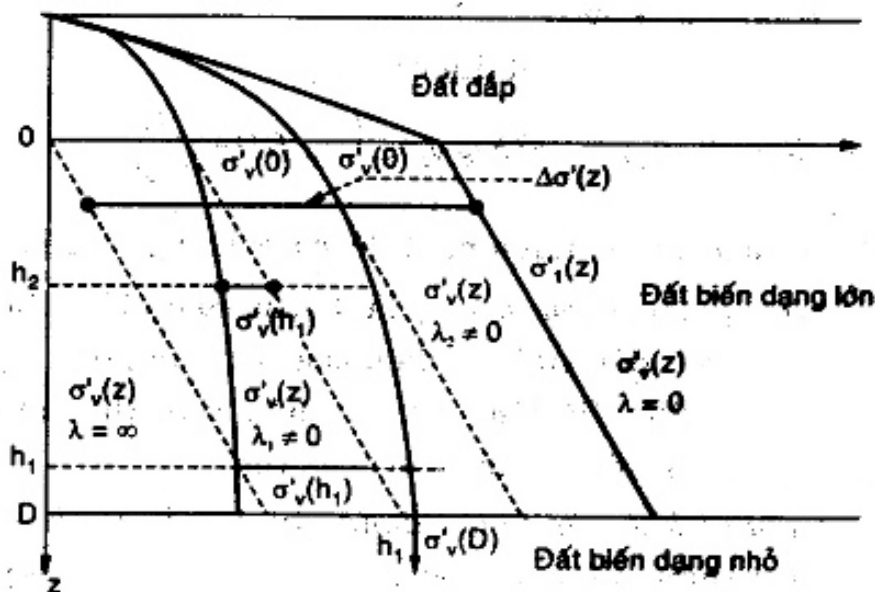
$$\sigma'_v(z) = \frac{1}{m} \left(\gamma + \frac{d\Delta\sigma'(z)}{dz} \right) + e^{-mz} \left[\sigma'_v(0) - \frac{1}{m} \left(\gamma + \frac{d\Delta\sigma'(z)}{dz} \right) \right]$$

Tổng lực ma sát âm đến độ sâu z

$$Q_{msa} = u \int_0^{h_d+z} (K \sigma'_v \tan \varphi_a) dz$$

với giá trị $\sigma'_v(z)$, sau cùng tổng lực ma sát âm có dạng

$$Q_{msa} = \frac{2\pi R K \tan \varphi_a}{m} [\gamma' z + \Delta\sigma'(z) - \Delta\sigma'(0) + \sigma'_v(0) - \sigma'_v(z)]$$



Hình 3.37: Sơ đồ tính ma sát âm

* Trường hợp tổng quát $\lambda \neq 0$

$\sigma'_v(z)$ nhỏ hơn $\sigma'_1(z)$, và nó sẽ đạt giá trị γz tại độ sâu h_1 , bên dưới độ sâu này không có ma sát âm.

- Nếu $h_1 < D$, tổng lực ma sát âm cho đến độ sâu h_1 là

$$Q_{msa} = \frac{2\pi RKtg\phi_a}{m} [\Delta\sigma'(h_1) - \Delta\sigma'(0) + \sigma'_v(0)]$$

- Nếu $h_1 > D$, tổng lực ma sát âm là tổng lực ma sát âm

$$Q_{msa} = \frac{2\pi RKtg\phi_a}{m} [\gamma D + \Delta\sigma'(D) - \Delta\sigma'(0) + \sigma'_v(0) - \sigma'_v(D)]$$

* Trường hợp tải trên mặt đất phân bố đều kín khắp; $[\Delta\sigma'(z) = q_0]$ và sự treo đất lên cọc đạt cực đại trong lớp tải đất $[\sigma'_v(0) = \sigma'_1(0) = q_0]$, các biểu thức tính lực ma sát âm trở thành

- Nếu $h_1 < D$, tổng lực ma sát âm

$$Q_{msa} = \frac{2\pi RKtg\phi_a}{m} q_0 \quad (3.49)$$

- Nếu $h_1 > D$, tổng lực ma sát âm

$$Q_{msa} = \frac{2\pi RKtg\phi_a}{m} [\gamma D + q_0 - \sigma'_v(D)] \quad (3.50)$$

- Nếu đất nền rất ít lún, h_2 rất bé so với h_1 và D , tổng lực ma sát âm được phân tích theo h_2 tương tự như h_1 .

* Trong trường hợp để đơn giản hóa tính toán, nhiều kỹ sư chọn tính với cực trị của ma sát âm với giả thiết sự treo đất lên cọc đạt tối đa, ứng với $\lambda = 0$, dẫn đến

$$\sigma_v(z) = q_0 + \gamma z$$

và biểu thức tính tổng lực ma sát âm có dạng

$$Q_{msa} = u \left[(Ktg\varphi_a)_{dd} \gamma_{dd} \frac{H^2}{2} + (Ktg\varphi_a)_{dy} \left(\gamma_{dd} HD + \gamma \frac{D^2}{2} \right) \right] \quad (3.51)$$

Chiều dày có ma sát âm h lớn nhất được ước lượng theo hai cách sau:

Trong đất tương đối ít yếu, $h = h_2$ là độ sâu có độ lún (chuyển vị đứng), cuối cùng của đất có xét đến sự hiện diện của cọc, bằng 0,01 cạnh cọc B hay đường kính cọc ($D = 2R$). Độ lún nền đất được tính theo phương pháp cổ kết thông thường không xét sự hiện diện của cọc.

Trong đất yếu có khả năng biến dạng lớn, $h = h_1$ là chiều sâu mà ở đó ứng suất hữu hiệu thẳng đứng có xét ảnh hưởng của đất đắp σ_v bằng với ứng suất hữu hiệu thẳng đứng σ_v' do trọng lượng bản thân của đất ban đầu. Điều kiện này chỉ có nghĩa khi có xét đến ảnh hưởng lên móc của đất xung quanh cọc.

Để khử ảnh hưởng ma sát âm có thể quét lớp nhựa đường dày lên mặt bên của cọc, hoặc bao xung quanh cọc khu vực ảnh hưởng ma sát âm bằng một ống thép nhả cách ly với đất xung quanh.

3.4.3 Tính sức chịu tải của cọc theo chỉ tiêu trạng thái của đất nền còn gọi là phương pháp thống kê

Nhằm mục đích tính toán sơ bộ sức chịu tải cọc theo các kết quả thống kê các chỉ tiêu đặc trưng vật lý của đất nền cho các tiền dự án, có thể sử dụng phương pháp rất đơn giản ít chính xác và không cần nhiều thí nghiệm cơ học phức tạp, đó là phương pháp thống kê còn có tên là phương pháp tính sức chịu tải cọc theo chỉ tiêu vật lý của đất nền.

1- Sức chịu tải tiêu chuẩn của cọc chống (khi nền đất có $E_0 > 50$ MPa = 500 kg/cm²) được xác định theo công thức sau

$$Q_{tc} = A_p q_p$$

trong đó q_p - được xác định như sau

- $q_p = 20$ Mpa = 2000 T/m² đất nền cọc tựa là đá, đất hạt lớn và sét cứng.
- $q_p = \frac{q_{pn}^{tc}}{k_d} \left(\frac{h_3}{d_3} + 1,5 \right)$ với q_{pn}^{tc} cường độ chịu nén trung bình của đá ở

trạng thái no nước; $k_d = 1,4$; h_3 : độ sâu chôn cọc trong đá; d_3 : đường kính ngầm trong đá

- $q_p = \frac{q_{pn}^{tc}}{k_d}$ với cọc ống chống lên đá

Design By haughtycool

2- Sức chịu tải tiêu chuẩn của cọc ma sát (cọc đóng có cạnh cọc từ

250mm đến 800mm)

$$\text{Sức chịu nén} \quad Q_{tc} = m_R q_p A_p + u \sum_{i=1}^n m_f f_{si} l_i \quad (3.52)$$

trong đó m_R và m_f - các hệ số điều kiện làm việc của đất ở mũi cọc và ở mặt bên của cọc.

Bảng 3.18: Hệ số m_R và m_f

Phương pháp hạ cọc	Hệ số điều kiện làm việc của cọc	
	Dưới mũi cọc m_R	ở mặt bên cọc m_f
1- Hạ cọc đặc và cọc rỗng có bịt đầu, bằng búa hơi búa diesel	1	1
2- Rung và ép cọc vào:		
a) Đất cát chặt vừa:		
- Hạt thô và hạt vừa	1,2	1
- Hạt mịn	1,1	1
- Hạt bụi	1	1
b) Đất sét có độ sệt $I_L = 0,5$		
- Á cát	0,9	0,9
- Á sét	0,8	0,9
- Sét	0,7	0,9
c) Đất sét có độ sệt $I_L < 0$	1	1

Các hệ số m_R và m_f của đất có độ sệt trong khoảng từ [0+5] có được bằng phép nội suy.

Bảng 3.19: Sức chịu tải đơn vị diện tích của đất ở mũi cọc, q_p

Độ sâu của mũi cọc, m	Sức chịu tải đơn vị diện tích của đất ở mũi cọc, q_p , T/m ²						
	Của đất cát chặt vừa có hạt là						
	Sỏi	Thô		Thô vừa	Mịn	Bụi	
	Của đất sét với chỉ số độ sệt I_L						
	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
3	750	660 (400)	300	310 (200)	200 (120)	110	60
4	830	680 (510)	380	320 (250)	210 (160)	125	70
5	880	700 (620)	400	340 (280)	220 (200)	130	80
7	970	730 (690)	430	370 (330)	240 (220)	140	85
10	1050	770 (730)	500	400 (350)	260 (240)	150	90
15	1170	820 (750)	560	440 (400)	290	165	100
20	1260	850	620	480 (450)	320	180	110
25	1340	900	680	520	350	195	120
30	1420	950	740	550	380	210	130
35	1500	1000	800	600	410	225	140

Các giá trị trong ngoặc cho đất sét

Lực ma sát đơn vị giữa đất và mặt xung quanh cọc f_s có được từ bảng 3.20

Bảng 3.20: Lực ma sát bên của cọc f_s

Độ sâu trung bình của lớp đất, m	Ma sát bên của cọc, f_s , T/m ²								
	Của cát chặt vừa								
	Thô và vừa	Mịn	Bụi						
	Của đất sét có độ sệt I_L là								
	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1
1	3,5	2,3	1,5	1,2	0,5	0,4	0,4	0,3	0,2
2	4,2	3	2,1	1,7	1,2	0,7	0,5	0,4	0,4
3	4,8	3,5	2,5	2	1,4	0,8	0,7	0,6	0,5
4	5,3	3,8	2,7	2,2	1,6	0,9	0,8	0,7	0,5
5	5,6	4	2,9	2,4	1,7	1	0,8	0,7	0,6
6	5,8	4,2	3,1	2,5	1,8	1	0,8	0,7	0,6
8	6,2	4,4	3,3	2,6	1,9	1	0,8	0,7	0,6
10	6,5	4,6	3,4	2,7	1,9	1	0,8	0,7	0,6
15	7,2	5,1	3,8	2,8	2	1,1	0,8	0,7	0,6
20	7,9	5,6	4,1	3	2	1,2	0,8	0,7	0,6
25	8,6	6,1	4,4	3,2	2	1,2	0,8	0,7	0,6
30	9,3	6,6	4,7	3,4	2,1	1,2	0,9	0,8	0,7
35	10	7	5	3,6	2,2	1,3	0,9	0,8	0,7

- Các giá trị của f_s của cát chặt tăng thêm 30%
- Khi xác định f_s nên chia các lớp đất mỏng hơn 2m.
- Sức chịu nhỏ của cọc

$$Q_{tc} = m u \sum_{i=1}^n m_f f_{si} l_i \quad (3.53)$$

trong đó m - hệ số điều kiện làm việc chịu nhỏ

với cọc hạ vào đất < 4m lấy hệ số $m = 0,6$

với cọc hạ vào đất > 4m hệ số $m = 0,8$

- Trong phương pháp này, sức chịu tải dọc trục của cọc nhồi có thể được ước lượng theo công thức:

$$Q_{tc} = m \left(m_R q_p A_p + u \sum_{i=1}^n m_f f_{si} l_i \right) \quad (3.54)$$

Hệ số điều kiện làm việc m

Bảng 3.21: Hệ số điều kiện làm việc m

Loại đất	m
Đất sét có độ bão hòa $S > 0,85$	0,80
Các trường hợp khác	1

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

Bảng 3.22: Hệ số điều kiện làm việc đất ở mũi cọc m_R

Phương pháp thi công cọc	m_R
Cọc có đáy mở rộng bằng nổ mìn	1,3
Cọc có đáy mở rộng bằng phương pháp đổ bê tông dưới nước	0,9
Các trường hợp khác	1

Hệ số điều kiện làm việc của đất ở mặt bên cọc m_f

Bảng 3.23: Hệ số điều kiện làm việc đất ở mặt bên của cọc m_f

Loại và phương pháp hạ cọc	m_f			
	Cát	Á cát	Á sét	Sét
1- Cọc chế tạo bằng phương pháp đóng ống thép có bịt mũi rồi đổ bê tông đồng thời rút ống thép	0,8	0,8	0,8	0,7
2- Cọc nhồi có tác động rung khi đổ bê tông	0,9	0,9	0,9	0,9
3- Cọc nhồi khi đổ bê tông có: a) có ống chống b) dưới bùn bentonite	0,7	0,7	0,7	0,6
4- Cọc khoan phun với áp lực 2-4 atm	0,9	0,8	0,8	0,8

p , T/m² - cường độ chịu tải của đất dưới mũi cọc nhồi và cọc ống được tính như sau

- Đất sỏi lẫn cát và cát q_p được tính theo công thức

$$q_p = 0,75\beta(\gamma_1 d_p A_k^\circ + \alpha \gamma_1 L B_k^\circ) \text{ cho cọc nhồi và cọc ống lấy nhân đất}$$

$$q_p = \beta(\gamma_1 d_p A_k^\circ + \alpha \gamma_1 L B_k^\circ) \text{ cho cọc ống còn giữ nguyên nhân đất}$$

trong đó γ_1 - trọng lượng riêng đất dưới mũi cọc có kể đến đáy nổi khi đất nằm dưới mực nước ngầm

γ_1 - trọng lượng riêng đất nằm trên mũi cọc có kể đến đáy nổi khi đất nằm dưới mực nước ngầm

Các hệ số α , β , A_k° và B_k°

Bảng 3.24: Các hệ số α , β , A_k° và B_k°

		Các hệ số A_k° , B_k° , α và β								
		23	25	27	29	31	33	35	37	39
A_k°		9,5	12,6	17,3	24,4	34,6	48,6	71,3	108	163
B_k°		18,6	24,8	32,8	45,5	64	87,6	127	185	260
α khi L/d_p	4	0,78	0,79	0,8	0,82	0,84	0,85	0,85	0,86	0,87
	5	0,75	0,76	0,77	0,79	0,81	0,82	0,83	0,84	0,85
	7,5	0,68	0,7	0,7	0,74	0,76	0,78	0,8	0,82	0,84
	10	0,62	0,65	0,67	0,7	0,73	0,75	0,77	0,79	0,81
	12,5	0,58	0,64	0,63	0,67	0,7	0,73	0,75	0,7	0,80
	15	0,55	0,58	0,61	0,65	0,68	0,71	0,73	0,76	0,79
	17,5	0,51	0,55	0,58	0,62	0,66	0,69	0,72	0,75	0,78
	20	0,49	0,53	0,57	0,61	0,65	0,68	0,72	0,75	0,78
	22,5	0,46	0,51	0,55	0,6	0,64	0,67	0,71	0,74	0,77
	≥ 25	0,44	0,49	0,54	0,59	0,63	0,67	0,7	0,74	0,77
β khi d_p	$< 0,8m$	0,31	0,31	0,29	0,27	0,26	0,25	0,24	0,23	0,23
	$< 0,4m$	0,25	0,24	0,23	0,22	0,21	0,20	0,19	0,18	0,17

Đất sét q_p được chọn theo bảng 3.25.

Bảng 3.25: Giá trị sức chịu mũi q_p

Chiều sâu mũi cọc, m	q_p , T/m^2 , ứng với độ sụt l_L						
	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6
3	85	75	65	50	10		
5	100	85	75	65	50	30	25
7	115	100	85	75	60	40	35
10	135	120	105	95	80	50	45
12	155	140	125	110	95	70	60
15	180	165	150	130	100	80	70
18	210	190	170	150	130	100	80
20	230	240	190	165	145	115	95
30	330	300	260	230	200	125	105
40	450	400	350	300	250		

3.4.4 Tính sức chịu tải của cọc theo công thức đóng cọc

Trong quá trình đóng cọc, nếu ta quan sát năng lượng cho bởi một nhát búa $E = Wh$, với W là trọng lượng phần va đập của búa và h là chiều cao rơi, theo nguyên lý cân bằng năng lượng E sẽ bằng với sức chịu tải cực

hạn của cọc nhận với độ xuyên của cọc vào đất, e , do chính nhát búa ấy. Độ xuyên e được định nghĩa như là độ chối của cọc. Tuy nhiên, không phải tất cả năng lượng do nhát búa đóng dành cho cọc xuyên vào đất mà còn mất mát do độ nảy của búa, đàn hồi của cọc, đàn hồi của đất quanh cọc, phát nhiệt, ... Wellington đã đưa ra công thức xác định sức chịu tải của cọc rất sớm, ngày nay vẫn còn được sử dụng ở các nước Bắc Mỹ dưới tên

Engineering News, có dạng
$$Q_u = \frac{WH}{e_f + c} = \frac{kE}{e_f + c} \quad (3.55)$$

trong đó W - trọng lượng phần rơi của búa; H - chiều cao rơi của búa

e_f - độ chối của búa, độ xuyên của cọc vào đất do một nhát búa sau khi để cọc nghỉ nhằm tránh hiện tượng chối giả

c - hằng số xét đến năng lượng thất thoát

$c = 2,54$ cm với búa rơi; $c = 2,54$ mm với búa hơi và búa diesel

E - năng lượng búa; k - hệ số năng lượng búa.

Công thức trên được tính với hệ số an toàn $FS = 6$.

Ví dụ 3.5. Một búa đóng cọc có năng lượng là 35,3 kN-m, hệ số hiệu dụng là $H_E = 0,8$. Sau loạt 5 nhát búa cọc xuyên vào đất 25,4 mm.

$$e_f = 25,4/5 = 5,08 \text{ mm và } c = 0,254 \text{ mm}$$

Giải

$$Q_u = \frac{0,8 \times 35,3}{0,00508 + 0,00254} = 3706 \text{ kN}; \quad Q_o = Q_u / 6 = 3706 / 6 = 617,7 \text{ kN}$$

Một số tính năng búa đóng cọc

Bảng 3.26: Tính năng các loại búa

Hiệu búa	Loại	Năng lượng, E (kN-m)	Số nhát trong một (phút)	Trọng lượng phần va đập, W (kN)
K	K150	379,7	45-60	147,2
M	MB70	191,2 - 86	38-60	70,5
K	K-60	143,3	42-60	58,7
K	K-45	123,5	39-60	44
M	M-43	113,9-51,3	40-60	42,1
K	K-35	96	39-60	34,3
MKT	DE70B	85,4-57	40-50	31,1
K	K-25	68,8	39-60	24,5
V	N-46	44,1	50-60	17,6
L	520	35,7	80-84	22,6
M	M-14S	35,3-16,1	42-60	13,2
V	N-33	33,4	50-60	13,3
L	440	24,7	88-90	17,8
MKT	DE20	24,4-16,3	40-50	8,9
MKT	DE-10	11,9	40-50	4,9
L	180	11	80-95	7,7

K- Kobe Diesel; L - Link, Belt, Cedar Rapids, Iowa; M - Mitsubishi International Corporation; MKT- McKlean-Ferry, New Jersey; V - Vulcan Iron Works, Florida

Ngày nay có rất nhiều công thức động để tính sức chịu tải của cọc. Một vài công thức thường được nhắc đến là Danish, Janbu, Guercévanov

* Công thức Danish, được sử dụng với $FS = 3$ đến 6

$$Q_u = \frac{kE}{e_f + \sqrt{\frac{kEL}{2A_p E_p}}} \quad (3.56)$$

* Công thức Janbu, được sử dụng với $FS = 4$ đến 5

$$Q_u = \frac{kE}{K_u e_f}$$

$$K_u = C_d (1 + \sqrt{1 + \lambda / C_d})$$

$$C_d = 0,75 + 0,15(W_c / W)$$

$$\lambda = \frac{kEL}{A_p E_p e_f^2} \quad (3.57)$$

* Công thức Hilley, được sử dụng với $FS > 3$

$$Q_u = \frac{kE}{e_f + \frac{1}{2}(c_1 + c_2 + c_3)} \frac{W + e^2 W_c}{W + W_c} \quad (3.58)$$

với e - hệ số hồi phục có giá trị như sau

- Cọc có đầu bịt thép, $e = 0,55$
- Cọc thép có đệm đầu cọc bằng gỗ mềm, $e = 0,4$
- Cọc bê tông cốt thép có đệm đầu cọc bằng gỗ, $e = 0,25$

c_1 - biến dạng đàn hồi của đầu cọc, đệm đầu cọc và cọc dẫn, nếu có, m

c_2 - biến dạng đàn hồi của cọc, m

$c_3 = \frac{Q_u L}{A_p E_p}$ và c_3 - biến dạng đàn hồi của đất nền của cọc, thường được

lấy bằng 0,005m

* Công thức Guercévanov

- Độ chối thực tế $e_f > 2\text{mm}$

$$Q_u = \frac{nA_p M}{2} \left[\sqrt{1 + \frac{4E}{nA_p e_f} \frac{W_n + e^2(W_c + W_{cd})}{W_n + W_c + W_{cd}}} - 1 \right] \quad (3.59)$$

- Độ chối thực tế $e_f < 2\text{mm}$

$$Q_u = \frac{1}{2\theta} \frac{2e_f + c}{e_f + c} \left[\sqrt{\frac{1 + 8E(e_f + c)}{(2e_f + c)^2} \frac{W}{W + W_c}} \theta - 1 \right] \quad (3.60)$$

trong đó n - hệ số lấy bằng 150 Tf/m²; W_{cd} - trọng lượng cọc dẫn, Tf
 W_n - trọng lượng của cả búa, Tf; c - độ chối đàn hồi của cọc, m
 e - hệ số hồi phục, khi đóng cọc bê tông cốt thép có dùng mũ
 đệm, lấy $e^2 = 0,2$

θ - hệ số xác định theo công thức

$$\theta = \frac{1}{4} \left(\frac{n_o}{A_p} + \frac{n_h}{A_s} \right) \frac{W}{W + W_c} \sqrt{2g(H-h)} \quad (3.61)$$

n_o, n_h - hệ số chuyển từ sức chống cắt động sang sức chống cắt
 tĩnh của đất ở mũi cọc và đất xung quanh cọc:

$$n_o = 0,0025 \text{ s.m/Tf}, n_h = 0,25 \text{ s.m/Tf}$$

h - chiều cao nẩy đầu tiên của búa, m

g - gia tốc trọng trường 9,81 m/s²

Các ký hiệu khác giống như phần giới thiệu trong phần mở đầu.

Bảng 3.27: Giá trị hệ số M

TT	Loại đất ở mũi cọc	M
1	sỏi sạn có lấp cát	1,3
2	cát thô vừa chặt trung bình và á sét cứng	1,2
3	cát mịn chặt trung bình	1,1
4	cát bụi chặt trung bình	1
5	á sét dẻo, á sét và sét cứng	0,9
6	á sét và sét nửa cứng	0,8
7	á sét và sét khô	0,7

Sức chịu tải cho phép của cọc

$$Q_a = \frac{Q_{tc}}{k_{tc}} = \frac{Q_u}{k_{tc} k_d}$$

$k_d = 1$, khi chọn Q_u là giá trị bé nhất trong các giá trị thử.

k_{tc} được chọn như tính toán cọc theo chỉ tiêu vật lý đất nền.

3.4.5 Tính sức chịu tải của cọc theo kết quả nén tĩnh

Thí nghiệm nén cọc tĩnh, dọc trục hoặc thẳng góc với trục, là phương pháp đáng tin cậy nhất trong việc xác định sức chịu tải dọc trục của cọc hoặc sức chịu tải ngang của cọc. Thí nghiệm này cho phép kiểm nghiệm lại các phương pháp tính toán sức chịu tải khác cho cọc và để chọn giá trị chịu tải chính xác của cọc.

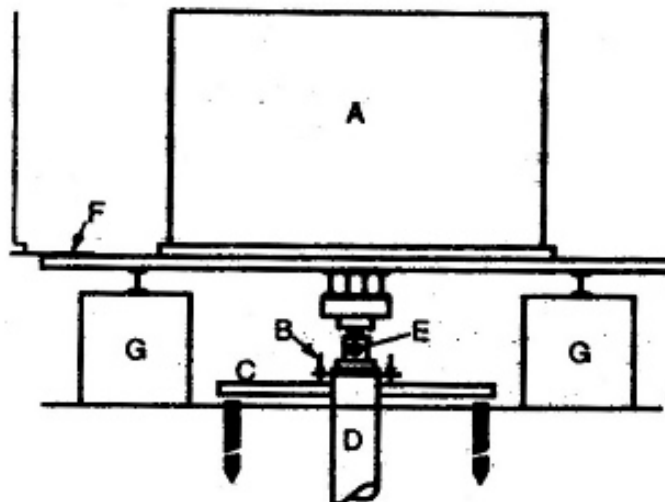
Design By haughtycool

Phương pháp thí nghiệm là tăng tải từng cấp lên cọc thử và đo độ lún

ổn định tương ứng, cho tới lúc đạt giá trị cực hạn của tải tác động. Từ đường quan hệ tải – độ lún có thể suy ra sức chịu tải cực hạn Q_u , sức chịu tải từ biến Q_c và sức chịu tải cho phép Q_p của cọc.

Thí nghiệm thử cọc gồm:

- Các bộ phận tạo điểm tựa như đối trọng hoặc neo vào các cọc xung quanh cọc thử.
- Bộ phận tạo lực nén như kích và các tấm cứng làm điểm tựa.
- Các thiết bị đo lực tác động và chuyển vị. Ngoài ra cũng có thể lắp đặt (dán chặt) các đầu dò vào mặt bên xung quanh dọc thân cọc thử để biết tình trạng ứng suất – biến dạng quanh cọc.



A- đối trọng; B- chuyển vị kế đo lún; C- bộ chuẩn; D- cọc thử; E- kích; F- bàn cứng; G- gối đỡ

Hình 3.38: Sơ đồ chi tiết đo tải tĩnh cọc

Để tránh ảnh hưởng lên kết quả sức chịu tải của cọc bởi hiện tượng xúc biến cho đất thoát nước kém và hiện tượng chùn ứng suất cho đất thoát nước nhanh. Thời gian cho cọc nghỉ cần thiết, để kết cấu đất xung quanh cọc và dưới mũi cọc ổn định, từ 7 ngày đến 60 ngày tùy loại đất nền.

Lộ trình gia tải thí nghiệm nén tĩnh cọc

Để thuận lợi cho việc thí nghiệm, trước tiên phải chọn sức chịu cực hạn Q_u đúng nhất trong các phương pháp tính, so với sức chịu tải cực hạn thực tế. Thông thường là sức chịu tải theo kết quả khảo sát hiện trường như CPT hay nén ép ngang của Ménard.

Thí nghiệm lượng giá nhằm mục đích đạt đến sự phá hoại của đất nền đỡ cọc. Thí nghiệm lượng giá được tiến hành hai chu kỳ đặt tải:

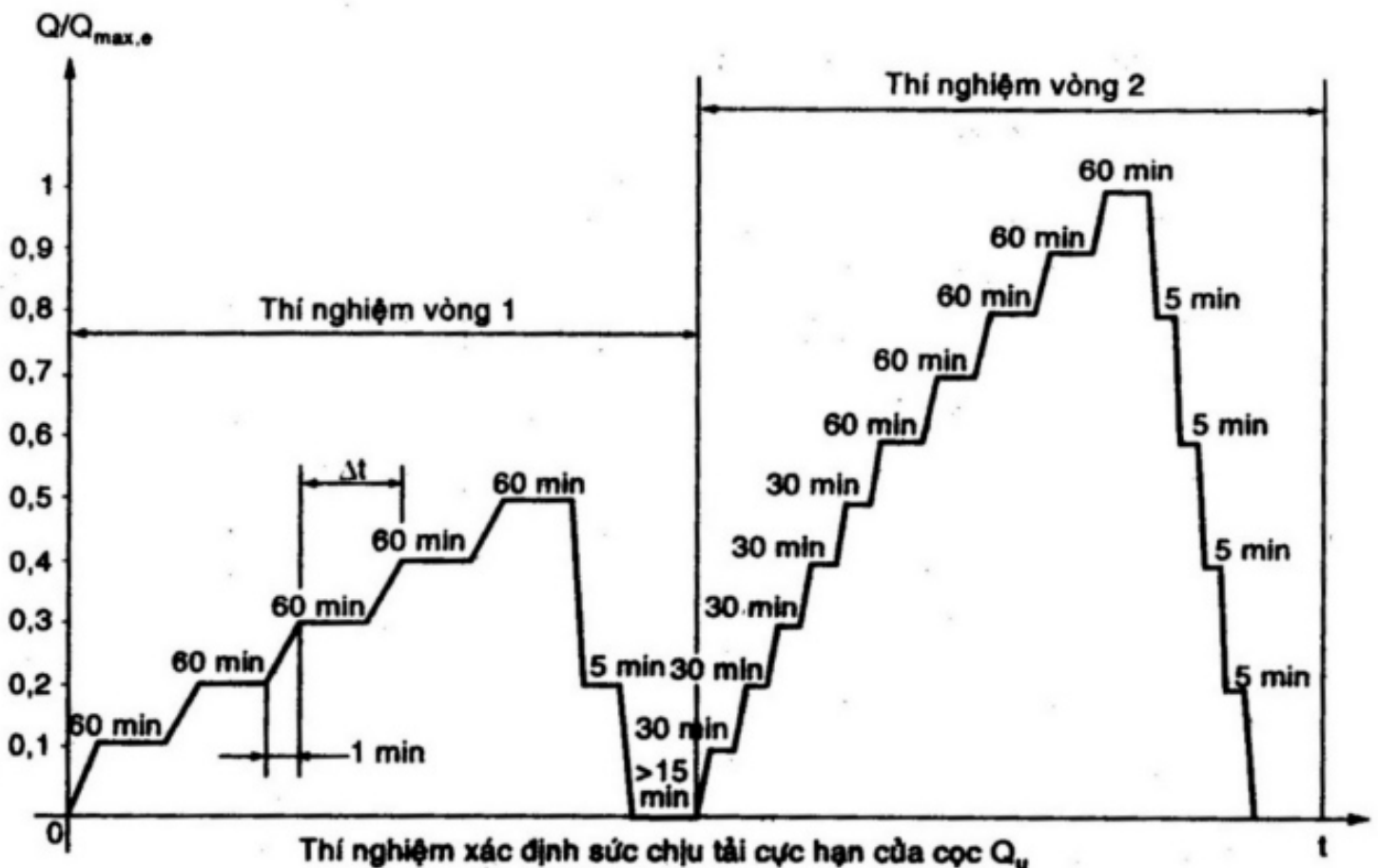
- Chu kỳ 1, gia tải làm 5 cấp để tải đạt đến $0,5 Q_{max,e}$, mỗi cấp tải trong thời gian 1 giờ. Sau đó giữ tải một cấp trong 5 phút.

Với $1,3 Q_u = Q_{max,e} \leq Q_{vl}$

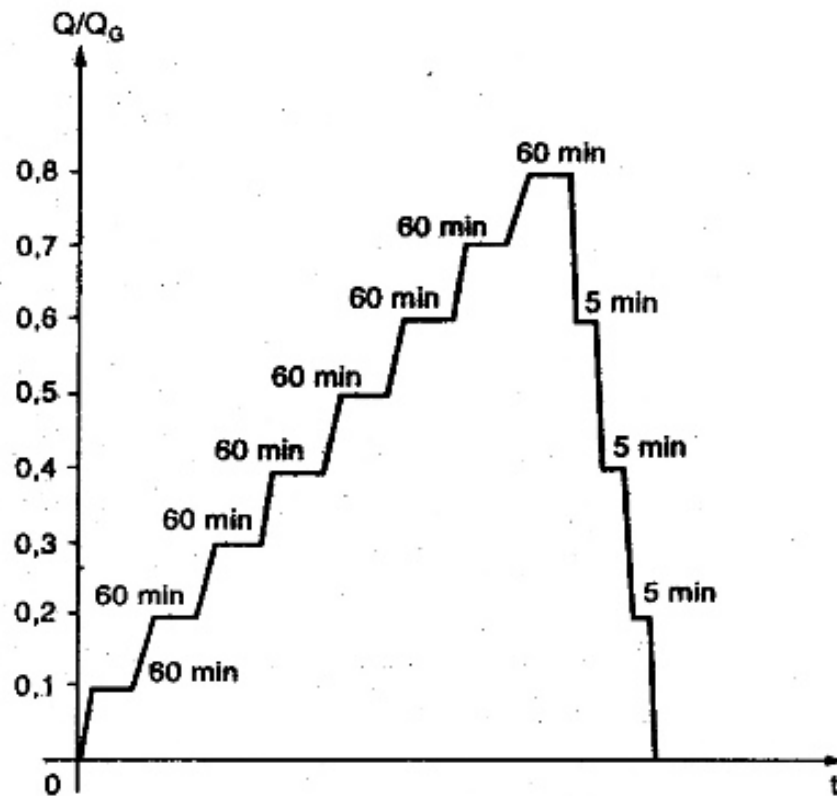
- Tiếp theo là chu kỳ 2 gồm tăng tải 5 cấp mỗi cấp 30 phút và 5 cấp mỗi cấp 1 giờ, nhằm đạt đến $Q_{max,e}$ kế tiếp là giữ tải 4 cấp, mỗi cấp 5 phút. (H.3.39)

Thí nghiệm kiểm soát nhằm mục đích kiểm chứng sức chịu tải của cọc theo đất nền và bảo đảm ứng xử cọc giống như dự kiến. Thí nghiệm kiểm soát được tiến hành một chu kỳ đặt tải: gia tải làm 8 cấp để tải đạt đến $0,8 Q_{VL}$, mỗi cấp tải trong thời gian 1 giờ. Sau đó giữ tải 3 cấp, mỗi cấp 5 phút. (H.3.40)

Trong cả hai thí nghiệm đều ghi nhận chuyển vị đi xuống của đầu cọc theo thời gian ở tất cả mọi cấp tải.

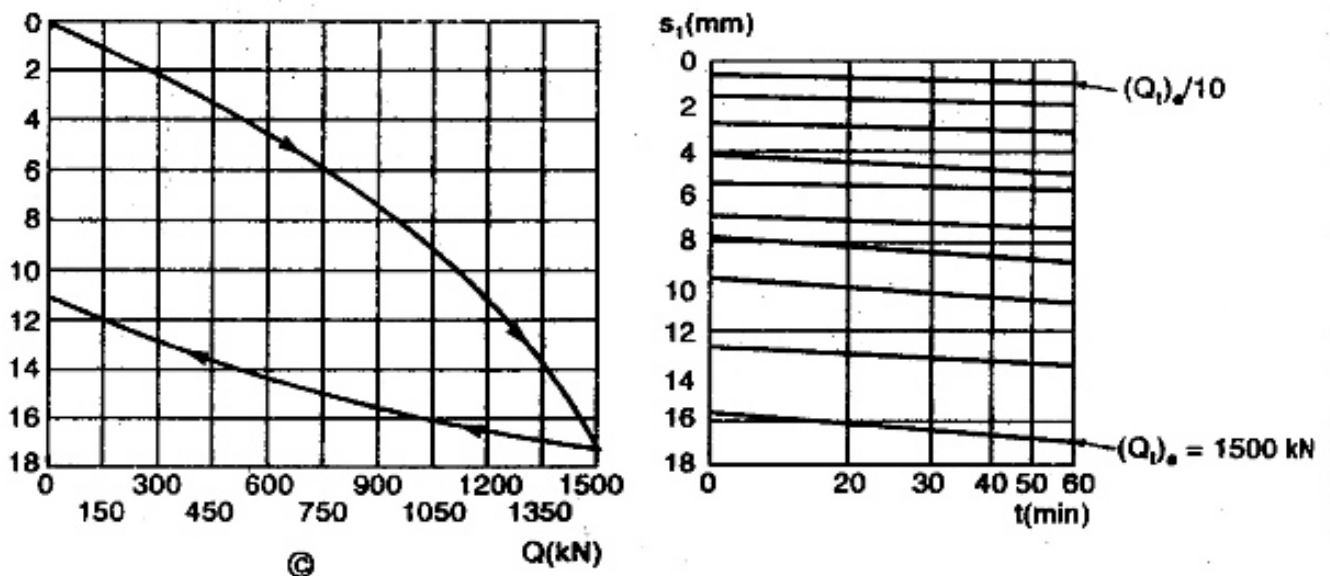


Hình 3.39: Các bước gia tải trong thí nghiệm nén tĩnh cọc (lượng giá Q_u)



Hình 3.40: Các bước gia tải trong thí nghiệm nén tĩnh cọc (kiểm tra)

Khai thác kết quả thí nghiệm nén tĩnh cọc



Hình 3.41: Đường $Q - s$ và $s - \log t$ thí nghiệm nén tĩnh cọc

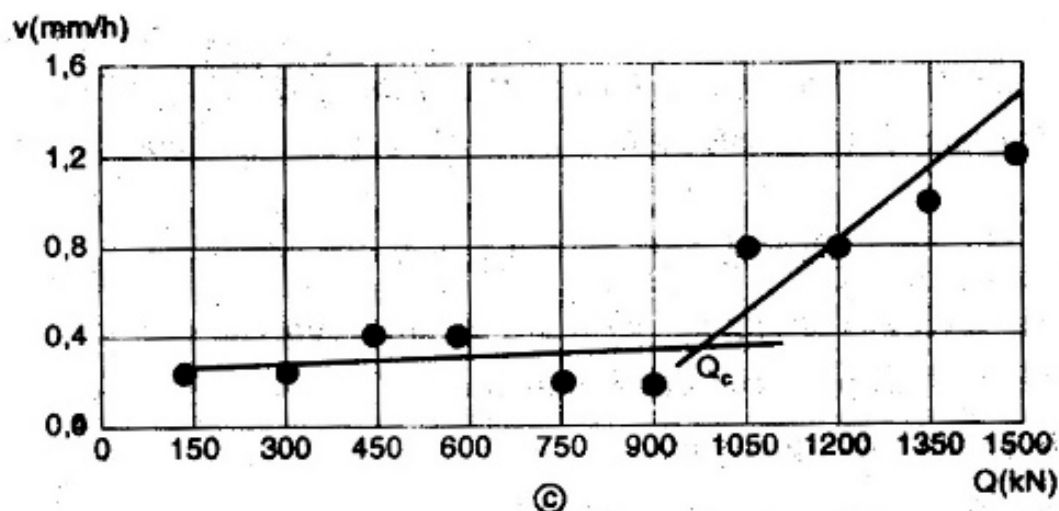
Trong thí nghiệm lượng giá kết quả được vẽ thành ba đường sau:

- Đường $Q - s$ (tải - độ lún đầu cọc ở cuối mỗi cấp tải trọng tích lũy) (H.3.41).
- Đường $s - \log t$ (độ lún đầu cọc ở mỗi cấp tải trọng - logarit thời gian) (H.3.41).
- Đường $v - Q$ (vận tốc chuyển vị đầu cọc - tải) (H.3.42).

Phân tích các đường này có được:

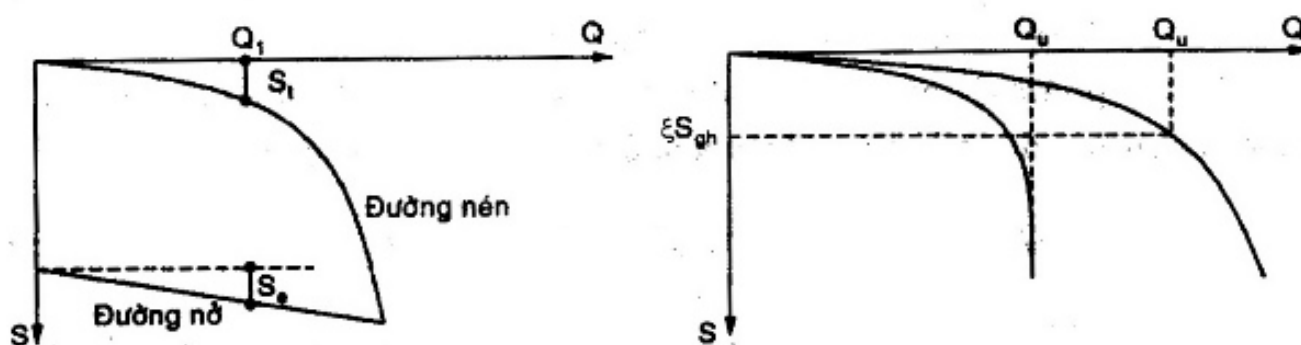
1- Sức chịu tải từ biến Q_c tương ứng với giao điểm của hai đoạn thẳng trong H.3.42. Mặt khác ta cũng có thể xác định theo định nghĩa của Q_c trên đường cong của hình $Q - s$ (H.3.41)

2- Sức chịu tải cực hạn Q_u tương ứng với đường tiệm cận đứng của đường $Q - s$ trong H.3.41, nếu trường hợp đường tiệm cận này không rõ, Q_u được chọn ứng với độ lún đầu cọc là ($s = B/10$) với B là đường kính hoặc cạnh cọc.



Hình 3.42: Đường $v - Q$ thí nghiệm nén tĩnh cọc

Theo tiêu chuẩn Việt Nam, các bước thí nghiệm gần giống như trên và khai thác kết quả thí nghiệm với các đường $Q - S$ (tải – độ lún) như trong H.3.43.



Hình 3.43: Sơ đồ chọn sức chịu tải an toàn cho cọc theo thí nghiệm nén tĩnh (TCVN)

Có hai khuynh hướng khai thác kết quả thí nghiệm nén tĩnh:

- Hoặc tổng độ lún S_t – tải Q ;
- Hoặc độ lún thật (ròng) của cọc $S = (S_t - S_0)$ – tải Q

Số lượng cọc cần thử được chỉ định theo mức độ quan trọng công trình và không nhỏ hơn ba cọc.

Design By haughtycool

Theo đề nghị của tiêu chuẩn TCXD 190:1996, sức chịu tải cho phép của

cọc từ thí nghiệm nén tĩnh cọc có thể được xác định theo ba cách sau

- 1- Tải trọng tương ứng với chuyển vị đầu cọc là 8mm, chia cho hệ số 1,25.
- 2- Tải trọng tương ứng với chuyển vị đầu cọc bằng 10% bề rộng cọc.
- 3- Tải trọng lớn nhất có được trong quá trình thử cọc, chia cho hệ số an toàn $FS = 2$.

3.5 MỘT SỐ PHƯƠNG PHÁP TÍNH THÔNG DỤNG KHÁC

1- *Xác định sức chịu tải của cọc theo chỉ tiêu cường độ của đất nền*

Theo TCXDVN [160-1987]; [189-1996]; [195-1997]; [205:1998] và một số tác giả thì sức chịu tải cực hạn của cọc theo đất nền được tính với công thức sau

$$Q_u = Q_s + Q_p - w = A_s f_s + A_p q_p - w$$

trong đó Q_s - tổng sức chống cắt giữa đất và mặt bên của cọc

Q_p - sức gánh đỡ của đất ở mũi cọc

w - trọng lượng của cọc

A_s - diện tích xung quanh cọc tiếp xúc với đất

A_p - diện tích tiết diện ngang ở mũi cọc.

Cường độ chịu tải của đất dưới mũi cọc, q_p , tính theo công thức

$$q_p = cN_c + \sigma'_{vp} N_q + \gamma d_p N_\gamma$$

Lực ma sát bên tác dụng lên cọc, f_s , cho các loại đất là

$$f_s = c_a + \sigma'_h \operatorname{tg} \varphi_a = c_a + K_s \sigma'_v \operatorname{tg} \varphi_a$$

Thành phần Q_s có thể xác định bằng cách tích phân lực ma sát đất xung quanh tác động lên cọc được xác định theo công thức sau

$$Q_s = \int_0^L u_z (c_{az} + K_{az} \sigma'_{vz} \operatorname{tg} \varphi_{az}) dz = u \sum_{i=1}^n f_{si} l_{i1} \quad (3.62)$$

trong đó c_{az} - lực bám dính; φ_{az} - góc ma sát giữa thân cọc và đất có được từ các thí nghiệm cắt trực tiếp trên mặt tiếp xúc giữa đất và vật liệu làm cọc, ở độ sâu z , hoặc chọn từ các tập hợp tương quan giữa các kết quả thí nghiệm cắt đất và thí nghiệm cắt giữa đất và vật liệu làm cọc.

Theo TCXD 205:1998 đề nghị

Bảng 3.28: Ma sát và lực dính giữa đất và cọc

	c_a	φ_a
Cọc đóng bê tông cốt thép	$= c$	$= \varphi$
Cọc thép	$= 0,7c$	$= 0,7\varphi$

Mặt khác, lực bám dính c_a của đất với cọc có khuynh hướng nhỏ hơn lực dính đơn vị của đất nền c như tổng kết của NAVFAC DM-7 (1971)

Bảng 3.29: Quan hệ c và c_a

Loại cọc	Độ rắn chắc của đất	Lực dính c (kPa)	Lực bám dính c_a (kPa)
Bê tông và gỗ	Rất mềm	0 + 12,5	0 + 12,5
	Mềm	12,5 + 25	12,5 + 24
	Dẻo	25 + 50	24 + 37,5
	Dẻo cứng	50 + 100	37,5 + 47,5
	Cứng	100 + 200	47,5 + 65
Thép	Rất mềm	0 + 12,5	0 + 12,5
	Mềm	12,5 + 25	12,5 + 23
	Dẻo	25 + 50	23 + 35
	Dẻo cứng	50 + 100	35 + 36
	Cứng	100 + 200	36 + 37,5

Với cọc đóng hoặc ép, hệ số áp lực ngang K , thay đổi theo chiều sâu do đất bị ép mạnh trong quá trình hạ cọc. Đất trong khu vực xung quanh đầu cọc hệ số K , gần bằng hệ số áp lực bị động K_p . Ở mũi cọc K , xấp xỉ hệ số áp lực ở trạng thái tĩnh K_0 .

Với các phương pháp hạ cọc bằng xói nước hay cọc nhồi hệ số K , có khuynh hướng nhỏ hơn phương pháp trên, có thể lấy theo bảng 3.10.

Theo TCXD 205:1998, K_s có thể được suy ra từ bảng 3.30

Bảng 3.30: Hệ số áp lực ngang $K_s, tg\varphi_s$

$\varphi = \varphi'_1$	$K_s, tg\varphi_s$		
	Cọc đóng	cọc ép	cọc nhồi
32	0,4	0,2	0,1
33	0,5	0,3	0,125
34	0,6	0,4	0,15
35	0,75	0,45	0,2
36	0,9	0,5	0,25
37	1	0,6	0,3

Năm 1989, trong tác phẩm của mình G.B. Sowers và G.F Sowers đề nghị hệ số áp lực ngang K , ở giai đoạn cọc bắt đầu trượt mạnh trong đất như bảng 3.31

Bảng 3.31: Giá trị K_s theo Sowers

Loại đất	Biện pháp hạ cọc	K_s
Cát rời $D_r < 30\%$	Xói nước	0,5 - 0,7
	Cọc nhồi	0,75 - 1,5
	Cọc đóng	2 - 3
Cát chặt $D_r > 70\%$	Xói nước	0,5 - 1
	Cọc nhồi	1 - 2
	Cọc đóng	3 - 5

Sức chịu tải cực hạn của cọc trong đất dính

Do góc ma sát của đất bằng không nên sức chịu tải sẽ có dạng

$$Q_u = A_s \alpha c_u + A_p N_c c_u \quad (3.63)$$

trong đó N_c - hệ số sức chịu tải lấy bằng 9 cho cọc đóng trong sét cổ kết thường và bằng 6 cho cọc nhồi

α - hệ số điều chỉnh lực bám dính giữa đất và cọc từ lực dính của thí nghiệm không cổ kết không thoát nước.

- Với cọc nhồi

$\alpha = 0,3 - 0,45$ cho sét dẻo cứng

$\alpha = 0,5 - 0,8$ cho sét dẻo mềm

- Với cọc đóng chọn theo các giản đồ của TCXD 205:1998, hoặc bảng 3.29

Chú ý: trị số αc_u có giá trị giới hạn là 100 kPa

Sức chịu tải cực hạn trong đất rời

Với lực dính $c = 0$ nên sức chịu tải của cọc có dạng

$$Q_u = Q_s + Q_p = A_s K_s \sigma_v' \tan \phi_a + A_p N_q \sigma_{vp} \quad (3.64)$$

Trong TCXD 205:1998 cũng có đề cập đến khuynh hướng cường độ chịu tải đất dưới mũi cọc và lực ma sát bên của cọc đạt cực đại ở độ sâu tới hạn Z_c

$$f_s(z > Z_c) = f_s(z = Z_c)$$

$$q_p(z > Z_c) = q_p(z = Z_c)$$

Giá trị Z_c

Bảng 3.32: Giá trị Z_c

ϕ°	Z_c/d
28	5
33	6,5
35	10
37	15

$$\varphi = (\varphi'_1 + 40)/2 \text{ với cọc đóng}$$

$$\varphi = \varphi'_1 - 3^\circ \text{ với cọc nhồi}$$

2- Xác định sức chịu tải của cọc theo kết quả thí nghiệm xuyên

a) Tính toán theo kết quả thí nghiệm xuyên tĩnh

Công thức xác định sức chịu tải của một cọc theo kết quả thí nghiệm xuyên tĩnh, sau hàng loạt thí nghiệm kiểm chứng bởi thí nghiệm nén tĩnh trên cọc [Meyerhof, 1953].

$$Q_u = q_p A_p + f_s A_s$$

trong đó q_p - cường độ chịu mũi cực hạn của đất ở mũi cọc được xác định theo công thức

$$q_p = k_c q_{ce}$$

với q_{ce} - sức kháng xuyên trung bình ở khu vực mũi cọc tính theo công thức sau

$$q_{ce} = \frac{1}{3a+b} \int_{D-b}^{D+3a} q_{cx}(z) dz$$

$a = \max(B/2; 0,5m)$, B - bề rộng hoặc đường kính của cọc.

$b = \min(a; h)$, h - chiều sâu neo trong lớp đất chịu lực tốt.

$q_{cx}(z)$ - sức kháng mũi $q_c(z)$ được san bằng các giá trị lớn hơn $1,3 q_{cm}$ trong khoảng từ $(D - b)$ đến $(D + 3a)$.

hoặc $q_p = k_c \bar{q}_c$; trong đó $\bar{q}_c$ - sức chống xuyên trung bình, lấy trong khoảng $3d$ phía trên và $3d$ bên dưới mũi cọc

f_s - cường độ ma sát đất và cọc thường được suy từ sức kháng mũi ở chiều sâu tương ứng.

$$f_{si} = \frac{q_{ci}}{\alpha_i}$$

k_c , α_i và f_{smax} lấy theo bảng 3.33.

q_c - sức chống xuyên của mũi xuyên

Các giá trị trong ngoặc dùng cho

- Cọc nhồi thi công tốt

- Cọc đóng có ép đất

Ghi chú: có rất ít phương pháp ước lượng sức chịu tải của cọc theo đất nền sử dụng trực tiếp giá trị cường độ ma sát đất và cọc f_s cung cấp bởi xuyên Gouda (Hà Lan) do phản áo di động của mũi xuyên tĩnh.

Bảng 3.33: Các giá trị K_c và α_l

Loại đất	q_c (MPa)	K_c		α_l				l_{max}			
				Cọc nhồi		Cọc đóng		Cọc nhồi		Cọc đóng	
		Cọc nhồi	Cọc đóng	Bê tông	Thép	Bê tông	Thép	Bê tông	Thép	Bê tông	Thép
Sét mềm và bùn	< 2	0,4	0,5	30	30	30	30	15	15	15	15
Sét cứng vừa	2 - 5	0,35	0,45	40	80	40	80	(80) 35	(80) 35	(80) 35	35
Sét cứng, rất cứng	> 5	0,45	0,55	60	120	60	120	(80) 35	(80) 35	(80) 35	35
Cát chảy	0 - 2,5	0,4	0,5	(60) 120	150	(60) 80	(120) 80	35	35	35	35
Cát chặt vừa	2,5 - 10	0,4	0,5	(100) 180	(200) 250	1000	(200) 250	(120) 80	(120) 35	(120) 80	80
Cát chặt	> 10	0,3	0,4	150	300 (200)	150	300 (200)	(150) 120	(150) 80	(150) 120	120
Đá phần (mềm)	> 5	0,2	0,3	100	120	100	120	35	35	35	35
Đá phần phong hóa	> 5	0,2	0,4	60	80	60	80	(150) 120	(120) 80	(150) 120	120

b) Tính toán theo kết quả thí nghiệm xuyên động chuẩn (SPT)

Từ những nghiên cứu của Tshébotarioff, Terzaghi và Peck, ở Mỹ; của Huizigua, Rios và Silva ở Brasil và Nam Mỹ về tương quan giữa các kết quả thí nghiệm xuyên tĩnh, xuyên động và bèn nén. Meyerhof cũng đã đề nghị sức chịu tải cực hạn của cọc tính theo kết quả thí nghiệm SPT như sau

$$Q_u = q_p A_p + f_s A_s$$

q_p (bars) = $4N$ hoặc q_p (kPa) = $400N$ cho cọc đóng và q_p (kPa) = $120N$ cho cọc nhồi, trong đó N là chỉ số SPT trung bình của đất trong khoảng 1D dưới mũi cọc và 4D trên mũi cọc

$$f_s \text{ (kPa)} = 2N_{tb} \text{ cho cọc đóng}$$

$$= N_{tb} \text{ cho cọc nhồi và cọc nhỏ}$$

Theo TCXD 195-1997 Design By haughtycool

Sức chịu tải của cọc trong đất rời

- Cường độ chịu tải của đất rời ở mũi cọc

$$q_p = K_1 N \text{ (0,1 MPa)} \quad (3.65)$$

Loại đất	K_1	Trị số giới hạn của q_p (0,1 MPa)
Cát sỏi	1,4	70
Cát hạt thô và trung	1,1	55
Cát mịn	0,80	40

- Lực ma sát bên đơn vị giữa đất rời và cọc

Cho cọc trong cát không sử dụng bentonite khi khoan

$$f_s = 0,018N \text{ (0,1 Mpa)} \quad (3.66)$$

Cho cọc trong cát có sử dụng bentonite khi khoan

$$f_s = 0,03N + 0,1 \text{ (0,1 Mpa)} \quad (3.67)$$

trong đó N - chỉ số xuyên động tiêu chuẩn

Trong cách tính này các hệ số an toàn có thể chọn như sau:

FS	2,5 - 3
FS _s	2 - 2,5
FS _p	2,5 - 3

Theo TCXD 195

Sức chịu tải cho phép của cọc trong đất dính và đất rời

$$Q_a = 1,5 \bar{N} A_p + (0,15 N_c L_c + 0,43 N_s L_s) \Omega - W_p \quad (3.68)$$

với N - chỉ số xuyên động tiêu chuẩn của đất

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

N_c - giá trị trung bình của chỉ số xuyên động tiêu chuẩn trong lớp đất rời

N_s - giá trị trung bình của chỉ số xuyên động tiêu chuẩn trong lớp đất dính

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

L_s - chiều dài phần thân cọc nằm trong lớp đất dính m

L_c - chiều dài phần thân cọc nằm trong lớp đất rời m

Ω - chu vi tiết diện cọc m

W_p - hiệu số trọng lượng cọc và trọng lượng đất do cọc thay thế.

Tập đoàn xây dựng nền móng Bachy-Soletanche (Pháp) đề nghị một cách ước lượng f_s , lực ma sát bên đơn vị giữa đất và cọc và q_p , cường độ chịu

tải của đất ở mũi cọc theo kết quả thí nghiệm xuyên động chuẩn (SPT) trong công thức tính sức chịu tải cho phép như sau

$$f_s = 0,15N \quad \text{và} \quad q_p = 1,0 \bar{N}$$

Với cùng ký hiệu như trên, công thức sức chịu tải cho phép của công ty Bachy-Soletanche có dạng như sau

$$Q_a = 1,0 \bar{N} A_p + 0,15 N \times L \Omega \quad (3.69)$$

Sức chịu tải cho phép của một barrette có kích thước 0,6mx2,8mx45m từ độ sâu theo mốc cao độ giả định từ -10m đến -50m với kết quả xuyên động chuẩn SPT trung bình của 5 hố khoan thăm dò, của một cao ốc trên đường Nguyễn Huệ thành phố Hồ chí Minh, như sau

Chiều sâu (m)	10-20	20-31	31-38	38-55
Loại đất	Á cát	Á sét dẻo	Á cát	Sét dẻo cứng
N (SPT)	10	15	40	55

Sức chịu tải cho phép của công ty Bachy-Soletanche

$$Q_a = (2,8 + 0,6)2(10 \times 0,15 \times 10 + 11 \times 0,15 \times 15 + 7 \times 0,15 \times 40 + 12 \times 0,15 \times 55) + 2,8 \times 0,6 \times 55 = 1321 \text{ tấn}$$

Với công trình này, nếu tính theo TCXD195-1997, sức chịu tải cho phép của barrette trên là

$$Q_a = 1,5 \bar{N} A_p + (0,15 N_c L_c + 0,43 N_s L_s) \Omega - W_p$$

$$Q_a = 1,5 \times 50 \times 2,8 \times 0,6 + 2(2,8 + 0,6)(10 \times 0,15 \times 10 + 11 \times 0,15 \times 15 + 7 \times 0,15 \times 40 + 12 \times 0,43 \times 55) - 2,8 \times 0,6 \times 40 \times (2,5 - 2) = 126 + 2485 - 34 = 2577 \text{ tấn}$$

Giá trị sức chịu tải cho phép của barrette trên theo công ty Bachy-Soletanche nhỏ hơn gần 2 lần so với giá trị tính theo TCXD195-1997.

Chương 4

CỌC CHỊU TẢI NGANG VÀ MÓNG CỌC

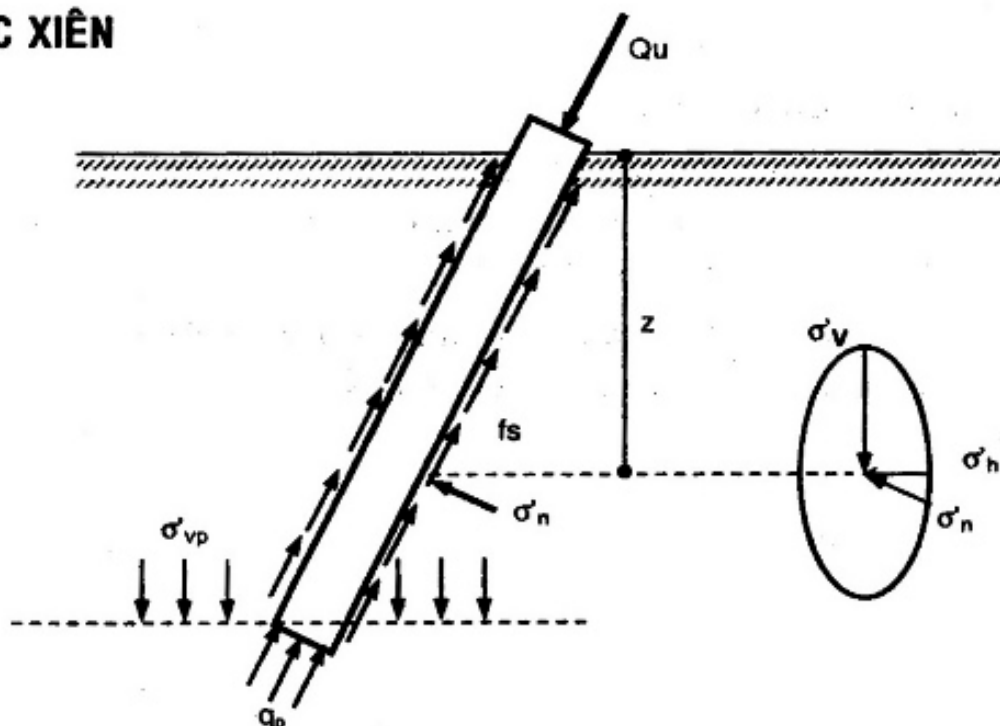
4.1 TỔNG QUÁT VỀ CỌC CHỊU TẢI NGANG

Các công trình chịu tải ngang lớn như tường chắn đất, bến cảng, mố và trụ cầu, nhà cao tầng,...., được xây dựng trong vùng nền đất yếu thường được sử dụng cọc để gánh đỡ vừa tải đứng lẫn tải ngang.

Để gánh đỡ tải trọng ngang có thể sử dụng cọc đóng xiên, có thể neo vào các điểm tựa vững chắc như tường cọc bản có neo, hay sử dụng ngay cọc đứng kích thước lớn.

Xác định moment và chuyển vị ngang dọc theo trục của một cọc thẳng đứng chịu tác động một moment M_0 và lực ngang H_0 tại cao trình mặt đất đã được nhiều tác giả nghiên cứu. Cũng như ổn định của nền đất xung quanh cọc này đã được Terzaghi đề cập tới trong các bài báo và giáo trình của ông trong những năm 1950.

4.2 CỌC XIÊN



Hình 4.1: Các thành phần lực kháng của đất lên cọc xiên

Khi có tải ngang lớn mà cọc đóng đứng không đủ sức chịu tải ngang, có thể đóng cọc xiên. Độ xiên của cọc giúp cho cọc tăng khả năng chống đỡ các ngoại lực xiên. Khi tải ngang đổi chiều do gió, do lực thắng xe, do áp lực nước chảy trong vùng có ảnh hưởng thủy triều, ..., có thể đóng cọc xiên hai chiều, như trong H.3.17. Độ xiên của cọc có thể đạt đến 20° hoặc hơn tùy khả năng của thiết bị hạ cọc.

Sức chịu tải cực hạn của cọc xiên có thể tính theo công thức quen thuộc như sau

$$Q_u = q_p A_p + f_s A_s$$

trong đó f_s - lực ma sát giữa đất và cọc ở độ sâu z có dạng

$$f_s = \sigma'_n \operatorname{tg} \varphi_a + c'_a \quad (4.1)$$

với σ'_n - ứng suất pháp thẳng góc với mặt cọc ở độ sâu z . Tại độ sâu này, ta nhận thấy ellipse ứng suất có 1/2 trục dài là ứng suất chính đại σ'_v và 1/2 trục ngắn là ứng suất chính tiểu σ'_h , nên $\sigma'_h < \sigma'_n$ bất chấp độ xiên của cọc là bao nhiêu. Do vậy để đơn giản tính toán và thiên về an toàn, có thể sử dụng công thức tính f_s như cọc thẳng đứng.

$$= \sigma'_h \operatorname{tg} \varphi_a + c'_a < f_s = \sigma'_n \operatorname{tg} \varphi_a + c'_a$$

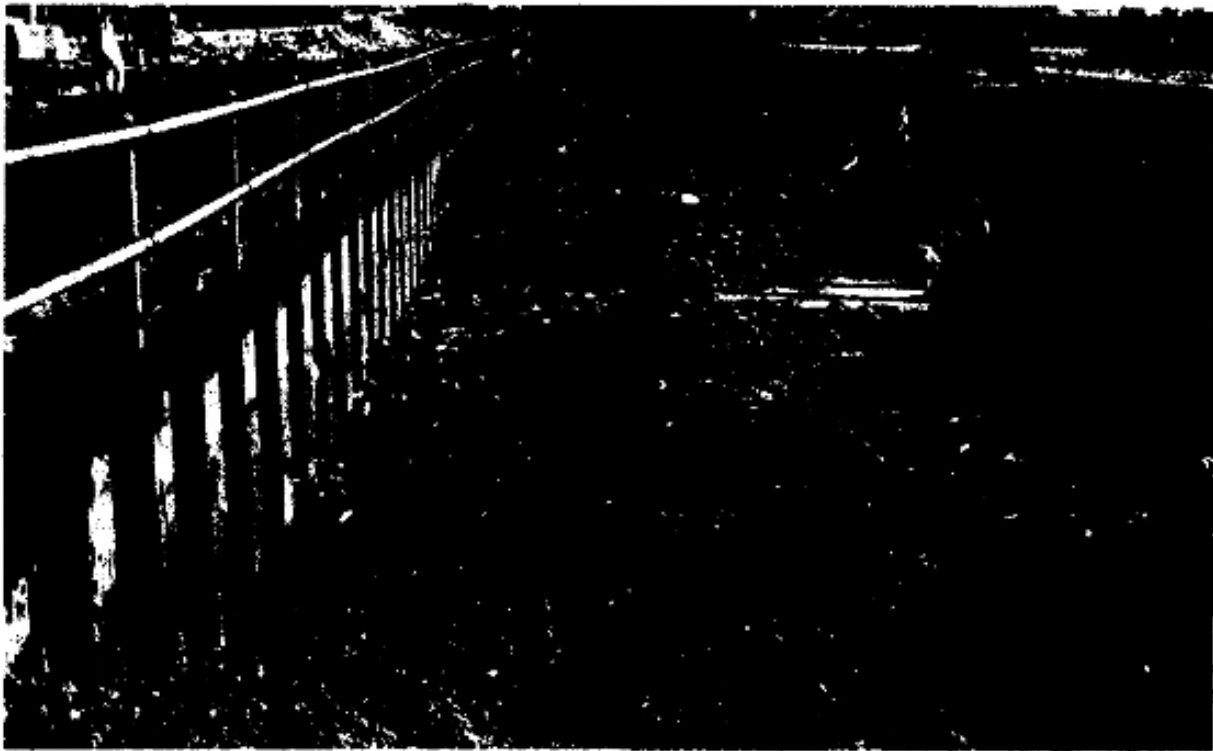
Tương tự cũng có thể sử dụng công thức tính sức chịu tải đơn vị của đất nền ở mũi cọc q_p của cọc thẳng đứng để tính cho cọc xiên.

4.3 CỌC BẢN

4.3.1 Sơ lược về tường cọc bản

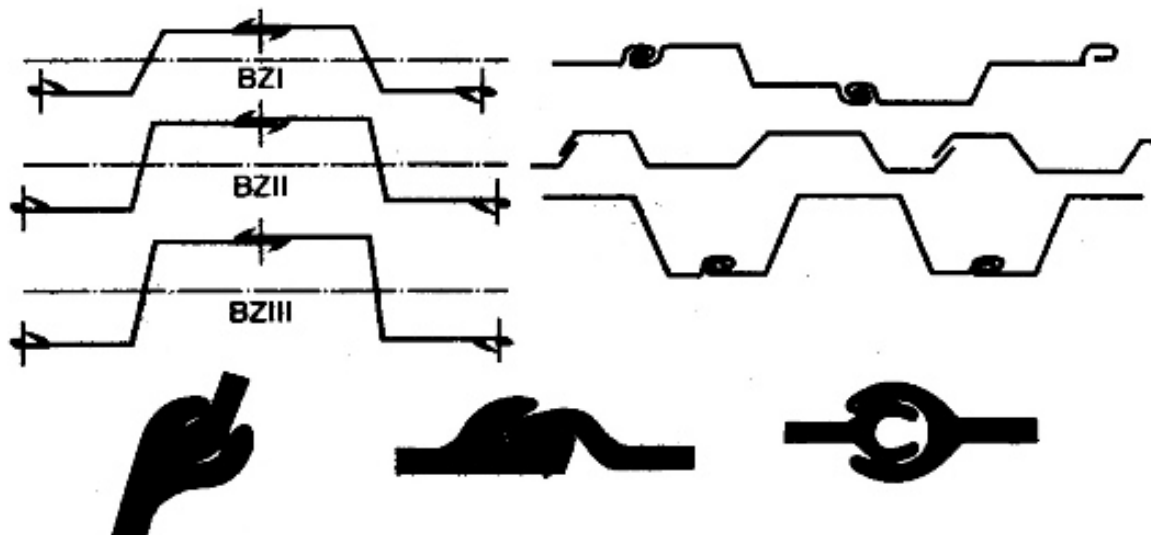
Cọc bản thường được cấu tạo bằng thép và bê tông dự ứng lực có dạng bản, chữ Z hoặc hình cánh cung nhằm tăng moment kháng. Cọc bản thường được sử dụng làm tường chắn mỏng có neo hoặc không neo (H.4.2).

Với cọc bản thép được hạ vào đất bằng búa đóng hoặc búa rung, cọc bản bê tông cốt thép dự ứng lực được hạ bằng xói nước và hỗ trợ bằng búa rung (H.4.24).

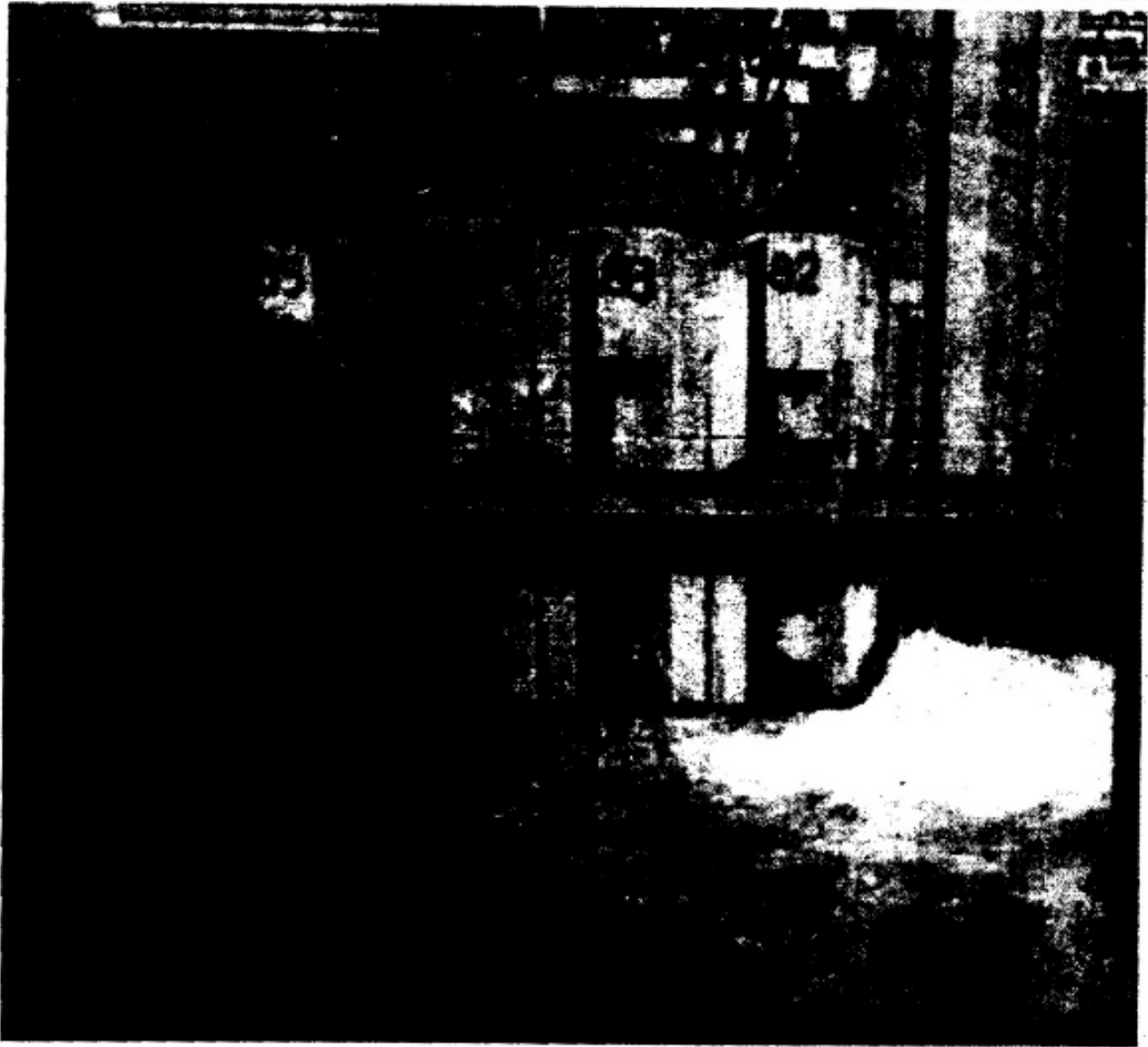


Hình 4.2: Tường cọc bản thép có neo

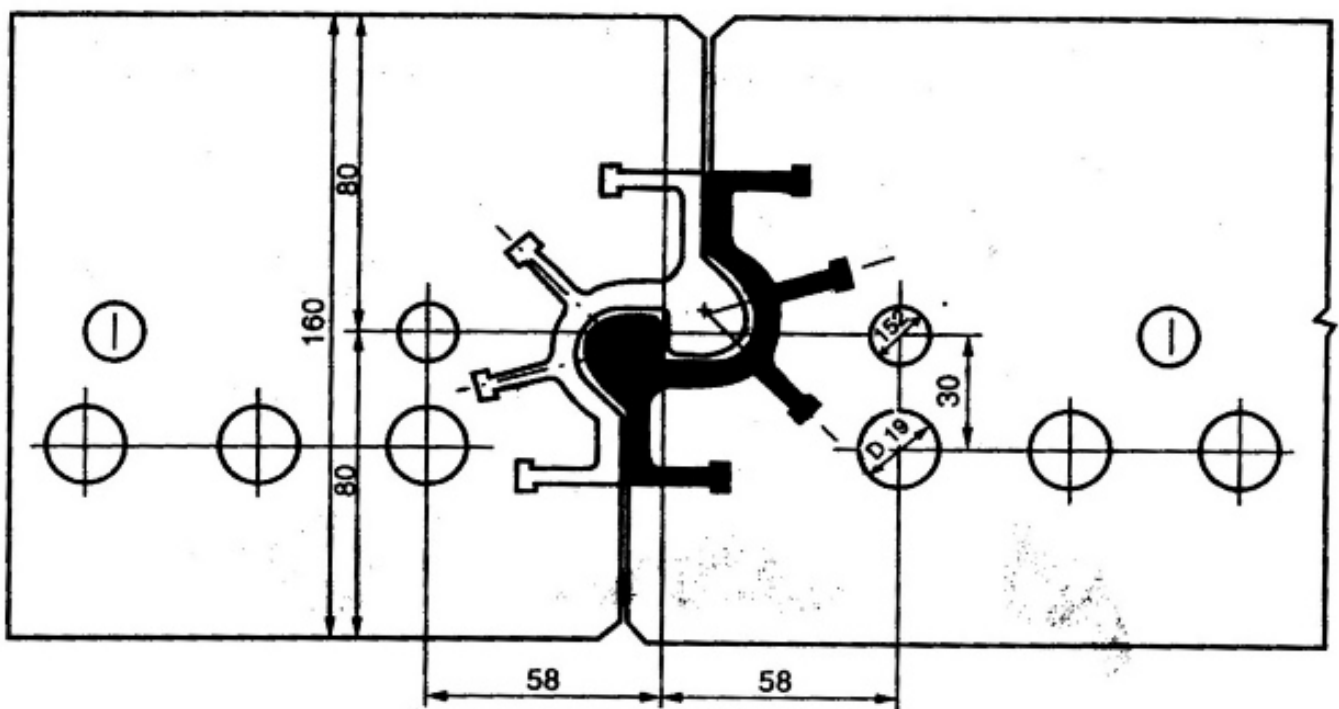
Cọc bản thép dễ thi công bằng búa rung, chịu được lực ngang và lực neo lớn, nhưng dễ bị ăn mòn trong môi trường nước. Trong khi đó cọc bản bê tông cốt thép khó hạ vào nền đất, hoặc đào rãnh cố ổn định vách bằng bùn khoan nếu cần, hoặc hạ bằng xói nước được hỗ trợ bằng búa rung vì ma sát giữa các cọc khá lớn. Do vậy, nên cần phải có liên kết đặc biệt như trong H.4.5. Mặt khác, do có hỗ trợ hạ cọc bằng búa rung nên bê tông cấu tạo cọc phải được dự ứng lực bằng căng trước vì cọc bản bê tông thường mỏng chịu tải rung động rất kém. Hiện nay, cũng có một số cọc bản nhựa dẻo dành cho các công trình tạm, không được giới thiệu trong giáo trình này.



Hình 4.3: Chi tiết cọc bản thép



Hình 4.4: Tường cọc bản bê tông dự ứng lực



Hình 4.5: Chi tiết nối tường cọc bản bê tông dự ứng lực

Design By haughtycool

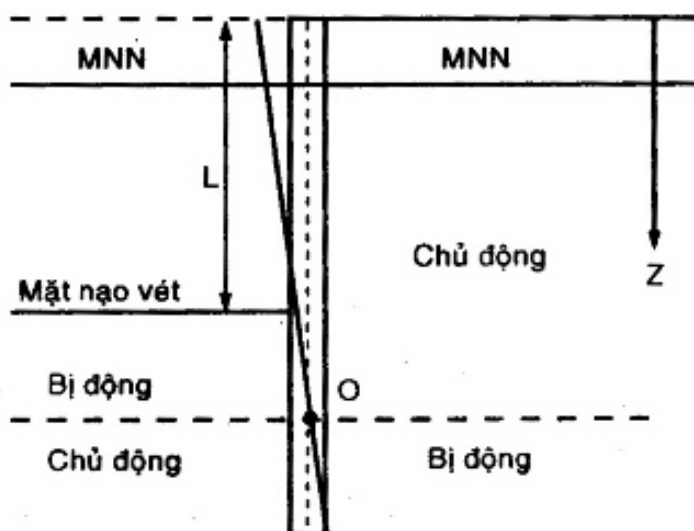
4.3.2 Tính toán tường cọc bản

Một số loại tường cọc bản thường gặp được chọn giới thiệu trong giáo trình này, đó là tường được thi công xong mới cho lấp đất sau lưng tường hoặc thi công xong nạo vét phía trước tường, trường hợp không có neo và có neo.

1- Tường cọc bản đóng trong đất rời không neo

Tường cọc bản đóng trong nền cát không có neo sẽ tự ổn định nhờ sự khác nhau của áp lực đất bị động và áp lực chủ động của đất tác động lên tường. Như vậy, chiều sâu D cắm vào nền là ẩn số của bài toán.

Với sự chênh lệch cao độ mặt đất tác động lên sau và trước tường, phần áp lực đất sau lưng tường trên mặt nạo vét sẽ làm xoay tường xung quanh điểm O . Khối đất xung quanh trước và sau tường được chia thành 4 khu vực ứng với hai trạng thái cân bằng giới hạn chủ động và bị động như H.4.6.



Hình 4.6: Sơ đồ áp lực đất xung quanh tường

Ở độ sâu z sau lưng tường, áp lực đất cân bằng chủ động có dạng

$$p_z = \gamma z k_a$$

Ở độ sâu z sau trước tường, áp lực đất cân bằng chủ động có dạng

$$p_z = \gamma(z - L)k_a$$

Với hệ số chủ động $k_a = \tan^2(45^\circ - \varphi/2)$

Ở độ sâu z sau tường, áp lực bị động có dạng $p_{p(z)} = \gamma z k_p$

Ở độ sâu z trước tường, áp lực bị động có dạng $p_{p(z)} = \gamma(z - L)k_p$

Như vậy trong đoạn tường cắm vào đất, chịu một áp lực ròng có dạng

$$p_{net} = \gamma(z - L)(k_p - k_a) \quad (4.2)$$

Theo sơ đồ H.4.7 có thể tính toán các áp lực tác động lên tường lần lượt như sau

Áp lực đất ở độ sâu L_1 , ngay mặt nước ngầm.

$$p_1 = \gamma L_1 k_a$$

Tương tự, tại độ sâu $z = L_1 + L_2$, ngang mặt đất trước tường

$$p_2 = (\gamma L_1 + \gamma L_2) k_a$$

Trên điểm xoay O, bên trái là áp lực bị động và bên phải là áp lực chủ động. Tại độ sâu z , tính từ mặt đất sau tường, áp lực chủ động là

$$p_a = [\gamma L_1 + \gamma L_2 + \gamma(z - L_1 - L_2)] k_a$$

Áp lực bị động tại độ sâu $z > L_1 + L_2$ là: $p_p = \gamma(z - L_1 - L_2) k_p$

Áp lực ngang rỗng trong phạm vi trên O là

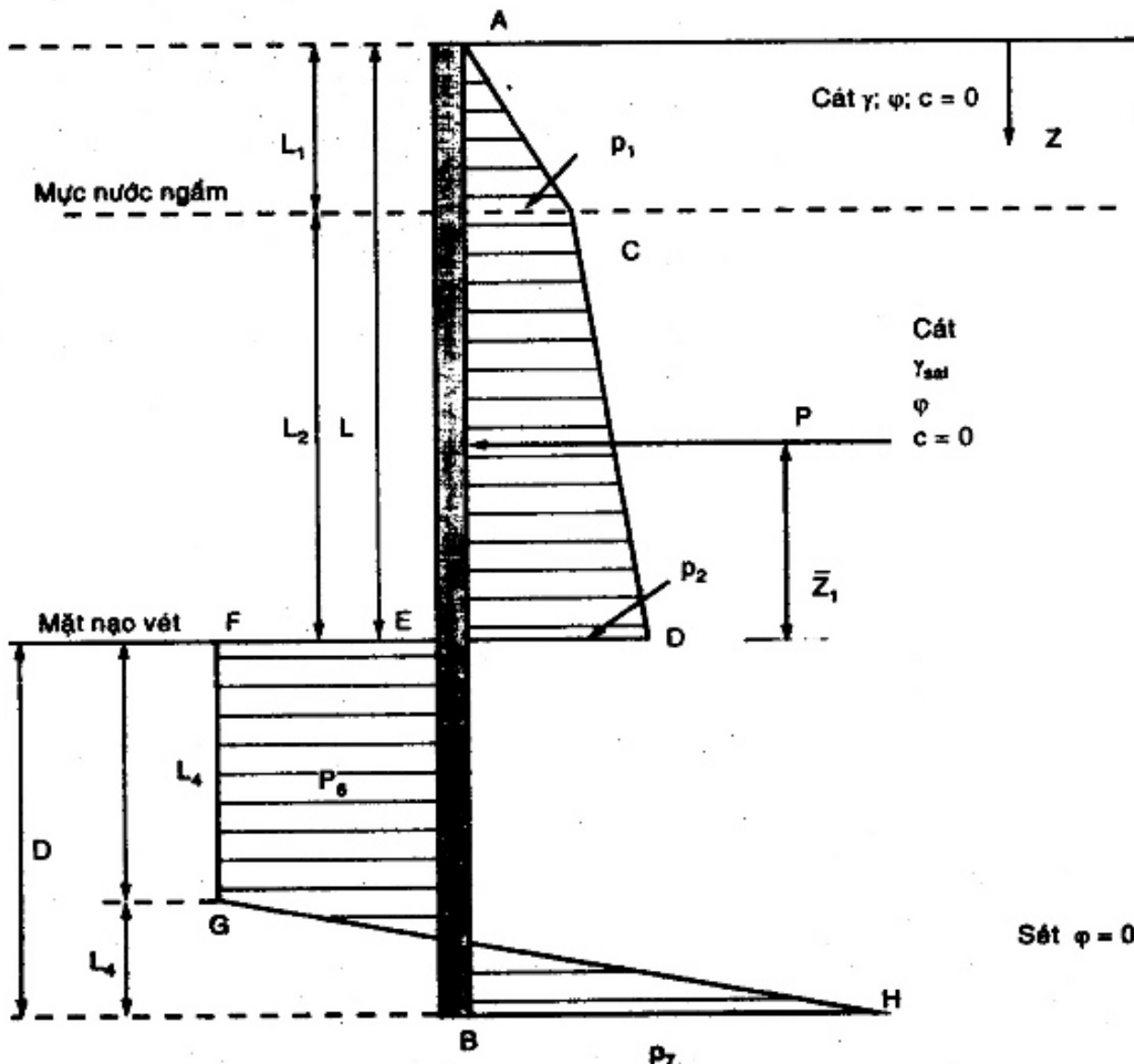
$$p = p_a - p_p = (\gamma L_1 + \gamma L_2) k_a - \gamma(z - L_1 - L_2) (k_p - k_a) = p_2 - \gamma(z - L) (k_p - k_a)$$

áp lực này bằng không tại L_3

$$p_2 - \gamma(z - L) (k_p - k_a) = 0$$

$$(z - L) = L_3 = \frac{p_2}{\gamma'(k_p - k_a)}$$

trên biểu đồ có $\overline{HB} = p_3 = L_4 (k_p - k_a) \gamma'$



Hình 4.7: Sơ đồ tính cực bản trong nền cát

Từ O đến đáy tường, áp lực bị động bên phải, áp lực chủ động bên trái.
 Tại chân tường $z = L + D$

$$p_p = (\gamma L_1 + \gamma L_2 + \gamma D)k_p \text{ và } p_a = \gamma Dk_a$$

Hiệu hai áp lực này tại chân tường

$$\begin{aligned} p_p - p_a = p_4 &= (\gamma L_1 + \gamma L_2)k_p + \gamma D(k_p - k_a) \quad \text{với } D = L_3 + L_4 \\ &= (\gamma L_1 + \gamma L_2)k_p + \gamma(L_3 + L_4)(k_p - k_a) \\ &= (\gamma L_1 + \gamma L_2)k_p + \gamma L_3(k_p - k_a) + \gamma L_4(k_p - k_a) \end{aligned}$$

Đặt: $p_5 = (\gamma L_1 + \gamma L_2)k_p + \gamma L_3(k_p - k_a)$

Ta có $p_4 = p_5 + \gamma L_4(k_p - k_a) = p_5 + p_3$

Khi tường cân bằng, tổng lực ngang trên chiều dài đơn vị của tường bằng 0

$$P - (1/2) p_3 L_4 + (1/2) L_5 (p_3 + p_4) = 0$$

Tổng moment đối với chân tường = 0

$$P(L_4 + \bar{z}) - \left(\frac{1}{2} L_4 p_3\right) \left(\frac{L_4}{3}\right) + \frac{1}{2} L_5 (p_3 + p_4) \left(\frac{L_5}{3}\right) = 0$$

Từ các điều kiện cân bằng có được

$$L_5 = \frac{p_3 L_4 - 2P}{p_3 + p_4} \quad (4.3)$$

$$L_4^4 + a_1 L_4^3 - a_2 L_4^2 - a_3 L_4 - a_4 = 0$$

trong đó $a_1 = \frac{p_5}{\gamma' (k_p - k_a)} \quad (4.4)$

$$a_2 = \frac{8P}{\gamma' (k_p - k_a)} \quad (4.5)$$

$$a_3 = \frac{6P[2\bar{z}\gamma' (k_p - k_a) + p_5]}{\gamma'^2 (k_p - k_a)^2}$$

$$a_4 = \frac{P(6\bar{z}p_5 + 4P)}{\gamma'^2 (k_p - k_a)^2} \quad (4.6)$$

Chú ý: $K_{p(\text{design})} = \frac{K_p}{FS = 1,5 - 2} \quad (4.7)$

Tính moment cực đại

Trong sơ đồ trên moment cực đại sẽ ở trong đoạn EF' ứng với lực cắt bằng 0, chọn trục z'

$$P = \frac{1}{2} (z')^2 (k_p - k_a) \gamma'$$

Hoặc điểm có lực cắt triệt tiêu cách E một đoạn z'

$$z' = \sqrt{\frac{2P}{(k_p - k_a)\gamma'}}$$

Moment cực đại sẽ là

$$M_{\max} = P(\bar{z} + z') - \frac{1}{2}\gamma z'^2(k_p - k_a)$$

$$S = \frac{M_{\max}}{\sigma_{\text{all}}} \quad (4.8)$$

Tóm lại, các bước tính toán tường cừ bản không neo đóng vào đất rời, chân tường tự do như sau

Bước 1. Tính k_a và k_p

Bước 2. Tính áp lực chủ động p_1 tại mực nước ngầm sau tường và p_2 tại cao trình mặt đất trước tường, đã biết L_1 và L_2

Bước 3. Tính L_3 khoảng cách từ tại cao trình mặt đất trước tường đến điểm có áp lực rỗng bằng 0

Bước 4. Tính lực P là tổng áp lực sau lưng tường từ điểm có áp lực rỗng bằng 0 đến đỉnh tường.

Bước 5. Tính $\bar{z}$ từ tâm của biểu đồ áp lực ACDE đến điểm có áp lực rỗng bằng 0

Bước 6. Tính p_5 theo công thức $p_5 = (\gamma L_1 + \gamma L_2)k_p + \gamma L_3(k_p - k_a)$

Bước 7. Tính các hệ số a_1, a_2, a_3, a_4

Bước 8. Giải phương trình $L_4^4 + a_1 L_4^3 - a_2 L_4^2 - a_3 L_4 - a_4 = 0$

Bước 9. Tính p_4

Bước 10. Tính p_3

Bước 11. Suy ra L_5

Bước 12. Vẽ biểu đồ áp lực đất

Bước 13. Chiều sâu cần thiết phải đóng vào đất rời là $D = L_3 + L_4$. Thực tế giá trị này được gia tăng từ 20% đến 30%

Ví dụ 4.1. Tính toán một tường mềm đóng trong lớp đất rời có các đặc điểm sau

$$L_1 = 2\text{m}; L_2 = 3\text{m}; \varphi = 32^\circ; \gamma = 15,9 \text{ kN/m}^3; \gamma_{\text{sat}} = 19,33 \text{ kN/m}^3$$

Bước 1. Tính k_a và k_p

$$k_a = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) = 0,307$$

$$k_p = \tan^2\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right) = 3,25$$

Bước 2. Tính áp lực chủ động p_1 tại mực nước ngầm sau tường và p_2 tại cao trình mặt đất trước tường, đã biết L_1 và L_2

$$p_1 = \gamma L_1 k_a = (15,9)(2)(0,307) = 9,763 \text{ kN/m}^2$$

$$p_2 = (\gamma L_1 + \gamma L_2) k_a = [(15,9)(2) + (19,33 - 9,81)3]0,307 = 18,53 \text{ kN/m}^2$$

Bước 3. Tính L_3 khoảng cách từ tại cao trình mặt đất trước tường đến điểm có áp lực rỗng bằng 0

$$L_3 = \frac{p_2}{\gamma(k_p - k_a)} = (18,53)/(19,33 - 9,81)(3,25 - 0,307) = 0,66\text{m}$$

Bước 4. Tính lực P là tổng áp lực sau lưng tường từ điểm có áp lực rỗng bằng 0 đến đỉnh tường.

$$\begin{aligned} P &= \frac{1}{2} p_1 L_1 + p_1 L_2 + \frac{1}{2} (p_2 - p_1) L_2 + \frac{1}{2} p_2 L_3 \\ &= 0,5(9,763)(2) + (9,763)(3) + 0,5(18,53 - 9,763)3 + 0,5(18,53)(0,66) \\ &= 9,763 + 29,289 + 13,151 + 6,115 = 58,32 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Bước 5. Tính $\bar{z}$ bằng cách tính moment đối với E và cho moment này triệt tiêu theo điều kiện cân bằng ổn định

$$\begin{aligned} \bar{z} &= (1/P)[0,5p_1 L_1 (L_3 + L_2 + L_1/3) + p_1 L_2 (L_3 + L_2/2) + \\ &\quad + 0,5(p_2 - p_1) L_2 (L_3 + L_2/3) + p_2 L_3 (L_3 \times 2/3)] \\ \bar{z} &= (1/58,32)[9,763 (0,66 + 3 + 2/3) + 29,289 (0,66 + 3/2) + \\ &\quad + 13,151(0,66 + 3/3) + 6,115(0,66 \times 2/3)] = 2,23\text{m} \end{aligned}$$

Bước 6. Tính p_5 theo công thức $p_5 = (\gamma L_1 + \gamma L_2) k_p + \gamma L_3 (k_p - k_a)$

$$\begin{aligned} p_5 &= [(15,9)(2) + (19,33 - 9,81)3]3,25 + (19,33 - 9,81)(0,66)(3,25 - 0,307) \\ &= 196,17 + 18,49 = 214,66 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Bước 7. Tính các hệ số $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3, \alpha_4$

$$\alpha_1 = \frac{p_5}{\gamma' (k_p - k_a)} = (214,66)/(9,65) (2,943) = 7,66$$

$$\alpha_2 = \frac{8P}{\gamma (k_p - k_a)} = (8) (58,32) / (9,52) (2,943) = 16,65$$

$$\begin{aligned} \alpha_3 &= \frac{6P[2\bar{z}\gamma'(k_p - k_a) + p_5]}{\gamma'^2 (k_p - k_a)^2} \\ &= (6)(58,32)[2 (2,23)(9,52)(2,943) + 214,66]/[9,52^2 \times 2,943^2] = 151,93 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \alpha_4 &= \frac{P(6\bar{z}p_5 + 4P)}{\gamma'^2 (k_p - k_a)^2} \\ &= 58,32[(6)(2,23)(214,66) + (4)(58,32)]/[9,52^2 \times 2,943^2] = 230,72 \end{aligned}$$

Bước 8. Giải phương trình

$$L_4^4 + a_1 L_4^3 - a_2 L_4^2 - a_3 L_4 - a_4 = 0$$

$$L_4^4 + 7,66 L_4^3 - 16,65 L_4^2 - 151,39 L_4 - 230,72 = 0$$

Bằng phương pháp gần đúng ta có

Thử L_4 (m)	Vế trái
4	-356,44
5	178,58
4,8	+36,96

Vậy $L_4 = 4,8$ m

Chiều sâu cần thiết đóng vào đất

Lý thuyết $D = 0,66 + 4,8 = 5,46$ m

Thực tế $D_{thực} = 1,3(L_3 + L_4) = 1,3(0,66 + 4,8) = 7,1$ m

Bước 9. Tính p_4

$$\begin{aligned} p_4 &= p_5 + \gamma L_4 (k_p - k_a) \\ &= 214,66 + 9,52 (4,8) (2,943) = 349,14 \text{ kN/m}^2 \end{aligned}$$

Bước 10. Tính p_3

$$p_3 = \gamma L_4 (k_p - k_a) = 9,52 (4,8) (2,943) = 134,48 \text{ kN/m}^2$$

Bước 11. Suy ra L_5

$$L_5 = \frac{p_3 L_4 - 2P}{p_3 + p_4} = \frac{(134,48) (4,8) - 2(58,32)}{134,48 + 349,14} = 1,09 \text{ m}$$

Bước 12. Vẽ biểu đồ áp lực đất

Moment cực đại ứng với điểm có lực cắt triệt tiêu cách E một đoạn z'

$$z' = \sqrt{\frac{2P}{(k_p - k_a)\gamma}} = \sqrt{\frac{2 \times 58,32}{2,943 \times 9,52}} = 2,04 \text{ m}$$

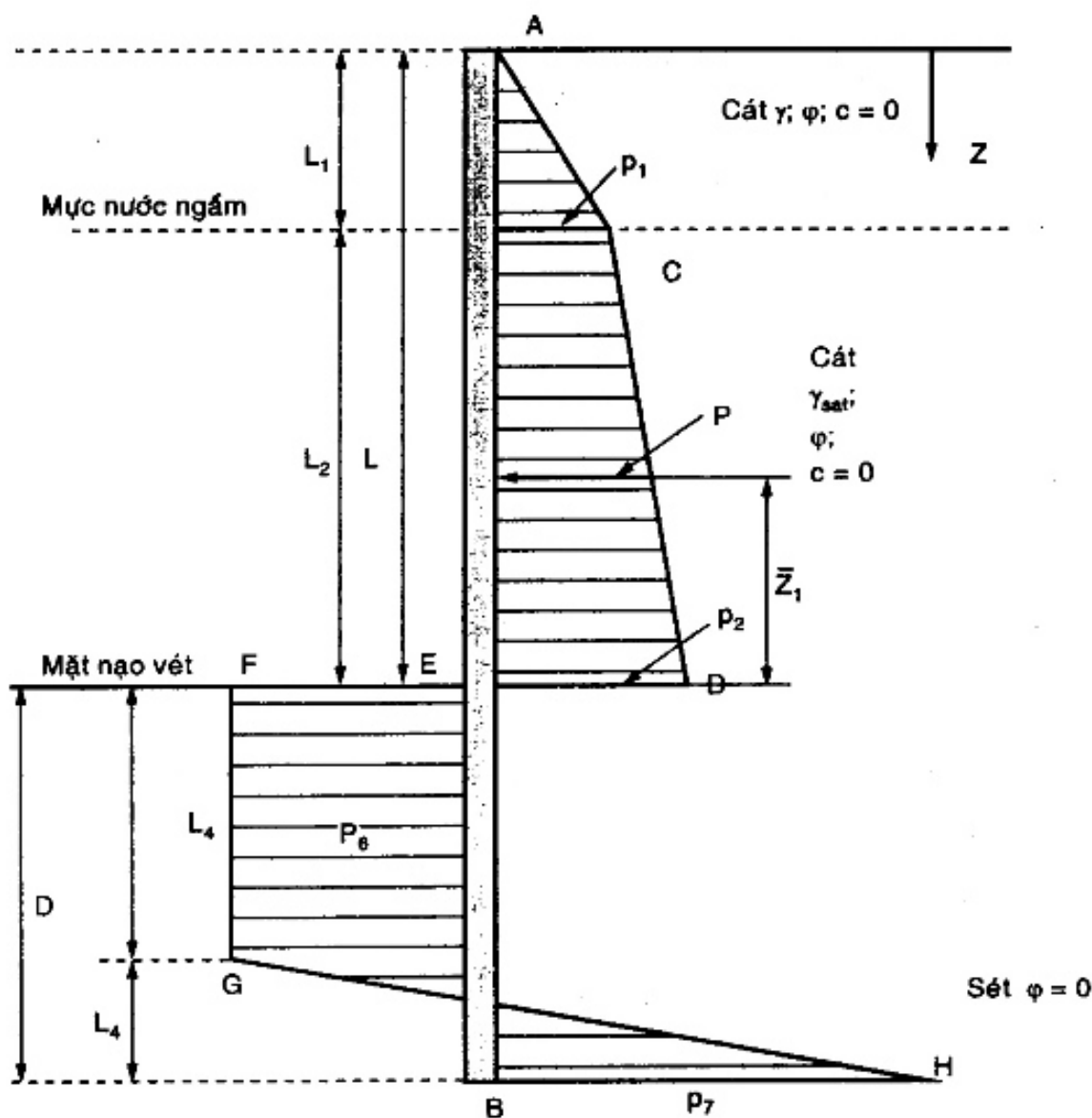
$$\begin{aligned} M_{\max} &= P(\bar{z} + z') - \frac{1}{2} \gamma z'^2 (k_p - k_a) \\ &= (58,32) (2,23 + 2,04) - 0,5(9,52) (2,04)^2 (2,943) \\ &= 249,03 - 58,3 = 190,73 \text{ kN-m} \end{aligned}$$

2- Tường cọc bản đóng trong đất sét không neo

Khi tường cọc bản đóng vào nền sét, phần đất sau tường được đắp bằng cát. Ổn định tường có được cũng nhờ sự chênh lệch của áp lực bị động và chủ động trước và sau tường. Nhưng với đất sét trong điều kiện không thoát nước $\varphi_u = 0$ nên $k_a = k_p = 1$, sự khác nhau của hai áp lực này chính nhờ lực dính

Áp lực rỗng tại độ sâu z

$$p_p - p_a = [\gamma z k_p + 2c \sqrt{k_p}] - [\gamma z k_a - 2c \sqrt{k_a}] = 4c \quad (4.9)$$



Hình 4.8: Sơ đồ tính cốt bản trong nền sét

Hoặc là tại bất kỳ độ sâu $z > L_1 + L_2$ trên điểm xoay O, áp lực chủ động và bị động như sau

$$p_a = [\gamma L_1 + \gamma L_2 + \gamma_{sat}(z - L_1 - L_2)]k_a - 2c \sqrt{k_a}$$

$$p_p = [\gamma_{sat}(z - L_1 - L_2)]k_p + 2c\sqrt{k_p}$$

Với $k_a = k_p = 1$

Và như thế áp lực ròng (hiệu hai áp lực) tác động lên tường là

$$p_6 = p_p - p_a = [\gamma_{\text{sat}}(z - L_1 - L_2)] + 2c + [\gamma L_1 + \gamma' L_2 + \gamma_{\text{sat}}(z - L_1 - L_2)] + 2c \\ = 4c - (\gamma L_1 + \gamma' L_2)$$

Từ điểm xoay O đến chân tường, áp lực bị động từ phải tác động sang trái là

$$p_p = (\gamma L_1 + \gamma L_2 + \gamma_{sat} D) + 2c$$

Tương tự, áp lực chủ động từ trái sang phải là

$$p_a = \gamma_{sat} D - 2c$$

$$p_T = p_p - p_a = (\gamma L_1 + \gamma L_2) + 4c$$

Điều kiện cân bằng giải tích là

$$P_1 - [4c - (\gamma L_1 + \gamma L_2)D + (1/2) L_4 [4c - (\gamma L_1 + \gamma L_2) + 4c + (\gamma L_1 + \gamma L_2)] = 0$$

P_1 - lực tương đương với diện tích ACDE

Đơn giản biểu thức trên ta được

$$L_4 = \frac{D[4c - (\gamma L_1 + \gamma L_2)] - P_1}{4c} \quad (4.10)$$

Tổng moment đối với điểm B = 0

$$\begin{aligned} P_1(D + \bar{z}_1) - [4c - (\gamma L_1 + \gamma L_2)] \frac{D^2}{2} + \frac{1}{2} L_4 (8c) \left(\frac{L_4}{3} \right) &= 0 \\ \Rightarrow D^2 [4c - (\gamma L_1 + \gamma L_2)] - 2DP_1 - \frac{P_1(P_1 + 12c\bar{z}_1)}{(\gamma L_1 + \gamma L_2) + 2c} &= 0 \end{aligned} \quad (4.11)$$

Giải phương trình trên ta được chiều sâu D cần đóng vào lớp sét

Tính moment cực đại

Trong sơ đồ trên moment cực đại ứng với điểm có lực cắt bằng 0, chọn trục z' mà

$z' = 0$ tại vị trí nạo vét trước tường

$$P_1 - p_6 z' = 0 \Rightarrow z' = (P_1 / p_6)$$

Moment cực đại sẽ là

$$\begin{aligned} M_{\max} &= P_1(\bar{z}_1 + z') - \frac{1}{2} p_6 z'^2 \\ S &= \frac{M_{\max}}{\sigma_{all}} \end{aligned} \quad (4.12)$$

Các bước tính toán tường cừ bản không neo đóng vào đất sét, đất đắp là cát, chân tường tự do như sau:

Bước 1. Tính k_a của đất đắp

Bước 2. Tính áp lực chủ động p_1 tại mực nước ngầm sau tường và p_2 tại cao trình mặt đất trước tường, đã biết L_1 và L_2

Bước 3. Tính lực P_1 là tổng áp lực sau lưng tường từ mặt lớp đất dính đến đỉnh tường và $\bar{z}_1$.

Bước 4. Tính D

Bước 5. Tính L_d

Bước 6. Tính p_6 và p_7

Bước 7. Vẽ biểu đồ áp lực đất

Bước 8. Chiều sâu cần đóng vào đất $D_{thực} = 1,4$ đến $1,6 D_{lý thuyết}$

Ví dụ 4.2. $L_1 = 2\text{m}$; $L_2 = 3\text{m}$; $\varphi = 32^\circ$; $\gamma = 15,9 \text{ kN/m}^3$; $\gamma_{sat} = 19,33 \text{ kN/m}^3$; lớp sét có sức chống cắt không cố kết – không thoát nước $c_u = 47 \text{ kN/m}^2$

Giải

Bước 1. Tính k_a và k_p

$$k_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) = 0,307$$

Bước 2. Tính áp lực chủ động p_1 tại mực nước ngầm sau tường và p_2 tại cao trình mặt đất trước tường, đã biết L_1 và L_2

$$p_1 = \gamma L_1 k_a = (15,9)(2)(0,307) = 9,763 \text{ kN/m}^2$$

$$p_2 = (\gamma L_1 + \gamma L_2) k_a = [(15,9)(2) + (19,33 - 9,81)3]0,307 = 18,53 \text{ kN/m}^2$$

Bước 3. Tính lực P_1 là tổng áp lực sau lưng tường từ mặt lớp đất dính đến đỉnh tường

$$\begin{aligned} P_1 &= \frac{1}{2} p_1 L_1 + p_1 L_2 + \frac{1}{2} (p_2 - p_1) L_2 \\ &= 0,5(9,763)(2) + (9,763)(3) + 0,5(18,53 - 9,763)3 \\ &= 9,763 + 29,289 + 13,151 = 52,2 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

điểm đặt lực P_1

$$\bar{z}_1 = (1/52,2)[9,763(3+2/3) + 29,289(3/2) + 13,151(3/3)] = 1,78\text{m}$$

Bước 4. Tính D

$$D^2 [4c - (\gamma L_1 + \gamma L_2)] - 2DP_1 - \frac{P_1(P_1 + 12c\bar{z}_1)}{(\gamma L_1 + \gamma L_2) + 2c} = 0$$

$$\begin{aligned} D^2 [4 \times 47 - ((2 \times 15,9 + (19,33 - 9,81) \times 3))] - 2D \times 52,2 \\ - [52,2 \times (52,2 + 12 \times 47 \times 1,78)] / [(15,9 \times 2 + (19,33 - 9,81) \times 3) + 2 \times 47] &= 0 \\ \Rightarrow 127,64 D^2 - 104,4 D - 357,15 &= 0 \end{aligned}$$

Giải được $D = 2,13\text{m}$ Chọn $D_{thực} = 1,5D = 3,2\text{m}$

Bước 5. Tính L_4

$$L_4 = \frac{D[4c - (\gamma L_1 + \gamma L_2)] - P_1}{4c}$$

$$= [2,13[4 \times 47 - (15,9 \times 2 + 9,52 \times 3)] - 52,2] / 4 \times 47 = 1,17\text{m}$$

Bước 6. Tính p_6 và p_7

$$p_6 = 4c - (\gamma L_1 + \gamma L_2) = 127,64 \text{ kN/m}^2$$

$$p_7 = (\gamma L_1 + \gamma L_2) + 4c = 248,36 \text{ kN/m}^2$$

Tính moment cực đại ở điểm có lực cắt triệt tiêu cách E một đoạn z'

$$z' = P_1 / p_6 = 52,2 / 127,64 = 0,41\text{m}$$

Moment cực đại sẽ là

$$M_{\max} = P_1(\bar{z}_1 + z') - \frac{1}{2} p_6 z'^2 = 52,2(0,41 + 1,78) - [127,64 \times 0,41^2] / 2$$

$$= 114,32 - 10,73 = 103,59 \text{ kN-m}$$

3- Tường cọc bản đóng trong đất rời có neo

Khi phần chênh lệch mặt đất trước và sau tường $> 10\text{m}$, phương án tường có neo sẽ kinh tế hơn. Trong giáo trình này, chúng tôi chỉ giới thiệu phương pháp tính theo giả thiết chân tường dịch chuyển tự do, là phương pháp thường được sử dụng.

Áp lực đất ở độ sâu L_1 , ngang mặt nước ngầm.

$$p_1 = \gamma L_1 k_a$$

Tương tự, tại độ sâu $z = L_1 + L_2$

$$p_2 = (\gamma L_1 + \gamma L_2) k_a$$

Trên điểm xoay O , bên trái là áp lực bị động và bên phải là áp lực chủ động. Tại độ sâu z , tính từ mặt đất sau lưng tường, áp lực chủ động là:

$$p_a = [\gamma L_1 + \gamma L_2 + \gamma(z - L_1 - L_2)] k_a$$

Áp lực bị động tại độ sâu z này là $p_p = \gamma(z - L_1 - L_2) k_p$

Áp lực ngang ròng trong phạm vi trên O là

$$p = p_a - p_p = (\gamma L_1 + \gamma L_2) k_a - \gamma(z - L_1 - L_2) (k_p - k_a) = p_2 - \gamma(z - L) (k_p - k_a)$$

áp lực này bằng 0 tại L_3

$$p_2 - \gamma(z - L) (k_p - k_a) = 0 \Rightarrow L_3 = (p_2) / [\gamma(k_p - k_a)]$$

Tại độ sâu $z = (L_1 + L_2 + L_3 + L_4) = L + D$; với $L = L_1 + L_2$ và $D = L_3 + L_4$

Có áp lực ròng $p_8 = \gamma L_4 (k_p - k_a)$

Tường cân bằng

$$\Rightarrow \Sigma H = 0 = P - (1/2)p_8 L_4 - F = 0 \Rightarrow F = P - 1/2 [\gamma(K_p - K_a)] L_4^2$$

$$\Rightarrow \Sigma M_{O'} = 0$$

$$-P[(L_1 + L_2 + L_3) - (z^* + l_1)] + (1/2)[\gamma(k_p - k_a)]L_4^2[l_2 + L_2 + L_3 + (2/3)L_4] = 0$$

$$L_4^3 + 1,5 L_4^2 (l_2 + L_2 + L_3) - \{3P[(L_1 + L_2 + L_3) - (z^* + l_1)] / [\gamma(k_p - k_a)]\} = 0 \quad (4.13)$$

Giải phương trình trên ta được L_4 , và chiều sâu cần đóng vào đất là

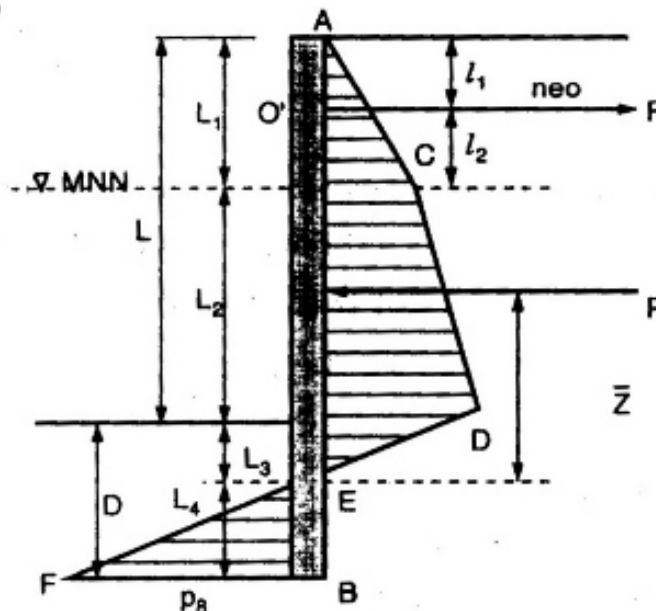
$$D_{\text{lý thuyết}} = L_3 + L_4$$

Chiều sâu phần cọc đóng vào đất thường được gia tăng 30% đến 40%

$$D_{\text{thực tế}} = 1,3 \text{ đến } 1,4 D_{\text{lý thuyết}} \quad (4.14)$$

Nếu không gia tăng độ sâu cọc thì khi tính toán áp lực bị động nên chọn giảm đi theo khuyến cáo sau

$$k_{p(\text{tính})} = (k_p) / (FS)$$



Hình 4.9: Sơ đồ tính cọc bản có neo trong nền cát

Moment cực đại trong cọc bản sẽ xảy ra trong độ sâu z khi mà lực cắt triệt tiêu, trong khoảng từ $z = L_1$ đến $z = L_1 + L_2$

$$(1/2)p_1 L_1 - F + p_1(z - L_1) + (1/2)k_a \gamma (z - L_1)^2 = 0 \quad (4.15)$$

Giải phương trình (4.15) có được độ sâu z ở đó lực cắt bằng 0, có được z moment cực đại được suy ra một cách dễ dàng.

Ví dụ 4.3. Tính toán một tường mềm, có neo cách đỉnh 1m, đóng trong lớp đất rời có kích thước và đặc trưng như sau

$$L_1 = 2\text{m}; L_2 = 3\text{m}; \varphi = 32^\circ; \gamma = 15,9 \text{ kN/m}^3; \gamma_{\text{sat}} = 19,33 \text{ kN/m}^3$$

Giải. Từ các ví dụ trước áp lực chủ động của đất p_1 ; p_2 ; L_3 ; P và z^* là

$$p_1 = 9,763 \text{ kN/m}^2, p_2 = 18,63 \text{ kN/m}^2, L_3 = 0,66 \text{ m}, P = 58,32 \text{ kN/m}^2$$

và $z^* = 2,23\text{m}$

Tính chiều sâu đóng vào đất D

$D_{lý thuyết} = L_3 + L_4$ với phương trình sau

$$L_4^3 + 1,5 L_4^2 (l_2 + L_2 + L_3) - \{3P[(L_1 + L_2 + L_3) - (z^* + l_1)] / [\gamma(k_p - k_a)]\} = 0$$

Điều kiện bài toán cho $l_1 = 1\text{m}$; $l_2 = 2\text{m}$; $L_1 = 2\text{m}$; $k_a = 0,307$; $k_p = 3,25$

$$L_4^3 + 1,5 L_4^2 (1 + 3 + 0,66) - \{358,32[(2 + 3 + 0,66) - (2,33 + 1)] / [9,52(3,25 - 0,307)]\} = 0 \Rightarrow L_4^3 + 6,99 L_4^2 - 14,55 = 0$$

bằng phương pháp đúng đắn ta tìm L_4 như trong bảng sau

Giá trị thử L_4 (m)	Vế trái của biểu thức
2	21,41
1,5	3,55
1,4	2,89
1,3	-0,54

Như vậy một cách gần đúng ta có thể chọn $L_4 = 1,4\text{m}$, và chiều sâu cần đóng vào đất là $D_{lý thuyết} = L_3 + L_4 = 0,66\text{m} + 1,4\text{m} = 2,06\text{m}$

Chiều sâu phần cọc đóng vào đất thường được gia tăng 30% đến 40%

$$D_{thực tế} = 1,4 D_{lý thuyết} = 1,4 \times 2,06\text{m} = 2,9\text{m}$$

Tính lực neo F

Từ công thức tính lực neo

$$F = P - 1/2[\gamma(K_p - K_a)]L_4^2 \\ = 58,32 - 1/2[9,52(3,25 - 0,307)](1,4)^2 = 30,86 \text{ kN/m}^2$$

Tính moment cực đại (M_{max})

Biểu thức tính độ sâu mà lực cắt trong tường cực đại

$$1/2 p_1 L_1 - F + p_1(z - L_1) + 1/2 k_a \gamma (z - L_1)^2 = 0 \\ \Rightarrow (1/2) \times 9,763 \times 2 - 30,86 + 9,763(z - 2) + (1/2) \times 0,307 \times 9,52 \times (z - 2)^2 = 0$$

đặt: $x = z - 2$; phương trình trên trở thành $x^2 + 6,682x - 14,44 = 0$

$\Rightarrow x = 1,72\text{m} \Rightarrow z = 3,72\text{m}$ thỏa điều kiện $L_1 = 2\text{m} < z < L_1 + L_2 = 4\text{m}$ dễ dàng nhận thấy x là độ sâu kể từ mặt nước ngầm.

Moment cực đại được tính theo biểu thức

$$M_{max} = -(1/2 p_1 L_1)[(x + 2/3)] + F(x + 1) - (p_1 x)(x/2) - 1/2 k_a \gamma (x)^2 (x/3) \\ = -9,763 \times 2,387 + 30,86 \times 2,72 - (1/2) 9,763 \times 1,72^2 - (1/6) \times 0,307 \times 9,52 \times 1,72^2 \\ = -23,3 + 83,94 - 14,44 - 2,48 = 43,72 \text{ kN-m/m(dài)}$$

4- Tường cọc bản đóng trong đất sét có neo

Trong trường hợp cọc đóng sâu vào đất dính có đặc trưng chống cắt

không thoát nước $\varphi_u = 0$ và $c_u \neq 0$, đất đắp sau lưng tường là cát. Phân tích áp lực tác động lên tường tương tự như trường hợp không neo, sau cùng ta có

$$p_6 = 4c - (\gamma L_1 + \gamma L_2)$$

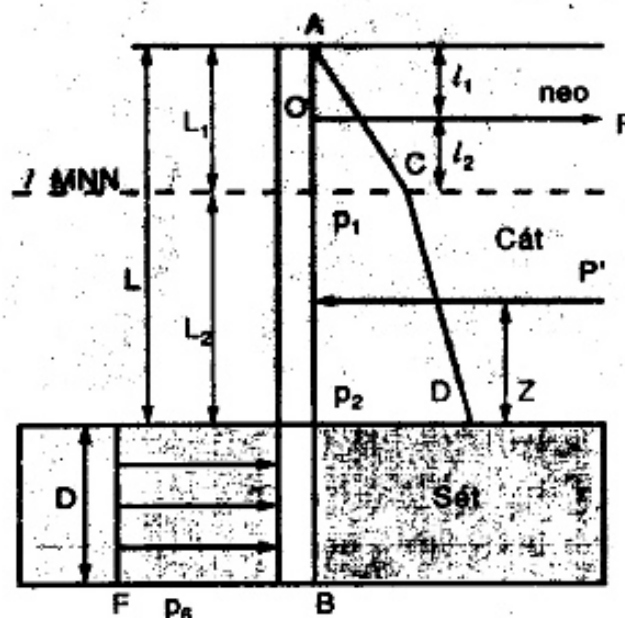
Tường cân bằng

$$\Rightarrow \Sigma H = 0 = P_1 - p_6 D - F = 0 \Rightarrow F = P_1 - p_6 D$$

$$\Rightarrow \Sigma M_{O'} = 0$$

$$P_1(L_1 + L_2 - l_1 - z') - p_6 D[l_2 + L_2 + (D/2)] = 0$$

$$\Rightarrow p_6 D^2 + 2p_6 D(L_1 + L_2 - l_1) - 2P_1(L_1 + L_2 - l_1 - z') = 0 \quad (4.16)$$



Hình 4.10: Sơ đồ tính cọc bản có neo trong nền sét

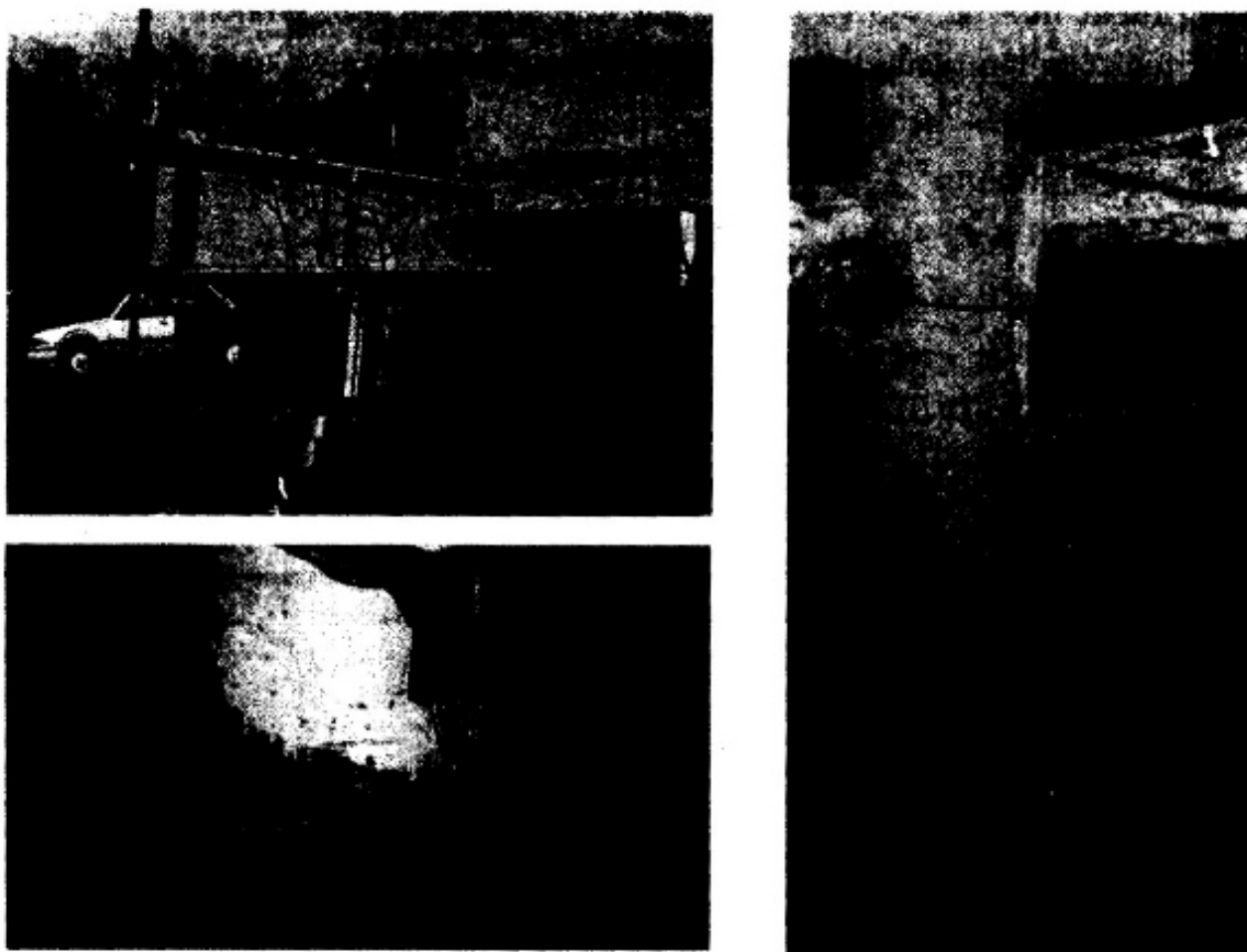
Giải phương trình (4.16) có được D

Moment cực đại có được ứng với điểm có lực cắt triệt tiêu và moment này sẽ ở trong khoảng từ L_1 đến $L_1 + L_2$

4.4 CỌC ĐỨNG CHỊU TẢI NGANG VÀ MOMENT

1. Thí nghiệm

Cọc đứng chịu tải trọng ngang yếu hơn cọc xiên, nhưng trong thực tế thi công, đặc biệt với công trình xây dựng dân dụng khó có điều kiện làm cọc nghiêng vì diện tích và điều kiện thi công không cho phép. Mặt khác, tỷ số giữa tải đứng và tải ngang của loại công trình này không lớn, nên cọc thẳng đứng thường được chọn vừa chịu tải đứng lẫn tải ngang.



Hình 4.11: Thử cọc chịu tải ngang và kết quả vùng phá hoại cọc

Trong H.4.11 mô tả thí nghiệm cọc chịu tải ngang có đo đặc cẩn thận với các đầu đo ứng suất - biến dạng dọc mặt bên cọc. Kết quả cho thấy cọc chịu tải ngang bị phá hoại dọc một đoạn cọc (ngâm trượt) khá gần với mặt đất, điều này cho thấy cọc đứng chịu tải ngang có moment uốn cực đại nằm gần đầu cọc và phần đất gánh đỡ tải ngang chủ yếu là do lớp đất trên mặt. Nên khi tính toán cọc chịu tải ngang cần chú ý trước tiên các lớp đất trên mặt, nếu chúng quá yếu thì phải nghĩ đến thay nền hoặc chuyển sang cọc xiên.

2- Đặc điểm ứng xử cọc chịu tải ngang theo Broms

Sơ đồ làm việc cọc chịu tải ngang

Broms giới thiệu một cách tóm tắt các trường hợp cọc chịu tải ngang đóng trong đất dính (H.4.12) và trong đất rời (H.4.13). Theo Broms có 5 trường hợp ứng xử cọc chịu tải ngang cho một loại đất nền gồm:

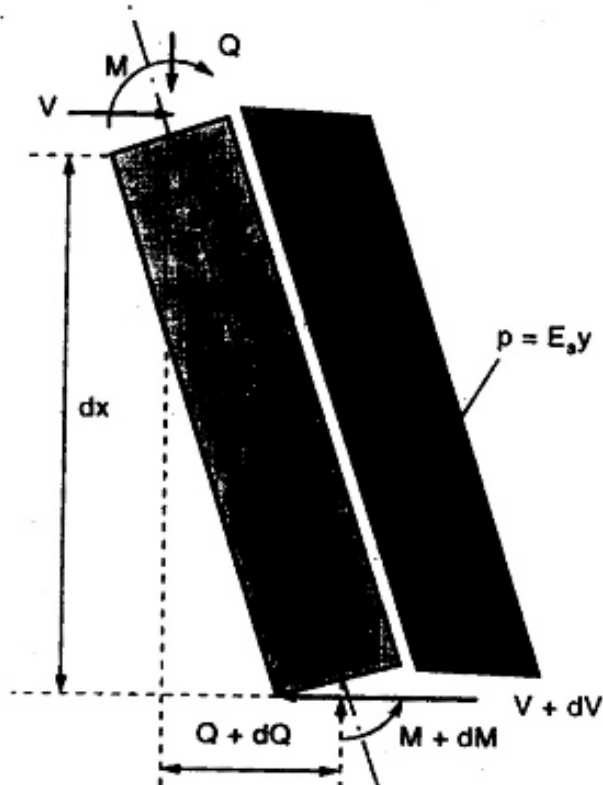
- 1- Cọc ngắn - đầu cọc tự do (mũi cọc tự do)
- 2- Cọc dài - đầu cọc tự do (có khớp dẻo)
- 3- Cọc rất ngắn - đầu cọc ngàm

4- Cọc ngắn – đầu cọc ngàm (mũi cọc tự do)

* Cọc dài – đầu cọc ngàm (có khớp dẻo)

3. Phương trình vi phân trục uốn của cọc chịu tải ngang

Xét một phần tử có chiều dài tương ứng với chiều sâu dx , phần tử này được cân bằng với các lực M , Q , V và phản lực đất theo phương ngang $p = \sigma'_y$.



Phản lực đất bên hông cọc (soil reaction) tỷ lệ với chuyển vị ngang của đất nền tại điểm khảo sát

$$\sigma'_y = C_y^z y \quad (4.17)$$

$$\Rightarrow C_y^z = \frac{\sigma'_y}{y} \text{ (kN/m}^3\text{)} = kz^n$$

với $C_y^z = kz^n$ - hệ số nền theo phương ngang ở độ sâu z

n - là hệ số phi tuyến.

Cân bằng một phần tử cọc trong hình trên

$$\Sigma F_y = 0$$

$$V - \sigma'_y dx - (V + dV) = 0$$

$$V - \sigma'_y dx - V - dV = 0$$

$$\Rightarrow \frac{dV}{dx} = -\sigma'_y = -C_y^z y \quad (a) \quad (4.18)$$

$$Vdx - Qdy - (\sigma_y dx) \frac{dx}{2} - dM = 0$$

$$\sum M_b = 0 \Rightarrow Vdx + M - Qdy - (\sigma_y dx) \frac{dx}{2} - M - dM = 0$$

loại bỏ vô cùng nhỏ bậc hai

$$\frac{dM}{dx} = V - Q \frac{dy}{dx} \quad (b)$$

Lực cắt có thể viết dưới dạng

$$V = \frac{dM}{dx} + Q \frac{dy}{dx}$$

vi phân phương trình trên và phối hợp với biểu thức (a) ta được

$$\frac{dV}{dx} = \frac{d^2 M}{dx^2} + Q \frac{d^2 y}{dx^2} = -\sigma_y = -C_y^z y \quad (c)$$

$$\Rightarrow \frac{d^2 M}{dx^2} + Q \frac{d^2 y}{dx^2} + \sigma_y = 0 \quad (d)$$

Biểu thức moment có thể viết $M = EI \frac{d^2 y}{dx^2}$, vi phân và thay vào (d)

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + Q \frac{d^2 y}{dx^2} + \sigma_y = 0 \quad (e)$$

Các cọc thường được ngàm vào đài nền lực dọc ảnh hưởng lên khả năng uốn cọc bé có thể bỏ qua và biểu thức (e) có dạng

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + \sigma_y = 0$$

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + C_y^z y = 0 \quad (f) \quad (4.19)$$

(f) là phương trình vi phân đồng nhất tuyến tính bậc 4 với hệ số nền C_y^z .

- *Chang* (1937) đã giải phương trình trên với giả thiết C_y^z là hằng số và "dạng uốn cọc cố định ngàm tại vị trí mặt đất"

- *Cummings* (1937) giải phương trình trên với giả thiết C_y^z là tăng tuyến tính theo chiều sâu và "dạng uốn cọc cố định tại đầu cọc và mũi cọc"

- *Hetenyi* (1946) giải phương trình trên với giả thiết C_y^z là tăng tuyến tính theo chiều sâu và sử dụng chuỗi vô hạn

- *Palmer và Thompson* (1948) giải (4.19) với phương pháp sai phân hữu hạn và giả thiết đầu cọc tự do cùng giá trị C_y^z tăng tuyến tính theo chiều sâu trong một khoảng giá trị nhất định. *Gleser* (1953) phát triển lời giải

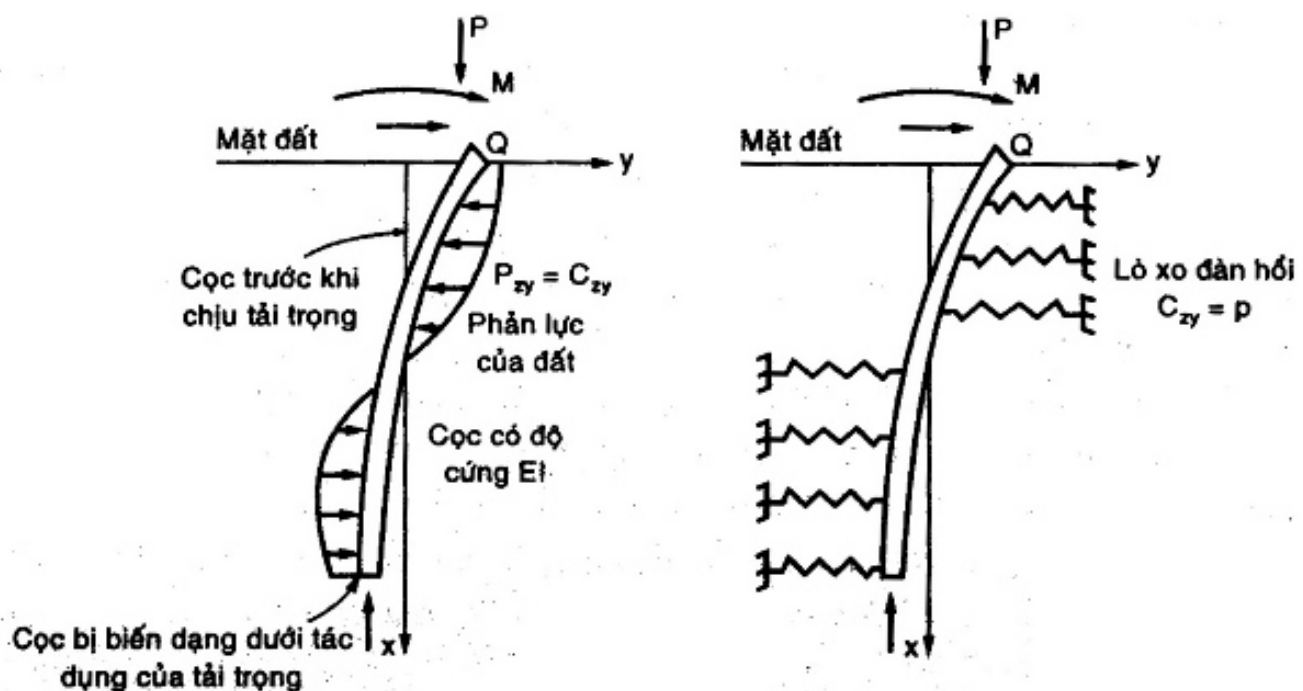
này với đầu cọc ngầm cố định.

- *Matlock và Reese* (1956, 1960, 1970, 1975) áp dụng kết quả này với cải tiến cho lời giải không thứ nguyên $C_y^z = kz$; trong đó độ uốn ngang của cọc được giả thiết thay đổi theo chiều sâu; chiều dài cọc; độ mảnh cọc, lực ngang và moment tác động lên cọc. (trong phụ lục Matlock và Reese). Một lời giải tương tự có xét ảnh hưởng sự hiện diện hai lớp đất nền khác nhau trong vùng đất cọc xuyên qua, đã được trình bày bởi *Davisson và Gill* (1963), trong lời giải này giới thiệu được ảnh hưởng của mặt phân cách hai lớp đất ảnh hưởng lên sức chịu tải ngang của cọc. Sự ảnh hưởng này được xét thông qua ảnh hưởng của độ ẩm lên sức chống cắt của đất, tuy nhiên, lời giải này chấp nhận giả thuyết lực đứng hoàn toàn không ảnh hưởng lên độ uốn của cọc.

- *Parker và Cox* (1969) giải phương trình (e) bằng phương pháp sai phân hữu hạn có xét đến ảnh hưởng của lực dọc; sự thay đổi moment quán tính cọc lên ứng xử chịu uốn của cọc. Lực dọc cọc được xem là hằng số suốt chiều dài cọc. Điều kiện biên ở đầu và mũi cọc được tương đồng với biểu thức chuỗi.

- *Brinch Hansen* (1961) và *Broms* (1964) đều giải phương trình (4.18) theo nền Winkler.

Mô hình nền Winkler



Hình 4.12: Cọc chịu tải ngang và mô hình nền Winkler

Theo mô hình này đất nền xung quanh cọc được xem như môi trường đàn hồi tuyến tính. Nền đất xung quanh cọc được thay thế bằng các liên kết chống chuyển vị ngang và được biểu diễn bằng các lò xo độc lập riêng rẽ có độ dài như nhau và có độ cứng bằng hệ số nền quy ước K_0 .

Khi đó mối quan hệ giữa chuyển vị ngang của cọc y và phản lực đất nền xung quanh cọc p_{xy} có thể biểu diễn bởi phương trình sau

$$p_{xy} = C_y^z \cdot y$$

trong đó C_y^z - hệ số nền theo phương ngang của nền đất xung quanh cọc

Với hệ số nền theo phương ngang, $C_y^z = f(K_0)$

trong đó K_0 = hằng số là hệ số nền quy ước, có thứ nguyên là T/m^4 .

Theo mô hình này chỉ những lò xo nằm trong phạm vi phân bố tải trọng mới bị biến dạng do đó nó có một số khuyết điểm không phản ánh đúng điều kiện làm việc của đất nền sau

- Không xét được ảnh hưởng của tải trọng bên đến chuyển vị ngang của điểm ta đang xét.

- Hệ số nền quy ước K_0 không phải là hằng số đối với mỗi loại đất mà thay đổi tùy theo kích thước của cọc.

- Khi dùng mô hình này chưa xét đến tính liên tục của đất nền.

Dựa trên một số khuyết điểm trên người ta đưa ra một số giả thiết cho mô hình này như sau

- Đất nền có thể gồm nhiều lớp, mỗi lớp được xem là môi trường biến dạng đàn hồi cục bộ.

- Đất nền và cọc được xem gồm nhiều phần tử thanh liên kết với nhau tại các điểm nút là đỉnh của các phần tử. Sự tương tác lực giữa các phần tử chỉ xảy ra tại các điểm nút. Trước và sau biến dạng, cạnh các phần tử vẫn là đường thẳng.

- Trong phạm vi mỗi phần tử (cọc cũng như đất nền) được xem là đồng nhất, đẳng hướng (có cùng E , ν), tức giá trị hệ số nền, kích thước tiết diện ngang, độ cứng chống uốn EJ được xem là không đổi.

- Các điểm nút nằm trên mặt tiếp giáp giữa cọc và đất nền được xem có cùng một chuyển vị, tức là giữa đất và cọc không có sự trượt theo mặt tiếp xúc.

- Trước và sau khi biến dạng, tiết diện thanh (cọc) vẫn phẳng, không có sự giãn dài của trục thanh

+ Với hệ số nền theo phương ngang, $C_y^z = B.K_0$, thay đổi tuyến tính

theo chiều sâu.

Kết hợp hai phương trình (4.18) và (4.19) có được

$$\frac{d^4 y}{dz^4} + \frac{K_o B}{E_b I} y.z = 0 \quad (4.20)$$

+ Lời giải của Urban

Đổi biến

đặt
$$\gamma \bar{z} = \frac{K_o B}{E_b I} x \quad (4.21)$$

trong đó γ - một đại lượng nào đó sẽ được xác định sau; $\bar{z}$ - biến mới

$$\begin{aligned} \bar{z} &= \frac{K_o B}{\gamma E_b I} x \\ \frac{dy}{dz} &= \frac{dy}{dz} x \frac{dz}{dz} = \frac{\gamma E_b I}{K_o B} \frac{dy}{dx} \\ \frac{d^4 y}{dz^4} &= \left(\frac{\gamma E_b I}{K_o B} \right)^4 \frac{d^4 y}{dx^4} \\ \Rightarrow \frac{d^4 y}{dz^4} + \frac{\gamma}{\left(\frac{K_o B}{\gamma E_b I} \right)^4} \bar{z}.y &= 0 \end{aligned}$$

Nhằm đơn giản cho tính toán, giá trị của hệ số γ được chọn từ điều kiện sau

$$\frac{\gamma}{\left(\frac{K_o B}{\gamma E_b I} \right)^4} = 1 \Rightarrow \gamma = \sqrt[5]{\left(\frac{K_o B}{\gamma E_b I} \right)^4} \quad (4.22)$$

Phương trình vi phân cuối cùng có dạng

$$\frac{d^4 y}{dz^4} + \bar{z}.y = 0 \quad (4.23)$$

Giải phương trình này Urban dùng chuỗi Taylo sau.

$$\begin{aligned} y(z) = y_o & \left(1 - \frac{\bar{z}^5}{5!} + 6 \frac{\bar{z}^{10}}{10!} - 11.6 \frac{\bar{z}^{15}}{15!} + \dots \right) + \frac{\Phi_2}{\alpha} \left(\bar{z} - 2 \frac{\bar{z}^6}{6!} + 7.2 \frac{\bar{z}^{11}}{11!} - 12.7.2 \frac{\bar{z}^{16}}{16!} + \dots \right) \\ & + \frac{M_o}{\alpha^2 E_b I} \left(\frac{\bar{z}^{-2}}{2!} - 3 \frac{\bar{z}^{-7}}{7!} + 8.3 \frac{\bar{z}^{-12}}{12!} - 13.8.3 \frac{\bar{z}^{-17}}{17!} + \dots \right) + \frac{Q_o}{\alpha^3 E_b I} \left(\frac{\bar{z}^{-3}}{3!} - 4 \frac{\bar{z}^{-8}}{8!} + 9.4 \frac{\bar{z}^{-13}}{13!} - 14.9.4 \frac{\bar{z}^{-18}}{18!} + \dots \right) \end{aligned} \quad (4.24)$$

Nếu đặt các số hạng trong ngoặc đơn lần lượt là A, B, C, D , thì ta sẽ được

$$y(z) = y_0 A_1 + \frac{\Phi_0}{\alpha} B_1 + \frac{M_0}{\alpha^2 E_b I} C_1 + \frac{Q_0}{\alpha^3 E_b I} D_1 \quad (4.25)$$

$$\frac{\Phi(z)}{\alpha} = y_0 A_2 + \frac{\Phi_0}{\alpha} B_2 + \frac{M_0}{\alpha^2 E_b I} C_2 + \frac{Q_0}{\alpha^3 E_b I} D_2 \quad (4.26)$$

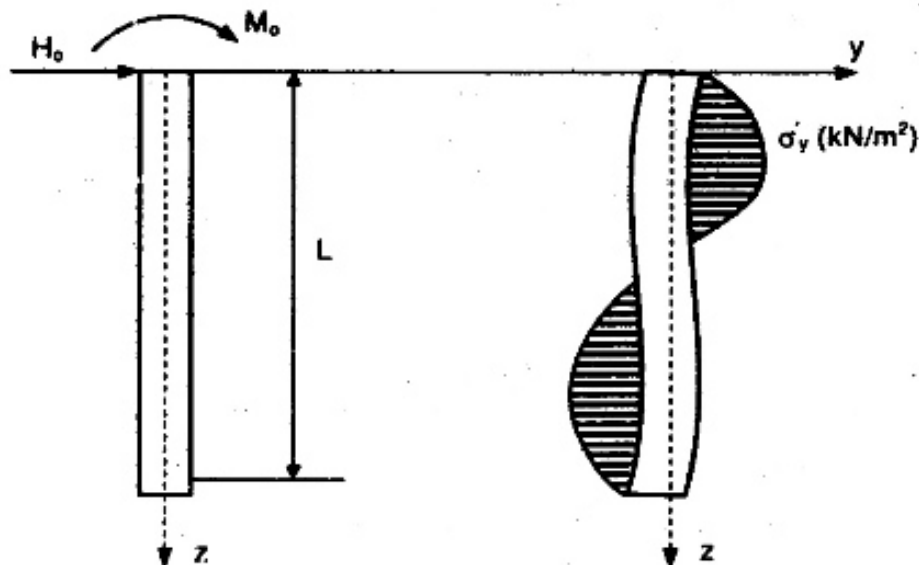
$$\frac{M(z)}{\alpha^2 E_b I} = y_0 A_3 + \frac{\Phi_0}{\alpha} B_3 + \frac{M_0}{\alpha^2 E_b I} C_3 + \frac{Q_0}{\alpha^3 E_b I} D_3 \quad (4.27)$$

$$\frac{Q(z)}{\alpha^3 E_b I} = y_0 A_4 + \frac{\Phi_0}{\alpha} B_4 + \frac{M_0}{\alpha^2 E_b I} C_4 + \frac{Q_0}{\alpha^3 E_b I} D_4 \quad (4.28)$$

4- Sức chịu tải ngang của cọc trong tiêu chuẩn xây dựng Việt Nam

Xác định moment và chuyển vị ngang dọc theo trục của một cọc thẳng đứng chịu tác động một moment M_0 và lực ngang H_0 tại cao trình mặt đất đã được nhiều tác giả nghiên cứu. Cũng như ổn định của nền đất xung quanh cọc này đã được Terzaghi đề cập tới trong các bài báo và giáo trình của ông trong những năm 1950.

Hãy xem xét một cọc có chiều dài L , chịu hệ tải như H.4.13



Hình 4.13: Sơ đồ làm việc cọc chịu tải ngang

Khi tính toán cọc chịu tải ngang, đất xung quanh cọc được xem như môi trường đàn hồi tuyến tính được mô phỏng bằng mô hình nền Winkler.

$$\sigma'_y = C_y y \Rightarrow C_y^z = \frac{\sigma_y}{y} \quad (kN/m^3)$$

Phương trình trục uốn của cọc có dạng

$$E_b I \frac{d^4 y}{dz^4} + \sigma_y^z = 0$$

Với hệ số nền theo phương ngang, $C_y^z = K_0 z$, thay đổi tuyến tính theo

chiều sâu.

trong đó K_o - hệ số nền quy ước hay hệ số tỷ lệ, có thứ nguyên là T/m^4 .

Bảng 4.1: Giá trị hệ số nền K_o

Loại đất quanh cọc	Hệ số K_o (T/m^4)	
	Cọc đóng	Cọc nhồi
Sét, á sét dẻo chảy, $I_L =]0,75 - 1]$	65 - 250	50 - 200
Sét, á sét dẻo mềm, $I_L =]0,5 - 0,75]$ Á sét dẻo, $I_L = [0 - 1]$ Cát bụi, $e = [0,6 - 0,8]$	200 - 500	200 - 400
Sét, á sét dẻo và nửa cứng, $I_L = [0 - 0,5]$ Á sét cứng, $I_L < 0$ Cát nhỏ, $e = [0,6 - 0,75]$ Cát hạt trung, $e = [0,55 - 0,7]$	500 - 800	400 - 600
Sét, á sét cứng, $I_L < 0$ Cát hạt thô, $e = [0,55 - 0,7]$	800 - 1300	600 - 1000

Từ lời giải của phương trình trên ta suy ra các đại lượng cần thiết: áp lực tính toán, σ_z (T/m^2), moment uốn M_z (Tm), lực cắt Q_z (T), trong các tiết diện của cọc như sau:

$$\sigma_z = \frac{K}{\alpha_{bd}} z_e \left(y_o A_1 - \frac{\psi_o}{\alpha_{bd}} B_1 + \frac{M_o}{\alpha_{bd}^2 E_b I} C_1 + \frac{H_o}{\alpha_{bd}^3 E_b I} D_1 \right) \quad (4.29)$$

$$M_z = \alpha_{bd}^2 E_b I y_o A_3 - \alpha_{bd} E_b I \psi_o B_3 + M_o C_3 + \frac{H_o}{\alpha_{bd}} D_3 \quad (4.30)$$

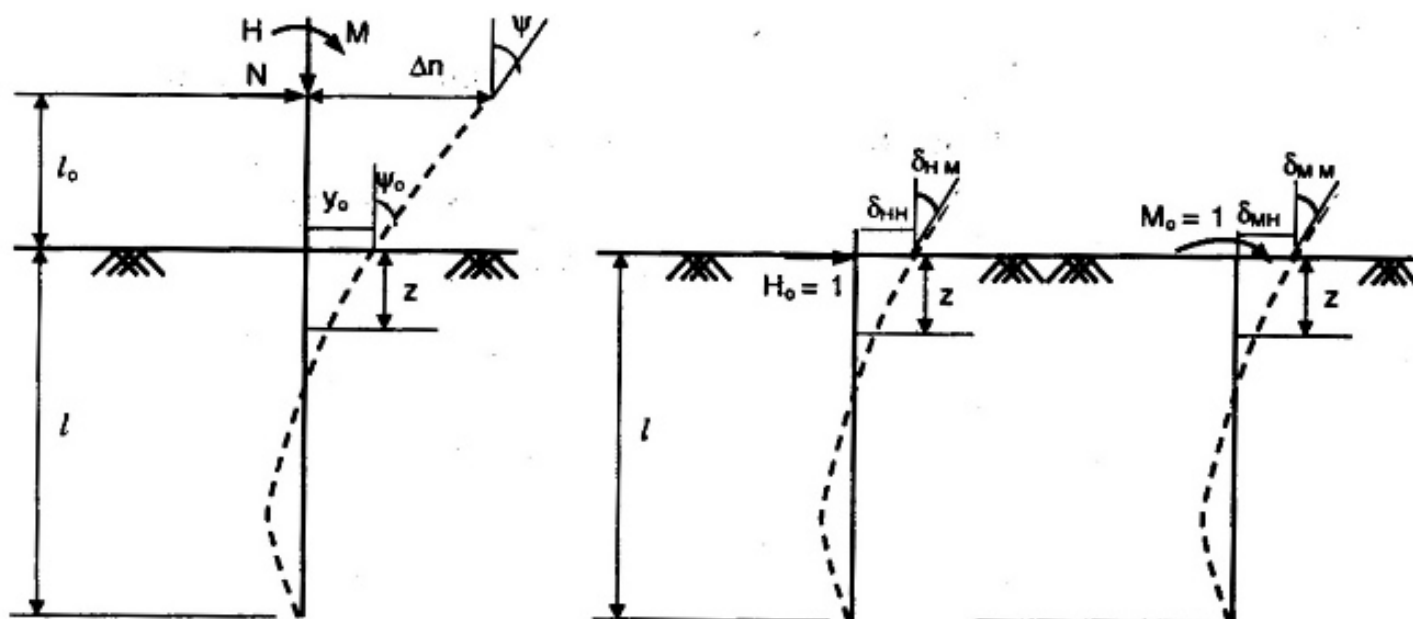
$$Q_z = \alpha_{bd}^3 E_b I y_o A_4 - \alpha_{bd}^2 E_b I \psi_o B_4 + \alpha_{bd} M_o C_4 + H_o D_4 \quad (4.31)$$

trong đó: z_e - chiều sâu tính đối, $z_e = \alpha_{bd} z$ (4.32)

l_e - chiều dài cọc trong đất tính đối, $l_e = \alpha_{bd} l$ (4.33)

hệ số biến dạng $\alpha_{bd} = \sqrt[5]{\frac{K b_e}{E_b I}}$ (4.34)

b_e - chiều rộng quy ước của cọc. Theo TCXD 205: 1998, khi $d \geq 0,8m$ thì $b_e = d + 1m$ và khi $d < 0,8m$ thì $b_e = 1,5d + 0,5m$



Hình 4.14: Sơ đồ tác động của moment và tải ngang lên cọc

Các chuyển vị δ_{HH} , δ_{HM} , δ_{MH} , δ_{MM} của cọc ở cao trình mặt đất, do các các ứng lực đơn vị đặt cao trình này.

$$\begin{aligned}\delta_{HH} &= \frac{1}{\alpha_{bd}^3 E_b I} A_o \\ \delta_{MH} &= \delta_{HM} = \frac{1}{\alpha_{bd}^2 E_b I} B_o \\ \delta_{MM} &= \frac{1}{\alpha_{bd} E_b I} C_o\end{aligned}\quad (4.35)$$

A_o , B_o , C_o , D_o tra trong bảng G2 (bảng 4.2)

Moment uốn và lực cắt của cọc tại cao trình mặt đất

$$H_o = H \quad (4.36)$$

$$M_o = M + Hl_o \quad (4.37)$$

Chuyển vị ngang y_o và góc xoay ψ_o , tại cao trình mặt đất.

$$\begin{aligned}y_o &= H_o \delta_{HH} + M_o \delta_{HM} \\ \psi_o &= H_o \delta_{MH} + M_o \delta_{MM}\end{aligned}\quad (4.38)$$

Chuyển vị của cọc ở cao trình đặt lực hoặc đáy đài

$$\Delta_n = y_o + \psi_o l_o + \frac{Hl_o^3}{3E_b I} + \frac{Ml_o^2}{2E_b I} \quad (4.39)$$

Góc xoay của cọc ở cao trình đặt lực hoặc đáy đài

$$\psi = \psi_o + \frac{Hl_o^2}{2E_b I} + \frac{Ml_o}{E_b I} \quad (4.40)$$

Ổn định nền quanh cọc

Điều kiện ổn định nền đất xung quanh cọc khi có áp lực ngang do cọc tác động có dạng sau:

$$\sigma_y \leq \eta_1 \eta_2 \frac{4}{\cos \varphi_I} (\sigma_v \operatorname{tg} \varphi_I + \xi c_I) \quad (4.41)$$

trong đó σ_v - ứng suất hữu hiệu theo phương thẳng đứng tại độ sâu z

η - trọng lượng đơn vị thể tích tính toán của đất

c_I, φ_I - lực dính và góc ma sát trong tính toán của đất

ξ - hệ số bằng 0,6 cho cọc nhồi và cọc ống; bằng 0,3 cho các cọc còn lại

η_1 - hệ số bằng 1 cho mọi trường hợp trừ công trình chấn đất, chấn nước lấy bằng 0,7

η_2 - hệ số xét đến tỷ lệ ảnh hưởng của phần tải trọng thường xuyên trong tổng tải

$$\eta_2 = \frac{M_p + M_v}{nM_p + M_v} \quad (4.42)$$

với M_p - moment do tải thường xuyên; M_v - moment do tải tạm thời

n - lấy bằng 2,5 trừ các trường hợp sau

1- móng băng $n = 4$

2- công trình quan trọng

• $l_e < 2,5$ lấy $n = 4$

• $l_e > 2,5$ lấy $n = 2,5$

Khi $l_e < 2,5$: Cọc ngắn hay cọc cứng, ổn định nền theo phương ngang được kiểm tra tại hai độ sâu $z = L$ và $z = L/3$

Khi $l_e > 5$: Cọc dài hay cọc chịu uốn, ổn định nền theo phương ngang được kiểm tra tại độ sâu $z = \frac{0,85}{\alpha_{bd}}$

Ví dụ 4.4. Tính moment uốn M dọc theo cọc và chuyển dịch ngang của cọc ở cao trình mặt đất và cao trình lực ngang H tác động của một cọc bê tông cốt thép, tròn rỗng. Cọc có đường kính trong $d_i = 0,4\text{m}$, đường kính ngoài $d = 0,6\text{m}$. Chiều dài cọc chôn trong đất, $l = 8\text{m}$, cao trình lực ngang tác động, $l_0 = 2\text{m}$. Module đàn hồi của bê tông $E_b = 2,8 \cdot 10^6 \text{ T/m}^2$. Lực ngang $H = 4,15 \text{ T}$. Nền đất là cát hạt trung độ chặt trung bình.

Giải. Moment quán tính tiết diện ngang của cọc

$$I = \frac{\pi (d^4 - d_i^4)}{64} = \frac{3,14 (0,6^4 - 0,4^4)}{64} = 5,1 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

Độ cứng tiết diện ngang của cọc

$$E_b I = 2,8 \cdot 10^6 \times 5,1 \cdot 10^{-3} \text{ Tm}^2 = 14,28 \cdot 10^3 \text{ Tm}^2$$

Chiều rộng quy ước b_c của cọc

$$b_c = 1,5d + 0,5 = 1,4 \text{ m}$$

(Theo TCXD 205, khi $d \geq 0,8\text{m}$ thì $b_c = d + 1\text{m}$ và khi $d < 0,8\text{m}$ thì $b_c = 1,5d + 0,5\text{m}$)

Nền đất là cát hạt trung độ chặt trung bình có hệ số tỷ lệ $K = 650\text{T/m}^4$

Hệ số biến dạng

$$\alpha_{bd} = \sqrt[5]{\frac{K b_c}{E_b I}} = \sqrt[5]{\frac{650 \times 1,4}{14,28 \cdot 10^3}} = 0,576 \text{ m}^{-1}$$

Chiều tính đổi của phần cọc trong đất

$$l_e = \alpha_{bd} l = 0,576 \times 8\text{m} = 4,6$$

Các chuyển vị δ_{HH} , δ_{HM} , δ_{MH} , δ_{MM} của cọc ở cao trình mặt đất, do các ứng lực đơn vị đặt cao trình này.

$$\delta_{HH} = \frac{1}{\alpha_{bd}^3 E_b I} A_o = \frac{1}{0,576^3 \times 14,28 \cdot 10^3} 2,441 = 9,085 \cdot 10^{-4} \text{ m/T}$$

$$\delta_{MH} = \delta_{HM} = \frac{1}{\alpha_{bd}^2 E_b I} B_o = \frac{1}{0,576^2 \times 14,28 \cdot 10^3} 1,621 = 3,457 \cdot 10^{-4} \text{ T}^{-1}$$

$$\delta_{MM} = \frac{1}{\alpha_{bd} E_b I} C_o = \frac{1}{0,576 \times 14,28 \cdot 10^3} 1,751 = 2,140 \cdot 10^{-4} \text{ T}^{-1} \text{m}^{-1}$$

Moment uốn và lực cắt của cọc tại cao trình mặt đất

$$H_o = H = 4,15 \text{ T}$$

$$M_o = M + H l_o = 4,15 \times 2 = 8,3 \text{ Tm}$$

Chuyển vị ngang y_o và góc xoay ψ_o tại cao trình mặt đất

$$y_o = H_o \delta_{HH} + M_o \delta_{HM} = (4,15 \times 9,085 \cdot 10^{-4} + 8,3 \times 3,457 \cdot 10^{-4}) \text{ m} \\ = 67 \cdot 10^{-4} \text{ m} = 0,67 \text{ cm}$$

$$\psi_o = H_o \delta_{MH} + M_o \delta_{MM} = (4,15 \times 3,457 \cdot 10^{-4} + 8,3 \times 2,14 \cdot 10^{-4}) \text{ rad} \\ = 32,11 \cdot 10^{-4} \text{ rad} = 0,18 \text{ độ}$$

Chuyển vị của cọc ở cao trình đặt lực ngang H

$$\Delta_n = y_o + \psi_o l_o + \frac{H l_o^3}{3 E_b I} + \frac{M l_o^2}{2 E_b I} = 0,0067 + \left(32,01 \cdot 10^{-4} \times 2 + \frac{4,15 \times 2^3}{3 \times 14,28 \cdot 10^3} \right) = 0,014 \text{ m}$$

Áp lực tính toán, σ_z (T/m²), moment uốn M_z (Tm), lực cắt Q_z (T), trong các tiết diện của cọc được tính theo các công thức sau

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

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

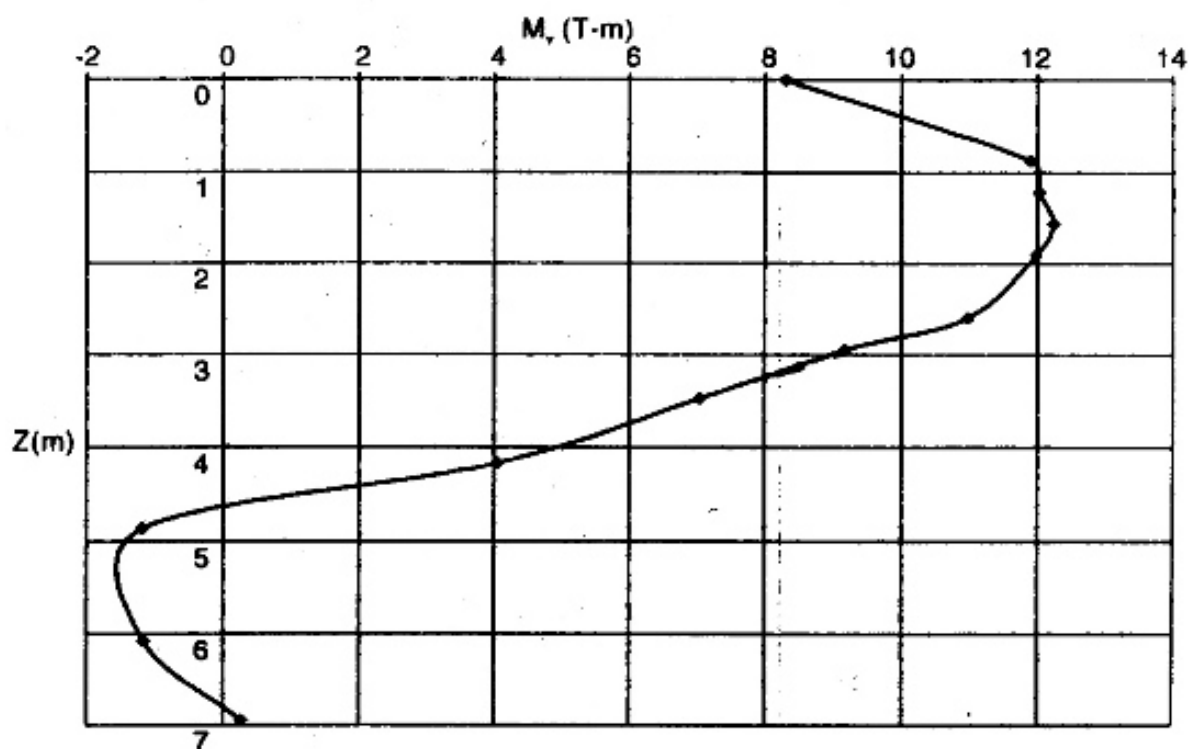
$$Q_z = \alpha_{bd}^3 E_b I y_o A_4 - \alpha_{bd}^2 E_b I \psi_o B_4 + \alpha_{bd} M_o C_4 + H_o D_4$$

trong đó z_e - chiều sâu tính đối, $z_e = \alpha_{bd} z$

Các giá trị $A_1, A_3, A_4, B_1, B_3, B_4, C_1, C_3, C_4, D_1, D_3, D_4$ tra trong bảng G₃ của TCXD 205.

Bảng tính moment uốn M_y dọc thân cọc

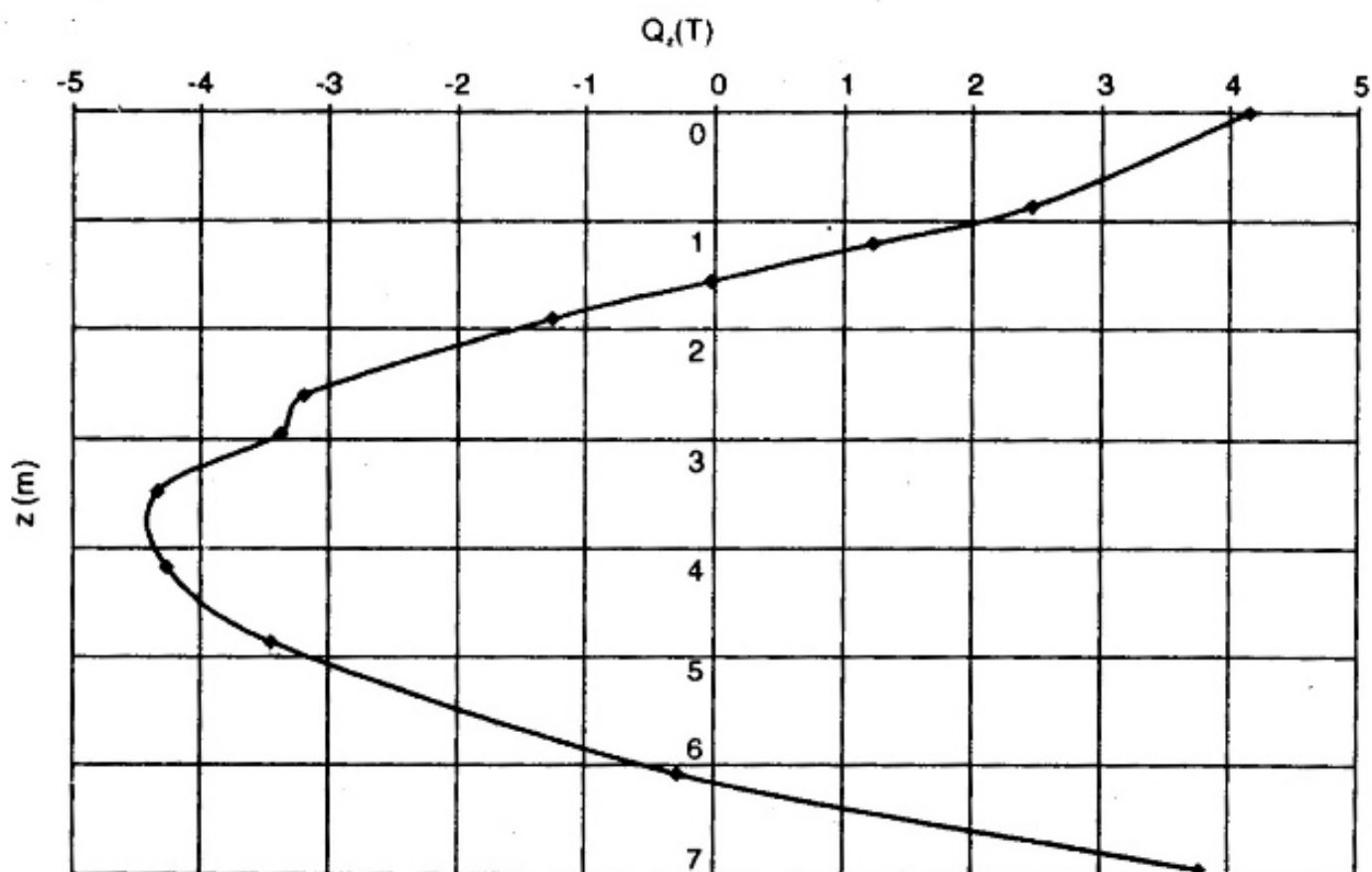
Z	Z_e	A_3	B_3	C_3	D_3	M_y
0	0	0	0	1	0	8,3
0,868	0,5	0	0	1	0,5	11,9
1,215	0,7	-0,057	-0,02	0,996	0,699	12,017
1,563	0,9	-0,121	-0,055	0,985	0,897	12,241
1,910	1,1	-0,222	-0,122	0,96	1,09	11,981
2,604	1,5	-0,559	-0,42	0,881	1,437	10,970
2,951	1,7	-0,808	-0,691	0,646	1,566	9,178
3,472	2	-1,295	-1,314	0,207	1,646	7,050
4,167	2,4	-2,141	-2,663	-0,941	1,352	4,059
4,861	2,8	-3,103	-4,718	-3,408	0,197	-1,179
6,076	3,5	-3,919	-9,544	-10,34	-5,854	-1,162
6,944	4	-1,614	-11,731	-17,919	-15,076	0,257



Biểu đồ moment của cọc chịu tải ngang

Bảng tính lực cắt Q_z dọc thân cọc

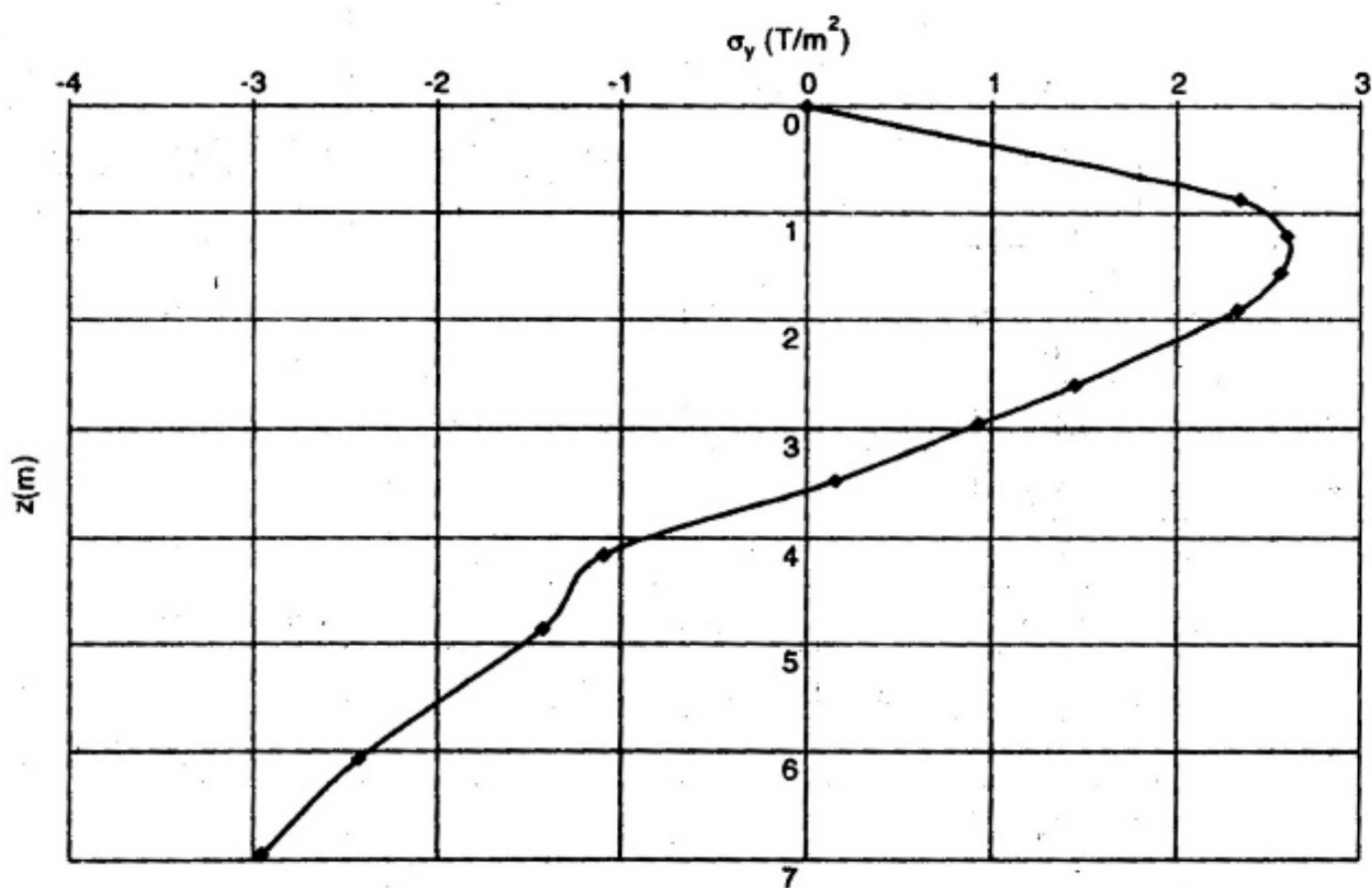
Z	Z_0	A_4	B_4	C_4	D_4	$Q_z(T)$
0	0	0	0	0	1	4,15
0,868	0,5	-0,125	-0,042	-0,008	0,999	2,458822
1,215	0,7	-0,245	-0,114	-0,03	0,994	1,23033
1,563	0,9	-0,404	-0,243	-0,082	0,98	-0,0279
1,910	1,1	-0,603	-0,443	-0,183	0,946	-1,2584
2,604	1,5	-1,105	-1,116	-0,63	0,747	-3,19724
2,951	1,7	-1,396	-1,643	-1,036	0,529	-3,37435
3,472	2	-1,848	-2,578	-1,966	-0,057	-4,34235
4,167	2,4	-2,339	-4,228	-3,973	-1,592	-4,27151
4,861	2,8	-2,346	-6,023	-6,99	-4,445	-3,45152
6,076	3,5	1,074	-6,789	-13,692	-13,826	-0,2811
6,944	4	9,244	-0,358	-15,611	-23,14	3,777385



Biểu đồ lực cắt của cọc chịu tải ngang

Bảng tính ứng suất σ_y theo phương ngang của mặt bên của cọc

Z	Z ₀	A ₁	B ₁	C ₁	D ₁	SIGMA(y)
0	0	1	0	0	0	0
0,868	0,5	1	0,5	0,125	0,021	2,342016
1,215	0,7	0,999	0,7	0,245	0,057	2,597901
1,563	0,9	0,995	0,899	0,405	0,121	2,564283
1,910	1,1	0,987	1,095	0,604	0,222	2,327953
2,604	1,5	0,937	1,468	1,115	0,56	1,455003
2,951	1,7	0,882	1,633	1,421	0,812	0,93158
3,472	2	0,735	1,823	1,924	1,308	0,159931
4,167	2,4	0,347	1,874	2,609	2,105	-1,0946
4,861	2,8	-0,385	1,49	3,128	3,288	-1,42741
6,076	3,5	-2,928	-1,272	2,463	4,98	-2,42732
6,944	4	-5,853	-5,941	-0,927	4,548	-2,95572



Biểu đồ áp lực ngang của cọc chịu tải ngang

Bảng 4.2: Giá trị các hệ số A_o , B_o , C_o bảng G_2 -TCXD205

L_e	Cực tựa lên đất			Cực tựa lên đá			Cực ngầm trong đá		
	A_o	B_o	C_o	A_o	B_o	C_o	A_o	B_o	C_o
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	22,240	33,008	55,307	14,851	16,582	18,814	0,241	0,402	0,896
1,0	18,030	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	2,441	1,621	1,751	2,419	1,618	1,750	2,401	1,600	1,732

Bảng 4.3: Giá trị các hệ số A, B, C, D (bảng G₃ – TCXD205)

Z _i	Các hệ số											
	A ₁	B ₁	C ₁	D ₁	A ₂	B ₂	C ₂	D ₂	A ₃	B ₃	C ₃	D ₃
0	1,000	0	0	0	0	0	1,000	0	0	0	0	1,000
0,1	1,000	0,1	0,005	0	0	0	1,000	0,1	-0,005	0	0	1,000
0,2	1,000	0,2	0,020	0,001	-0,001	0	1,000	0,2	-0,020	-0,003	0	1,000
0,3	1,000	0,3	0,045	0,005	-0,005	-0,001	1,000	0,3	-0,045	-0,009	-0,001	1,000
0,4	1,000	0,4	0,080	0,011	-0,011	0,002	1,000	0,4	-0,080	-0,021	-0,003	1,000
0,5	1,000	0,5	0,125	0,021	-0,021	-0,005	0,999	0,5	-0,125	-0,042	-0,008	0,999
0,6	0,999	0,6	0,018	0,036	-0,036	-0,011	0,998	0,6	-0,180	-0,072	-0,016	0,997
0,7	0,999	0,7	0,245	0,057	-0,057	-0,020	0,996	0,699	-0,245	-0,114	-0,030	0,994
0,8	0,997	0,799	0,320	0,085	-0,085	-0,034	0,992	0,799	-0,320	-0,171	-0,051	0,989
0,9	0,995	0,899	0,405	0,121	-0,121	-0,055	0,985	0,897	-0,404	-0,243	-0,082	0,980
1,0	0,992	0,997	0,499	0,167	-0,167	-0,083	0,975	0,994	-0,499	-0,333	-0,125	0,967
1,1	0,987	1,095	0,604	0,222	-0,222	-0,122	0,960	1,090	-0,603	-0,443	-0,183	0,946
1,2	0,979	1,192	0,718	0,288	-0,287	-0,173	0,938	1,183	-0,714	-0,575	-0,259	0,917
1,3	0,969	1,287	0,841	0,365	-0,365	-0,238	0,907	1,273	-0,838	-0,730	-0,356	0,876
1,4	0,955	1,379	0,974	0,456	-0,455	-0,319	0,866	1,358	-0,967	-0,910	-0,479	0,821
1,5	0,937	1,468	1,115	0,560	-0,559	-0,420	0,881	1,437	-1,105	-1,116	-0,630	0,747
1,6	0,913	1,553	1,264	0,678	-0,676	-0,543	0,739	1,507	-1,248	-1,350	-0,815	0,652
1,7	0,882	1,633	1,421	0,812	-0,808	-0,691	0,646	1,566	-1,396	-1,643	-1,036	0,529
1,8	0,848	1,706	1,584	0,961	-0,956	-0,867	0,530	1,612	-1,547	-1,906	-1,299	0,374
1,9	0,795	1,770	1,752	1,126	-1,118	-1,074	0,385	1,640	-1,699	-2,227	-1,608	0,181
2	0,735	1,823	1,924	1,308	-1,295	-1,314	0,207	1,646	-1,848	-2,578	-1,966	-0,057
2,2	0,575	1,887	2,272	1,720	-1,693	-1,906	-0,271	1,575	-2,125	-3,360	-2,849	-0,692
2,4	0,347	1,874	2,609	2,105	-2,141	-2,663	-0,941	1,352	-2,339	-4,228	-3,973	-1,592
2,6	0,033	1,755	2,907	2,724	-2,621	-3,600	-1,877	0,917	-2,437	-5,140	-5,355	-2,821
2,8	-0,385	1,490	3,128	3,288	-3,103	-4,718	-3,408	0,197	-2,346	-6,023	-6,990	-4,445
3	-0,928	1,037	3,225	3,858	-3,541	-6,000	-4,688	-0,891	-1,969	-6,765	-8,840	-8,520
3,5	-2,928	-1,272	2,463	4,980	-3,919	-9,544	-10,34	-5,854	1,074	-6,789	-13,69	-13,83
4	-5,853	-5,941	-0,927	4,548	-1,614	-11,73	-17,91	-15,07	9,244	-0,358	-15,61	-23,14

5- Một số lời giải khác dựa trên hệ số T là nghịch đảo của α_{bd}

$$T = \frac{1}{\alpha_{bd}} \quad (4.43)$$

Và xếp loại cọc chịu tải ngang theo T như sau

$L \geq 5T$ là cọc dài

$L \leq 2T$ là cọc ngắn còn gọi là cọc cứng

Tại độ sâu z có

Chuyển vị ngang của cọc $y(z) = A_y \frac{Q_o T^3}{E_b I} + B_y \frac{M_o T^2}{E_b I} \quad (4.44)$

Góc xoay $\theta(z) = A_\theta \frac{Q_o T^2}{E_b I} + B_\theta \frac{M_o T}{E_b I} \quad (4.45)$

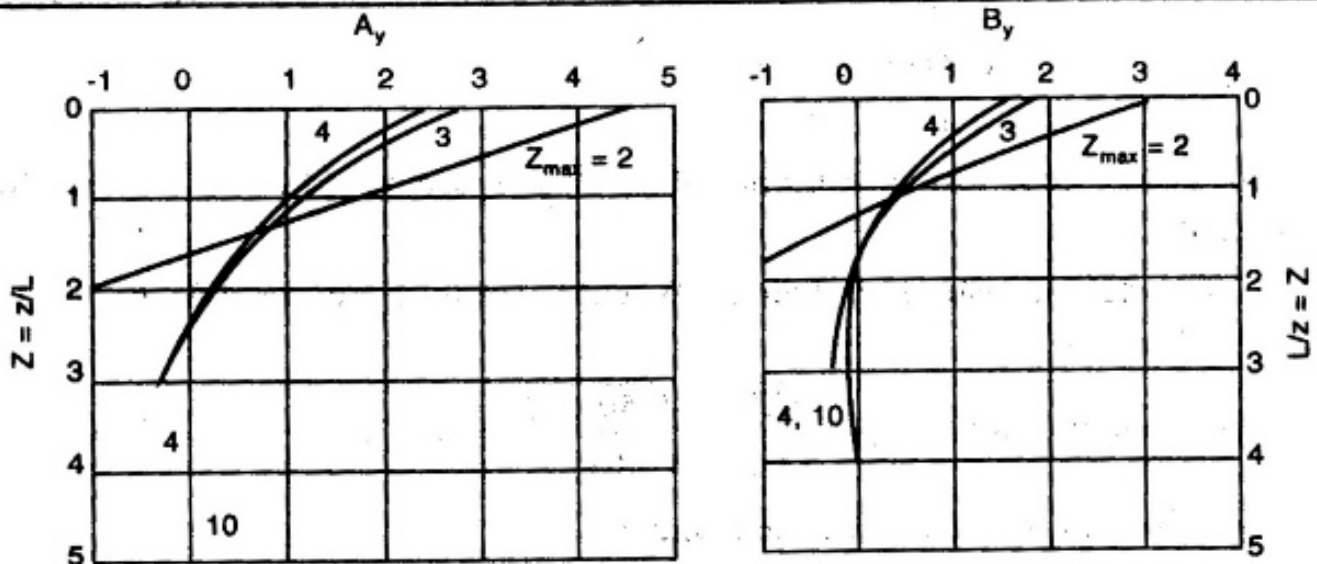
Áp lực ngang của đất lên cọc $\sigma_y(z) = \frac{A_p Q_o}{T} + \frac{B_p M_o}{T^2} \quad (4.46)$

Lực cắt $V(z) = A_v Q_o + \frac{B_v M_o}{T} \quad (4.47)$

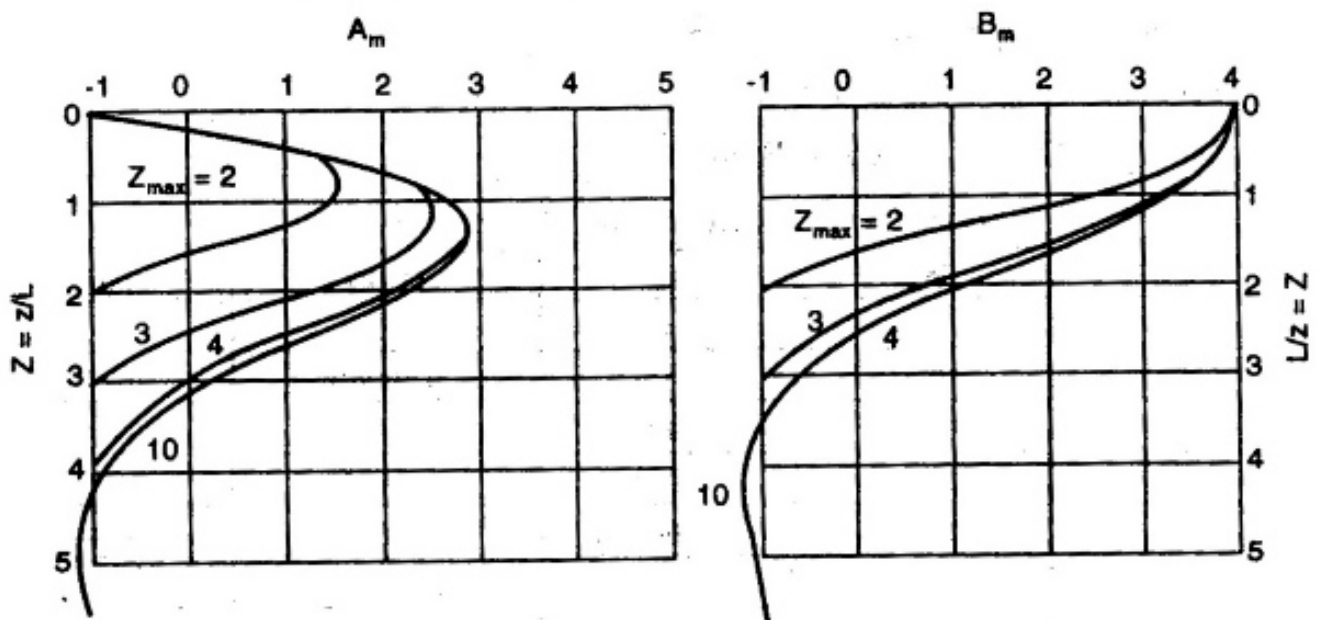
Moment $M_y(z) = A_m Q_o T + B_m M_o \quad (4.48)$

Bảng 4.4: Giá trị A_i và B_i để tính toán cho cọc dài $L/T > 5$

$Z=z/T$	A_y	A_θ	A_m	A_v	A_p	B_y	B_θ	B_m	B_v	B_p
0	2,435	-1,623	0,000	1,000	-0,000	1,623	-1,750	1,000	0,000	0,000
0,1	2,273	-1,618	0,100	0,989	-0,227	1,453	-1,650	1,000	-0,007	-0,145
0,2	2,112	-1,603	0,198	0,956	-0,422	1,293	-1,550	0,999	-0,028	-0,259
0,3	1,952	-1,578	0,291	0,906	-0,586	1,143	-1,450	0,994	-0,058	-0,343
0,4	1,796	-1,545	0,379	0,840	-0,718	1,003	-1,351	0,987	-0,095	-0,401
0,5	1,644	-1,503	0,459	0,764	-0,822	0,873	-1,253	0,976	-0,137	-0,436
0,6	1,496	-1,454	0,532	0,677	-0,897	0,752	-1,156	0,960	-0,181	-0,451
0,7	1,353	-1,397	0,595	0,585	-0,947	0,642	-1,061	0,939	-0,226	-0,449
0,8	1,216	-1,335	0,649	0,489	-0,973	0,540	-0,968	0,914	-0,270	-0,432
0,9	1,086	-1,268	0,693	0,392	-0,977	0,448	-0,878	0,885	-0,312	-0,403
1,0	0,962	-1,197	0,727	0,295	-0,962	0,364	-0,792	0,852	-0,350	-0,364
1,2	0,738	-1,047	0,767	0,109	-0,885	0,223	-0,629	0,775	-0,414	-0,268
1,4	0,544	-0,893	0,772	-0,056	-0,761	0,112	-0,482	0,688	-0,456	-0,157
1,6	0,381	-0,741	0,746	-0,193	-0,609	0,029	-0,354	0,594	-0,477	-0,047
1,8	0,247	-0,596	0,696	-0,298	-0,445	-0,030	-0,245	0,498	-0,476	0,054
2,0	0,142	-0,464	0,628	-0,371	-0,283	-0,070	-0,155	0,404	-0,456	0,140
3,0	-0,075	-0,040	0,225	-0,349	0,226	-0,089	0,057	0,059	-0,213	0,368
4,0	-0,050	0,052	0,000	-0,106	0,201	-0,028	0,049	-0,042	0,017	0,112
5,0	-0,009	0,025	-0,033	0,015	0,046	0,000	-0,011	-0,026	0,029	-0,002



Hệ số A_y và B_y theo giá trị $L/T = Z_{max}$



Hệ số A_m và B_m theo giá trị $L/T = Z_{max}$

Ví dụ 4.5. Tính moment uốn M dọc theo cọc và chuyển dịch ngang của cọc ở cao trình mặt đất và cao trình lực ngang H tác động của một cọc bê tông cốt thép. Cọc có đường kính $d = 0,8\text{m}$

Chiều dài cọc chôn trong đất, $l = 10\text{m}$, cao trình lực ngang tác động, $l_0 = 2\text{m}$. Module đàn hồi của bê tông $E_b = 2,8 \cdot 10^6 \text{ T/m}^2$. Lực ngang $H = 4,15 \text{ T}$. Nền đất là cát hạt trung độ chặt trung bình.

Giải. Moment quán tính tiết diện ngang của cọc

$$I = \frac{\pi d^4}{64} = \frac{3,14 \times 0,8^4}{64} = 2 \times 10^{-2} \text{ m}^4$$

Độ cứng tiết diện ngang của cọc

$$E_b I = 2,8 \cdot 10^6 \times 2 \times 10^{-2} \text{ Tm}^2 = 5,6 \times 10^4 \text{ Tm}^2$$

Chiều rộng quy ước b_c của cọc

$$b_c = d + 1m = 1,8 \text{ m}$$

(Theo TCXD 205, khi $d \geq 0,8m$ thì $b_c = d + 1m$ và khi $d < 0,8 \text{ m}$ thì $b_c = 1,5d + 0,5m$)

Nền đất là cát hạt trung độ chặt trung bình có hệ số tỷ lệ $K = 650T/m^4$

$$\text{Hệ số biến dạng } \alpha_{bd} = \sqrt[5]{\frac{Kb_c}{E_b I}} = \sqrt[5]{\frac{650 \times 1,8}{5,6 \times 10^4}} = 0,461 \text{ m}^{-1} \Rightarrow T = 1/\alpha_{bd}$$

Chiều tính đối của phần cọc trong đất

$$l_e = \alpha_{bd} l = l/T = 0,461 \times 10m = 4,61$$

trong đó z_e - chiều sâu tính đối, $z_e = \alpha_{bd} z = z/T$

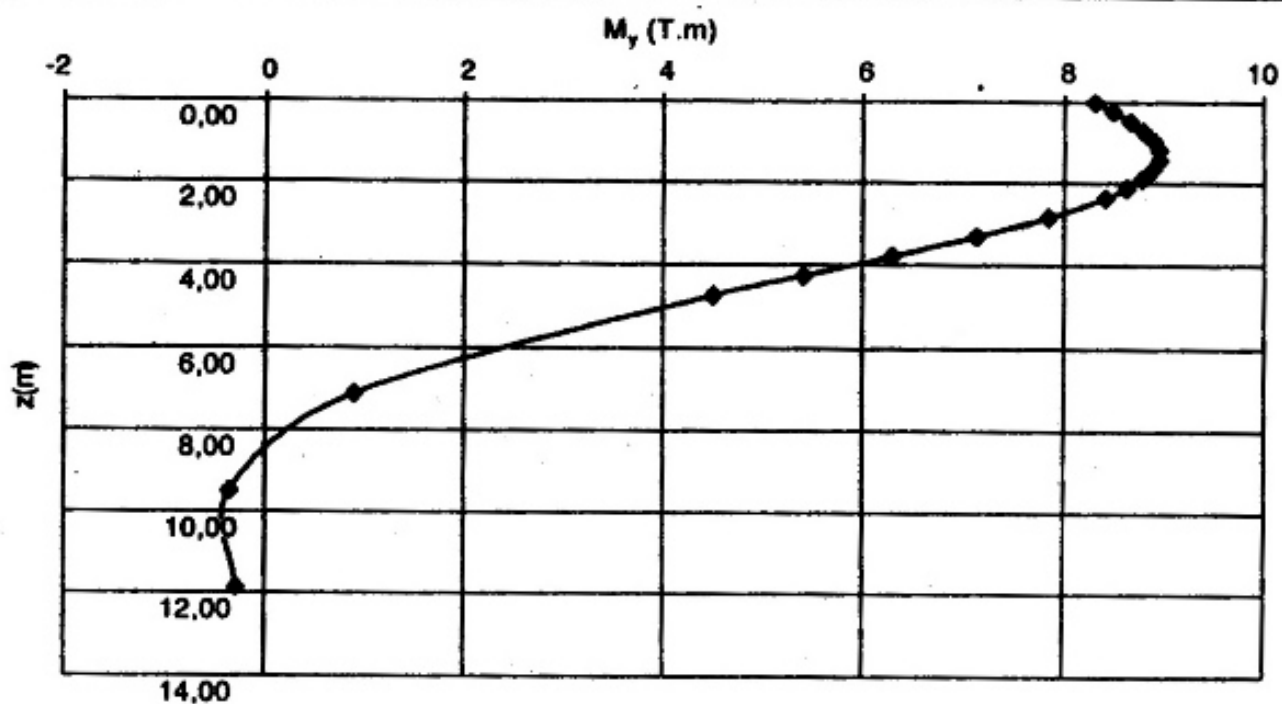
Áp lực ngang của đất lên cọc $\sigma_y(z) = A_p Q_o/T + B_p M_o/T^2$

Lực cắt $V(z) = A_v Q_o + B_v M_o/T$

Moment $M(z) = A_m Q_o T + B_m M_o$

Bảng tính moment uốn M_y dọc thân cọc

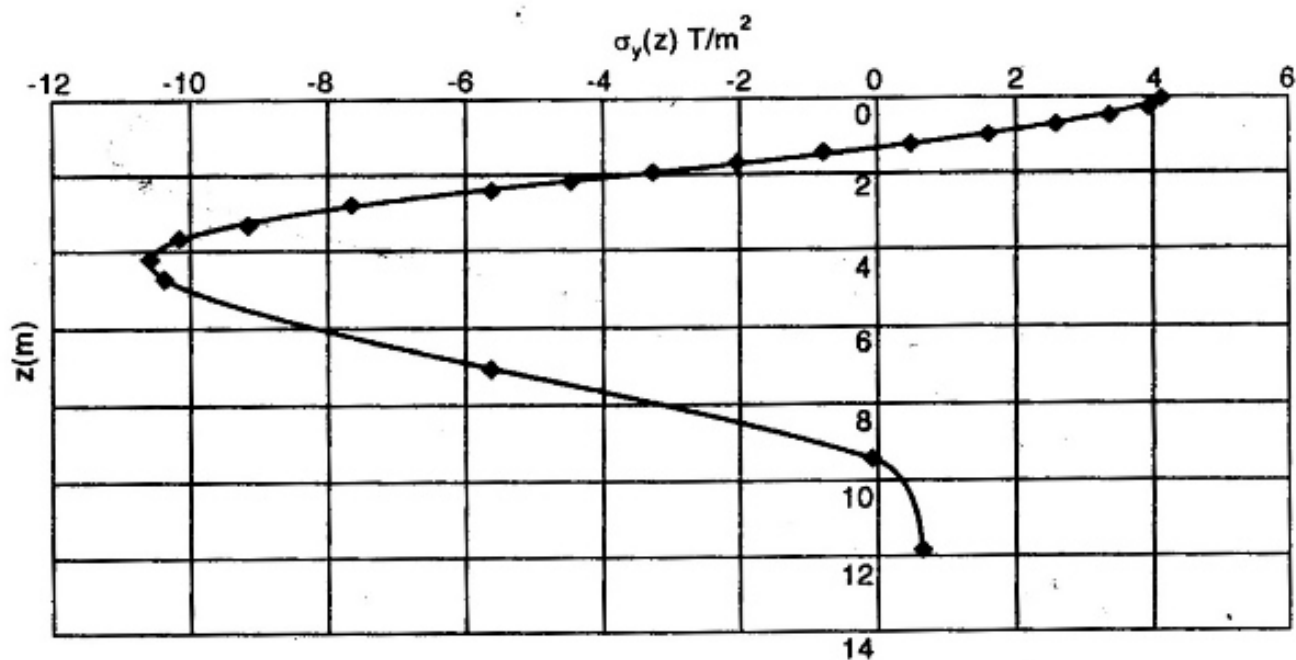
z_e	A_m	B_m	$M_y(z)$	$z \text{ (m)}$
0	0	1	8,3	0
0,1	0,1	1	8,48343	0,237
0,2	0,198	0,999	8,654891	0,474
0,3	0,291	0,994	8,783981	0,711
0,4	0,379	0,987	8,8873	0,948
0,5	0,459	0,976	8,942744	1,185
0,6	0,532	0,96	8,943848	1,422
0,7	0,595	0,939	8,885109	1,659
0,8	0,649	0,914	8,776661	1,896
0,9	0,693	0,885	8,61667	2,133
1	0,727	0,852	8,405136	2,370
1,2	0,767	0,775	7,839408	2,844
1,4	0,772	0,688	7,12648	3,318
1,6	0,746	0,594	6,298588	3,791
1,8	0,696	0,498	5,410073	4,265
2	0,628	0,404	4,50514	4,739
3	0,225	0,059	0,902418	7,109
4	0	-0,042	-0,3486	9,479
5	-0,033	-0,026	-0,27633	11,848



Biểu đồ moment của cọc chịu tải ngang

Bảng tính lực cắt $V(z)$ dọc thân cọc

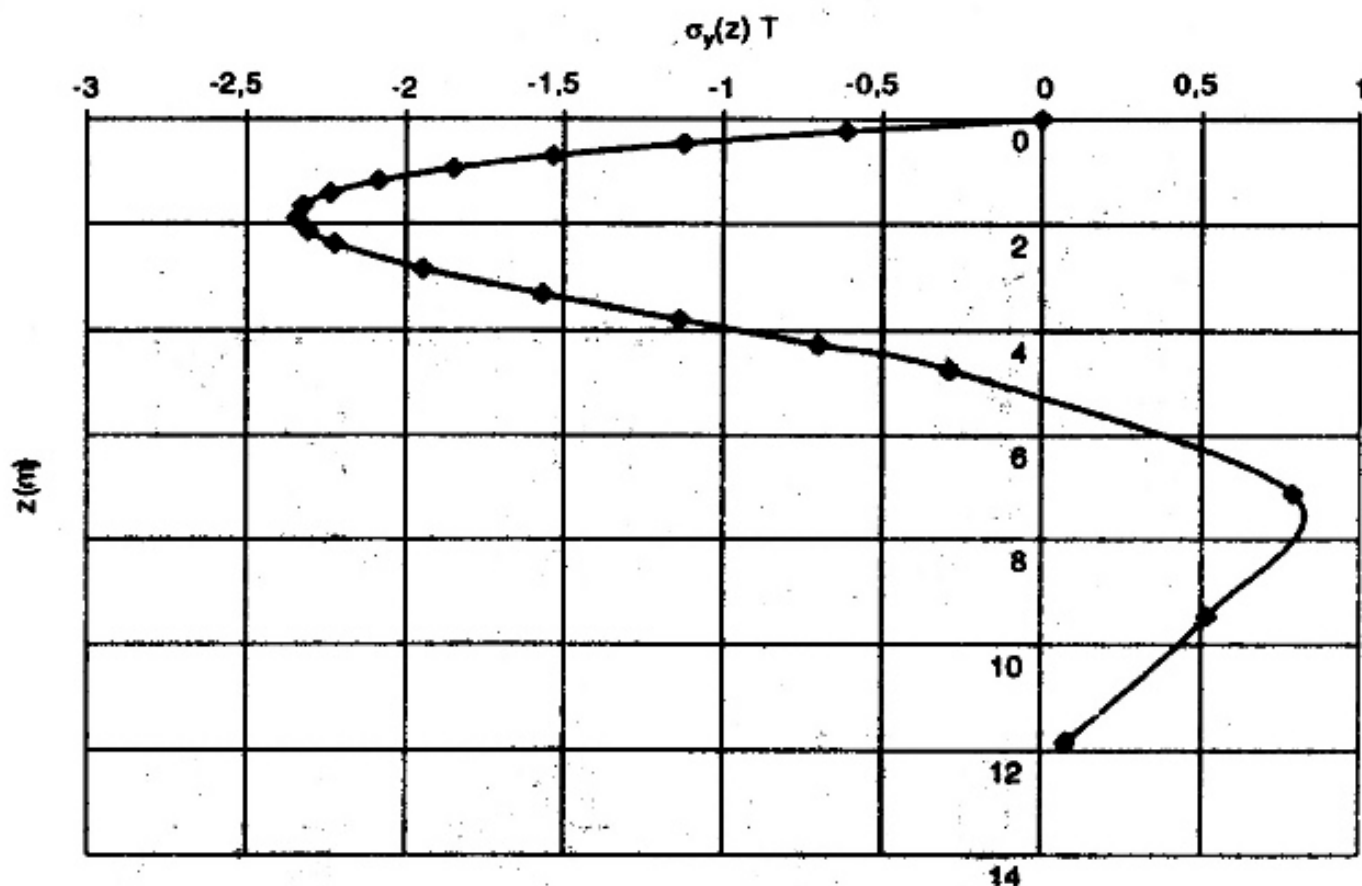
z_s	A_s	B_s	$V_y(z)$	z
0	1	0	4,15	0
0,1	0,989	-0,007	3,96672	0,236967
0,2	0,956	-0,028	3,416689	0,473934
0,3	0,906	-0,058	2,619142	0,7109
0,4	0,84	-0,095	1,617517	0,947867
0,5	0,764	-0,137	0,47605	1,184834
0,6	0,677	-0,181	-0,7504	1,421801
0,7	0,585	-0,226	-2,01727	1,658768
0,8	0,489	-0,27	-3,28108	1,895735
0,9	0,392	-0,312	-4,50969	2,132701
1	0,295	-0,35	-5,65964	2,369668
1,2	0,109	-0,414	-7,6903	2,843602
1,4	-0,056	-0,456	-9,20112	3,317536
1,6	-0,193	-0,477	-10,1827	3,791469
1,8	-0,298	-0,476	-10,5988	4,265403
2	-0,371	-0,456	-10,5084	4,739336
3	-0,349	-0,213	-5,63769	7,109005
4	-0,106	0,017	-0,10554	9,478673
5	0,015	0,029	0,632629	11,84834



Biểu đồ lực cắt của cọc chịu tải ngang

Bảng tính ứng suất σ_y theo phương ngang của mặt bên của cọc

z_0	A_0	B_0	$\sigma_y(z)$	(z)
0	0	0	0	0
0,1	-0,227	-0,145	-0,61187	0,236967
0,2	-0,422	-0,259	-1,12188	0,473934
0,3	-0,586	-0,343	-1,53325	0,7109
0,4	-0,718	-0,401	-1,85015	0,947867
0,5	-0,822	-0,436	-2,08402	1,184834
0,6	-0,897	-0,451	-2,23754	1,421801
0,7	-0,947	-0,449	-2,32215	1,658768
0,8	-0,973	-0,432	-2,34255	1,895735
0,9	-0,977	-0,403	-2,30669	2,132701
1	-0,962	-0,364	-2,22278	2,369668
1,2	-0,885	-0,268	-1,94603	2,843602
1,4	-0,761	-0,157	-1,5648	3,317536
1,6	-0,609	-0,047	-1,13601	3,791469
1,8	-0,445	0,054	-0,69951	4,265403
2	-0,283	0,14	-0,28868	4,739336
3	0,226	0,268	0,791924	7,109005
4	0,201	0,112	0,517558	9,478673
5	0,046	-0,002	0,077604	11,84834



Biểu đồ áp lực ngang của cọc chịu tải ngang

6. Tóm tắt lời giải Broms

Từ nhiều thực nghiệm Broms đưa ra tóm tắt ứng xử cọc chịu tải ngang gồm loại đầu cọc ngàm vào đài cứng và đầu cọc tự do và các đặc điểm khác như trong hai H.4.15 và H.4.16

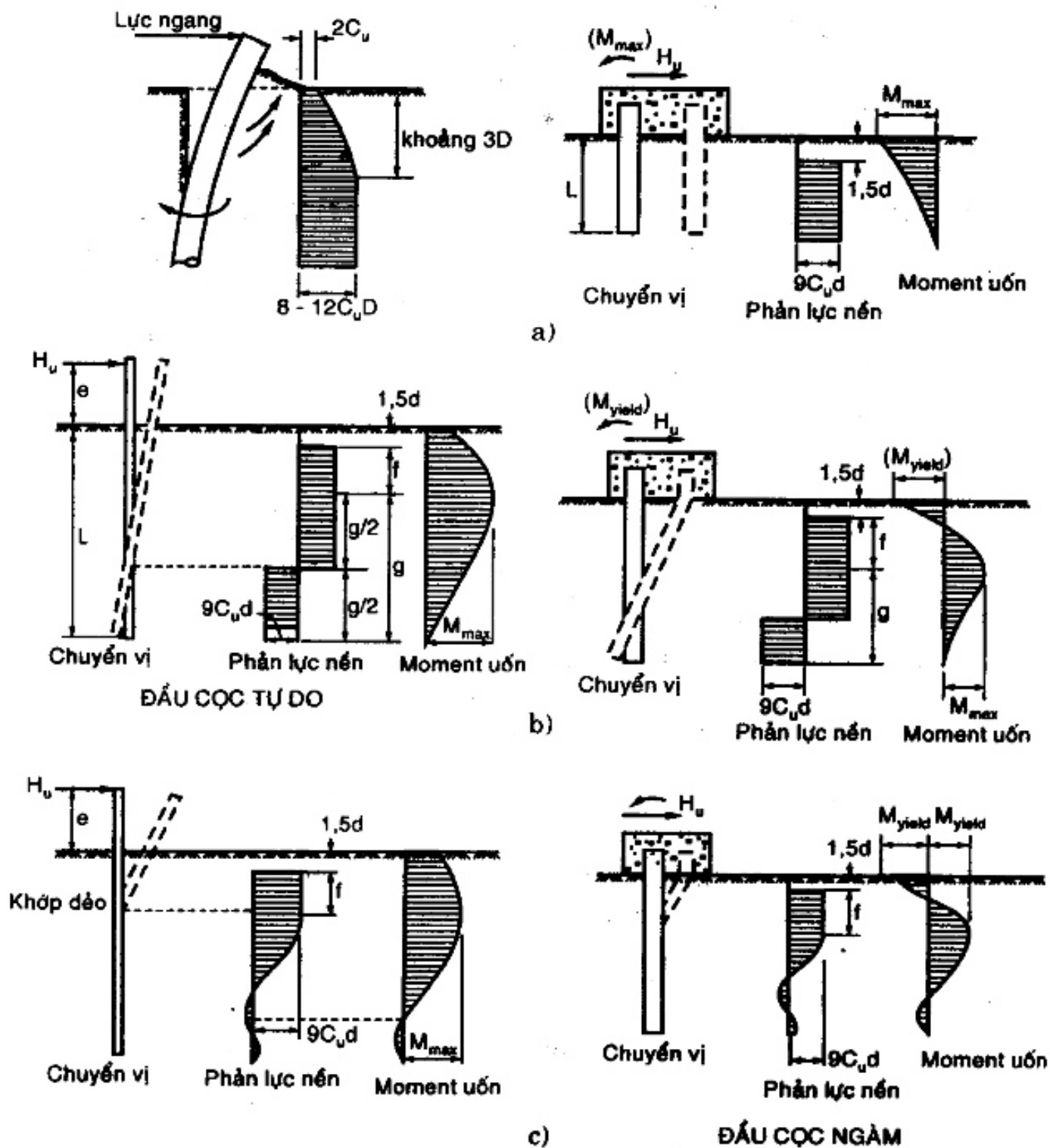
Các trường hợp đầu cọc tự do, moment uốn cực đại gây thõ căng trong thân cọc phía áp lực đất nền chủ động.

Trường hợp cọc rất ngắn – đầu cọc ngàm có moment uốn cực đại tại đầu cọc gây thõ căng trong thân cọc phía áp lực đất nền bị động.

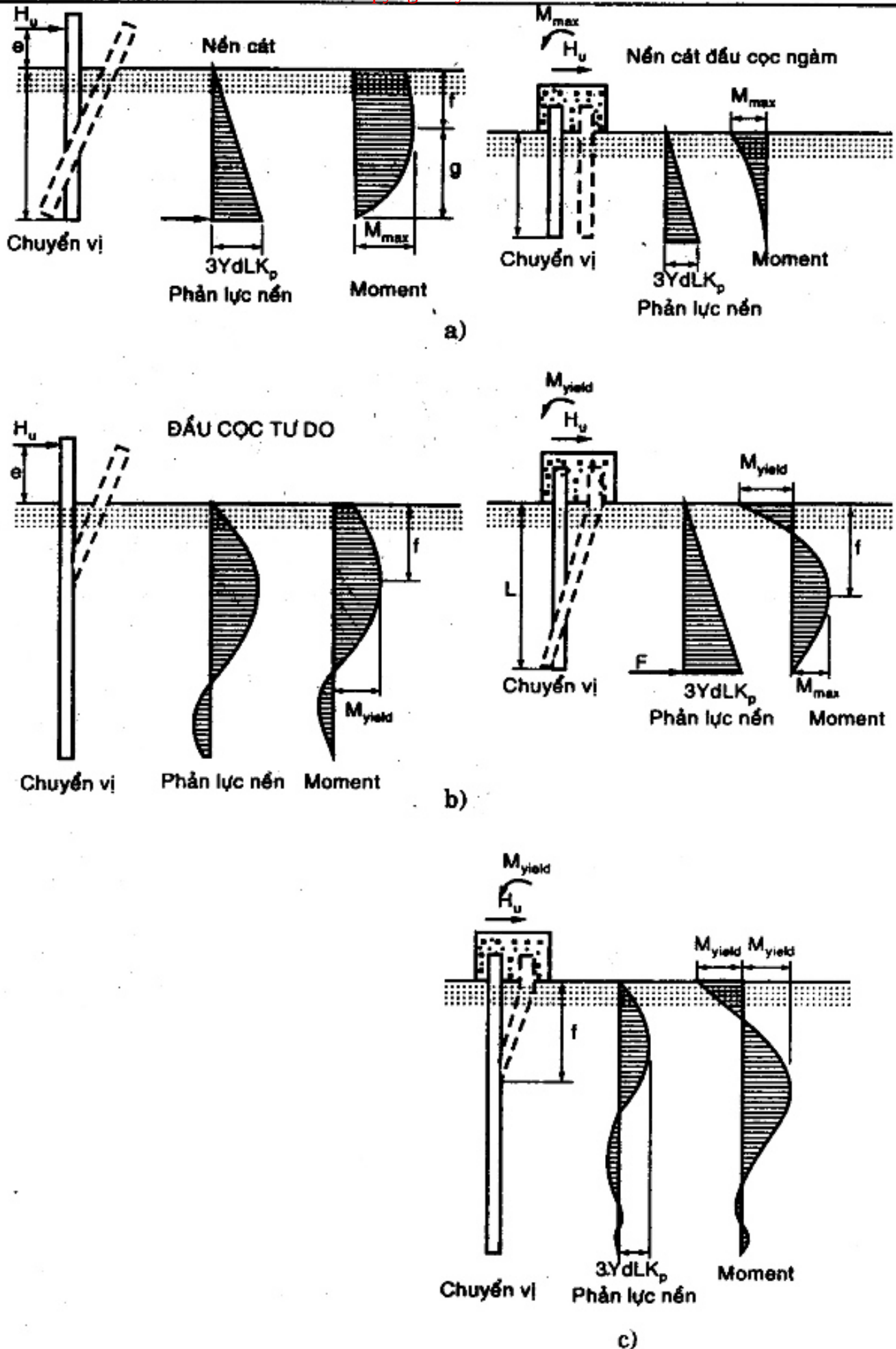
Trường hợp cọc ngắn và dài – đầu cọc ngàm có giá trị moment về hai hướng gần tương đương.

Các trường hợp cọc chịu tải ngang đóng trong nền cát có đặc điểm moment gần giống như nền sét, nhưng áp lực đất lên cọc thay đổi theo chiều sâu.

Tất cả các thực nghiệm đều cho thấy các cọc dài chịu tải ngang, có khớp dẻo, moment uốn trong cọc sau khi đạt cực đại đều có khuynh hướng giảm nhanh theo chiều sâu. Từ đây, nếu khi tính toán cọc dài mà moment không tắt dần theo chiều sâu thì cần nghĩ đến lời giải của bài toán bị sai, có thể sai do việc chọn các điều kiện biên không hợp lý.



Hình 4.15: Sơ đồ tính cọc chịu tải ngang trong đất sét



Hình 4.16: Sơ đồ tính cọc chịu tải ngang trong đất rời

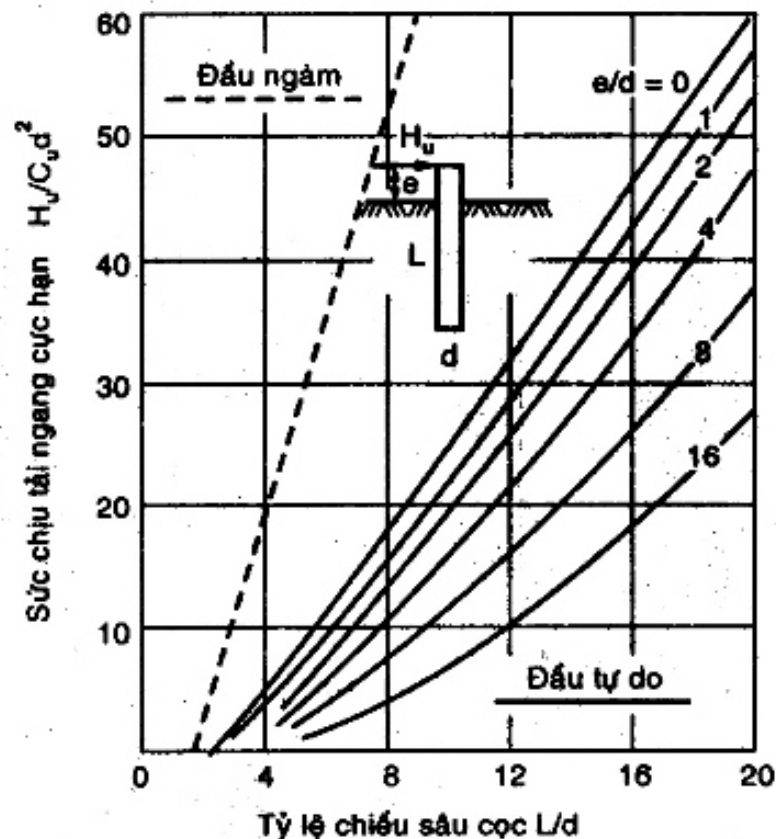
Cách tính toán cọc chịu uốn của Broms tóm tắt gồm hai loại nền chính

- Nền gánh đỡ cọc là đất “sét” chỉ có sức chống cắt không thoát nước $c_u \neq 0, \varphi_u = 0$

- Nền gánh đỡ cọc là đất “rời” chỉ có sức chống cắt thoát nước $c' = 0, \varphi' \neq 0$ được trình bày ngắn gọn như dưới đây.

Trong nền sét

a) Sức chịu tải ngang cực hạn trường hợp đầu cọc tự do



Hình 4.17: Biểu đồ tính H_u theo L/d trong đất dính

Cọc ngắn (như trong H.4.17 – trường hợp đầu cọc tự do của H.4.12)

$$H_u = \frac{2,25dg^2c_u}{(e + 1,5d + 0,5f)} \quad (4.49)$$

trong đó
$$f = \frac{H_u}{9c_u d} \quad (4.50)$$

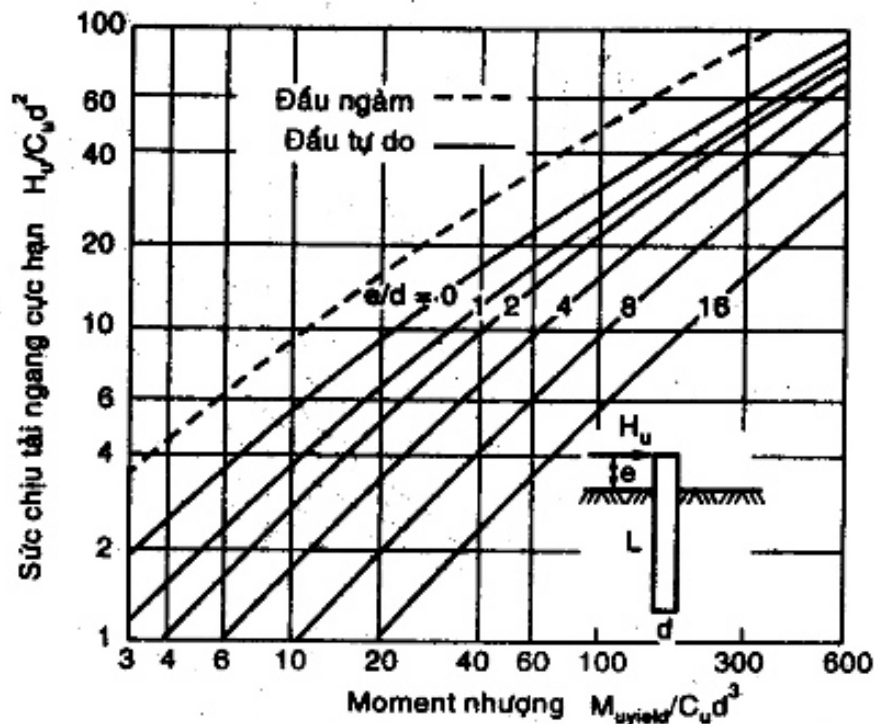
và
$$L = 1,5d + f + g$$

Nếu $M_{yield} \leq 2,25dg^2c_u$ thì cọc có điểm khớp dẻo và là cọc dài

Cọc dài (như trong H.4.18 – trường hợp đầu cọc tự do của H.4.12)

$$H_u = \frac{M_{yield}}{(e + 1,5d + 0,5f)} \quad (4.51)$$

b) Sức chịu tải ngang cực hạn trường hợp đầu cọc ngàm

Hình 4.18: Biểu đồ tính M_{yield}

Kiểm tra nếu $M_{yield} > H_u(0,5L + 0,75d)$ thì là cọc ngắn. Nếu không thì là cọc dài vừa hoặc là cọc dài

Và nếu $M_{yield} > 2,25c_u d g^2$ thì là cọc dài vừa, nếu không là cọc dài

Tải ngang cực hạn được tính theo các công thức sau

• Cọc ngắn – đầu ngàm $H_u = 9c_u d(L - 1,5d)$ (4.52)

• Cọc dài vừa – đầu ngàm $H_u = \frac{2,25c_u d g^2 + M_{yield}}{1,5d + 0,5f}$ (4.53)

• Cọc dài vừa – đầu ngàm $H_u = \frac{2M_{yield}}{1,5d + 0,5f}$ (4.54)

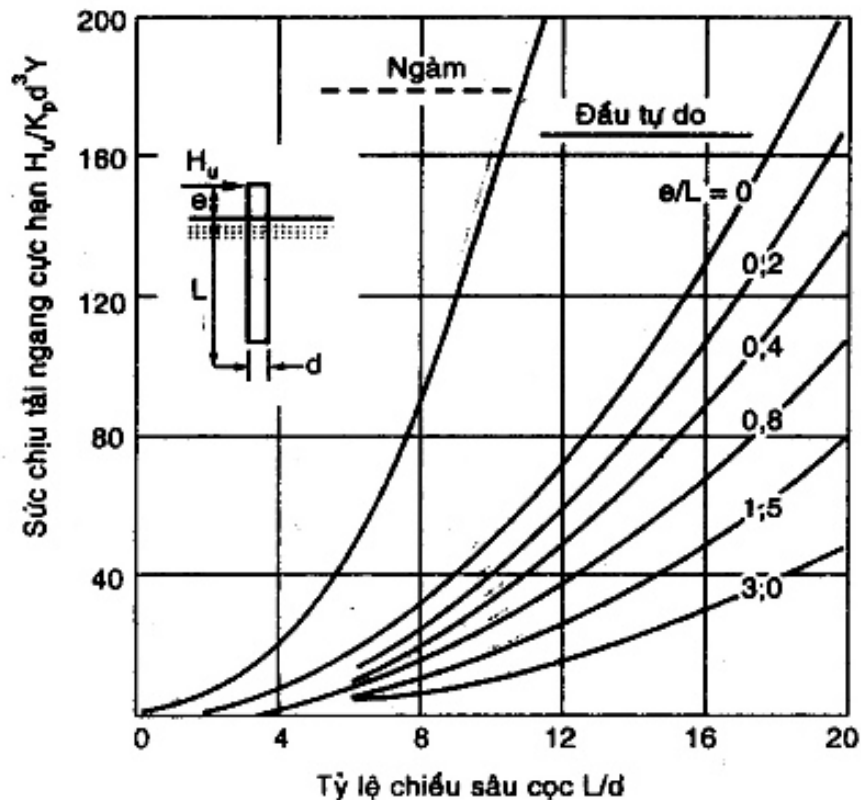
Trong nền cát

a) Sức chịu tải ngang cực hạn trường hợp đầu cọc tự do

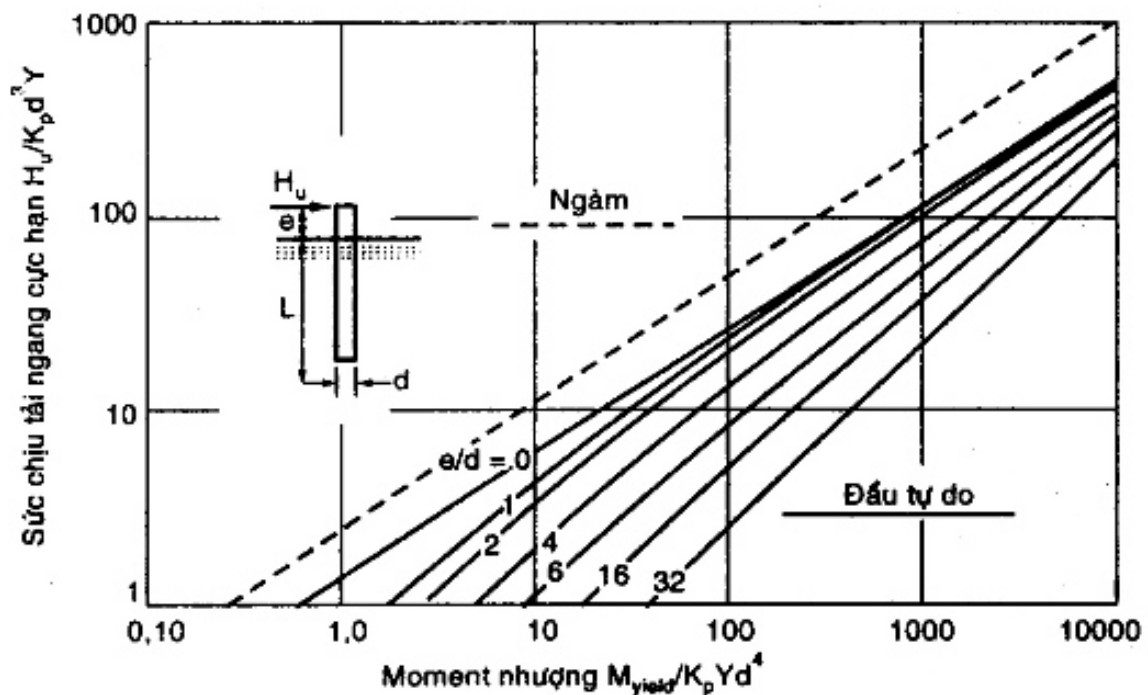
- Cọc ngắn $H_u = \frac{0,5 \gamma d K_p L^3}{e + L}$ (4.55)

- Cọc dài $H_u = \frac{M_{yield}}{e + 0,67f}$ (4.56)

trong đó $f = 0,82 \sqrt{\frac{H_u}{\gamma d K_p}}$ (4.57)



Hình 4.19: Biểu đồ tính H_u theo L/d trong đất rời



Hình 4.20: Biểu đồ tính M_{yield}

Kiểm tra nếu $M_{yield} > \gamma d K_p L^3$ thì là cọc ngắn. Nếu không thì là cọc dài vừa hoặc là cọc dài.

Và nếu $M_{yield} > \text{moment tại độ sâu } f$, là cọc dài vừa, nếu không là cọc dài

• Cọc ngắn – đầu ngàm $H_u = 1,5 \gamma d K_p L^2$ (4.58)

$$\bullet \text{ Cọc dài vừa – đầu ngàm } H_u = 0,5\gamma_d K_p L^2 + \frac{M_{yield}}{L} \quad (4.59)$$

$$\bullet \text{ Cọc dài vừa – đầu ngàm } H_u = \frac{2M_{yield}}{e+0,67f} \quad (4.60)$$

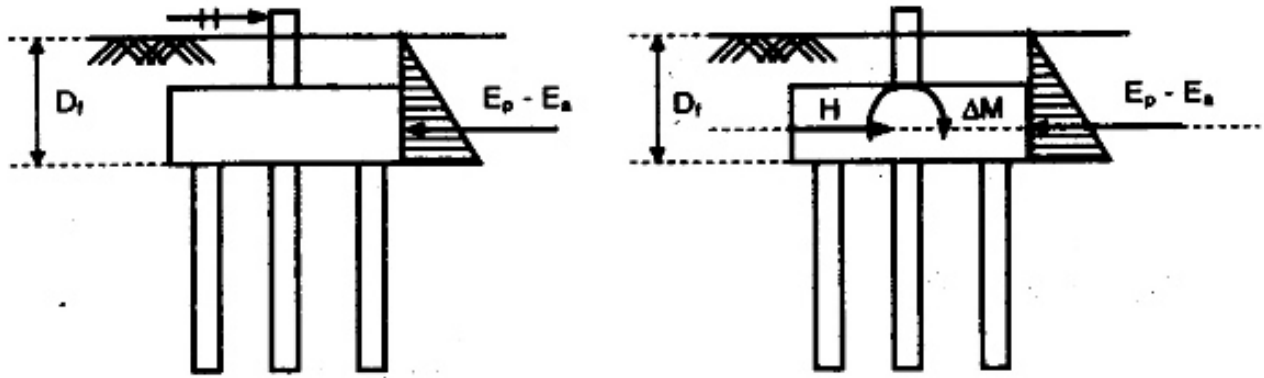
4.5 TÍNH MÓNG CỌC

Móng cọc gồm một bản bê tông liên kết các cọc để cùng gánh đỡ một hoặc nhiều hệ tải đứng ngang và moment ngoại lực. Bản liên kết các cọc được gọi là đài cọc, đài cọc có thể đặt trong nền đất, trên mặt đất hoặc cao hơn mặt đất tùy vào tính năng và đặc điểm công trình. Đài cọc có thể thật cứng (độ cứng EI lớn hơn nhiều so với độ cứng của các cọc bên dưới) cũng có thể là đài mềm cùng biến dạng xoay với cọc nếu có.



Hình 4.21: Thép trong đài cọc và đài cọc dưới hai cột

Cũng có định nghĩa móng cọc khi các cọc chỉ chịu tải trọng thẳng đứng được gọi là móng cọc đài thấp khi đài cọc được chôn trong đất và độ chôn sâu của nó thỏa điều kiện sau lực ngang tác động ở đáy công trình cân bằng với áp lực đất tác động lên đài cọc.



Hình 4.22: Sơ đồ tải và áp lực đất tác động lên đài cọc theo phương ngang

$$H \leq \frac{1}{2} \left(\frac{K_p}{FS} - K_a \right) \gamma b_h D_f^2 \Rightarrow D_f \geq \sqrt{\frac{2H}{\left(\frac{K_p}{FS} - K_a \right) \gamma b_h}} \quad (4.61)$$

với Φ , γ - góc ma sát trong và trọng lượng riêng của đất từ đáy đài trở lên mặt đất

D_f - độ sâu chôn đáy đài; H - tải ngang tác động lên móng

b_h - cạnh của đáy đài theo phương thẳng góc với tải ngang H

K_p - hệ số áp lực bị động của đất, nên tính toán với hệ số an toàn $FS = 3$ vì áp lực sau đài chưa đạt trạng thái bị động

K_a - hệ số áp lực chủ động của đất.

Để móng cọc làm việc như móng cọc đài thấp, chiều sâu chôn đài cọc phải lớn hơn giá trị tính được trong công thức (4.61).

Tuy nhiên, khi đất xung quanh đài bị bào mòn hoặc bị đào lên do thi công công trình bên cạnh thì điều kiện cân bằng trên không còn nữa. Do đó, nên kiểm tra khả năng gánh tải ngang của các cọc hạn là sử dụng điều kiện trong công thức (4.61).

Tính móng cọc chỉ chịu tải trọng thẳng đứng gồm các bước sau

- Chọn loại cọc, kích thước cọc, xác định sức chịu tải của cọc, tính số lượng cọc và bố trí các cọc trong móng.
- Kiểm tra tải trọng tác động lên các cọc trong móng.
- Kiểm tra nền đất dưới móng cọc.
- Tính toán đài cọc.

1- Tính số cọc và bố trí cọc

Loại và kích thước cọc thường được lựa chọn theo đặc điểm địa chất nơi xây dựng, các loại cọc đang hiện hữu trên thị trường trong khu vực cũng như các phương tiện thi công hạ cọc, và một số điều kiện khác như: hình dáng và kích thước đáy công trình, giá thành loại cọc, ...

Sau khi lựa chọn được kích thước cọc, sức chịu tải của một cọc được tính theo các phương pháp và các công thức trên, giá trị nhỏ nhất tính được sẽ được chọn để đưa vào tính sơ bộ móng cọc. Sức chịu tải của cọc sẽ được hiệu chỉnh sau khi tiến hành thí nghiệm nén tĩnh và động.

Tính số lượng cọc

Số lượng cọc có thể được ước lượng theo công thức sau

$$n = \kappa \frac{N}{Q_a} \quad (4.62)$$

với n - số cọc trong móng; N - tải trọng thẳng đứng

Q_a - sức chịu tải tính toán của một cọc

κ - hệ số xét đến ảnh hưởng của moment tác động lên móng cọc, lấy từ 1 đến 1,5 tùy giá trị moment M .

Bố trí cọc

Các cọc có thể được bố trí theo mạng lưới tam giác đều hoặc ô vuông, khoảng cách các cọc, ở cao trình đáy đài không được nhỏ hơn 1,5 lần đường kính hay cạnh cọc và ở mặt phẳng mũi cọc không được nhỏ hơn 3 lần đường kính hay cạnh cọc. Khi khoảng cách cọc lớn hơn $6d$ ảnh hưởng lẫn nhau của các cọc có thể bỏ qua. Do đó, khoảng cách trong một móng cọc thông thường có thể được bố trí từ $3d$ đến $6d$. Khi tải đứng lệch tâm nhóm cọc hoặc có moment ở đáy công trình có thể bố trí cọc theo sơ đồ phân lực nền sao cho các cọc chịu tải giống nhau.

Hiệu ứng nhóm lên sức chịu tải của cọc, do sự ảnh hưởng lẫn nhau của các cọc trong nhóm nên sức chịu tải của cọc trong nhóm sẽ khác với cọc đơn.

Công thức hiệu ứng nhóm η thường được sử dụng trong tính toán móng cọc của Converse-Labarre có dạng sau

$$\eta = 1 - \theta \left[\frac{(n_1 - 1)n_2 + (n_2 - 1)n_1}{90 n_1 n_2} \right] \quad (4.63)$$

trong đó n_1 - số hàng cọc trong nhóm cọc; n_2 - số cọc trong một hàng

$$\theta(\text{deg}) = \arctg \frac{d}{s} \quad (4.64)$$

với s - khoảng cách hai cọc tính từ tâm; d - đường kính hoặc cạnh cọc.

Ví dụ 4.6. Có 9 cọc được bố trí theo lưới ô vuông, $s = 3d$, sức chịu tải tính toán của mỗi cọc là $Q_a = 900 \text{ kN}$. Tính sức chịu tải của nhóm cọc?

Giải. Hiệu ứng nhóm η của Converse-Labarre

$$\eta = 1 - \theta \left[\frac{(n_1 - 1)n_2 + (n_2 - 1)n_1}{90 n_1 n_2} \right]$$

với $\theta \text{ (deg)} = \arctg \frac{d}{s} = \arctg(1/3) = 18^\circ 435$

$$\eta = 1 - 18,435 \left[\frac{(3-1)3 + (3-1)3}{90 \times 3 \times 3} \right] = 0,72$$

Sức chịu tải của nhóm cọc

$$Q_{nh(ta)} = 9 \times 0,72 \times 900 = 5832 \text{ kN}$$

Trong phương pháp tính toán theo móng khối quy ước như trong các quy phạm VN, thì việc tính toán hiệu ứng nhóm có thể không cần thiết, vì hiệu ứng này đã được xem xét trong hoạt động chung của các cọc và đất trong móng quy ước.

2- Kiểm tra tải trọng tác động lên các cọc trong móng cọc

Theo phương thẳng đứng

Với giả thuyết đài cọc tuyệt đối cứng, tải sẽ phân bố đều hoặc theo quy luật tuyến tính lên tất cả các cọc bên dưới, ngược lại khi đài cọc mềm thì sự phân bố các cọc tùy thuộc vào biến dạng uốn của đài, các cọc ngoài biên sẽ chịu tải ít hơn do đài cọc biến dạng lớn nhất ở tâm.

Khi móng cọc chịu lực lệch tâm, tải tác động lên mỗi cọc trong nhóm không đều nhau và được xác định theo công thức sau

$$P_{(x,y)} = \frac{\sum N}{n} + \frac{M_y}{\sum_{i=1}^n x_i^2} x + \frac{M_x}{\sum_{i=1}^n y_i^2} y \quad (4.65)$$

trong đó $\sum N$ - tổng tải trọng thẳng đứng tác động tại đáy đài cọc

n - số lượng cọc trong móng

M_x - moment của tải ngoài quanh trục x đi qua trọng tâm của các tiết diện cọc tại đáy đài

M_y - moment của tải ngoài quanh trục y đi qua trọng tâm của các tiết diện cọc tại đáy đài

x, y - tọa độ cọc cần xác định tải tác dụng trong tọa trục x, y ở đáy đài

x_i, y_i - tọa độ cọc thứ i trong tọa trục x, y ở đáy đài,

Công thức trên có thể được chứng minh như sau: ứng suất nén trong tiết diện các cọc tại cao trình đáy đài có thể tính theo công thức nén lệch tâm.

$$\sigma_{(x,y)} = \frac{\sum N}{\omega} + \frac{M_y x}{I_y} + \frac{M_x y}{I_x}$$

với $\omega = n.F$ và F - diện tích tiết diện một cọc

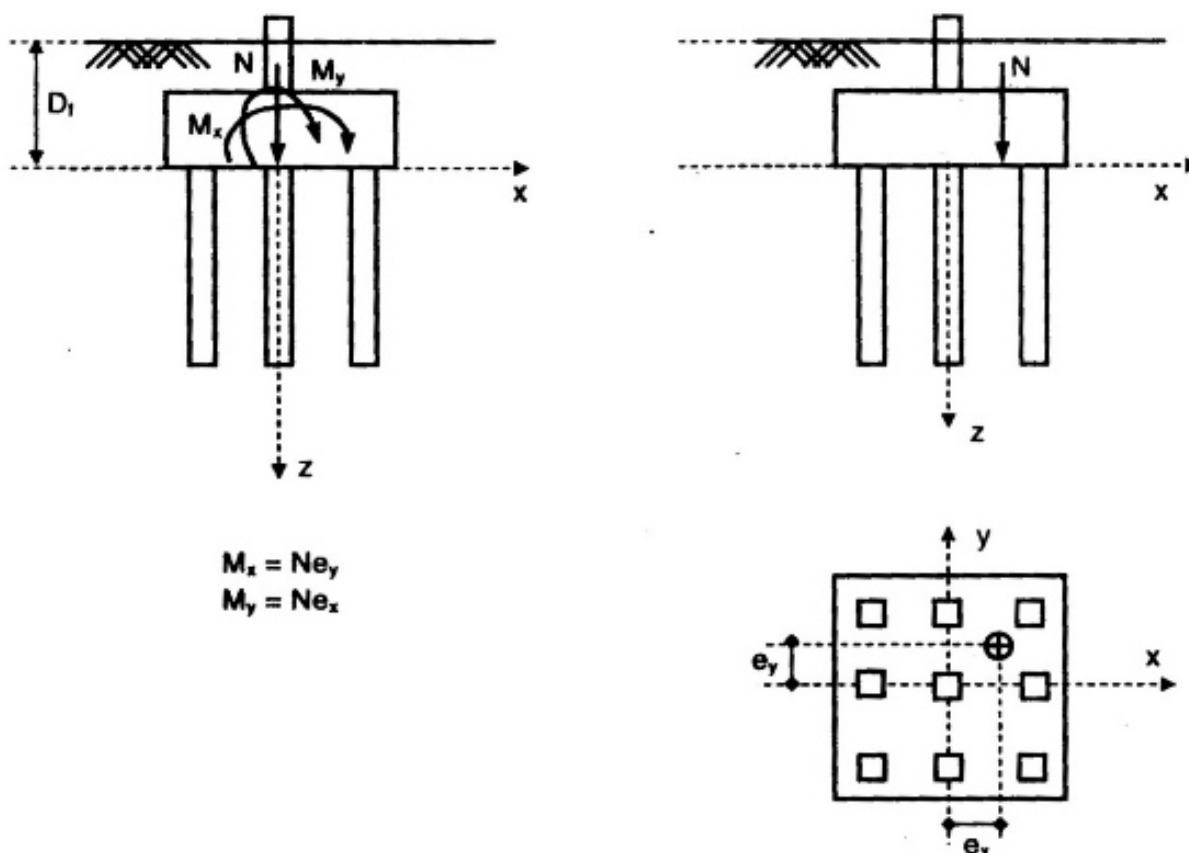
I_y = moment quán tính của tiết diện ω đối với trục y đi qua trọng tâm của cả nhóm cọc.

I_x = moment quán tính của tiết diện ω đối với trục x đi qua trọng tâm của cả nhóm cọc.

$$I_y = \sum_{i=1}^n (I_o + Fx_i^2); \quad I_x = \sum_{i=1}^n (I_o + Fy_i^2)$$

và I_o - moment quán tính của mỗi tiết diện cọc so với trục đi qua trọng tâm của chính nó có giá trị rất nhỏ so với Fx_i^2 hoặc với Fy_i^2 . Sau cùng ta có

$$\sigma = \frac{\sum N}{nF} + \frac{M_y x}{F \sum_{i=1}^n x_i^2} + \frac{M_x y}{F \sum_{i=1}^n y_i^2} \Rightarrow P = \sigma F = \frac{\sum N}{n} + \frac{M_y x}{\sum_{i=1}^n x_i^2} + \frac{M_x y}{\sum_{i=1}^n y_i^2} \quad (4.66)$$



Hình 4.23: Sơ đồ phân bố tải đứng và moment lên các cọc

Điều kiện an toàn cho các cọc trong móng cọc như sau

$$P_{\max} \leq P_c \equiv Q_a \quad (4.67)$$

$$P_{\min} \leq P_n \quad (4.68)$$

trong đó $P_{\max}$ - lực tác động lên cọc lớn nhất

$P_{\min}$ - lực tác động nhỏ nhất lên cọc có thể là lực nhỏ

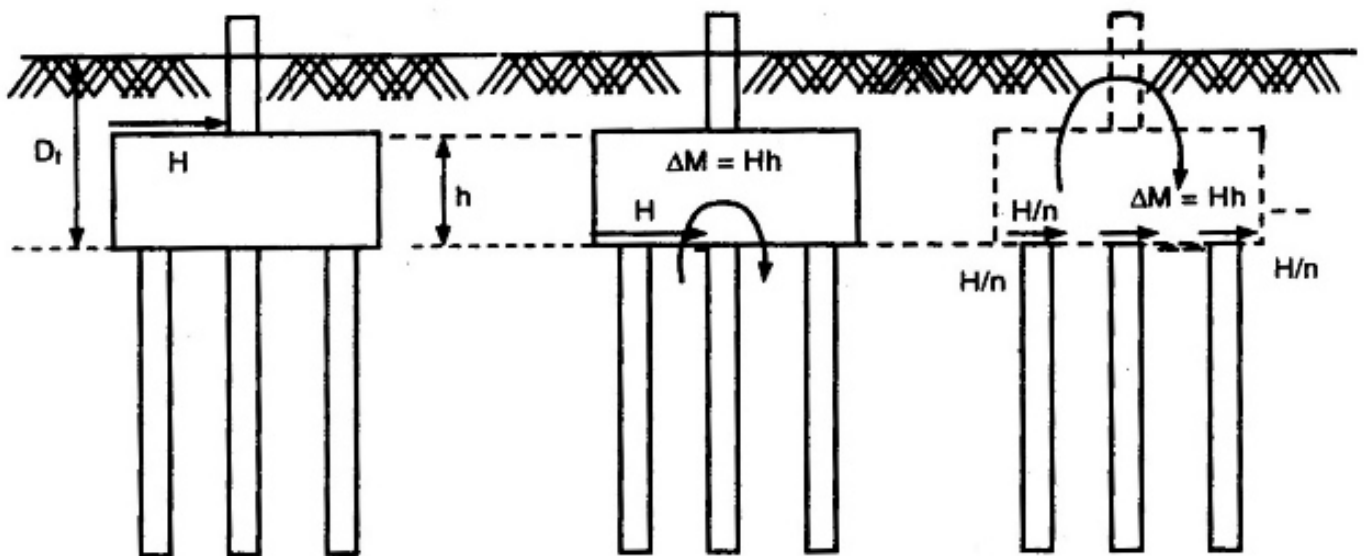
Q_a - sức chịu tải nén an toàn của cọc

P_n - sức chịu nhỏ an toàn của cọc.

Cân bằng tải ngang tác động

Khi móng cọc có chịu tải ngang H , với móng cọc dài cũng có thể phân chia đều tải ngang lên vị trí các đầu cọc, điều này dẫn đến giá trị moment tác động lên nhóm cọc sẽ tăng thêm một lượng tương ứng với việc dời lực ngang từ vị trí chân cột xuống mặt ngang đáy đài, $\Delta M = Hh$ như trong H.4.24.

Các lực ngang lên mỗi cọc (H/n) này phải nhỏ hơn lực ngang cho phép $[H_{ng}]$ cho bởi quy phạm xây dựng thường có được bằng việc thống kê kết quả các nghiên cứu và đo đạc công trình đã xây dựng trên móng cọc. Cơ sở của phương pháp này là với lực ngang cho phép ứng với chuyển vị ngang của đầu cọc khoảng 1cm, và bản thân cọc chịu một ứng suất kéo bé



Hình 4.24: Sơ đồ phân bố tải trọng ngang lên các cọc trong đài cọc

Phương pháp thứ hai là từ lực ngang (H/n) tác động lên đầu cọc, tiến hành tính toán chuyển vị ngang, moment và lực cắt dọc theo chiều dài cọc theo lý thuyết cọc chịu tải ngang đặt trong đất nền hoặc theo mô hình đàn hồi, hoặc theo mô hình đàn hồi-dẻo, hoặc theo các mô hình đất (môi trường rời) như mô hình CAM-CLAY và các mô hình phát triển từ mô hình CAM-CLAY. Chuyển vị ngang lớn nhất phải nhỏ hơn chuyển vị ngang khống chế bởi điều kiện kỹ thuật của công trình xây dựng, điều kiện này thường được

xem xét là khả năng tăng nội lực trong khung dọc nếu là nhà. Cốt thép trong cọc được tính từ giá trị biểu đồ moment dọc chiều sâu của cọc. Đồng thời phải kiểm tra điều kiện làm việc của đất nền xung quanh cọc, theo hướng dẫn trong phần tính cọc chịu tải ngang.

3. Tính lún một cọc riêng lẻ

Độ lún s của một cọc làm việc riêng lẻ gồm độ co của vật liệu làm cọc s_1 , độ biến dạng nén của đất nền dưới mũi cọc s_2 , độ chuyển vị đứng hoặc phương dọc trục cọc của đất nền xung quanh cọc do ma sát giữa đất và mặt bên cọc s_3 .

$$s = s_1 + s_2 + s_3 \quad (4.69)$$

Độ lún s_1 do biến dạng co của thân cọc được tính như một thanh vừa chịu nén bởi lực Q_{ap} ở hai đầu và lực Q_{as} ma sát xung quanh cọc theo công thức sau

$$s_1 = \frac{(Q_{ap} + \xi Q_{as})L}{AE} \quad (4.70)$$

trong đó A - diện tích tiết diện ngang thân cọc

E - module đàn hồi vật liệu làm cọc; L - chiều dài cọc

ξ - hệ số phụ thuộc vào hình dạng phân bố lực ma sát f_s giữa cọc và đất dọc thân cọc

Nếu f_s phân bố đều hoặc dạng parabol theo chiều sâu thì $\xi = 0,5$

Nếu f_s phân bố tuyến tính theo chiều sâu thì $\xi = 0,67$.

Độ lún s_2 do biến dạng nén của đất nền dưới mũi cọc được tính theo lý thuyết nền đàn hồi như công thức sau:

$$s_2 = \frac{q_{ap} D}{E_o} (1 - \mu_o^2) \alpha \quad (4.71)$$

trong đó $q_{ap} = \frac{Q_{ap}}{A_p}$ - áp lực lên đất nền ở mũi cọc

Q_{ap} - phần tải tác động lên mũi cọc hoặc sức chịu tải an toàn của đất ở dưới mũi cọc

E_o, μ_o - module biến dạng và hệ số Poisson của đất nền dưới mũi cọc

D - đường kính hoặc cạnh cọc

α - hệ số phụ thuộc hình dạng tiết diện ngang mũi cọc trong phương pháp tính lún theo nền đàn hồi.

Độ lún s_3 do chuyển dịch theo phương đứng của đất bởi lực ma sát đất và mặt bên của cọc có thể được tính theo công thức sau

$$s_3 = \left(\frac{Q_{as}}{uL} \right) \frac{D}{E_o} (1 - \mu_o^2) I_s \quad (4.72)$$

trong đó Q_{as} - phần tải tác động lên mặt bên cọc hoặc sức chịu tải an toàn của ma sát đất và cọc

u - chu vi tiết diện ngang cọc

I_s - hệ số ảnh hưởng, Vesic đề nghị công thức tính như sau:

$$I_s = 2 + 0,35 \sqrt{\frac{L}{D}} \quad (4.73)$$

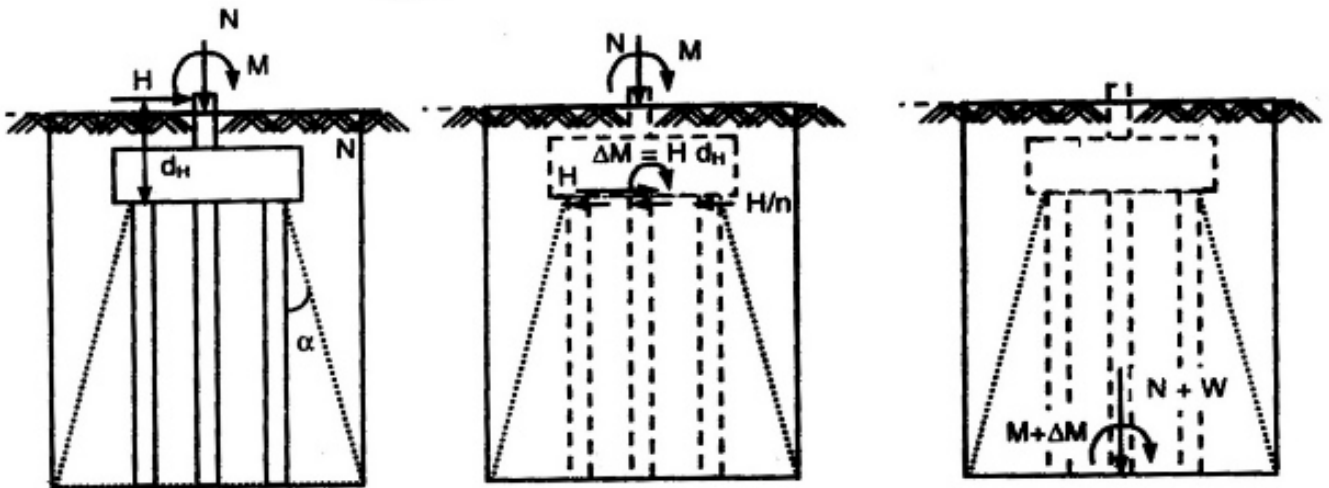
4- Tính lún móng cọc

Cũng như móng nông, độ lún của nền đất dưới móng cọc có thể gây ra những trở ngại của việc sử dụng công trình hoặc phát sinh những nội lực trong kết cấu công trình do lún lệch giữa các móng.

Độ lún của một móng cọc có thể được đại diện bằng độ lún của móng quy ước bao trùm cả nhóm cọc dưới móng. Móng quy ước được xác định bằng cách vẽ một đường thẳng từ mép ngoài của cọc ngoài cùng, hợp với mặt thân cọc một góc ảnh hưởng α với:

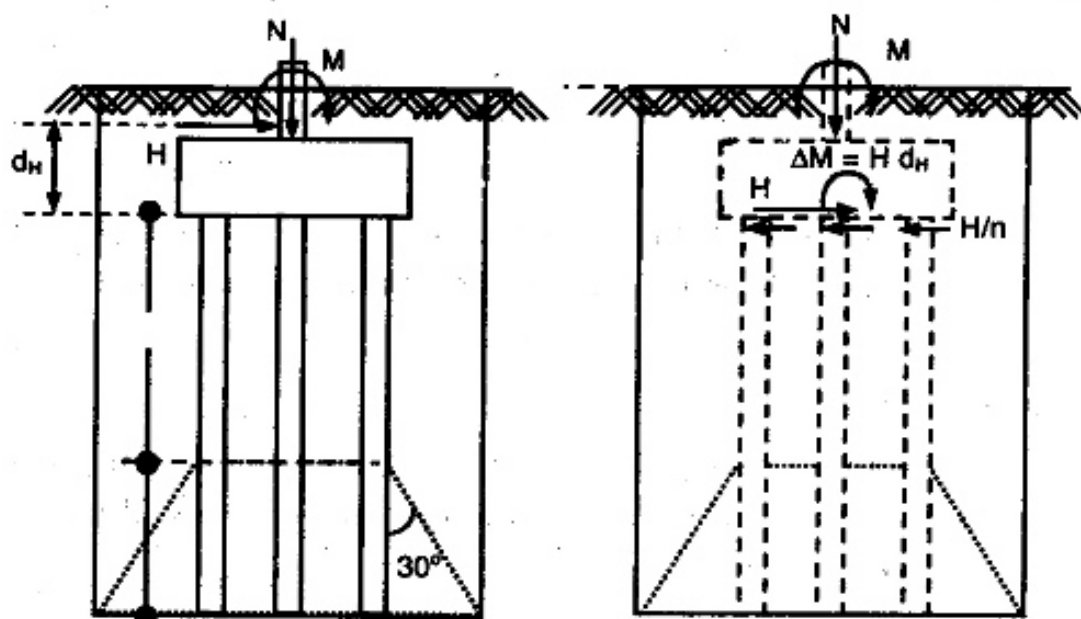
$$\alpha = \varphi_{tb} / 4 \quad (4.74)$$

trong đó
$$\varphi_{tb} = \frac{\sum \varphi_i l_i}{\sum l_i} \quad (4.75)$$



Hình 4.25

Chúng ta cũng có thể xác định kích thước móng khối quy ước theo cách, từ độ sâu 2/3 chiều dài cọc ta vẽ một đường thẳng hợp với mặt đứng của cọc ngoài cùng một góc 30° , đường này cắt mặt phẳng mũi cọc cho kích thước đáy móng khối quy ước.



Hình 4.26: Sơ đồ móng khối quy ước

Sau khi xác định móng khối quy ước ta tính trọng lượng cọc và đất trong móng khối quy ước.

Điều kiện cần để tính lún là phải kiểm tra áp lực đáy móng khối quy ước không được vượt quá sức chịu tải cho phép R^{tc} (hoặc biến dạng của nó là sức chịu tải tính toán theo trạng thái giới hạn biến dạng R_{II}) của đất nền bên dưới đáy móng quy ước, như tính móng nông.

Sau đó, tính toán áp lực gây lún ở đáy móng khối quy ước, và tính lún của móng khối này theo phương pháp tổng phân tố hoặc bất kỳ phương pháp tính lún nào.

Độ lún của móng cọc cũng phải nhỏ hơn độ lún giới hạn S_{gh} để đảm bảo công năng sử dụng của công trình mà nó gánh đỡ. Cũng như phải đảm bảo độ lún lệch giữa các móng nhằm tránh phát sinh nội lực trong kết cấu công trình.

Góc xoay của móng khối quy ước tính toán gần giống như móng nông.

Chú ý, trong quá trình tính góc xoay của móng khối quy ước, không chuyển lực ngang H ở đáy công trình xuống đáy móng khối quy ước, mà cần phải xem xét thật kỹ lực ngang này đã được khử bởi lực nào, (thường thì được khử bởi lực chịu tải ngang của các đầu cọc)

5. Tính kết cấu đài cọc

Bề dày đài

Nhằm đảm bảo đài cọc chỉ có ứng suất nén (đài cọc tuyệt đối cứng), với các nhóm ít hơn 16 cọc, ta có thể chọn bề dày làm việc của đài cọc, h_o , thỏa điều kiện sau

$$b - 2b_m < (b_c + h_o)$$

trong đó b - bề rộng đài cọc; b_c - bề rộng chân cột

b_m - khoảng cách từ mép cọc ngoài cùng đến biên đài cọc.

Hoặc lực gây xuyên thủng do chân cột có thể chọn một cách an toàn bằng với lực chân cột N phải nhỏ hơn lực chống xuyên đài cọc

$$N \leq 0,75(b_c + h_o) \times h_o \times R_k \times 4 \quad (4.76)$$

Cốt thép trong đài

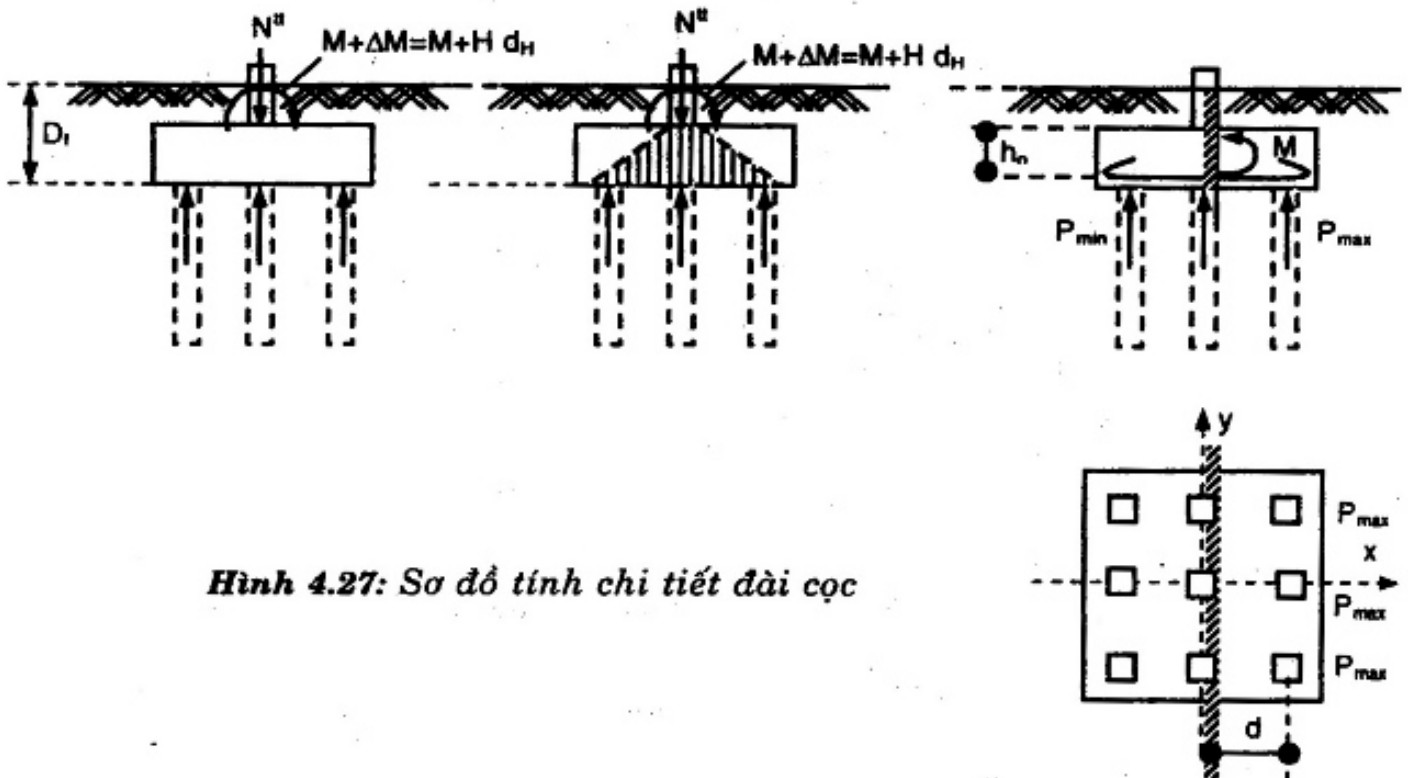
Xét mặt ngàm đi qua chân cột, moment do các cọc nằm bên phải mặt ngàm của hình trên có thể viết, cho trường hợp riêng này, dưới dạng

$$M = 3P_{\max}d \quad (4.77)$$

Diện tích cốt thép cần thiết được tính từ moment M , một cách gần đúng như sau

$$F_a = \frac{M}{0,9R_a h_o} \quad (4.78)$$

Tương tự, chúng ta cũng tính được cốt thép cho mặt ngàm còn lại.



Hình 4.27: Sơ đồ tính chi tiết đài cọc

Ví dụ 4.7. Nếu đất nền gánh chân cột $0,6\text{m} \times 0,6\text{m}$ có tải trọng tác động đúng tâm cột, $N'' = 600\text{T}$. Hãy tính một móng cọc đỡ cột trên, nếu sức chịu tải an toàn một cọc là $Q_a = 219\text{T}$ (cọc chống), kích thước cọc vuông có cạnh là $b_c = 0,35\text{m}$.

Tính kết cấu đài cọc (bề dày đài và lượng cốt thép trong đài)

Giải. Ước lượng số lượng cọc

$$n = \mu (N/P_n) = 1,2(600/219) = 3,3 \text{ cọc, ta chọn 4 cọc}$$

Chọn khoảng cách giữa các cọc là $2d$, vì là cọc chịu mũi, bình đồ của móng cọc có dạng như trong hình vẽ.

Chọn bề dày móng là $0,55\text{m}$, cả bốn cọc đều nằm trong tháp xuyên thùng. Khả năng xuyên thùng không có.

Trọng lượng đất trên đài và đài cọc là:

$$1,35\text{m} \times 1,35\text{m} \times 0,55\text{m} \times 2,5\text{T/m}^3 + 1,35\text{m} \times 1,35\text{m} \times 0,95\text{m} \times 1,8\text{T/m}^3 = 5,6\text{T}$$

Tải tác động lên một cọc

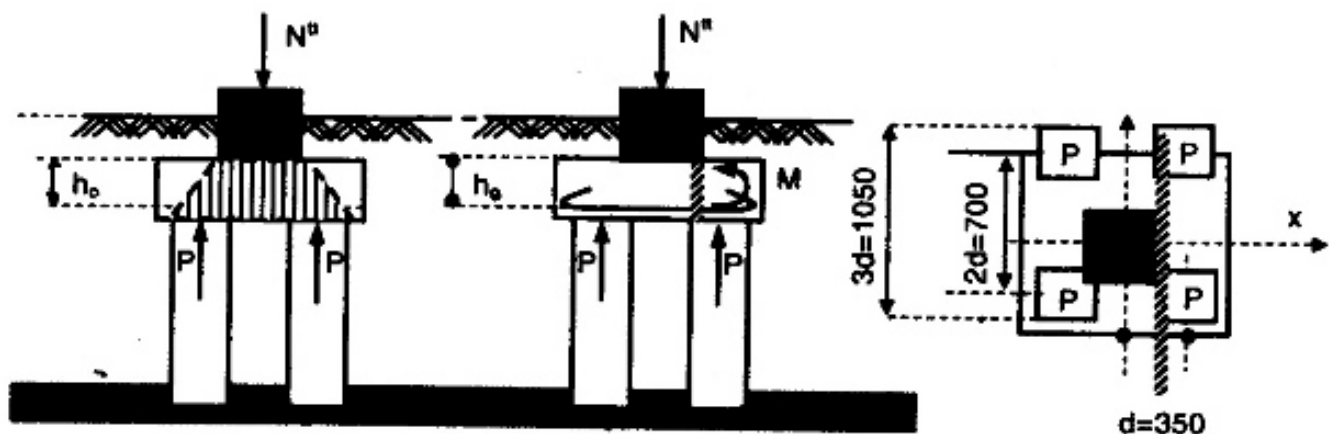
$$P = \frac{600 + 5,6}{4} = 151\text{T}$$

Moment tại mặt ngàm qua chân cọc

$$M = 2 \times 151 \times 0,05 = 15,1 \text{ T.m}$$

Chọn thép có $R_s = 2100 \text{ kg/cm}^2$

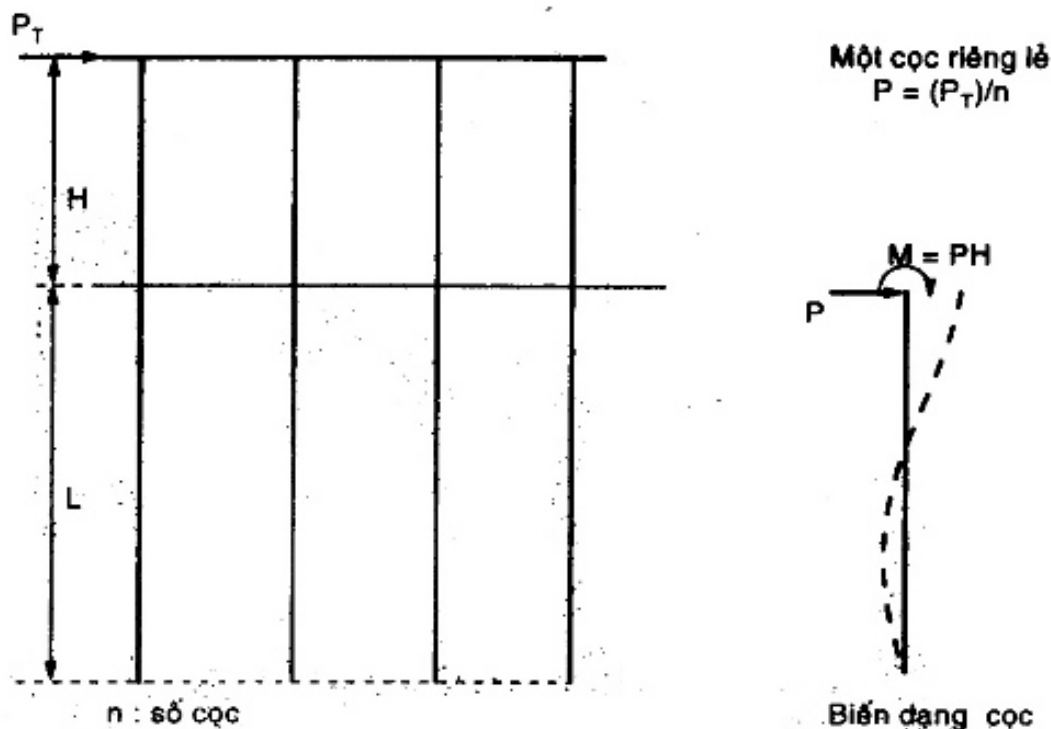
$$F_a = \frac{M}{\gamma R_s h_0} = \frac{15,1 \times 10^5}{0,9 \times 2100 \times 50} = 16\text{cm}^2$$



6- Một số tóm tắt tính toán móng cọc chịu tải ngang

Theo sổ tay thiết kế của Mỹ được tái bản nhiều lần giới thiệu phương pháp tính toán móng cọc chịu tải ngang như sau

a) Móng cọc dài mềm, chiều cao H so với mặt đất



Hình 4.28: Sơ đồ tính móng dài mềm – cao chịu tải ngang

Các bước tính toán

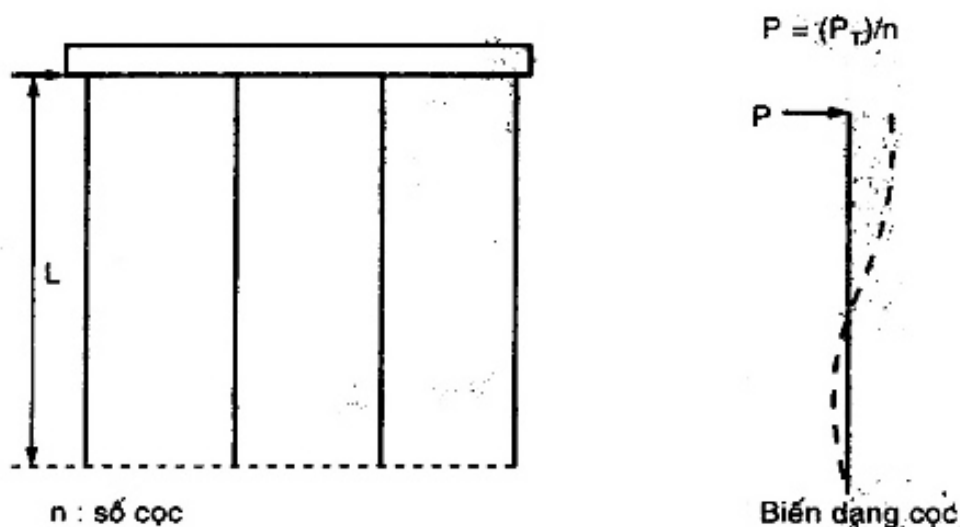
Bước 1. Tính hệ số độ cứng T

Bước 2. lựa chọn đường theo L/T trong H.4.31

Bước 3. Có được các hệ số F_δ , F_M , F_V tại các độ sâu cần thiết

Bước 4. Tính chuyển vị, moment và lực cắt tại độ sâu cần thiết

b) Móng cọc dài cứng đặt ngang mặt đất



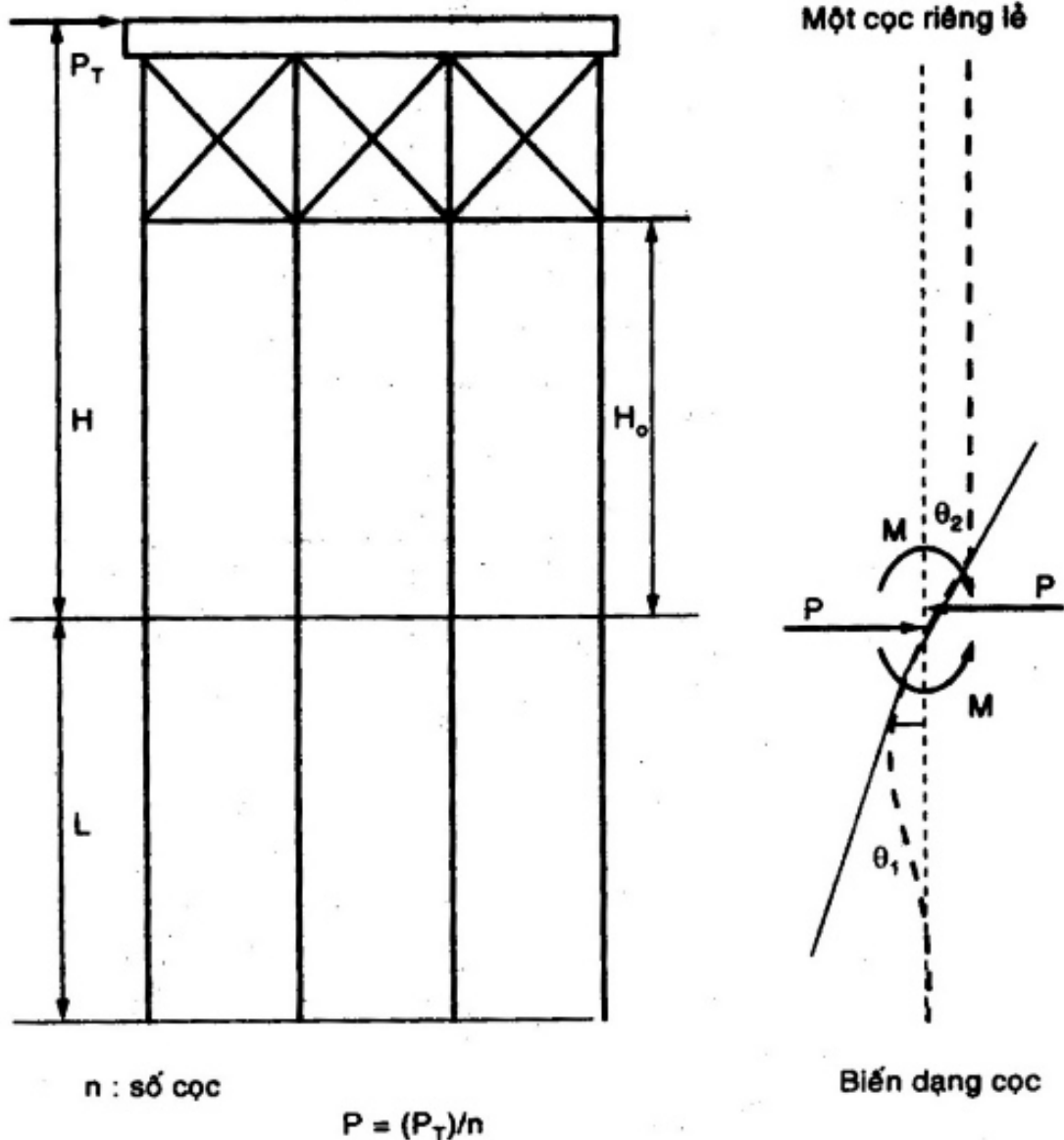
Hình 4.29: Sơ đồ tính móng cọc dài cứng đặt ngang mặt đất, chịu tải ngang

Bước 1. Tương tự bước 1 trường hợp 1

Bước 2. Tính chuyển vị và moment tại các độ sâu khảo sát với các hệ số F_δ , F_M , và công thức H4.32

Bước 3. Lực cắt tối đa tại đỉnh cọc và bằng với $P \approx P_T/n$

c) Móng cọc dài cứng - cao

**Hình 4.30:** Sơ đồ tính móng cọc dài cứng - cao

Bước 1. Giả thuyết khớp tại điểm A và cân bằng tại A

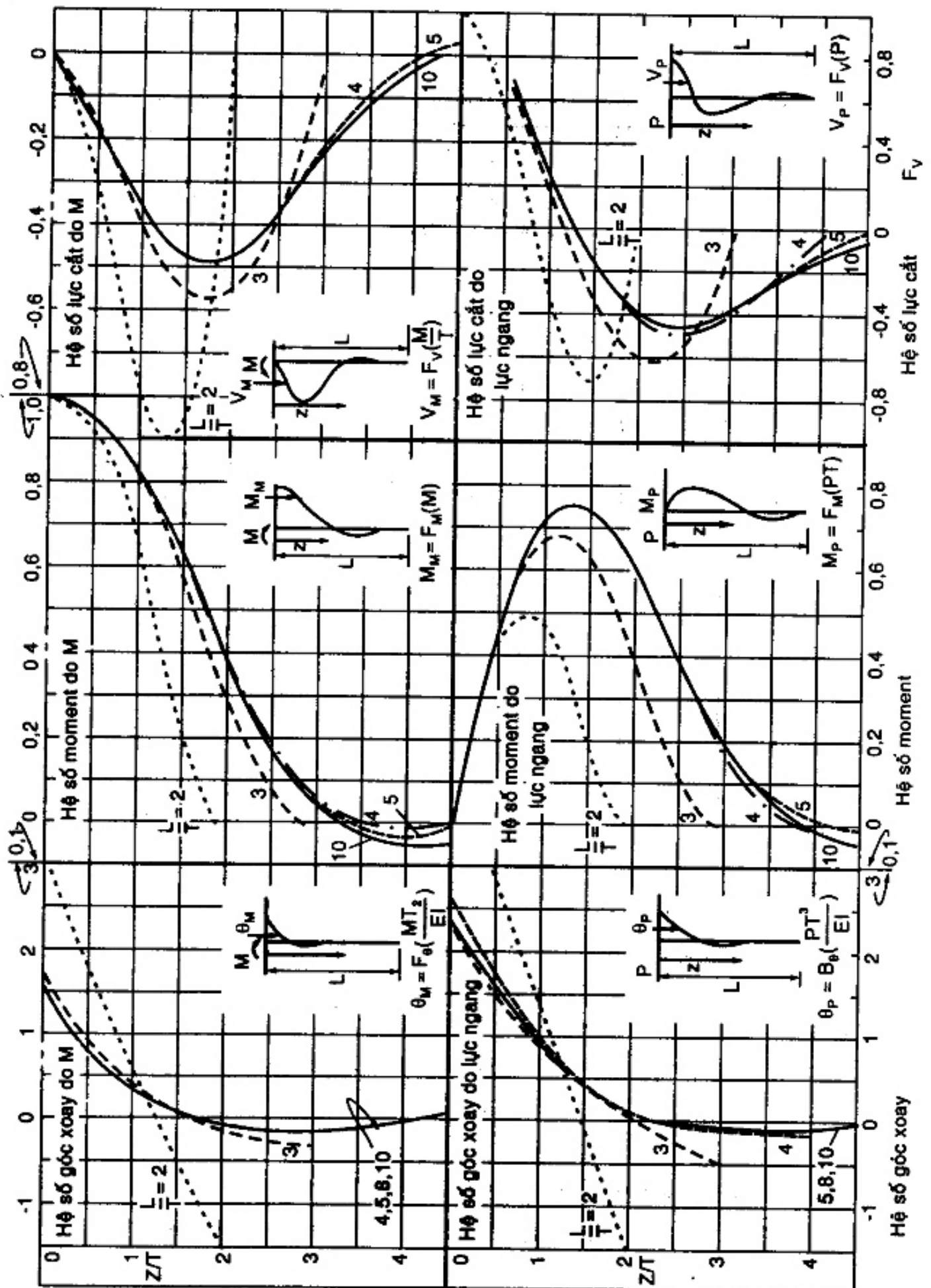
Bước 2. Tính góc xoay θ_2 bên trên mặt đất theo moment M từ các đặc trưng kết cấu bên trên.

Bước 3. Tính góc xoay θ_1 từ hệ số độ dốc của H.4.33 như sau

$$\theta_1 = F_\theta \left(\frac{PT^2}{EI} \right) + F_\theta \left(\frac{MT}{EI} \right) \quad (4.79)$$

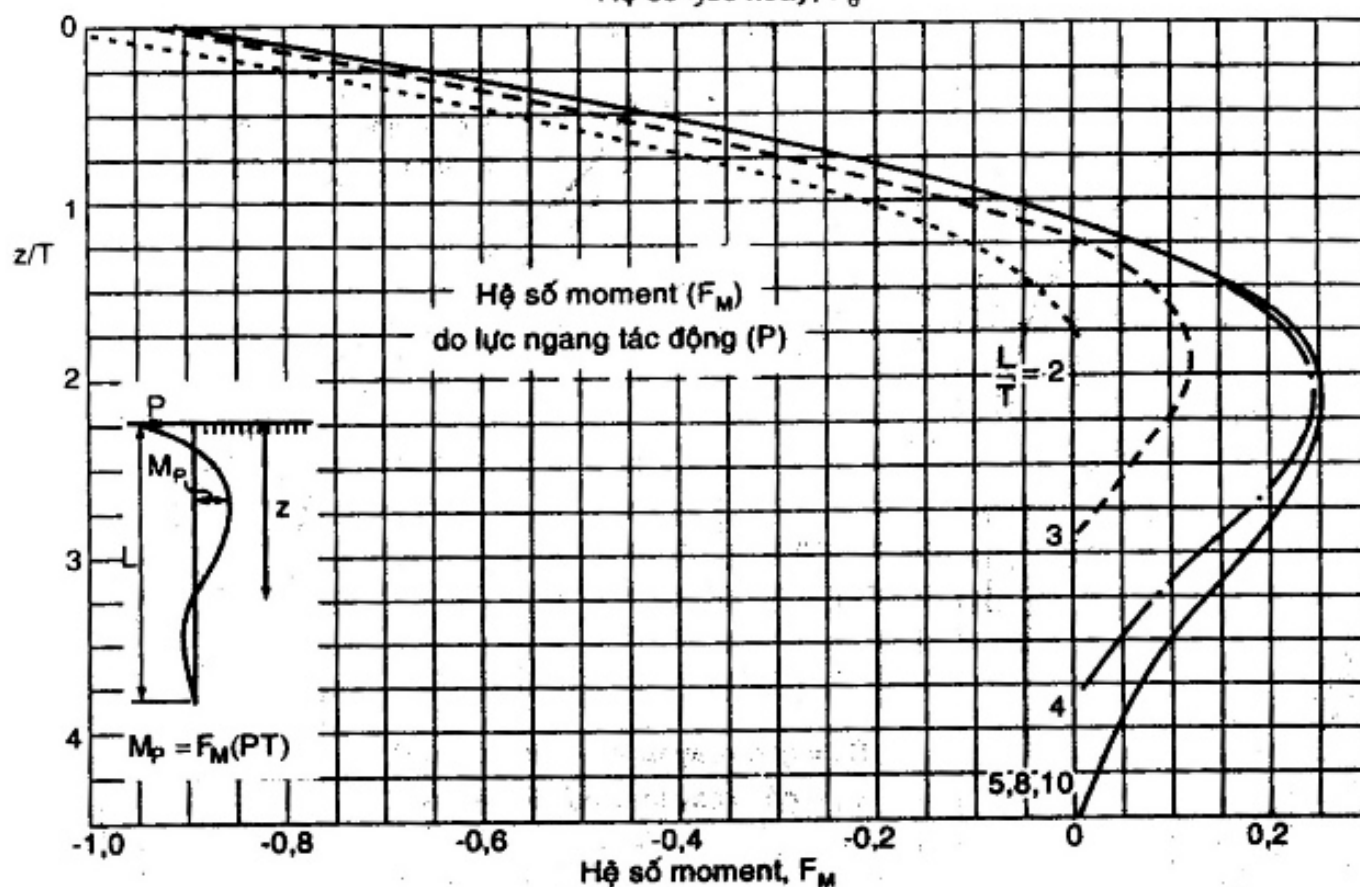
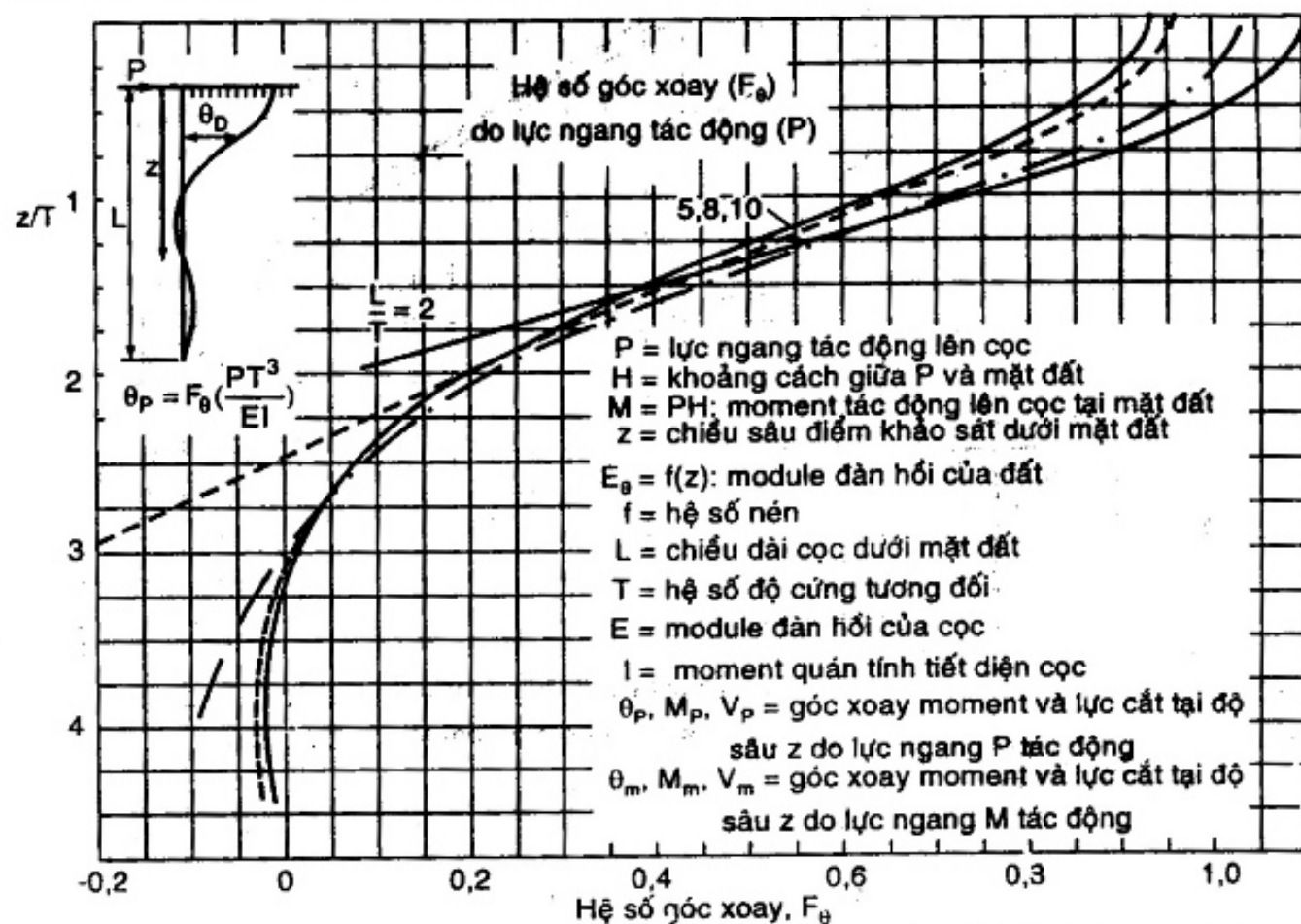
Bước 4. Cân bằng $\theta_1 = \theta_2$ và giải để có được M

Bước 5. Biết giá trị P và M tính chuyển vị, lực cắt và moment.

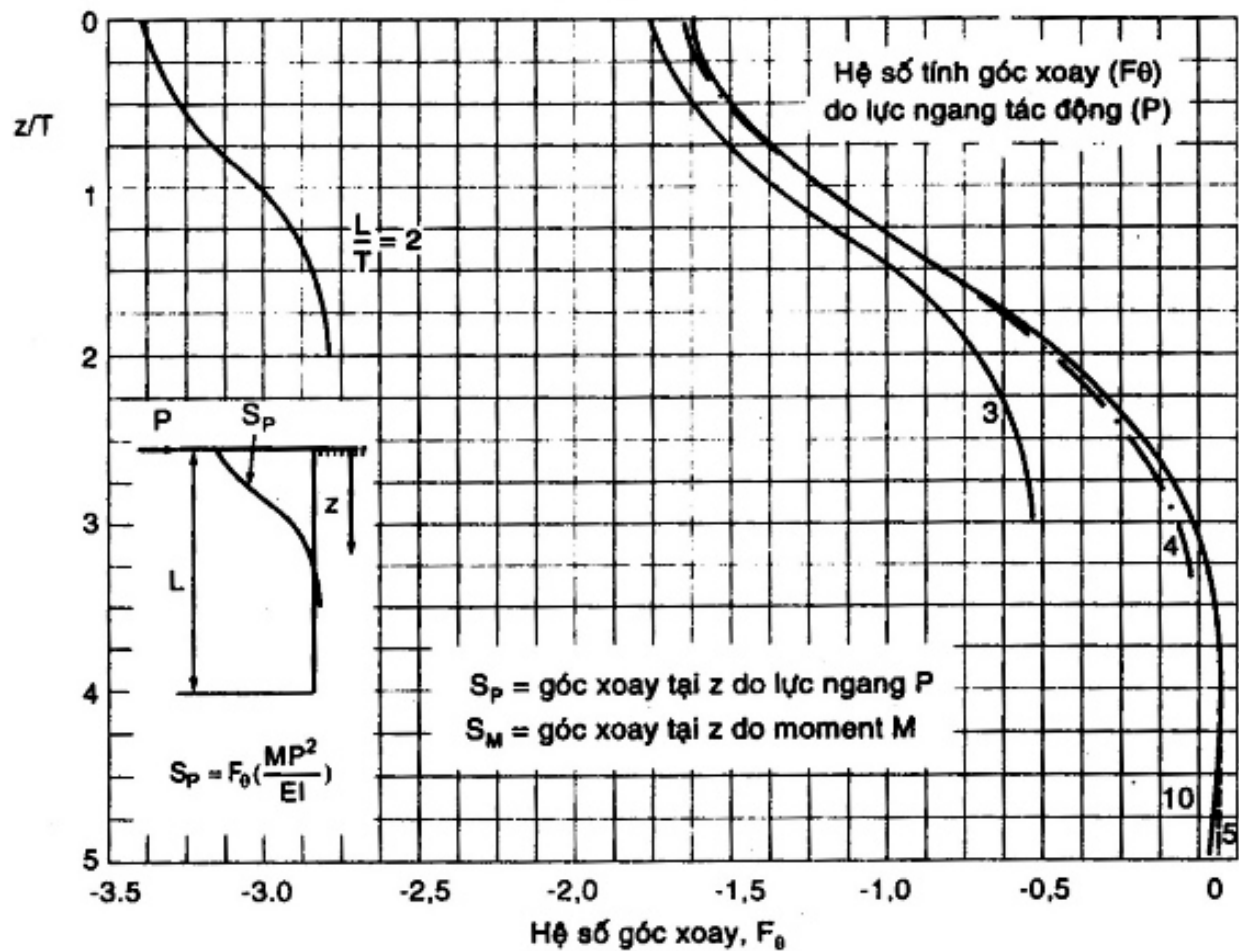
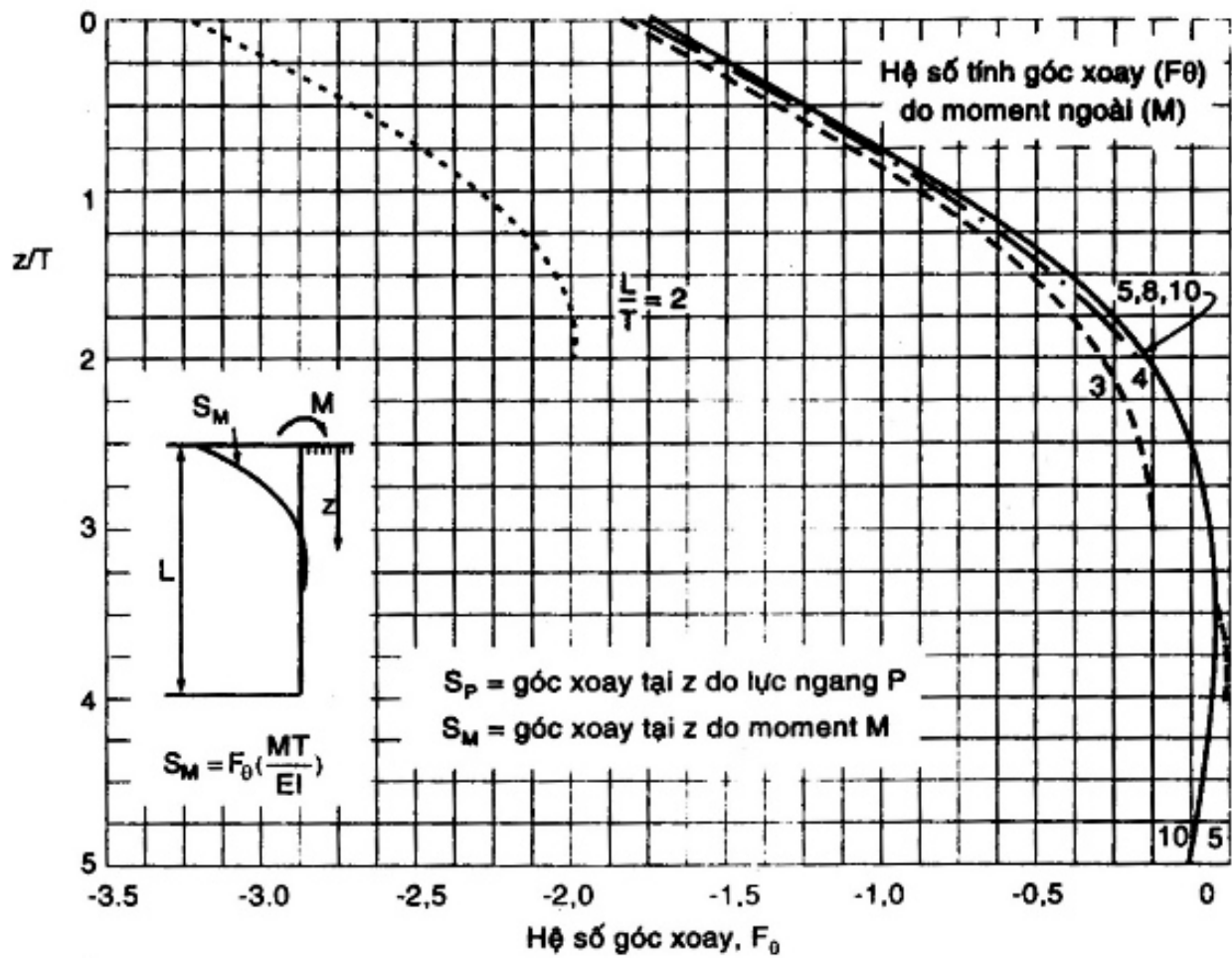


Hình 4.31: Biểu đồ tính hệ số biến dạng, hệ số moment, hệ số lực cắt

Design By haughtycool



Hình 4.32: Biểu đồ tính hệ số góc xoay và moment



Hình 4.33: Biểu đồ tính hệ số góc xoay cột chịu tải ngang

Chương 5

GIA CỐ NỀN VÀ ĐẤT CÓ CỐT

Thiết kế nền luôn nhằm tận dụng mức cao nhất khả năng gánh chịu của đất nền tự nhiên, kể cả áp dụng các biện pháp tăng cường độ cứng của toàn thể kết cấu công trình bên trên, nhưng khi nền đất tự nhiên không còn đủ khả năng gánh đỡ công trình, các biện pháp gia cố được sử dụng để tăng cường sức chịu tải đất nền nhất là giảm khả năng lún.

Gia cố nền là nhằm thay đổi tính chất cơ học và vật lý của đất nền yếu bằng các biện pháp:

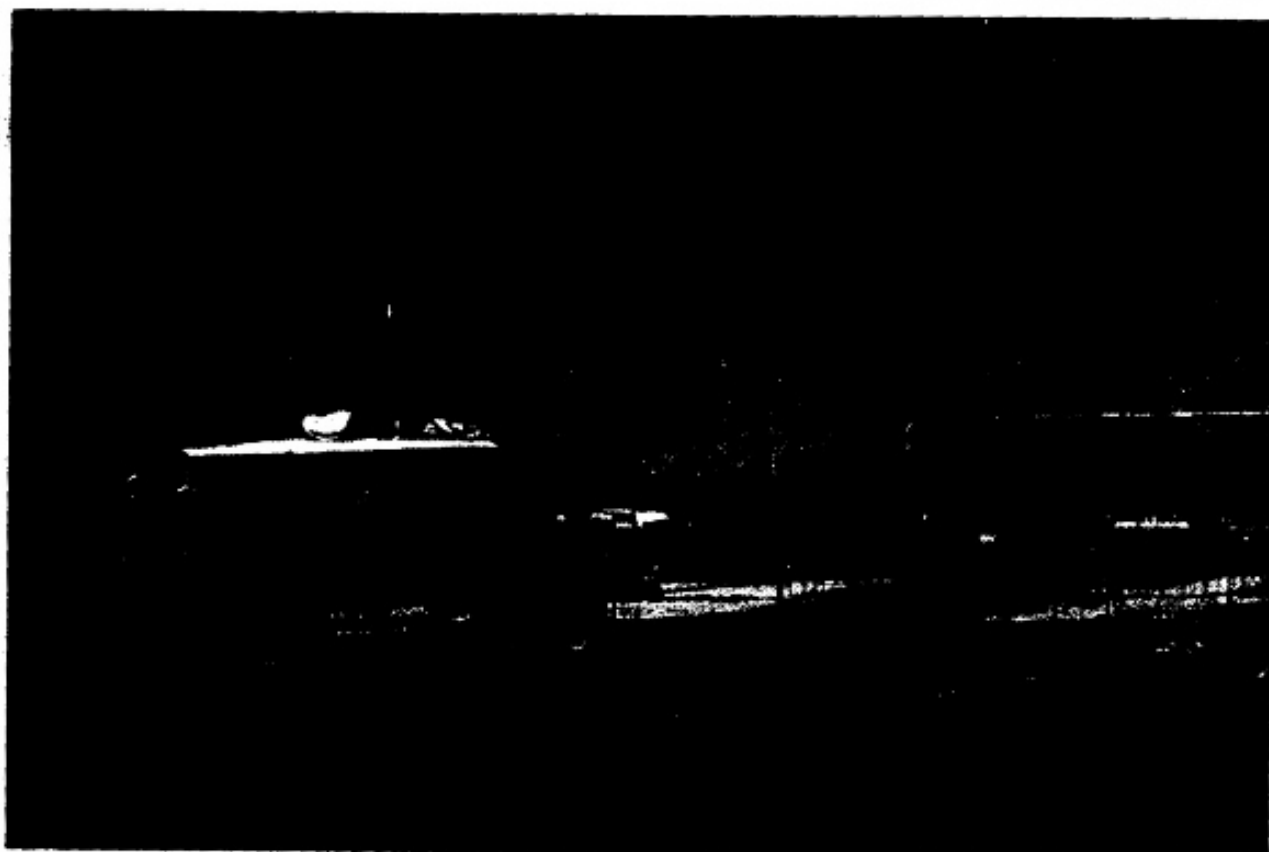
- Thay thế lớp đất xấu bằng loại đất tốt tạo các đệm chịu lực.
- Tác động cơ học: đầm chặt bằng tạ rơi; xe lu; gia tải trước bằng đất có hoặc không có hút chân không, có thể kết hợp với các thiết bị thấm đứng; rung động hoặc đóng ống tạo lỗ rỗng rồi đưa vật liệu rời xuống thay thế thành các cọc vật liệu rời; ...
- Tác động hóa học: trộn đất với xi măng, vôi trong lớp trên mặt; hoặc trộn sâu để tạo thành cọc hỗn hợp đất – vôi, đất – xi măng; phụt ciment hoặc vữa xi măng cao áp vào nền đất ở tầng nông hay sâu; ...

Đất có cốt là đưa vào trong đất những vật liệu chịu kéo tốt hơn để tăng cường khả năng chịu kéo của đất vốn rất bé. Các vật liệu đưa vào đất gồm thanh kim loại, thanh gỗ, vải, sợi, lưới thường được gọi là vật liệu địa kỹ thuật.

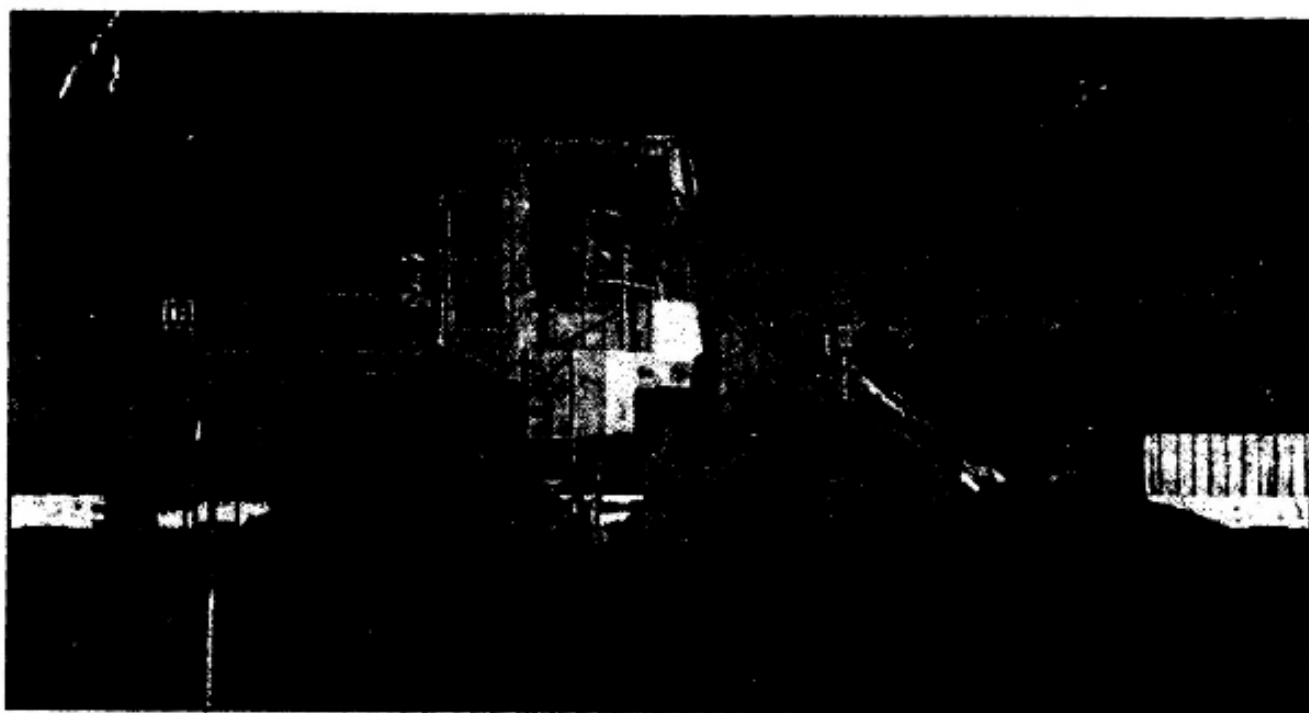
Khi lựa chọn phương án xử lý nền phải xét đến môi trường, điều kiện kỹ thuật, nguồn vật liệu tại chỗ, chi phí công trình, tiến độ thi công,....

5.1 ĐỆM VẬT LIỆU RỜI (ĐÁ - CÁT)

Khi nền là đất sét mềm hoặc cát rời có sức chịu tải bé và biến dạng lớn không đủ khả năng gánh đỡ tải trọng công trình, vùng biến dạng dẻo dưới đáy móng phát triển sâu hơn 25% bề rộng móng hoặc rộng hơn 50% bề rộng đáy công trình với móng công trình đất đắp, gần phải thay lớp đất yếu ấy bằng vật liệu rời (đá, sỏi, cát) có hoặc không trộn thêm vật liệu gia cường như xi măng, vôi nhằm đảm bảo khả năng làm việc của nền và công trình. Lớp đất thay thế được gọi là đệm vật liệu rời.



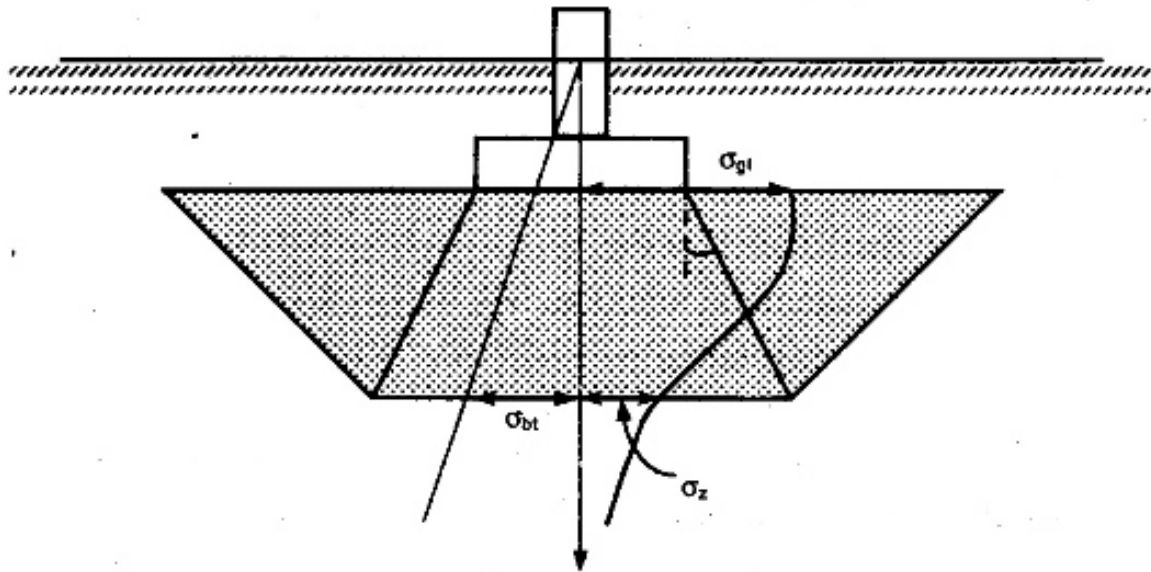
Hình 5.1: Thi công đệm vật liệu rời có trộn xi măng



Hình 5.2: Thi công đệm vật liệu rời

Ứng suất nén tại đáy đệm vật liệu rời gồm ứng suất do trọng lượng bản thân đất bên trên trước khi có công trình là σ_{bt} và ứng suất phụ thêm do công trình gây ra σ_x . Ứng suất này phải nhỏ hơn sức chịu tải của nền đất tại cùng độ sâu [có thể sử dụng sức chịu tải tiêu chuẩn R^{tc} (theo quy phạm xây dựng 45-70) hoặc sức chịu tải tính toán theo phương pháp trạng

thái giới hạn về biến dạng R_{II} (theo quy phạm xây dựng 45-78), hay sức chịu tải cho phép R_a theo các tiêu chuẩn tính toán khác].



Hình 5.3: Sơ đồ tính toán đệm vật liệu rời

Tại đáy lớp đệm vật liệu rời, tổng áp lực do trọng lượng bản thân đất nền và tải ngoài phải nhỏ hơn khả năng chịu tải của đất nền tự nhiên tại độ sâu này.

Theo QPXD 45-70

$$\sigma_{bt} + \sigma_z < R_z^{tc} = m(Ab_z \gamma^c + B(h+z) \gamma^{c*} + Dc^{tc})$$

Hoặc theo QPXD 45-78

$$\sigma_{bt} + \sigma_z < R_{IIz} = (m_1 m_2 / k_{tc})(Ab_z \gamma_{II} + B(h+z) \gamma_{II}^* + Dc_{II})$$

$$\sigma_z = k_o \sigma_{g1}$$

với k_o - hệ số phân bố ứng suất theo chiều sâu phụ thuộc l/b và z/b (hoặc $2z/b$)

b_z - bề rộng móng tính đối quy ước

$$b_z = \sqrt{F_z + a^2} - a \quad (5.1)$$

với
$$a = \frac{l-b}{2} \quad (5.2)$$

trong đó l, b - chiều dài và chiều rộng của móng thiết kế

m - hệ số điều kiện làm việc của đất nền

m_1 - hệ số điều kiện làm việc của đất nền

m_2 - hệ số điều kiện làm việc của công trình trong tác dụng qua lại với nền.

Các hệ số sức chịu tải A, B, D tham khảo trong chương trước.

Bề rộng đáy đệm vật liệu rời, được xác định theo giả thuyết góc truyền

ứng suất nén trong nền đất là 30° , sẽ là

$$b_d = b + 2htg30^\circ \quad (5.3)$$

Khi nền thỏa điều kiện áp lực sẽ tiến hành tính lún với độ lún của đệm vật liệu rời và độ lún của đất yếu còn lại trung vùng nén lún bên dưới lớp đệm.

Độ lún nền gồm của đệm và đất yếu phải nhỏ hơn giá trị giới hạn

$$S_d + S_{dy} \leq S_{gh} \quad (5.4)$$

Nguyên lý tính toán đệm vật liệu rời cũng thường được sử dụng để kiểm tra nền đất dưới đáy móng có nhiều lớp. Khi dưới lớp đất cứng trực tiếp gánh đỡ móng có xuất hiện lớp đất yếu hơn. Việc kiểm tra khả năng gánh đỡ lớp đất cứng tương tự như lớp đệm vật liệu, nghĩa là sức chịu tải đất nền theo được tính với các đặc trưng chống cắt của lớp cứng và sức chịu tải của lớp yếu bên dưới được tính với các đặc trưng chống cắt của lớp yếu đó.

Ví dụ 5.1. Từ ví dụ MB₁, điều kiện áp lực đáy móng thỏa nhưng độ lún S không thỏa như trong bảng tính dưới đây

Lớp	Điểm	z (m)	z/b	k_a	σ_z (kPa)	σ_{zt} (kPa)	p_{11}	p_{21}	θ_{11}	θ_{21}	s_i (cm)
1	0	0	0	1	156	27	34,2	180,7	0,862	0,803	2,5
	1	0,8	0,4	0,881	137	41,4					
2	2	1,6	0,8	0,642	100	55,8	48,6	167,1	0,857	0,808	2,1
3	3	2,4	1,2	0,477	74	70,2	63	150	0,850	0,813	1,6
4	4	3,2	1,6	0,374	58	84,6	77,4	143,4	0,840	0,812	1,2
5	5	4	2	0,306	48	99	91,8	144,8	0,835	0,812	1
6	6	4,8	2,4	0,258	40	113,4	106,2	150,2	0,828	0,813	0,66
7	7	5,6	2,8	0,223	35	127,8	120,6	158,1	0,822	0,808	0,6
8	8	6,4	3,2	0,196	31	142,2	135	168	0,817	0,806	0,48
9	9	7,2	3,6	0,174	27	156,6	149,4	178,4	0,813	0,804	0,4
10	10	8	4	0,157	24	171	163,8	189,3	0,807	0,802	0,2
	$S = 10,74\text{cm}$										

Để dàng nhận thấy trong cột tính lún các lớp đất s_i , nếu thay lớp đất từ đáy móng xuống sâu hơn 4m bằng cát hạt trung đảm chặt đạt module biến dạng $E = 20000$ kPa thì độ lún của móng sẽ chỉ còn là:

- Độ lún lớp đệm là

$$S_d = (0,8/200)80\text{cm}(1,56/2 + 1,37 + 1 + 0,74 + 0,58 + 0,2) = 1,5 \text{ cm}$$

- Độ lún lớp nền cũ trong vùng nền lún là

$$S_{cl} = 0,66 + 0,6 + 0,48 + 0,4 + 0,2 = 2,34 \text{ cm}$$

Vậy độ lún của toàn bộ nền sẽ là $S = S_d + S_{cl} = 1,5 + 2,34 = 3,58 \text{ cm}$ và bây giờ đã thỏa điều kiện lún.

Đệm vật liệu rời thường được sử dụng kết hợp với vải địa kỹ thuật khi đặt đệm trên đất yếu nhằm hạn chế sự chìm lắng hạt vào trong đất yếu. Phương pháp đệm vật liệu rời thường được sử dụng cho nền đường, nền kho, nền các công trình có tải trọng không lớn.

5.2 CỌC VẬT LIỆU RỜI (ĐÁ - CÁT)

5.2.1 Khái niệm chung

Cọc vật liệu rời xuất phát từ cột đá Ballast là loại cọc cấu tạo bằng đá rời đặt trong đất tham gia cùng đất nền chống đỡ tải trọng công trình, đã gọi là cọc, nên bản thân cọc vật liệu rời phải đồng nhất, tiết diện liên tục theo chiều sâu, sức chịu tải của vật liệu phải lớn hơn đất nền nhiều lần. Vật liệu làm cọc không thể hòa lẫn vào đất (chìm dần vào đất yếu). Do đó, không phải loại đất yếu bất kỳ nào cũng có thể sử dụng cọc vật liệu rời.

Cọc vật liệu rời được sử dụng để gia cường các loại đất yếu không đủ khả năng gánh đỡ công trình hoặc có độ lún quá lớn khi chịu tải. Kích thước cọc có thể thay đổi từ 0,3m đến 1m thậm chí lớn hơn. Các phương pháp tạo cọc rời trong nền yếu, nhằm giảm thiểu áp lực lên nền đất yếu và tăng khả năng chịu tải của hỗn hợp đất – cọc vật liệu rời.

5.2.2 Những phương pháp thi công cọc vật liệu rời

Có nhiều phương pháp khác nhau để tạo cọc vật liệu rời đã được sử dụng, tùy thuộc vào khả năng ứng dụng của chúng và các điều kiện thi công cũng như loại vật liệu ở từng địa phương. Những phương pháp chung tóm tắt như sau:

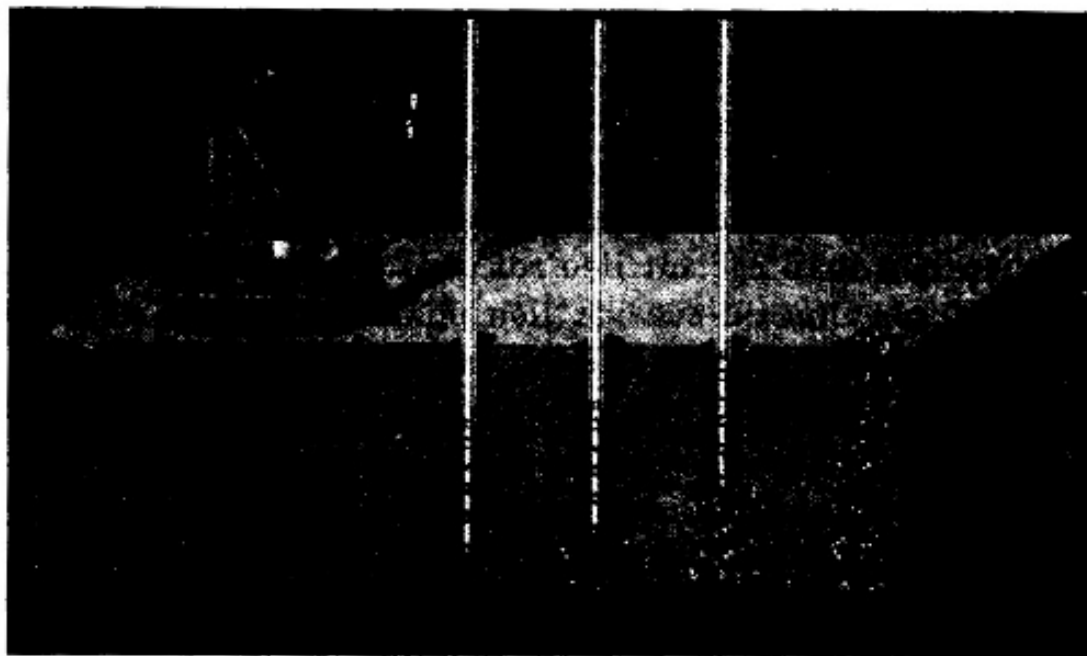
Phương pháp nén chặt bằng tác động rung

Phương pháp nén chặt bằng tác động rung được sử dụng để làm chặt đất rời bằng một phần rung động; bộ phận này chìm vào đất nhờ trọng lượng bản thân cùng với chấn động rung có hoặc không có sự hỗ trợ của tia nước. Sau khi đạt tới chiều sâu định trước, bộ phận rung động được rút lên từ từ và đồng thời chỗ trống được lấp đầy lại bằng vật liệu rời như: cát, sỏi, sạn, đá ba lát hoặc đá dăm. Hình 5.4 minh họa nguyên lý và các bước nén chặt đất nền bằng tác động rung.

Phạm vi thành phần cỡ hạt đất có khả năng áp dụng phương pháp này được chỉ dẫn trên H.5.5

Phương pháp thay thế bằng rung động

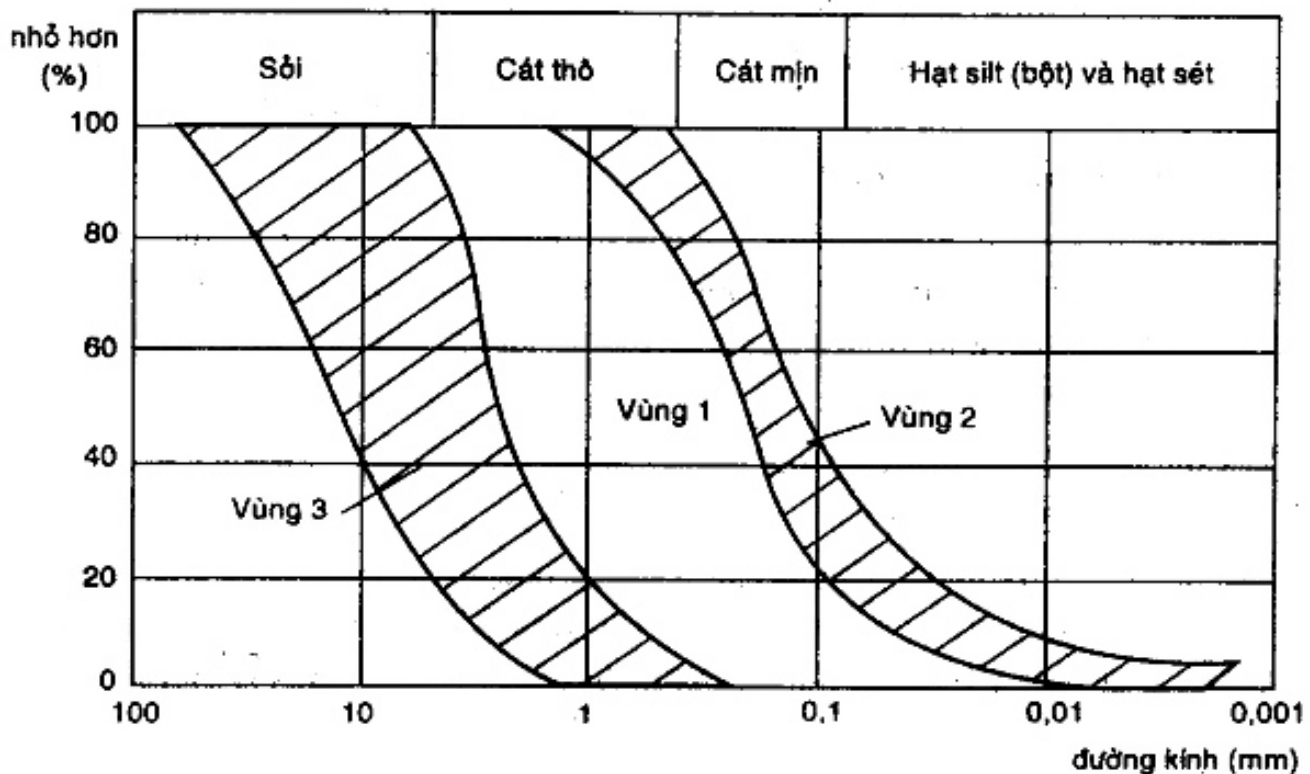
Phương pháp thay thế bằng rung động được sử dụng để cải tạo các loại đất dính có hơn 18% trọng lượng hạt lọt qua sàng số 200 [sàng có mắt lưới bằng 0,074mm]. Thiết bị sử dụng giống như phương pháp nén chặt bằng tác động rung. Bộ phận rung động được nhấn chìm vào trong đất dưới tác dụng của trọng lượng bản thân cộng với sự hỗ trợ của tia nước hoặc khí phun có tác dụng gội rửa cho đến đạt chiều sâu dự định. Quá trình thực hiện minh họa trên H.5.4. Trong phương pháp này đất xung quanh lỗ rỗng không bị nén chặt do thiết bị rung, mà chỉ nhờ tia nước hình thành lỗ rỗng. Phạm vi cỡ hạt của loại đất có thể áp dụng phương pháp này được chỉ ra trên H.5.5. Phương pháp này cũng có thể thực hiện bằng quá trình khô hoặc quá trình ướt.



Hình 5.4: Nguyên lý và các bước thi công cọc vật liệu rời

Trong quá trình ướt, lỗ rỗng được tạo thành trong đất nhờ bộ phận rung động tới chiều sâu dự định nhờ tia nước áp lực. Khi bộ phận rung động được rút lên, nó tạo ra một lỗ rỗng có đường kính khá lớn. Lỗ rỗng được lấp đầy từng phần bằng vật liệu rời và được đầm chặt bởi máy rung

hoạt động bằng điện hoặc thủy lực ở gần đáy cuối của bộ phận rung động. Quá trình ướt phù hợp với nền đất có mực nước ngầm ở cao. Sự khác nhau chủ yếu giữa quá trình khô và ướt là sự không phun nước trong giai đoạn tạo lỗ rỗng ban đầu. Trong quá trình khô, lỗ rỗng vẫn duy trì được rỗng khi rút bộ phận rung động lên, nó đòi hỏi đất xử lý có độ bền cắt không thoát nước lớn hơn 40kN/m^2 và mực nước ngầm tương đối sâu.



Ghi chú: đất trong vùng 1 thích hợp cho phương pháp rung động nén chặt
vùng 2 chỉ thích hợp cho phương pháp thay thế
vùng 3 cả hai phương pháp đều không kinh tế

Hình 5.5: Loại đất có thể áp dụng phương pháp nén chặt bằng rung động và thay thế do rung động

Phương pháp rung động kết hợp

Phương pháp này được dùng phổ biến ở Nhật và áp dụng để gia cố cho đất sét mềm yếu khi mực nước ngầm ở cao (Aboshi 1979; Aboshi và Soematsu, 1985; Barksdale, 1981). Cọc vật liệu rời thường được sử dụng đạt hiệu quả là cọc cát nén chặt. Chúng được xây dựng bằng cách đóng ống chống tới chiều sâu mong muốn, dùng búa rung thẳng đứng nặng đặt lên đầu ống. Đổ vào một thể tích cát đã định rồi kéo ống lên từng nấc một, từ từ nhờ búa rung hoạt động từ đáy. Quá trình lặp lại cho đến khi toàn bộ cọc vật liệu rời nén chặt được xây dựng xong.

Phương pháp khoan tạo lỗ

Trong phương pháp này, cọc được xây dựng bằng việc đầm nén vật liệu

rời trong các lỗ khoan trước, theo từng giai đoạn, bằng quả nặng (thường 15-20 kN) rơi từ độ cao 1,0 đến 1,5m xuống (Datye và Nagaraju, 1975; Datyl, 1978; Datye và Agaraju, 1981; Bergado 1984; Ranjan, 1989). Phương pháp này có thể thay thế được phương pháp nén chặt bằng rung động và có giá thành thấp hơn. Tuy nhiên, tác dụng phá hoại và tái tạo lại đất sau đầm ảnh hưởng rất lớn với các loại đất nhạy, phương pháp này rất có lợi cho các nước đang phát triển vì chỉ sử dụng những thiết bị địa phương, trong khi các phương pháp đã miêu tả ở trên đòi hỏi những thiết bị đặc biệt và người được đào tạo chuyên biệt (Rao, 1982; Ranjan và Rao, 1983).

5.2.3 Những mối quan hệ cơ bản

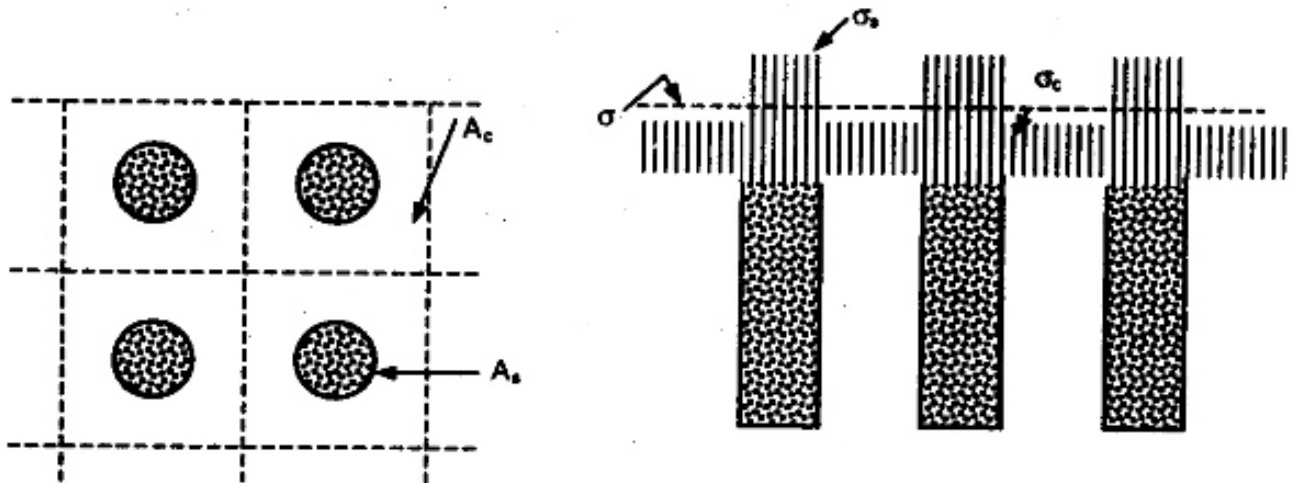
Vùng đất chịu ảnh hưởng xung quanh cọc vật liệu rời được coi gần đúng bằng diện tích hình tròn tương đương. Đối với các cọc vật liệu rời bố trí theo sơ đồ tam giác đều, vòng tròn tương đương có đường kính hiệu quả là

$$D_e = 1,05.S \quad (5.5)$$

Còn theo sơ đồ hình vuông:

$$D_e = 1,13.S \quad (5.6)$$

trong đó S - khoảng cách giữa các cọc vật liệu rời. Sơ đồ tam giác đều cho độ chặt của vùng đất bao quanh cọc tốt nhất. Trụ đất hỗn hợp có đường kính D_e gồm đất chịu ảnh hưởng xung quanh và một cọc vật liệu rời được coi là một đơn nguyên.



Hình 5.6: Đơn nguyên cọc-vùng đất ảnh hưởng và phân phối ứng suất

Hình 5.6 minh họa yếu tố diện tích thay thế cũng như ứng suất tập trung trên cọc vật liệu rời. Tỷ diện tích thay thế là tỷ số giữa diện tích của cọc vật liệu rời với diện tích toàn bộ trụ đất tương đương trong phạm vi một đơn nguyên và được thể hiện như sau

$$\alpha_s = \frac{A_s}{A_s + A_c} \quad (5.7)$$

trong đó A_s - diện tích ngang của cọc vật liệu rời

A_c - diện tích ngang của đất yếu xung quanh cọc.

Tỷ diện tích thay thế cũng có thể biểu thị bằng đường kính D và khoảng cách S của cọc vật liệu rời như sau

$$a_s = C_1 \left(\frac{D}{S} \right)^2 \quad (5.8)$$

trong đó C_1 - hằng số phụ thuộc dạng bố trí cọc vật liệu rời. Nếu bố trí hình vuông thì trong mỗi đơn nguyên cạnh S có một cọc đường kính D nên

$$a_s = \frac{\pi D^2}{4S^2} = \frac{\pi}{4} \left(\frac{D}{S} \right)^2 \Rightarrow C_1 = \frac{\pi}{4}$$

theo dạng tam giác đều, trong mỗi đơn nguyên cạnh S có một nửa cọc đường kính D nên

$$a_s = \frac{\pi D^2}{8S \times \frac{S\sqrt{3}}{2} \times \frac{1}{2}} = \frac{\pi}{2\sqrt{3}} \left(\frac{D}{S} \right)^2 \Rightarrow C_1 = \frac{\pi}{2\sqrt{3}} \quad (5.9)$$

Khi đất hỗn hợp chịu tải, nhiều nghiên cứu đã chỉ ra rằng sự tập trung ứng suất xuất hiện trên cọc vật liệu rời sẽ kèm theo giảm ứng suất trong đất sét mềm ở xung quanh. Điều này có thể giải thích là khi chất tải, độ lún của cọc vật liệu rời và đất ở xung quanh xấp xỉ nhau do độ cứng của móng. Sự phân bố ứng suất thẳng đứng trong phạm vi một đơn nguyên (gồm cọc và đất xung quanh) được biểu thị bằng hệ số tập trung ứng suất n . Độ lớn hệ số tập trung ứng suất n phụ thuộc vào quan hệ giữa độ cứng của cọc vật liệu rời với đất xung quanh và theo tỉ lệ diện tích thay thế, giá trị n được xác định từ thí nghiệm hiện trường. Theo tổng kết của Barksdal và Bachus (1983), hệ số tập trung ứng suất n biến đổi trong khoảng từ 2 đến 5. Trong khi đó, Aboshi (1979), và Bergado (1987) nhận được giá trị cao hơn, bằng 9. Hệ số tập trung ứng suất cao mà Bergado (1987) nhận được, có thể là do độ cứng cao của tấm phẳng sử dụng khi chất tải. Ứng suất trung bình σ trên diện tích một đơn nguyên tương ứng với tỷ diện tích thay thế đã cho a_s , được biểu thị như sau,

$$\sigma(A_s + A_c) = \sigma_s A_s + \sigma_c A_c = \sigma_s A_s + \sigma_c (A - A_s)$$

$$\sigma = \frac{\sigma_s A_s}{(A_s + A_s)} + \frac{\sigma_c A_c}{(A_s + A_c)} = \sigma_s a_s + \sigma_c (1 - a_s)$$

$$\sigma = \sigma_s a_s + \sigma_c (1 - a_s) \quad (5.10)$$

với hệ số tập trung ứng suất $n = \frac{\sigma_s}{\sigma_c}$

trong đó σ_s - ứng suất trên cọc vật liệu rời

σ_c - ứng suất trên đất yếu xung quanh.

Chia cả hai vế cho σ_c ta có được: $\frac{\sigma}{\sigma_c} = \frac{\sigma_s}{\sigma_c} a_s + (1 - a_s) = n a_s + 1 - a_s$

Dễ dàng suy ra quan hệ ứng suất trung bình và ứng suất tác động lên cọc và trên đất xung quanh cọc theo các biểu thức sau

$$\sigma_c = \frac{\sigma}{[1 + (n - 1)a_s]} = \mu_c \sigma \quad (5.11)$$

$$\sigma_s = \frac{n\sigma}{[1 + (n - 1)a_s]} = \mu_s \sigma \quad (5.12)$$

trong đó μ_s, μ_c - tỷ số ứng suất trên cọc và trên đất sét yếu so với ứng suất trung bình trên diện tích một đơn nguyên.

Ví dụ 5.2. Một tải phân bố đều $p = 100 \text{ kN/m}^2$ tác động lên mặt lớp sét yếu có gia cố hệ cọc vật liệu rời, đường kính cọc $D = 0,4\text{m}$, bố trí cách đều $S = 1,6\text{m}$ theo lưới ô vuông. Tính áp lực phân bố lên cọc và lên đất nền? Nếu hệ số tập trung ứng suất là $n = 7$.

Giải. Tỷ diện tích thay thế

$$a_s = \frac{\pi}{2\sqrt{3}} \left(\frac{D}{S} \right)^2 = 0,906 \left(\frac{0,4}{1,6} \right)^2 = 0,057$$

áp lực tác động lên cọc vật liệu rời

$$\frac{n}{[1 + (n - 1)a_s]} = \frac{7 \cdot 100}{1 + (7 - 1)0,057} = 521,6 \text{ kN/m}^2$$

áp lực tác động lên đất yếu xung quanh hệ cọc

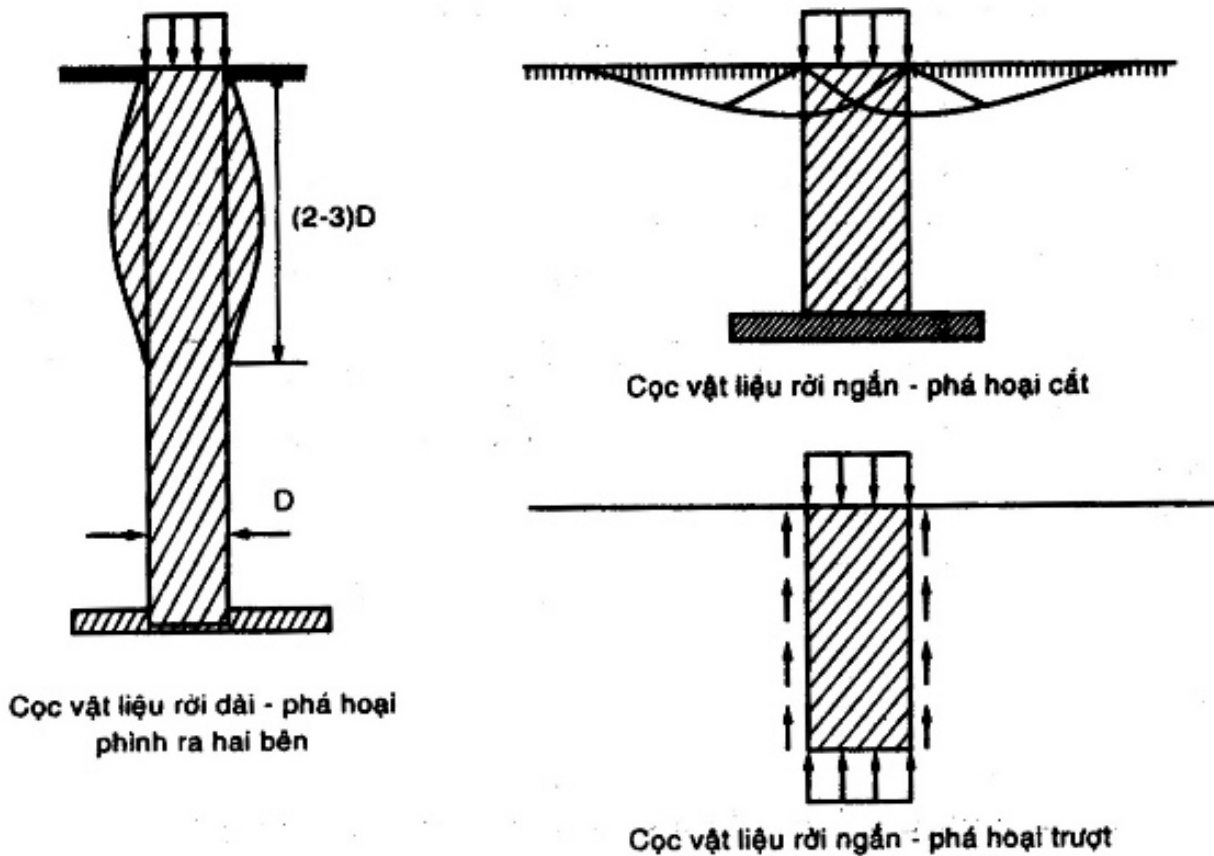
$$\sigma_c = \frac{\sigma}{[1 + (n - 1)a_s]} = \frac{100}{[1 + (7 - 1)0,057]} = 74,5 \text{ kN/m}^2$$

Với hệ cọc rời được bố trí như trên, áp lực lên đất yếu giảm được 25%.

5.2.4 Cơ chế phá hoại cọc vật liệu rời

Trong thực tế, cọc vật liệu rời thường được xây dựng xuyên qua toàn bộ lớp đất sét yếu nằm trên địa tầng rắn chắc (giống như cọc chống). Cũng có thể làm những cọc mà mũi của chúng chỉ trong phạm vi lớp sét yếu (giống như cọc treo). Các cọc vật liệu rời có thể bị phá hoại riêng từng cọc hoặc cả nhóm. Cơ chế phá hoại đối với một cọc đơn được minh họa trên H.5.7. Có các dạng phá hoại sau

- a) Phình ra bên, khi đất nền yếu xung quanh cọc có hệ số rỗng khá lớn.
- b) Cát qua cọc, khi đất nền xung quanh có thể hạn chế khả năng phình ngang của cọc.
- c) Trượt cọc, khi đất nền xung quanh có thể hạn chế khả năng phình ngang của cọc và vật liệu cọc chịu lực tốt hơn không có khả năng bị cắt.



Hình 5.7: Cơ chế phá hoại cọc rời

5.2.4 Khả năng chịu tải giới hạn của cọc đơn riêng biệt

Đối với cọc vật liệu rời đơn riêng biệt, cơ chế phá hoại phình ra bên là dễ xảy ra nhất. Ứng suất không cho nở hông giữ cọc thường được xác định dựa vào sức kháng bị động giới hạn mà đất xung quanh cọc có thể phát huy khi cọc phình ra phía ngoài. Hầu hết các phương pháp dự tính khả năng chịu tải giới hạn của cọc đơn được phát triển dựa vào mô hình phá hoại đã nêu ở trên. Bảng bên dưới lập ra các phương pháp dự tính khả năng chịu lực giới hạn tương ứng với các mô hình phá hoại sau: phình ra hai bên, cát qua đầu cọc, trượt cọc như Aboshi và Suematsu (1985) đã trình bày.

Bảng 5.1: Các công thức tính sức chịu tải của cọc vật liệu rời

Mô hình phá hoại	Công thức tính sức chịu tải giới hạn của cọc
PHÌNH RA BÊN Greenwood 1970	$q_{ult} = \left(\gamma_c z k_{pc} + 2c_o \sqrt{K_{pc}} \right) \frac{1 + \sin \varphi_c}{1 + \sin \varphi_s}$
Vesic 1972	$q_{ult} = \left(F_d C_o + F_q Q_o \right) \frac{1 + \sin \varphi_d}{1 + \sin \varphi_c}$
Hughes 1974	$q_{ult} = (\sigma_m + 4c_o) \frac{1 + \sin \varphi_d}{1 + \sin \varphi_c}$
Madhav 1979	$q_{ult} = \frac{1 + \sin \varphi_c}{1 + \sin \varphi_s} (4c_o + \sigma_m + k_o q_s) \left(\frac{W}{B} \right)^2 + \left[1 - \left(\frac{W}{B} \right)^2 \right] q_s$
BỊ CẮT Vitkar 1978	$q_{ult} = c_o N_c + \frac{1}{2} \gamma B N_\gamma + \gamma_c D_f N_q$
Wong 1975	$q_{ult} = 2A_r (K_{pd} q_o + 2C_o \sqrt{K_{pd}}) + (1/K_{ac}) (3d_s K_{pd} \gamma_d (1 - 3d_r/2L))$
Barkslade và Bachus 1983	$q_{ult} = (1/2) \gamma_d B t g^3 \psi + 2C_o t g^2 \psi + 2(1-\alpha) C_o t g \psi$ $\psi = 45^\circ + \frac{t g^{-1}(\mu_c a t g \varphi_c)}{2}$
TRƯỢT Aboshi 1979	$T = (1-\alpha) C_o + (\gamma_c Z + \mu_c \sigma_z) a t g \varphi_c \cos^2 \theta$ $\mu_c = \frac{n}{1 + (n-1)a}$

5.2.6 Khả năng chịu tải giới hạn của nhóm cọc vật liệu rời

Phương pháp chung dự tính khả năng chịu tải giới hạn của nhóm cọc vật liệu rời đều cho rằng góc ma sát trong của đất dính xung quanh cọc và lực dính trong cọc vật liệu rời là không đáng kể. Hơn nữa, cường độ của cọc vật liệu rời và của đất dính đều được phát huy đầy đủ. Nhóm cọc cũng xem như được chắt tãi bởi móng cứng. Khả năng chịu tải giới hạn theo Barsdale và Bachus (1983), nếu xem ứng suất giới hạn q_{ult} và ứng suất ngang σ_3 là ứng suất chính cũng là áp lực bị động của đất nền lên mặt bên của nêm cân bằng (H.5.8) thì điều kiện cân bằng của nêm là:

$$q_{ult} = \sigma_3 t g^2 \beta + 2c_o t g \beta \quad (5.13)$$

với
$$\sigma_3 = \gamma_c D_f + \frac{\gamma_c B t g \beta}{2} + 2c_u \quad (5.14)$$

$$\beta = 45^\circ + \frac{\varphi_{tb}}{2} \quad (5.15)$$

Góc ma sát trung bình của hỗn hợp đất - cọc

$$\varphi_{tb} = t g^{-1}(\mu_s a_s t g \varphi_s) \quad (5.16)$$

Lực dính trung bình của hỗn hợp đất - cọc

$$c_{tb} = (1 - \alpha_s) c_u \quad (5.17)$$

trong đó γ_c - trọng lượng riêng bão hòa hoặc trọng lượng riêng ẩm của đất dính

B - chiều rộng móng; β - góc nghiêng của mặt trượt

c_u - độ bền cắt không thoát nước trong phạm vi đất dính không có cốt

φ_s - góc ma sát trong của vật liệu rời

φ_{tb} - góc ma sát trong của đất hỗn hợp

c_{tb} - lực dính của đất hỗn hợp trên bề mặt trượt.

Phương pháp giải quyết ở trên chưa xét đến sự phá hoại do phình ra của từng cọc đơn. Chính vì vậy phương pháp chỉ áp dụng cho những loại đất dính rắn chắc có cường độ không thoát nước lớn hơn 30-40 kN/m². Tuy nhiên, phương pháp này tiện lợi để xác định gần đúng các hiệu quả tương đối đến các biến số thiết kế khả năng chịu tải giới hạn, chẳng hạn như: đường kính và khoảng cách cọc, sự tăng cường độ cắt do cốt kết và góc ma sát trong.

Ví dụ 5.3. Một móng băng rộng 2m chôn sâu 1,5m trong một lớp sét yếu có gia cố hệ cọc cát, cát làm cọc có góc ma sát $\varphi = 35^\circ$, đường kính cọc $D = 0,4m$, bố trí cách đều $S = 1,6m$ theo lưới ô vuông. Đất nền yếu có khối lượng riêng $\rho = 1,6 \text{ T/m}^3$, sức chống cắt không thoát nước $c_u = 30 \text{ kN/m}^2$. Thí nghiệm hiện trường cho hệ số tập trung ứng suất là $n = 7$. Tính sức chịu tải cực hạn của đất nền có gia cố cọc cát.

Giải. Tỷ diện tích thay thế

$$\alpha_s = \frac{\pi}{2\sqrt{3}} \left(\frac{D}{S} \right)^2 = 0,906 \left(\frac{0,4}{1,6} \right)^2 = 0,057$$

áp lực bị động tác động lên mặt biên

$$\sigma_s = \frac{n\sigma}{[1 + (n-1)\alpha_s]} = \frac{7 \times 100}{[1 + (7-1)0,057]} = 5,216 \times 100 \text{ kN/m}^2$$

$$\varphi_{tb} = \text{tg}^{-1}(\mu_s \alpha_s \text{tg} \varphi_s) = \text{tg}^{-1}(5,216 \times 0,057 \times \text{tg} 35^\circ) = 11,76^\circ$$

$$\beta = 45 + \frac{\varphi_{tb}}{2} = 50,88^\circ$$

$$c_{tb} = (1 - \alpha_s) c_u = (1 - 0,057)30 = 28,29 \text{ kN/m}^2$$

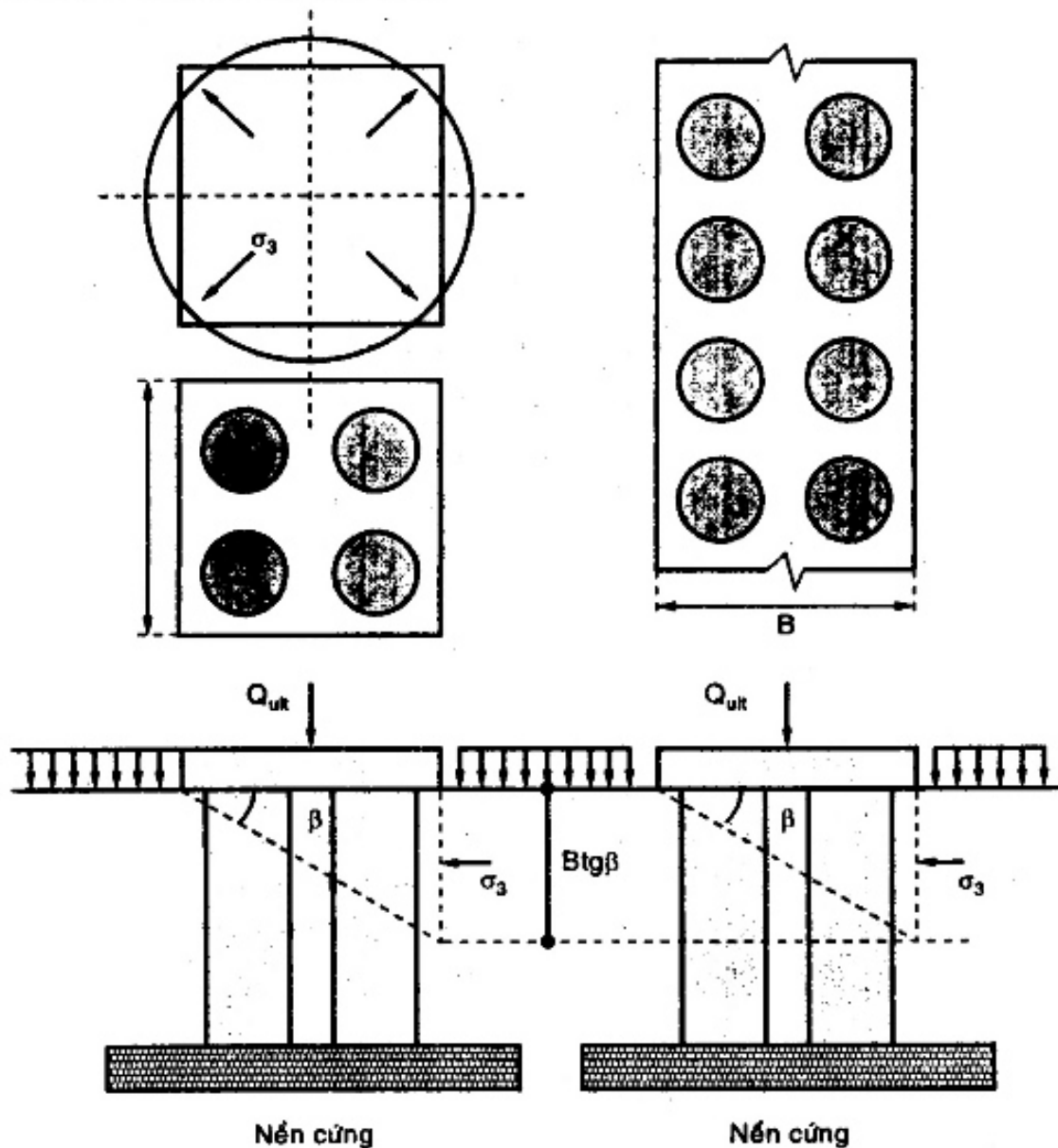
$$\sigma_3 = \gamma_c D_f + \frac{\gamma_c B \text{tg} \beta}{2} + 2c_u = 16 \times 1,5 + (16 \times 2 \times \text{tg} 50,88^\circ)/2 + 2 \times 30 = 103,674 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{ult} = \sigma_3 \text{tg}^2 \beta + 2c_{tb} \text{tg} \beta = 103,674 \times \text{tg}^2 50,88^\circ + 2 \times 28,29 \times \text{tg} 50,88^\circ = 227,11 \text{ kN/m}^2$$

trong trường hợp không có cọc cát theo công thức của Terzaghi là

$$q_{ult} = cN_c + \gamma_{sat} D_f = 5,7 \times 30 + 1,5 \times 16 = 195 \text{ kN/m}^2$$

Như vậy, khi có gia cường cọc cát như trong thí nghiệm trên, sức chịu tải của đất nền gia tăng 16,47%.



Hình 5.8: Cơ chế tham gia chịu tải của cọc vật liệu rời

5.2.7 Độ lún của hỗn hợp đất - cọc vật liệu rời

Các phương pháp tính lún của móng đặt trên nền hỗn hợp đất - cọc vật liệu rời như là nền tương đương đồng nhất có tỷ lệ giảm độ lún R như sau

$$R = \frac{S_t}{S_o} \quad (5.18)$$

trong đó S_t - độ lún của nền hỗn hợp đất - cọc vật liệu rời

S_o - độ lún của nền đất chưa cải tạo.

Phương pháp	Công thức	Tác giả
Cân bằng	$S_t = m_v (\mu_c \sigma) H$ $R = \mu_r = \frac{1}{1 + (n-1)a_s}$	Aboshi 1979
Priebe 1976	$\frac{1}{R} = 1 + a \left[\frac{\frac{1}{2} + f(\mu, a)}{(k_a)_c F(\mu, a)} - 1 \right]$ $f(\mu, a) = \left[\frac{1 - \mu^2}{1 - \mu - 2\mu^2} \right] \left[\frac{(1 - 2\mu)(1 - a)}{1 - 2\mu + a} \right] (k_a)_c = \lg^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi_c}{2} \right)$	
Tường vật liệu rời	$S_t = RH(1 - \mu^2) \left(1 - \frac{\mu^2}{1 - \mu^2} \right) \frac{\sigma}{E}$ $R = f \left(a, \varphi_c, \mu, \frac{\sigma}{E} \right)$	Van Impe và de Beer, 1983

Tỷ lệ giảm độ lún $R = \frac{S_t}{S_o}$

S_t - độ lún của hỗn hợp đất và hệ cọc

S_o - độ lún của đất chưa gia cố

Ví dụ 5.4. Một tải phân bố đều $p = 100 \text{ kN/m}^2$ tác động lên mặt lớp sét yếu có gia cố hệ cọc vật liệu rời, đường kính cọc $D = 0,4\text{m}$, bố trí cách đều $S = 1,6\text{m}$ theo lưới ô vuông. Thí nghiệm hiện trường cho hệ số tập trung ứng suất là $n = 7$. Độ lún của lớp nền sét yếu sau gia cố là bao nhiêu? Nếu lớp sét yếu dày 20m có module biến dạng $E = 1600\text{kN/m}^2$.

Giải. Tỷ diện tích thay thế

$$a_s = \frac{\pi}{2\sqrt{3}} \left(\frac{D}{S} \right)^2 = 0,906 \left(\frac{0,4}{1,6} \right)^2 = 0,057$$

áp lực tác động lên đất yếu xung quanh hệ cọc

$$\sigma_c = \frac{\sigma}{[1 + (n-1)a_s]} = \mu_c \sigma = \frac{100}{[1 + (7-1)0,057]} = 0,745 \times 100 \text{ kN/m}^2$$

độ lún khi không có gia cố

$$S_t = \frac{\beta}{E} \sigma H$$

$$S = (0,8/1600) \times 100 \times 20 = 1\text{m}$$

độ lún sau gia cố

$$S_t = \frac{\beta}{E} (\mu_c \sigma) H \quad (5.19)$$

$$S = (0,8/1600) \times 0,745 \times 100 \times 20 = 0,745\text{m}$$

Quan điểm thứ hai cho rằng cọc vật liệu rời là một biện pháp nhằm giảm hệ số rỗng của đất nền bằng cách đóng ống kín đầu vào nền đất và đổ cát hoặc đá đầy ống trước khi rút ống lên. Quá trình đóng ống làm cho đất nền bị lèn chặt và vật liệu rời sẽ thay cho thể tích của ống. Cũng có thể sử dụng những kỹ thuật tương tự để đưa cát hoặc đá vụn vào nền đất như nổ mìn tạo lỗ trống. Vì kỹ thuật đóng ống làm giảm hệ số rỗng nên chỉ phù hợp cho các loại đất chịu tải kém trên mực nước ngầm như cát rời hoặc đất hoang thổ. Còn với nền sét yếu bão hòa nước có độ thấm bé, khi đóng ống, hệ số rỗng của đất nền chưa thể giảm, do nước trong lỗ rỗng không kịp thoát đi, như vậy gần như không có hiện tượng lèn chặt đất và phương pháp này chính là phương pháp thay thế bằng đóng ống đã giới thiệu trong phần trên.

Công việc tính toán cọc cát theo quan điểm này bao gồm chọn loại ống, thiết bị đưa ống vào nền đất, chọn hệ số rỗng nén chặt e_{nc} mà thiết bị trên có thể đạt được theo đặc tính của đất nền, tính khoảng cách các cọc cát từ hệ số nén chặt đã chọn.

Hệ số rỗng nén chặt e_{nc}

Trong nền cát, giá trị e_{nc} có thể chọn theo biểu thức sau:

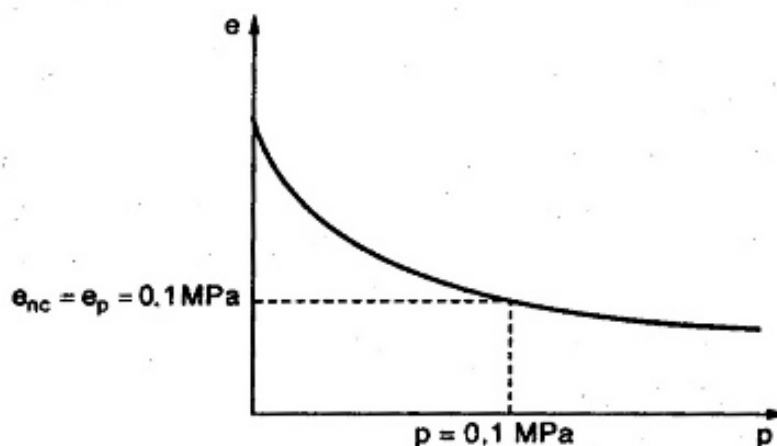
$$e_{nc} = e_{max} - D(e_{max} - e_{min}) \quad (5.20)$$

Độ chặt tương đối có thể đạt được bằng thi công đóng ống tạo cọc cát $D = 0,7$ hoặc $0,8$,

$$e_{nc} = e_{max} - [0,7 - 0,8](e_{max} - e_{min}) \quad (5.21)$$

với e_{max} , e_{min} lần lượt là hệ số rỗng ở trạng thái rời rạc nhất và trạng thái đặc chắc nhất của nền cát.

Trong nền sét, trên mực nước ngầm hệ số rỗng nén chặt có thể chọn theo đường cong nén ép $e-p$, ứng với $p = 0,1$ MPa.



Hình 5.9: Cách chọn e_{nc} nền đất sét yếu

Phương pháp này thường được sử dụng cho nền đất đắp trên mực nước ngầm với hệ cọc cát có đường kính nhỏ, từ 10cm đến 20cm và được thực hiện thủ công cho các công trình có tải nhỏ. Trong trường hợp này không thể sử dụng cọc gỗ nhỏ được vì thiếu vắng mực nước ngầm.

Khu vực cần nén chặt

Khu vực cần nén chặt là toàn bộ nền của móng, với kích thước móng là a và b thì khu vực cần nén chặt có thể chọn như sau

$$F_{nc} = 1,4b(a + 0,4b) \quad (5.22)$$

Khoảng cách giữa các cọc cát

a) Cọc bố trí theo lưới tam giác

$$\frac{\frac{\sqrt{3}}{4} S^2}{1+e_o} = \frac{\frac{\sqrt{3}}{4} S^2 - \frac{\pi D^2}{8}}{1+e_{nc}} \quad (5.23)$$

hoặc khoảng cách các cọc cát trong lưới tam giác để đạt e_{nc}

$$S = 0,952D \sqrt{\frac{1+e_o}{e_o - e_{nc}}} \quad (5.24)$$

b) Cọc bố trí theo lưới ô vuông

$$\frac{S^2}{1+e_o} = \frac{S^2 - \frac{\pi D^2}{4}}{1+e_{nc}} \quad (5.25)$$

hoặc

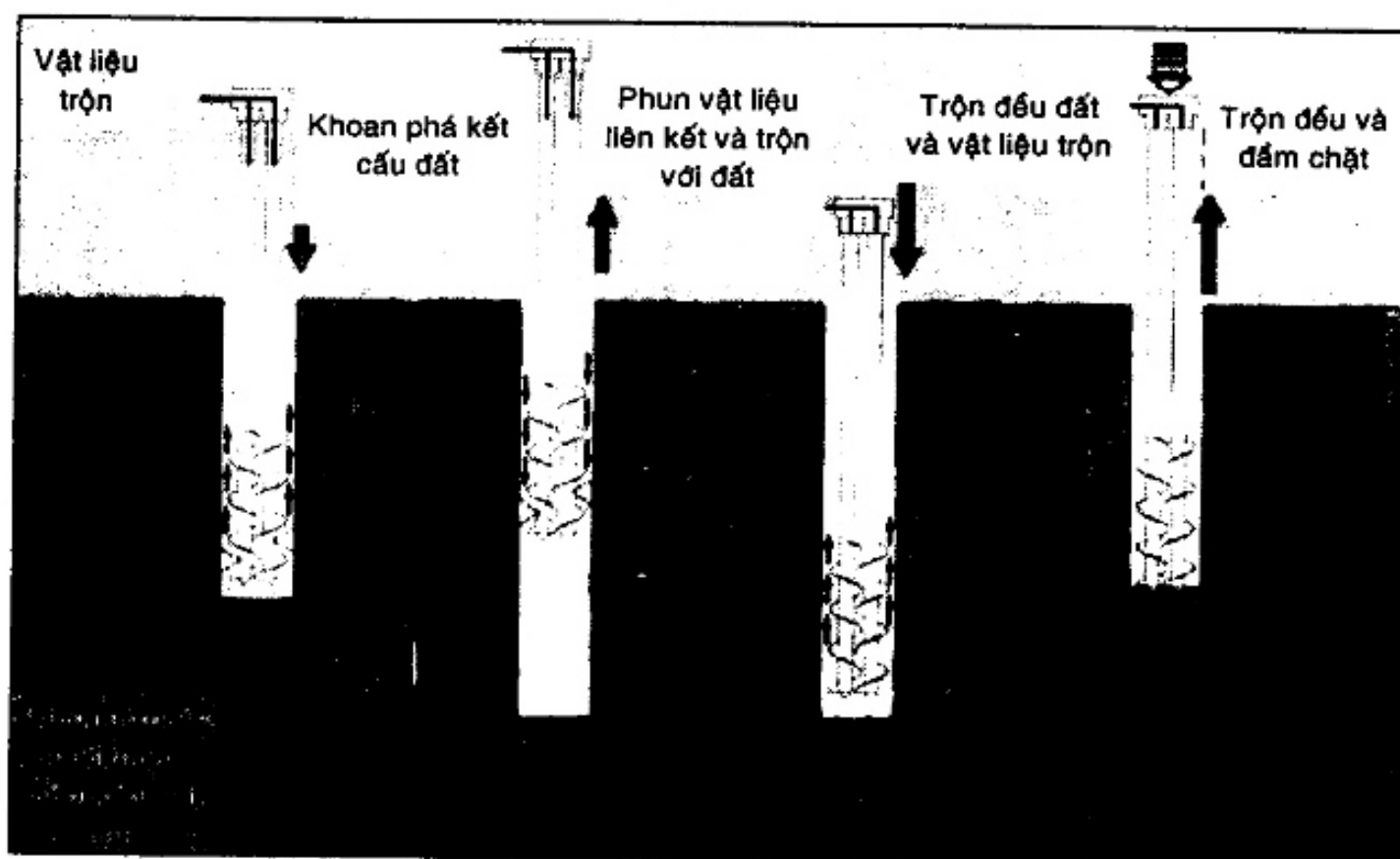
$$S = 0,886D \sqrt{\frac{1+e_o}{e_o - e_{nc}}}$$

Sau khi nền đã được nén chặt bằng cọc cát cần khảo sát địa chất công trình trở lại để xác định các đặc trưng của đất nền mới. Công việc thiết kế nền sẽ dựa vào các đặc trưng mới của đất sau khi đóng cọc cát.

5.3 CỌC ĐẤT VÔI - CỌC ĐẤT XI MĂNG

Với đất yếu là bùn sét và bùn á sét có độ thấm kém hơn 10^{-6} cm/s khả năng ứng dụng cọc vật liệu rời không hiệu quả vì đất không nén chặt được trong quá trình thi công, vì nước trong lỗ rỗng của bùn rất khó thoát đi để lỗ rỗng có thể giảm nhỏ lại. Mặt khác, vật liệu rời có thể bị chìm dần trong bùn nên không giữ được hình dạng cọc sau khi thi công. Trong trường hợp này các nghiên cứu của Thụy Điển, Pháp, Ý, Nhật, Thái Lan, Mỹ,... cho thấy cọc đất trộn vôi hoặc đất trộn xi măng rất hữu hiệu trong việc gia tăng sức chịu tải và giảm độ lún của nền đất.

Phương pháp hình thành cọc trộn đất với vôi sống hoặc với xi măng nhờ vào thiết bị khoan gồm hai hoặc ba lưỡi khoan quay ngược chiều nhau (H.5.11) trộn đều đất với các vật liệu kết dính như vôi, hoặc xi măng pozuland hay xi măng portland. Bước đầu, khi các lưỡi khoan đi xuống đất bị khoan có chiều hướng đi lên và kết cấu đất bị phá vỡ cho đến độ sâu thiết kế; bước thứ hai là phun vật liệu liên kết qua ruột cần khoan rồi đến phần đáy hố khoan và bắt đầu trộn đều; bước thứ ba là trộn đều từng khoảng cọc nhất định 0,5m đến 1m; bước 4 là tác động đầm chặt phần đã trộn (như trong H.5.10). Quá trình ninh kết hỗn hợp đất-vôi hoặc đất-xi măng sẽ phát nhiệt một phần nước xung quanh bị hút vào do quá trình thủy quá, một phần khác bị bốc hơi do nhiệt. Hiện tượng này làm đất xung quanh cọc tăng độ bền hơn trước.



Hình 5.10: Quy trình tạo cọc đất trộn với vôi hoặc xi măng



Hình 5.11: Các dạng lưỡi khoan trộn đất với vôi - xi măng

Sau thời gian ninh kết đầy đủ, khối đất được trộn với vật liệu liên kết hình thành một cây cọc: một thân, hai, ba thân tùy theo loại lưỡi trộn như H.5.12.



Hình 5.12: Dạng cọc đất trộn vôi và xi măng sau thời gian ninh kết

Cọc đất trộn vôi - xi măng là loại cọc mềm có độ cứng tăng lên từ vài ba chục lần đến 100 lần so với đất tự nhiên. Tuy nhiên, hỗn hợp đất vôi - xi măng sẽ đạt tốt nhất chỉ với một hàm lượng tối thuận của chất kết dính. Do vậy, phải tiến hành hết sức thận trọng nhiều thí nghiệm trong phòng để xác định hàm lượng tối ưu đó nhằm hướng dẫn cho hiện trường.

Với đất yếu Nhà Bè-Cần Giờ (Tp Hồ Chí Minh) có thành phần hạt: 24,4% cát mịn; 53,6% hạt bột (silt); 20% hạt sét; hệ số rỗng $e = 2,75$; tỷ trọng hạt 2,52; lực dính không thoát nước $c_u = 5 \text{ kN/m}^2$; độ pH của nước trong đất là 6,02 được tiến hành làm thí nghiệm trộn đất với vôi và xi măng rất nhiều tỷ lệ khác nhau cho thấy hàm lượng hỗn hợp chất kết dính tối ưu khoảng 9.5% so với trọng lượng khô. Kết luận này phù hợp với các kết luận nhiều nhà khoa học khác, chẳng hạn kết luận của D.T Bergado (với đất sét yếu Bangkok tỷ lệ vôi tối ưu là 5% - 10% so với trọng lượng khô của đất), kết luận của Bộ môn Đường Trường Đại học Xây dựng Hà Nội: với đất sét dùng trong xây dựng mặt đường là 12% - 14%, kết luận của Bengt B Broms: Đối với bùn sét độ ẩm 100 - 200%, hàm lượng vôi sống tối ưu là 10 - 12%...

Với bùn sét yếu Nhà Bè-Cần Giờ, ban đầu có độ ẩm 109%, hàm lượng hữu cơ 22,2%, độ pH = 6,02, sau khi gia cố 4.5% vôi + 4.5% xi măng thì sức chịu nén có nở hông (một trục) $q_u = 186 \text{ kPa}$ - tăng lên khoảng 20 lần, sau 28 ngày dưỡng hộ. Biến dạng tương đối khoảng 1.8%, mô đun biến dạng 10 Mpa. Hiệu quả của việc gia cố là rõ rệt. Chúng tôi cũng đã tiến hành nhiều mẫu thí nghiệm với độ pH khác nhau và nhận thấy độ pH có ảnh hưởng đến hiệu quả của việc gia cố. Độ pH giảm sẽ làm giảm độ bền của đất gia cố. Bùn sét yếu ban đầu có độ pH = 6.18 được sấy khô bằng gió ở nhiệt độ 60°C, trộn đều theo tỷ lệ 1 Kg đất khô + 108g vôi + 108g cement. Sau đó trộn thêm 800ml dung dịch H_2SO_4 loãng có nồng độ khác nhau. Loại đất chế bị này sẽ có độ ẩm là 80%, hàm lượng chất kết dính sử dụng là 6% vôi + 6% cement so với trọng lượng ẩm của đất. Sau khi dưỡng hộ 3 tuần, cường độ nén nở hông của mẫu giảm từ 326 kPa ứng với pH = 6.18 đến 201 kPa ứng với pH = 4.29, chênh lệch 1.6 lần. Khoảng chênh lệch này sẽ còn gia tăng theo thời gian dưỡng hộ mẫu. Tuy vậy, sức chịu nén có nở hông (một trục) q_u của mẫu chế bị có độ pH thấp nhưng cũng còn lớn đáng kể so với sức chịu nén có nở hông (một trục) ban đầu $q_u = 10 \text{ kPa}$ của bùn sét yếu có độ ẩm 80%.

Kết quả nghiên cứu (năm 2000) cho thấy khả năng ứng dụng các loại cọc đất - xi măng - vôi trộn sâu có thể ứng dụng trong các vùng đất bùn yếu có hệ số thấm bé không ứng dụng được các loại cọc vật liệu rời như cọc cát, cọc đá. Xét theo khía cạnh khả năng chịu tải của vật liệu hỗn hợp đất - xi măng-vôi.

Về phương diện tính toán có thể sử dụng nguyên lý tính cọc ma sát có sức chịu tải theo vật liệu bé hoặc tính theo nguyên lý cọc vật liệu rời theo phương pháp thay thế.

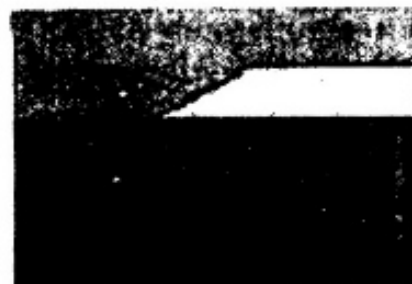
Phạm vi ứng dụng loại cọc này (H.5.13):

- Chống trượt các mái dốc, sườn dốc, bờ sông, sườn núi hay bị sạt lở.
- Chống trượt chân nền đường đắp cao.
- Ổn định nền đường quá yếu.
- Nền kho, nền xưởng trong khu vực yếu khi chịu tải sẽ bị oằn lún lớn rất khó sửa chữa.
- Chống lún đường vào cầu trong khu vực nền yếu đến quá yếu.
- Chống lún khu vực cụm dân cư trong vùng đất yếu bị ngập lũ định kỳ như ở đồng bằng sông Cửu Long.
- Nền các công trình nhẹ trong vùng đất yếu.

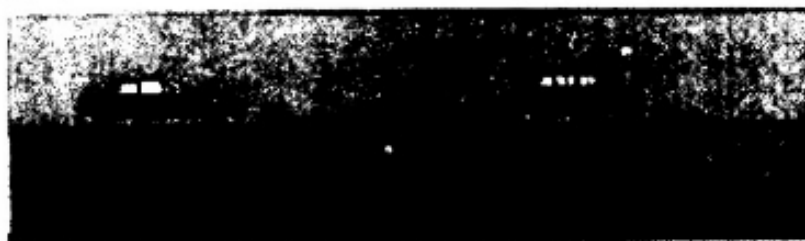
Một phương pháp tạo cọc xi măng trong đất bằng phương pháp phun vữa xi măng áp lực cao trong nền đất yếu để tạo cọc chịu tải bằng ma sát gần tương tự như cọc đất trộn – vôi – xi măng được giới thiệu nguyên tắc thi công trong H.5.14.



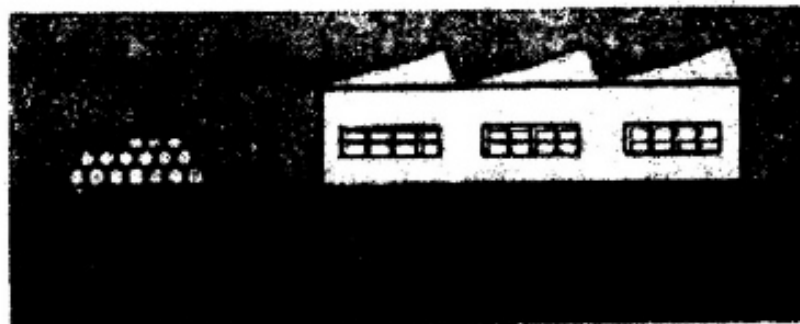
Mặt trượt



Chống trượt chân đường

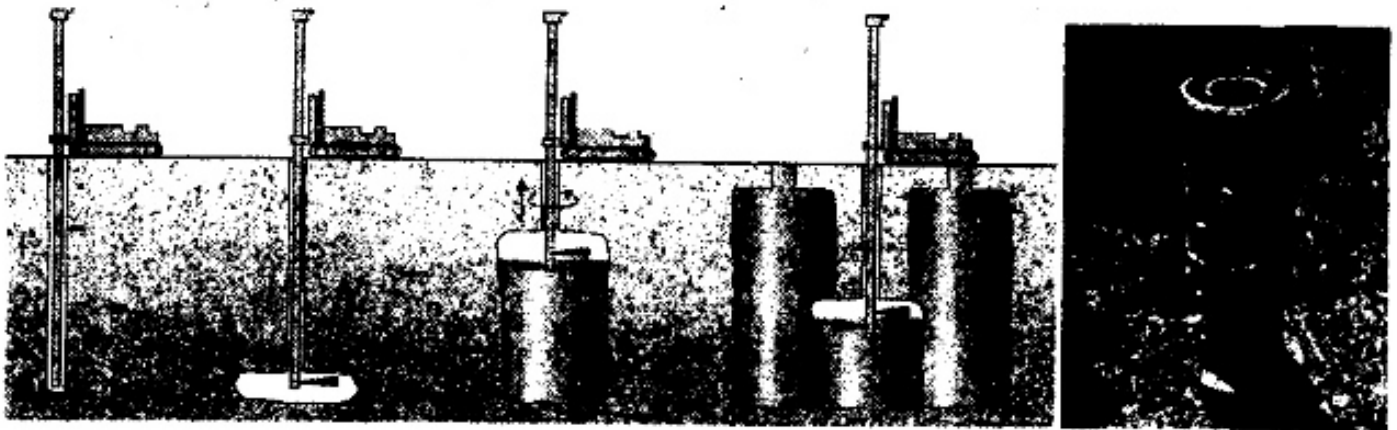


Nền đường yếu



Nhà kho
và công trình nhẹ

Hình 5.13: Các trường hợp ứng dụng cọc đất trộn vôi – xi măng hiệu quả



Hình 5.14: Cọc được tạo bằng phương pháp phun áp lực

5.4 GIA TẢI TRƯỚC

Độ lún của công trình do biến dạng nén cố kết của nền đất là sét yếu hoặc cát rời thường gây ra những hư hỏng nền móng và công trình. Để giảm nguy cơ này người ta thường áp dụng biện pháp gia tải trên nền đất để tạo độ lún trước rồi dỡ tải đi và xây công trình.

Đối với nền cát rời do có tính thấm nước mạnh hoặc đất xốp trên mực nước ngầm, nên độ lún dưới gia tải, trước diễn ra nhanh chóng trong vòng vài tuần lễ hoặc nhiều nhất là vài tháng. Trong khi đó, nền sét yếu thấm nước kém nên thời gian lún do cố kết dưới tác động của gia tải có thể kéo dài đến vài năm thậm chí vài chục năm. Trong trường hợp này, để rút ngắn thời gian cố kết, các thiết bị thoát nước thẳng đứng nhanh thường được sử dụng kèm theo như: giếng cát, rãnh cát, bắc thấm, cọc bản nhựa, ...

Gia tải trước

Gia tải thường được dùng trong kỹ thuật nền móng là nhằm làm cho nền đất yếu lún trước, đất nền sẽ giảm độ rỗng tương ứng với tải gia tăng trên mặt đất, sức chịu đựng sẽ gia tăng. Vấn đề của bài toán là chọn gia tải sao cho phù hợp với áp lực công trình tác động lên nền trong tương lai và dự đoán các biện pháp thi công thích hợp.

Với đất rời và đất yếu không bão hòa nước thời gian đạt độ lún ổn định sẽ ngắn.

Với đất nền yếu là đất loại sét bão hòa nước thì thời gian lún sẽ phụ thuộc vào tốc độ cố kết thấm.

Phương trình vi phân cố kết thấm theo phương thẳng đứng

$$\frac{\partial u}{\partial t} = C_{vz} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2}$$

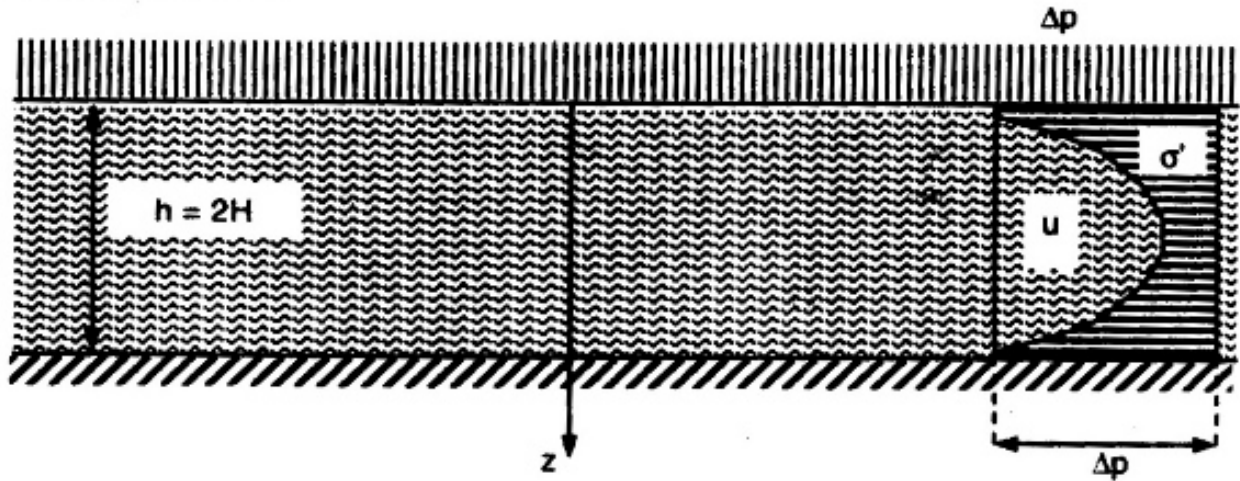
Đặt

$$C_{vz} = \frac{k_z(1+e)}{a_v \gamma_w}$$

Copyright By Facebk.com

(5.26)

có tên là hệ số cố kết



Hình 5.15: Sơ đồ phân tán áp lực nước lỗ rỗng theo thời gian do cố kết

Giải phương trình vi phân cố kết thấm trong trường hợp trên với các điều kiện biên như sau:

- Tải phân bố đều kín khắp gây ra gia tăng ứng suất thẳng đứng $\sigma_v = \sigma_z$, không đổi theo chiều sâu.

- Nếu lớp sét bão hòa cố kết thấm, đặt trên nền cứng thấm nước, quá trình cố kết thoát nước theo hai biên trên và dưới.

Các điều kiện biên cho bài toán được viết :

$$t = 0, \forall z \text{ trong khoảng } [0-2H]: u = u_i = \Delta p; \Delta \sigma' = 0$$

$$t \neq 0, z = 0 \text{ và } z = 2H, u = 0$$

$$z = H, \frac{\partial u}{\partial z} = 0$$

(các độ sâu khác trong lớp cố kết $\Delta \sigma' = -\Delta u$)

$$t = \infty, \forall z \text{ trong khoảng } [0-2H], u = 0$$

- Nếu lớp sét cố kết thấm đặt trên nền cứng không thấm nước, quá trình cố kết thoát nước chỉ theo một biên trên.

Các điều kiện biên cho bài toán được viết như sau:

$$t = 0, \forall z \text{ trong khoảng } [0-2H]: u = u_i = \Delta p; \Delta \sigma' = 0$$

$$t \neq 0, z = 0, u = 0$$

$$z = 2H, \frac{\partial u}{\partial z} = 0$$

(các độ sâu khác trong lớp cố kết $\Delta \sigma' = -\Delta u$)

$$t = \infty, \forall z \text{ trong khoảng } [0-2H], u = 0$$

Design By haughtycool

Lời giải có dạng

$$u_{(z,t)} = \sum_{n=1}^{\infty} \left(\frac{1}{H} \int_0^{2H} u_i \sin \frac{n\pi z}{2H} dz \right) \sin \frac{n\pi z}{2H} \exp \left(\frac{-C_{vz} t n^2 \pi^2}{4H^2} \right)$$

hoặc

$$u_{(z,t)} = \sum_{n=0}^{\infty} \left[\frac{2u_i}{M} \sin \left(\frac{Mz}{H} \right) \right] e^{-M^2 T_{vz}}$$

với

$$M = \frac{\pi}{2}(2n+1)$$

và nhân tố thời gian

$$T_{vz} = \frac{C_v t}{H^2} \quad (5.27)$$

Vì quá trình cố kết diễn ra theo sự phân tán nước lỗ rỗng thặng dư, nên độ cố kết tại độ sâu z là $U_z = \frac{\sigma_{(z,t)}}{\sigma_{(z,t=\infty)}} = \frac{u_i - u_{(z,t)}}{u_i} = 1 - \frac{u_{(z,t)}}{u_i}$

Độ cố kết ở thời điểm t của cả bề dày lớp cố kết có thể viết là

$$U_z = \frac{S_t}{S_{t=\infty}} = \frac{\int_0^{2H} a_0 \sigma'(z,t) dz}{\int_0^{2H} a_0 \sigma'(z,t=\infty) dz} = \frac{\int_0^{2H} a_0 \Delta p dz - \int_0^{2H} a_0 u(z,t) dz}{\int_0^{2H} a_0 \Delta p dz}$$

Với giả thiết $a_0 = \text{const}$, ta có

$$U_z = \frac{S_t}{S_{t=\infty}} = 1 - \frac{\int_0^{2H} u(z,t) dz}{\int_0^{2H} \Delta p dz} = 1 - \frac{\int_0^{2H} u(z,t) dz}{(2H) \Delta p} = \left[1 - \sum_{m=0}^{\infty} \frac{2}{M^2} e^{-M^2 T_v} \right]$$

ta nhận thấy $U_z = f(T_{vz})$, (Casagrande, 1938) và Taylor, 1948) đưa ra một lời giải gần đúng có dạng:

$$\text{Khi } U_z < 60\% \Rightarrow T_{vz} = \frac{\pi}{4} \left(\frac{U_z}{100} \right)^2 \quad (5.28)$$

$$\text{Khi } U_z > 60\% \Rightarrow T_z = 1,781 - 0,933 \log(100 - U_z) \quad (5.29)$$

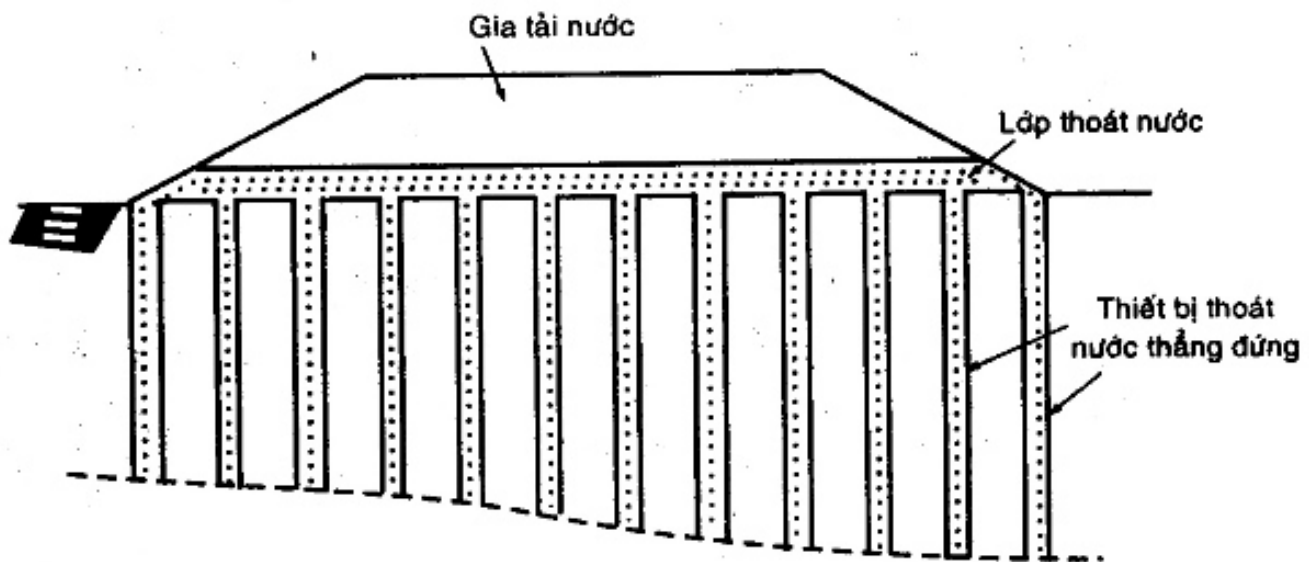
Uv	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	0.95	0.99
Tv	0	.008	.031	.071	.126	.197	.283	.403	.567	.848	1.13	1.78

Thời gian thấm sẽ đạt hàng chục năm nếu lớp sét quá dày và hệ số thấm bé hơn 10^{-6} cm/s.

5.5 GIA TẢI TRƯỚC KẾT HỢP THIẾT BỊ THOÁT NƯỚC THEO PHƯƠNG ĐỨNG (GIẾNG CÁT; BẮC THẨM)

Để rút ngắn thời gian lún, các thiết bị thoát nước thường được sử dụng như: giếng cát, rãnh cát, bắc thẩm, ... Lúc này, quá trình thoát nước do áp lực nước lỗ rỗng thặng dư sẽ chủ yếu hướng về các thiết bị thấm và phần nhỏ vẫn thấm theo phương đứng, phương trình cơ bản diễn tả hiện tượng cơ kết này là phương trình vi phân cổ kết thấm ba chiều có dạng

$$\frac{\partial u}{\partial t} = C_{vx} \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + C_{vy} \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} + C_{vz} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2}$$



Hình 5.16: Gia tải trước và giếng cát

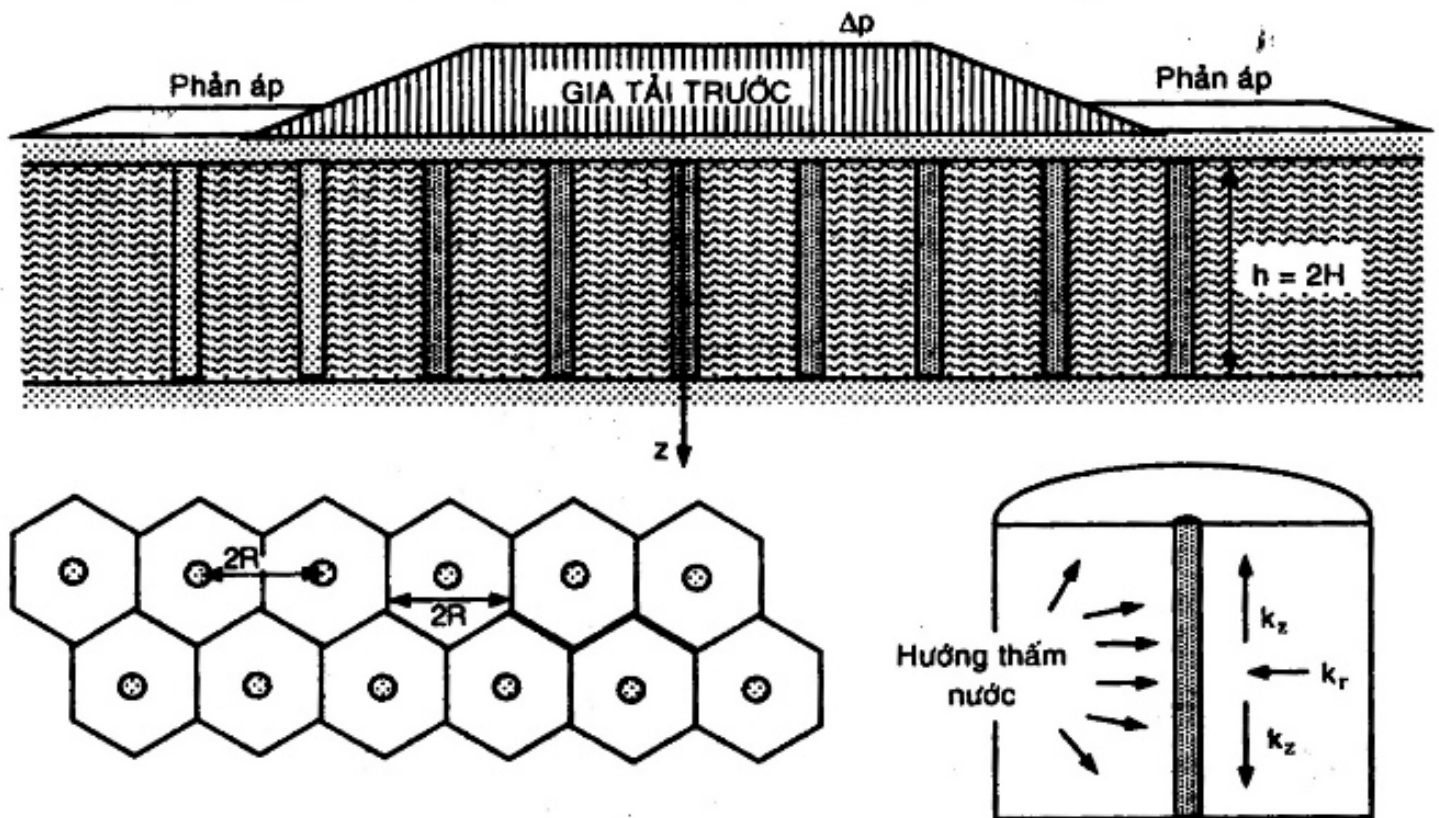
Sơ đồ gia tải trước phối hợp các thiết bị thoát nước tương ứng với hệ tọa độ trụ và phương trình trên trở thành

$$\frac{\partial u}{\partial t} = C_{vr} \left(\frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} \right) + C_{vz} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2}$$

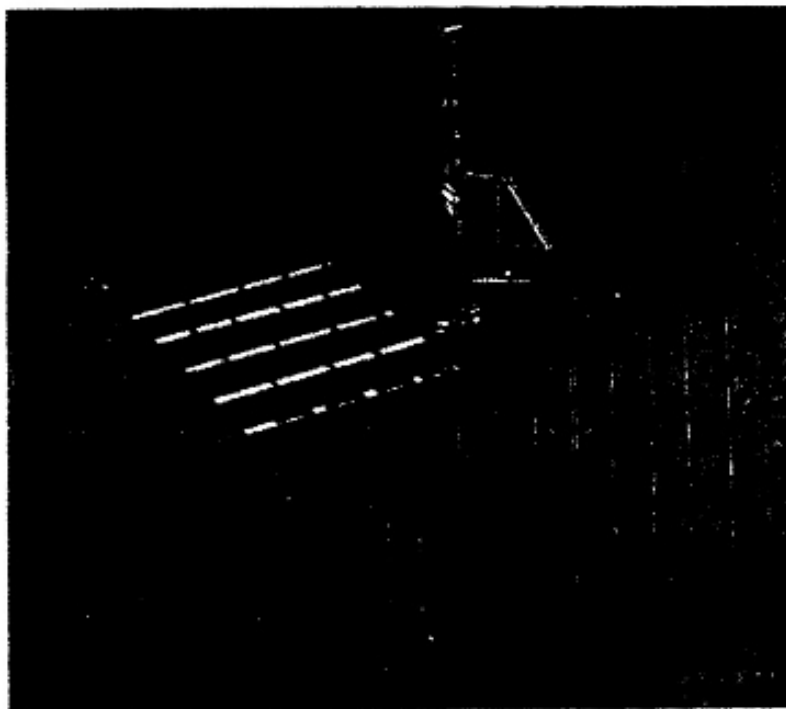
gồm hai thành phần

$$\frac{\partial u}{\partial t} = C_{vr} \left(\frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} \right) \text{ phân thấm xuyên tâm } 0$$

$$\frac{\partial u}{\partial t} = C_{vz} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \text{ phân thấm thẳng đứng}$$



Hình 5.17: Sơ đồ gia tải trước kết hợp thiết bị thấm đứng là giếng cát



Hình 5.18: Sơ đồ thoát nước "gia tải + giếng cát"

Giải của Carillo (1942) cho độ cố kết tổng hợp $U_{z,r}$ của thấm đứng U_z và thấm ngang U_r

$$U_{z,r} = 1 - (1 - U_r)(1 - U_z) \quad (5.30)$$

trong đó U_z - độ cố kết theo phương đứng

U_r - độ cố kết theo phương xuyên tâm về các thiết bị thoát nước

Barron (1948) giải tìm U_r , với hai điều kiện biên

- Mặt lớp nén cố kết ngấm vào đáy công trình nên ứng suất không đều và biến dạng đứng đồng đều

- Biến dạng đứng đồng đều, ứng suất tương ứng không đều.

Với điều kiện biến dạng đứng đồng đều, các điều kiện biên được viết:

$$u_i = \text{const}$$

$$\text{Trên mặt biên và trong thiết bị thoát nước } r \leq r_w: u_i = 0$$

$$\text{Tại biên vùng ảnh hưởng } r = R \Rightarrow \frac{\partial u}{\partial r} = 0$$

$$U_r = 1 - \sum_{\alpha_1, \alpha_2, \dots}^{\alpha=\infty} \frac{4U_1(\alpha)}{\alpha^2(n^2 - 1) [n^2 U_0^2(\alpha n) - U_1^2(\alpha)]} \exp(-4\alpha^2 n^2 T_{vr})$$

hoặc trong điều kiện lý tưởng, đất nền xung quanh các thiết bị thoát nước không bị xáo trộn và thiết bị thoát nước không có sức cản thấm, thì:

$$U_r = 1 - \exp\left(-\frac{8T_{vr}}{F(n)}\right) \quad (5.31)$$

$$\text{trong đó } F(n) = \frac{n^2}{n^2 - 1} \ln(n) - \frac{3n^2 - 1}{4n^2} \quad (5.32)$$

$$\text{với } n = \frac{R}{r} \quad (5.33)$$

R - bán kính vùng ảnh hưởng của thiết bị thoát nước bằng nửa khoảng cách hai thiết bị thoát nước.

r - bán kính tương của thiết bị thoát nước.

$$U_1(\alpha) = J_1(\alpha) Y_0(\alpha) - Y_1(\alpha) J_0(\alpha)$$

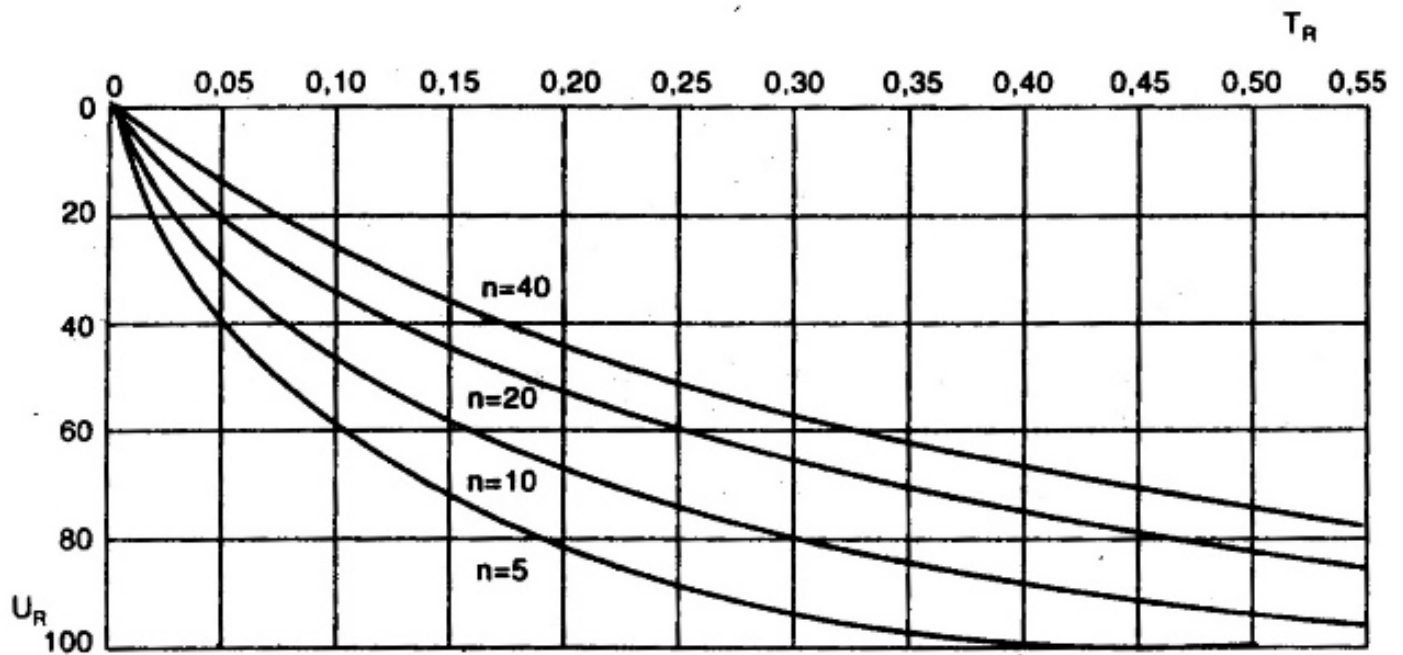
$$U_0(\alpha n) = J_0(\alpha n) Y_0(\alpha) - Y_0(\alpha n) J_0(\alpha)$$

trong đó J_0, J_1 - hàm Bessel loại một, bậc 0 và bậc 1

Y_0, Y_1 - hàm Bessel loại hai, bậc 0 và bậc 1

α_1, α_2 - căn số các hàm Bessel thỏa

$$J_1(\alpha n) Y_0(\alpha) - Y_1(\alpha n) J_0(\alpha) = 0$$



Biểu đồ quan hệ U_r và T_r

Giá trị U_r theo T_r

T_r	U_r							
	$n=5$	$n=10$	$n=15$	$n=20$	$n=25$	$n=30$	$n=35$	$n=40$
0	0	0	0	0	0	0	0	0
0,01	0,0819	0,0494	0,0398	0,0349	0,0318	0,0297	0,0281	0,0268
0,02	0,1571	0,0964	0,0780	0,0685	0,0626	0,0585	0,0554	0,0529
0,03	0,2261	0,1411	0,1146	0,1010	0,0924	0,0864	0,0819	0,0784
0,04	0,2894	0,1835	0,1498	0,1324	0,1213	0,1135	0,1077	0,1031
0,05	0,3476	0,2239	0,1837	0,1626	0,1493	0,1398	0,1327	0,1272
0,06	0,4010	0,2622	0,2161	0,1918	0,1763	0,1654	0,1571	0,1506
0,07	0,4501	0,2987	0,2473	0,2200	0,2025	0,1901	0,1808	0,1734
0,08	0,4951	0,3333	0,2772	0,2472	0,2279	0,2142	0,2038	0,1955
0,09	0,5364	0,3663	0,3060	0,2735	0,2525	0,2375	0,2261	0,2171
0,1	0,5744	0,3976	0,3336	0,2988	0,2762	0,2601	0,2479	0,2381
0,2	0,8189	0,6371	0,5559	0,5083	0,4762	0,4526	0,4343	0,4196
0,3	0,9229	0,7814	0,7040	0,6552	0,6209	0,5950	0,5745	0,5578
0,4	0,9672	0,8683	0,8028	0,7582	0,7256	0,7004	0,6800	0,6631
0,5	0,9860	0,9207	0,8686	0,8305	0,8014	0,7783	0,7593	0,7433
0,6	0,9941	0,9522	0,9124	0,8811	0,8563	0,8360	0,8190	0,8044
0,7	0,9975	0,9712	0,9416	0,9166	0,8960	0,8786	0,8638	0,8510
0,8	0,9989	0,9827	0,9611	0,9415	0,9247	0,9102	0,8976	0,8865
0,9	0,9995	0,9896	0,9741	0,9590	0,9455	0,9336	0,9230	0,9135
1	0,9998	0,9937	0,9827	0,9719	0,9606	0,9509	0,9421	0,9341

Bảng giá trị T_{vr} theo U_r

U_r	T_{vr}										
	$n=5$	10	15	20	25	30	40	50	60	80	100
5	0,006	0,010	0,013	0,014	0,016	0,017	0,019	0,020	0,021	0,023	0,025
10	0,012	0,021	0,026	0,030	0,032	0,035	0,039	0,042	0,044	0,048	0,051
15	0,019	0,032	0,040	0,046	0,050	0,054	0,060	0,064	0,068	0,074	0,079
20	0,026	0,044	0,055	0,063	0,069	0,074	0,082	0,088	0,092	0,101	0,107
25	0,034	0,057	0,071	0,081	0,089	0,096	0,106	0,114	0,120	0,131	0,139
30	0,042	0,070	0,088	0,101	0,110	0,118	0,131	0,141	0,149	0,162	0,172
35	0,050	0,085	0,106	0,121	0,133	0,143	0,158	0,170	0,180	0,196	0,208
40	0,060	0,101	0,125	0,144	0,158	0,170	0,188	0,202	0,214	0,232	0,246
45	0,070	0,118	0,147	0,169	0,185	0,198	0,220	0,236	0,250	0,291	0,288
50	0,081	0,137	0,170	0,195	0,214	0,230	0,255	0,274	0,290	0,315	0,334
55	0,094	0,157	0,197	0,225	0,247	0,265	0,294	0,316	0,334	0,363	0,385
60	0,107	0,180	0,226	0,258	0,283	0,304	0,337	0,362	0,383	0,416	0,441
65	0,123	0,207	0,259	0,296	0,325	0,348	0,386	0,415	0,439	0,477	0,506
70	0,137	0,231	0,289	0,330	0,362	0,389	0,431	0,463	0,480	0,532	0,564
75	0,162	0,273	0,342	0,391	0,429	0,460	0,510	0,548	0,579	0,629	0,668
80	0,188	0,317	0,397	0,453	0,498	0,534	0,592	0,636	0,673	0,730	0,775
85	0,222	0,373	0,467	0,534	0,587	0,629	0,697	0,750	0,793	0,861	0,914
90	0,270	0,470	0,567	0,649	0,712	0,764	0,847	0,911	0,963	1,046	1,110
95	0,351	0,590	0,738	0,844	0,926	0,994	1,102	1,185	1,253	1,360	1,444
99	0,539	0,907	1,135	1,298	1,423	1,528	1,693	1,821	1,925	2,091	2,219

Ví dụ 5.5. Người ta đắp một lớp cát đều kín khắp tạo một áp lực nén trước $\Delta p = 115 \text{ kPa}$ lên trên lớp sét dày 26 m có các đặc trưng sau:

$$p_o = 0,21 \text{ MPa}; H_c = 6 \text{ m}; C_c = 0,28; e_o = 0,9; C_v = 0,36 \text{ m}^2/\text{tháng}$$

Nền là đất sét cổ kết thường (NC)

a) Tính tổng độ lún do cổ kết sơ cấp

b) Tính độ lún do cổ kết sơ cấp sau 9 tháng

c) Tính độ lún do cổ kết sơ cấp sau 9 tháng khi có bố trí giếng cát bán kính $r = 0,1 \text{ m}$, cách khoảng $d = 3 \text{ m}$ và $C_v = C_{vr}$.

Giải

Phần a

Tổng độ lún do cổ kết sơ cấp

$$S_{(p)} = \frac{C_c}{1+e_o} H_c \log \left[\frac{p_o + \Delta p_{(p)}}{p_o} \right] = \frac{0,28}{1+0,9} 6 \log \left[\frac{210+115}{210} \right]$$

$$= 0,1677 \text{ m} = 167,7 \text{ cm}$$

Phần b

$$T_v = \frac{C_v t}{H^2} = \frac{(0,36)(9)}{3^2} = 0,36 \Rightarrow U_v = 67\% = S_t/S \Rightarrow S_t = 112,4 \text{ mm}$$

Phần c

$$n = d/2r = 3/0,2 = 15 \Rightarrow T_r = \frac{C_{vr} t}{D_e^2} = \frac{(0,36)(9)}{(3)^2} = 0,36$$

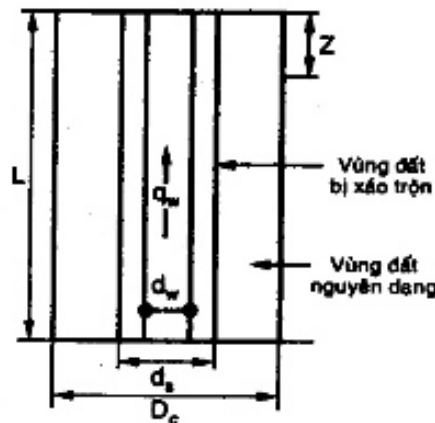
$$\left\{ \begin{array}{l} n = 15 \\ T_r = 0,36 \end{array} \right\} \Rightarrow U_r = 77\%$$

Vậy theo Carillo

$$U_{v,r} = 1 - (1 - U_v)(1 - U_r) = 1 - (1 - 0,67)(1 - 0,77) = 0,924 = 92,4\%$$

$$S_t = 92,4\% S = 92,4\% 167,7 \text{ mm} = 155 \text{ mm}$$

Bắc thấm



Năm 1979, Hansbo cải tiến lời giải của Barron để sử dụng cho các thiết bị thoát nước chế tạo sẵn như: bắc thấm, bản nhựa thấm,... Phương hướng cải tiến là nhằm xét đến mức độ xáo trộn của đất xung quanh thiết bị thoát nước thẳng đứng và sức cản của thấm của nó. Biểu thức cải tiến độ cố kết theo phương ngang có dạng

$$U_r = 1 - \exp\left(-\frac{8T_{vr}}{F}\right) \quad (5.34)$$

$$T_{vr} = \left(\frac{C_{vr} t}{D_e^2}\right) \quad (5.35)$$

khoảng cách giữa các thiết bị thoát nước D_e thường được xác lập như sau

$$D_e = 1,13 S \text{ (sơ đồ hình vuông)}$$

$$D_e = 1,05 S \text{ (sơ đồ hình tam giác đều)}$$

S - khoảng cách giữa các thiết bị thoát nước.

$$F = F(n) + F_s + F_r$$

với $F(n)$ - biểu thị hiệu quả do khoảng cách các thiết bị thoát nước

F_s - biểu thị hiệu quả xáo trộn của đất xung quanh các thiết bị thoát nước

F_r - biểu thị hiệu quả sức cản thấm của các thiết bị thoát nước.



Hình 5.19: Một loại bậc thấm

$$F(n) = Ln\left(\frac{D_c}{d_w}\right) - \frac{3}{4} \quad (5.36)$$

$$F_s = \left[\left(\frac{k_h}{k_s} \right) - 1 \right] Ln\left(\frac{d_s}{d_w}\right) \quad (5.37)$$

trong đó d_w - đường kính tương đương của thiết bị thoát nước

$$\text{Năm 1979, Hansbo đề nghị biểu thức tính } d_w = \frac{2(a+b)}{\pi} \quad (5.38)$$

với a - bề rộng; b - bề dày của thiết bị thoát nước.

Hansbo sau nhiều nghiên cứu thực tế đã đề nghị biểu thức tính đường kính tương đương như sau $d_w = \frac{(a+b)}{2}$ (5.39)

với d_s - đường kính của đới bị xáo trộn kết cấu đất xung quanh bậc thấm

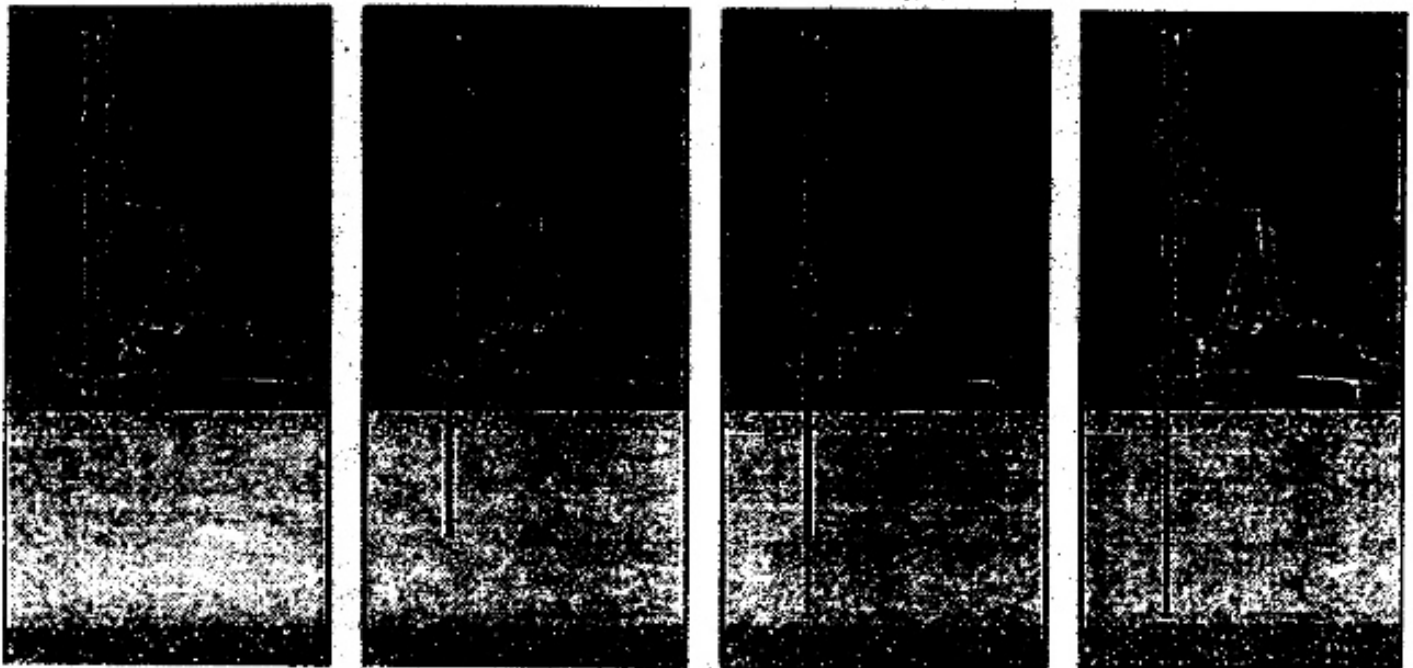
k_s - hệ số thấm theo phương ngang của đất trong đới bị xáo trộn kết cấu

$$F_r = \pi \cdot Z(L-Z) \frac{k_h}{q_w} \quad (5.40)$$

với Z - khoảng cách từ mặt đất đến chỗ kết thúc thoát nước.

q_w - khả năng thoát nước khi gradient thủy lực bằng 1

Gia tải trước thường được kết hợp với các loại thiết bị thoát nước để rút ngắn được thời gian cố kết thấm của sét yếu. Sau khi đất nền đã nén chặt dưới tác động của gia tải vấn đề còn lại là tính toán sức chịu đựng của đất nền và độ lún còn sót lại cho công trình.



Hình 5.20: Cắm bấc thấm vào nền sét yếu

Có hai khuynh hướng rõ rệt trong quá trình gia tải. Một là gia tải một lần kết hợp với bề phản áp giữ ổn định bờ đất gia tải. Hai là đất gia tải làm nhiều giai đoạn, mỗi giai đoạn phải chờ cho sức chịu của nền đất tăng lên thích hợp với tải cần đắp lên mặt lớp đất yếu.

Khuynh hướng 1 thường được sử dụng cho những công trình cần nhanh chóng hoàn thành và điều kiện rộng rãi của công trường.

Khuynh hướng 2, được sử dụng trong những điều kiện ngược lại.

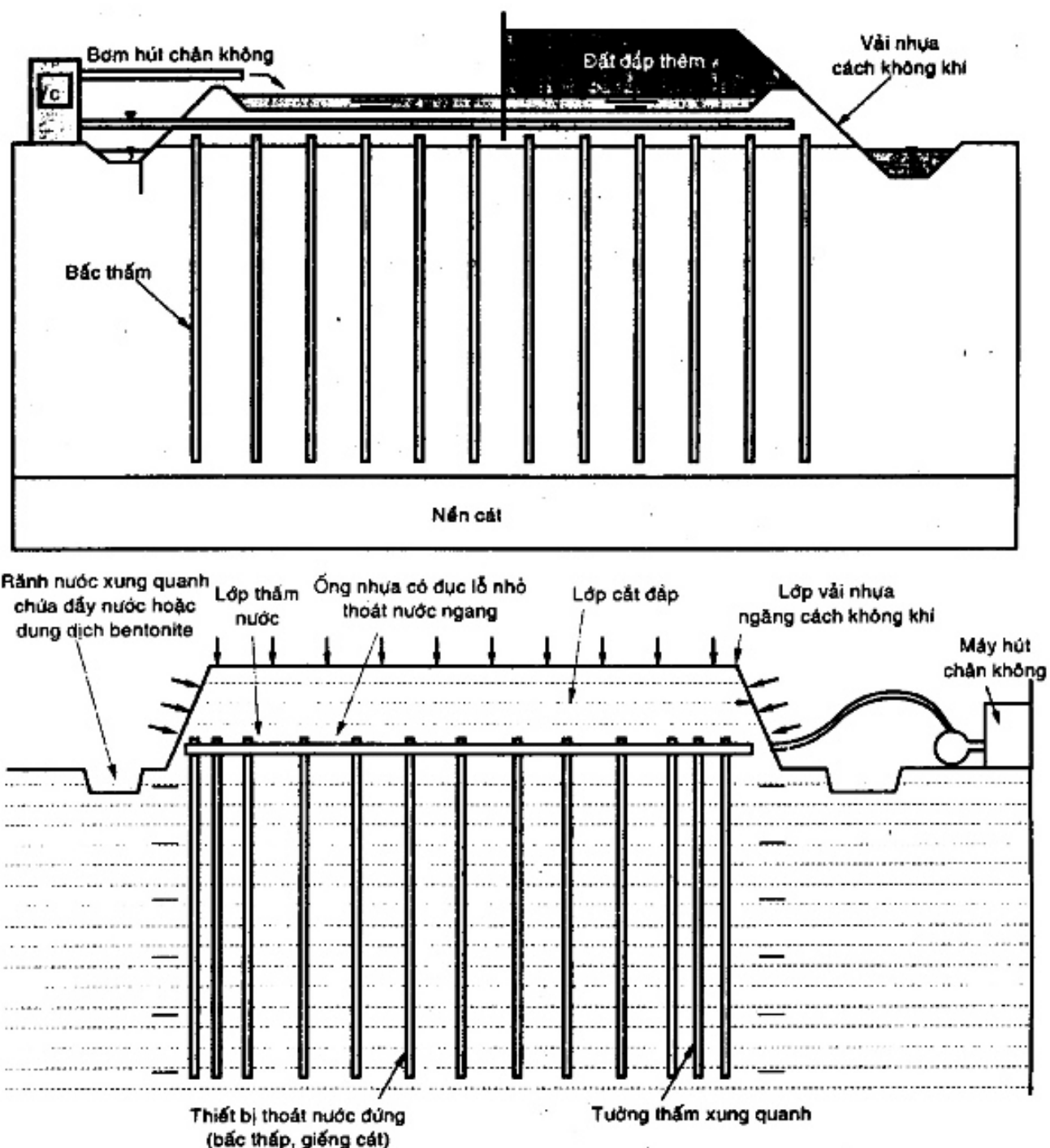
5.6 GIA TẢI TRƯỚC BẰNG PHƯƠNG PHÁP HÚT CHÂN KHÔNG

Trong quá trình gia tải trước, có hai vấn đề khó khăn phát sinh:

- Do đất yếu nên khu vực chân khối đất đắp gia tải hay bị trượt, dẫn đến hoặc phải sử dụng phản áp choán rất nhiều diện tích, hoặc phải gia tải từng cấp tốn rất nhiều thời gian.

- Chi phí vận chuyển đất đến đắp làm gia tải, sau đó lại phải vận chuyển đi phần còn dư, hơn nữa giá thành mua vật liệu gia tải cũng rất lớn.

Một phương pháp có thể khắc phục các nhược điểm trên là phương pháp gia tải bằng hút chân không (H.5.21).



Hình 5.21: Nguyên lý gia tải trước phương pháp bằng hút chân không

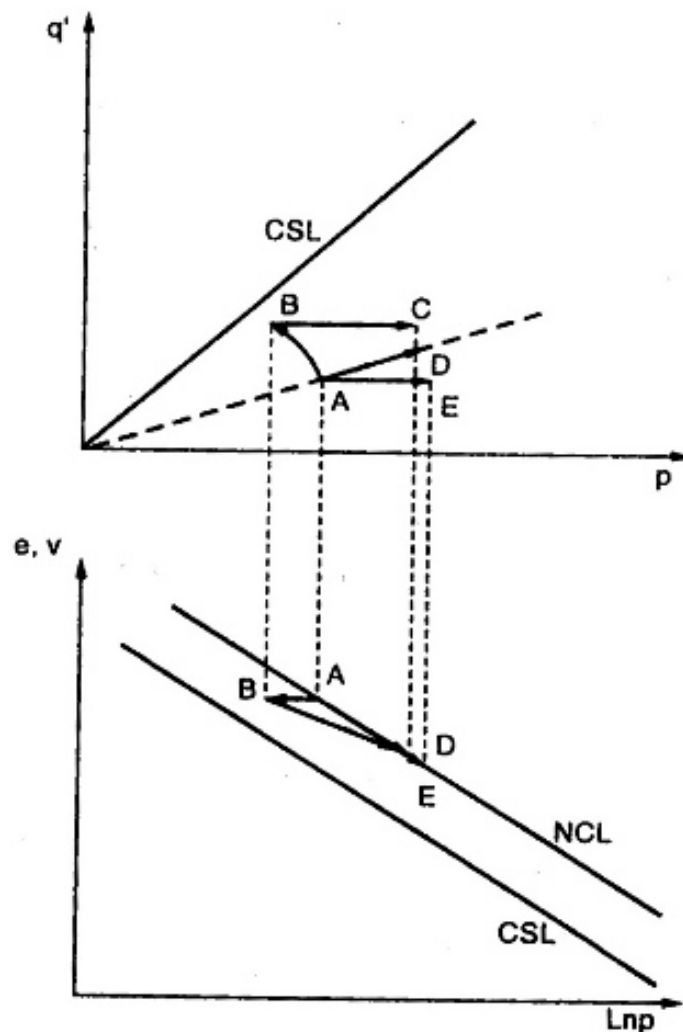
Nguyên lý hoạt động của phương pháp gia tải trước bằng hút chân không là nếu cách ly được mặt đất với lớp không khí bên trên và hút chân không khu vực cô lập, trong khu vực này áp lực trong lỗ rỗng gồm áp lực khí và áp lực nước sẽ hạ thấp, ứng suất hữu hiệu gia tăng lượng tương ứng gây biến dạng co khối đất, mặt đất lún xuống. Nhìn góc cạnh khác, toàn khu vực bị hạ áp lực lỗ rỗng chịu một áp lực nén bằng với trọng lượng cột

không khí tương ứng với tỷ lệ hút chân không, nếu như hút chân không được 80% thì áp lực nén tương ứng với 80% trọng lượng cốt không khí tức là khoảng 80 kPa.

Vì do áp lực khí trong lỗ rỗng giảm giống nhau theo mọi phương nên trong khối đất bị hút chân không không xuất hiện ứng suất lệch nên không có hiện tượng trượt ở khu vực biên chịu tải.

Điểm lợi thế thứ hai là khi tắt máy hút chân không áp lực nén sẽ biến mất, không tổn chi phí dọn dẹp vật liệu gia tải như phương pháp gia tải truyền thống.

Bất lợi của phương pháp hút chân không là lượng nước từ khu vực xung quanh sẽ thấm vào vùng có áp lực lỗ rỗng thấp, điều này dẫn đến lượng nước bơm sẽ lớn hơn nhiều lần độ giảm lỗ rỗng khu vực cần nén chặt. Để khắc phục hiện tượng này có thể làm một tường bao xung quanh khu vực cần gia tải trước với vật liệu kiểm tra độ thấm.



Hình 5.22: Các lộ trình ứng suất ứng gia tải trước

Nếu gia tải trước bằng cách chất tải thông thường, lộ trình ứng suất tại một điểm trong nền đất yếu đi từ A đến B theo lộ trình không thoát nước. Rồi hiện tượng cố kết thấm giải tỏa áp lực nước lỗ rỗng thặng dư, lộ trình ứng suất theo đoạn BC, điểm cuối của lộ trình BC sẽ trùng với điểm D, là lộ trình AD, lộ trình thoát nước tương ứng do gia tải trên mặt. Nếu lượng gia tải lớn, B sẽ chạm đường giới hạn và điểm khảo sát tương ứng sẽ bị phá hoại dẻo.

Trong khi đó, nếu gia tải bằng hút chân không, không xuất hiện ứng suất lệch nên độ lệch ứng suất q luôn luôn bằng không, lộ trình ứng suất tương ứng sẽ là đoạn thẳng AE. Mặt khác, do ứng suất hữu hiệu tăng đều theo mọi phương nên đất nền sẽ co lại theo mọi phương, hệ số rỗng của đất giảm nhiều hơn, hiệu quả của gia tải cao hơn.

Trong H.5.22 có trục tung diễn tả ứng suất lệch $q' = q = \sigma_1 - \sigma_3$, trục hoành diễn tả ứng suất trung bình p' và $p = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} = \frac{\sigma_1 + 2\sigma_3}{3}$ còn được gọi là ứng suất thủy tĩnh hay ứng suất cầu.

Đường CSL là đường trạng thái tới hạn, trong mặt (p, q) đường CSL suy từ điều kiện cân bằng phá hoại dẻo của Mohr-Coulomb, có dạng

$$q = Mp$$

trong đó
$$M = \frac{6 \sin \varphi'}{3 - \sin \varphi'} \quad (5.41)$$

Còn đường CSL trong mặt (v, Lnp) hay $e-Lnp$ là lộ trình trạng thái biến dạng tới hạn tương ứng với lộ trình CSL trong mặt (p, q) . *Lưu ý, để dễ dàng cảm nhận chúng tôi phải chạm đến sai sót khi sử dụng phép chiếu đơn giản từ trục p của mặt (p, q) lên trục Lnp trên mặt $(v-Lnp)$.*

Ký hiệu v - thể tích riêng của đất được định nghĩa $v = 1 + e$.

Về lộ trình có thoát nước AD do gia tải truyền thống bằng cách chất tải trên mặt, sẽ có công thức tổng quát là.

$$\text{Nếu gọi hệ số áp lực ngang là } K_o, \text{ tức là } K_o = \frac{\sigma'_x}{\sigma'_z} = \frac{\sigma'_3}{\sigma'_1}$$

Từ định nghĩa

$$q' = q = \sigma'_1 - \sigma'_3$$

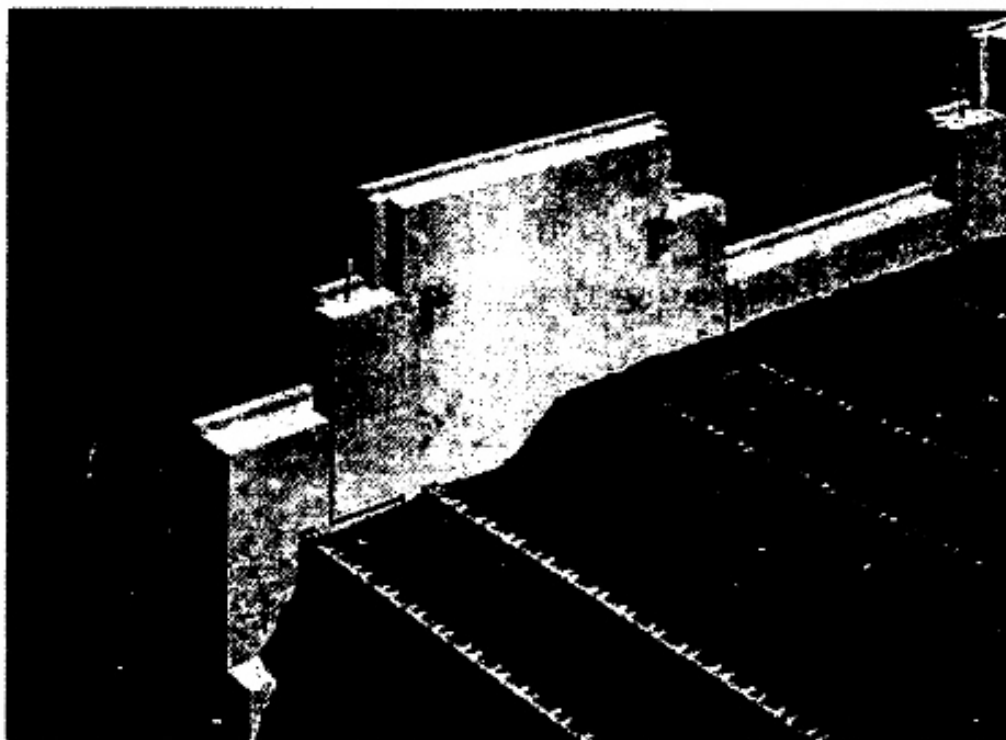
$$p' = \frac{\sigma'_1 + 2\sigma'_3}{3} = p - u$$

Dễ dàng suy ra $q' = \frac{3(1-K_o)}{1+2K_o} p'$ là lộ trình ứng suất tương ứng với thí

nghiệm nén cố kết trong hộp nén cứng.

5.7 NGUYÊN LÝ CƠ BẢN ĐẤT CÓ CỐT

Đất có cốt là đưa vật liệu chịu kéo (các thanh kim loại, tấm kim loại hoặc các thanh vật liệu chịu kéo tốt, hay là bằng các tấm vải địa kỹ thuật,...) vào đất để khắc phục nhược điểm cơ bản vốn có của đất là không chịu kéo được. Đất có cốt cũng là một phương pháp gia cường đất nhằm: hoặc giảm biến dạng dưới tải không đổi hoặc tăng khả năng chịu tải với biến dạng lớn trong trường hợp các công trình không nhạy lún. Các vật liệu gia cường có thể chịu kéo, chịu nén hoặc chịu uốn-cắt tùy theo cách chọn lựa.



Hình 5.23. Đất có cốt

Phân loại vật liệu gia cường:

- Loại gia cường kích thước nhỏ tính theo tỷ lệ của hạt: ổn định đất nền bằng những chất liên kết, những sợi nhỏ, những sợi địa kỹ thuật nhỏ, những vi địa kỹ thuật kích thước nhỏ, ...

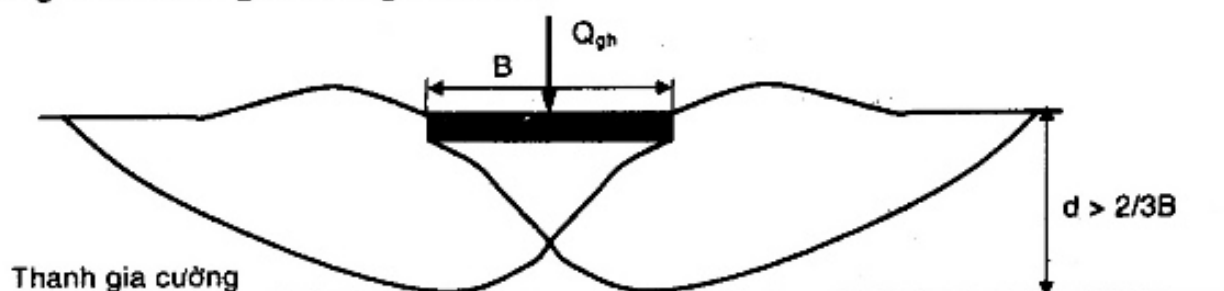
- Loại gia cường kích thước lớn tính theo tỷ lệ của khối đất: cọc nhỏ; thanh, dải hoặc tấm vật liệu địa kỹ thuật, những vi cứng, những hộp cứng, ...

Thuật ngữ “sợi-fibre” dùng để chỉ phần tử cơ bản của cấu trúc dệt, ta phân biệt hai loại chỉ ngắn (từ 50 đến 150 mm) và chỉ dài. Thuật ngữ “chỉ-fil” để chỉ tập hợp sợi xoắn với nhau.

Trong xây dựng, vật liệu được sử dụng làm sợi thường nhất là những vật liệu tổng hợp (polymères: polyester, polyoléfine như polypropylène hoặc polyéthylène, rất ít dùng polyamide vì nó rất nhạy nước), sợi thủy tinh hay sợi thép.

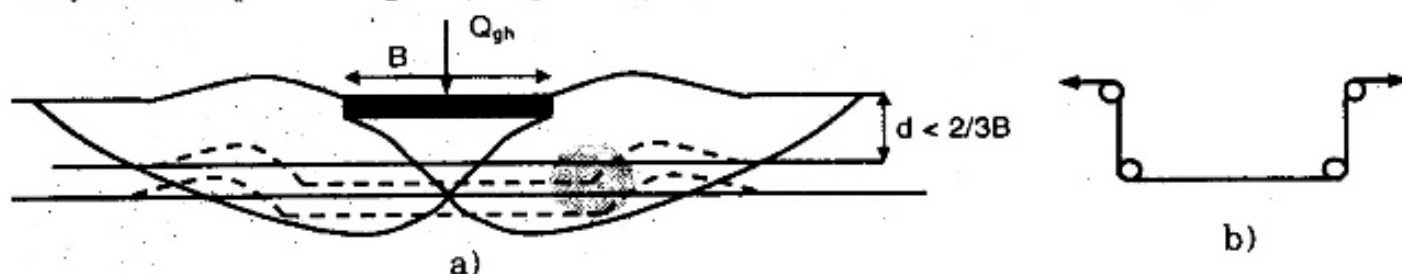
Khái niệm “đất có cốt” do kỹ sư Pháp Vidal đề ra năm 1966.

Năm 1975, Biquet và Lee đã tiến hành nhiều thí nghiệm xác định khả năng chịu tải của một móng băng bề rộng B đặt trên nền đất có và không có thanh gia cường như sau:



Hình 5.24: Mặt trượt tiếp xúc với mặt trên lớp thanh gia cường

Trường hợp có thanh gia cường được chôn sâu hơn $2/3(B)$, và lúc tải đạt giá trị giới hạn Q_{gh} , mặt trượt xuất hiện trong nền đất và tiếp xúc với mặt trên lớp thanh gia cường tương tự như nền đất có lớp đất cứng.

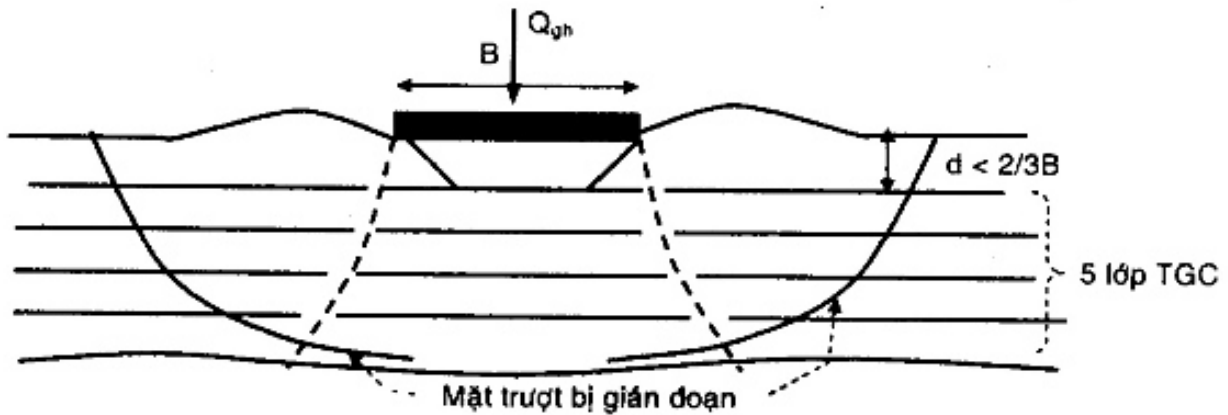


Hình 5.25: Hình dạng thanh gia cường có khuynh hướng bị bẻ gãy tại vị trí có ứng suất cắt τ do tải của móng băng

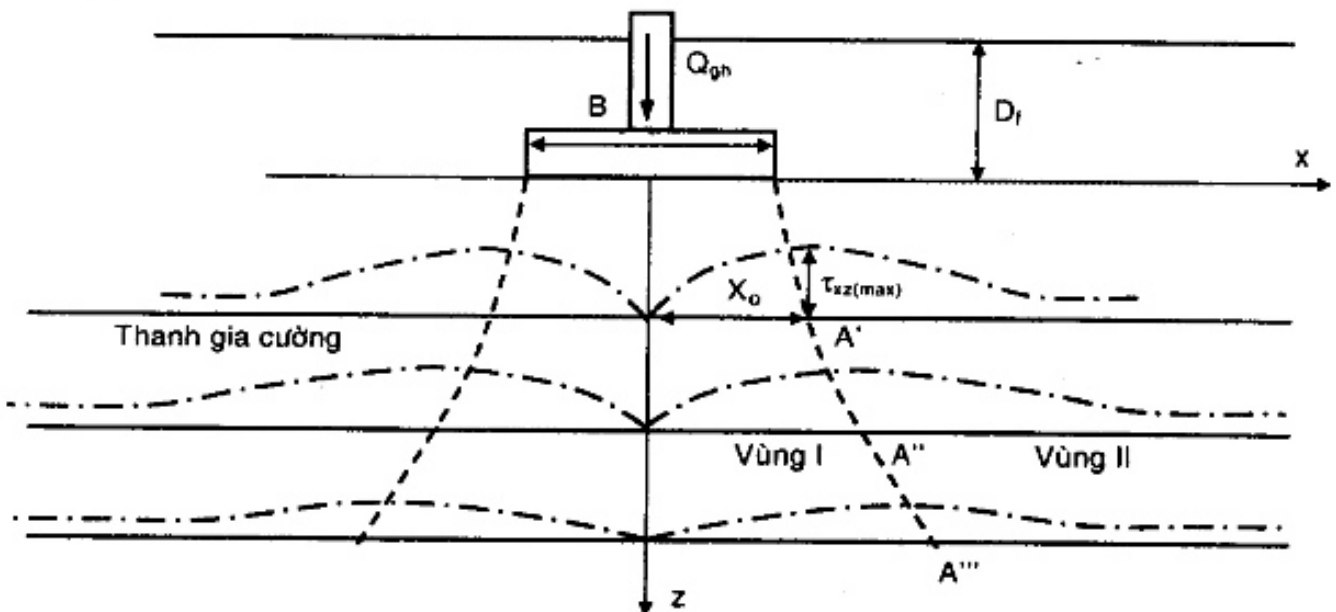
Trường hợp có thanh gia cường được chôn sâu $d < 2/3(B)$, mặt trượt có khuynh hướng bẻ cong thanh gia cường và đồng thời có khuynh hướng kéo thanh gia cường tuột khỏi khối đất ổn định (bên ngoài vùng cân bằng trượt ở hai bên móng), như trong H.5.27. Hình dạng của thanh gia cường bị bẻ cong và bị kéo căng trước khi đứt có dạng như trong H.5.28.

Khi có nhiều hơn 4 lớp gia cường và lớp đầu tiên đặt nông hơn $2/3B$, các lớp tăng cường nằm gần đáy móng bị bẻ gãy ở vị trí tương ứng với ứng suất cắt τ_x cực đại. Mặt trượt trong nền, không còn liên tục và chia nền làm ba miền như thường được thấy trong các thí nghiệm mô hình móng nông, mà chia làm hai miền: miền I và miền II như H.5.26 và H.5.27. Trong miền I ngay dưới đáy móng bị lún xuống và làm cong các thanh gia

cường, trong miền II đất bị đẩy ra bên ngoài và trồi lên bên trên. Các điểm A' , A'' , A''' .. nằm trên biên của hai miền I và II, được xác định tại vị trí mà ứng suất tiếp tuyến cực đại $\tau_{(max)_{xz}}$ do tải của móng băng tác động.



Hình 5.26: Hình dạng mặt trượt trong nền có thanh gia cường và vị trí thanh có thể bị bẻ gãy



Hình 5.27: Vị trí ứng suất cắt cực đại phân chia nền thành hai vùng khác nhau

Các giả thuyết của Binquet và Lee:

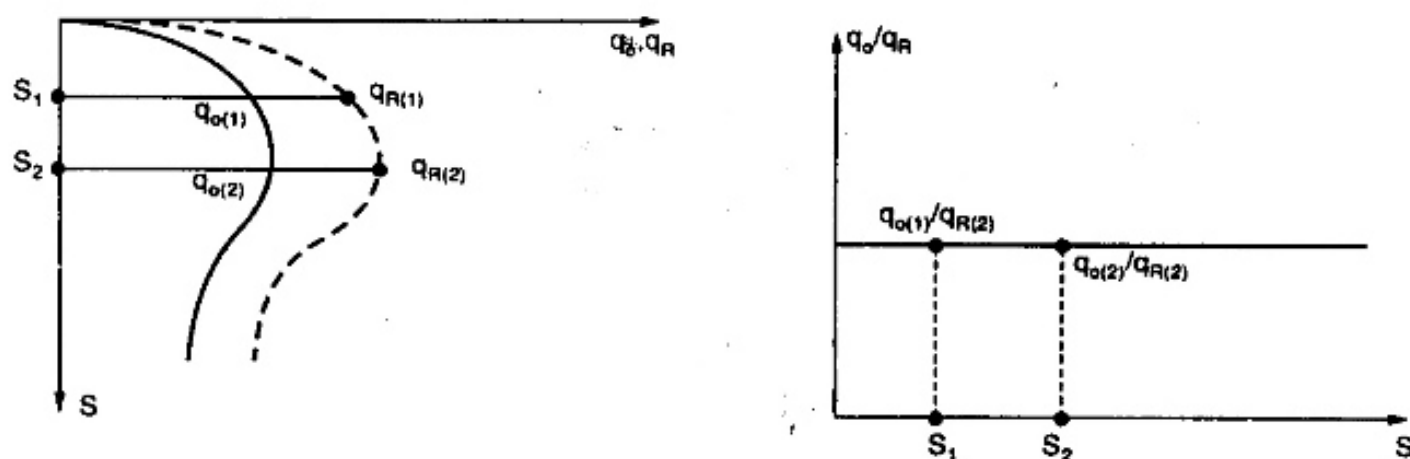
1- Ở trạng thái giới hạn, tại các điểm A , A' , A'' , A''' thanh bị uốn cong và để tính được lực căng trong thanh gia cường các tác giả của phương pháp này đã đưa ra giả thuyết: “tại vị trí uốn cong



Hình 5.28: Giả thuyết 1 của Binquet và Lee

thanh gia cường bị kéo căng theo phương thẳng đứng được định hướng bởi hai trục tròn cố định" như H.5.28.

2- Đối với số lớp thanh gia cường đã cho (N), tỉ số giữa áp lực q_0 tác động lên móng băng (khi nền không có thanh gia cường) và q_R (khi nền có thanh gia cường) là hằng số, bất chấp mức độ lún. Giả thuyết này đã được Binquet và Lee chứng thực bằng các thí nghiệm trong phòng.



Hình 5.29: Kết quả chứng thực giả thuyết 2 của Binquet và Lee

Nguyên lý tính toán

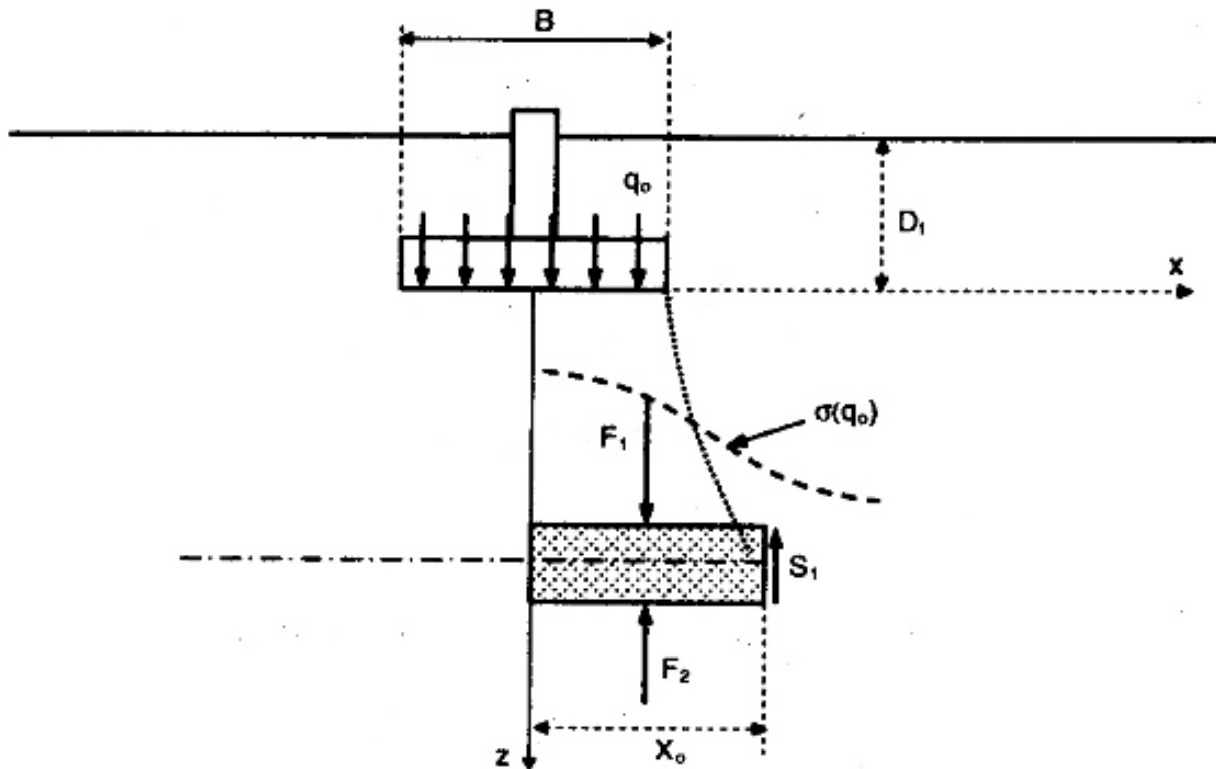
Trong H.5.30, mô tả nền đất không có thanh gia cường gánh đỡ một móng băng chịu một áp lực đáy móng q_0 . Xét một lớp phân tố đất dày ΔH , bề rộng là X_0 ứng với vị trí ứng suất cắt cực đại $\tau_{zx(\max)}$ tính từ trục tâm móng và nằm ở độ sâu z kể từ đáy móng, do đối xứng ta chỉ cần xét phân nửa móng.

Điều kiện cân bằng của phân tố cho chúng ta biểu thức

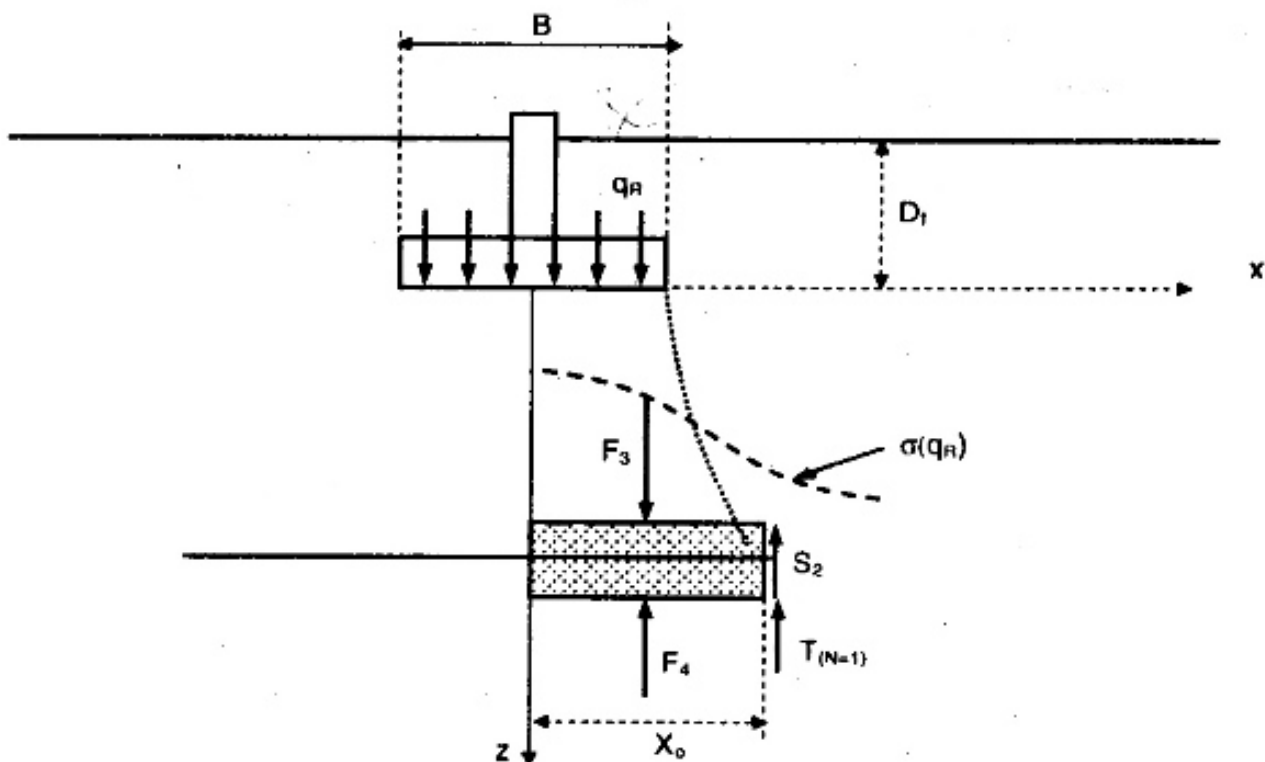
$$F_1 - F_2 - S_1 = 0 \quad (\text{đcc1})$$

trong đó F_1 và F_2 - lực pháp tuyến thẳng đứng tác động lên phân tố đất; S_1 là lực chống cắt trên mặt biên của phân tố đất.

Trong H.5.31, mô tả cùng một phân tố đất đã khảo sát trong H.5.29 nhưng với nền đất có một lớp thanh gia cường ($N = 1$) gánh đỡ một móng băng chịu một áp lực đáy móng q_R . Các lực tác động lên lớp phân tố đất có thanh gia cường là F_3 và F_4 là lực pháp tuyến thẳng đứng, S_2 là lực chống cắt trên mặt biên của phân tố đất và $T_{(N=1)}$ lực chịu kéo của lớp thanh gia cường theo phương thẳng đứng theo giả thuyết 1 của Binquet và Lee.



Hình 5.30: Phân tố đất khảo sát dưới móng băng không có thanh gia cường



Hình 5.31: Phân tố đất khảo sát dưới móng băng có thanh gia cường

Trong trường hợp này điều kiện cân bằng có thể viết dưới dạng sau

$$F_3 - F_4 - S_1 - T_{(N=1)} = 0 \quad (\text{đcc2})$$

Nếu mặt dưới của hai phân tố đất trên có cùng chuyển vị đứng (lún) thì

$$F_2 = F_4 \quad (\text{dcc3})$$

Chúng ta có thể dễ dàng suy ra từ công thức tính chuyển vị đứng (độ lún) của phương pháp bán không gian đàn hồi $S = w = [Bq(1 - \mu^2)\alpha]/E]$

Từ (dcc1); (dcc2) và (dcc3), ta có thể suy ra lực chịu kéo của lớp thanh gia cường

$$T_{(N=1)} = F_3 - F_1 - S_2 + S_1$$

Trong đó các lực thẳng đứng và lực cắt tính theo các công thức sau

$$F_1 = \int_0^{X_0} \sigma(q_0) dx$$

$$F_3 = \int_0^{X_0} \sigma(q_R) dx$$

$$S_1 = \tau_{xz}(q_0)\Delta H$$

$$S_2 = \tau_{xz}(q_R)\Delta H$$

Với các giá trị của $\sigma(q_0)$; $\sigma(q_R)$; $\tau_{xz}(q_0)$; $\tau_{xz}(q_R)$ được tính toán theo lời giải của Boussinesq

$$\sigma(q_0) = \frac{q_0}{\pi} \left[\tan^{-1} \frac{z}{x-b} - \tan^{-1} \frac{z}{x+b} - \frac{2bz(x^2 - z^2 - b^2)}{(x^2 + z^2 - b^2)^2 + 4b^2 z^2} \right]$$

$$\sigma(q_R) = \frac{q_R}{\pi} \left[\tan^{-1} \frac{z}{x-b} - \tan^{-1} \frac{z}{x+b} - \frac{2bz(x^2 - z^2 - b^2)}{(x^2 + z^2 - b^2)^2 + 4b^2 z^2} \right]$$

$$\tau_{xz}(q_0) = \frac{4bq_0 X_0 z^2}{\pi [X_0^2 + z^2 - b^2]^2 + 4b^2 z^2}$$

$$\tau_{xz}(q_R) = \frac{4bq_R X_0 z^2}{\pi [X_0^2 + z^2 - b^2]^2 + 4b^2 z^2}$$

trong đó $b = B/2$ nửa bề rộng móng.

Thay các ứng suất pháp và tiếp vào các lực thẳng đứng và lực cắt, tích phân và rút gọn, theo Das (1983), ta có được:

$$F_1 = A_1 q_0 B$$

$$F_3 = A_1 q_R B$$

$$S_1 = A_2 q_0 \Delta H$$

$$S_2 = A_2 q_R \Delta H; A_1 \text{ và } A_2 = f(z/B)$$

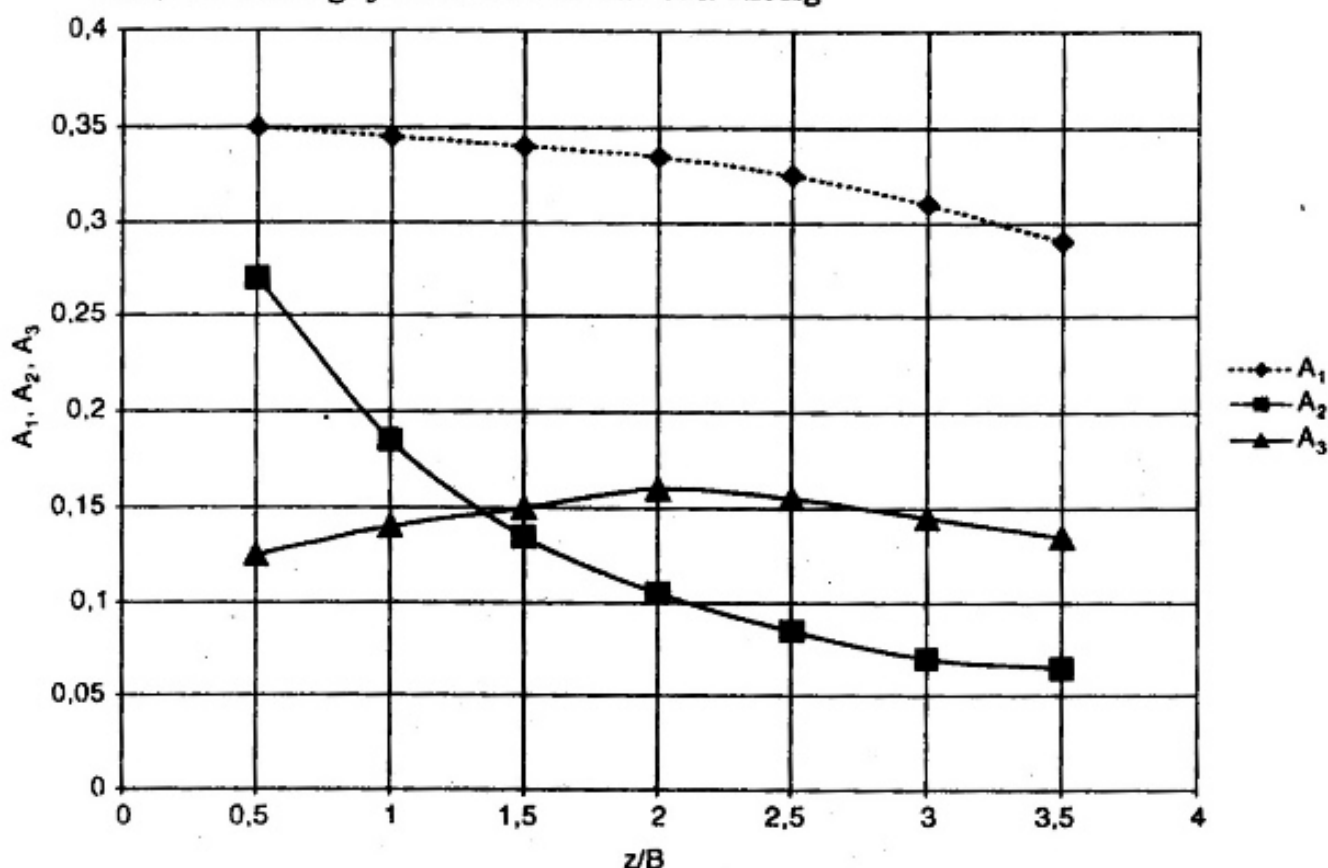
Sau cùng, $T_{(N=1)}$ lực chịu kéo trong lớp thanh gia cường có dạng

$$T_{(N=1)} = A_1 q_R B - A_1 q_0 B - A_2 q_R \Delta H + A_2 q_0 \Delta H$$

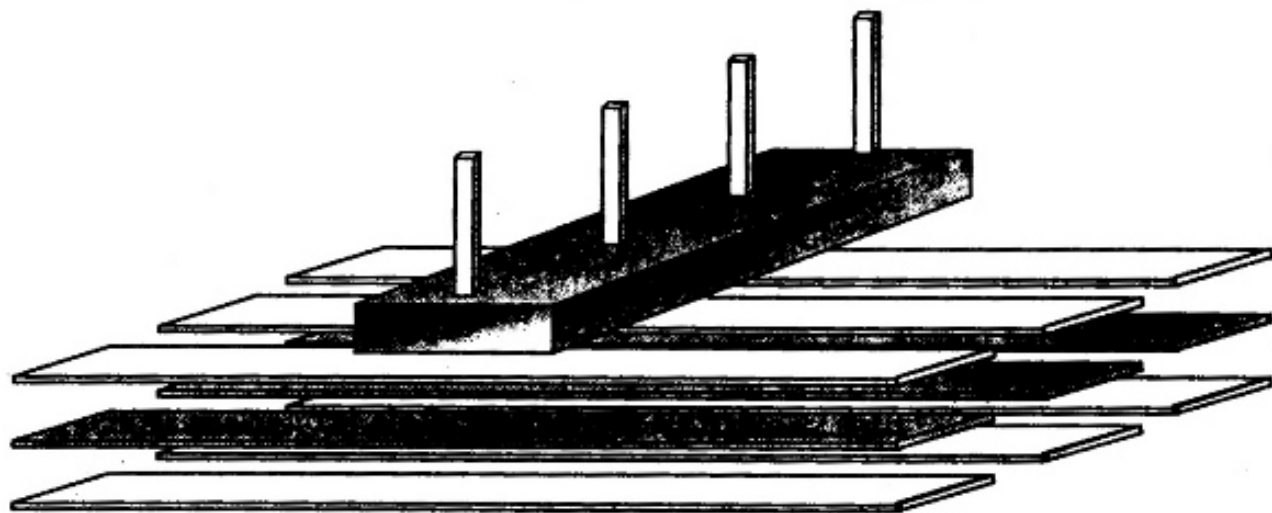
$$= A_1 B (q_R - q_o) - A_2 \Delta H (q_R - q_o) = q_o \left(\frac{q_R}{q_o} - 1 \right) (A_1 B - A_2 \Delta H) \quad (5.42)$$

$T_{(N=1)}$, lực chịu kéo trong chỉ một lớp thanh gia cường, nếu có N lớp thanh gia cường đặt cách đều nhau, với giả thiết là lực chịu kéo phân phối đồng đều cho các lớp $T_{(N)} = \frac{T_{(N=1)}}{N} = \frac{1}{N} [q_o \left(\frac{q_R}{q_o} - 1 \right) (A_1 B - A_2 \Delta H)]$ (5.43)

$T(N)$ có thứ nguyên là kN/m dài của móng



Hình 5.32: Các hệ số tính toán A_1, A_2, A_3



Hình 5.33: Phối cảnh sắp xếp các thanh gia cường

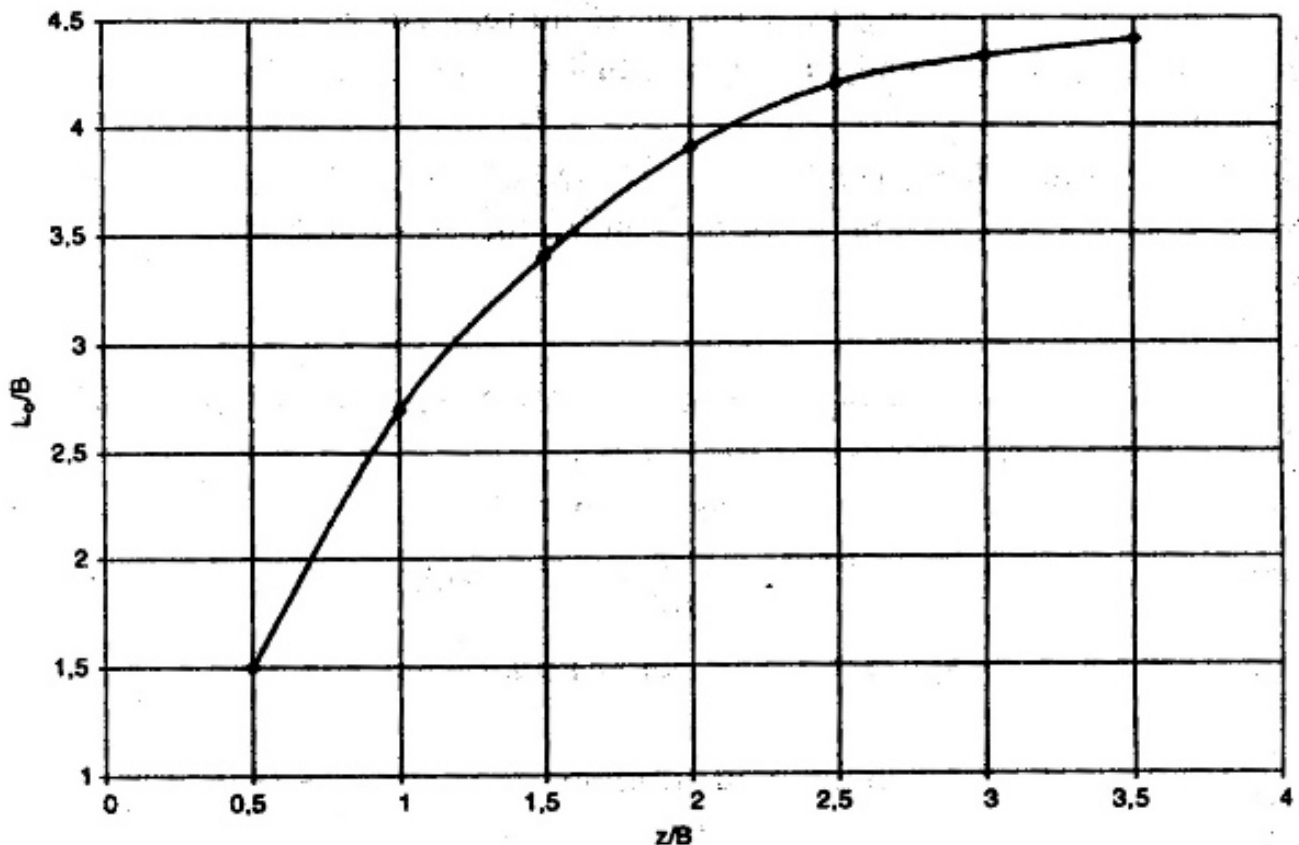
Hệ số an toàn chống đứt của thanh gia cường

$$FS_{(B)} = \frac{\omega \cdot t \cdot n \cdot f_y}{T_{(N)}} \quad (5.44)$$

với ω - chiều rộng của một thanh; t - chiều dày của thanh
 n - số thanh trong một đơn vị chiều dài của móng băng
 f_y - sức chống giập đất của vật liệu thanh gia cường
 gọi ωn - mật độ phẳng LDR

$$FS_{(B)} = \left[\frac{t f_y}{T_{(N)}} \right] (LDR) \quad (5.45)$$

Hệ số an toàn chống trượt của thanh gia cường



Hình 5.34: Biểu đồ xác định L_o theo z và B

Lực giữ thanh gia cường trong khối đất do lực ma sát giữa đất và thanh ở chiều sâu z .

$$F_B = 2 \tan \varphi_a [\text{lực pháp tuyến}]$$

$$= 2 \tan \varphi_a [(LDR)] \left\{ \int_{X_o}^{L_o} \sigma (q_R) dx + (LDR)(\gamma)(L_o - X_o)(z + D_f) \right\} \quad (5.46)$$

trong đó γ - trọng lượng đơn vị của đất đắp trong phạm vi có gia cường

D_f - chiều sâu đặt móng

φ_a - góc ma sát giữa thanh gia cường và đất

Giá trị $x = L_o$ thường được giả thiết là khoảng cách mà ở đó $\sigma(q_R) = 0,1q_R$. L_o là một hàm theo độ sâu z , cho bởi biểu đồ trong H.5.34

$$F_B = 2 \tan \varphi_a (LDR) [A_3 B q_o \left(\frac{q_R}{q_o} \right) + \gamma (L_o - X_o)(z + D_f)] \quad (5.47)$$

Vậy hệ số an toàn chống trượt của thanh gia cường là

$$FS_{(P)} = \frac{F_B}{T_{(N)}} \quad (5.48)$$

Ví dụ 5.6. Tính một móng băng chịu tải trọng 1,8 MN/m. Với những dữ kiện sau

Đất nền là đất cát có $\gamma = 17,3 \text{ kN/m}^3$; $\varphi = 35^\circ$; $E_s = 3 \times 10^4 \text{ kN/m}^2$; $\mu = 0,35$

Chiều sâu chôn móng $D_f = 1\text{m}$, hệ số an toàn sức chịu tải của đất nền là $FS = 3$, độ lún cho phép $s = 2,5\text{cm}$, tuổi thọ công trình được thiết kế là 50 năm.

Thanh tăng cường có: $f_y = 2,5 \times 10 \text{ kN/m}^2$; $\varphi_a = 28^\circ$; hệ số an toàn chống giập đứt $FS_{(B)} = 3$; hệ số an toàn chống trượt của thanh $FS_{(P)} = 2,5$.

Giải. Chọn

- Bề rộng móng băng $B = 1\text{m}$

- 5 lớp thanh gia cường, cách nhau $\Delta H = 0,5\text{m}$, lớp đầu tiên cách đáy móng $0,5\text{m}$, với mật độ phẳng $LDR = 65\%$

Nếu thanh gia cường có bề rộng 75mm ,

$$\text{vậy } n\omega = LDR \Rightarrow n = \frac{LDR}{\omega} = \frac{0,65}{0,075} = 8,67 \text{ thanh/mét dài}$$

Ước lượng sức chịu tải an toàn của nền dưới móng băng

Với nền tự nhiên

Sức chịu tải giới hạn của nền tự nhiên: $q_u = \gamma D_f N_q + (1/2)\gamma B N_\gamma$, theo lời giải của Vesic (1973), ta có với $\varphi = 35^\circ \Rightarrow N_q = 33,3$; $N_\gamma = 48,03$.

$$q_u = 17,3 \times 1 \times 33,3 + (1/2) \times 17,3 \times 1 \times 48,03 = 922 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{all(1)} = \frac{q_u}{FS} = \frac{922}{3} = 330,7 \text{ kPa}$$

Mặt khác, độ lún đàn hồi của một móng băng cứng có thể được tính theo công thức sau

$$S = \frac{Bq}{E_s} (1 - \mu_s^2) \alpha_r$$

$$\Rightarrow q_{all(2)} = \frac{E_s \times s}{B(1 - \mu_s^2) \alpha_r} = \frac{(30.000 \text{ kN/m}^2)(0,025\text{m})}{(1 - m)(1 - 0,35^2)(2)} = 427,35 \text{ kN/m}^2$$

$$q_o = q_{all(1)} = 330,7 \text{ kN/m}^2$$

Ước lượng sức chịu tải an toàn của nền có gia cường dưới móng băng

$$q_R = \frac{1,8 \text{ MN/m}}{B} = \frac{1,8 \times 10^3}{1} = 1,8 \times 10^3 \text{ kN/m}^2$$

Lực căng trong các thanh gia cường được tính theo công thức sau

$$T_{(N)} = \left(\frac{q_o}{N} \right) \left(\frac{q_R}{q_o} - 1 \right) (A_1 \times B - A_2 \times \Delta H)$$

Lực căng trong các thanh gia cường của các lớp khác nhau cho trong bảng sau

Lớp gia cường số	$\frac{q_o}{N} \left[\frac{q_R}{q_o} - 1 \right]$	$z(\text{m})$	$\frac{z}{B}$	$A_1 B$	$A_2 \Delta H$	$A_1 B - A_2 \Delta H$	T_N (kN/m)
1	293,7	0,5	0,5	0,35	0,125	0,225	66,08
2	293,7	1	1	0,34	0,09	0,25	73,43
3	293,7	1,5	1,5	0,34	0,065	0,275	80,77
4	293,7	2	2	0,33	0,05	0,28	82,24
5	293,7	2,5	2,5	0,32	0,04	0,28	82,24

Tính hệ số an toàn chống trượt của các thanh gia cường trong đất

Đại lượng tính	Lớp gia cường số				
	1	2	3	4	5
$2 \tan \phi_2 (\text{LDR})$	0,691	0,691	0,691	0,691	0,691
A_3	0,125	0,14	0,15	0,15	0,15
$A_3 B q_o (q_R/q_o)$	225	252	270	270	270
$z(\text{m})$	0,5	1	1,5	2	2,5
z/B	0,5	1	1,5	2	2,5
$L_o(\text{m})$	1,55	2,6	3,4	3,85	4,2
$X_o(\text{m})$	0,55	0,8	1,1	1,4	1,65
$L_o - X_o(\text{m})$	1	1,8	2,3	2,45	2,55
$z + D_t$	1,5	2	2,5	3	3,5
$\gamma (L_o - X_o) (z + D_t)$	25,95	62,28	99,48	127,16	154,4
$F_B (\text{kN/m})$	173,4	217,2	255,1	274,4	293,3
$FS_{(P)} = F_B / T_{(N)}$	2,62	2,96	3,16	3,34	3,57

Hệ số an toàn chống trượt $FS_{(P)} = 2,62 > 2,5$. Hệ thanh gia cường chọn như trên thỏa.

Tính bề dày thanh gia cường theo điều kiện chống giắt đứt

$$FS_{(B)} = \left[\frac{t f_y}{T_{(N)}} \right] (\text{LDR})$$

hay

$$t = \frac{FS_{(B)} T_{(N)}}{(\text{LDR}) f_y} = \frac{3}{(2,5 \times 10^5) (0,65)} T_{(N)}$$

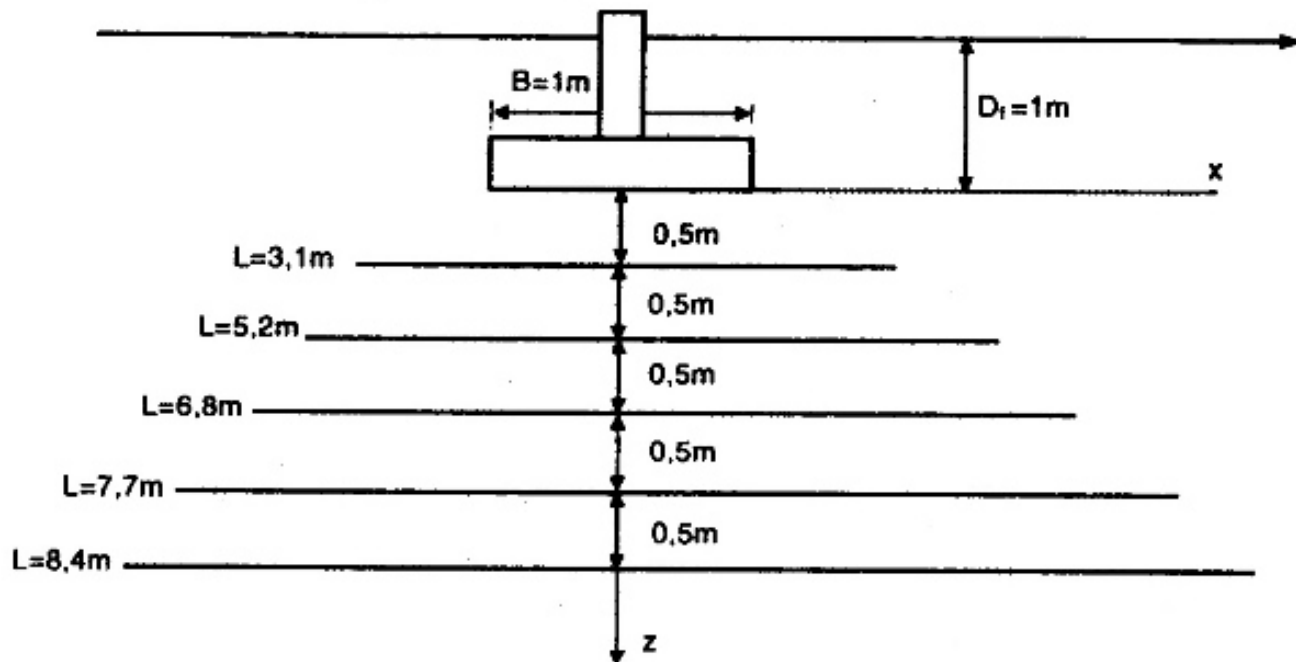
Bề dày thanh gia cường	Lớp gia cường số				
	1	2	3	4	5
t (mm)	1,22	1,36	1,49	1,52	1,52

Ta có thể chọn chiều dày làm việc thanh gia cường cho tất cả các lớp là 1,6mm và chiều dày bị rỉ sét hàng năm của thép galvanne là 0,025mm. Để cho thép có tuổi thọ là 50 năm, chiều dày của thanh gia cường là $1,6 + 0,025 \times 50 = 2,85\text{mm}$

Chiều dài tối thiểu của thanh gia cường là

Chiều dài thanh gia cường	Lớp gia cường số				
	1	2	3	4	5
$L_{\min}$ (m)	3,1	5,2	6,8	7,7	8,4

Kết quả cuối cùng như H.5.35.



Hình 5.35: Kết quả ví dụ trên

Trong ví dụ trên nếu không có thanh gia cường với hệ số an toàn $FS = 3$, kích thước móng bằng sẽ là

Với nền tự nhiên

Sức chịu tải giới hạn của nền tự nhiên: $q_u = \gamma D_f N_q + (1/2) \gamma B N_\gamma$, theo lời giải của với $\phi = 35^\circ \Rightarrow N_q = 33,3$; $N_\gamma = 48,03$

$$q_{ult} = \frac{q_u}{FS} = (1/3) (\gamma D_f N_q + (1/2) \gamma B N_\gamma) = (17,3 \times 1 \times 33,3 + (1/2) \times 17,3 \times B \times 48,03)$$

$$\text{Áp lực đáy móng: } q = (1800 \text{ kN}) / [(B)(1)]$$

Điều kiện cân bằng ổn định cho

$$q = (1800 \text{ kN}) / [(B)(1)] = q_{ult} = (17,3 \times 1 \times 33,3 + (1/2) \times 17,3 \times B \times 48,03)$$

$$138,5B^2 + 192,03B - 1800 = 0$$

Giải phương trình trên ta được $B = 3\text{m}$ và $q_{all} = 600 \text{ kN/m}^2$

Kết quả ví dụ này cho chúng ta thấy nền đất được gia cường các bằng các thanh địa kỹ thuật có sức chịu tải gia tăng rất đáng kể. Tuy nhiên, dễ dàng nhận thấy rằng để thi công các thanh gia cường phải đào, đắp và đầm nện nền thật kỹ, điều này chỉ thích hợp khi phối hợp với phương pháp đệm cát.

5.8 VẢI - VÍ ĐỊA KỸ THUẬT

5.8.1 Vải địa kỹ thuật

Vì gia cường nền bằng các thanh kim loại hay bị rỉ và nếu sử dụng thép không rỉ giá thành sẽ rất cao, nên từ các năm cuối của thập kỷ 70, vải và ví (lưới) địa kỹ thuật đã thay thế dần thanh kim loại trong khả năng gia cường nền móng công trình.

Vải địa kỹ thuật là tên chung cho các sản phẩm dùng để gia cường đất. Nguyên tắc tính toán vải địa kỹ thuật tương tự như tính toán thanh gia cường đất. Vải địa kỹ thuật thường được chế tạo từ các phụ phẩm dầu hỏa như là polyester, polyethylene, polypropylene, đôi khi vải địa kỹ thuật cũng được làm từ sợi thủy tinh, nhưng không nên chế tạo từ các chất liệu hữu cơ tự nhiên vì chúng dễ dàng bị hủy hoại trong môi trường nước.

Thông thường vải địa kỹ thuật được sử dụng để gia cố nền đường hoặc công trình đất đắp. Trong nền đường vải địa kỹ thuật được trải thảm lên mặt lớp đất nền mềm và đất đắp được đặt trực tiếp lên vải và tiến hành đầm chặt.

Sử dụng vải địa kỹ thuật là một phương hướng mới trong kỹ thuật nền móng. Tuy nhiên kết quả nghiên cứu trong lĩnh vực này còn chưa nhiều. Tuy vậy, việc sử dụng vải địa kỹ thuật lan tràn nhanh chóng.

Vải địa kỹ thuật có thể đan, dệt hoặc không dệt và có thể chia làm bốn loại chính như sau:

--Loại vải ĐKT thấm nước tốt đảm bảo sự phân tán nước lỗ rỗng thặng dư trong quá trình cố kết, đồng thời chịu cắt tốt

--Loại vải ĐKT lọc để đặt giữa hai lớp đất hạt thô và hạt mịn, chỉ cho nước thoát qua và giữ lại các hạt đất mịn

--Loại vải ĐKT phân cách dùng để phân chia hoàn toàn hai lớp vật liệu; loại này được sử dụng trong các trường hợp cần thiết ví dụ dùng vải loại này để thay lớp bê tông lót đáy móng, hay được sử dụng trong phương pháp hút chân không.

- Loại vải ĐKT gia cường đất loại này có sức chịu kéo rất tốt nhằm

tăng cường khả năng chịu tải của đất nền.

Sức chịu kéo căng t_g của vải địa kỹ thuật phụ thuộc vào module E_g

$$t_g = \varepsilon_g E_g \quad (5.49)$$

trong đó t_g - lực kéo căng trong vải địa kỹ thuật (kN/m rộng)

ε_g - biến dạng; E_g - module biến dạng của vải địa kỹ thuật

Các lực tác động từ nhiều khảo sát thực nghiệm và nhiều thí nghiệm riêng để xác định các đặc trưng của vải địa kỹ thuật. Theo Kenny (1979)

$E_g = 524$ N/m tính theo % biến dạng với loại Mirafi 140

Và $E_g = 1926$ N/m tính theo % biến dạng với loại Mirafi 500X

Những nghiên cứu của MIR-ARABCHAH (1985) về đặc tính từ biến vải địa kỹ thuật làm bằng sợi polyester có ngưỡng từ biến là $\sigma/\sigma_r = 45\%$ và với so với sợi polypropylene là $\sigma/\sigma_r = 10\%$ ở 20°C (σ_r là ứng suất kéo đứt) đặc tính chịu kéo của vải địa kỹ thuật dạng băng và tấm

Một tấm vải địa kỹ thuật rộng B , dài H , dày b_g chịu kéo sẽ được đặc trưng bởi quan hệ lực căng T và biến dạng dài ε_l , trên biểu đồ (t_g, ε_g) phần cách xa điểm đứt

$$\text{Hoặc} \quad t_g = \frac{\varepsilon_g}{a\varepsilon_g + b} \quad (5.50)$$

$$\text{Hoặc} \quad t_g = \varepsilon_g E_g$$

trong đó $t_g = F/B = \sigma b_g$ và $\varepsilon_g = (\Delta H/H)$

B_g - bề dày tấm vải địa kỹ thuật

Ảnh hưởng của cấu trúc vải và vi

Với vận tốc dẫn dài hằng số, biến dạng cực đại và ứng suất tương ứng khi đứt theo các cấu trúc vải khác nhau có thể tóm tắt:

Vải không dệt gồm những sợi ngắn được gắn kết với nhau bằng keo hóa học, hoặc bằng gia nhiệt có các đặc trưng như sau:

- Biến dạng: từ 30% đến 50%, đôi khi đạt đến trên 100%
- Sức chịu tải (kéo): từ 1 đến 30 kN/m, với những loại đặc biệt sức chịu tải có thể đạt từ 30 đến 100 kN/m

Loại dệt như các loại vải may mặc thông thường có các đặc tính:

- Biến dạng: từ 10% đến 25%
- Sức chịu tải (kéo: từ 10 đến 100 kN/m, với những loại đặc biệt sức chịu tải có thể đạt từ 100 đến 1000 kN/m, thông thường sức chịu kéo theo hướng sợi dọc lớn hơn hướng sợi ngang. Loại vải dệt có module biến dạng lớn hơn loại không dệt nhưng lại không đẳng hướng.

Vì hay lưới địa kỹ thuật có dạng dệt, gia nhiệt nối các thanh hoặc đục lỗ các tấm chất dẻo. Vật liệu làm vĩ ĐKT thường là PP (polypropylene); PE (polyethylene) hoặc PET (polyethylene-teretate), sức chịu kéo đứt của các loại vật liệu này rất lớn:

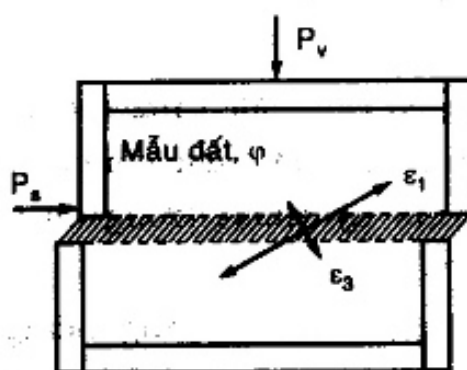
- Biến dạng: từ 10% đến 20%

- Sức chịu tải (kéo): từ 30 đến 100 kN/m, một số loại đặc biệt có thể đạt đến hàng trăm kN/m. Do đặc tính này vĩ ĐKT có thể sử dụng để thay thế các thanh kim loại gia cường nền móng công trình dân dụng, công nghiệp, cầu đường và thủy lợi.

5.8.2 Khái niệm cơ bản về vai trò vải địa kỹ thuật

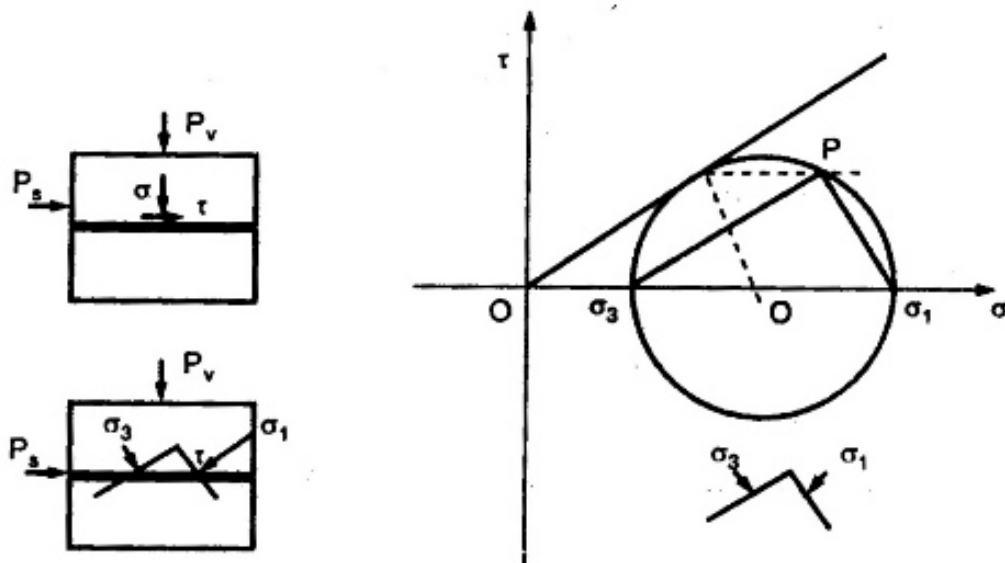
Đã từ lâu con người đã biết trộn rơm, rạ và các loại sợi và đất sét để tăng cường sức chịu đựng nhằm xây nhà hoặc đắp đập ngăn nước và làm đường xá. Nhưng mãi đến thập kỷ 70 của thế kỷ 20, mới thật sự có những thí nghiệm kiểm chứng và lý thuyết tính toán kỹ thuật đất có cốt.

Trong phần khái niệm thanh địa kỹ thuật của Vidal, Binquet và Lee chúng tôi đã phân tích thí nghiệm hiện trường và nguyên lý tính thanh địa kỹ thuật. Trong phần này, thí nghiệm cắt trực tiếp mẫu đất có và không có gia cường sẽ được phân tích để hiểu được ở mức độ vi mô vấn đề gia cường đất bằng vật liệu sợi và tấm.



Hình 5.36: Biến dạng trong băng trượt do cắt của mẫu đất bị cắt trực tiếp

Trong khi tiến hành tác động lực P_s mẫu đất có biến dạng cắt trước khi bị trượt dọc theo mặt trượt định trước giữa hai nửa hộp cát (H.5.36). Ổn định của đất phụ thuộc vào sức kháng cắt do ma sát giữa các hạt, hình dạng hạt, cấu trúc hạt và áp lực nước lỗ rỗng thặng dư nếu là đất thoát nước kém.



Hình 5.37: Ứng suất chính và mặt tác động trong mẫu đất bị cắt trực tiếp

Trạng thái cân bằng giới hạn trượt xảy ra khi lực gây trượt đạt bằng sức kháng cắt của đất.

$$P_s \geq \sigma \tan \varphi + c$$

hoặc có thể sử dụng biểu thức quan hệ

$$(\sigma_1 - \sigma_3) / (\sigma_1 + \sigma_3) = \sin \varphi$$

cách thức xác định σ_1 , σ_3 như trong H.5.36.

Sức kháng cắt của đất có thể được tăng thêm nhờ vào sự hiện diện của các vật liệu dạng sợi, thanh, vôi, tấm, được gọi chung là vật liệu địa kỹ thuật gồm: sợi, thanh, vôi, tấm địa kỹ thuật trong đó có vải địa kỹ thuật đang được sử dụng rộng rãi nhất.

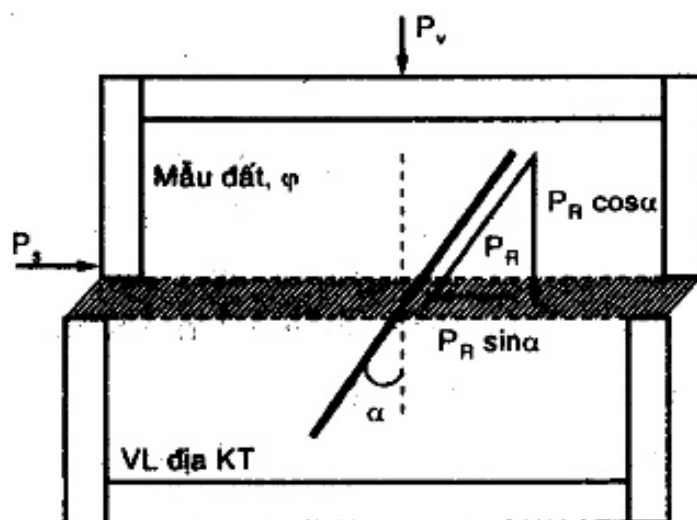
Trong thí nghiệm cắt trực tiếp có tăng cường lớp vật liệu tăng cường dọc theo phương giãn nở của mẫu đất (H.5.37), phản lực của vật liệu địa kỹ thuật sẽ tác động lực P_R lên mặt cắt, lực này được phân thành hai phần:

- Thành phần tiếp tuyến $P_R \sin \alpha$ giảm trực tiếp lực cắt P_s ,
- Thành phần pháp tuyến $P_R \cos \alpha$ gây ra thành phần tham gia chống cắt $P_R \cos \alpha \tan \varphi$

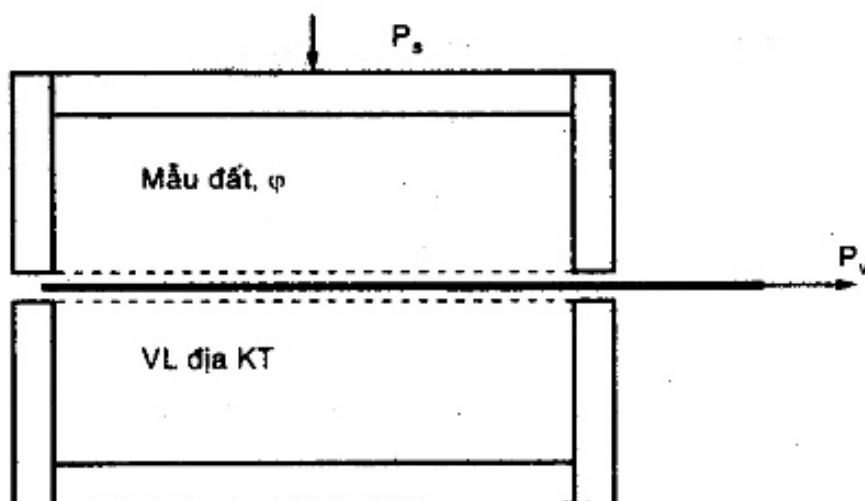
Nếu mẫu đất trên có góc ma sát là φ và không có lực dính lực chống cắt sẽ là

1- Khi không có gia cường $S = P_v \tan \varphi$

2- Khi có gia cường $S = P_v \tan \varphi + P_R (\sin \varphi + P_R \cos \alpha \tan \varphi)$ (5.51)



Hình 5.38: Cơ chế gia tăng lực chống cắt trong mẫu đất có gia cường vật liệu địa kỹ thuật theo phương giãn nở của đất



Hình 5.39: Thí nghiệm kéo trong hộp Casagrande để xác định đặc tính ma sát đất lên vật liệu địa kỹ thuật

Trong đó lực căng của vật liệu địa kỹ thuật P_R được xác định từ quan hệ “lực – biến dạng dài” của loại vật liệu đang sử dụng.

Từ khái niệm này dẫn đến những ứng dụng vải địa kỹ thuật như sau:

- Thông thường biến dạng căng phát triển theo phương nằm ngang trong đất nền do trọng lượng bản thân, nên vải địa kỹ thuật thường được đặt theo phương nằm ngang.

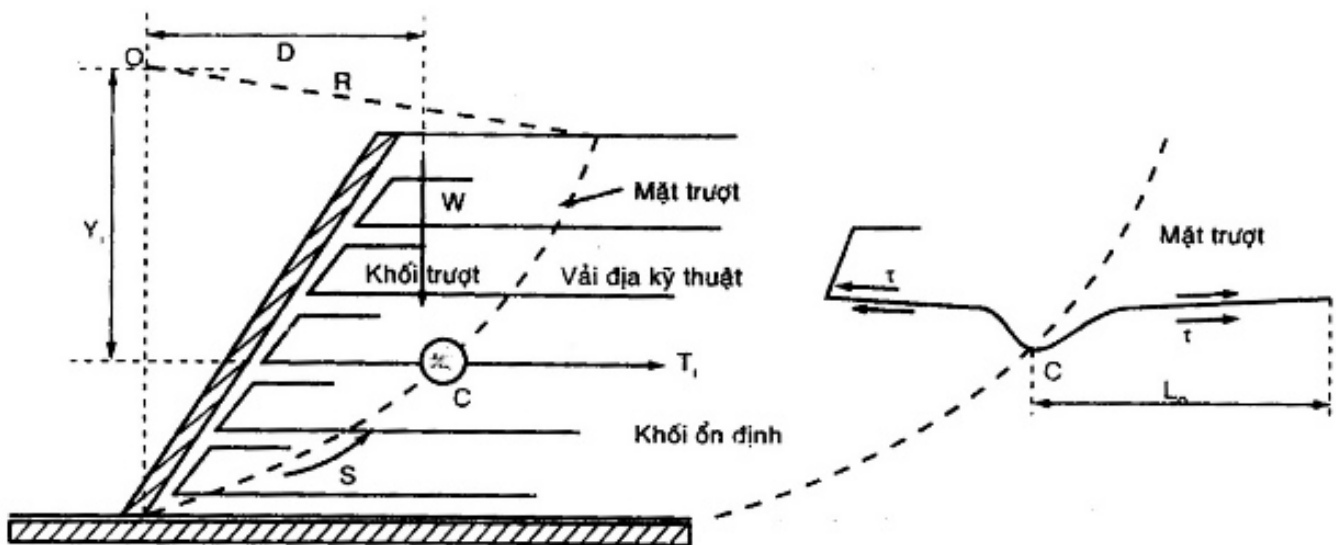
- Độ cứng chắc của loại vật liệu địa kỹ thuật là quan hệ giữa lực căng dọc trục và độ dãn dài, xác theo độ dãn dài cần thiết để huy động lực căng và lực ma sát với đất.

- Lực bám dính của đất và vải địa kỹ thuật tùy vào trạng thái cân bằng giới hạn của mặt trượt có thể.

Để xác định đặc trưng chống cắt của đất lên thành vải địa kỹ thuật, người ta thường tiến hành thí nghiệm kéo trực tiếp tấm vải địa kỹ thuật đặt giữa hai ngàm của hộp cắt Casagrande dưới các áp lực đứng khác nhau tương tự như thí nghiệm cắt trực tiếp mẫu đất tự nhiên, như trong H.5.39.

5.8.3 Các dạng áp dụng vải địa kỹ thuật

Gia cố nền và talus công trình đắp như đường, đê, đập, san lấp trên đất yếu có và không có kết hợp bậc thấm.



Hình 5.40: Cơ chế hoạt động của vải địa kỹ thuật trong gia tăng chống trượt mái dốc

Mô hình 1. Gia cố mái dốc khối đất đắp trên nền cứng bằng nhiều lớp vải địa kỹ thuật (H.5.40).

Giả sử mặt trượt có thể xảy ra tâm O bán kính R đi qua chân mái dốc. Khi khối đất đắp không có gia cường, hệ số an toàn chống trượt được tính là tỷ số moment chống trượt và moment gây trượt đối với tâm O của mặt trượt theo công thức

$$FS = \frac{s_u LR}{WD} \quad (5.52)$$

trong đó s_u - sức chống cắt không thoát nước của đất loại sét

L - chiều dài cung trượt; R - bán kính cung trượt

W - trọng lượng khối trượt

D - cánh tay đòn của trọng lượng khối trượt đến tâm cung trượt.

Khi có gia cường các lớp vải địa kỹ thuật, (các lớp vải địa kỹ thuật được gia cường theo phương nằm ngang vì trong trường hợp mái dốc khối đất có phương dẫn nở theo phương ngang), mặt trượt chỉ có thể xảy ra khi phải cắt đứt hoặc kéo tuột (ra khỏi khối đất trượt hoặc khối đất ổn định) các lớp vải chằng ngang nó.

Để vải không bị tuột khỏi hai khối đất hai bên mặt trượt điều kiện cần là chiều dài của vải trong hai khối này, L_o , phải đủ để tổng lực ma sát đất lên vải bằng với lực kéo đứt vải.

$$T = 2\tau L_o = 2L_o \times (\sigma' \tan \varphi' + c')$$

trong đó T - lực kéo đứt vải KN/m

σ' - ứng suất hữu hiệu tác động lên hai mặt vải

φ' - góc ma sát giữa đất và vải

c' - lực dính giữa đất và vải, với đất cát lực dính này bằng không.

Lúc bấy giờ hệ số an toàn chống trượt sẽ có dạng

$$FS = \frac{s_u LR + T_i Y_i}{WD} \quad (5.53)$$

trong đó T_i - lực căng của lớp vải thứ i , thường được lấy bằng 1/2 lực kéo đứt

Y_i - cánh tay đòn của lực căng này hay khoảng cách từ lớp vải đến tâm cung trượt.

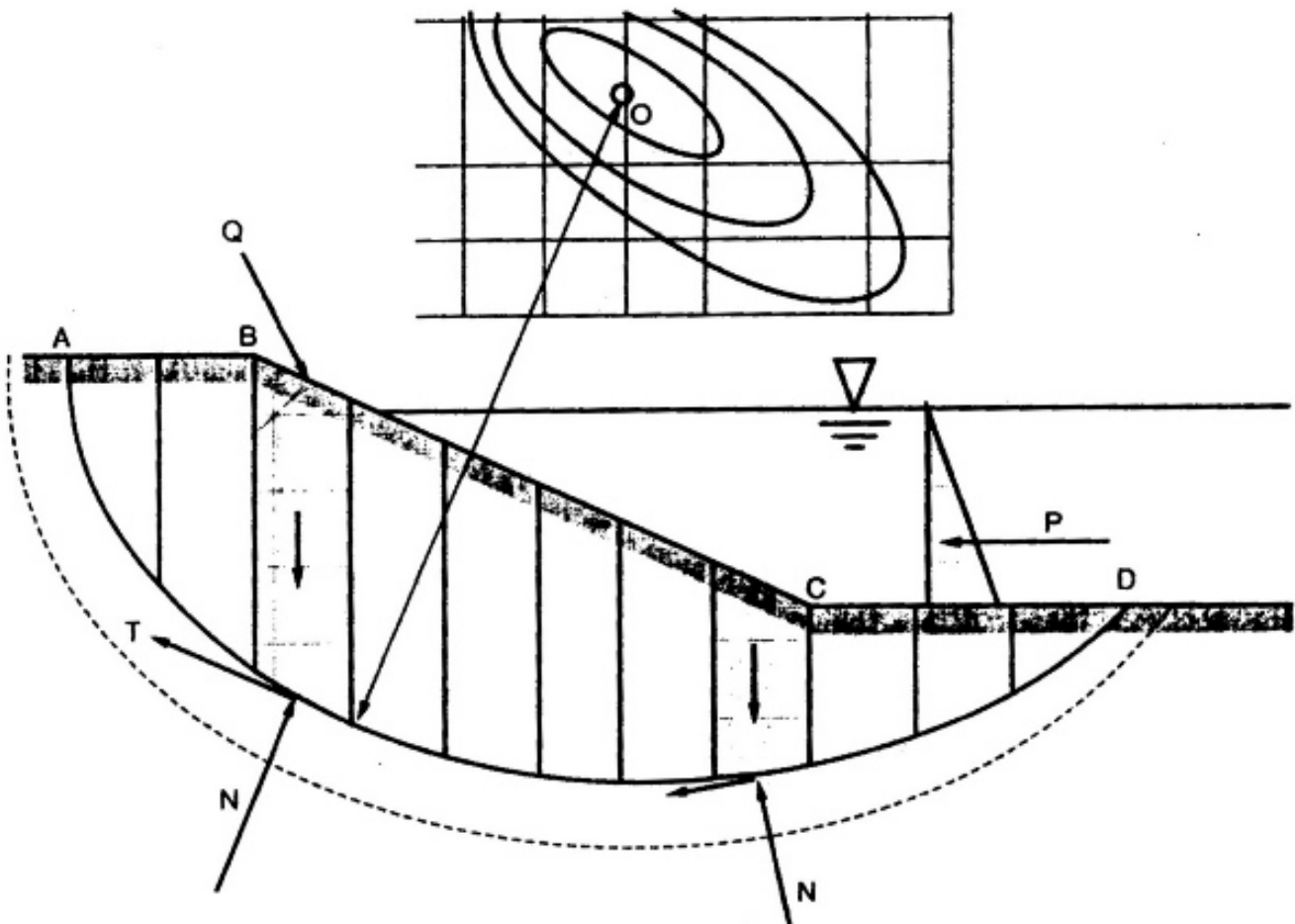
Trong trường hợp đất đắp là đất cát thoát nước tốt, hệ số an toàn chống trượt sẽ được tiến hành tính toán theo phương pháp phân mảnh tổng quát như trong H.5.41 với công thức của Bishop.

$$FS = \frac{\sum \frac{c' + b \tan \varphi' (W - ub)}{m_\alpha}}{\sum W \sin \alpha} \quad (5.54)$$

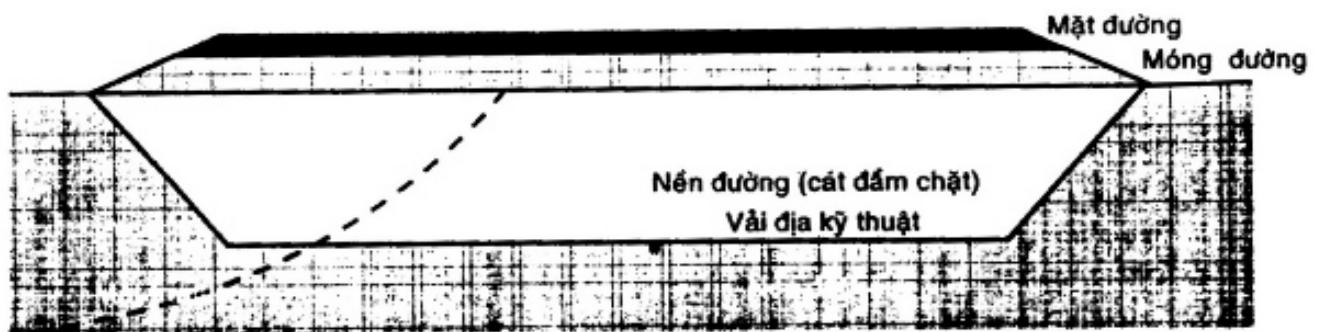
$$m_\alpha = \cos \alpha \left(1 + \frac{\tan \alpha \tan \varphi'}{F} \right)$$

Mô hình 2. Gia cố nền khối đất đắp trực tiếp trên đất yếu bằng vải địa kỹ thuật.

Loại vải sử dụng trong trường hợp này có tính năng chịu kéo tốt, thấm nước và ngăn cách không cho cát chìm vào đất yếu như H.5.41.



Hình 5.41: Phương pháp phân mảnh tính hệ số an toàn chống trượt mái dốc của Bishop



Hình 5.42: Vải địa kỹ thuật bảo vệ và gia cường lớp nền cát đắp

Trong sơ đồ này lực căng của vải địa kỹ thuật giúp cho áp lực cát phân bố đồng đều lên nền yếu và giúp tăng hiệu quả công đầm lớp nền cát. Lâu dài lớp vải này ngăn cản không cho khối nền cát đạt trạng thái dẻo trượt nhờ vào lực chèn bó xung quanh lên lớp cát của vải. Mặt khác, với tính thấm tốt của vải ĐKT lớp nền đất yếu cố kết dễ dàng và nếu cần tăng nhanh thời gian cố kết có thể kết hợp với bắc thấm.

Tính toán an toàn trượt cho mô hình này tương tự như mô hình một

với một lớp vải. Khi cần thiết có thể tăng thêm các lớp chịu lực.

Một ghi chú quan trọng: Nhờ vào khả năng chịu căng tốt nên vải ĐKT giúp chuyển một phần lực đứng sang phương ngang làm giảm độ lún của công trình một cách đáng kể.

Mô hình 3. Tường vải ĐKT (H.5.43) là một tường chắn được cấu tạo bằng vải ĐKT gồm N lớp vải đặt cách khoảng theo phương đứng là S_v , nên có chiều cao tường là

$$H = NS_v$$

Đất đắp sau tường là cát (góc ma sát φ và $c = 0$) áp lực chủ động ở độ sâu z là

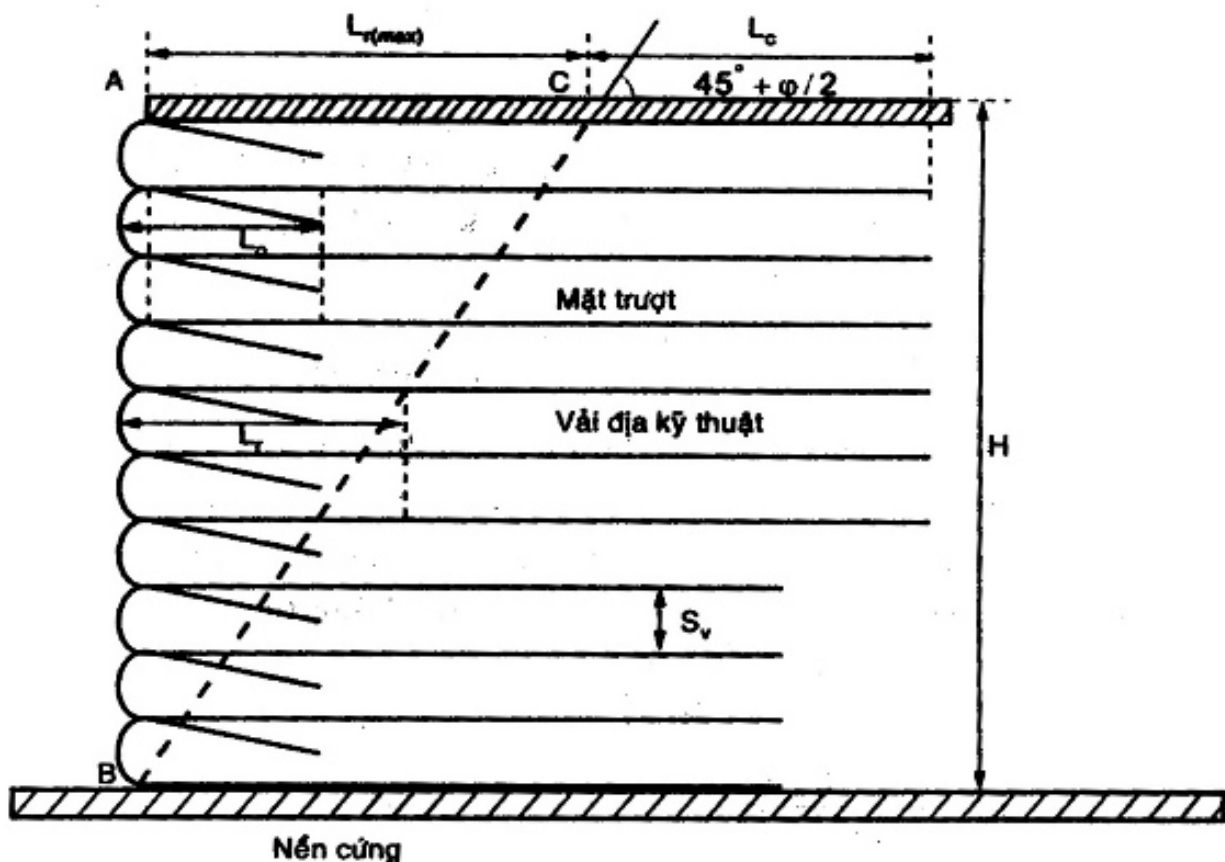
$$\sigma_a = K_a \gamma z$$

Lực tác động lên lớp vải ĐKT ở độ sâu z là

$$T = K_a \gamma z S_v$$

Ở chân tường B

$$T_{max} = K_a \gamma H S_v$$



Hình 5.43: Tường vải địa kỹ thuật

Lực căng cực đại là cơ sở để xác định loại vải ĐKT cần thiết khi đã chọn S_v hoặc với một loại vải có lực chịu kéo đứt là T_r thì khoảng cách S_v

sẽ được xác định theo công thức

$$T_{max} = K_a \gamma H S_v \leq T_r / FS \Rightarrow S_v \leq \frac{T_r}{(FS) \gamma K_a H} \quad (5.55)$$

Trong thực tế tính toán S_v được chọn bằng 0,2m – 0,4m theo điều kiện đầm chặt tại công trường.

Chiều dài L_e được xác định theo điều kiện vải phải được ngàm chặt vào khối đất ổn định theo công thức của hệ số an toàn chống trượt

$$FS_P = \frac{2L_e \gamma z \tan \varphi'}{\gamma K_a S_v} = \frac{2L_e \tan \varphi'}{K_a S_v} \quad (5.56)$$

Một tường chắn được cấu tạo bằng vải ĐKT gồm N lớp vải đặt cách khoảng theo phương đứng là S_v , nên có chiều cao tường $H = NS_v$

Đất đắp sau tường là cát (góc ma sát φ và $c = 0$) áp lực chủ động ở độ sâu z là

$$\sigma_a = K_a \gamma z$$

Lực tác động lên lớp vải ĐKT ở độ sâu z là

$$T = K_a \gamma z S_v$$

Ở chân tường B

$$T_{max} = K_a \gamma H S_v$$

Lực căng cực đại là cơ sở để xác định loại vải ĐKT cần thiết khi đã chọn S_v hoặc với một loại vải có lực chịu kéo đứt là T_r thì khoảng cách S_v sẽ được xác định theo công thức

$$T_{max} = K_a \gamma H S_v \leq T_r / FS \Rightarrow S_v \leq \frac{T_r}{(FS) \gamma K_a H}$$

Trong thực tế tính toán S_v được chọn bằng 0,2m – 0,4m theo điều kiện đầm chặt tại công trường.

Chiều dài L_e được xác định theo điều kiện vải phải được ngàm chặt vào khối đất ổn định theo công thức của hệ số an toàn chống trượt

$$FS_P = \frac{2L_e \gamma z \tan \varphi'}{\gamma K_a S_v} = \frac{2L_e \tan \varphi'}{K_a S_v} \quad (5.57)$$

hoặc

$$L_e = \frac{(FS_P) K_a S_v}{2 \tan \varphi'}$$

Chiều dài phủ bì L_o được tính theo điều kiện cân bằng lực

$$FS_P = \frac{2L_e \sigma_v \tan \varphi'}{\sigma_a S_v} \quad (5.58)$$

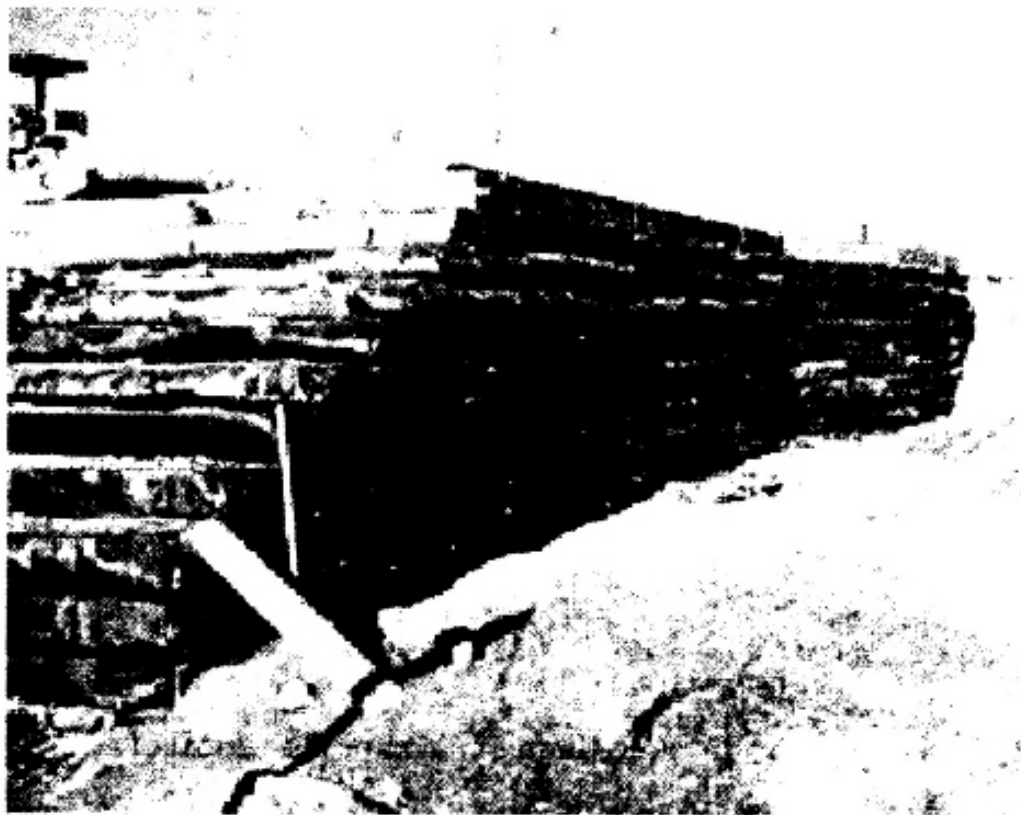
với σ_a - tính ở độ sâu z ; σ_v - tính ở độ sâu $z - S_v$

Chiều dài L_r trong H.5.43 được tính dễ dàng theo khoảng cách từ mặt tường đến mặt trượt

$$\text{Tại độ sâu } z \quad L_r = \frac{H - z}{\operatorname{tg}(45^\circ + \frac{\varphi}{2})} \quad (5.59)$$

Tổng chiều dài của 1 lớp vải ĐKT $L = L_e + L_r + L_o + 2S_v$ hoặc bằng hai lần L_e

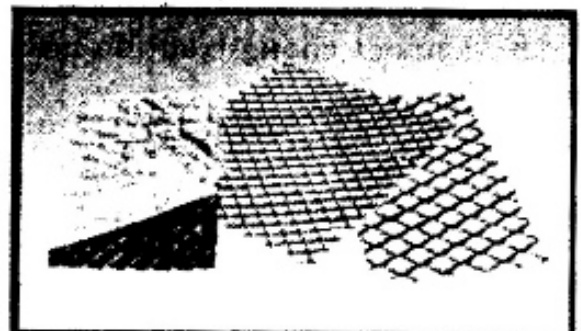
Mặt khác, cũng phải tính ổn định của nền tường; ổn định trượt; ổn định lật của tường như tính toán thông thường.



Hình 5.44: Tường vải địa kỹ thuật

5.8.4 Vỉ địa kỹ thuật

Vỉ địa kỹ thuật có độ cứng lớn cũng như ma sát với đất lớn hơn nhiều lần nhờ so với vải địa kỹ thuật nhờ vào các sợi cứng, H.5.45. Chính đặc tính này, vỉ địa kỹ thuật được chọn thay thế vải địa kỹ thuật trong các công trình kết hợp với các mảnh tường chắn lắp ghép hay lót trong các lớp đệm cát để tăng ổn định của nền công trình.



Hình 5.45: Một số dạng vỉ địa kỹ thuật

Xét một thành hố trong trường hợp đơn giản, giả thiết mặt trượt tròn

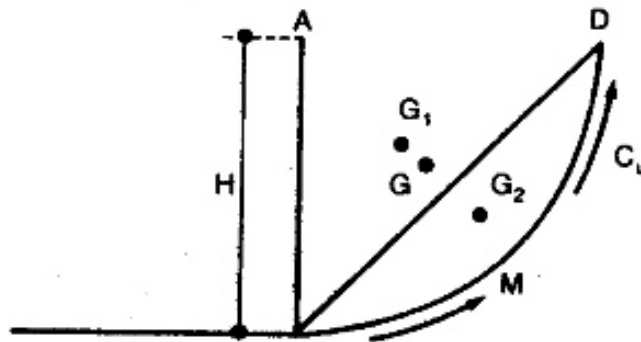
có tâm là đỉnh A của thành vách như H.5.46.

Trọng tâm của phần diện tích DMB là G_2 cách A

Tổng quát $AG_2 = \frac{4}{3}r \frac{\sin^3(\alpha/2)}{\alpha - \sin \alpha}$; trong trường hợp trên $\alpha = \widehat{DAB} = \pi/2$

Ta có $AG_2 = \frac{4}{3}r \frac{0,353}{0,570} = 0,826r$

Trọng tâm tam giác ADB là G_1 với $AG_1 = \frac{4}{3}r \frac{\sqrt{2}}{2} = r \frac{\sqrt{2}}{3}$



Hình 5.46: Mặt trượt trụ tròn của vách hố đào

Trọng tâm diện tích ABMD tại điểm G có quan hệ như sau

$$AG \frac{\pi r^2}{4} = AG_1 \frac{r^2}{2} + AG_2 \left(\pi \frac{r^2}{4} - \frac{r^2}{2} \right)$$

$$\text{Do đó ta được } AG = \frac{4}{\pi} \left[r \frac{\sqrt{2}}{6} + 0,826 \left(\frac{\pi}{4} - 0,5 \right) r \right]$$

Moment gây trượt do trọng lượng của khối đất ABMD là

$$M_{gt} = \gamma_{sat} \frac{\pi r^2}{4} AG \sin \frac{\pi}{4} = 0,33 \gamma_{sat} r^3$$

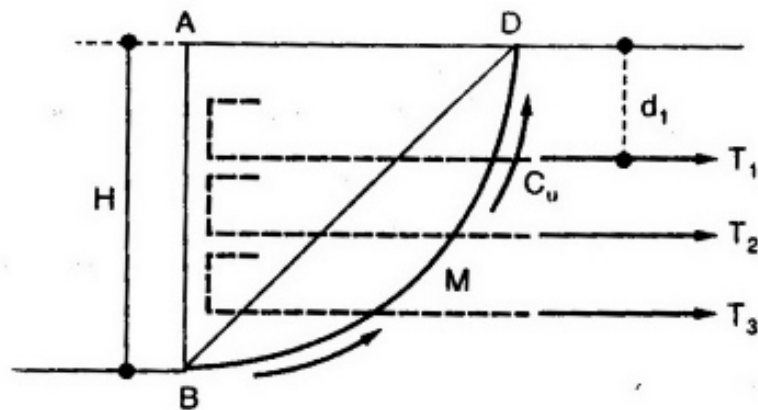
Nếu khối đất là đất dính có đặc trưng chống cắt không thoát nước c_u thì moment chống trượt do lực chống cắt dọc theo mặt trượt sẽ là

$$M_{ct} = c_u \frac{\pi r}{2} r = c_u \pi \frac{r^2}{2} = 1,57 c_u r^2$$

Hệ số an toàn chống trượt sẽ là

$$FS = \frac{M_{ct}}{M_{gt}} = \frac{1,57}{0,33} \frac{c_u}{\gamma_{sat} r} = 4,57 \frac{c_u}{\gamma_{sat} H}$$

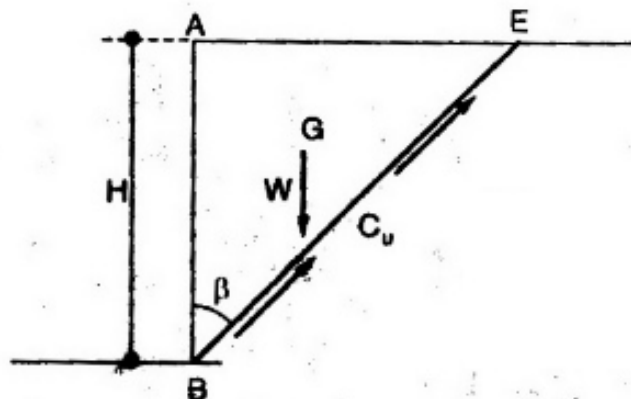
Nếu có các lớp vật liệu địa kỹ thuật mỗi lớp có lực chịu căng an toàn là T_u , lực này cân bằng với lực neo an toàn vào đất ở hai bên mặt trượt, chiều sâu tương ứng là d_u , thì hệ số an toàn chống trượt trong trường hợp này sẽ có dạng



Hình 5.47: Gia cường vật liệu chống trượt

$$FS = \frac{M_{ct}}{M_{gt}} = \frac{4,57c_u + \sum T_i d_i}{\gamma_{sat} H}$$

Xét một thành hố đào với giả thuyết mặt trượt đơn giản hơn, mặt trượt phẳng BE như H.5.48.



Hình 5.48: Mặt trượt phẳng của vách hố

Trọng lượng của khối trượt ABD $W = \gamma_{sat} \frac{H^2}{2} \tan \beta$

Lực gây trượt chiều lên mặt BE là $T_{gt} = W \cos \beta$

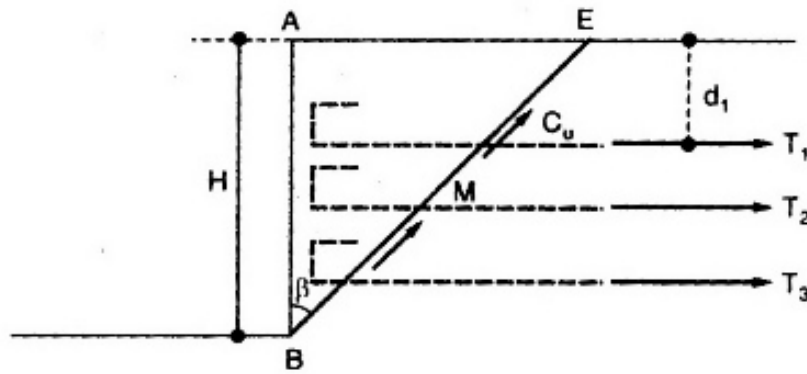
Vậy $T_{gt} = \gamma_{sat} \frac{H^2}{2} \tan \beta \cos \beta = \gamma_{sat} \frac{H^2}{2} \sin \beta$

Lực chống trượt dọc mặt BE là $T_{ct} = \frac{H}{\cos \beta} c_u$

Hệ số an toàn chống trượt $FS = \frac{T_{ct}}{T_{gt}} = \frac{2Hc_u}{\gamma_{sat} H^2 \cos \beta \sin \beta} = \frac{4c_u}{\gamma_{sat} H \sin(2\beta)}$

Hệ số an toàn chống trượt đạt cực tiểu khi $\sin 2\beta$ cực đại tương ứng với

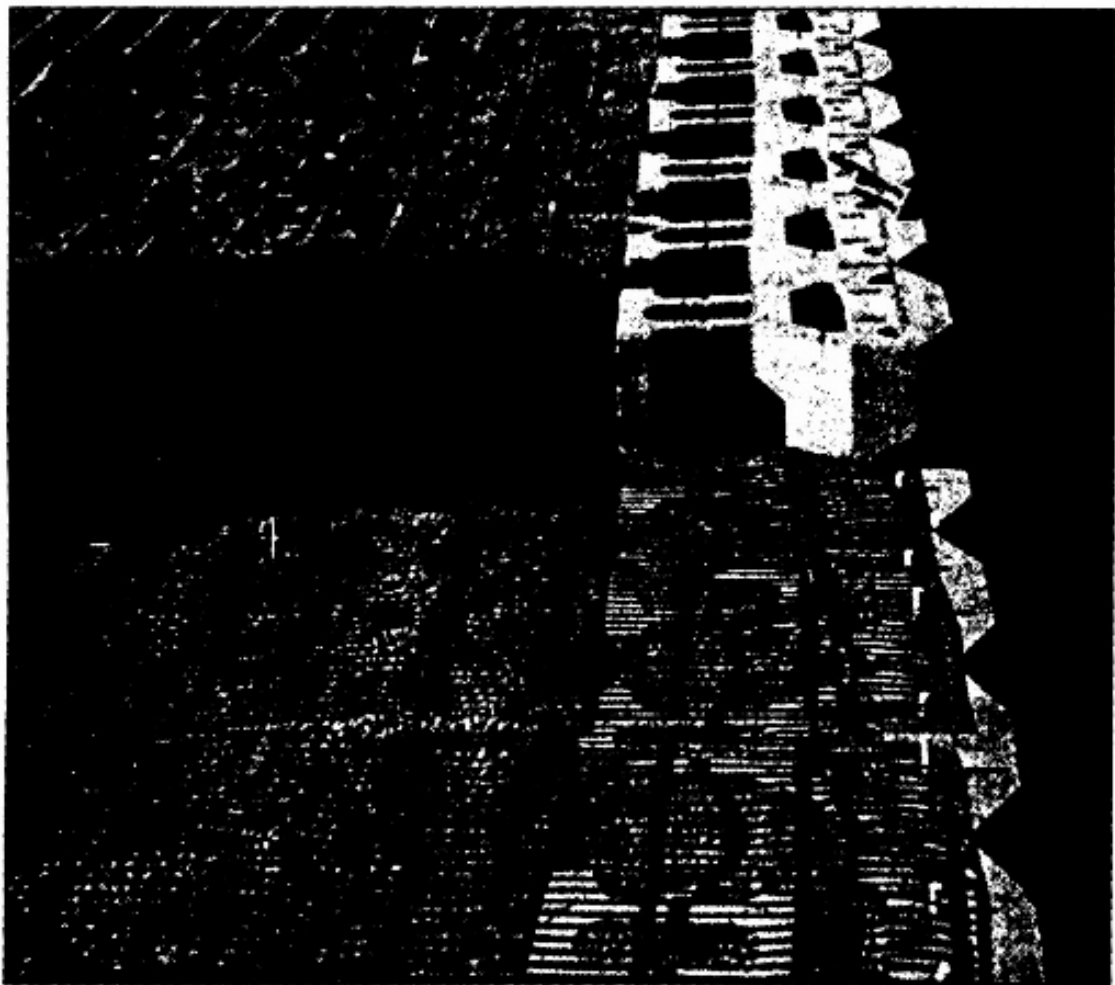
$\beta = 45^\circ$ và ta có $FS = \frac{4c_u}{\gamma_{sat} H}$



Hình 5.49: Gia cường vật liệu chống trượt cho mặt trượt phẳng

Nếu có các lớp vật liệu địa kỹ thuật mỗi lớp có lực chịu căng an toàn là T_i , lực này cân bằng với lực neo an toàn vào đất ở hai bên mặt trượt, chiều sâu tương ứng là d_i , thì hệ số an toàn chống trượt sẽ có dạng

$$FS = \frac{T_{ct}}{T_{gt}} = \frac{4c_u + \sum T_i d_i}{\gamma_{sat} H}$$



Hình 5.50: Tường chắn “mềm” giữ ổn định bằng lưới địa kỹ thuật

Tài liệu tham khảo

- Abou-Bekr, *Modélisation du comportement mécanique et hydraulique*, These de Docteur, Ecole Centrale de Paris, 1995.
2. Atkinson, *An introduction to the Mechanics of Soils and Foundations*, John Willey, 1993.
 3. Bowles, *Foundation Analysis and Design*, McGraw-Hill, 1996.
 4. Broms, *Precast Piling Practice*, Thomas Telford-London, 1981.
 5. Bergado-Chai, *Improvement techniques of soft Ground in subsiding and lowland environment*, AIT, 1992.
 6. Coduto, *Foundation Design Principles and Practices*, Prentice Hall, New Jersey, 2001.
 7. Chau-Ngoc-An, *Analyse de l'influence des caractéristiques mécaniques et hydrauliques sur le comportement des barrages enterre et en enrochement*, Thèse de Docteur, Institut National Polytechnique de Grenoble, France, 1999.
 9. Caquot – Kerisel, *Traité de Mécanique des sols*. Gauthiers-Villards, 1966.
 10. Das, *Principles of Foundation Engineering*, PWS-Kent, Boston, 1984.
 11. Dm.7.02, *Design Manual of Naval Facilities Engineering*, 1986.
 12. D.t.u. 13.2, *Fondations profondes pour le bâtiment*, Afnor, 1992.
 13. Eurocode 7, *Calcul Géotechnique*, Afnor, 1996.
 14. Holtz-Kovacs, *Introduction à la Géotechnique*, Polytechnique Montréal, Canada, 1991.
 15. Leonards, *Foundation Engineering*, McGraw-Hill, 1962.
 16. NF P94-074, *Essais à l'appareil triaxial*, Homologuée, 1994.
 17. Peck – Hanson –Thornburn, *Foundation Engineering*, John Willey, 1957 và 1974.
 18. Philipponnat-Hubert, *Fondations et Ouvrages en terre*, Eyrolles, 2000.
 19. Philipponnat-Hubert, *Fondations et Ouvrages en terre*. Eyrolles, 2000.
 20. Quy phạm Xây dựng 45-78, *Chỉ dẫn thiết kế móng nông*, 1978.
 21. Raj, *Geotechnical Engineering*, McGraw-Hill, 1995.
 22. Terzaghi, *Theorical Soil Mechanics*, John Willey, 1943.
 23. Taylor, *Fundamentals of soil Mechanics*, John Willey, 1948.

24. Terzaghi-Peck, *Mécanique des sols appliquées aux travaux publics et au bâtiment* Dunod, 1957.
25. TCVN 195-1997, *Chỉ dẫn thiết kế móng cọc nhồi*, 1997.
26. TCVN 205-1998, *Chỉ dẫn thiết kế móng cọc*, 1998.
27. Sowers, *Introductory Soil Mechanics and Foundations*, Macmillan USA, 1970.
28. Spangler, *Soil Engineering*, ITC-Pennsylvania, 1971.
29. Sanglerat, *The penetrometer and soil exploration*, Elsevier, 1972.
30. Schlosser, *Eléments de Mécanique des sols*, P. Ponts et Chaussées, 1988.
31. Wood, *Soil Behaviour and Critical State Soil Mechanics*, Cambridge U, Press, 1994.
32. Whitlow, *Basic Soil Mechanics*, McGraw-Hill, 1995.
33. Xutôvich, *Cơ học đất*, Nhà xuất bản Nông nghiệp, 1987.
34. Yandzio, *Design Guide for Steel Sheet Pile Bridge Abutments*, SCI-London, 1998.