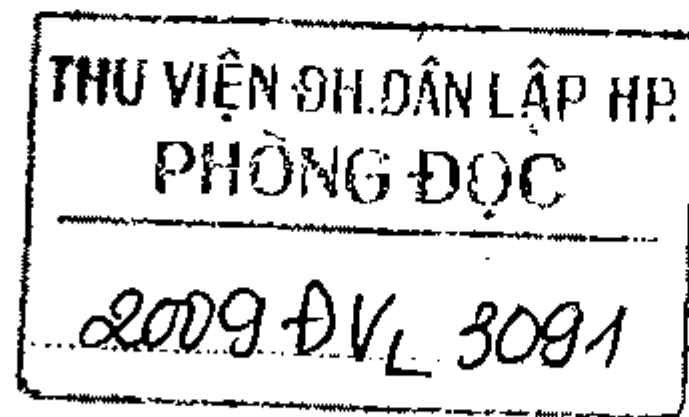


TRƯỜNG ĐẠI HỌC XÂY DỰNG
PHAN HỒNG QUÂN

CƠ HỌC ĐẤT



NHÀ XUẤT BẢN XÂY DỰNG
HÀ NỘI - 2006

LỜI GIỚI THIỆU

Trong thiết kế và thi công công trình những kiến thức, hiểu biết về Cơ học đất là rất quan trọng đối với không những các Kỹ sư công trình mà cả những ai hoạt động liên quan tới xây dựng công trình như các Kiến trúc sư, các Kỹ sư kinh tế xây dựng...

Cơ học đất là một môn khoa học trẻ đang trong thời kì phát triển và hoàn thiện. Do sự phức tạp, đa dạng về điều kiện hình thành và tồn tại, những tác động của các điều kiện địa vật lí, khí hậu, đất có những tính chất vật lí, cơ học hết sức phức tạp. Đầu tiên phải nhấn mạnh đến sự tồn tại các lỗ rỗng, sự có mặt của nước trong các lỗ rỗng, sự không đồng nhất... Những tính chất này có thể bị biến đổi ngay trong quá trình thi công và sử dụng công trình. Chính vì thế có thể nói rằng những ứng xử cơ học của đất mang tính chất cục bộ ứng với từng công trình cụ thể. Việc lựa chọn một cách hợp lí giải pháp nền móng nói riêng và kết cấu công trình nói chung đòi hỏi phải kết hợp những kiến thức cơ bản của Cơ học đất với thực nghiệm và kinh nghiệm thực tế.

Cuốn giáo trình của Thầy giáo Phan Hồng Quân đã cố gắng truyền đạt tới bạn đọc những vấn đề hết sức cơ bản của môn học này, đặc biệt tới những bạn đọc mới bắt đầu tiếp cận khoa học Địa kỹ thuật. Bằng kinh nghiệm gần 30 năm giảng dạy, nghiên cứu tại trường Đại học Xây dựng và hơn hết là tấm lòng yêu quý với sinh viên, nhiệt tâm với nghề nghiệp, Thầy giáo Phan Hồng Quân đã trình bày những vấn đề phức tạp của Cơ học đất trở nên dễ hiểu hơn và hữu ích.

Nhân dịp kỷ niệm 50 năm đào tạo ngành Xây dựng công trình và 40 năm thành lập Trường Đại học Xây dựng, thay mặt bộ môn Cơ học đất - Nền móng trường Đại học Xây dựng, tôi rất vinh dự và trân trọng giới thiệu cuốn sách này tới bạn đọc.

TS. Nguyễn Đình Tiến
Trưởng bộ môn Cơ học đất – Nền móng
Trường Đại học Xây dựng

LỜI NÓI ĐẦU

Trong khoảng 10 năm trở lại đây ở nước ta đã lần lượt xuất bản tương đối nhiều sách chuyên về Cơ học đất của các tác giả trong và ngoài nước. Mở đầu loạt sách này là cuốn Cơ học đất [10] do Nhà xuất bản Khoa học Kỹ thuật in năm 1995 của hai tác giả là các Thầy giáo Vũ Công Ngữ và Nguyễn Văn Dũng, Trường Đại học Xây dựng. Một loạt sách của các tác giả phương Tây được chọn dịch và xuất bản. Đặc biệt trong vài ba năm lại đây nhiều Thầy giáo của các trường đại học trong nước lần lượt cho xuất bản các giáo trình chuyên ngành. Ngoại trừ các sách của các tác giả nước ngoài, cuốn sách của các Thầy giáo Vũ Công Ngữ và Nguyễn Văn Dũng lần đầu tiên trình bày các thí nghiệm hiện trường một cách cụ thể, rõ ràng, đưa Cơ học đất ở Việt nam tiến dần ra khái niệm Địa Kỹ thuật. Cuốn sách được viết rất ngắn gọn, đầy đủ nhưng chính cái ngắn gọn này đã làm ảnh hưởng khả năng tiếp cận của nhiều người, thậm chí cả các cán bộ chuyên ngành. Nhiều thế hệ học sinh rất mong muốn có được cuốn giáo trình chi tiết và phù hợp hơn để có thể tiếp thu kiến thức một cách sâu sắc hơn, làm chủ vấn đề một cách thuận lợi và vững vàng hơn. Cuốn sách này được viết trên tinh thần cụ thể hóa các vấn đề đã có trong cuốn Cơ học đất [10], bổ sung một số nội dung nhằm làm cho Cơ học đất gần hơn nữa đến khái niệm Địa Kỹ thuật.

Sách vẫn có cấu trúc truyền thống với 7 chương: Các chương I - III có thể coi là phần căn bản của Cơ học đất trong đó trình bày sơ lược nguồn gốc của đất xây dựng, bản chất vật lý và đi sâu vào các tính chất cơ học của chúng, cách tìm hiểu, nghiên cứu và xác định các tính chất đó. Chính vì cấu trúc này Chương VII "Các thí nghiệm đất ở hiện trường" của [10] được đưa lên thành Chương III với tên gọi mới là "Khảo sát địa chất công trình và thí nghiệm hiện trường" với ý đồ kết hợp chặt chẽ với hai chương đầu. Ba chương tiếp theo trình bày các bài toán cơ học đất với đất và cách giải các bài toán đó. Phần này có thể coi như phần Cơ học đất ứng dụng trong đó giải quyết các vấn đề cụ thể có liên quan đến công trình. Chương cuối cùng là bài toán cụ thể gắn với một dạng công trình đặc thù liên quan đến đất - công trình tường chắn.

Với cách sắp xếp mới, các lí giải tường tận các hiện tượng cơ học xảy ra đối với môi trường đất dưới các dạng tác động và hệ thống bảng biểu được lựa chọn, hy vọng cuốn sách có thể hoàn thành nhiệm vụ của nó: giúp cho sinh viên các ngành công trình xây dựng tiếp cận Cơ học đất một cách thuận lợi hơn dưới sự giảng dạy của giáo viên.

Tác giả xin cảm ơn Trường Đại học Xây dựng đã giúp đỡ và tạo điều kiện cho cuốn sách được xuất bản đúng dịp kỷ niệm 40 năm thành lập Trường.

Nhân dịp ra mắt cuốn sách, tôi xin bày tỏ sự biết ơn đối với các đồng nghiệp trong Bộ môn Cơ học đất - Nền móng thuộc Trường Đại học Xây dựng vì sự cố vũ, giúp đỡ nhiệt tình và đã đọc, sửa kỹ càng bản thảo cuốn sách này, đặc biệt bày tỏ sự cảm ơn đối với Tiến sĩ Nguyễn Đình Tiến, trưởng bộ môn là người trực tiếp góp ý về nội dung và viết lời giới thiệu cho cuốn sách này.

Phan Hồng Quân
Hà Nội 2-2006

CÁC KÍ HIỆU SỬ DỤNG TRONG SÁCH

A	chỉ số dẻo	k_B	hệ số ứng suất góc bé (tải trọng tam giác)
A	diện tích tiết diện	k_z	hệ số ứng suất nén đứng
a	hệ số nén của đất	k_x	hệ số ứng suất nén ngang
B	độ sệt	k_t	hệ số ứng suất cắt
b	bề rộng móng	Li	độ sệt (chỉ số chảy)
b_y	hệ số ảnh hưởng của độ nghiêng đáy móng	L	chiều dài
b_c	hệ số ảnh hưởng của độ nghiêng đáy móng	L	chiều dài đường thấm
b_q	hệ số ảnh hưởng của độ nghiêng đáy móng	l	chiều dài móng
C_c	chỉ số nén	m_v	hệ số nén thể tích
C_r	chỉ số nén lại	m	độ hạt của đất
C_v	hệ số cố kết đứng	N	chỉ số xuyên tiêu chuẩn
C_h	hệ số cố kết ngang	N_T	số ổn định Taylor
C_u	hệ số đồng đều (cỡ hạt)	N_y, N_q, N_c	hệ số sức chịu tải
C_c	hệ số độ cong phân phối hạt	n	tỉ số bán kính thấm
c	lực dính đơn vị (lực dính)	n	độ rỗng của đất
c_u	lực dính không thoát nước	OCR	hệ số quá cố kết
c'	lực dính hữu hiệu	PI	chỉ số dẻo
CBR	tỉ số kháng Cali	P	lực tập trung thẳng đứng
D	đường kính mẫu	P_0	lực thẳng đứng ở mặt đất
D	độ chặt của cát	p	lực phân bố thẳng đứng
d	đường kính hạt	p	hàm lượng nhóm hạt
d_y	hệ số ảnh hưởng của độ sâu đáy móng	p_0	áp lực tiếp xúc
d_q	hệ số ảnh hưởng của độ sâu đáy móng	p_b	cường độ áp lực đất bị động
d_c	hệ số ảnh hưởng của độ sâu đáy móng	p_c	cường độ áp lực đất chủ động
d_{60}	đường kính tích lũy 60%	p_d	hàm lượng tích lũy đến d
d_{10}	đường kính tích lũy 10%	p_{gl}	tải trọng gây lún
d_{30}	đường kính tích lũy 30%	p_{gh}	sức chịu tải giới hạn
E_b	áp lực đất bị động	p_x	tải trọng tiếp xúc
E_c	áp lực đất chủ động	Q	lực tập trung theo phương ngang
E_t	áp lực đất tĩnh	Q	tổng trọng lượng
E_n	mô đun nén lún	Q_h	trọng lượng hạt đất
E_M	mô đun nén ngang	Q_n	trọng lượng nước trong đất
E_0	mô đun biến dạng	Q_b	trọng lượng hộp chứa
e	hệ số rỗng	Q_d	trọng lượng dao vòng
e_0	hệ số rỗng tự nhiên	Q	tổng lượng nước thấm
e_{min}	hệ số rỗng nhỏ nhất	q	lưu lượng thấm
e_{max}	hệ số rỗng lớn nhất	q_c	sức kháng mũi
F	tổng phản lực nền	q_u	độ bền nén đơn
F_1, F_2	hệ số Steinbrenner	R	bán kính mặt khum
$F(n)$	nhân tố khoảng cách	r	bán kính mao quản
F_s	hệ số an toàn	S	mức bão hoà
F_{s_c}	hệ số an toàn theo lực dính		độ bão hoà
F_{s_φ}	hệ số an toàn theo ma sát	S	độ lún
f	hệ số ma sát	S_l	độ lún ứng với cấp tải p_l
f_s	sức kháng bền đơn vị	S_t	độ nhạy của đất
g	gia tốc trọng trường	s_{ms}	ma sát đơn vị
H_{gh}	chiều cao đắp giới hạn	s	sức kháng cắt đơn vị
h	chiều cao cột nước tổng		

h	chiều cao mẫu	s_y	hệ số ảnh hưởng của hình dạng móng
h_c	chiều cao mao dẫn	s_c	hệ số ảnh hưởng của hình dạng móng
h_m	độ sâu đặt móng	s_q	hệ số ảnh hưởng của hình dạng móng
h_p	chiều cao cột nước áp	T	nhật độ
h_z	chiều cao cột nước thể	T	sức căng mặt ngoài của nước
h_0	chiều cao ban đầu của mẫu	T_{ms}	lực ma sát
h_i	chiều cao ứng với cấp tải p	t	thời gian
I	gradient thủy lực trung bình	T_v	nhân tố thời gian đứng
i	gradient thủy lực	T_h	nhân tố thời gian ngang
i_c	gradient tới hạn	t_{50}	thời gian cố kết 50%
i_y	hệ số ảnh hưởng của góc nghiêng tải trọng	t_{90}	thời gian cố kết 90%
i_c	hệ số ảnh hưởng của góc nghiêng tải trọng	U	độ cố kết
i_q	hệ số ảnh hưởng của góc nghiêng tải trọng	u_a	áp suất không khí
l_0	gradient thủy lực ban đầu	u_w	áp suất nước
J	áp lực thấm	V	tổng thể tích chung
K	độ chặt của đất	V_h	thể tích các hạt đất
K_b	hệ số áp lực đất bị động	V_n	thể tích nước
K_c	hệ số áp lực đất chủ động	V_k	thể tích khí
$K_0(\xi)$	hệ số áp lực đất tĩnh	v	vận tốc thấm
k	hệ số thấm	v	vận tốc hạt chìm lắng
k	hệ số Egorov	W	độ ẩm
k_{td}	hệ số thấm tương đương	W	chuyển vị đứng
k_p	hệ số ứng suất tập trung	W_{opt}	độ ẩm tốt nhất
k_0	hệ số ứng suất tâm	W_{tt}	độ ẩm toàn phần
k_c	hệ số ứng suất góc	W_d	giới hạn dẻo
k_A	hệ số ứng suất góc lớn (tải trọng tam giác)	W_{ch}	giới hạn chảy
α	tỉ số giữa hai cạnh	τ_f	ứng suất cắt khi trượt
α_1	hệ số ảnh hưởng của hình dạng móng	τ'_f	ứng suất cắt hữu hiệu khi trượt
α_2	hệ số ảnh hưởng của hình dạng móng	ρ_w	khối lượng riêng của nước
α_3	hệ số ảnh hưởng của hình dạng móng	σ	ứng suất tổng
δ	trọng lượng riêng khô	γ	trọng lượng riêng trung bình cho vật liệu móng và đất trên móng
δ	góc ma sát ngoài	γ_0	trọng lượng riêng của nước
Δ	tỉ trọng hạt đất	μ	độ nhớt của dung dịch
Δ_0	tỉ trọng nước	μ_0	hệ số biến dạng ngang
$\Delta\sigma$	số gia ứng suất nén	λ	biến dạng tương đối
Δe	số gia hệ số rỗng	$\xi(K_0)$	hệ số áp lực ngang
Δu	độ hút dính	θ	góc nghiêng ứng suất
ΔH	chênh cao cột nước	θ_{max}	góc nghiêng ứng suất cực đại
ε_f	biến dạng tương đối khi trượt	ρ	khối lượng riêng
φ	góc ma sát	ρ_0	khối lượng riêng của nước
φ'	góc ma sát hữu hiệu	σ_c	ứng suất tiền cố kết
φ_u	góc ma sát không thoát nước	σ'	ứng suất hữu hiệu
γ	trọng lượng riêng	σ_{qt}	ứng suất gây lún
γ_{tb}	trọng lượng riêng trung bình chung cho một số lớp đất	σ_v	ứng suất lớp phủ
γ_{bh}	trọng lượng riêng bão hòa	σ_1	ứng suất chính lớn nhất
γ_{dn}	trọng lượng riêng đáy nổi	σ_3	ứng suất chính nhỏ nhất
γ_h	trọng lượng riêng hạt	ω	hệ số hình dạng
$\gamma(T)$	trọng lượng riêng tại thời điểm T		

Chương I

BẢN CHẤT VẬT LÝ CỦA ĐẤT

§1. SỰ HÌNH THÀNH ĐẤT - PHÂN LOẠI ĐẤT THEO NGUỒN GỐC HÌNH THÀNH

Một cách đại cương, ta hình dung quả đất khi ổn định hình dạng có lớp vỏ ngoài cứng liên tục được gọi là thạch quyển. Trong quá trình tồn tại của nó, dưới tác động của môi trường và những hoạt động bên trong - những hoạt động kiến tạo - thạch quyển bị phân chia và mất tính liên tục. Sự tác động càng mạnh mẽ, mức độ rời rạc càng tăng và hình thành những khối nhỏ với kích thước khác nhau. Những khối có kích thước nhỏ hơn vài chục centimet được gọi là những hạt đất. Các hạt đất tự di chuyển hoặc do bị lôi kéo sau đó tích tụ lại tạo thành các loại đất có nguồn gốc khác nhau. Quá trình tạo ra các hạt đất được gọi là quá trình phong hoá. Quá trình di chuyển và tích tụ gọi là quá trình trầm tích. Đất được hình thành qua hai quá trình này xen kẽ, lẫn lộn nhau.

Quá trình phong hóa xảy ra chủ yếu do các tác động vật lý hoặc hóa học là chính. Tác động vật lý chủ yếu là sự thay đổi nhiệt độ và sự va chạm. Phong hóa do các tác động vật lý gọi là *phong hóa vật lý*. Những tác động vật lý làm cho các khối lớn bị nứt theo những vết giảm yếu và tạo thành những hạt đất với bề mặt gồ ghề và kích thước không đều nhưng không làm thay đổi thành phần khoáng vật ban đầu. Những hạt đất như vậy không có khả năng kết dính và là thành phần chính của đất rời do đó chúng còn được gọi là *những hạt đất rời*.

Tác động hóa học chủ yếu xảy ra trên bề mặt tiếp xúc của các hạt với môi trường và làm thay đổi thành phần khoáng vật gốc của hạt. Phong hóa do các tác động hóa học gọi là *phong hóa hóa học*. Kích thước hạt đất càng bé thì diện tích bề mặt trên một đơn vị khối lượng càng lớn và do đó các tác động hóa học xảy ra càng mãnh liệt. Để hình dung, chúng ta lấy hạt đất dạng khối lập phương có kích thước đơn vị làm đối tượng khảo sát. Tổng diện tích bề mặt của hạt đơn vị là 6 đơn vị diện tích (đvdt). Nếu hạt được phân chia thành các hạt có kích thước $1/2$ đơn vị (chia đôi theo cả ba chiều) thì số lượng hạt tạo ra từ hạt đất đơn vị sẽ là $N = 2^3 = 8$ và tổng diện tích bề mặt sẽ là $S = 6N \times \frac{1}{2^2} = 6 \times 8 = 48$ đvdt. Tương tự, hạt sét có kích thước 10^{-7} cm sẽ có diện tích bề mặt chừng $6000 \text{ m}^2/\text{cm}^3$ trong khi hạt đất lập phương kích thước 1cm chỉ có diện tích bề mặt $6 \text{ cm}^2/\text{cm}^3$. Diện tích bề mặt tiếp xúc càng lớn thì cường độ phong hóa hóa học càng lớn, sự thay đổi càng

sâu sắc và hạt càng có cơ hội phân chia nhỏ hơn nữa. Sự thay đổi bề mặt các hạt làm cho chúng trở nên "nhấn nhụi" hơn. Khi hạt trở nên bé đến một mức độ nào đó chúng sẽ xuất hiện khả năng liên kết với các phân tử nước tạo nên tính dính nhót và có khả năng tự liên kết các hạt lại với nhau, tạo ra loại đất đặc biệt gọi là đất dính. Những hạt đất kích thước rất bé có tính dính đó được gọi là *những hạt đất dính*.

Trong thực tế, đất rời và đất dính thường lẫn lộn nhau do đó đất có loại hạt nào chiếm ưu thế thì gọi tên theo loại đó. Như vậy, ta thấy đất rời chủ yếu là sản phẩm của phong hóa vật lý còn đất dính chủ yếu là sản phẩm của phong hóa hóa học.

Quá trình trầm tích bao gồm sự di chuyển và sự tích tụ. Sự di chuyển có thể do chính trọng lượng bản thân các hạt đất, do nước cuốn trôi, do gió ... Ở Việt Nam, hai nguyên nhân di chuyển phổ biến là do trọng lượng bản thân và do nước cuốn trôi.

Dưới tác dụng của trọng lượng bản thân, các hạt đất có thể lăn từ chỗ cao xuống chỗ thấp hơn, dễ ổn định hơn theo các sườn dốc hoặc nằm nguyên tại chỗ tạo thành *đất sườn tích* hoặc *tàn tích*. Đặc điểm chính của đất tàn tích, sườn tích là không phân lớp hoặc chiều dày lớp rất không đều. Thành phần cũng như kích thước của các hạt thường rất lộn xộn. Giữa đất và đá gốc tồn tại mặt phân cách nghiêng rất không có lợi cho sự ổn định khi xây dựng công trình trên đó.

Các hạt đất do nước cuốn đi có thể bị sàng lọc, bị phân chia theo kích thước, được tích tụ một cách đều đặn tùy thuộc vào vận tốc dòng chảy và tạo thành các loại *đất trầm tích* có tính phân lớp đều đặn cả về thành phần, kích thước. Chiều dày lớp thường lớn và rất lớn. Các lớp có kích cỡ hạt khác nhau thường xen kẽ nhau và chủ yếu là nằm ngang hoặc gần nằm ngang. Dạng lớp xiên, lớp xen kẽ, dị dạng cũng có thể gặp chủ yếu do địa hình ban đầu, do các hoạt động kiến tạo về sau, do những thay đổi bất thường của dòng mang. Tính chất của đất trong từng lớp ít thay đổi nhưng ranh giới giữa các lớp thường khó phân biệt một cách rõ rệt. Vấn đề gặp phải khi xây dựng công trình trên các loại nền đất này chính là biến dạng, đặc biệt là biến dạng không đều do các dị lớp.

§2. CÁC THÀNH PHẦN CỦA ĐẤT

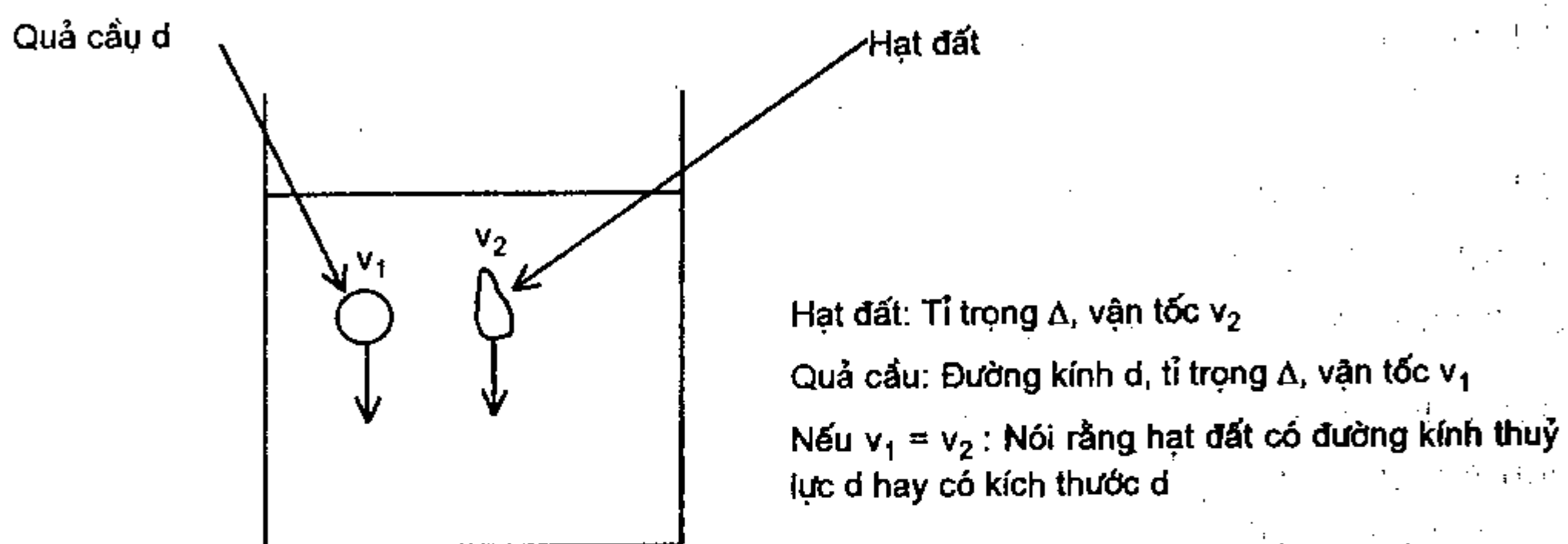
Đất, như đã nói ở trên, là một kiểu tập hợp nào đó của các hạt đất. Vì là tập hợp của các hạt rời nên giữa chúng không có liên kết với nhau hoặc nếu có thì rất yếu so với bản thân các hạt. Vì rời rạc nên giữa chúng có các khe hở. Các khe hở đó có thể có nước hoặc khí các loại là những thứ có sẵn trong môi trường xung quanh chèn lấp vào. Như vậy, cái mà ta gọi là đất bao gồm trong đó các hạt đất, nước và khí. Các hạt đất là thành phần chính, tạo ra cái khung kết cấu chính của đất. Các thành phần hạt đất-nước-khí có tác động qua lại lẫn nhau và ảnh hưởng đến tính chất chung của cả tập hợp - của đất. Do đó, để tìm hiểu tính chất của đất trước hết và để cho dễ dàng ta nghiên cứu tính chất riêng từng thành phần. Sau đó là tương tác của chúng và ảnh hưởng của tương tác đó đến tính chất chung.

2.1. Hạt đất

Hạt đất là thành phần chủ yếu của đất, tạo thành khung kết cấu và được gọi là cốt đất. Hạt đất được đặc trưng bởi kích thước, hình dạng và thành phần khoáng vật. Tính chất của hạt và do đó là của đất phụ thuộc rất nhiều vào kích thước hạt, đặc biệt là sự phân bố các cỡ hạt khác nhau có trong đất. Do đó việc xác định hàm lượng các cỡ hạt có trong đất là một nội dung quan trọng có tính bắt buộc khi nghiên cứu đất.

2.1.1. Kích thước hạt đất

Hình dạng của hạt đất nói chung rất đa dạng do đó cái gọi là kích thước chỉ là một khái niệm quy ước.



Hình 1.1. Mô tả định nghĩa kích thước hạt đất.

Quy ước rằng, nếu một hạt đất có tỷ trọng Δ và có hình dạng bất kỳ chìm lắng trong một dung môi nào đó với vận tốc bằng vận tốc của một quả cầu làm bằng vật liệu có cùng tỷ trọng Δ với hạt đất thì đường kính của quả cầu đó được gọi là đường kính thủy lực của hạt đất, gọi tắt là đường kính hạt và lấy đó làm kích thước của hạt đất.

Nhóm hạt là khái niệm dùng để chỉ một tập hợp các hạt đất có kích thước thay đổi trong một phạm vi nhất định nào đó và được gọi tên theo khoảng kích thước. Ví dụ nhóm các hạt có kích thước từ 1 đến 2 mm được gọi là nhóm hạt 1-2.

Hàm lượng một nhóm hạt: Hàm lượng một nhóm hạt nào đó là phần trăm theo trọng lượng khô của nhóm hạt đó trong loại đất đang nghiên cứu và được kí hiệu là p ($d_1 < d \leq d_2$) trong đó d_1 , d_2 là kích thước của nhóm. Hàm lượng của một nhóm được tính theo công thức sau:

$$p(d_1 < d \leq d_2) = \frac{Q(d_1 < d \leq d_2)}{Q_{\Sigma}} \times 100 (\%)$$

trong đó: $Q(d_1 < d \leq d_2)$ là trọng lượng của nhóm; Q_{Σ} là tổng trọng lượng của mẫu đất.

Ví dụ, khi lấy 1000gr đất đem nghiên cứu, ta tách ra được 100gr có kích thước từ 1 đến 2mm. Ta nói rằng, hàm lượng nhóm hạt có kích thước 1-2mm là $\frac{100}{1000}100(\%) = 10\%$ hay $p(1 < d \leq 2) = 10\%$.

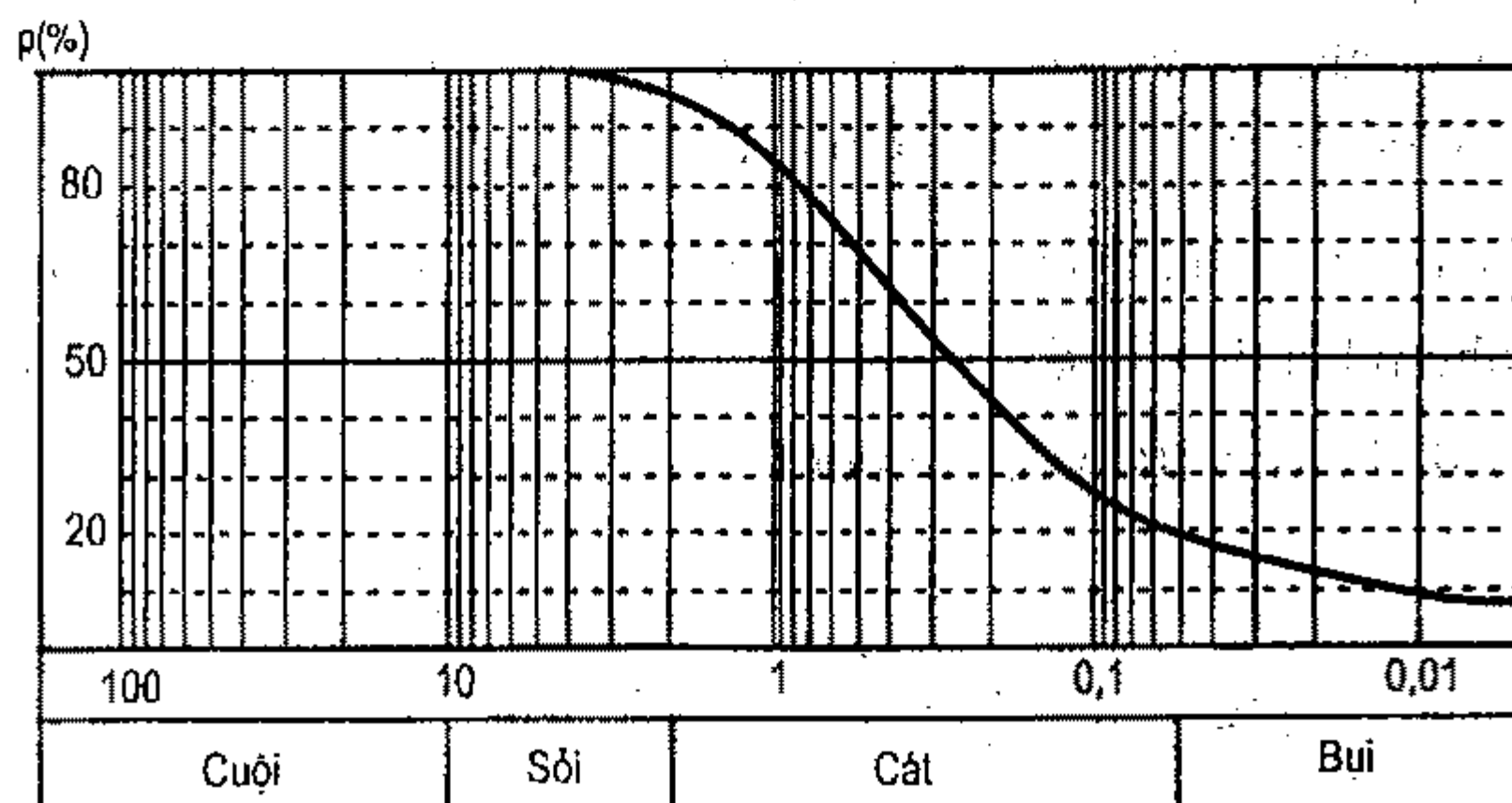
Khi nói hàm lượng của một nhóm hạt có đường kính bằng hoặc nhỏ hơn một kích thước d nào đó thì thường kí hiệu là p_d và được gọi là *hàm lượng tích lũy đến d* .

Cũng với 1000gr nói trên, chẳng hạn ta xác định được tất cả các hạt có kích thước bằng hoặc nhỏ hơn 2mm là 450gr, ta nói rằng $p_2 = 45\%$ hay hàm lượng tích lũy đến 2mm là 45% và viết: $p(d \leq 2) = 45\%$.

Thí nghiệm phân tích hạt: Để tách riêng các nhóm hạt và xác định hàm lượng của chúng, người ta phải tiến hành thí nghiệm phân tích hạt. Cách làm thí nghiệm như sau:

- Chuẩn bị thí nghiệm: Lấy một mẫu đất chừng 1000gr trở lên (tùy loại), đem sấy khô, dùng chày cao su tán nhẹ cho các hạt tách rời nhau ra.
- Cho tất cả qua bộ rây thí nghiệm. Những hạt nằm trên cỡ rây nào đó được coi là có kích thước lớn hơn lỗ rây đó. Ngược lại, những hạt lọt qua một cỡ rây nào đó được coi là có kích thước nhỏ hơn hoặc bằng kích thước lỗ rây.
- Phần lọt qua rây cuối cùng (có kích thước nhỏ nhất) được đem đi phân tích tiếp bằng phương pháp thủy lực (rây có kích thước lỗ nhỏ nhất trong bộ rây theo TCVN là rây 0.1mm; theo ASTM là rây số No.200 với lỗ rây 0,075mm).

Kết quả thí nghiệm: Sau khi rây xong, đem cân riêng phần đất nằm trên các rây ta được khối lượng của từng nhóm hạt có kích thước lớn hơn kích thước rây đựng, nhỏ hơn hoặc bằng kích thước rây bên trên đó. Thực hiện phép tính phần trăm ta được hàm lượng của từng nhóm. Cộng dồn hàm lượng các nhóm từ kích thước bé trở lên ta có hàm lượng tích lũy. Đường cong hàm lượng tích lũy theo log đường kính là dạng biểu diễn kết quả thí nghiệm thông dụng và được gọi là đường cong tích lũy hạt hoặc đường cong cấp phối hạt của đất. Đồ thị đường cong này có dạng như hình I.2



Hình I.2. Mẫu đồ thị đường cong cấp phối hạt

Phân loại và đặt tên các nhóm hạt theo kích thước

Tùy theo kích thước hạt, người ta phân hạt đất làm mấy nhóm chính sau:

Bảng I.1. Tên hạt đất theo kích thước

Tên nhóm hạt	Kích thước (mm)
Hạt cuội	$10 < d \leq 100$
Hạt sỏi	$2 < d \leq 10$
Hạt cát	$0,05 < d \leq 2$
Hạt bụi	$0,005 < d \leq 0,05$
Hạt sét	$0,005 < d$

* *Ghi chú:* Các kích thước phân giới có khác nhau trong các Tiêu chuẩn khác nhau. Kích thước nêu trong bảng I.1 trên lấy theo TCVN. So với Tiêu chuẩn của các nước Phương Tây, khác nhau chính là ở kích thước hạt sét. Các nhóm hạt khác có sai khác không nhiều do cách chế tạo và đặt tên rây mà thôi. Các nước Phương Tây thường gọi tên rây theo số lỗ rây có trong 1 inch vuông, chẳng hạn rây số 200 (rây No.200) có nghĩa là rây đó có 200 lỗ trên 1 inch vuông (chừng 645mm^2). Kích thước lỗ rây do đó xấp xỉ $0,074\text{mm}$. Theo TCVN, rây được gọi tên theo đường kính lỗ, ví dụ rây 5li, rây 2li ...

Ví dụ I.1. Kết quả thí nghiệm phân tích hạt một mẫu đất cát cho trong bảng sau. Hãy vẽ đường cong cấp phối hạt của loại đất đó.

Bảng ghi kết quả phân tích hạt ví dụ I.1

Kích thước lỗ rây (mm)	10	5	2	1	0,5	0,25	0,1	
Trọng lượng trên rây (gr)	10	15	20	30	50	60	10	5
(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)	(8)	(9)

Giải thích thí nghiệm: Khi thí nghiệm, bộ rây được sử dụng có kích thước lỗ lần lượt là 10, 5, 2, 1, 0,5, 0,25, 0,1 (mm) được chồng lên nhau, rây lỗ to ở trên, rây lỗ nhỏ ở dưới và cuối cùng là hộp đựng để hứng những hạt bé nhất lọt qua rây 0,1li. Kết quả trên dòng thứ hai trong bảng là trọng lượng cân được trên các rây 10, 5, 2, 1, 0,5, 0,25, 0,1 và hộp đựng. Cột thứ 4, ví dụ, có kích thước lỗ rây 2(mm; trọng lượng trên rây 20 (gr) có nghĩa là những hạt lọt qua rây 5li (ở ngay trên) nhưng nằm lại trên rây 2li cân được 20 gr hay nói cách khác là nhóm hạt 2-5 có trọng lượng 20gr trong mẫu.

Tổng trọng lượng hạt khô khi đem thí nghiệm là $(10+15+20+30+50+60+10+5) = 200$ gr.

Giải: Trước hết ta xác định hàm lượng riêng của từng nhóm hạt. Ví dụ, nhóm có $5 \geq d > 2$ (nhóm hạt ở cột thứ 4) có hàm lượng là:

$$p(5 \geq d > 2) = \frac{20}{200} \times 100 (\%) = 10 \%$$

Trong đó, 20 = trọng lượng của nhóm hạt (cột 4);

200 = tổng trọng lượng mẫu đem thí nghiệm (xem phần giải thích).

Tương tự kết quả tính cho tất cả các nhóm cho trong bảng sau:

Nhóm hạt	>10	[10; 5)	[5; 2)	[2; 1)	[1; 0,5)	[0,5; 0,25)	[0,25; 0,1)	≤ 0,1
Hàm lượng, %	5	7,5	10	15	25	30	5	2,5

Tiếp theo, ta xác định hàm lượng tích lũy đến các cỡ hạt khác nhau:

Hàm lượng các hạt	$d \leq 0,1$:	$p_{0,1} = 2,5\%$
	$d \leq 0,25$:	$p_{0,25} = 2,5 + 5 = 7,5 \%$
	$d \leq 0,5$:	$p_{0,5} = 7,5 + 30 = 37,5\%$
	$d \leq 1,0$:	$p_1 = 37,5 + 25 = 62,5\%$
	$d \leq 2,0$:	$p_2 = 62,5 + 15 = 77,5\%$
	$d \leq 5,0$:	$p_4 = 77,5 + 10 = 87,5\%$
	$d \leq 10$:	$p_{10} = 87,5 + 7,5 = 95\%$

Kết quả thí nghiệm sau khi tính toán được tổng hợp trong bảng sau:

Kích thước d (mm)	≤ 10	≤ 5,0	≤ 2,0	≤ 1,0	≤ 0,50	≤ 0,25	≤ 0,1
Hàm lượng tích lũy p_d (%)	95	87,5	77,5	62,5	37,5	7,5	2,5

Dựa vào bảng trên, đường cong cấp phối hạt được vẽ trên hình I.3.

Ứng dụng kết quả thí nghiệm phân tích hạt

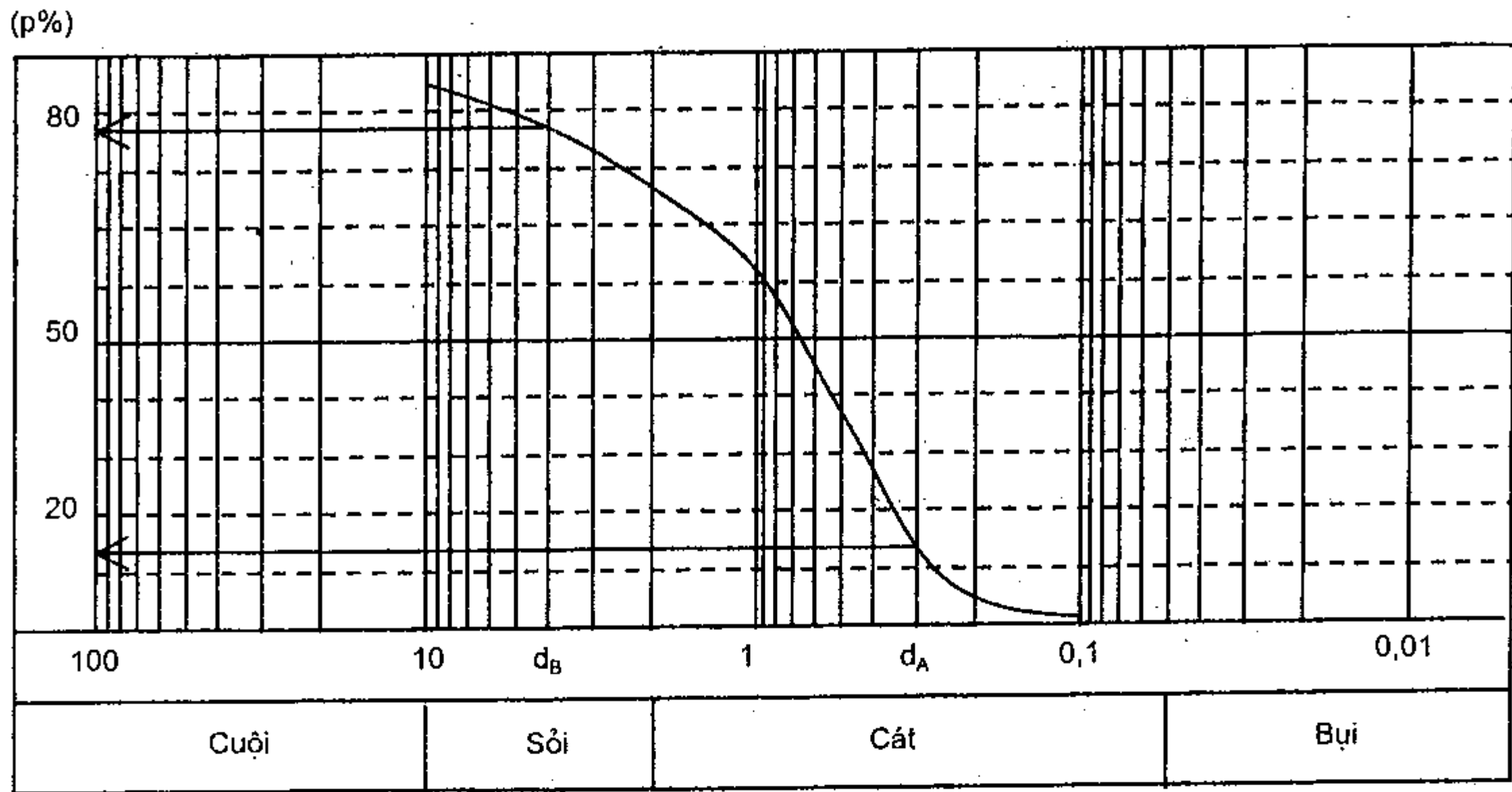
a) Xác định ngay hàm lượng riêng một nhóm hạt bất kì có kích thước trong khoảng d_A đến d_B nào đó: trên trục hoành, từ giá trị d_A , xác định điểm tương ứng trên đường cong (điểm A). Giá trị trên trục tung xác định hàm lượng tích lũy p_{dA} của tất cả các hạt nhỏ hơn hoặc bằng d_A . Tương tự, xác định p_{dB} ứng với kích thước d_B . Hàm lượng riêng của các hạt có kích thước trong khoảng $(d_A, d_B]$ xác định theo:

$$p(d_A < d \leq d_B) = p_{dB} - p_{dA} \quad (I.1)$$

Ví dụ I.1a: Hãy xác định hàm lượng riêng của nhóm hạt có kích thước từ 0,3 đến 4mm có trong mẫu đất đã thí nghiệm.

Giải: Từ giá trị $d_A = 0,3\text{mm}$, dựa vào đường cong phân tích hạt (hình I.3) ta xác định được $p_{dA} = 13\%$; $d_B = 4\text{mm}$, $p_{dB} = 87\%$, do đó:

$$p(0,3 < d \leq 4) = 87 - 13 = 74\%$$



Hình 1.3. Đường cong cấp phối hạt của mẫu thí nghiệm ví dụ 1.1

b) Xác định hệ số đồng đều, hệ số độ cong

Mức độ đồng đều về kích cỡ hạt được đánh giá bằng hệ số đồng đều, C_u :

$$C_u = \frac{d_{60}}{d_{10}} \quad (I.2)$$

trong đó: d_{60} = đường kính ứng với hàm lượng tích lũy 60%: $p(d \leq d_{60}) = 60\%$; d_{10} = đường kính ứng với hàm lượng tích lũy 10%: $p(d \leq d_{10}) = 10\%$.

* Ta thấy rằng, các hạt thuộc nhóm (d_{10} , d_{60}) chiếm 1/2 trọng lượng đất. Do đó, C_u chính là mức độ thay đổi kích thước của một nửa trọng lượng đất và C_u càng lớn có nghĩa là càng có nhiều kích cỡ hạt tức là cấp phối càng đa dạng, càng tốt. Điều này đặc biệt quan trọng đối với đất rời và đất được dự định làm vật liệu đắp. Người ta quy ước nếu đất có $C_u > 4$ thì được coi là có cấp phối tốt, thích hợp cho sử dụng làm vật liệu xây dựng.

Độ cong của đường cong cấp phối hạt trong khoảng (d_{60} , d_{10}), C_c , được tính theo biểu thức:

$$C_c = \frac{d_{30}^2}{d_{60} \cdot d_{10}} \quad (I.3)$$

Giá trị của C_c được dùng để mô tả sự phân bố của các kích cỡ hạt trong nhóm hạt cơ bản (d_{10} , d_{60}). Nếu C_c càng bé thì sự phân phối càng đều đặn. C_c được dùng kết hợp với C_u để đánh giá cấp phối của đất. Nói chung C_c trong khoảng (1÷3) là tốt.

c) Có thể sử dụng trực tiếp kết quả phân tích hạt để phân loại chi tiết đất rời (xem chi tiết phân phân loại đất, mục §6 chương I).

Ví dụ 1.1b: Hãy xác định hệ số đồng đều và hệ số độ cong của mẫu đất trong ví dụ 1.1.

Giải: Từ đường cong cấp phối hạt, ứng với $p = 10\%$ ta kẻ đường nằm ngang (song song với trục hoành) gặp đường cong tại một điểm ứng với hoành độ $d_{10} = 0,28\text{mm}$. Tương tự, ta có $d_{60} = 0,9\text{mm}$; $d_{30} = 0,44\text{mm}$

Do đó, hệ số đồng đều C_u của đất: $C_u = 0,9/0,28 = 3$.

Ta nói rằng mẫu đất này có cấp phối xấu.

Hệ số độ cong $C_c = (0,44)^2 / [(0,9) \cdot (0,28)] = 0,77$

Ta nói rằng cấp phối hạt có phân phối không đều đặn (phân phối lệch).

Phân tích hạt bằng phương pháp tỉ trọng

Đối với những hạt nhỏ ($d \leq 0,1\text{mm}$) không thể dùng rây để phân nhóm thì áp dụng phương pháp tỉ trọng dựa vào định luật Stock về quan hệ giữa đường kính của hạt với vận tốc chìm lắng của nó trong một dung môi nào đó kết hợp nguyên lí tỉ trọng kế để xác định hàm lượng tích lũy

Định luật Stock: Trong một chất lỏng đồng nhất, đẳng hướng, vô hạn một quả cầu nhẵn cứng sẽ chìm lắng với vận tốc tỉ lệ với bình phương đường kính quả cầu.

Biểu thức của định luật Stock có dạng:

$$v = \frac{\Delta - \Delta_0}{18\mu} d^2 \quad (I.4)$$

trong đó: Δ , Δ_0 là tỉ trọng của quả cầu và dung môi; μ là độ nhớt của dung môi và v , d là vận tốc và đường kính của quả cầu.

Trên cơ sở định luật Stock, bằng cách đo vận tốc v có thể xác định được đường kính tương ứng:

$$d = \sqrt{\frac{18\mu v}{\Delta - \Delta_0}} = \sqrt{\frac{18\mu L}{T(\Delta - \Delta_0)}} \quad (I.4a)$$

trong đó: L là khoảng chìm lắng của hạt có đường kính d sau khoảng thời gian T .

Phân tích một mẫu đất có trọng lượng khô Q_h và tỉ trọng hạt đất Δ được hòa đều trong thể tích nước V_n thành dung dịch đất-nước với thể tích V . Dung dịch có trọng lượng riêng γ xác định theo :

$$\begin{aligned} \gamma &= \frac{Q_n + Q_h}{V} = \frac{Q_n + \gamma_0 V_h + (\gamma_h - \gamma_0) V_h}{V} = \\ &= \frac{\gamma_0 (V_n + V_h)}{V} + \frac{(\gamma_h - \gamma_0) Q_h}{\gamma_h V} = \gamma_0 + \left(\frac{\Delta - 1}{\Delta} \right) \frac{Q_h}{V} \end{aligned} \quad (I.5)$$

trong đó: γ_0 là trọng lượng riêng nước.

Khảo sát dung dịch tại độ sâu L nào đó. Sau khoảng thời gian T kể từ khi bắt đầu thí nghiệm, tất cả những hạt có đường kính d tương ứng với vận tốc $v = L/T$ không còn tại đó nữa. Gọi p_d là hàm lượng tích lũy theo d , những hạt có đường kính bằng và nhỏ hơn d chiếm $p_d Q_h$ do đó tỉ trọng dung dịch tại độ sâu L sẽ là $p_d \frac{Q_h}{V}$ và có thể được viết lại như sau:

$$\gamma(T) = \gamma_0 + \left(\frac{\Delta - 1}{\Delta} \right) \frac{Q_h}{V} p_d$$

hay:

$$p_d = \left(\frac{\Delta - 1}{\Delta} \right) \frac{Q_h}{V} [\gamma(T) - \gamma_0] \quad (I.6)$$

chính là biểu thức của nguyên lí tỉ trọng kế; trong đó, $\gamma(T)$ là tỉ trọng của dung dịch tại thời điểm T , được đo bằng tỉ trọng kế.

Trên cơ sở định luật Stock và nguyên lí tỉ trọng kế, thí nghiệm phân tích hạt được thực hiện như sau:

Dung dịch đất - nước trong ống nghiệm được khuấy đều sao cho dung dịch có tỉ trọng như nhau ở mọi độ sâu. Thả tỉ trọng kế vào ống tại các thời điểm T_i khác nhau ta đồng thời xác định được tỉ trọng của dung dịch tại độ sâu trọng tâm bầu tỉ trọng và khoảng cách L_i từ mặt thoáng đến trọng tâm bầu tỉ trọng kế. Có thể thấy rằng sau khoảng thời gian T_i không có hạt đất đường kính $d > d_i$ nào còn lại phía trên khoảng L_i . Đường kính tích lũy d_i xác định theo định luật Stock (I.4a) còn hàm lượng tích lũy đến d_i tương ứng xác định theo nguyên lí tỉ trọng kế biểu thức (I.6):

$$d_i = \sqrt{\frac{18\mu L_i}{T_i(\Delta - \Delta_0)}}$$

$$p_{di} = \left(\frac{\Delta - 1}{\Delta} \right) \frac{Q_h}{V} [\gamma(T_i) - \gamma_0]$$

2.1.2. Hình dạng hạt đất

Nói chung hình dạng của hạt đất rất đa dạng tùy thuộc cả kích thước hạt, cả bản chất khoáng vật và các tác động của sự hình thành. Có thể nhận dạng 3 kiểu chính: dạng khối 3 chiều, dạng tấm 2 chiều và dạng thanh 1 chiều (nói 1 chiều, 2 chiều vì chiều kia thực ra rất bé so với chiều còn lại nên không đáng nhắc đến).

Thường thì các hạt to có dạng khối, các hạt rất nhỏ có dạng thanh hoặc tấm; các hạt đất rời có dạng khối, các hạt đất dính có dạng thanh và tấm.

2.1.3. Thành phần khoáng vật của hạt đất

Tùy thuộc vào đá gốc và môi trường hình thành, lịch sử tồn tại, thành phần khoáng vật của hạt đất rất đa dạng. Trong xây dựng chỉ phân loại một cách sơ lược làm ba loại: không thay đổi so với đá gốc gọi chung là khoáng nguyên sinh, đã thay đổi gọi là thứ sinh, và các hợp chất hữu cơ. Khoáng nguyên sinh thường gặp ở đất rời, hạt thô trong khi khoáng thứ sinh thường gặp ở đất sét, hạt rất nhỏ và thường gọi luôn là khoáng vật sét. Các hợp chất hữu cơ là các tàn tích động thực vật và các sản phẩm từ chúng đã hoặc chưa phân huỷ. Đất có lẫn các hợp chất hữu cơ thường là các loại đất yếu có tính chất rất phức tạp và khó nắm bắt. Chi tiết về đất hữu cơ sẽ được đề cập trong phần phân loại đất ở sau.

2.2. Nước trong đất

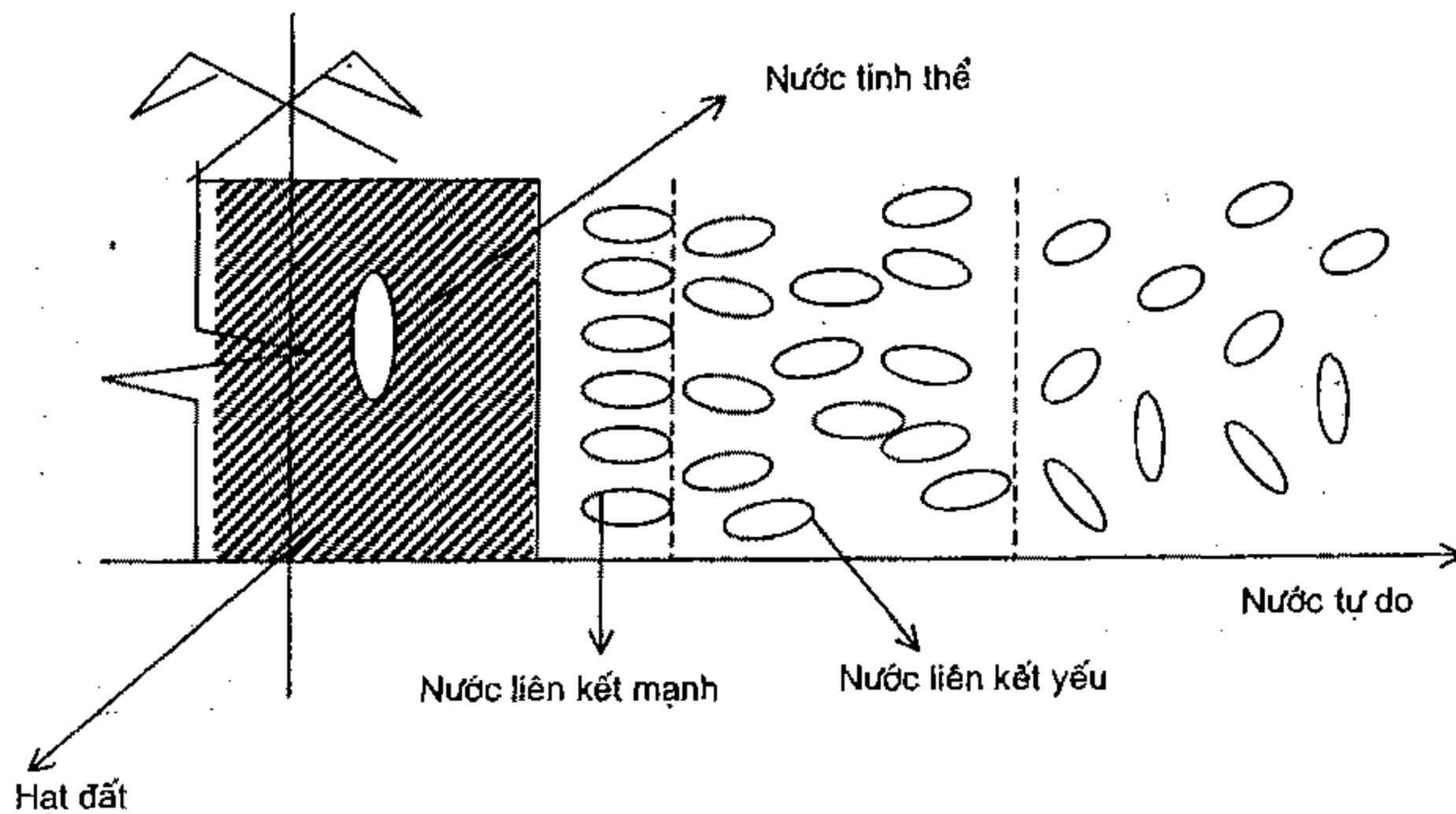
Nước tồn tại trong đất dưới nhiều dạng. Cách phân biệt sau đây dựa vào ảnh hưởng của nước đến tính chất xây dựng của đất do Priklonxki (1955) kiến nghị: Nước trong bản thân hạt đất; nước ngoài hạt đất. Nước trong hạt đất thường có dạng tinh thể và ít ảnh hưởng đến tính chất cơ - lí của đất. Nước ngoài hạt đất có thể bám chặt vào bề mặt hạt đất nhờ các liên kết điện - phân tử gọi là nước liên kết; bên ngoài phạm vi tác dụng của lực liên kết điện-phân tử đó thì gọi là nước tự do.

2.2.1. Nước liên kết

Nước liên kết chỉ tồn tại trên bề mặt các hạt mịn. Các phân tử khoáng chất trên bề mặt hạt mịn thường không cân bằng điện mà có xu hướng thừa điện tử. Một điện trường âm tồn tại xung quanh bề mặt hạt đất. Các phân tử nước có cấu tạo bất đối xứng bị định hướng vào bề mặt hạt do lực hút điện phân tử của hạt đất. Càng sát bề mặt, lực hút càng lớn do đó nước bám càng chặt. Càng ra xa bề mặt, lực hút càng giảm nhanh. Dựa vào mức độ hút bám này người ta chia sơ lược làm 3 mức theo chiều giảm dần: nước màng, nước liên kết mạnh và nước liên kết yếu. Sơ đồ trên hình I.4 mô phỏng vị trí tương đối của các loại nước trong đất cũng như hướng của các phân tử nước so với bề mặt hạt đất.

Nước màng bao gồm các lớp phân tử nước chịu lực hút rất lớn từ bề mặt hạt đất và được coi là một bộ phận của hạt đất (tương tự nước bên trong hạt). Nói chung nước màng không thể tách ra khỏi bề mặt hạt đất được và ít ảnh hưởng đến tính chất của đất.

Nước liên kết mạnh có ảnh hưởng nhiều đến tính dính của đất. Nước liên kết mạnh có tỉ trọng và độ nhớt cao, không di chuyển trong đất do trọng lượng bản thân. Có thể tách ra được ở nhiệt độ cao. Khi độ ẩm của đất chỉ ứng với nước liên kết mạnh, đất chưa thể hiện tính dẻo. Độ ẩm ở trạng thái này được gọi là độ hút ẩm tối đa (độ ẩm của đất trong tình trạng khô gió tự nhiên).



Hình 1.4. Vị trí tương đối của các loại nước trong đất so với bề mặt hạt

Nước liên kết yếu chịu ảnh hưởng yếu của lực hút bề mặt hạt đất do đó có tính chất tương tự nước thông thường. Tính dẻo của đất xuất hiện khi có đủ nước liên kết yếu và kết cấu bị phá hoại. Độ ẩm của đất khi có đủ nước liên kết yếu được gọi là độ ẩm phân tử tối đa hay độ ẩm giới hạn dẻo. Đất tự nhiên có độ ẩm phân tử tối đa chưa thể hiện tính dẻo nhưng nếu bị phá hoại thì tính dẻo sẽ thể hiện.

2.2.2. Nước tự do

Nước trong đất nằm ngoài phạm vi ảnh hưởng của lực hút bề mặt gọi là nước tự do. Nước tự do có đầy đủ tính chất của nước thông thường như có thể di chuyển trong đất do trọng lượng bản thân hoặc do lực hút dính (lực mao dẫn). Nước có thể di chuyển do trọng lượng bản thân gọi là nước trọng lực trong khi nước di chuyển do lực mao dẫn được gọi là nước mao dẫn.

Nước tự do có ảnh hưởng lớn đến tính chất cơ học của đất, đặc biệt là làm chậm quá trình giảm lỗ rỗng của đất. Cơ học đất gọi biểu hiện này là hiện tượng cố kết. Đây là tính chất đặc trưng của đất và cũng là điều phiền phức nhất khi sử dụng đất cho các mục đích xây dựng. Chúng ta sẽ nghiên cứu kỹ hiện tượng đặc trưng này ở phần sau (mục 4.2, chương II).

Nước mao dẫn làm cho đất bị bão hòa ngay cả trên mực nước ngầm và làm cho tính chất của đất thay đổi theo chiều hướng phức tạp lên rất nhiều. Dưới tác dụng của lực mao dẫn, áp lực nước lỗ rỗng trở nên "âm", mật độ thực sự của đất tăng lên. Ngoài ra, trong các công trình ngăn nước, hiện tượng mao dẫn có thể là nguyên nhân chính làm tổn thất hiệu quả công trình. Bản chất của hiện tượng mao dẫn và chiều cao mao dẫn có thể có được trình bày trong phần 2.4 của mục này.

2.3. Khí trong đất

Khí trong đất chủ yếu là không khí tự nhiên. Ngoài ra có thể có các dạng gas tự nhiên khác nhưng ít phổ biến hơn. Nếu khí trong đất có đường thông với không khí bên ngoài thì được gọi là khí hở. Nếu chúng bị bao kín trong đất hoặc hoà tan trong nước lỗ rỗng thì được gọi là khí kín. Nói chung chỉ có khí kín có ảnh hưởng nhiều đến tính chất của đất, đặc biệt là tính đàn hồi, tính thấm của đất. Sự tồn tại khí trong đất tạo ra hệ đất ba pha hoàn chỉnh, thậm chí theo Fredlund, là hệ bốn pha, trong đó pha thứ tư là miền tiếp xúc khí - nước có ảnh hưởng lớn đến tính chất của đất. Đất trong trường hợp này được gọi là đất chưa bão hòa và là đối tượng nghiên cứu của lý thuyết Cơ học đất không bão hòa (xem Cơ học đất không bão hòa của Fredlund bản dịch Tiếng Việt của Nguyễn Công Mẫn, Nguyễn Uyên do Nhà xuất bản Giáo dục ấn hành năm 1998).

2.4. Tương tác giữa các pha trong đất

2.4.1. Tương tác giữa hạt đất với nước

Trong đất luôn xảy ra sự tương tác giữa hạt đất với nước trong lỗ rỗng ở những mức độ khác nhau tùy thuộc vào kích thước hạt và đặc biệt là cấu tạo của mạng tinh thể hạt. Nói chung các tương tác này chỉ có ảnh hưởng lớn khi các hạt rất nhỏ như các hạt sét. Ở các loại hạt thô tương tác hạt - nước thường rất không đáng kể và trong xây dựng người ta có thể bỏ qua.

Đối với các hạt sét, bề mặt hạt luôn tồn tại các điện tích âm dư với mật độ lớn tạo ra xung quanh một điện trường có cường độ cao trong khoảng cách ngắn là nguyên nhân chính gây ra các tương tác hóa lý của hạt sét với môi trường còn gọi là hoạt tính bề mặt hạt. Các hạt sét có kích thước nhỏ và tỉ diện bề mặt lớn có hoạt tính bề mặt rất mạnh mẽ, đặc biệt là trong tương tác với nước lỗ rỗng và các ion kim loại có mặt trong nước.

Trong phạm vi ảnh hưởng của điện trường này, các phân tử nước có cấu tạo bất đối xứng sẽ bị định hướng vào bề mặt hạt đất bởi các lực hút tương ứng gọi là lực hút điện phân tử. Do các lực hút này giảm dần nhanh chóng khi ra xa bề mặt hạt nên chỉ có một vài lớp phân tử nước chịu tác động mạnh tạo ra phần nước liên kết trong đất. Ngoài phạm vi tác động này, nước trở nên tự do và tồn tại như các dạng nước thông dụng khác.

Nếu nước lỗ rỗng chứa các ion kim loại thì các ion này sẽ trở thành trung gian liên kết các hạt đất làm cho liên kết giữa các hạt trở nên mạnh mẽ hơn, chiều dày lớp nước liên kết vì thế mà bị giảm đi làm cho ảnh hưởng của nó càng trở nên nổi trội. Các ion bị hấp phụ vào bề mặt hạt khoáng là cơ hội kết tinh tạo ra mối liên kết cứng tự nhiên giữa các hạt và cũng là cơ sở để tiến hành cải tạo đất bằng các chất liên kết vô cơ được ứng dụng trong xây dựng, đặc biệt là trong xây dựng đường.

2.4.2. Tương tác giữa nước và khí trên bề mặt tiếp xúc

Tại bề mặt phân cách, nước tồn tại sức căng mặt ngoài do các lực tác động lên các phân tử nước trên bề mặt không cân bằng hướng vào bên trong. Sức căng bề mặt cân bằng với lực kéo có thể hình dung như một màng đàn hồi bao quanh chịu kéo về mọi phía tiếp tuyến với bề mặt tương tự quả bóng cao su bị bơm căng. Đối với một màng hai chiều chịu áp lực không cân bằng, sức căng mặt ngoài có thể tính được theo công thức:

$$\Delta u = 2T/R \quad (I.7)$$

trong đó: T là sức căng mặt ngoài và R là bán kính cong của mặt khum. Trong đất không bão hòa, Δu chính là chênh áp giữa khí và nước tại mặt phân cách được gọi là độ hút dính:

$$\Delta u = u_a - u_w \quad (I.8)$$

trong đó: u_a - áp suất không khí; u_w - áp suất nước. Độ hút dính của đất phụ thuộc chủ yếu vào độ ẩm do đó nó có thể thay đổi theo môi trường. Phương trình (I.8) là phương trình mô hình mao dẫn của Kelvin. Khi độ hút dính tăng, bán kính cong mặt ngoài giảm và ngược lại, bán kính cong mặt ngoài tăng ra vô cùng (phẳng) khi độ hút dính bằng 0, ta có áp lực nước và khí cân bằng tại mặt thoáng.

2.4.3. Tương tác giữa hạt đất, nước lỗ rỗng với không khí

Tương tác điển hình của các pha trong đất chính là hiện tượng mao dẫn gây ra bởi lực hút dính. Các lỗ rỗng giữa các hạt đất có tác dụng như những ống mao dẫn đưa nước lên khỏi vị trí mực nước ngầm nhờ lực hút dính. Thông thường áp suất không khí hiện trường $u_a = 0$ nên áp lực nước mao dẫn có giá trị âm đôi khi rất lớn.

Khảo sát hiện tượng mao dẫn trong ống nhỏ bán kính r cắm vào nước dưới điều kiện khí quyển như trên hình I.5. Lực căng mặt ngoài tác động dưới một góc α so với phương đứng. α được gọi là góc tiếp xúc có giá trị phụ thuộc vào lực dính hút của chất lỏng và vật liệu tạo ống. Xét cân bằng của cột nước trong ống ta có phương trình tĩnh:

$$2\pi r T \cos \alpha = \pi r^2 h_c \rho_w g$$

trong đó:

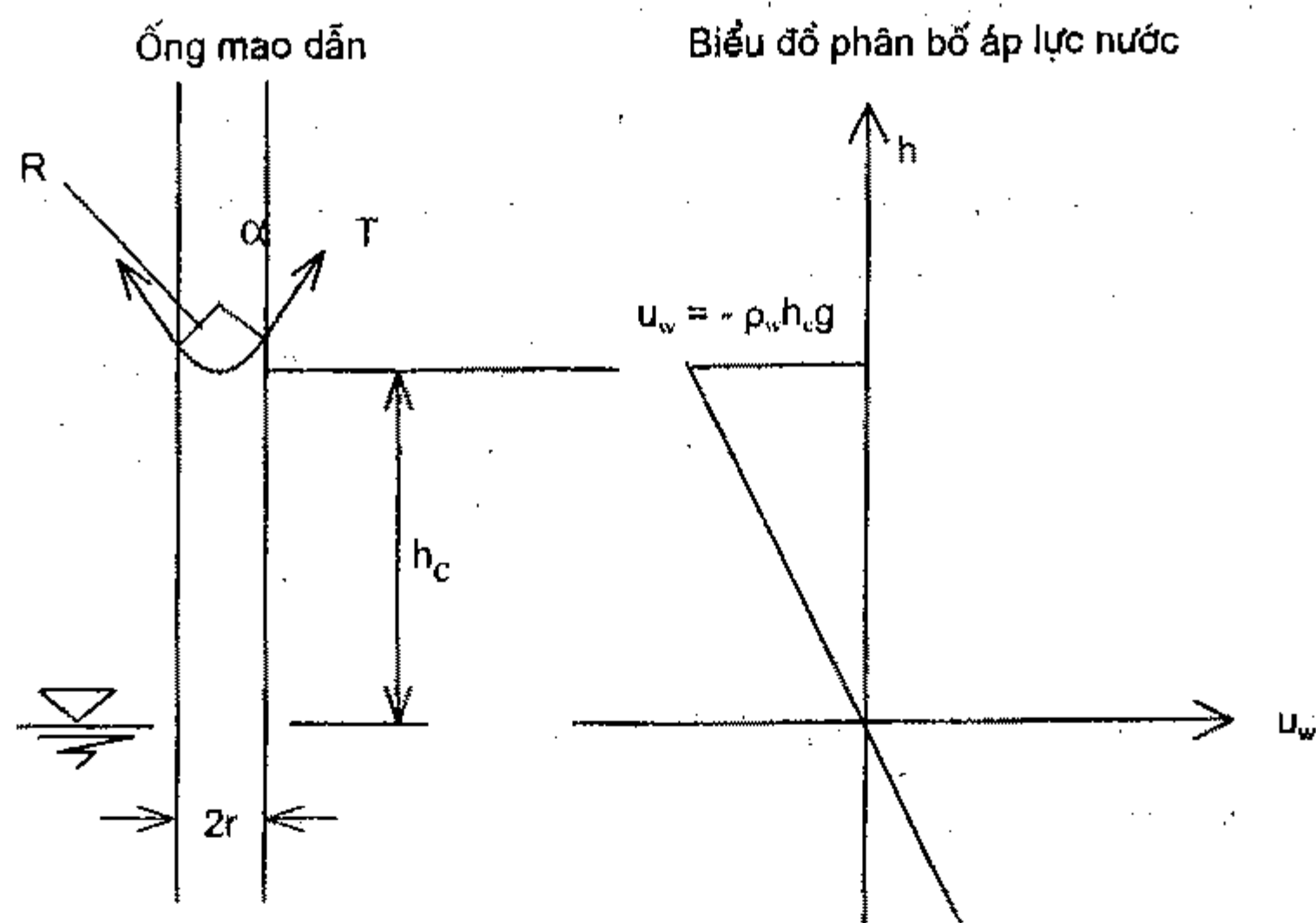
r - bán kính ống mao dẫn;

T - lực căng bề mặt của nước;

α - góc tiếp xúc;

h_c - chiều cao mao dẫn;

g - gia tốc trọng trường.



Hình 1.5. Mô hình vật lí và chiều cao mao dẫn

Nếu $\alpha = 0$ (cho trường hợp nước sạch và ống bằng thủy tinh sạch, nhãn mặt) ta có phương trình xác định chiều cao cột nước mao dẫn như sau:

$$h_c = 2T/\rho_w g r \quad (I.9)$$

2.4.4. Áp lực mao dẫn tại vị trí tiếp xúc khí - nước

Trong điều kiện cân bằng thủy tĩnh, áp lực nước tại các điểm trên mặt thoáng bằng áp lực khí quyển và bằng 0 trong khi dưới điều kiện cân bằng mao dẫn tình hình lại khác hẳn.

Từ phương trình Kelvin (I.8), với $R = r$ cho trường hợp $\alpha = 0$ ta có:

$$u_w = u_a - 2T/R = 0 - 2T/r = - h_c \rho_w g r / r = - h_c \rho_w g$$

chứng tỏ áp lực nước tại vị trí mặt khum có giá trị âm tương ứng với chiều cao cột nước mao dẫn. Ngược lại, độ hút dính tại điểm trên cùng của cột nước mao dẫn sẽ là:

$$\Delta u = (u_a - u_w) = h_c \rho_w g$$

Áp lực do nước mao dẫn gây ra phản áp lực lên thành ống gọi là áp lực mao dẫn có hướng ngược lại. Ở trong đất, áp lực mao dẫn tác động lên các hạt đất theo hướng thẳng đứng xuống dưới làm tăng sự nén cấu trúc đất, tăng sự dính kết giữa các hạt đất và do vậy, làm tăng độ bền chống cắt của đất.

§3. KẾT CẤU VÀ CẤU TRÚC CỦA ĐẤT

3.1. Khái niệm

Kết cấu của đất là thuật ngữ chỉ cách sắp xếp các hạt đất trong một khối đất nhỏ có cùng thời điểm hình thành và cùng tồn tại tạo nên khung kết cấu đất - còn gọi là khung

đất. Cấu trúc của đất là thuật ngữ dùng để chỉ sắp xếp các lớp đất trong nền tại thời điểm khảo sát.

Như vậy, kết cấu là nói đến vi cấu tạo của đất trong khi cấu trúc là nói về cấu tạo vĩ mô của nền. Người ta hay dùng thuật ngữ cấu trúc địa tầng thay cho cấu trúc khi mô tả kết quả khảo sát địa chất một khu vực nào đó.

3.2. Kết cấu của đất

Kết cấu của đất là sự sắp xếp các hạt đất trong quá trình trầm tích. Sự sắp xếp này phụ thuộc chủ yếu vào kích thước hạt và môi trường lúc chìm lắng. Các loại đất nói chung có thể hình thành từ ba dạng kết cấu cơ bản: kết cấu hạt đơn, kết cấu tổ ong và kết cấu bông.

Kết cấu hạt đơn hình thành khi các hạt có kích thước lớn chìm lắng trong nước một cách tự do dưới tác dụng trọng lượng bản thân trong điều kiện vận tốc dòng mang đã giảm thiểu. Trong trường hợp này các hạt tiếp xúc trực tiếp với nhau, ma sát giữa các hạt hình thành nên bản chất độ bền của chúng do đó thành phần cấp phối hạt và độ chặt của đất là các yếu tố chính ảnh hưởng đến tính chất xây dựng của đất có kết cấu hạt đơn. Trong thiên nhiên, các loại đất hạt thô (cát, cuội sỏi ...) thường có kết cấu hạt đơn và tồn tại dưới hai dạng: kết cấu chặt và kết cấu rời tùy theo cấp phối hạt và điều kiện trầm tích.

Kết cấu tổ ong hình thành do sự chìm lắng các hạt có kích thước nhỏ. Sự có mặt nước hút bám mặt ngoài làm cho lực hút bám giữa các hạt tăng lên đã cản trở sự sắp xếp các hạt theo ảnh hưởng của trọng lượng bản thân, kết quả là các hạt đất tồn tại trong trạng thái chưa ổn định và giữa chúng có những khoảng trống lớn. Đất có kết cấu tổ ong thường có hệ số rỗng lớn khi mới hình thành.

Kết cấu bông đặc trưng cho đất hình thành từ các hạt kích thước cực nhỏ như hạt sét, hạt bụi (gọi chung là hạt keo) chìm lắng trong môi trường nước khi có điều kiện thích hợp. Các hạt keo có lớp nước liên kết rất dày so với kích thước bản thân do đó tỉ trọng của chúng xấp xỉ tỉ trọng nước. Hơn nữa, chuyển động Braou làm cho chúng không thể tự chìm lắng, sự cản trở của lực đẩy điện phân tử không cho phép chúng tự kết hợp với nhau. Nếu điều kiện môi trường thích hợp (tồn tại chất điện giải nào đó), các hạt sẽ liên kết với nhau tạo thành những đám kích thước lớn dạng bông và chìm lắng được để thành tạo nên đất có kết cấu bông. Đặc điểm hình thành này quy định đất kết cấu bông rất không ổn định, thường gặp trong trầm tích biển trẻ.

Trong thiên nhiên, đất có thể bao gồm nhiều dạng kết cấu cơ bản cùng tồn tại. Hơn nữa, sự tồn tại trong thời gian tuy không làm thay đổi kiểu kết cấu ban đầu nhưng có thể làm thay đổi trạng thái của chúng, đặc biệt dưới tác dụng của các lớp trầm tích tiếp theo. Sự tồn tại trong thời gian làm xuất hiện các liên kết mới giữa các hạt có nguồn gốc điện phân tử hoặc sự kết tinh, tái kết tinh các muối có trong đất làm cho khung đất có trạng

thái liên kết mới vững bền hơn, tính chất cơ lí của đất trở nên "tốt" hơn là điều rất đáng quan tâm và bảo vệ khi sử dụng vào mục đích xây dựng. Việc đánh giá các tính chất của đất trên cơ sở kết cấu được bảo toàn do đó là một yêu cầu quan trọng khi thí nghiệm đất, đặc biệt đối với một số tính chất cơ học quan trọng.

3.3. Cấu trúc của đất

Cấu trúc của đất hay cấu trúc địa tầng là tổng hợp các yếu tố mô tả tính phức hợp của nền đất về kết cấu, cấu tạo nền, tính chất cơ lí trong từng phần hay toàn bộ nền đất được quan tâm. Cấu trúc địa tầng thường được nhắc đến trong những vấn đề cụ thể khi tìm hiểu, khảo sát đất cho mục đích xây dựng. Để có thể nhận dạng được cấu trúc địa tầng của đất nền, người ta thường quy kết về ba kiểu cơ bản: cấu trúc phân lớp, cấu trúc dạng khối và cấu trúc tổ ong. Hai dạng cấu trúc thường gặp là cấu trúc phân lớp và cấu trúc dạng khối. Cấu trúc dạng tổ ong (mắt lưới) xuất hiện nhiều trong các trầm tích gió, băng tích ... ít thấy có ở Việt nam.

Cấu trúc phân lớp hình thành do sự lựa chọn kích thước, thành phần khoáng vật trong quá trình trầm tích theo nhiều dạng khác nhau: lớp dày, lớp mỏng, dải xiên, dải chéo, thấu kính ... xen kẽ nhau liên tục. Đất có cấu trúc phân lớp thể hiện rõ tính dị hướng về độ bền, về biến dạng, về thấm ... rất cần được phân biệt khi nghiên cứu.

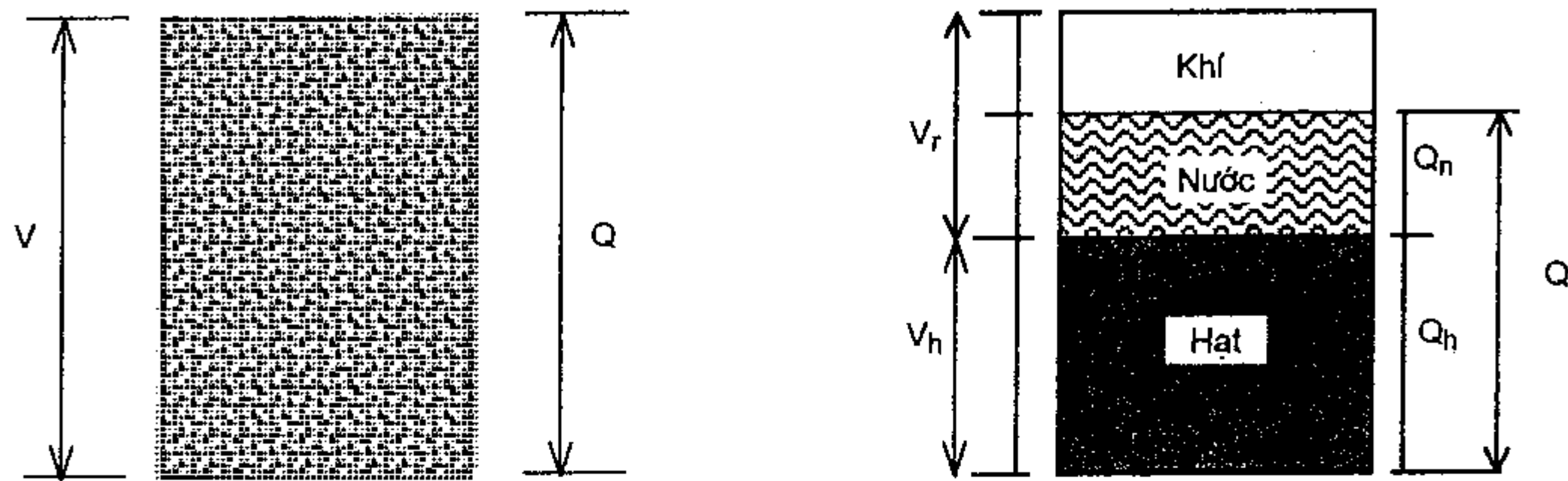
Cấu trúc khối là sự sắp xếp một cách hỗn độn, không theo quy luật các thành tạo phong hoá với nhiều mức độ khác nhau về độ chặt, sự biến đổi liên kết bên trong theo thời gian. Đất có cấu trúc khối thường gặp ở các loại tàn tích, sườn tích, lũ tích ... Trong xây dựng thường quan tâm đến hai dạng cấu trúc khối: khối chặt và khối xốp. Đất có cấu trúc khối chặt thường có độ bền kháng cắt cao, tính biến dạng thấp và tương đối ổn định ngay cả dưới tác động của tải trọng động. Đất có cấu trúc khối xốp, ngược lại, có tính biến dạng cao và kém ổn định, đặc biệt trong trạng thái bão hòa nước. Một đặc điểm quan trọng của đất cấu trúc khối là sự phân cách giữa đất và đá gốc thường là các mặt nghiêng do đó vấn đề ổn định của công trình khi xây dựng trên cấu trúc đất này là mối quan tâm đầu tiên cần phải tính đến.

§4. CÁC CHỈ TIÊU VẬT LÝ CỦA ĐẤT

Để có thể đánh giá được sơ bộ tính chất của đất một cách định tính trên cơ sở bản chất vật lí của chúng, người ta phải dựa vào quan hệ giữa các thành phần của chúng về thể tích, về trọng lượng. Các quan hệ đó được gọi là các chỉ tiêu vật lí của đất. Do vậy, các chỉ tiêu vật lí của đất có thể phân biệt theo kiểu quan hệ: thể tích - thể tích; thể tích - trọng lượng hoặc trọng lượng - trọng lượng. Trong phần trình bày tiếp theo đây cách phân biệt các chỉ tiêu được thể hiện theo phương thức xác định: xác định bằng thí nghiệm bắt buộc và xác định nhờ tính toán theo định nghĩa được thể hiện vì tính đơn giản, mạch lạc và dễ hiểu. Định nghĩa các chỉ tiêu vật lí dựa trên mô hình giản lược (I.6) với các kí hiệu sau:

Thể tích hạt V_h ; thể tích nước V_n ; thể tích khí V_k ; thể tích lỗ rỗng $V_r = V_n + V_k$.
 Tổng thể tích đất: $V = V_h + V_r = V_h + V_n + V_k$

Trọng lượng hạt Q_h ; trọng lượng nước Q_n . Tổng trọng lượng : $Q = Q_h + Q_n$



Hình 1.6. Mô hình khối đất giản lược (bỏ qua trọng lượng khí)

4.1. Các chỉ tiêu vật lý cơ bản (xác định bằng thí nghiệm)

4.1.1. Trọng lượng thể tích đất tự nhiên

Định nghĩa: Trọng lượng thể tích đất tự nhiên, kí hiệu γ , là trọng lượng một đơn vị thể tích đất ở trạng thái tự nhiên.

Theo định nghĩa, với sơ đồ giản lược trên ta có:

$$\gamma = \frac{Q}{V} \text{ (kN/m}^3\text{)} \quad (I.10)$$

Cách thí nghiệm để xác định γ : thí nghiệm phải tiến hành với mẫu đất phải nguyên dạng. Thường dùng dao vòng để lấy đất. Cách làm cơ bản như sau:

Ấn ngập dao vòng vào mẫu đất, loại bỏ đất thừa ở bên ngoài, trên dưới. Cân xác định trọng lượng đất-dao, Q_c . Thể tích đất chính là thể tích bên trong của dao. Thường thể tích bên trong dao, V , và trọng lượng bản thân dao, Q_d được xác định trước. Trọng lượng thể tích đất tự nhiên được tính theo định nghĩa như sau:

$$\gamma = \frac{Q}{V} = \frac{Q_c - Q_d}{V} \quad (I.10a)$$

Trọng lượng thể tích đất tự nhiên thường có giá trị trong khoảng $13 \div 22 \text{ kN/m}^3$.

• Mẫu nguyên dạng được lấy bằng dụng cụ chuyên dụng đảm bảo giữ được kết cấu ban đầu cũng như độ ẩm tự nhiên của đất khi tiến hành thí nghiệm. Phân biệt với mẫu phá hoại hay mẫu xáo động ở chỗ mẫu phá hoại không cần giữ nguyên kết cấu, độ ẩm và được dùng cho các thí nghiệm khác, chẳng hạn phân tích hạt.

- Đối với đất cứng không thể dùng dao vòng cắt mẫu thí nghiệm được, trọng lượng mẫu, Q , xác định trực tiếp bằng cách cân mẫu còn thể tích xác định bằng cách bọc mẫu trong sáp mỏng rồi xác định thể tích chiếm chỗ nước trong ống đo chuyên dùng có khắc vạch chia độ.

- Cân xác định γ chính xác đến $0,1 \text{ kN/m}^3$
- Hệ số chuyển đổi đơn vị: $1 \text{ kN/m}^3 = 0,1 \text{ T/m}^3 = 0,1 \text{ Gr/cm}^3$

4.1.2. Độ ẩm tự nhiên của đất

Định nghĩa: là phân tử lệ giữa trọng lượng nước có trong đất so với trọng lượng hạt đất ở trạng thái ẩm ban đầu, kí hiệu W , tính bằng phần trăm.

Theo định nghĩa, ta có:

$$W = \frac{Q_n}{Q_h} \cdot 100 (\%) \quad (I.11)$$

Cách thí nghiệm: Có thể thí nghiệm trên mẫu nguyên dạng hoặc không nguyên vẹn kết cấu nhưng độ ẩm chưa thay đổi. Cách làm cơ bản như sau:

Lấy một mẫu đất (chùng $15 \div 20 \text{ Gr}$) cho vào hộp sấy. Cân xác định trọng lượng ban đầu Q_1 . Đem mẫu sấy trong lò sấy đến 105°C cho đến khi trọng lượng không thay đổi. Xác định lại trọng lượng sau sấy Q_2 . Độ ẩm được tính theo công thức:

$$W = \frac{Q_n}{Q_h} \cdot 100 = \frac{Q_1 - Q_2}{Q_2 - Q_b} \cdot 100 (\%) \quad (I.11a)$$

trong đó: Q_b là trọng lượng hộp đựng thường được xác định trước.

- W được xác định chính xác đến $0,1\%$. W tự nhiên của đất thay đổi trong khoảng rất rộng: từ 0% đến vài trăm %.

4.1.3. Trọng lượng thể tích hạt

Định nghĩa: là trọng lượng một đơn vị thể tích hạt đất, kí hiệu γ_h . Một đại lượng khác thường được dùng thay thế trong tính toán là tỉ trọng hạt, kí hiệu Δ (tỉ trọng của một vật liệu nào đó được định nghĩa là tỉ số giữa trọng lượng thể tích đơn vị của vật liệu đó so với trọng lượng thể tích đơn vị nước ở điều kiện tiêu chuẩn; tỉ trọng là một đại lượng không có thứ nguyên).

Từ định nghĩa, ta có công thức tính trọng lượng thể tích hạt như sau:

$$\gamma_h = \frac{Q_h}{V_h}, (\text{kN/m}^3) \quad (I.12)$$

Cách thí nghiệm: Thí nghiệm xác định γ_h bằng cách lấy một mẫu đất đã sấy khô, cân xác định trực tiếp trọng lượng khô Q_h . Cho vào bình thí nghiệm để xác định thể tích nước bị chiếm chỗ. Vì các hạt đất thường nhỏ, không khí bám xung quanh và bên trong kết cấu đất cũng có thể chiếm chỗ nước trong bình, thí nghiệm cần loại bỏ phần không khí này bằng cách sau:

Làm rời các hạt đất trước khi cho vào bình bằng các hóa chất, cho nước vào cùng với đất và đun sôi trên bếp cát trong một thời gian tùy thuộc loại đất cho không khí thoát ra hết. Đổ nước đầy bình và cân xác định trọng lượng toàn bộ:

$$Q_1 = Q_0 + Q_h + (V_0 - V_h)\gamma_0$$

trong đó: Q_0 và V_0 là trọng lượng và thể tích của bình (thường xác định trước trong phòng thí nghiệm). Thể tích hạt V_h được xác định theo công thức:

$$V_h = V_0 - \frac{Q_1 - Q_0 - Q_h}{\gamma_0}$$

Tỉ trọng hạt đất được xác định theo:

$$\Delta = \frac{\gamma_h}{\gamma_0} = \frac{Q_h}{V_h \gamma_0}$$

Nói chung, đối với các hạt cát $\Delta = 2,60 \div 2,67$; hạt sét $\Delta = 2,65 \div 2,74$.

4.2. Các chỉ tiêu vật lí khác

4.2.1. Trọng lượng thể tích đất khô

Định nghĩa: là trọng lượng một đơn vị thể tích đất ở trạng thái khô hoàn toàn (kết cấu của đất không thay đổi), kí hiệu γ_k (hoặc δ).

Công thức định nghĩa: $\gamma_k = \frac{Q_h}{V}$ (I.13)

Công thức tính: $\gamma_k = \frac{\gamma}{1 + 0,01W}$ (I.13a)

4.2.2. Độ rỗng của đất

Định nghĩa: là tỉ số giữa thể tích lỗ rỗng với thể tích đất, kí hiệu n .

Công thức định nghĩa: $n = \frac{V_r}{V}$ (I.14)

Công thức tính: $n = 1 - \frac{\gamma}{\gamma_h(1 + 0,01W)}$ (I.14a)

4.2.3. Độ hạt của đất

Định nghĩa: là tỉ số giữa thể tích hạt với thể tích đất, kí hiệu m .

Công thức định nghĩa:
$$m = \frac{V_h}{V} \quad (I.15)$$

Công thức tính:
$$m = \frac{\gamma}{\gamma_h(1+0,01W)} \quad (I.15a)$$

4.2.4. Hệ số rỗng

Định nghĩa: là tỉ số giữa thể tích lỗ rỗng với thể tích hạt, kí hiệu e .

Công thức định nghĩa:
$$e = \frac{V_r}{V_h} \quad (I.16)$$

Công thức tính:
$$e = \frac{\gamma_h(1+0,01W)}{\gamma} - 1 \quad (I.16a)$$

4.2.5. Độ ẩm toàn phần

Định nghĩa: là độ ẩm của đất bão hòa, kí hiệu W_{tf} .

Công thức định nghĩa:
$$W_{tf} = \frac{Q_{nbh}}{Q_h} = \frac{\gamma_0 V_r}{\gamma_h V_h} \quad (I.17)$$

Công thức tính:
$$W_{tf} = \frac{\gamma_h(1+0,01W) - \gamma}{\gamma \Delta} \quad (I.17a)$$

4.2.6. Mức bão hòa

Định nghĩa: là tỉ số giữa thể tích nước với thể tích rỗng hay tỉ số giữa độ ẩm tự nhiên với độ ẩm toàn phần, kí hiệu S .

Công thức định nghĩa:
$$S = \frac{V_n}{V_r} = \frac{W}{W_{tf}} \quad (I.18)$$

Công thức tính:
$$S = \frac{0,01W\Delta\gamma}{\gamma_h(1+0,01W) - \gamma} \quad (I.18a)$$

4.2.7. Trọng lượng thể tích đất bão hòa

Định nghĩa: là trọng lượng một đơn vị thể tích đất ở trạng thái bão hòa, kí hiệu γ_{bh} .

Công thức định nghĩa:
$$\gamma_{bh} = \frac{Q_{bh}}{V} = \frac{V_r\gamma_0 + V_h\gamma_h}{V} \quad (I.19)$$

Công thức tính:
$$\gamma_{bh} = n\gamma_0 + m\gamma_h = \frac{\gamma}{(1+0,01W)} \left(1 - \frac{\gamma_0}{\gamma_h} \right) + \gamma_0 \quad (I.19a)$$

4.2.8. Trọng lượng thể tích đất đẩy nổi

Định nghĩa: là trọng lượng một đơn vị thể tích đất ở trạng thái đẩy nổi, kí hiệu γ_{dn} .

Công thức định nghĩa:
$$\gamma_{dn} = \gamma_{bh} - \gamma_0 \quad (I.20)$$

Công thức tính:
$$\gamma_{dn} = \frac{\gamma}{(1+0,01W)} \left(1 - \frac{\gamma_0}{\gamma_h} \right) \quad (I.20a)$$

4.3. Ý nghĩa và ứng dụng các chỉ tiêu vật lí của đất

Các chỉ tiêu vật lí của đất là giá trị định lượng mối quan hệ giữa các thành phần có trong đất ở các trạng thái khác nhau: trạng thái tự nhiên, trạng thái bão hòa, trạng thái đẩy nổi (hay trạng thái tự nhiên của đất ở dưới mực nước ngầm). Chỉ tiêu vật lí có thể được sử dụng trực tiếp hoặc gián tiếp trong các đánh giá sơ bộ phẩm chất đất dùng trong xây dựng hoặc như một tiêu chí đánh giá chất lượng công tác đất. Chỉ tiêu vật lí của đất trong nhiều trường hợp là một đại lượng được sử dụng để nghiên cứu tính chất cơ học của đất.

Các chỉ tiêu cơ bản (γ , W , Δ) thường được sử dụng để mô tả trạng thái tự nhiên của đất, kết hợp một số chỉ tiêu khác để xác định tên đất và trạng thái vật lí của chúng (phục vụ phân loại đất).

Trọng lượng thể tích khô γ_k được dùng để đánh giá độ chặt của đất trong quá trình thi công đầm nén đất như là một chỉ tiêu đánh giá chất lượng công tác thi công đất (xem mục §4, chương II).

Hệ số rỗng e là một chỉ tiêu quan trọng mô tả đặc tính biến dạng của đất dưới tác dụng của tải trọng thông qua khảo sát quan hệ tải trọng - hệ số rỗng (xem mục §2, chương II).

Mức bão hòa được sử dụng để đánh giá trạng thái bão hòa của đất có liên quan đến áp lực nước lỗ rỗng, các quan hệ tương tác giữa các pha trong đất.

Trọng lượng riêng của đất ở các trạng thái khác nhau là một nhân tố quan trọng có liên quan đến trạng thái ứng suất của đất trước khi xây dựng công trình (xem mục §2, chương IV).

Ví dụ 1.2. Phân tích một mẫu đất sét nguyên dạng trong phòng thí nghiệm. Cho các số liệu ban đầu như sau:

Thể tích dao vòng: $V = 59 \text{ cm}^3$

Trọng lượng dao: $Q_d = 55,4 \text{ Gr}$

Trọng lượng đất ướt (kể cả dao): $Q_c = 171,84 \text{ Gr}$

Trọng lượng sau khi sấy: $Q_k = 157,51 \text{ Gr}$

Tỉ trọng hạt: $\Delta = 2,75$

Hãy xác định độ ẩm W , trọng lượng riêng đất tự nhiên γ , trọng lượng riêng đất khô γ_k , hệ số rỗng e và mức bão hòa S của đất đó.

* **Giải thích:** Các thí nghiệm trên mẫu đất thực hiện trong phòng thí nghiệm để xác định các chỉ tiêu đặc trưng cho tính chất cơ - lí của đất theo các phương pháp truyền thống được gọi tắt là phân tích mẫu. Thông thường, khi thí nghiệm xác định độ ẩm chỉ cần lấy một mẫu nhỏ không nguyên dạng nhưng có độ ẩm không bị thay đổi, cho vào hộp đựng nhỏ để tiện sấy khô nhưng đôi khi người ta cho sấy khô trong dao vòng sau khi đã thực hiện một số thí nghiệm nào đó, chẳng hạn thí nghiệm xác định γ , để có thể xác định trực tiếp γ_k như là một kiểm tra các thí nghiệm liên quan.

Giải:

- Trọng lượng thể tích đất tự nhiên xác định theo công thức (I.10a):

$$\gamma = \frac{Q_c - Q_d}{V} = \frac{171,84 - 55,40}{59} = 1,97 \text{ Gr/cm}^3 (=19,7 \text{ kN/m}^3)$$

- Độ ẩm tự nhiên của đất xác định theo công thức (I.11a):

$$W = \frac{Q_c - Q_k}{Q_k - Q_d} 100 = \frac{171,84 - 157,51}{157,51 - 55,4} 100 = 0,14 \times 100 (\%) = 14\%$$

- Trọng lượng thể tích đất khô xác định theo công thức (I.13a):

$$\gamma_k = \frac{\gamma}{1 + 0,01W} = \frac{19,7}{1 + 0,14} = 17,3 \text{ kN/m}^3 (=1,73 \text{ Gr/cm}^3)$$

- Hệ số rỗng của đất được xác định theo công thức (I.16a):

$$e = \frac{\gamma_h(1 + 0,01W)}{\gamma} - 1 = \frac{\Delta \gamma_k(1 + 0,01W)}{\gamma} - 1 = \frac{2,75 \times 10(1 + 0,14)}{19,7} - 1 = 0,59$$

- Mức bão hòa của đất được xác định theo công thức (I.18a):

$$S = \frac{0,01W\gamma\Delta}{\gamma_h(1 + 0,01W) - \gamma} = \frac{0,14 \times 19,7 \times 2,75}{27,5 \times 1,14 - 19,7} = 0,65$$

§5. TRẠNG THÁI VÀ CÁC CHỈ TIÊU ĐÁNH GIÁ TRẠNG THÁI CỦA ĐẤT

Đất luôn tồn tại dưới dạng tổ hợp của nhiều thành phần do đó trạng thái tồn tại của nó không giống những vật liệu khác. Tuy vậy, người ta dùng khái niệm trạng thái gắn liền với phẩm chất xây dựng của đất cho dù chỉ mang tính định tính như là ảnh hưởng của lỗ rỗng và nước trong lỗ rỗng đối với các hạt đất. Do ảnh hưởng của nước đối với hạt đất rất khác nhau tùy theo kích thước hạt nên trạng thái của đất cát (có chủ yếu các hạt kích thước lớn) cũng được đánh giá khác với trạng thái của đất sét.

5.1. Đất rời

Trạng thái của đất rời được đánh giá thông qua hai yếu tố độc lập: độ chặt và độ ẩm. Theo độ chặt, đất rời có thể ở trạng thái chặt, chặt vừa hoặc rời; theo độ ẩm, đất rời có thể ở trạng thái bão hòa, rất ẩm hoặc ít ẩm.

5.1.1. Độ chặt tương đối của đất cát và xác định trạng thái theo độ chặt

Độ chặt tương đối, kí hiệu D , được định nghĩa và xác định theo công thức sau:

$$D = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}} \quad (I.21)$$

trong đó: e_{\max} ; e_{\min} = hệ số rỗng lớn nhất, nhỏ nhất có thể có của cát ứng với trạng thái xốp rời nhất hoặc chặt chẽ nhất có thể. Nói chung các trạng thái xốp rời nhất hay chặt chẽ nhất phải được tạo ra bằng thí nghiệm đồng thời với việc xác định tương ứng e_{\max} , e_{\min} .

Khảo sát giá trị biểu thức (I.21) ta thấy, đối với một loại cát nào đó, D có thể thay đổi khi e thay đổi và đạt giá trị lớn nhất $D = 1$ khi $e = e_{\min}$ tức là khi đất chặt nhất và nhỏ nhất $D = 0$ khi $e = e_{\max}$ tức khi đất rời nhất. Trên cơ sở đó, trạng thái của đất cát được phân chia một cách tương đối theo giá trị của D như sau:

$$D \leq \frac{1}{3} \text{ đất cát rời}$$

$$\frac{1}{3} < D \leq \frac{2}{3} \text{ đất cát chặt vừa}$$

$$\frac{2}{3} < D \leq 1 \text{ đất cát chặt}$$

Để xác định độ chặt tương đối D cần phải có kết quả thí nghiệm xác định e_{\max} và e_{\min} tương ứng. Các thí nghiệm này được tiến hành như sau:

Sử dụng cát đã sấy khô làm mẫu, bằng cách rót nhẹ vào ống đo thể tích có chia vạch sao cho đất ở trạng thái xốp nhất, chúng ta thu được trọng lượng cát, Q , ứng với thể tích nhất định, V_{xn} . Tiếp tục thí nghiệm bằng cách đặt ống nghiệm lên bàn rung để làm cho cát được nén chặt lại đến khi thể tích không đổi, V_{cn} . Hệ số rỗng cần tìm xác định theo công thức sau:

$$e_{\max} = \frac{\Delta\gamma_0}{\gamma_{k\min}} - 1$$

$$e_{\min} = \frac{\Delta\gamma_0}{\gamma_{k\max}} - 1$$

trong đó:

Δ - tỉ trọng của đất thí nghiệm;

γ_{kmax} - trọng lượng riêng khô của cát ở trạng thái chặt nhất, $\gamma_{kmax} = \frac{Q}{V_{cn}}$

γ_{kmin} - trọng lượng riêng khô của cát ở trạng thái rời nhất, $\gamma_{kmin} = \frac{Q}{V_{xn}}$

γ_0 - trọng lượng riêng của nước tiêu chuẩn, $\gamma_0 = 9,81 \text{ kN/m}^3$.

Đối với cát thạch anh, có thể đánh giá trạng thái của đất cát trực tiếp theo hệ số rỗng tự nhiên theo bảng sau đây:

Bảng I.2. Phân loại trạng thái của cát theo hệ số rỗng

Loại cát	Hệ số rỗng e ứng với trạng thái		
	Chặt	Chặt vừa	Rời
Cát to, cát vừa	$e < 0.55$	$0.55 \leq e \leq 0.70$	$e > 0.70$
Cát nhỏ	$e < 0.60$	$0.60 \leq e \leq 0.75$	$e > 0.75$
Cát bụi	$e < 0.60$	$0.60 \leq e \leq 0.80$	$e > 0.80$

* **Ghi chú:** Việc xác định trạng thái của đất cát theo độ chặt tương đối D hoặc theo hệ số rỗng tự nhiên e đều gặp khó khăn cả trong việc lấy mẫu nguyên dạng để xác định e , cả trong việc tạo và xác định e_{max} và e_{min} . Do đó, trong thực tế nên xác định trạng thái của đất cát theo kết quả xuyên tĩnh (CPT) hoặc xuyên tiêu chuẩn (SPT) dựa theo các kết quả thống kê trong chương III.

5.1.2. Trạng thái ẩm của đất cát

Trạng thái ẩm của đất cát được đánh giá theo mức bão hòa S như trong bảng I.3.

Bảng I.3. Phân loại trạng thái ẩm của đất cát

$S < 0,50$	Đất ít ẩm
$0,50 \leq S \leq 0,80$	Đất rất ẩm
$S > 0,8$	Đất bão hòa nước

Ví dụ I.3. Hãy xác định trạng thái của một mẫu đất cát thông qua độ chặt tương đối D , biết rằng với mẫu tự nhiên có thể tích 62 cm^3 cân được trọng lượng $109,32 \text{ Gr}$, sau khi sấy khô cân được 90 Gr . Cát có tỉ trọng $\Delta = 2,64$. Thể tích xốp nhất có thể tạo được là 75 cm^3 và chặt nhất là 50 cm^3 .

Giải:

Độ chặt tương đối của đất xác định theo công thức (I.21):

$$D = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}}$$

trong đó:

a) Hệ số rỗng tự nhiên, e , xác định theo công thức (I.16a):

$$e = \frac{\gamma_h(1+0,01W)}{\gamma} - 1 = \frac{2,64(1+0,01 \times 21,5)}{1,76} - 1 = 0,822$$

với
$$W = \frac{Q_1 - Q_2}{Q_2 - Q_b} \cdot 100 (\%) = \frac{109,32 - 90}{90} \cdot 100 (\%) = 21,5\%$$

$$\gamma = \frac{Q}{V} = \frac{109,32}{62} = 1,76 \text{ Gr/cm}^3$$

b) Hệ số rỗng lớn nhất, e_{\max} , xác định tương tự với $\gamma = \gamma_{\min}$:

$$\gamma_{\min} = \frac{Q}{V_{\max}} = \frac{109,32}{75} = 1,458 \text{ Gr/cm}^3$$

$$e_{\max} = 1,200$$

c) Hệ số rỗng bé nhất, e_{\min} , ứng với $\gamma = \gamma_{\max}$

$$\gamma_{\max} = \frac{Q}{V_{\min}} = \frac{109,32}{50} = 2,186 \text{ Gr/cm}^3$$

$$e_{\min} = 0,467$$

Thay vào (I.21) ta có giá trị độ chặt tương đối D :

$$D = \frac{1,2 - 0,82}{1,20 - 0,47} = 0,52$$

$0,33 < D = 0,52 < 1$: đất ở trạng thái chặt vừa.

• Có thể tính một cách đơn giản hơn bằng cách sử dụng công thức tính e thông qua trọng lượng thể tích hạt và trọng lượng thể tích khô:

$$e = \frac{\gamma_h(1+0,01W)}{\gamma} - 1 = \frac{\gamma_h}{\gamma_k} - 1$$

Ở trạng thái tự nhiên, $\gamma_k = \frac{G_h}{V} = \frac{90}{62} = 1,45$ do đó $e = \frac{2,64}{1,45} - 1 = 0,82$

Tương tự, ở trạng thái xốp nhất, $V_{\max} = 75 \text{ cm}^3$ ta có $\gamma_k = 1,2$, $e_{\max} = 1,2$ và ở trạng thái chặt nhất, $V_{\min} = 50 \text{ cm}^3$ ta có $\gamma_k = 1,8$, $e_{\min} = 0,47$

Mức bão hòa của đất xác định theo công thức (I.18a):

$$S = \frac{0,01W\Delta\gamma}{\gamma_h(1+0,01W) - \gamma} = \frac{0,215 \times 2,64 \times 1,76}{2,64(1+0,215) - 1,76} = 0,69$$

Ta thấy: $0,50 < S = 0,69 < 0,8$

Kết luận: Mẫu đất có trạng thái tự nhiên chặt vừa, chưa bão hòa nhưng rất ẩm.

5.2. Đất dính

Đối với đất dính, tác động tương hỗ giữa hạt sét với nước có ảnh hưởng quyết định đến tính chất của đất, đặc biệt là trạng thái của đất. Tùy theo lượng nước có trong đất, đất sét có thể ở trạng thái cứng, dẻo hay chảy.

Đất được coi là ở trạng thái dẻo khi ta có thể tạo hình từ mẫu đất mà vẫn giữ được hình dạng đó. Nếu không thể giữ được hình dạng thì đất được coi là ở trạng thái chảy. Trường hợp khô cứng, đất có thể bị bóp vỡ mà không thể tạo hình được.

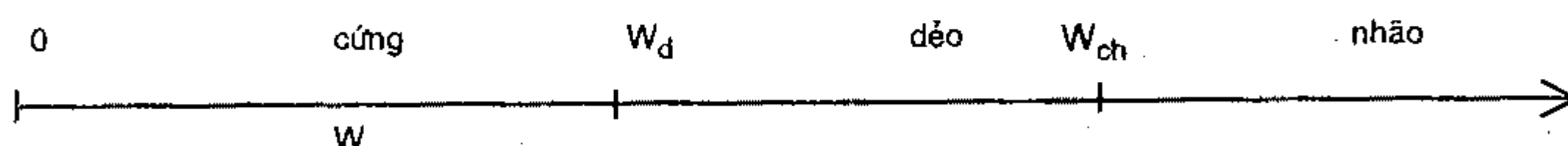
Khảo sát tính chất của đất sét khi thay đổi độ ẩm: Khi độ ẩm thấp, đất sét thể hiện tính cứng. Độ ẩm tăng, tính cứng giảm dần, tính dẻo xuất hiện. Nếu độ ẩm tăng cao, đất chuyển sang trạng thái chảy. Độ ẩm ranh giới giữa các trạng thái được gọi là độ ẩm giới hạn, bao gồm: độ ẩm ranh giới giữa trạng thái cứng với trạng thái dẻo gọi là giới hạn dẻo, kí hiệu W_d (hay PL: Plastic Limit); giữa trạng thái dẻo với trạng thái chảy - giới hạn chảy, kí hiệu W_{ch} (hay LL: Liquid Limit). Các giới hạn này được gọi là giới hạn Atterberg. Các giới hạn Atterberg được cùng kết hợp với độ ẩm tự nhiên để phân loại trạng thái của đất như sau:

$W < W_d$: đất ở trạng thái cứng

$W_d \leq W \leq W_{ch}$: đất ở trạng thái dẻo

$W > W_{ch}$: đất ở trạng thái chảy

Quan hệ giữa độ ẩm tự nhiên với trạng thái của đất dính thể hiện trên trục số thay đổi độ ẩm sau:



Dựa vào trục số trên, ta dễ dàng xác định được trạng thái của đất. Trong thực tế, người ta đề nghị sử dụng một chỉ tiêu riêng cho đánh giá trạng thái, chỉ tiêu độ sệt B (hay LI: Liquidity Index):

$$B = \frac{W - W_d}{W_{ch} - W_d} \quad (I.22)$$

Đánh giá trạng thái của đất theo B

Bảng I.4a. Phân loại trạng thái của đất cát pha

$B < 0$	đất ở trạng thái cứng
$0 \leq B \leq 1$	đất ở trạng thái dẻo
$B > 1$	đất ở trạng thái chảy

Bảng I.4b dưới đây cho phân loại trạng thái của đất á sét, sét một cách chi tiết được coi là hợp lí hơn vì phạm vi biến đổi của độ ẩm từ giới hạn dẻo đến giới hạn chảy của chúng tương đối lớn. Trong cả hai cách đánh giá trạng thái của đất dính (theo độ ẩm hoặc theo độ sét), các giới hạn Atterberg được xác định bằng thí nghiệm trên mẫu đất chế bị từ mẫu nguyên dạng hoặc mẫu phá hoại của cùng loại đất.

Bảng I.4b. Phân loại trạng thái đất á sét, sét:

$B < 0$	Đất ở trạng thái cứng
$0 \leq B \leq 0,25$	Đất ở trạng thái nửa cứng
$0,25 < B \leq 0,50$	Đất ở trạng thái dẻo
$0,50 < B \leq 0,75$	Đất ở trạng thái dẻo mềm
$0,75 < B \leq 1,00$	Đất ở trạng thái dẻo chảy
$B > 1$	Đất ở trạng thái chảy

5.3. Thí nghiệm xác định các giới hạn Atterberg

Thí nghiệm xác định các giới hạn Atterberg thực chất là xác định độ ẩm ở các trạng thái giới hạn do đó các giới hạn Atterberg còn được gọi là các độ ẩm giới hạn. Thí nghiệm gồm hai giai đoạn: tạo mẫu ở trạng thái giới hạn và xác định độ ẩm ở trạng thái giới hạn.

5.3.1. Tạo mẫu ở trạng thái giới hạn dẻo

Trạng thái giới hạn dẻo quy ước xuất hiện khi ta lăn mẫu đất thành que có tiết diện 3mm mà trên thân que có các vết nứt. Nếu vết nứt xuất hiện ngay khi que đất có tiết diện lớn hơn 3mm tức là đất quá khô (độ ẩm bé hơn giới hạn dẻo: đất đang ở trạng thái cứng). Ngược lại, các vết nứt xuất hiện khi que đất nhỏ hơn 3mm hoặc không thể xuất hiện tức là đất quá ướt (độ ẩm lớn hơn giới hạn dẻo: đất đang ở trạng thái chảy).

5.3.2. Tạo mẫu ở trạng thái giới hạn chảy

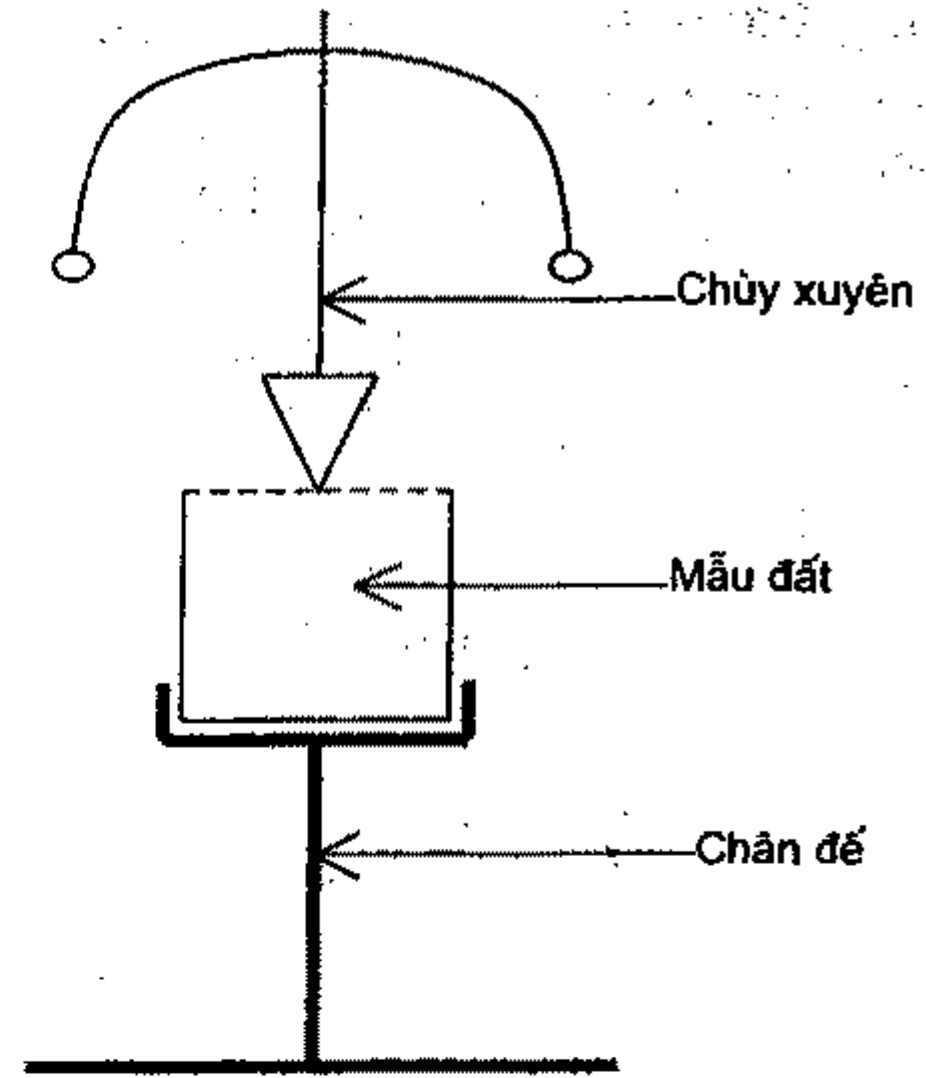
Trạng thái giới hạn nhão quy ước được xác định bằng dụng cụ chuyên dùng gọi là chùy Vaxiliev (hoặc cối Casagrande). Nếu sử dụng chùy Vaxiliev, đất sau khi chế bị được cho đầy vào bát đựng, gạt phẳng mặt đất và thả chùy Vaxiliev rơi tự do từ mặt đất cho ngập sâu vào trong bát dưới tác dụng trọng lượng bản thân chùy. Sau 10" (theo TCVN - 4197: 1995), chùy ngập trong đất 10mm chứng tỏ đất ở trạng thái giới hạn chảy; sau 10" chùy không ngập đến 10mm chứng tỏ đất cứng hơn giới hạn chảy còn sau 10" lại ngập sâu hơn 10mm chứng tỏ đất mềm hơn. Hình I.7 là sơ đồ thí nghiệm xác định giới hạn nhão bằng chùy Vaxiliev. Trọng lượng chùy 76g với góc đỉnh 30° có chiều cao 25mm (trọng lượng chùy cũng như góc đỉnh ở các tiêu chuẩn khác nhau không giống nhau do đó thời gian đo và độ xuyên sâu của chùy cũng khác nhau, chẳng hạn Tiêu chuẩn Anh sử dụng chùy 80gr với yêu cầu sau 5" độ xuyên sâu phải là 20mm).

5.3.3. Xác định giới hạn Atterberg của đất

Sau khi đã tạo được mẫu ở trạng thái giới hạn, lấy một phần đất tương ứng đem làm thí nghiệm xác định độ ẩm ta được giá trị giới hạn Atterberg của đất.

Tạo trạng thái giới hạn chảy trên dụng cụ Casagrande

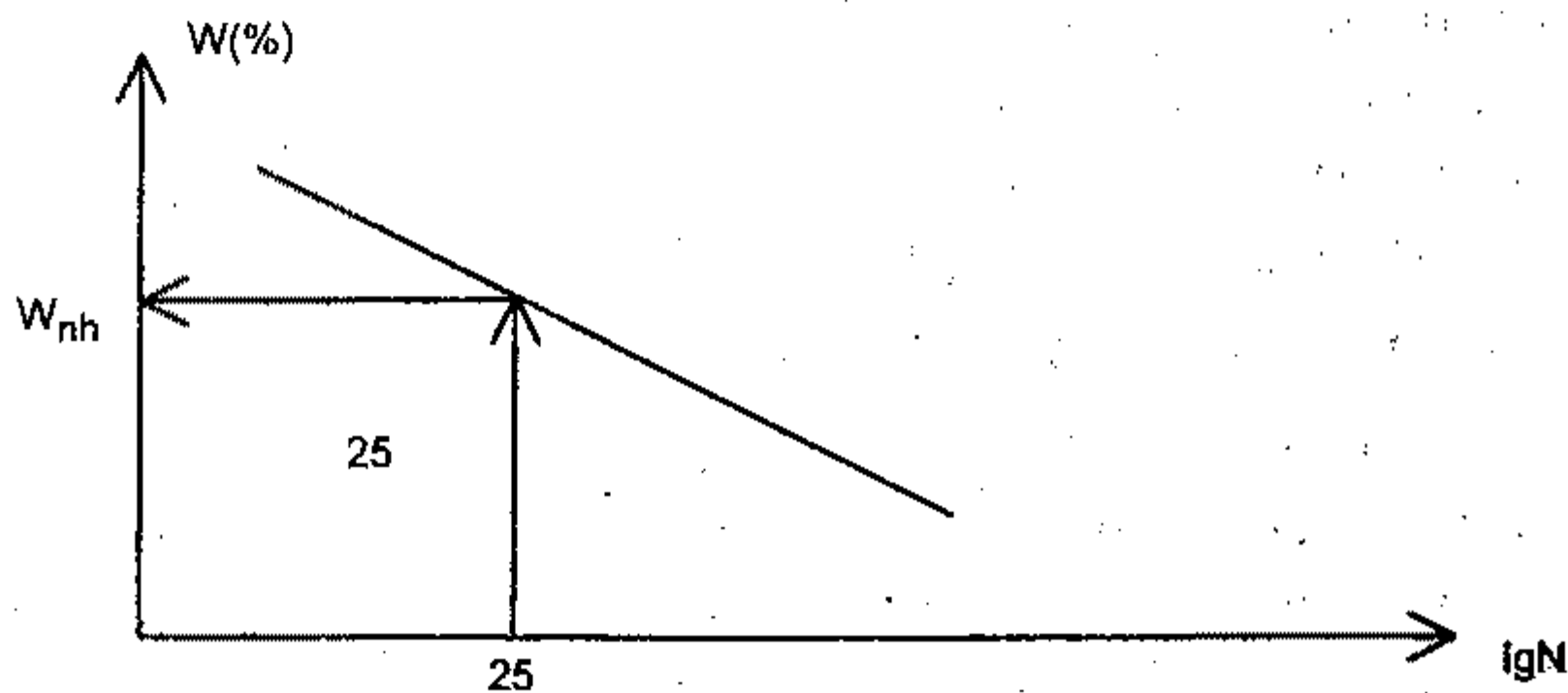
Dụng cụ Casagrande được sử dụng rộng rãi ở các nước phương Tây và đã du nhập vào Việt nam trong nhiều năm gần đây. Dụng cụ Casagrande gồm một bát đựng đất hình chỏm cầu. Cho đất vào bát với độ dày chừng 1cm. Dùng dao chuyên dùng vạch đôi đất trong bát thành rãnh với khe hở ở đáy 2mm, dài chừng 4cm. Nâng bát lên 1cm, thả đập xuống tấm lót cho đến khi khe hở ở đáy khép lại trên chiều dài 13mm là được. Đếm và ghi nhận số lần đập. Giới hạn nhão ứng với đất có số lần đập đúng 25 lần.



Hình 1.7: Dụng cụ thí nghiệm xác định giới hạn chảy kiểu Vaxiliev

Xác định W_{nh} từ thí nghiệm với dụng cụ Casagrande

Vì khó có thể đập đúng 25 lần thì đất trong bát khép lại như yêu cầu nên sau mỗi lần thí nghiệm đập đến khép khe đáy chừng 13mm người ta lấy đất trong bát xác định độ ẩm đồng thời ghi lại số lần đập. Làm nhiều lần thí nghiệm sau đó vẽ đồ thị quan hệ $W = f(\lg(N))$ và xác định trên đồ thị độ ẩm ứng với $N = 25$, lấy đó làm độ ẩm giới hạn chảy của đất như trên hình 1.8. Hiện nay các dụng cụ kiểu Casagrande thực hiện việc nâng bát đất bằng cơ cấu quay có bộ đếm tự động. Tốc độ quay thông thường được áp dụng là 2vòng/giây. Nói chung nên sử dụng đất có độ ẩm giảm dần sao cho số lần đập N thay đổi trong khoảng từ 35 đến 12 là thích hợp. Đường quan hệ $W = f(\lg N)$ được thừa nhận có dạng đường thẳng.



Hình 1.8: Quan hệ độ ẩm - số lần đập và cách xác định W_{nh}

Ví dụ 1.4. Khi thí nghiệm xác định giới hạn chảy của một mẫu đất sét bằng dụng cụ chùy Vaxiliev người ta thu được kết quả như sau:

Thời gian xuyên 10mm (s)	6,3	7,8	8,7	11,3	12,1
Độ ẩm (%)	60	48	40	36	21

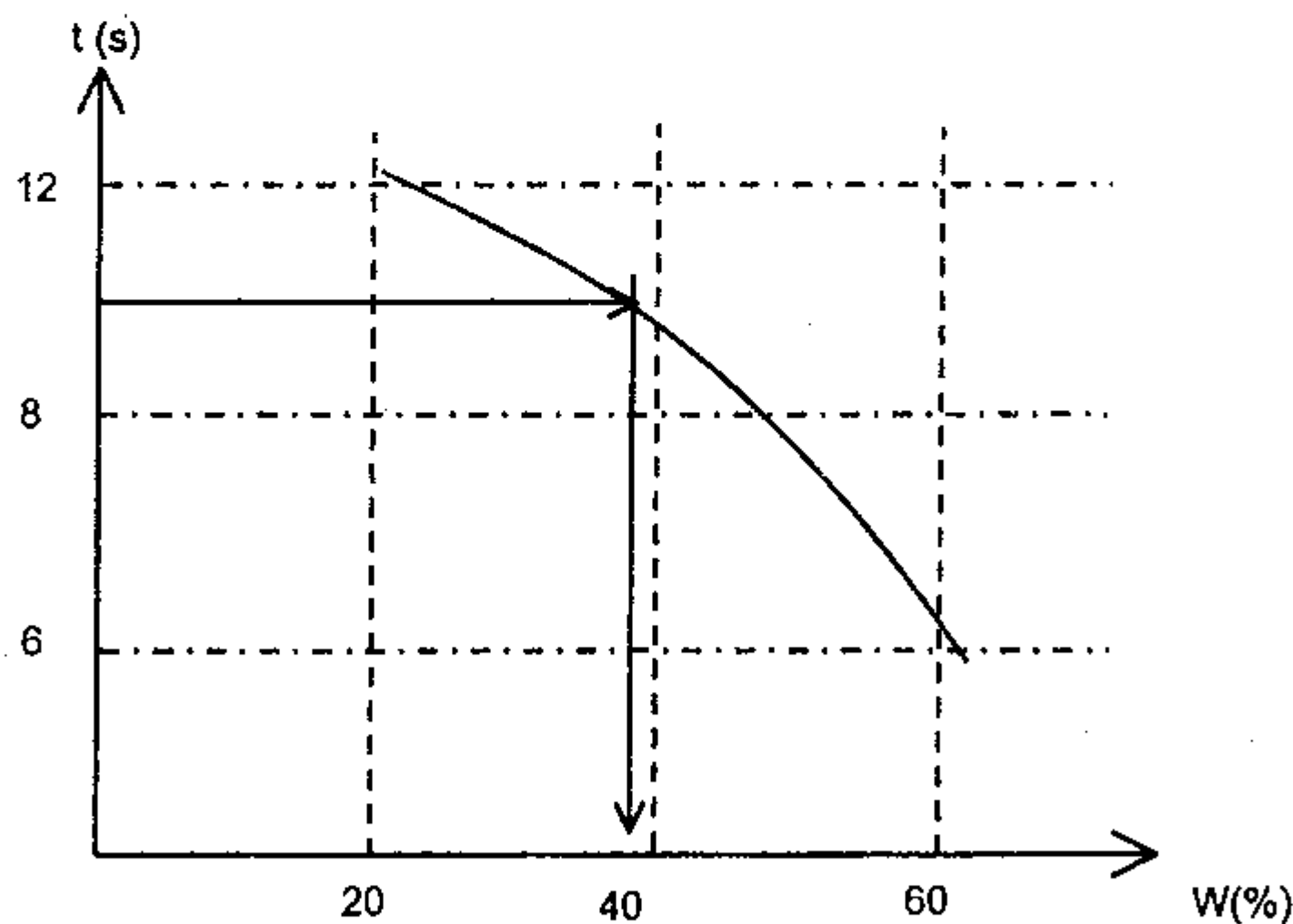
Hãy xác định giới hạn chảy của đất đó.

Giải thích: Chùy Vaxiliev có dạng côn góc đỉnh 30° , trọng lượng toàn bộ 76Gr. Trên thân mũi chùy có vạch sẩn nấc 10mm. Khi thí nghiệm, cho mũi chùy tiếp xúc với mặt đất, thả rơi tự do và theo dõi thời gian để mũi chùy ngập vào trong đất đến vạch chuẩn. Trước đây người ta làm thử nhiều lần cho đến khi đo đúng 5s là được. Hiện nay cải tiến cách làm bằng cách cứ thử và ghi lại thời gian ngập đến vạch chuẩn sau đó vẽ đồ thị quan hệ độ ẩm - thời gian, $W = f(t)$ và xác định W_{nh} trên đồ thị ứng với thời gian $t = 10s$.

Giải:

Dựa vào kết quả thí nghiệm ta vẽ được quan hệ $W = f(t)$ như trên hình 1.9. Căn cứ vào đồ thị ta xác định được giới hạn nhão của đất là $W_{ch} = 38\%$.

Ví dụ 1.5. Thí nghiệm xác định giới hạn Atterberg của một loại đất dính cho kết quả $W_d = 15\%$ và $W_{ch} = 34\%$. Hãy xác định trạng thái tự nhiên của đất nếu biết rằng phân tích mẫu nguyên dạng cho kết quả độ ẩm tự nhiên $W = 30\%$. Trạng thái tự nhiên của đất sẽ thay đổi như thế nào nếu trời mưa đã làm tăng độ ẩm lên 40%.



Hình 1.9. Đồ thị $W = f(t)$ xác định W_{ch} của đất.

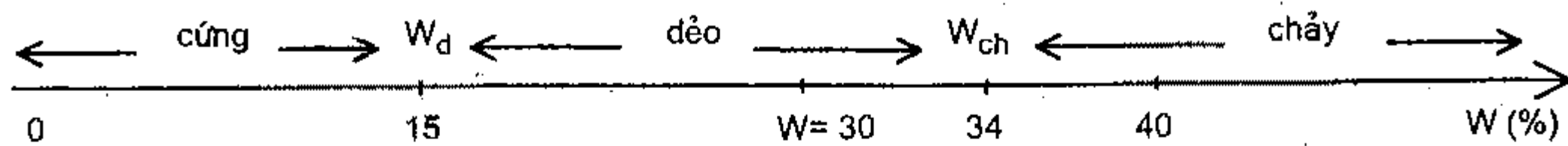
Giải:

Ta thấy: $(W_d = 15) < (W = 30) < (W_{ch} = 34)$. Vậy trạng thái tự nhiên của đất là trạng thái dẻo.

Khi độ ẩm tăng đến 40% do mưa, bản chất của đất không thay đổi do đó các giới hạn Atterberg cũng không thay đổi. Ta thấy $(W = 40) > (W_{ch} = 34)$ do đó đất đã chuyển từ trạng thái dẻo qua trạng thái nhão.

- Có thể biểu diễn các giới hạn Atterberg và độ ẩm của đất trên trục số và xác định trạng thái của đất như sau:

Trên trục số, đặt các giá trị độ ẩm giới hạn phân chia trục số làm ba khu vực như hình vẽ. Đặt tiếp độ ẩm tự nhiên lên trục số ta thấy ngay mẫu đất thí nghiệm có trạng thái gì. Ví dụ trên, độ ẩm tự nhiên nằm ở vùng dẻo nên có thể kết luận ngay mẫu đó thuộc trạng thái dẻo; khi độ ẩm thay đổi do mưa nó đã chuyển sang trạng thái nhão.



§6. PHÂN LOẠI ĐẤT

Phân loại đất được sử dụng phổ biến trong xây dựng thực chất là dựa vào một số dấu hiệu đặc trưng nào đó để gán cho mỗi loại đất một cái tên. Các dấu hiệu đặc trưng đó chủ yếu là một vài chỉ tiêu vật lý cơ sở có thể cho ta một hình dung ban đầu về đặc tính xây dựng của đất có tính định tính. Với việc thống nhất trong một phạm vi nào đó việc phân loại đất, tên đất khi được xác định rõ sẽ là một phương tiện hữu ích cho việc giao tiếp, trao đổi, thảo luận giữa các Kỹ sư xây dựng; cho việc hình dung, phán đoán ban đầu những công tác liên quan đến đất. Các hệ thống phân loại hiện nay chủ yếu dựa vào cấp phối hạt và các giới hạn Atterberg. Ngoài ra, phân loại theo nguồn gốc hình thành cũng có ích cho các hình dung ban đầu. Trong mục này trình bày cách phân loại theo tính chất xây dựng dựa vào cấp phối hạt và các giới hạn Atterberg.

Hiện nay, trên thế giới có nhiều hệ thống phân loại đất khác nhau cho các mục đích ứng dụng cụ thể. Trong số đó hai hệ thống lớn đã và đang được sử dụng phổ biến ở nước ta: Phân loại theo Tiêu chuẩn Nga cho nền các công trình xây dựng (quy phạm Việt Nam trước đây) và phân loại theo đề nghị của Casagrande (hệ thống phân loại thống nhất - USCS). Các tiêu chuẩn phân loại cụ thể khác đều mô phỏng theo hai hệ thống trên do đó trong nội dung tài liệu chỉ đề cập đến hai hệ thống mà thôi.

6.1. Phân loại theo hệ thống Tiêu chuẩn Nga

Trong hệ thống này, đất được phân làm hai nhóm lớn: đất rời và đất dính. Không có quy định chặt chẽ cho phân loại hai nhóm đất này, tuy vậy có thể nhận biết trực tiếp bằng cảm giác khi cầm tay. Nói chung, đất rời không có tính dẻo, không thể tạo hình được vì các hạt không dính với nhau nên không thể làm thí nghiệm xác định giới hạn dẻo được. Có thể lấy tiêu chuẩn có hay không có giới hạn dẻo để phân loại. Trong từng nhóm, đất được phân loại chi tiết hơn. Ngoài ra còn có nhóm đất đặc biệt chủ yếu thuộc loại đất dính: đất yếu hay đất bùn và than bùn.

6.1.1. Phân loại đất dính

Đất dính có giới hạn dẻo $W_d \geq 1$ được phân loại chi tiết theo chỉ số dẻo, kí hiệu A :

$$A = W_{ch} - W_d$$

Bảng 1.5. Phân loại đất dính

$A < 7$	Đất á cát (đất cát pha sét: nhóm hạt cát là quan trọng)
$7 \leq A < 17$	Đất á sét (đất sét pha cát: nhóm hạt sét là quan trọng)
$A \geq 17$	Đất sét (nhóm hạt sét quyết định tính chất của đất)

Ví dụ 1.6. Hãy xác định tên đất đối với mẫu đất có kết quả thí nghiệm nêu trong ví dụ 1.5.

Giải:

$$A = W_{ch} - W_d = 34 - 15 = 19$$

Ta thấy ($A = 19$) > 17 . Vậy đất đó thuộc loại đất sét.

6.1.2. Phân loại đất rời

Đất rời là các loại đất không thể thực hiện được thí nghiệm xác định giới hạn dẻo. Trong thực tế, các loại đất rời thường được nhận biết bằng mắt thường và cảm nhận bằng tay khi vê mẫu đất. Việc phân loại đất rời được tiến hành dựa theo hàm lượng những hạt có đường kính lớn hơn một kích cỡ đặc trưng nào đó gọi là kích thước phân loại và do đó cần phải có kết quả thí nghiệm phân tích hạt. Theo quy định trong Tiêu chuẩn Nga, các kích thước phân loại là 200; 10; 2; 0,5; 0,25 và 0,1mm. Chi tiết đặt tên các loại đất rời theo hàm lượng cho trong bảng 1.6 dưới đây.

Ví dụ 1.7. Hãy xác định tên đất trong ví dụ 1.1.

Giải:

a) Theo kết quả trong bảng tính ta có:

Với $d^* = 200\text{mm}$: các hạt có $d > 200\text{mm}$ không quá 5% (vì không sử dụng rây 200mm nhưng có 5% nằm trên rây 10mm). Không thỏa mãn loại 1.

Với $d^* = 10\text{mm}$: các hạt có $d > 10\text{mm}$ chiếm 5%. Không thỏa mãn loại 2

Với $d^* = 2\text{mm}$: các hạt có $d > 2\text{mm}$ chiếm $(5 + 7,5 + 10) = 22,5\%$. Không thỏa mãn loại 3 và loại 4 (yêu cầu trên 25%).

Với $d^* = 0,5\text{mm}$: các hạt có $d > 0,5\text{mm}$ chiếm $(22,5 + 15 + 25) = 62,5\%$. Thỏa mãn yêu cầu đất loại 5: đất cát thô. Vậy, mẫu đất đem phân tích hạt có kết quả nêu trong ví dụ 1.1 là đất cát thô.

Bảng I.6. Phân loại đất rời theo thành phần hạt

No.	Tên đất	Căn cứ để phân loại
1	Tảng lãn	Các hạt có $d > 200\text{mm}$ chiếm trên 50%
2	Dăm cuội	Các hạt có $d > 10\text{mm}$ chiếm trên 50%
3	Sỏi sạn	Các hạt có $d > 2\text{mm}$ chiếm trên 50%
4	Cát sạn	Các hạt có $d > 2\text{mm}$ chiếm trên 25%
5	Cát thô	Các hạt có $d > 0,50\text{mm}$ chiếm trên 50%
6	Cát vừa	Các hạt có $d > 0,25\text{mm}$ chiếm trên 50%
7	Cát nhỏ	Các hạt có $d > 0,1\text{mm}$ chiếm trên 75%
8	Cát bụi	Các hạt có $d > 0,1\text{mm}$ chiếm dưới 75%

Cách áp dụng bảng phân loại đất rời: Sau khi có kết quả phân tích hạt, lần lượt xác định hàm lượng riêng của từng nhóm hạt có đường kính lớn hơn kích thước phân loại theo trật tự từ lớn đến bé (từ trên xuống) và so sánh với bảng. Thỏa mãn trường hợp nào thì gọi tên theo trường hợp đó và kết thúc.

Cách làm dựa vào đồ thị đường cong cấp phối hạt như sau: Trên đồ thị đường cong cấp phối hạt, hãy đánh dấu các kích thước phân loại d^* . Lần lượt xác định $(100 - p_{d^*})$ từ trái sang phải cho đến khi thấy thỏa mãn điều kiện phân loại trong bảng thì dừng lại và gọi tên tương ứng (lưu ý rằng $(100 - p_{d^*})$ đọc ngay được trên trục tung theo chiều ngược)

b) Dựa vào đồ thị đường cong cấp phối hạt:

$p_{10} = 95\%$, $(100 - p_{10}) = 5\%$. Không thỏa mãn loại 2.

$p_2 = 77,5\%$, $(100 - p_2) = 22,5\%$. Không thỏa mãn loại 3, 4.

$p_{0,5} = 37,5\%$, $(100 - p_{0,5}) = 62,5\%$. Thỏa mãn loại 5. Đất thuộc loại cát thô.

6.1.3. Đất bùn và bùn hữu cơ

Bùn là các loại đất dính có hệ số rỗng lớn và độ ẩm cao được phân biệt làm các loại: bùn á cát, bùn á sét và bùn sét.

Bùn á cát là đất á cát có hệ số rỗng $e > 1,1$ và độ ẩm $W > W_{ch}$; Bùn á sét và bùn sét có hệ số rỗng $e > 1,5$ và độ ẩm $W > W_{ch}$.

Các loại đất bùn có nhiễm các chất hoá hợp hữu cơ được gọi là bùn hữu cơ. Nếu hàm lượng hữu cơ dưới 30% thì đất được gọi là đất nhiễm hữu cơ; từ 30 ÷ 60% là đất than bùn và trên 60% là than bùn.

6.2. Phân loại theo hệ thống USCS (Unified Soil Classification System)

Hệ thống phân loại này chia đất làm hai nhóm lớn theo kích thước của phân nửa số hạt: đất hạt thô và đất hạt mịn. Ngoài ra cũng có một nhóm đặc biệt là nhóm đất hữu cơ. Vì phân loại theo kích thước nên thí nghiệm phân tích hạt là rất quan trọng. Để phân tích hạt, bộ rây tiêu chuẩn gồm rất nhiều rây kích cỡ khác nhau nhưng quan trọng hơn cả và không thể thiếu là các rây số No.4, No.7 và No.200.

Tên đất được kí hiệu bằng hai chữ cái: chữ cái đầu là tên của thành phần hạt cơ bản; chữ cái tiếp theo là tên của thành phần hạt lẫn vào hay tính chất cơ bản của loại đất. Khi một tên không diễn tả hết được thì ghép tên các loại đất liên quan. Ví dụ: GP là đất sỏi cuội (G: gravel), cấp phối xấu (P: poor graded); SC là đất cát pha sét (S: sand; C: clay); CL là đất sét (C: clay) tính dẻo thấp (Low plasticity)...Bảng I.7 sau đây cho kí hiệu tên các loại hạt cơ bản và tính chất cơ bản dùng trong xác định tên đất theo USCS.

Đất hạt thô là nhóm các loại đất có hơn một nửa nằm lại trên rây No.200 (rây đường kính 0,074mm). Đất hạt thô lại được chia làm hai nhóm cơ bản là đất sỏi cuội và đất cát. Đất cuội sỏi có hơn 50% lượng hạt nằm lại trên No.4 ($d = 4,76\text{mm}$) và được kí hiệu bằng chữ đầu tiên là G (gravel). Ngược lại là đất cát, kí hiệu đầu bằng chữ S (sand). Kết hợp với hàm lượng hạt dưới rây No.200 để phân biệt đất sạch hay lẫn hạt mịn: < 5% hạt mịn coi là sạch hoặc ít lẫn; > 12% hạt mịn coi là lẫn hạt mịn.

Đối với đất sạch, tên đất được ghép với tính chất cấp phối tốt (W) hay xấu (P). Cấp phối tốt hay xấu tùy thuộc vào hệ số C_c và C_u .

Đối với đất lẫn, tên đất được ghép với tên vật liệu lẫn là hạt bụi (M) hay hạt sét (C) tùy theo chỉ số dẻo của đất.

Bảng I.7. Các kí hiệu sử dụng trong phân loại đất theo USCS

Tên hạt	Sỏi	Cát	Bụi	Sét	Hữu cơ
Kí hiệu	G	S	M	C	O
Tính chất	Cấp phối tốt	Cấp phối xấu	Tính dẻo cao	Tính dẻo thấp	
Kí hiệu	W	P	H	L	

Đất hạt mịn: có hơn một nửa lọt qua rây No.200. Đất hạt mịn được phân làm hai nhóm tùy theo giá trị giới hạn chảy LL (W_{ch}): khi $LL < 50$ đất được coi là có tính dẻo thấp, tên đất có chữ thứ hai là L (Low), ngược lại, khi $LL > 50$ đất có tính dẻo cao với tên đất có chữ thứ hai là H (High). Mỗi nhóm có các loại hạt cơ bản là bụi (M), sét (C), và hữu cơ (O) được xác định tùy theo quan hệ giữa chỉ số dẻo với tính dẻo và lấy đó làm chữ thứ nhất trong tên gọi.

Ví dụ 1.8. Kết quả phân tích thành phần hạt của hai mẫu đất cho các đường cong cấp phối hạt trên đồ thị sau. Hãy tiến hành phân loại đất theo hệ thống USCS.

Giải:

a) Mẫu thứ nhất (đường 1):

Bước 1: lượng hạt qua rây No.200 là 3% hay trên rây No.200 là 97%. Như vậy đất thuộc loại đất hạt thô.

Bước 2: lượng hạt qua rây No.4 là 88% hay trên rây No.4 là 12%. Như vậy đây là đất cát, chữ kí hiệu đầu tiên là S.

Bước 3: lượng hạt qua rây No.200 là 3% < 5%. Như vậy đây là đất cát sạch, lẫn ít hạt mịn (không có tính dẻo).

Bước 4: hệ số đồng đều $C_u = \frac{d_{60}}{d_{10}} = \frac{0,85}{0,2} = 4,2 > 4$

Hệ số độ cong $C_c = \frac{(d_{30})^2}{(d_{60})(d_{10})} = \frac{(0,35)^2}{(0,85)(0,2)} = 0,72$

$C_u > 4$ nhưng C_c ngoài khoảng (1-3) do đó đất này có cấp phối xấu. Kí hiệu chữ thứ hai là P.

Kết luận: mẫu đất thứ nhất là đất cát lẫn ít hạt mịn, cấp phối xấu. Tên đất được kí hiệu là SP.

b) Mẫu thứ hai (đường 2):

Bước 1: có 57% lượng hạt qua rây No.200 (0,074mm) hay 43% trên rây No.200. Như vậy đây là đất hạt mịn.

Bước 2: chưa đủ số liệu để phân loại đất vì tính chất quan trọng nhất của đất hạt mịn là tính dẻo. Cần phải tiến hành thí nghiệm xác định các giới hạn Atterberg của đất và thành phần hữu cơ trong đất mới phân loại được.

Ví dụ 1.9. Mẫu đất có kết quả phân tích hạt là đường 2 trên hình 1.10 được đem thí nghiệm xác định các giới hạn Atterberg và có kết quả như sau:

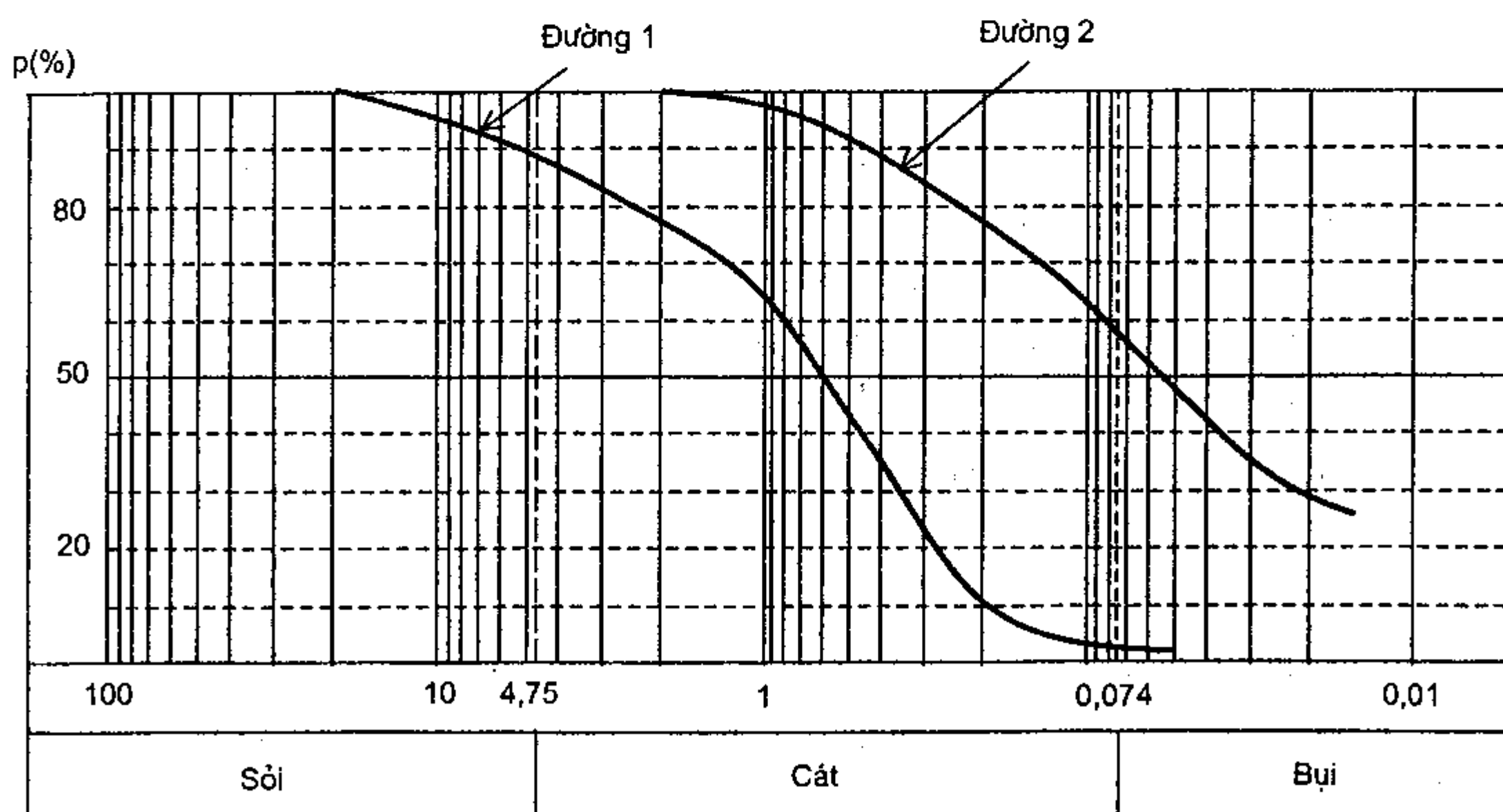
Hàm lượng hữu cơ không đáng kể.

Giới hạn dẻo PL = 24%; giới hạn chảy LL = 47%.

Hãy xác định tên đất theo tiêu chuẩn USCS.

Giải:

Bước 1: có 57% lượng hạt qua rây No.200 do đó đây là đất hạt mịn.



Hình 1.10. Đường cong cấp phối hạt của mẫu thí nghiệm ví dụ 1.8

Bước 2: giới hạn chảy $LL = 47\% < 50\%$ do đó đây là đất có tính dẻo thấp. Chữ thứ hai kí hiệu tên đất là L.

Bước 3: chỉ số dẻo của đất $PI = LL - PL = 47 - 24 = 23$. Điểm đặc trưng của đất đồ thị có tọa độ $(LL, PI) = (47, 23)$.

Bước 4: trên biểu đồ tính dẻo (bảng I.9), điểm đặc trưng DT(47,23) nằm trong vùng CL. Vậy đất này có kí hiệu CL: đất sét vô cơ có lẫn cát, tính dẻo thấp.

Kết luận: Mẫu thứ 2 là đất sét vô cơ pha cát, tính dẻo thấp. Tên đất được kí hiệu là CL.

Bảng I.8. Phân loại chi tiết đất hạt thô (< 50% qua rây No.200)

Kí hiệu	Tên gọi điển hình	Tiêu chuẩn phân loại	
Đất cuội sỏi có hơn 50% hạt lớn hơn 4.76mm (trên rây No.4)			
GW	Sỏi cuội cấp phối tốt, lẫn hạt cát, không có hoặc có ít hạt mịn	Hàm lượng hạt mịn (qua rây No.200) ít hơn 5%	$C_u > 4$ và $C_c = 1-3$
GP	Sỏi cuội cấp phối xấu, lẫn cát, có ít hoặc không có hạt mịn		Không thỏa mãn điều kiện về C_u và C_c của đất cấp phối tốt
GM	Sỏi cuội lẫn hạt mịn là bụi, có lẫn hạt cát.	Hàm lượng hạt mịn (qua rây No.200) chiếm trên 12%	Các giới hạn Atterberg thấp hơn đường A hoặc $PI < 4$
GC	Sỏi cuội lẫn hạt mịn sét, có lẫn cát.		Các giới hạn Atterberg thấp hơn đường A và $PI > 7$
Đất cát các loại: có hơn 50% trên rây No.200 nhưng ít hơn 50% trên rây No.4			
SW	cát cấp phối tốt lẫn sỏi, có ít hoặc không có hạt mịn	hạt qua rây No.200 ít hơn 5%	Có $C_u > 6$ và $C_c = 1-3$
SP	cát cấp phối xấu lẫn sỏi, có ít hoặc không có hạt mịn		Không có $C_u > 6$ hoặc $C_c = 1-3$ hoặc không có cả hai điều kiện đó
SM	Cát lẫn bụi	Hạt qua rây No.200 nhiều hơn 12%	Các giới hạn Atterberg nằm trên đường A hoặc $PI < 4$
SC	Cát lẫn sét		Các giới hạn Atterberg nằm trên đường A và $PI > 7$
			Các giới hạn Atterberg nằm trong vùng gạch chéo hoặc $PI = 4-7$ lấy tên kép

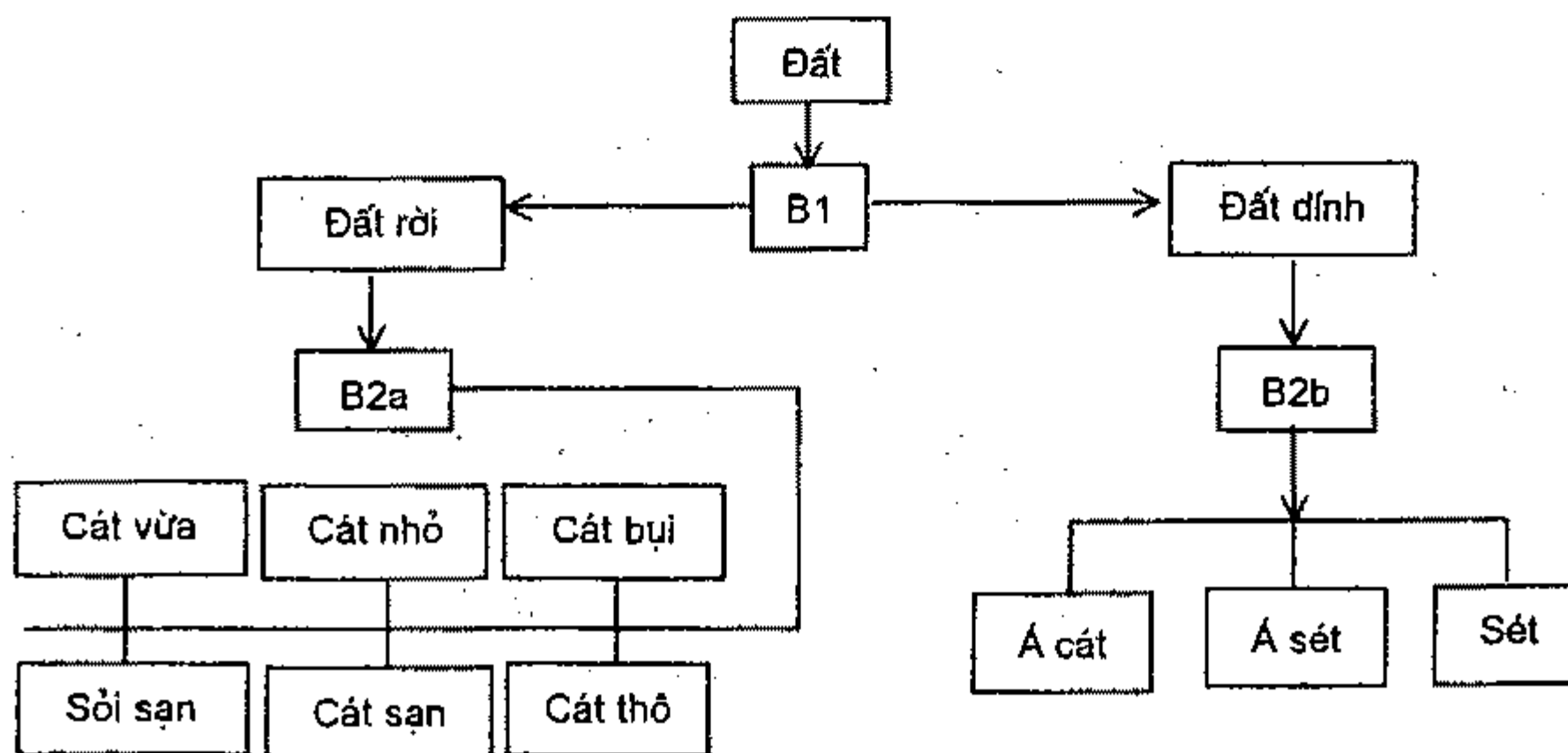
Bảng I.9. Phân loại chi tiết đất hạt mịn (< 50% trên rây No.200)

Kí hiệu	Tên gọi điển hình	Tiêu chuẩn phân loại
Đất bụi hoặc sét có tính dẻo thấp (LL < 50)		
ML	Bụi vô cơ hoặc cát rất mịn, cát nhỏ lẫn bụi hoặc sét tính dẻo thấp	
CL	Sét vô cơ, sét lẫn sỏi cuội, sét lẫn cát, sét lẫn bụi tính dẻo thấp	
OL	Bụi hữu cơ, sét lẫn bụi hữu cơ tính dẻo thấp	
Đất bụi hoặc sét tính dẻo cao (LL > 50)		
MH	Bụi vô cơ, cát nhỏ nhiều mica, đất bụi đàn hồi	
CH	Sét vô cơ, sét béo tính dẻo cao	
OH	Sét hữu cơ tính dẻo trung bình đến cao; bụi hữu cơ	

§7. HƯỚNG DẪN THỰC HÀNH PHÂN LOẠI ĐẤT

7.1. Các bước tiến hành phân loại đất theo Tiêu chuẩn Nga

Sơ đồ phân loại đất theo tiêu chuẩn Nga



Nội dung các bước phân loại

B1. Nhận diện đất rời hay đất dính: Căn cứ vào giới hạn dẻo để nhận diện

Nếu $W_d < 1$: đất rời; $W_d > 1$: đất dính

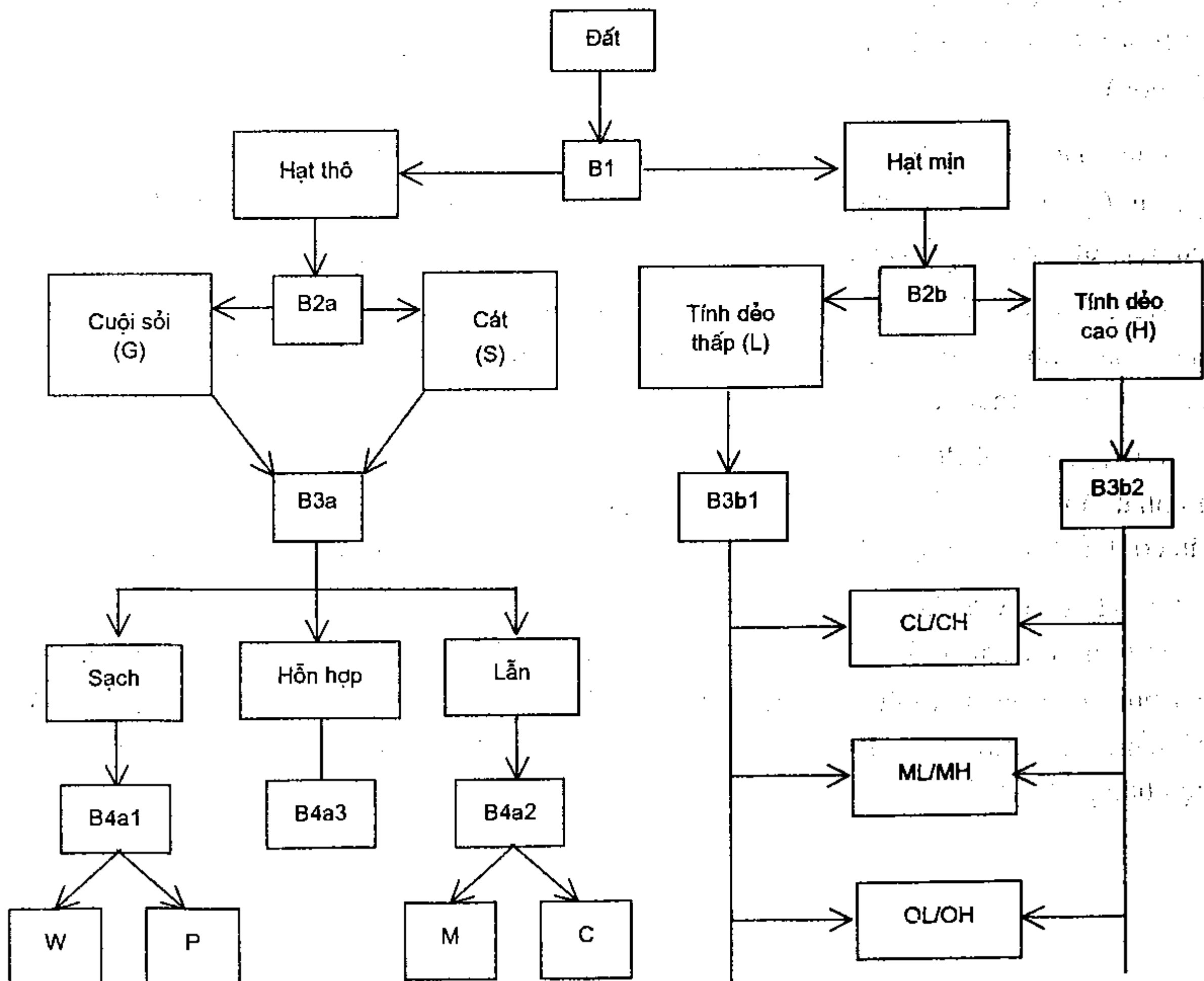
Thông dụng hơn cả là nhận diện nhờ cảm giác khi vê mẫu đất bằng tay: Nếu mẫu không bị rời ra thì coi là đất dính và ngược lại.

B2a. Đối với đất rời: Căn cứ vào đường cong phân phối hạt để phân loại đất theo bảng I.6; căn cứ vào kết quả phân tích cơ bản để phân loại trạng thái của đất theo độ chặt tương đối, D , hoặc theo hệ số rỗng tự nhiên, e , theo bảng I.2; căn cứ vào mức bão hòa, S , để phân loại trạng thái ẩm theo bảng I.3.

B2b. Đối với đất dính: Căn cứ vào chỉ số dẻo, A , để phân loại đất theo bảng I.5; căn cứ vào độ sệt, B , để xác định trạng thái của đất theo bảng I.4.

7.2. Các bước phân loại đất theo USCS

Sơ đồ phân loại đất theo USCS



Nội dung các bước phân loại

B1. Căn cứ vào kết quả phân tích hạt để phân loại đất hạt thô hay hạt mịn: Nếu có hơn 50% khối lượng hạt nằm trên rây No.200 thì đất thuộc loại hạt thô và ngược lại.

B2a. Đối với đất hạt thô (hơn 50% lượng hạt trên rây No.200): Tiếp tục khai thác kết quả phân tích hạt: Nếu có hơn 50% khối lượng hạt nằm trên rây No.4 thì đất thuộc loại sỏi cuội, tên đất có chữ thứ nhất kí hiệu là G. Ngược lại, đất thuộc loại cát, tên đất có chữ thứ nhất kí hiệu là S.

B3a. Xác định hàm lượng hạt dưới rây No.200: Nếu ít hơn 5%, đất thuộc loại sạch, sẽ phân loại theo tính chất cấp phối; nếu hơn 12%, đất thuộc loại có lẫn hạt mịn, phân loại theo tính dẻo của hạt mịn. Phần lẫn trung gian thuộc loại hỗn hợp, phân loại theo các hỗn hợp (tên ghép từ các hỗn hợp tạo thành đất).

B4a1. Đối với đất sạch (có ít hơn 5% lượng hạt qua rây No.200): Xác định giá trị của C_c và C_u . Nếu $C_u > 4$ và $C_c = 1 \div 3$: đất có cấp phối tốt, chữ thứ hai trong kí hiệu tên đất là W; ngược lại, chữ thứ hai - P.

B4a2. Đối với đất lẫn (có nhiều hơn 12% hạt qua rây No.200): Xác định PI (A) và LL (W_{ch}). Nếu $PI < 4$ hoặc điểm đặc trưng DT(LL, PI) nằm dưới đường A: chữ thứ hai là M; nếu $PI > 7$ và DT nằm dưới đường A - C; các trường hợp còn lại lấy tên kép (đất hỗn hợp).

B4a3. Đối với đất hỗn hợp (có hàm lượng hạt qua rây No.200 trong khoảng $5 \div 12\%$): dựa vào C_c và C_u để xác định tính chất cấp phối và chữ thứ hai của một thành phần trong hỗn hợp; dựa vào PI và DT để xác định tính dẻo và chữ thứ hai của thành phần thứ hai.

B2b. Đối với đất hạt mịn (hơn 50% lượng hạt qua rây No.200): Nếu $LL > 50$, đất thuộc loại tính dẻo cao: chữ thứ hai trong kí hiệu tên đất là chữ H; ngược lại, $LL < 50$, đất có tính dẻo thấp: chữ thứ hai - L.

B3b1. Đối với đất có tính dẻo cao: Nếu DT nằm trên đường A, đất loại sét có chữ thứ nhất là C; nếu DT nằm dưới đường A: đất loại bụi, chữ thứ nhất là M khi hàm lượng hữu cơ thấp hoặc không có; ngược lại, đất thuộc loại sét hữu cơ, chữ thứ nhất là O.

B3b2. Đối với đất có tính dẻo thấp: Nếu DT nằm trên đường A và $PI > 7$, đất thuộc loại sét, chữ thứ nhất là C; nếu DT nằm dưới đường A hoặc $PI < 4$, đất thuộc loại bụi hoặc bụi lẫn hữu cơ, chữ thứ nhất là M hoặc O; nếu PI trong khoảng $4 \div 7$ và DT nằm trên đường A, đất thuộc loại hỗn hợp bụi sét tính dẻo thấp, tên đất được kí hiệu bằng CL - ML.

Chương II

TÍNH CHẤT CƠ HỌC CỦA ĐẤT

Trong xây dựng, đất là một đối tượng quan trọng được sử dụng để làm nền công trình, làm vật liệu xây dựng hoặc làm môi trường xây dựng. Cho dù đất được sử dụng với mục đích gì, ngoài việc nắm vững bản chất vật lí, gán cho nó một cái tên theo quy ước còn cần phải biết được các hiện tượng cơ học xảy ra dưới tác dụng của việc xây dựng. Có hai vấn đề quan trọng gắn liền với các hiện tượng cơ học là khả năng chống đỡ một cách an toàn dưới các tác động và sự biến dạng do các tác động đó gây ra. Cả hai vấn đề đều rất phức tạp vì bản chất vật lí không thuần của đất, đặc biệt là sự tồn tại các lỗ rỗng giữa các hạt đất và vật liệu chèn lấp trong các lỗ rỗng đó. Chính vì vậy, các quy luật cơ học áp dụng đối với đất thường được đúc rút từ thực nghiệm hoặc điều chỉnh theo kết quả thực nghiệm thành những quy luật riêng.

Nói chung, các quy luật cơ học xảy ra trong đất chịu ảnh hưởng sâu sắc sự có mặt nước trong lỗ rỗng và khả năng giải phóng nước ra khỏi lỗ rỗng. Do đó, trong chương này, ngoài những tính chất cơ học phổ biến cho các loại vật liệu là tính bền và tính biến dạng, tính thấm của đất cũng được trình bày như một tính chất cơ học đặc thù của đất đồng thời ảnh hưởng của tính thấm đến tính bền, tính biến dạng cũng được trình bày rõ. Các chỉ tiêu cơ học đánh giá định lượng các tính chất cơ học của đất cũng được nêu lên cùng với các phương pháp thí nghiệm xác định chúng. Các thí nghiệm được đề cập đến trong chương này chủ yếu là các thí nghiệm trong phòng (test in-lab) phục vụ cho việc nghiên cứu Cơ học đất theo các mô hình cơ bản. Chỉ các thí nghiệm hiện trường liên quan trực tiếp đến từng khía cạnh cụ thể có tính chất lí luận của từng vấn đề mới được phân tích, các thí nghiệm hiện trường khác nhằm phục vụ xác định các chỉ tiêu cụ thể sẽ được trình bày kỹ trong chương III.

§1. TÍNH THẤM CỦA ĐẤT

1.1. Các định nghĩa

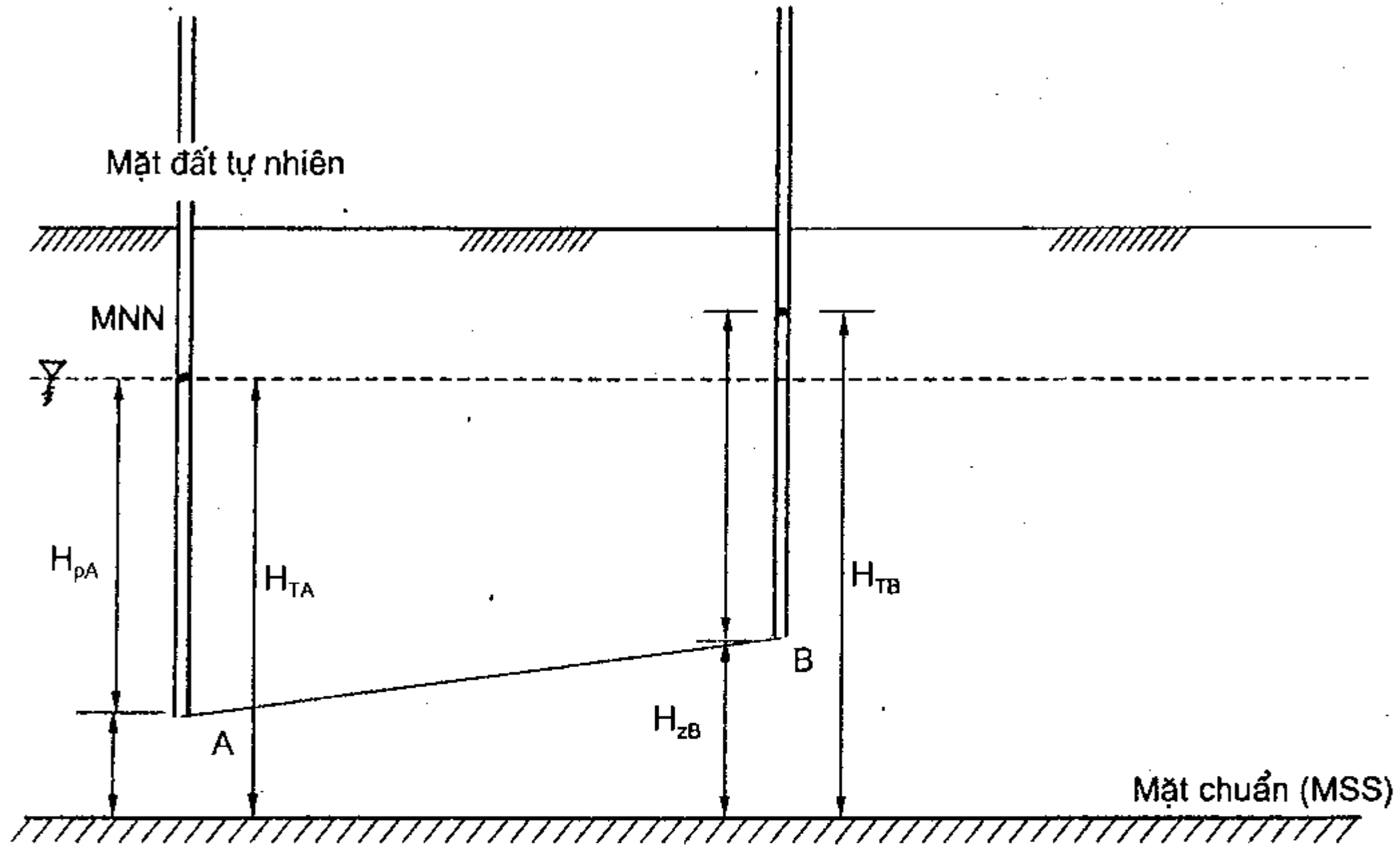
Tính thấm của đất là tính chất của đất cho phép dòng nước chảy qua trong một điều kiện thuận lợi nào đó. Dòng nước qua đất được gọi là dòng thấm.

Đất sỏi dĩ có tính thấm vì trong đất luôn luôn tồn tại các lỗ rỗng. Dòng chảy có xuất hiện hay không lại phụ thuộc vào việc "điều kiện thuận lợi" đã xuất hiện hay chưa. Điều

kiện thuận lợi đó là kích thước của các lỗ rỗng (điều kiện bên trong) và áp lực của dòng thấm (điều kiện bên ngoài) đủ lớn. Nói chung, kích thước lỗ rỗng và áp lực dòng thấm càng lớn thì nước càng dễ thấm qua đất; kích thước lỗ rỗng và áp lực dòng thấm đủ bé thì nước không thể thấm qua. Khái niệm đủ lớn hay đủ bé có liên quan đồng thời cả hai yếu tố là kích thước lỗ rỗng và áp lực dòng thấm.

Cột nước áp lực, chiều cao cột nước áp và áp lực nước tại một điểm

Khảo sát một nền đất cụ thể như trong hình vẽ II.1 dưới đây



Hình II.1 Mô tả cột nước áp và Gradient thủy lực

Nếu ta đặt vào điểm A (dưới mực nước ngầm) trong đất một ống rỗng, ta thấy nước trong ống xuất hiện đến một độ cao nào đó. Có hai khả năng xảy ra: nước trong ống bằng mực nước ngầm và nước trong ống cao hơn mực nước ngầm. Cột nước trong ống đo được gọi là cột nước áp lực, hay cột nước áp, tại A. Chiều cao từ điểm đo (A) đến mặt nước trong ống gọi là chiều cao cột nước áp, kí hiệu h_p . Chiều cao này phụ thuộc vào áp lực nước tại điểm đo (điểm A) và có thể tính theo công thức:

$$h_{pA} = \frac{p_A}{\gamma_0} \tag{II.1}$$

trong đó h_{pA} = chiều cao cột nước áp tại điểm A; p_A = áp lực nước tại điểm A; γ_0 = trọng lượng đơn vị thể tích của nước ở điều kiện tiêu chuẩn, $\gamma_0 = 9,81 \text{ kN/m}^3 (\approx 10 \text{ kN/m}^3)$.

Tương tự, nếu đặt ống đo tại điểm B chúng ta cũng đo được chiều cao cột nước áp tại B, h_{pB} và tính được áp lực nước tại đó, p_B .

Cột nước tổng và chênh cao cột nước giữa hai điểm

Tương tự kéo dài ống đo xuống đến một mặt chuẩn nào đó thì toàn bộ cột nước trong ống đo được gọi là cột nước tổng. Chiều cao tương ứng từ mặt chuẩn đến mặt nước trong ống gọi là chiều cao cột nước tổng, kí hiệu h . Cột nước và chiều cao cột nước từ vị trí điểm đo đến mặt chuẩn được gọi là cột nước và chiều cao cột nước thế năng, gọi tắt là cột nước thế, chiều cao cột nước thế, kí hiệu h_z . Trên hình II.1, với mặt chuẩn đã chọn, chiều cao cột nước tổng tại điểm A là h_A , tại điểm B là h_B ; chiều cao cột nước thế tại A là h_{zA} và tại B là h_{zB} . Ta có biểu thức quan hệ sau:

$$h = h_z + h_p \quad (\text{II.2})$$

$$\text{Tại A: } h_A = h_{zA} + h_{pA}$$

$$\text{Tại B: } h_B = h_{zB} + h_{pB}$$

$(h_A - h_B) = \Delta H_{AB}$ được gọi là chênh cao cột nước giữa hai điểm A và B.

Điều kiện cần để có dòng chảy giữa hai điểm A và B là $\Delta H_{AB} \neq 0$. Nếu $\Delta H_{AB} > 0$, dòng chảy theo hướng từ A đến B; Ngược lại, nếu $\Delta H_{AB} < 0$, dòng chảy theo hướng từ B đến A.

Gradient thủy lực là cường độ trung bình sự thay đổi chiều cao cột nước tổng trên một đơn vị chiều dài dòng chảy, kí hiệu, I :

$$I = \frac{\Delta H}{L} \quad (\text{II.3})$$

trong đó: ΔH = độ chênh cột nước tổng giữa hai điểm đang xét; L = khoảng cách giữa hai điểm đó.

Trên hình II.1, khoảng cách giữa hai điểm A và B là L_{AB} , gradient thủy lực trung bình giữa hai điểm đó là I_{AB} :

$$I_{AB} = \frac{\Delta H_{AB}}{L_{AB}}$$

Khi khoảng cách giữa hai điểm đang xét L dần tới 0, gradient trung bình dần tới giá trị xác định gradient thủy lực tại một điểm xác định theo biểu thức:

$$i(x) = \frac{dh(x)}{dx} \quad (\text{II.3a})$$

trong đó: x là hướng dòng chảy tại điểm đang xét; $h(x)$ là hàm cột nước tổng thay đổi theo hướng dòng chảy.

1.2. Định luật Darcy

Vận tốc thấm của nước trong đất, kí hiệu v , được hiểu là lưu lượng nước thấm qua một đơn vị diện tích tiết diện vuông góc với dòng thấm.

Dòng thấm qua đất nói chung là một dòng chảy tầng, tuân theo định luật Darcy về quan hệ giữa vận tốc thấm và gradient thủy lực:

$$v = kI \quad (II.4)$$

trong đó: hệ số tỉ lệ k được gọi là hệ số thấm của đất và được xác định bằng thí nghiệm.

* Nước chảy qua đất thực ra chỉ theo các lỗ rỗng do đó vận tốc thực của nước trong các lỗ rỗng khác với vận tốc thấm theo định nghĩa trên. Nếu gọi vận tốc thực là v^* , ta có thể xác định v^* theo biểu thức:

$$v^* = v \frac{1+e}{e} \quad (II.5)$$

trong đó: e = hệ số rỗng của đất.

1.3. Thí nghiệm xác định hệ số thấm

Hệ số thấm của một loại đất nào đó được xác định bằng thí nghiệm thấm trong đó vận tốc nước thấm qua mẫu đất dưới một gradient thủy lực khác không. Dụng cụ thí nghiệm thấm trong phòng thường có hai loại: loại không thay đổi gradient thủy lực và loại có gradient thủy lực thay đổi. Thí nghiệm tương ứng được gọi là thí nghiệm thấm cột nước không đổi và thí nghiệm thấm cột nước thay đổi.

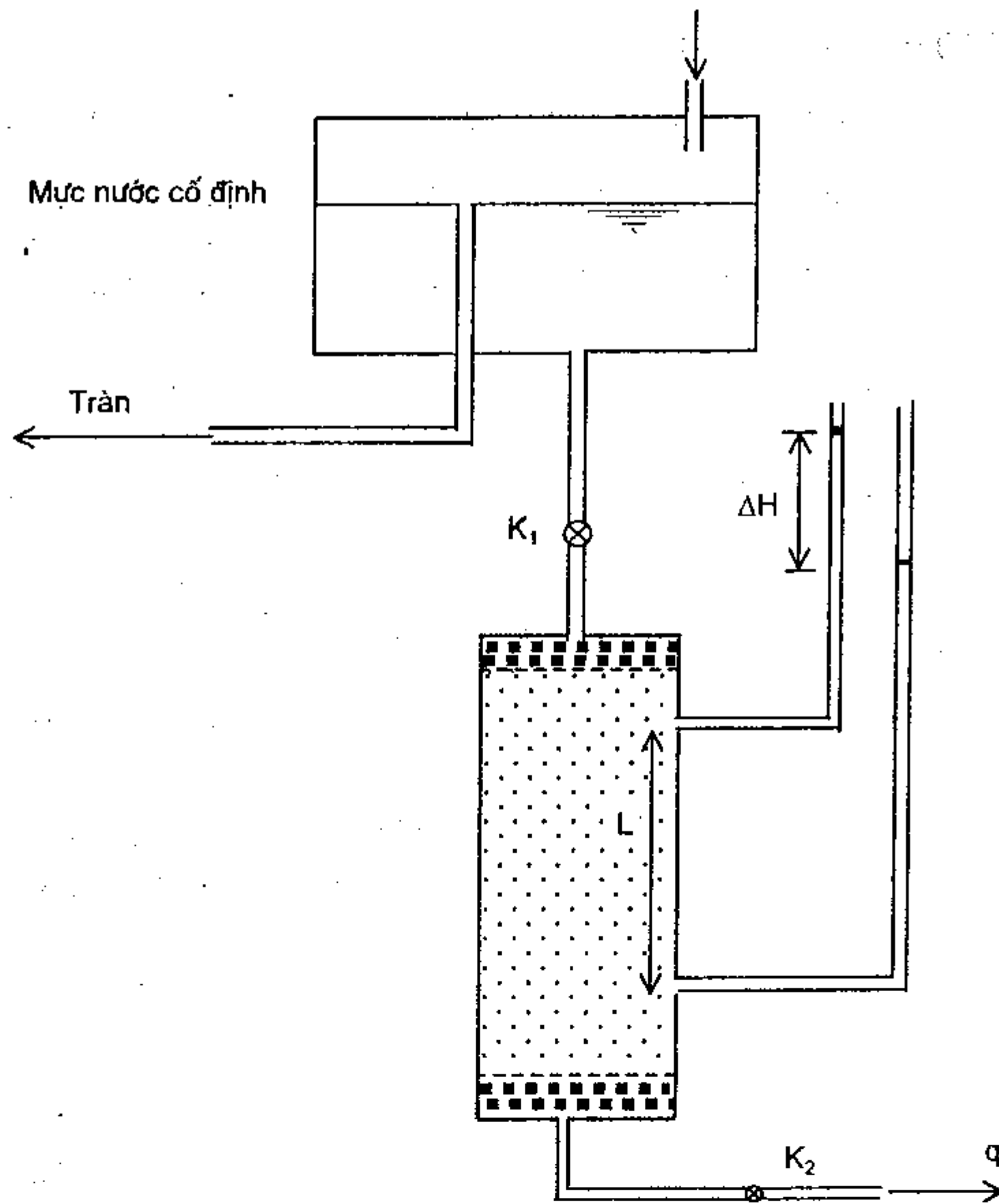
1.3.1. Thí nghiệm thấm cột nước không đổi

Thí nghiệm thấm cột nước không đổi thích hợp cho các loại đất có tính thấm cao như đất cát các loại. Mô hình thí nghiệm thấm cột nước không đổi trên hình II.2. Bằng cách mở van K_1 , K_2 , điều chỉnh van K_2 cho đến khi lưu lượng ra q ổn định, do chênh cao cột nước ΔH ta xác định được hệ số thấm của đất:

$$k = \frac{v}{I} = \left(\frac{q}{A} \right) \left(\frac{L}{\Delta H} \right) = \frac{Q}{At} \frac{L}{\Delta H} \quad (\text{mm/s}) \quad (II.6)$$

trong đó: A = diện tích tiết diện ngang mẫu (mm^2); Q = lượng nước thoát ra (mm^3) trong thời gian t (s); L = khoảng cách giữa hai ống đo áp (mm); ΔH = chênh cao cột nước giữa hai vị trí đo (mm).

Thay đổi lưu lượng ra q nhờ điều chỉnh van K_2 sẽ làm thay đổi ΔH , ta xác định được giá trị trung bình của hệ số thấm cho một loại đất trong khoảng gradient thủy lực nào đó từ kết quả với các thí nghiệm có ΔH khác nhau. Kết quả cụ thể của mỗi thí nghiệm là cặp giá trị $\{\Delta H, Q\}$ trong khoảng thời gian nào đó hay $\{\Delta H, q\}$.



Hình II.2. Mô hình thí nghiệm thấm

Ví dụ II.1. Kết quả từ thí nghiệm thấm cột nước không đổi có số liệu như sau. Hãy xác định hệ số thấm trung bình. Biết đường kính mẫu $D = 100\text{mm}$, khoảng cách giữa hai ống đo $L = 150\text{mm}$.

Lượng nước sau 2 phút, Q (ml)	541	503	509	478
Chênh cao cột nước, ΔH (mm)	76	72	68	65

Giải:

Cách 1. Ta có thể tính trực tiếp hệ số thấm theo công thức (II.6):

$$\text{Diện tích tiết diện ngang mẫu: } A = \pi D^2/4 = 3,14 \times 100^2/4 = 7854\text{mm}^2$$

$$\text{Lượng nước thấm sau 2 phút (= 120s) dưới chênh cao cột nước } \Delta H = 76\text{mm: } Q = 541 \times 10^3 \text{ (mm}^3\text{)}$$

$$\text{Hệ số thấm tính theo (II.4a): } k = \frac{Q \cdot L}{A t \Delta H} = \frac{541000 \cdot 150}{7854 \times 120 \cdot 76} = 1,13\text{mm/s}$$

Tương tự, kết quả tính được ghi trong bảng sau:

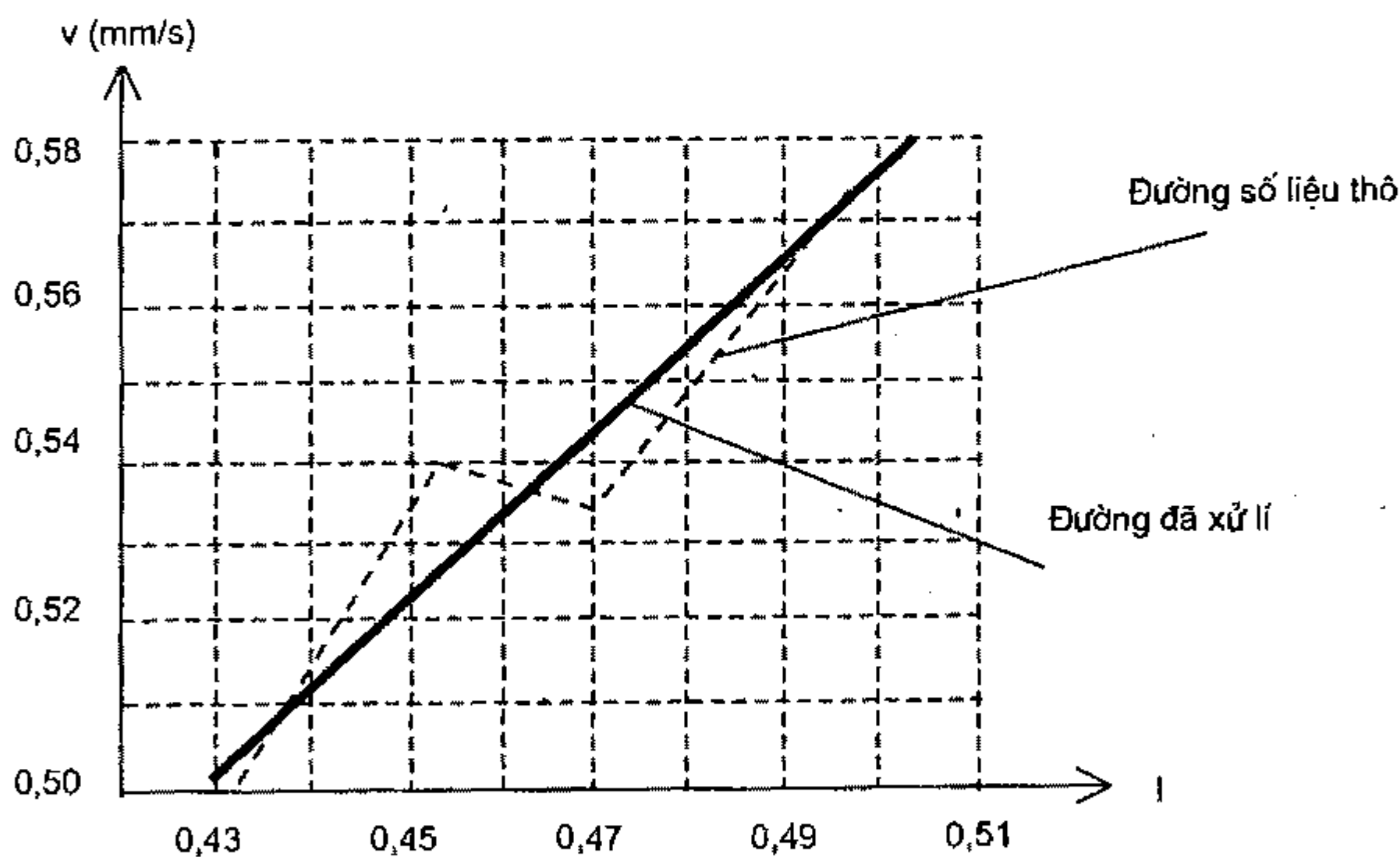
Lượng nước sau 2 phút, Q (ml)	541	503	509	478
Chênh cao cột nước, ΔH (mm)	76	72	68	65
Hệ số thấm, k (mm/s)	1,13	1,11	1,19	1,16

Hệ số thấm trung bình: $k = 1,15 \text{ mm/s}$.

Cách 2. Có thể xác định giá trị trung bình của k bằng cách vẽ đồ thị quan hệ giữa vận tốc thấm, v , với gradient thủy lực, i : $v = f(i) = ki$ trong đó $v = \frac{q}{A} = \frac{Q}{At}$ và $i = \frac{\Delta H}{L}$. Đồ thị $v = f(i)$ có dạng như trên hình II.3. Nói chung nên xác định hệ số thấm của đất theo quan hệ đồ thị. Kết quả xử lý ghi trong bảng sau:

Lượng nước sau 2 phút, Q (ml)	541	503	509	478
Chênh cao cột nước, ΔH (mm)	76	72	68	65
Gradient thủy lực, $i = \Delta H/L$	0,507	0,48	0,453	0,433
Lưu lượng thấm, $q = Q/t$ (mm^3/s)	4508	4191	4241	3983
Vận tốc thấm, $v = q/A$ (mm/s)	0,574	0,534	0,540	0,507

Kết quả xử lý số liệu cho thấy thí nghiệm thứ ba với gradient $i = 0,453$ không hợp lý, cần loại bỏ. Với các số liệu còn lại, đường quan hệ $v = f(i)$ có phương thẳng: $v = 1,16i \rightarrow$ hệ số thấm của đất $k = 1,16 \text{ mm/s}$



Hình II.3. Kết quả xử lý số liệu thí nghiệm trong ví dụ II.1

1.3.2. Thí nghiệm với cột nước thay đổi

Đối với các loại đất dính, đặc biệt là đất sét, đất á sét, tính thấm của đất thường rất thấp do đó việc thí nghiệm với cột nước không đổi rất khó xác định được chính xác lưu lượng thoát q . Thí nghiệm với cột nước thay đổi theo mô hình trên hình II.4 sau đây tỏ ra thích hợp hơn và được áp dụng trong thực tế.

Trên sơ đồ, cột nước trong ống đo cũng chính là nguồn cấp nước thấm qua mẫu khi một cặp van được mở ra. Cao trình mực nước ra giữ không đổi trong suốt quá trình thí nghiệm do đó gradient thủy lực dòng thấm giảm dần trong quá trình đó.

Gọi chiều cao cột nước (kể từ mực nước cố định) tại thời điểm t bất kì là $h(t)$, gradient thủy lực của dòng thấm qua mẫu sẽ là:

$$i(t) = \frac{h(t)}{L}$$

trong đó: L - chiều dài của mẫu thí nghiệm.

Vận tốc dòng thấm, theo định luật Darcy sẽ là

$$v(t) = ki(t) = k \frac{h(t)}{L}$$

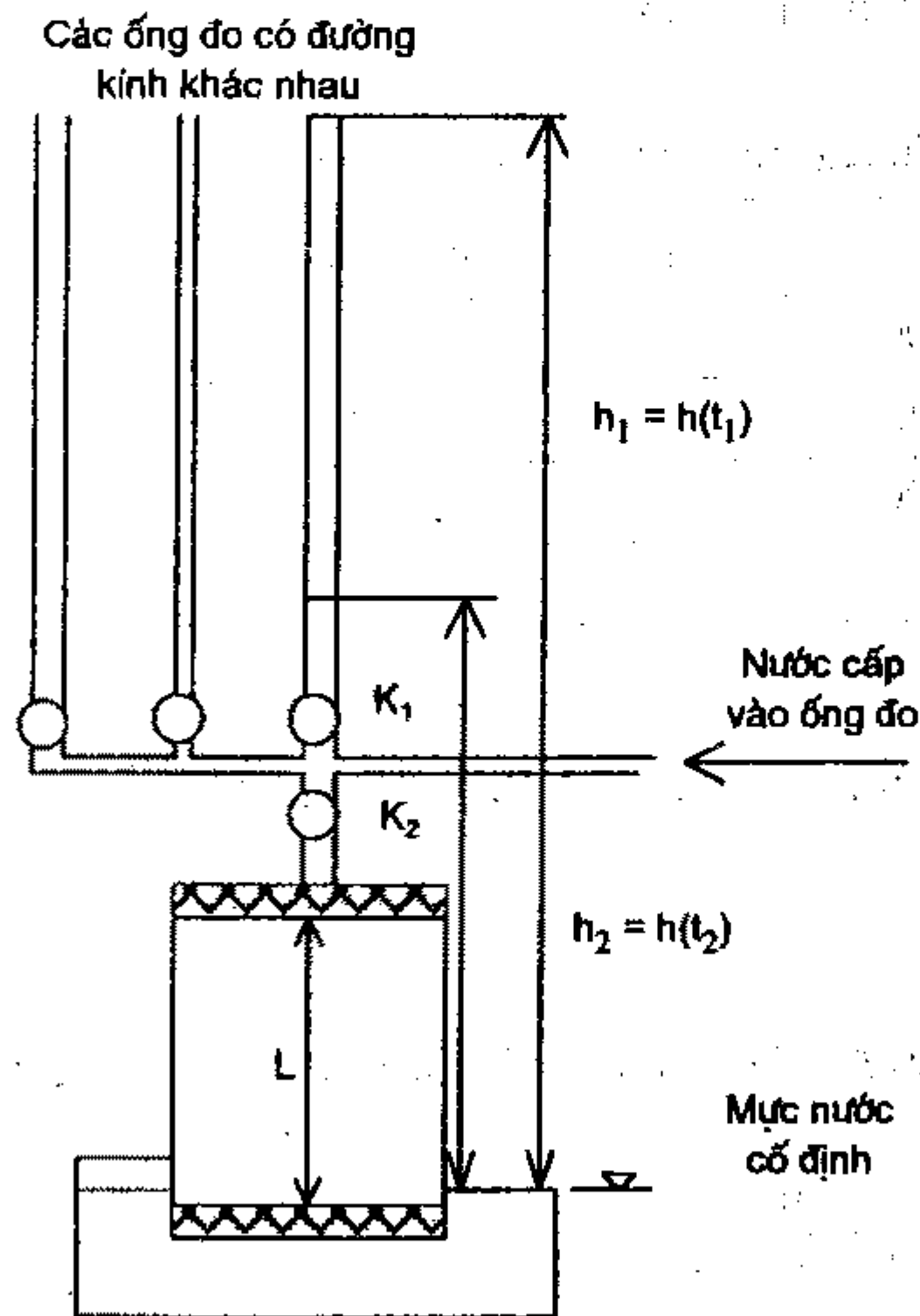
Sau thời gian dt , lượng nước thấm qua mẫu sẽ là:

$$Q = v(t)Adt$$

trong đó: A - diện tích tiết diện mẫu.

Lượng nước này chính là tổn hao cột nước trong khoảng thời gian đó:

$$Q = -adh$$



Hình II.4. Sơ đồ thí nghiệm cột nước thay đổi

Cân bằng lượng nước ta có:

$$-adh = v(t)Adt$$

hay:

$$-adh = k \frac{h(t)}{L} Adt$$

$$-a \frac{dh}{h(t)} = \frac{kA}{L} dt$$

Lấy tích phân hai vế ta được:

$$- \int_{h_1}^{h_2} \frac{dh}{h} = \frac{kA}{aL} \int_{t_1}^{t_2} dt$$

$$- \ln \left(\frac{h_2}{h_1} \right) = \frac{kA}{aL} (t_2 - t_1)$$

Giải theo k ta có:

$$k = \frac{aL \ln(h_1/h_2)}{A(t_2 - t_1)} = \frac{2.3aL \lg(h_1/h_2)}{A(t_2 - t_1)} \quad (II.7)$$

Trong đó, h_1 - chiều cao nước trong ống đo tại thời điểm t_1 và h_2 - chiều cao nước trong ống đo tại thời điểm t_2 .

Ví dụ II.2. Kết quả thí nghiệm thấm với cột nước thay đổi một mẫu đất như trong bảng sau:

Đường kính ống đo áp (mm)	Chiều cao cột nước trong ống (mm)		Khoảng thời gian ($t_2 - t_1$) (s)
	Ban đầu h_1	Cuối cùng h_2	
5,00	1200	800	185
	800	400	321
9,00	1200	900	422
	900	700	371
	700	400	842

Hãy xác định hệ số thấm trung bình của đất. Biết đường kính mẫu là 100mm và chiều cao mẫu là 150mm.

Giải:

Thay các giá trị diện tích mẫu $A = 7854 \text{ mm}^2$, diện tích ống đo $a = \pi d^2/4 = 0,785d^2$ vào công thức II. ta có:

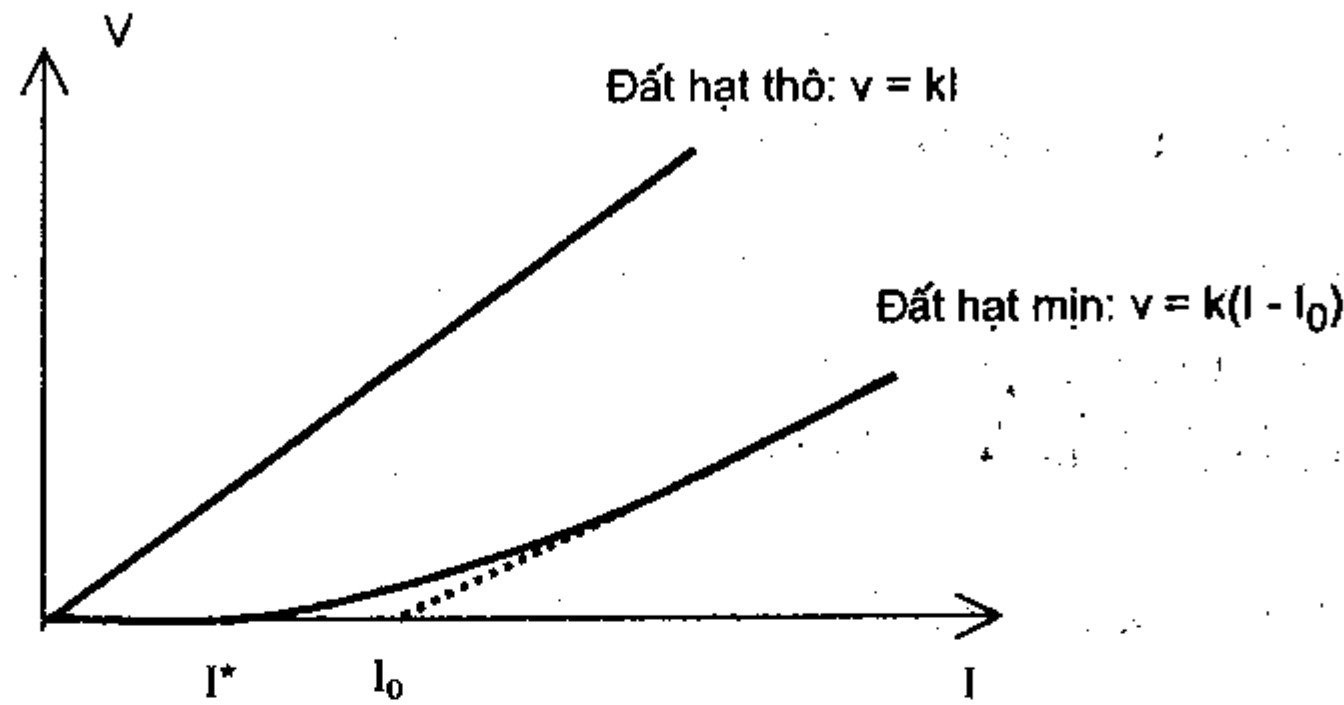
$$k = 0,015d^2 \frac{\ln(h_1/h_2)}{(t_2 - t_1)}$$

Ống đo đường kính 5mm: $k = 0,375 \frac{\ln(h_1/h_2)}{(t_2 - t_1)}$ lần lượt cho kết quả $k_1 = 8,218 \times 10^{-4} \text{ mm/s}$ và $k_2 = 8,097 \times 10^{-4} \text{ mm/s}$.

Tương tự, ống đo đường kính 9mm: $k = 1,215 \frac{\ln(h_1/h_2)}{(t_2 - t_1)}$ ta có $k_3 = 8,283 \times 10^{-4}$; $k_4 = 8,230 \times 10^{-4}$; $k_5 = 8,251 \times 10^{-4} \text{ mm/s}$. Hệ số thấm trung bình của đất $k = 8,220 \times 10^{-4} \text{ mm/s}$ ($= 8,220 \times 10^{-5} \text{ cm/s}$).

1.4. Điều kiện đủ của dòng thấm: Gradient thủy lực ban đầu

Các thí nghiệm thấm với các loại đất khác nhau chứng tỏ rằng, đối với đất hạt thô chỉ cần có $I > 0$ là có dòng thấm ($q \neq 0$) nhưng đối với đất hạt mịn đòi hỏi I lớn hơn một giá trị I^* nào đó mới xuất hiện dòng thấm. I^* được gọi là gradient thủy lực ban đầu của đất. Hơn nữa, hệ số thấm không phải là hằng số. Nói chung, $k = f(I)$. Đồ thị quan hệ $v = f(I)$ đặc trưng cho hai loại đất như sau:



Hình II.5. Đồ thị $v = f(I)$ đối với hai loại đất đặc trưng

Để tiện cho việc tính toán, biểu thức của định luật Darcy áp dụng cho dòng thấm trong đất được viết lại như sau:

$$v = k(I - I_0) \quad (II.4a)$$

trong đó: k = hệ số thấm của đất; I_0 = gradient thủy lực ban đầu quy ước: đối với đất hạt thô, $I_0 = 0$; đối với đất hạt mịn, $I_0 \neq 0$.

Điều kiện đủ để dòng thấm xuất hiện là $I > I_0$ với giá trị I_0 tùy loại đất, xác định bằng thí nghiệm.

Hiện tượng đất hạt mịn, đặc biệt là đất sét, tồn tại giá trị gradient ban đầu đôi khi rất lớn là một đặc tính quan trọng của đất. Trong đất hạt mịn luôn tồn tại lớp nước liên kết có tính nhớt cao và liên kết chặt với bề mặt hạt đất. Khi nước thấm qua khe hở giữa các hạt, trước tiên các màng nước liên kết dày lên và cản trở dòng thấm. Đất càng chặt, lực cản càng lớn do đó nước cần có gradient thủy lực ban đầu càng lớn mới có thể thấm qua được. Trong thực tế, người ta lợi dụng đặc điểm này của đất sét để thực hiện các lõi chống thấm cho các đập ngăn nước. Ngược lại, đặc điểm này của đất cũng cản trở quá trình biến dạng của đất và do đó cản trở khả năng tiếp nhận tải trọng của nền. Hiện tượng này liên quan đến một đặc tính quan trọng của đất nền khi chịu tải được gọi là hiện tượng cố kết sẽ trình bày kỹ trong phần sau.

1.5. Hệ số thấm của một số loại đất

Bảng sau đây cho khoảng giá trị hệ số thấm trung bình của một số loại đất thường gặp.

Bảng II.1. Hệ số thấm của một số loại đất

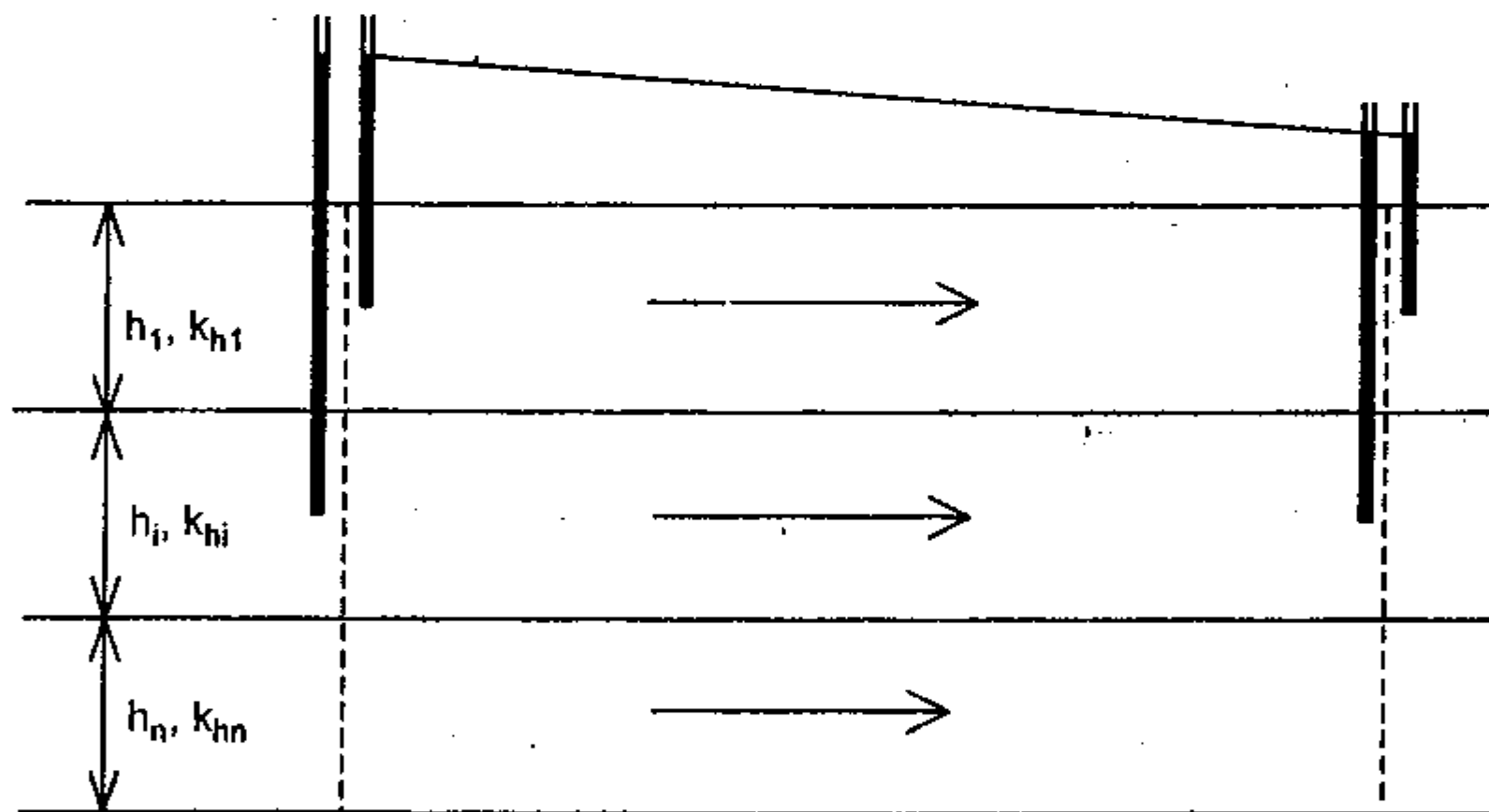
Tên đất	Hệ số thấm, k (cm/s)
Cuội sỏi sạch (không có hạt nhỏ)	$10 \div 100$
Cát sạch	$10^{-3} \div 10$
Cát bụi, cát pha sét	$10^{-5} \div 10^{-3}$
Sét pha cát	$10^{-7} \div 10^{-5}$
Sét	$< 10^{-7}$

1.6. Hệ số thấm của nền đất nhiều lớp

Thông thường, đất nền gồm nhiều lớp nằm ngang. Nước trong đất có thể thấm theo phương bất kì nhưng chúng ta có thể phân tích dòng thấm đó theo các hướng vuông góc nhau. Do đó, chỉ cần khảo sát thấm theo phương đứng và phương ngang là đủ.

1.6.1. Thấm song song với các lớp đất (thấm ngang)

Giả sử có dòng thấm di chuyển trong n lớp đất có tổng chiều dày H. Gọi chiều dày lớp thứ i là h_i và hệ số thấm tương ứng theo phương ngang là k_{hi} .



Hình II.6. Dòng thấm ngang song song với các lớp đất

Có thể thấy ngay rằng, chênh cao cột nước giữa hai mặt cắt nào đó tại các lớp đất khác nhau là như nhau vì giữa các lớp không có dòng thấm đứng, cột nước tổng tại đó phải bằng nhau. Từ đó suy ra gradient thủy lực của dòng thấm theo các lớp đất khác nhau là bằng nhau.

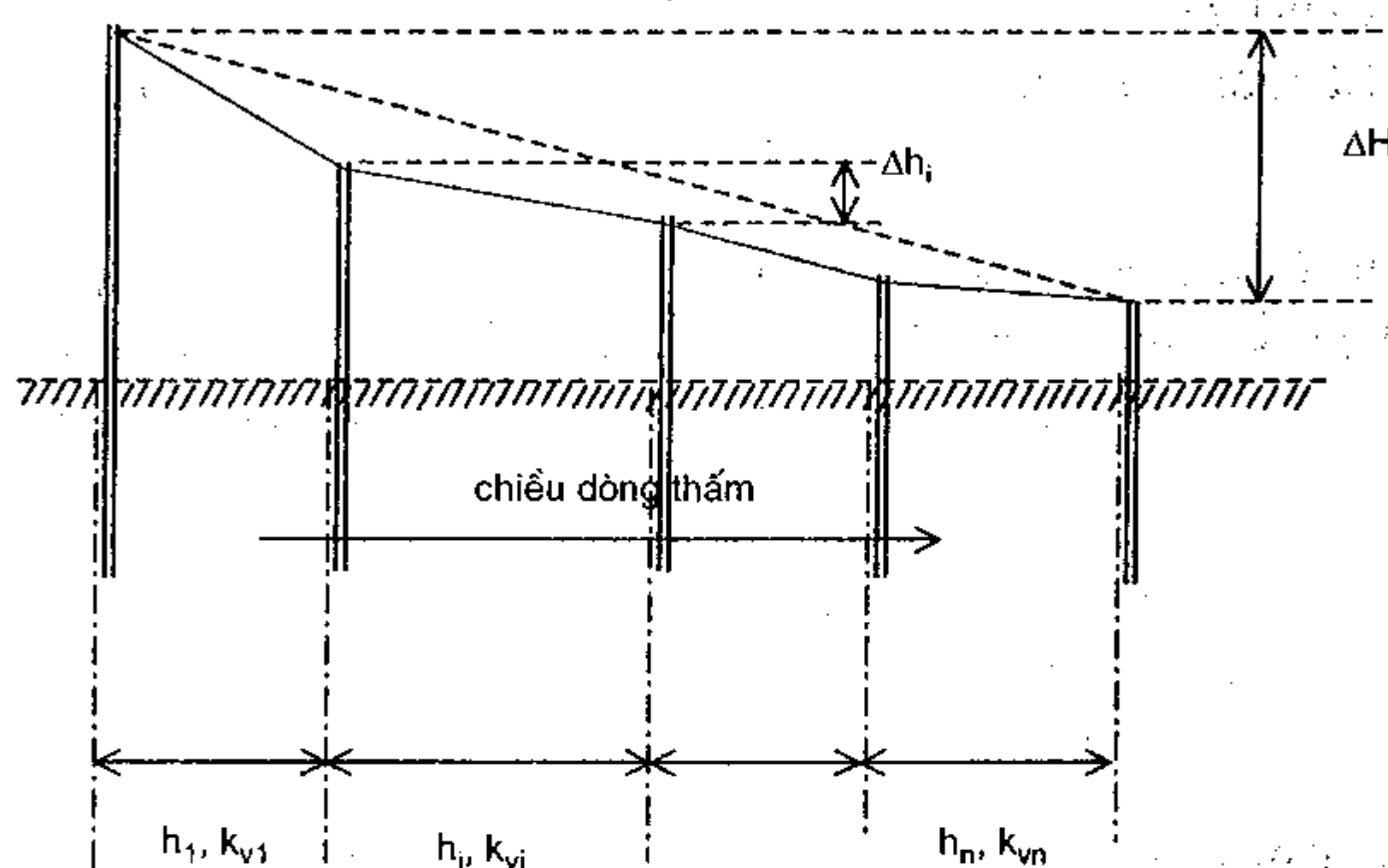
Khảo sát tiết diện đứng có bề rộng b, lưu lượng qua tiết diện này, q, bằng tổng lưu lượng qua các lớp đất cộng lại:

$$q = \sum_{i=1}^n q_i = \sum_{i=1}^n v_i (bh_i) = \sum_{i=1}^n (Ik_i)(bh_i) = bI \sum_{i=1}^n k_i h_i$$

Nếu coi nền nhiều lớp ở trên như là nền một lớp có chiều dày tổng $H = \sum_{i=1}^n h_i$ và hệ số thấm k_{td} thì hệ số k_{td} có thể xác định theo công thức:

$$k_{td} = \frac{v_{td}}{I} = \frac{q}{bHI} = \frac{\sum_{i=1}^n k_{vi} h_i}{\sum_{i=1}^n h_i} \quad (II.8)$$

1.6.2. Thấm vuông góc với các lớp đất (thấm đứng)



Hình II.7. Dòng thấm vuông góc với các lớp đất

Dòng thấm vuông góc với các lớp đất bảo toàn tính liên tục dòng chảy do đó vận tốc thấm qua các lớp đất là như nhau $v_i = v = k_{vi} I_i = k_{vi} \frac{\Delta h_i}{h_i}$, trong đó Δh_i là tổn thất cột nước khi qua lớp i ; h_i - chiều dày lớp thứ i (chiều dài đường thấm qua lớp i).

Gọi tổn thất cột nước trên toàn bộ chiều dày các lớp đất là ΔH , vận tốc thấm trung bình có thể tính qua hệ số thấm tương đương theo:

$$v = k_{td} I_{tb} = k_{td} \frac{\Delta H}{\sum_{i=1}^n h_i}$$

Do đó:

$$\Delta H = v \frac{\sum_{i=1}^n h_i}{k_{td}}$$

$$\text{Mặt khác, } \Delta H = \sum_{i=1}^n \Delta h_i = v \sum_{i=1}^n \frac{h_i}{k_{vi}}$$

Giải theo k_{td} ta có hệ số thấm tương đương của nền đối với dòng thấm đứng:

$$k_{td} = \frac{\sum_{i=1}^n h_i}{\sum_{i=1}^n \frac{h_i}{k_{vi}}} \quad (\text{II.9})$$

Ví dụ II.3. Địa tầng một khu vực gồm các lớp cát và bụi xen kẽ nhau. Các lớp cát dày 1,50m có hệ số thấm đẳng hướng $k = 6,5 \times 10^{-1} \text{ mm/s}$; các lớp bụi dày 1,8m có hệ số thấm đẳng hướng $k = 2,5 \times 10^{-4} \text{ mm/s}$. Hãy xác định tỉ số giữa hệ số thấm đứng và ngang của đất nền.

Giải:

Các lớp đất xen kẽ nhau. Nếu ghép một lớp cát và một lớp bụi làm một đôi thì các đôi đều có hệ số thấm tương đương như nhau do đó tỉ số giữa hệ số thấm đứng với hệ số thấm ngang của nền đứng bằng tỉ số đó của một đôi. Theo công thức (II.8), hệ số thấm tương đương của một đôi là:

$$k_h = \frac{\sum_{i=1}^n k_{hi} h_i}{\sum_{i=1}^n h_i} = \frac{6500 \times 150 + 2,5 \times 1800}{150 + 1800} \times 10^{-4} = 502,3 \times 10^{-4} \text{ mm/s}$$

Theo công thức (II.9), hệ số thấm đứng tương đương của một đôi là:

$$k_v = \frac{\sum_{i=1}^n h_i}{\sum_{i=1}^n \frac{h_i}{k_{vi}}} = \frac{150 + 1800}{\frac{150}{6500} + \frac{1800}{2,5}} \times 10^{-4} = 2,7 \times 10^{-4} \text{ mm/s}$$

Tỉ số giữa hệ số thấm theo hai phương:

$$\frac{k_v}{k_h} = \frac{2,7}{502,3} = 0,005$$

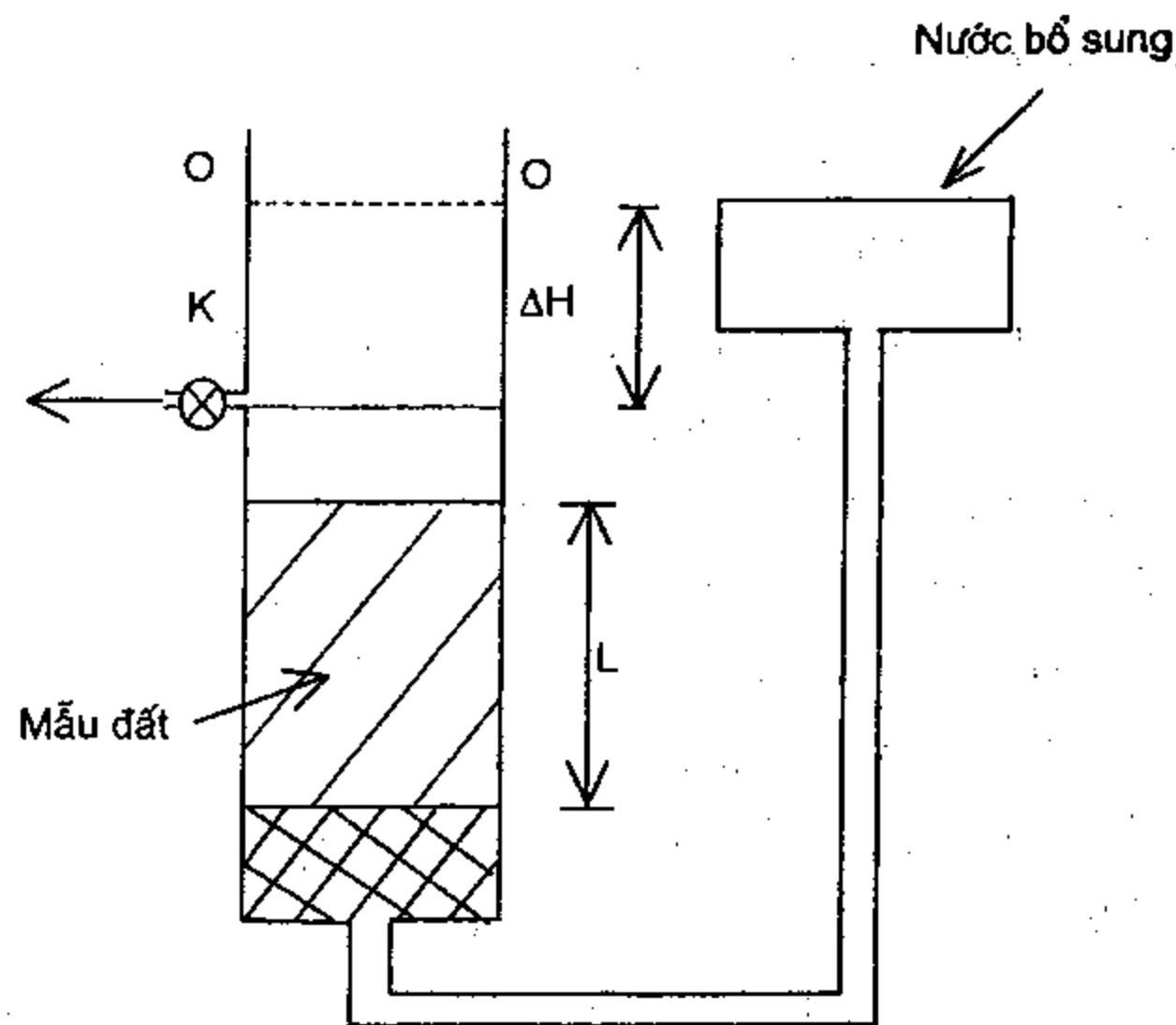
1.7. Áp lực dòng thấm lên đất

Áp lực thấm

Khảo sát dòng thấm qua đất trong mô hình sau. Khi mở van K, nước thấm qua mẫu dưới tác động của chênh cột nước ΔH . Lực thấm hướng lên, J, tác động lên các hạt đất trong mẫu. Khi van K đóng lại, nước dâng lên đến mức O - O và ổn định. Dòng thấm không còn chứng tỏ áp lực cột nước cân bằng với áp lực thấm:

$$J = \Delta H \gamma_0$$

trong đó: A = diện tích tiết diện ngang của mẫu; γ_0 = trọng lượng thể tích đơn vị của nước.



Hình II.8. Mô hình xác định áp lực thấm.

Khi dòng thấm ổn định, vận tốc thấm tại mọi điểm như nhau, áp lực thấm phân bố đều trong đất. Lực thấm trong một đơn vị thể tích đất, kí hiệu j , thường được gọi là áp lực thấm và được xác định theo:

$$j = \frac{J}{V} = \frac{\Delta H \times A \times \gamma_0}{L \times A} = I \gamma_0 \quad (\text{II.10})$$

Gradient thủy lực tới hạn

Nếu gradient thủy lực I tăng, áp lực thấm j tăng đến mức thắng được trọng lượng bản thân các hạt thì các hạt đất bị đẩy nổi lơ lửng. Hiện tượng này được gọi là hiện tượng "đất sôi". Gradient thủy lực giới hạn xuất hiện hiện tượng sôi gọi là gradient thủy lực tới hạn, kí hiệu i_c :

$$i_c = \frac{\gamma_{bh} - \gamma_0}{\gamma_0} = \frac{\gamma_{dn}}{\gamma_0} \quad (\text{II.11})$$

§2. TÍNH NÉN LÚN CỦA ĐẤT

Biến dạng là sự thay đổi thể tích hoặc hình dạng của khối đất dưới tác dụng của tải trọng và các tác động. Do cấu tạo đặc trưng của khối đất, biến dạng chủ yếu xuất phát từ sự thay đổi thể tích các lỗ rỗng và một phần là sự sắp xếp lại vị trí các hạt đất. Do đặc điểm của tải trọng công trình lên đất, biến dạng của đất chủ yếu là biến dạng nén gây chuyển vị đứng và hậu quả là công trình có thể bị lún quá mức dẫn đến không thể sử dụng được bình thường, thậm chí gây phá hoại công trình hoặc bộ phận công trình. Do

đó, thường khi nói đến biến dạng của đất ta thường nói đến biến dạng lún, nói đến đặc tính biến dạng của đất cũng chủ yếu nói đến tính nén lún của đất. Các biến dạng dẫn đến chuyển vị ngang ít gặp trong thực tế hơn sẽ được đề cập riêng khi có nguy cơ xuất hiện. Tính nén lún của đất được nghiên cứu hoặc trong phòng thí nghiệm thông qua các thí nghiệm nén thực hiện với các mẫu đất nguyên dạng hoặc các nghiên cứu hiện trường bằng các thiết bị chuyên dụng.

Đất có cấu tạo phức tạp, đặc biệt là sự tồn tại các lỗ rỗng trong đất và nước trong các lỗ rỗng thay đổi liên tục theo thời gian tồn tại, theo biến đổi của môi trường và thời tiết làm cho tính chất của đất khi biến dạng cũng rất phức tạp. Các đặc điểm biến dạng của đất do đó phải được nghiên cứu trước hết từ các thí nghiệm. Các thí nghiệm hiện trường khác nhau có thể cho ta hình ảnh của các đặc điểm đó phù hợp với từng mục đích sử dụng đất nhưng thường gặp nhiều khó khăn khi thực hiện. Hơn nữa, ngoài một số thí nghiệm truyền thống gắn gũi với tính chất làm việc thực của đất, các thí nghiệm hiện trường hiện nay chưa có đủ các mô hình lí thuyết tính toán kèm theo đáng tin cậy trong khi những tính toán dự báo hiện nay được xây dựng trên cơ sở các mô hình đất đơn giản hóa với các đặc điểm biến dạng rút ra từ kết quả nghiên cứu các mẫu đất đại diện. Việc tính toán dựa vào kết quả thí nghiệm hiện trường do đó phải chuyển đổi sang mô hình tính toán sẵn có dựa theo các kết quả thống kê. Điều này đòi hỏi hai kiểu thí nghiệm nói trên cần được kết hợp để có thể bổ sung cho nhau cho phép ta tìm hiểu đặc điểm biến dạng của đất một cách đầy đủ cũng như cho phép cung cấp các thông số biến dạng phục vụ tính toán sử dụng đất nền vào công trình.

Các phần dưới đây lần lượt trình bày các vấn đề cơ bản liên quan đến biến dạng của đất, các đặc điểm và đặc trưng của biến dạng. Giả thiết cơ bản được áp dụng trong các lý thuyết dưới đây là biến dạng của bản thân các hạt đất so với biến dạng của toàn bộ khối đất là rất nhỏ và có thể bỏ qua. Giả thiết này nói chung là hợp lí vì biến dạng thể tích tương đối của bản thân hạt đất trong phạm vi tải trọng công trình chỉ trong khoảng 1/1600 (Head, 1986) so với đất có tính nén thấp.

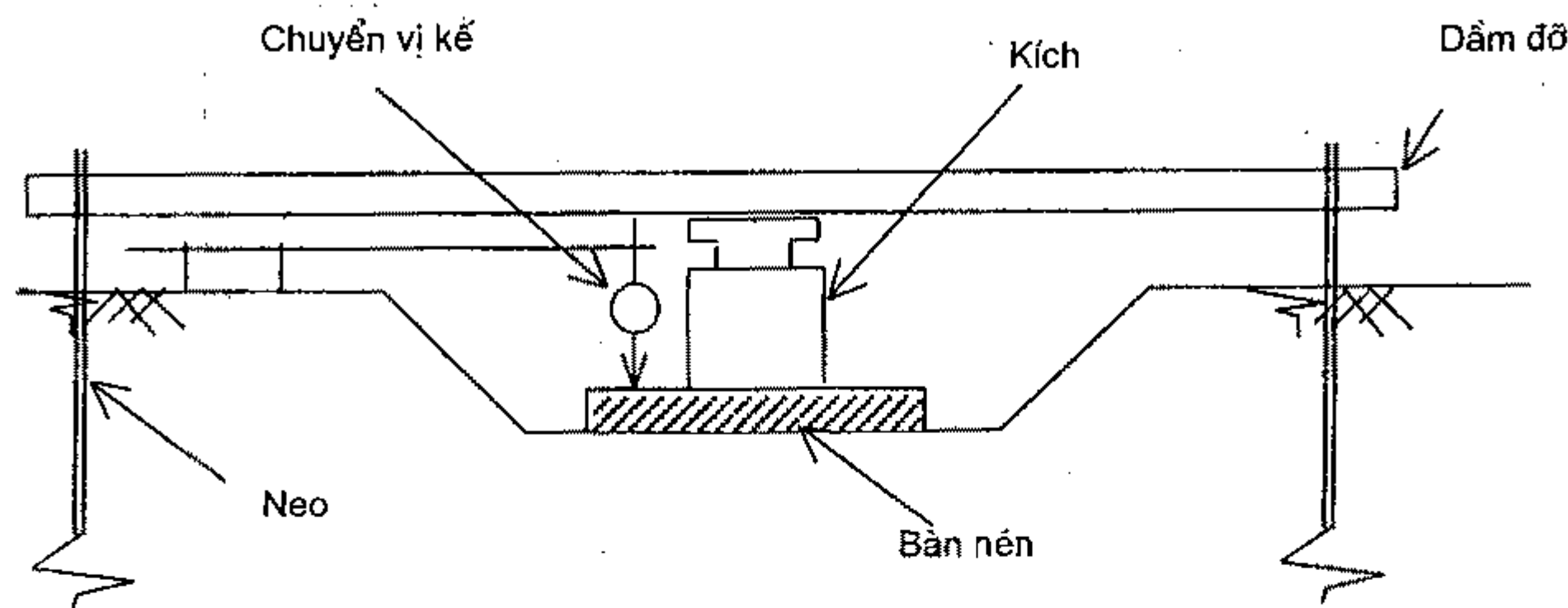
2.1. Thí nghiệm bàn nén và các đặc điểm biến dạng của đất

2.1.1. Thí nghiệm bàn nén hiện trường

Thí nghiệm bàn nén là phương tiện thích hợp nhất để nghiên cứu biến dạng của đất. Thiết bị thí nghiệm bao gồm tấm nén cứng đặt trên nền ở độ sâu cần nghiên cứu, bộ phận gia tải và thiết bị đo lún. Các bộ phận này được bố trí theo sơ đồ nguyên lí trên hình II.9.

Bàn nén là một tấm phẳng có độ cứng đủ lớn để không bị biến dạng do phản lực đất gây ra, đảm bảo cho đáy bàn nén luôn tiếp xúc với đất nền, tải trọng tác dụng lên đất phân bố theo quy luật bậc nhất. Trong thực tế, bàn nén thường có dạng hình tròn hoặc hình vuông. Kích thước bàn nén tùy thuộc vào yêu cầu nghiên cứu mà lựa chọn cho

thích hợp. Các dạng bàn nén sử dụng ở Việt Nam có diện tích tối thiểu là 5000 cm^2 (bàn nén tròn), diện tích thông dụng là 10000 cm^2 (bàn nén vuông). Trường hợp nghiên cứu, đánh giá chất lượng đất nền sau xử lý, chẳng hạn bằng cọc cát nén chặt, diện tích bàn nén lớn được sử dụng đủ đảm bảo bao trùm lên ít nhất là một cọc do đó kích thước vuông cạnh 2m là thích hợp.



Hình II.9. Sơ đồ bố trí thí nghiệm bàn nén

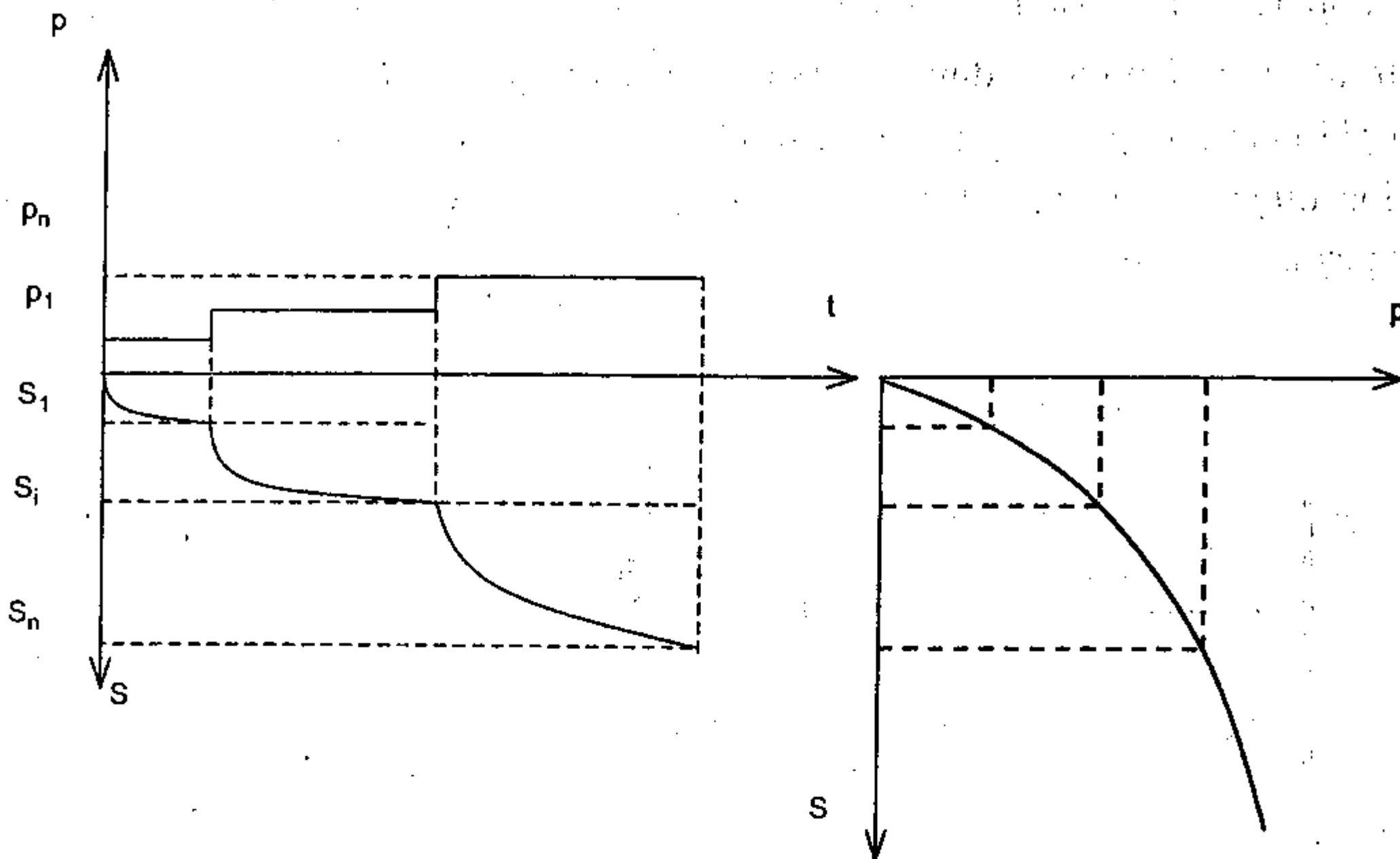
Hệ thống gia tải bao gồm kích thủy lực và hệ đối trọng. Đối trọng trong thí nghiệm bàn nén thường là dầm đỡ gắn chặt vào neo xoắn xuống đất. Số lượng dầm và neo tùy thuộc tải trọng tối đa thí nghiệm dự kiến.

Hệ thống đo gồm đồng hồ đo lún (chuyển vị kế) có độ chính xác đến $0,01 \text{ mm}$ tối thiểu là 02 chiếc bố trí đối xứng qua bàn nén và được gắn cố định vào một dầm chuẩn sao cho cao độ của điểm gắn đồng hồ không được thay đổi trong suốt quá trình thí nghiệm; thiết bị đo tải trọng lên bàn nén. Trong quá trình thí nghiệm, tải trọng được tăng hoặc giảm theo từng cấp, ở mỗi cấp tải trọng được giữ không đổi cho đến khi nền được xem là kết thúc lún hoặc kết thúc thí nghiệm.

2.1.2. Kết quả thí nghiệm và các đặc điểm biến dạng của đất

Việc thí nghiệm được thực hiện với tải trọng tăng theo từng cấp, ở mỗi cấp tải trọng được duy trì cho đến khi nền kết thúc lún và kết quả được biểu diễn trên hai đồ thị hình II.10. Dựa vào kết quả thí nghiệm các kết luận về tính chất biến dạng lún của đất nền sau đây được rút ra:

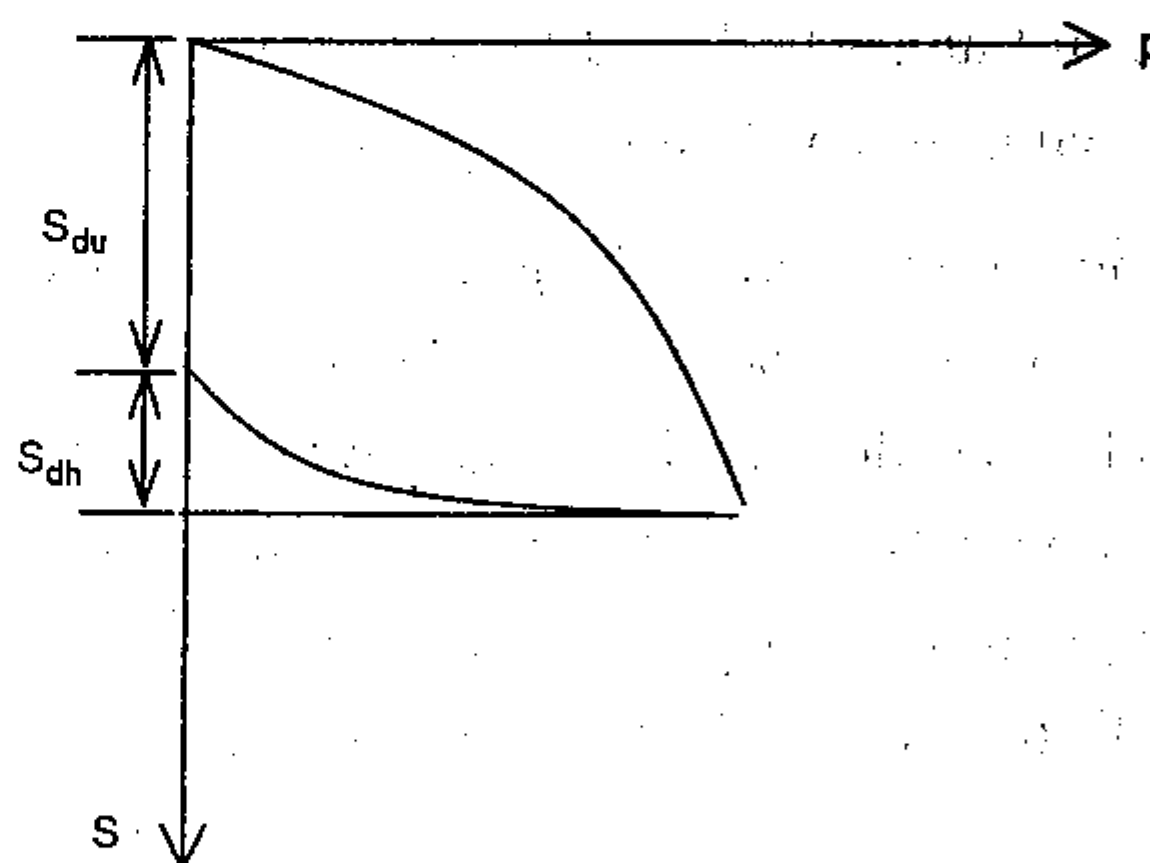
1. Lún của đất không xảy ra tức thời mà phát triển dần theo thời gian. Khi tải trọng chưa lớn, độ lún của nền tăng dần theo thời gian và đạt đến giá trị ổn định. Quá trình lún theo thời gian của đất được gọi là quá trình cố kết của đất; khi tải trọng đủ lớn, lún của nền có thể không tăng dần mà phát triển liên tục. Một cách gần đúng có thể nói rằng đất dưới bàn nén đã bị chảy dẻo.



Hình 11.10. Kết quả thí nghiệm bèn nén hiện trường

- Lún của nền tăng theo cường độ của tải trọng nén theo hai giai đoạn: khi tải trọng bé độ lún với tải trọng có quan hệ gần như là tuyến tính và trong thực tế, quan hệ tuyến tính được chấp nhận; khi tải trọng đủ lớn, quan hệ độ lún - tải trọng là quan hệ phi tuyến.

2. Khi thí nghiệm nén đến một giá trị tải trọng nào đó rồi tiến hành dỡ tải, quan hệ giữa tải trọng và độ lún có dạng như trên đồ thị hình 11.11.

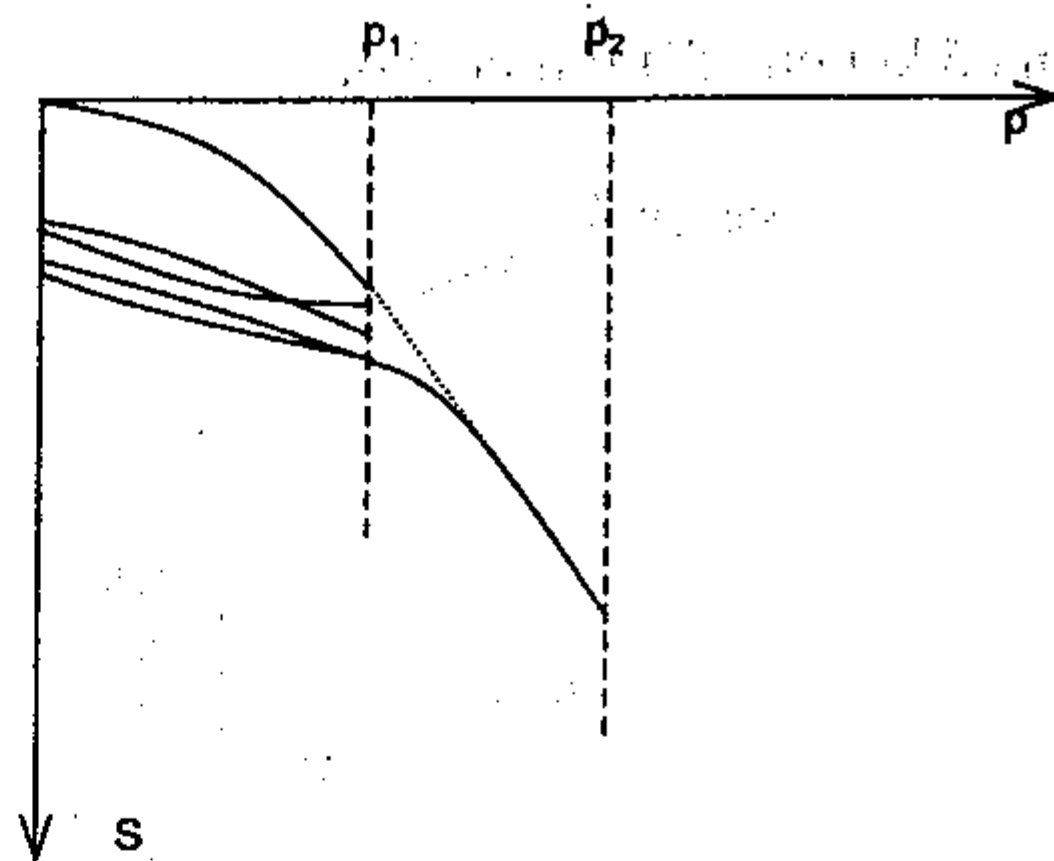


Hình 11.11. Kết quả thí nghiệm nén - dỡ tải

Độ lún của nền sau khi đã dỡ hết tải, chỉ một phần độ lún được phục hồi trong khi vẫn còn một lượng đáng kể không phục hồi được và được gọi là biến dạng dư. Nói chung biến dạng dư lớn hơn rất nhiều so với biến dạng phục hồi được.

Đồ thị hình 11.12 cho biết quan hệ độ lún - tải trọng trong thí nghiệm trùng phục đến tải trọng p_1 và vượt tải đến p_2 . Kết quả thí nghiệm cho ở các lần nén - dỡ tải tiếp theo dưới tải trọng p_1 độ lún dư giảm dần trong khi lún phục hồi được tăng dần. Khi số lần nén - dỡ tải đạt giá trị nào đó, trong đất chỉ có lún phục hồi được được gọi là đã đạt đến trạng thái giới hạn nén chặt dưới tải trọng p_1 .

Khi tải trọng vượt qua p_1 , biến dạng dư lại xuất hiện và quá trình lại tiếp tục xảy ra tương tự dưới tải trọng p_1 cho đến khi đạt tới giới hạn nén chặt mới. Đặc điểm này được ứng dụng trong thực tế để thiết kế tổ chức thi công đầm nén đất nhằm xác định trình tự sử dụng thiết bị với tải trọng khác nhau cũng như số lần lu tới thiểu phải đi qua một điểm. Đặc điểm này cũng được sử dụng để giải thích sự phá hoại nền, mặt đường dưới tác dụng của những xe tải nặng vượt quá tiêu chuẩn cho phép lưu hành.



Hình II.12. Kết quả thí nghiệm nén trùng phục

2.2. Thí nghiệm nén đất trong phòng : nén một chiều không nở ngang

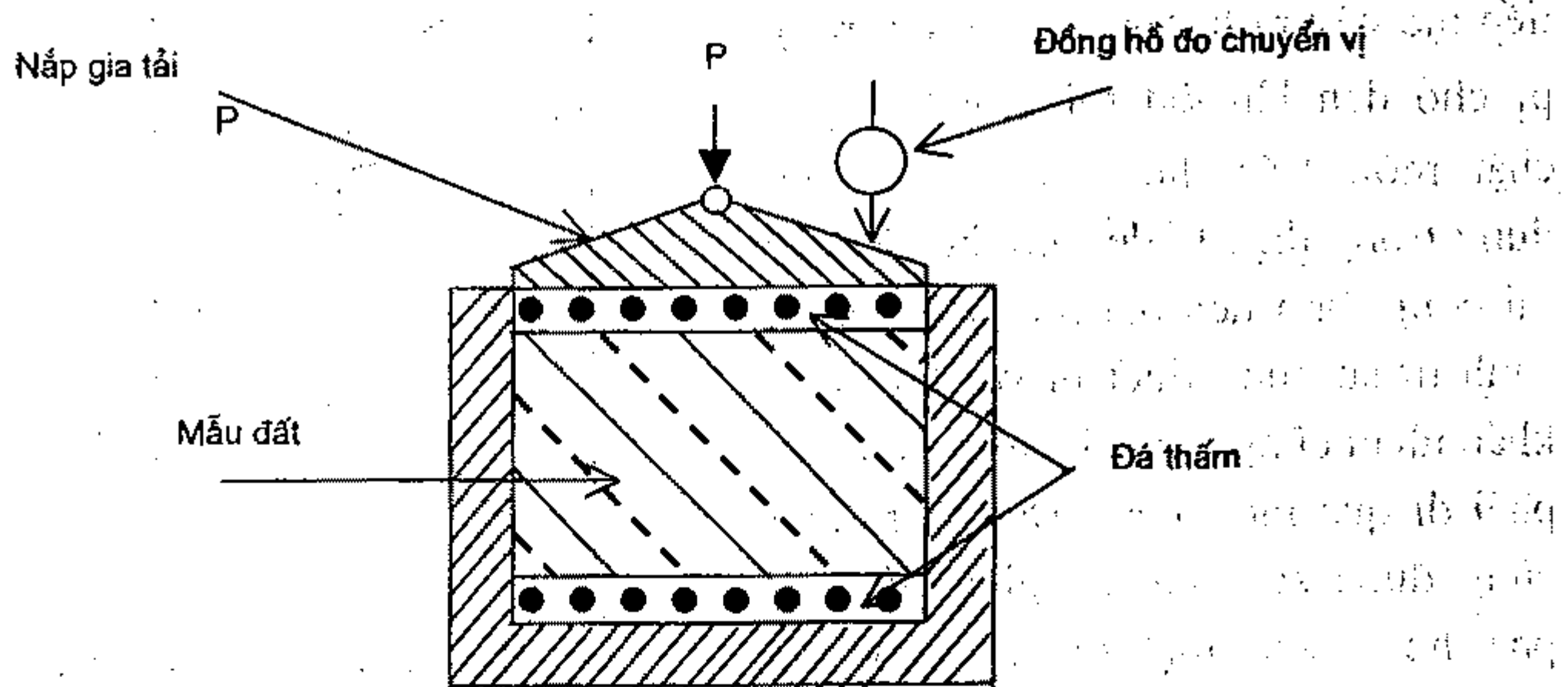
Việc thí nghiệm bàn nén mặc dù phản ánh tương đối phù hợp với tình hình làm việc của đất nền dưới tác dụng của các loại tải trọng nhưng phạm vi áp dụng thường ít phổ biến. Một mặt, thí nghiệm bàn nén chỉ ảnh hưởng đến một độ sâu giới hạn đất dưới bàn. Muốn nghiên cứu các lớp đất ở sâu hơn, việc thí nghiệm trở nên khó áp dụng do công tác chuẩn bị hồ thí nghiệm khó khăn và tốn kém. Mặt khác, sự sai khác giữa kích thước bàn nén với kích thước thật của móng cũng là một cản trở. Thí nghiệm nén trên mẫu đất trong phòng được sử dụng thay thế là một lựa chọn thực tế. Các thí nghiệm nén trong phòng chủ yếu và phổ biến là thí nghiệm nén một chiều không nở ngang thực hiện trên máy nén một chiều (máy oedomet) sẽ được trình bày kỹ dưới đây. Thí nghiệm nén ba chiều nghiên cứu tính biến dạng của đất sẽ được trình bày trong nội dung chuyên về thí nghiệm.

Thiết bị thí nghiệm nén một chiều: thiết bị thí nghiệm nén một chiều làm việc theo sơ đồ nguyên tắc trên hình II.13. Mẫu thí nghiệm được lấy bằng dao vòng có tiết diện $25 \div 50 \text{cm}^2$, chiều cao $2,54 \div 3,6 \text{cm}$. Tải trọng nén một chiều phân bố đều trên mẫu gây ra chỉ chuyển vị đứng. Chuyển vị đứng được đo bằng đồng hồ biến dạng có độ chính xác đến $0,01 \text{mm}$ gắn trực tiếp lên nắp gia tải.

Cách thí nghiệm: Tải trọng nén thí nghiệm P được tăng dần theo từng cấp, cấp sau gấp đôi cấp trước đó. Tùy thuộc vào loại đất, độ sâu lấy mẫu, cấp tải trọng đầu tiên ứng với ứng suất nén $\sigma = 12; 25; 50$ hoặc 100kN/m^2 .

Dưới mỗi cấp tải trọng, độ lún được theo dõi cho đến khi đạt tới sự ổn định quy ước - thường sau 24h lún không quá $0,01 \text{mm}$ là được. Sự thay đổi độ lún theo thời gian

$S = f(t)$ được thu thập ở những khoảng thời gian khác nhau sẽ được đề cập kỹ hơn trong phần cấu kết của đất ở mục 2.4.



Hình II.13. Mô hình hộp nén và thí nghiệm nén một chiều

Kết quả thí nghiệm

Số liệu thu thập được từ thí nghiệm nén là tổng độ lún S_i ứng với mỗi cấp ứng suất nén $\sigma_i = \frac{P_i}{A}$, trong đó P_i là tải trọng nén và A là diện tích tiết diện ngang của mẫu. Với thời gian thí nghiệm như đã nói ở trên, ứng suất nén trong mẫu có thể coi là ứng suất hữu hiệu, σ' . Để tiện cho việc trình bày, chỉ khi nào thực sự cần thiết để nhấn mạnh mới sử dụng lại kí hiệu (σ), những nơi khác mặc nhiên hiểu là ứng suất hữu hiệu đang được nói tới. Kết quả thí nghiệm nén thường biểu diễn bằng đồ thị quan hệ giữa ứng suất nén với hệ số rỗng của đất theo hai dạng:

- a) dạng $e = f(\sigma)$ là dạng phổ biến trong các tài liệu địa chất ở nước ta;
- b) dạng $e = f(\lg(\sigma))$ được sử dụng phổ biến ở các nước phương Tây.

Đồ thị trong cả hai dạng biểu diễn này đều gọi là đường cong nén trong đó e được tính đổi từ độ lún S với giả thiết trong quá trình lún thể tích các hạt đất không thay đổi:

$$e = e_0 - \frac{S}{h_0}(1 + e_0), \quad (II.12)$$

e_0 là hệ số rỗng ban đầu của đất khi tải trọng nén bằng không ($\sigma = 0$).

Trong thực tế, để tránh nhầm lẫn giữa hệ số rỗng tự nhiên và hệ số rỗng ban đầu (đều thường được kí hiệu e_0) nên tính hệ số rỗng e_i ứng với từng cấp tải trọng nén theo trình tự ngược lại: sau khi nén đến cấp tải trọng cuối cùng, mẫu được thí nghiệm xác định lại γ , γ_k và W , Δ sau đó sử dụng các quan hệ thông thường để xác định hệ số rỗng e_n :

$$e_n = \frac{\Delta\gamma_0}{\gamma_k} - 1 = \frac{\Delta\gamma_0(1+W)}{\gamma} - 1$$

Hệ số rỗng ứng với các cấp tải trọng trước đó được xác định theo công thức:

$$e_i = e_{i-1} - \frac{S_i - S_{i-1}}{h_0 - S_{i-1}} (1 + e_{i-1})$$

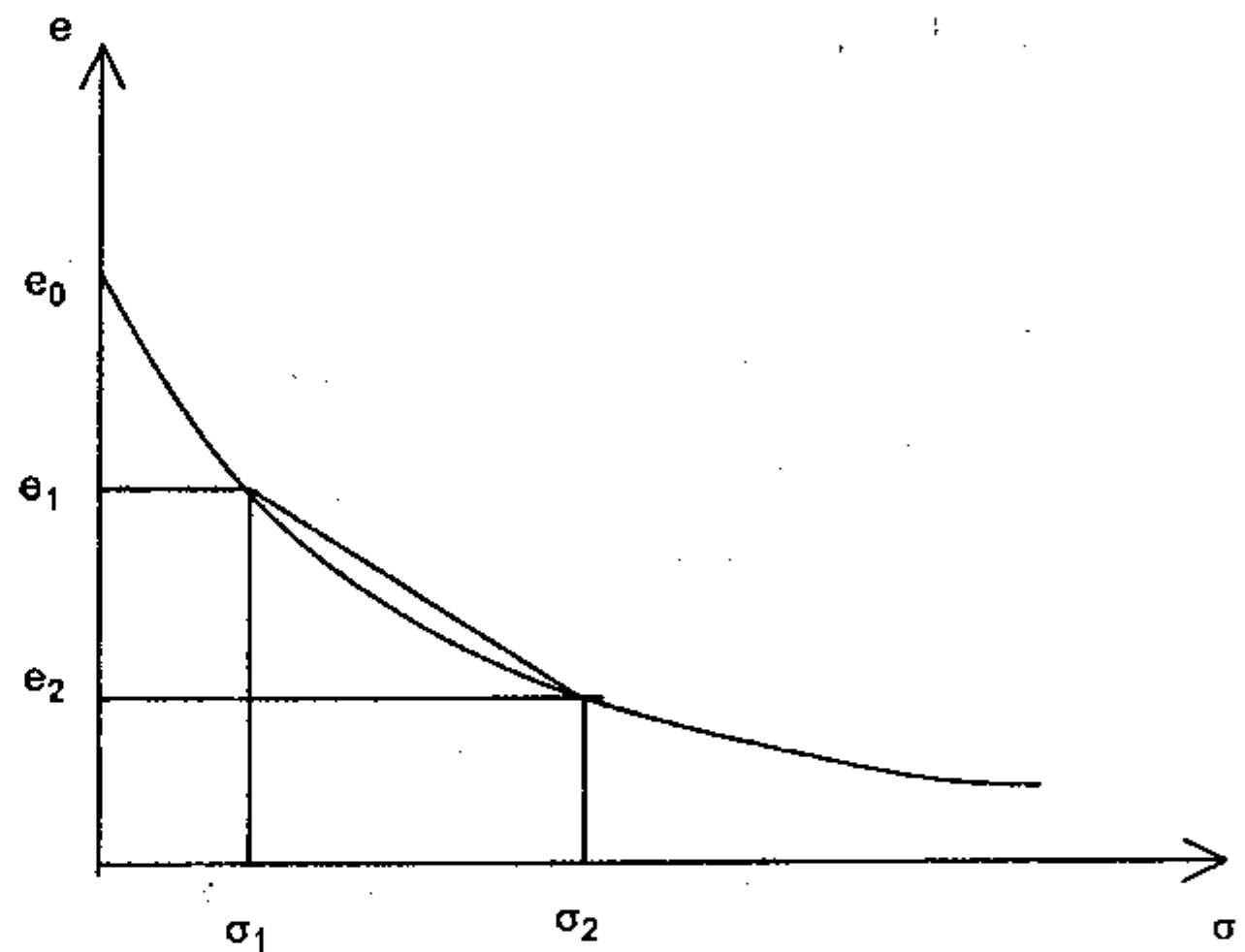
Giải theo e_{i-1} ta có:

$$e_{i-1} = \frac{e_i + \frac{S_i - S_{i-1}}{h_0 - S_{i-1}}}{1 - \frac{S_i - S_{i-1}}{h_0 - S_{i-1}}}$$

Đường cong nén $e = f(\sigma)$ và hệ số nén, a , (đặc trưng biến dạng) của đất

Đường cong $e = f(\sigma)$ có dạng đơn giản hoá như hình vẽ II.14 (nhận được từ thí nghiệm nén mẫu đất chế bị). Độ dốc của đường cong, $\frac{de}{d\sigma}$, biểu thị mức độ biến dạng của đất.

Trong thực tế làm việc, sự thay đổi của ứng suất trong đất trước và sau khi có tác động của công trình thường không lớn do đó người ta sử dụng độ dốc trung bình của đường cong trên một khoảng thay đổi nào đó của ứng suất làm đặc trưng biến dạng của đất, kí hiệu a , và được gọi là hệ số nén trong khoảng thay đổi của ứng suất nén từ σ_1 đến σ_2 :



Hình II.14. Đường cong nén $e = f(\sigma)$

$$a = -\frac{\Delta e}{\Delta \sigma} = \frac{e_1 - e_2}{\sigma_2 - \sigma_1} \quad (\text{II.13})$$

Khi $\Delta\sigma \rightarrow 0$, giá trị của a dần tới giới hạn xác định hệ số nén tại một ứng suất nén nào đó và được dùng trong nghiên cứu các bài toán lí thuyết biến dạng của đất:

$$a = \left(-\frac{\partial e}{\partial \sigma} \right) \quad (\text{II.13a})$$

Hệ số nén lún a được sử dụng làm đại lượng đặc trưng cho tính nén lún của đất. Đất có hệ số nén càng lớn thì tính biến dạng càng cao và ngược lại. Tuy vậy, cần lưu ý rằng, đối với một loại đất nào đó a không phải là một hằng số mà còn phụ thuộc vào khoảng thay đổi của ứng suất:

$$a = f(\text{đất}, \sigma_1, \Delta\sigma)$$

Khái niệm a luôn được phát biểu gắn liền với khoảng thay đổi ứng suất.

Hệ số nén thể tích của đất

Trong thí nghiệm nén một chiều, chúng ta chấp nhận giả thiết thực tế là thể tích các hạt đất không thay đổi do đó khi gia tăng ứng suất lên đất một lượng $\Delta\sigma$, độ lún tương ứng của mẫu là ΔH ứng với sự giảm thể tích ΔV , giảm hệ số rỗng Δe . Quan hệ sau đây được nghiệm đúng:

$$\frac{\Delta V}{V} = \frac{\Delta H}{H_0} = \frac{\Delta e}{1 + e_0} \quad (\text{II.14})$$

trong đó: V = tổng thể tích ban đầu của mẫu, $V = AH_0$; A = diện tích tiết diện ngang mẫu; H_0 = chiều cao ban đầu của mẫu; e_0 = hệ số rỗng ban đầu. Lưu ý đến (II.13) ta có $\Delta e = a\Delta\sigma$, do đó:

$$\Delta V = \frac{a\Delta\sigma}{1 + e_0} V = \frac{a}{1 + e_0} \Delta\sigma V = m_v \Delta\sigma V \quad (\text{II.15})$$

trong đó: e_0 chính là hệ số rỗng trước khi gia tăng ứng suất $\Delta\sigma$ ($e_0 = e_1$ trong II.13). Nếu sự thay đổi ứng suất $\Delta\sigma = 1$ thì $m_v = \Delta V$ khi $V = 1$ hay m_v chính là lượng thay đổi của thể tích đơn vị khi ứng suất tăng 1 đơn vị và được gọi là hệ số nén thể tích:

$$m_v = \frac{a}{1 + e_0} \quad (\text{II.16})$$

Độ lún của mẫu, ΔH , có thể tính thông qua hệ số nén thể tích theo biểu thức:

$$\Delta H = m_v \Delta\sigma H_0 \quad (\text{II.17})$$

Ví dụ II.3a: Số liệu thí nghiệm nén một chiều đất thu thập được như sau:

Ứng suất nén, σ (kG/cm ²)	0,12	0,25	0,5	1,0	2,0	4,0	8,0
Độ lún, S (mm)	0,40	0,67	0,96	1,39	1,75	2,08	2,24

Hãy vẽ đường cong nén $e = f(\sigma)$ và xác định hệ số nén của đất khi ứng suất nén thay đổi từ $\sigma_1 = 0,75$ kG/cm² đến $\sigma_2 = 2,0$ kG/cm². Biết rằng chiều cao ban đầu của mẫu $h_0 = 20$ mm và hệ số rỗng ban đầu $e_0 = 1,050$.

Giải:

Bước 1: Tính hệ số rỗng của đất ứng với các cấp ứng suất nén theo công thức (II.12):

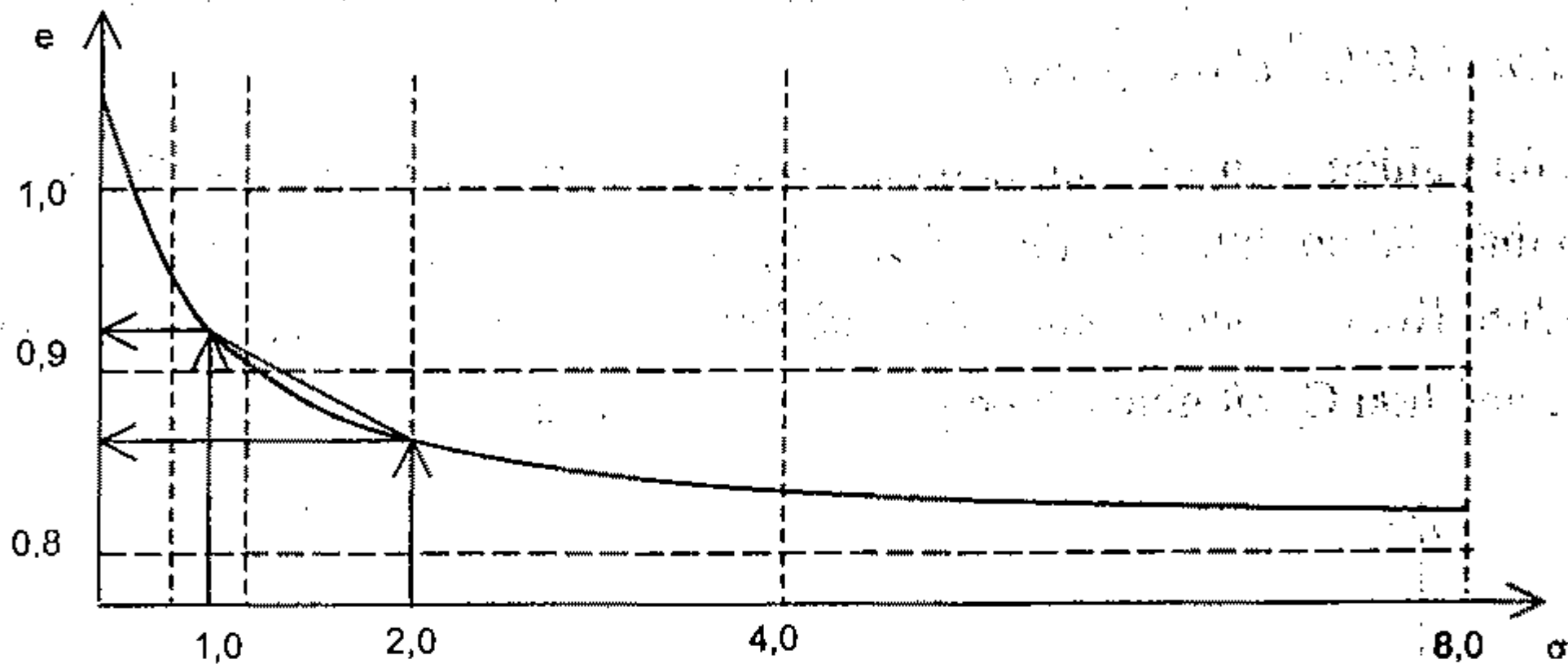
với $\sigma_1 = 0,5$ kG/cm², $S_1 = 0,96$ mm:

$$e = e_0 - \frac{S}{h_0}(1 + e_0) = 1,050 - \frac{0,96}{20}(1 + 1,050) = 0,952$$

Tương tự ta có kết quả ghi trong bảng sau

Ứng suất nén, σ (kG/cm ²)	0,12	0,25	0,5	1,0	2,0	4,0	8,0
Độ lún, S (mm)	0,40	0,67	0,96	1,39	1,75	2,08	2,44
Hệ số rỗng, e	1,009	0,981	0,952	0,908	0,871	0,837	0,804

Bước 2: Dựa vào kết quả tính, vẽ đồ thị đường cong nén:



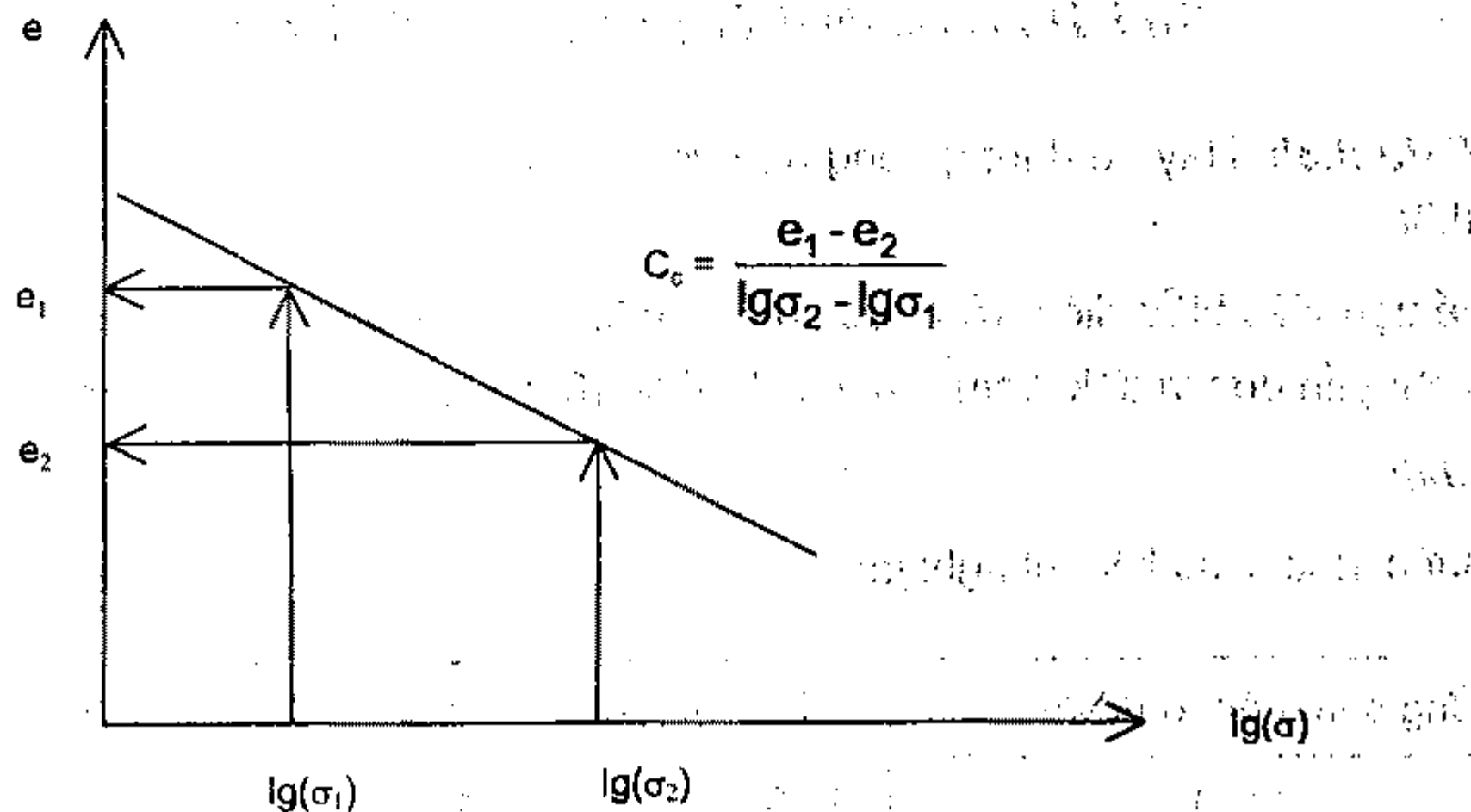
Hình II.15. Đường cong nén $e = f(\sigma)$ ví dụ II.3a

Bước 3: Tính hệ số nén theo công thức (II.13):

$$a = \frac{e_1 - e_2}{\sigma_2 - \sigma_1} = \frac{0,924 - 0,871}{2,00 - 0,75} = 0,042 \text{ cm}^2/\text{kG}$$

Đường cong $e = f(\lg(\sigma))$ và chỉ số nén, C_c , của đất

Đường cong nén $e = f(\lg(\sigma))$ có dạng như trên hình II.16 tương ứng với dạng đơn giản hóa phù hợp với đường cong nén trên hình II.14.



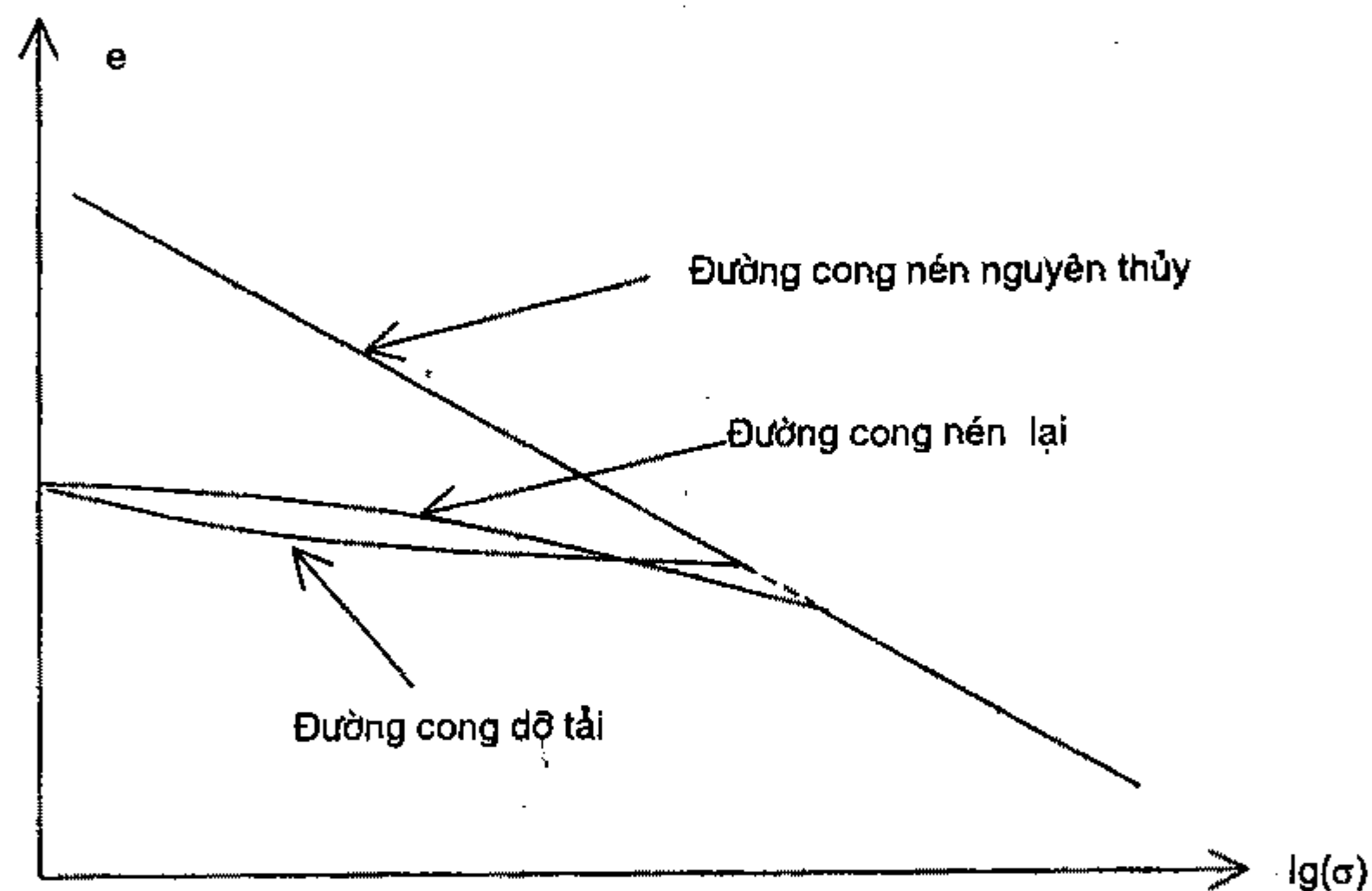
Hình II.16. Đường cong nén dạng $e = f(\lg(\sigma))$

Đặc trưng biến dạng của đất khi biểu diễn dạng $e = f(\lg(\sigma))$ được biểu thị bằng độ dốc của đường cong nén gọi là chỉ số nén, kí hiệu C_c xác định theo biểu thức sau:

$$C_c = \frac{e_1 - e_2}{\lg(\sigma_2) - \lg(\sigma_1)} \quad (II.18)$$

Lưu ý rằng, $[\lg(\sigma_2) - \lg(\sigma_1)] = \lg(\sigma_2/\sigma_1)$ nên đơn vị tính của σ trở nên không quan trọng. Tuy vậy, để thuận lợi cho biểu diễn đồ thị cũng như tính toán trong thực tế thường sử dụng đơn vị kN/m^2 cho ứng suất.

Việc thí nghiệm nén - dỡ tải mẫu đất trong hộp nén một chiều cho kết quả trên hình II.17 cho thấy đất có tính "nở" thấp: Đất chỉ phục hồi được biến dạng khi tải trọng được dỡ bỏ đủ lớn. Kết quả nén lại khôi phục dần trạng thái trước đó theo đường cong nén lại có độ dốc nhỏ hơn C_c rất nhiều được gọi là chỉ số nén lại, kí hiệu C_r .



Hình II.17. Đồ thị đường cong nén - dỡ tải dạng $e = f(\lg(\sigma))$

Ví dụ II.3b. Hãy vẽ đường cong nén và xác định chỉ số nén với số liệu thí nghiệm cho trong ví dụ II.3a.

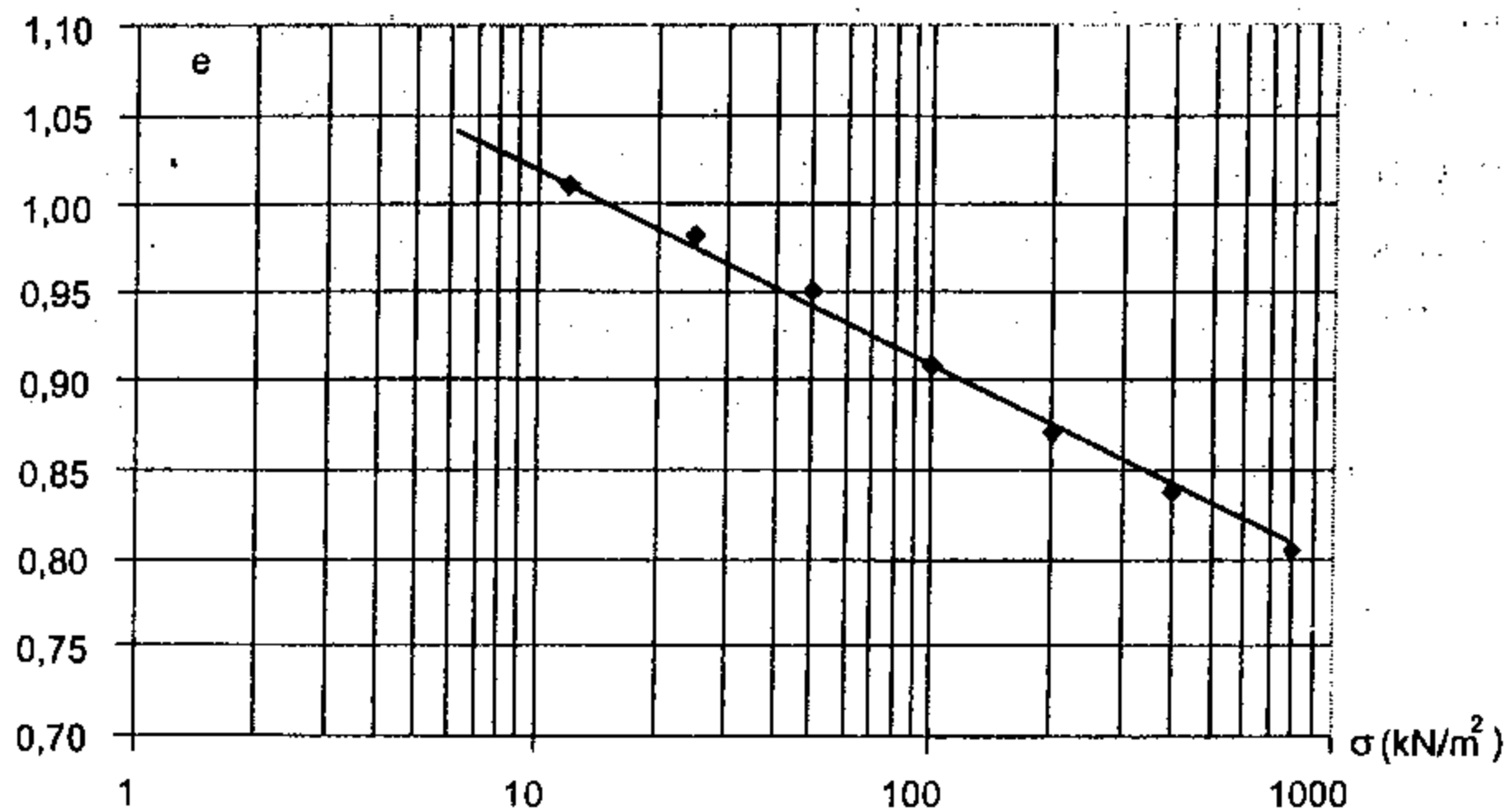
Để tiện việc biểu diễn trên trục số giá trị $\lg\sigma$, giá trị ứng suất nén nên theo đơn vị chuẩn SI. Hệ số chuyển đơn vị từ kG/cm^2 sang kN/m^2 là 100: $1kG/cm^2 = 100 kN/m^2$.

Giải:

Bước 1: xử lí số liệu thí nghiệm

Ứng suất nén, σ (kN/m^2)	12	25	50	100	200	400	800
$\lg(\sigma)$	1,097	1,398	1,70	2,00	2,30	2,60	2,90
Hệ số rỗng, e	1,009	0,981	0,952	0,908	0,871	0,837	0,804

Bước 2: vẽ đường cong nén $e = f(\lg(\sigma))$



Hình II.18. Đồ thị đường cong nén $e = f(\lg \sigma)$ ví dụ II.3b

Bước 3: xác định các đặc trưng biến dạng C_c

$$\sigma = 200, \quad \lg(200) = 2,301, \quad e = 0,875 \text{ (lấy theo đường đồ thị)}$$

$$\sigma = 800, \quad \lg(800) = 2,903, \quad e = 0,805 \text{ (lấy theo đường đồ thị)}$$

$$C_c = \frac{0,875 - 0,805}{2,903 - 2,301} = 0,116$$

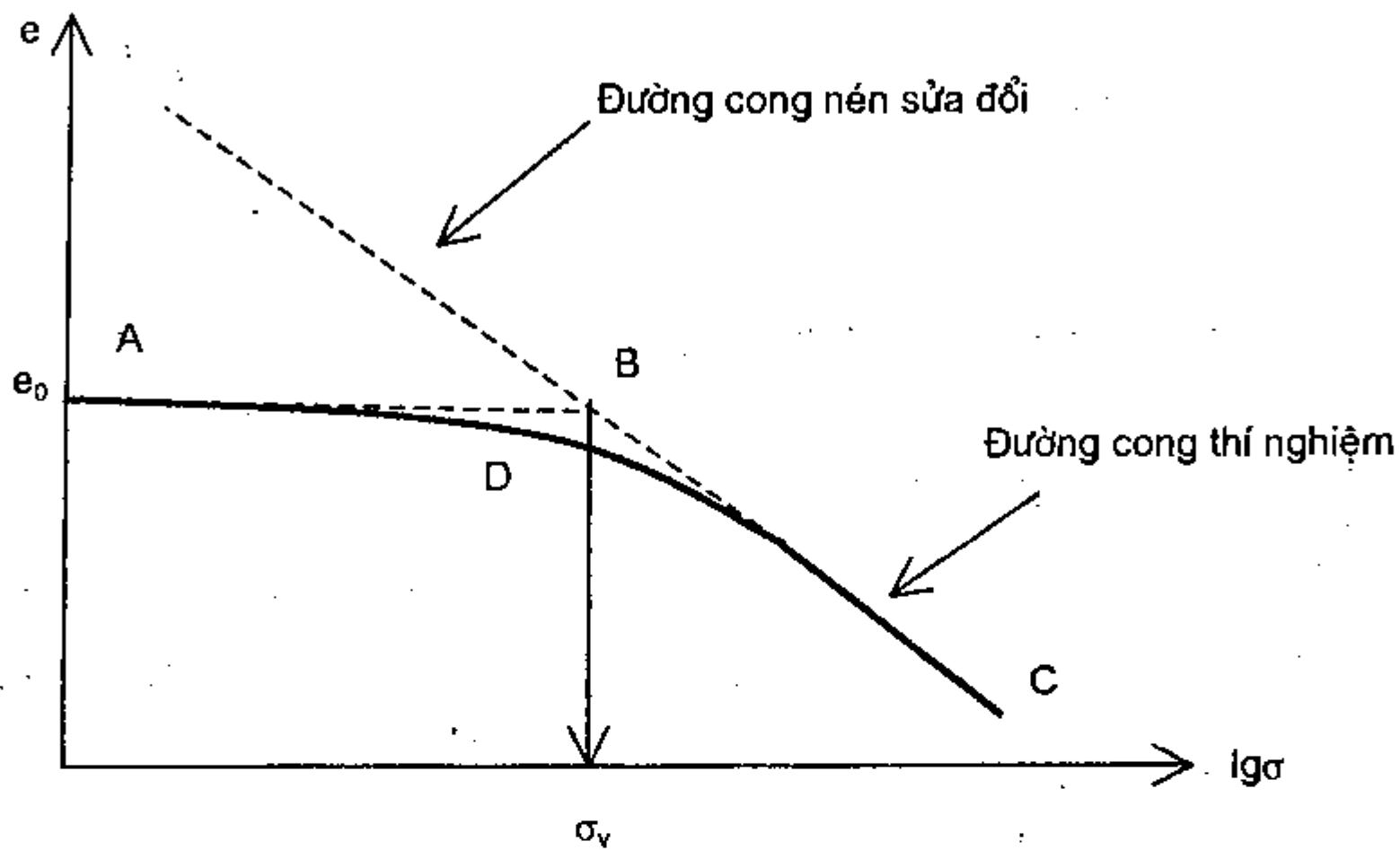
Thí nghiệm nén mẫu đất nguyên dạng lấy từ độ sâu nào đó trong đất.

Khảo sát kết quả nén một mẫu đất nguyên dạng được lấy lên từ độ sâu H nào đó trong tầng đất đồng nhất và có đặc điểm biến dạng như nhau. Ở trạng thái tự nhiên, phân tố đất tại độ sâu H chịu tác dụng của trọng lượng bản thân các lớp đất bên trên. Ứng suất nén theo phương đứng tương ứng được gọi ứng suất tầng phủ, kí hiệu σ'_v : $\sigma'_v = \gamma_{tb}H$, trong đó γ_{tb} - trọng lượng riêng trung bình của các lớp đất trên độ sâu H. Hệ số rỗng tương ứng được gọi là hệ số rỗng tự nhiên của đất, kí hiệu là e_v . Khi mẫu được lấy ra khỏi đất, ứng suất giảm xuống bằng không, đất đã trải qua quá trình dỡ tải làm cho mẫu bị nở ra, hệ số rỗng khi đó xác định được theo các chỉ tiêu vật lí của đất thường kí hiệu e_0 và được hiểu như là hệ số rỗng tự nhiên của đất. Trong thực tế $e_0 = e_v + \delta e$ nhưng nói chung δe tương đối bé, do đó có thể chấp nhận $e_0 = e_v$ hay ngược lại $e_v = e_0$:

$$e_v = e_0 = \frac{\Delta \gamma_0 (1 + W)}{\gamma} - 1$$

Khi mẫu bị nén dưới tải trọng thí nghiệm $\sigma \leq \sigma'_v$, đường cong nén lúc này chính là đường cong nén lại với độ dốc C_r kéo dài đến giá trị ứng suất nén mà mẫu đã từng trải

qua trong "quá khứ", σ_v . Khi ứng suất nén $\sigma > \sigma_v$, đường cong nén dần trở lại đường cong nén nguyên thủy với độ dốc C_c . Trên đồ thị hình II.19, điểm B đại diện cho đất ở trạng thái tự nhiên; điểm A - đất sau khi đã nở ra do giảm ứng suất vì lấy mẫu; đoạn BA - đường cong nở do giảm ứng suất; đoạn AD - đoạn đường cong nén lại; ADC - đoạn đường cong nén nguyên thủy đối với mẫu đã bị giảm ứng suất; BC chính là đường cong nén thực sự của đất. Điểm B hoàn toàn phụ thuộc độ sâu lấy mẫu, do đó một đường cong nén không phụ thuộc độ sâu lấy mẫu phải được sửa đổi lại như trên hình (đường thẳng CB kéo dài với độ dốc C_c).



Hình II.19. Đường cong nén mẫu đất thực tế

- Đường cong nén từ kết quả thí nghiệm mẫu
 - - - - - Đường cong nén đã hiệu chỉnh

Đường cong nén dạng $e = f(\lg\sigma)$ từ thí nghiệm được coi là gồm hai đoạn thẳng giao nhau tại điểm xác định ranh giới nén lại và nén nguyên thủy tương ứng với ứng suất nén tối đa trong quá khứ đối với mẫu. Điểm ranh giới này ứng với giá trị ứng suất lớn nhất, kí hiệu σ_c , mà phân tố đất tại độ sâu lấy mẫu từng trải qua. σ_c do đó được gọi là ứng suất tiền cố kết. Trong thực tế, tùy thuộc loại đất mà giá trị ứng suất tiền cố kết, σ_c , tìm được có thể bằng hoặc khác với ứng suất lớp phủ, σ_v . Cơ học đất phân biệt các trạng thái cố kết của đất sau đây theo quan hệ giữa σ_c và σ_v :

- $\sigma_c = \sigma_v$: đất cố kết bình thường (đất NC: Normally - Consolidated)
- $\sigma_c > \sigma_v$: đất quá cố kết (đất OC: Over - Consolidated)
- $\sigma_c < \sigma_v$: đất chưa cố kết (đất UC: Under - Consolidated)

Đặc điểm biến dạng của từng loại đất nói trên cũng khác nhau tùy thuộc vào trạng thái cố kết của đất và do đó độ lún của nền khi chịu tải cũng khác nhau. Việc xác định σ_c trở nên rất quan trọng, tuy nhiên cả σ_c và σ_v phụ thuộc vào độ sâu lấy mẫu do đó, một

cách gần đúng có thể coi tỉ số giữa σ_c với σ_v không đổi cho một lớp đất thì tỉ số này không phụ thuộc vào độ sâu lấy mẫu và được dùng thay thế làm đặc trưng cho trạng thái cố kết của đất được thí nghiệm. Tỉ số σ_c/σ_v được gọi là hệ số quá cố kết của đất và được kí hiệu là OCR (Over Consolidation Ratio):

$$\text{OCR} = \frac{\sigma_c}{\sigma_v} \quad (\text{II.19})$$

Theo OCR, đất OC có $\text{OCR} > 1$; đất NC có $\text{OCR} = 1$ và đất UC có $\text{OCR} < 1$.

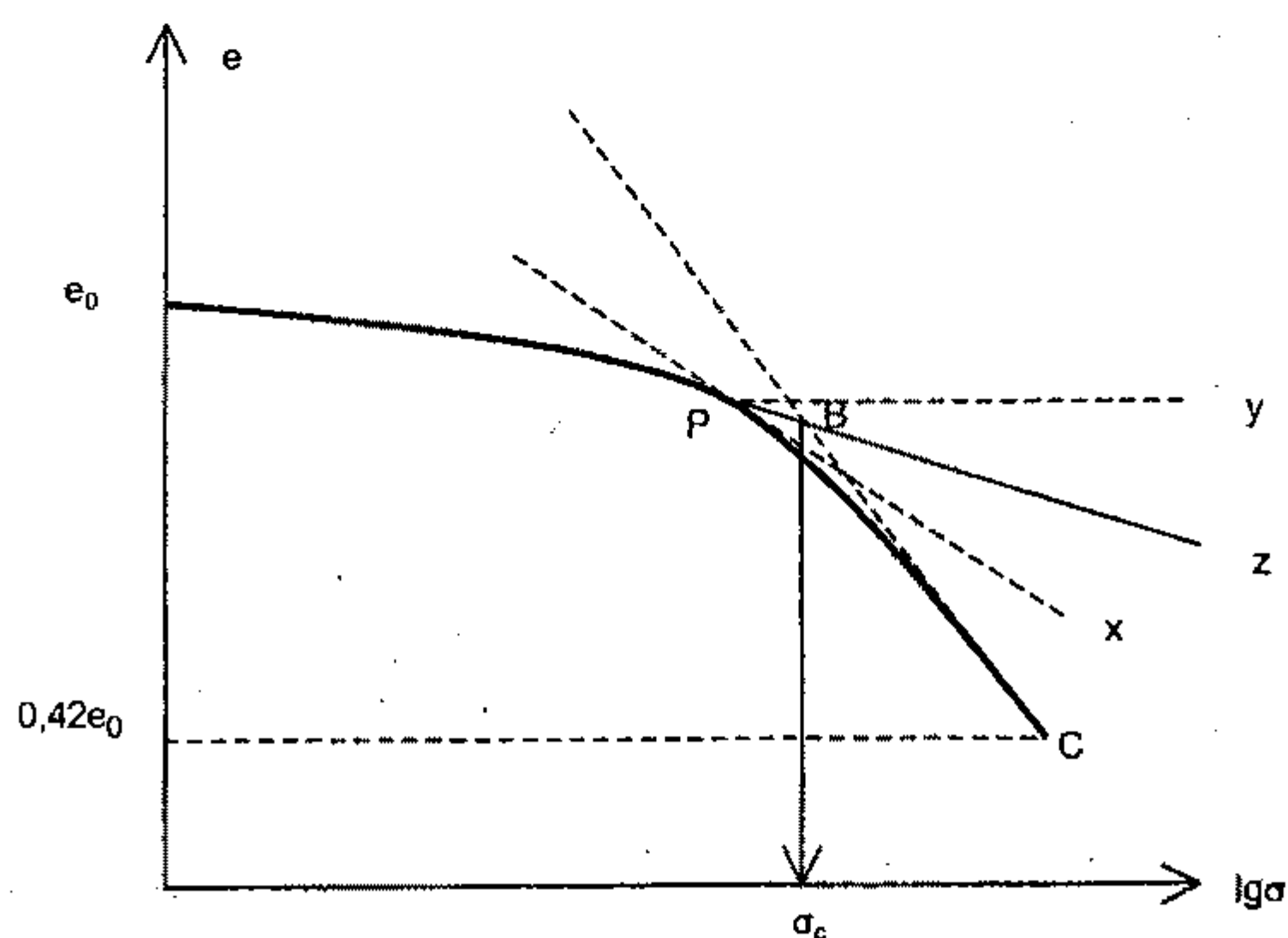
Việc xác định σ_c và do đó là OCR của đất có thể xác định theo một trong hai cách sau:

a) Trên đường cong nén thí nghiệm $e = f(\lg\sigma)$, kéo dài hai đoạn thẳng gặp nhau tại điểm B ứng với hoành độ σ_c .

b) Thủ tục sau đây do Casagrande đề nghị (1936) được coi là hợp lí hơn:

- Mẫu được thí nghiệm đến hệ số rỗng $e_n = 0,42e_0$ (điểm C) kết quả như trên hình II.20.
- Điểm P trên đường cong thí nghiệm là điểm có độ cong nhỏ nhất.
- Từ P kẻ tiếp tuyến Px với đường cong, kẻ Py song song với trục hoành.
- Kẻ Pz là phân giác của góc xPy.
- Kéo dài tiếp tuyến của đoạn đường cong nén thứ hai cắt phân giác Pz tại điểm B được coi là có hoành độ bằng σ_c .

- Nếu $\sigma_c = \sigma_v$, hệ số OCR được xác định bằng 1 và đường cong nén thực tế phải được sửa đổi về đường BC kéo dài đến giá trị σ_v nhỏ nhất mà lớp đất đó có thể có (ứng với độ sâu đỉnh lớp). Trong thực tế, vì những sai sót có thể có khi lấy mẫu và thí nghiệm, đất được coi thuộc loại NC (cố kết bình thường) ngay cả khi $\text{OCR} > 1$ (chẳng hạn, đến 1,5).

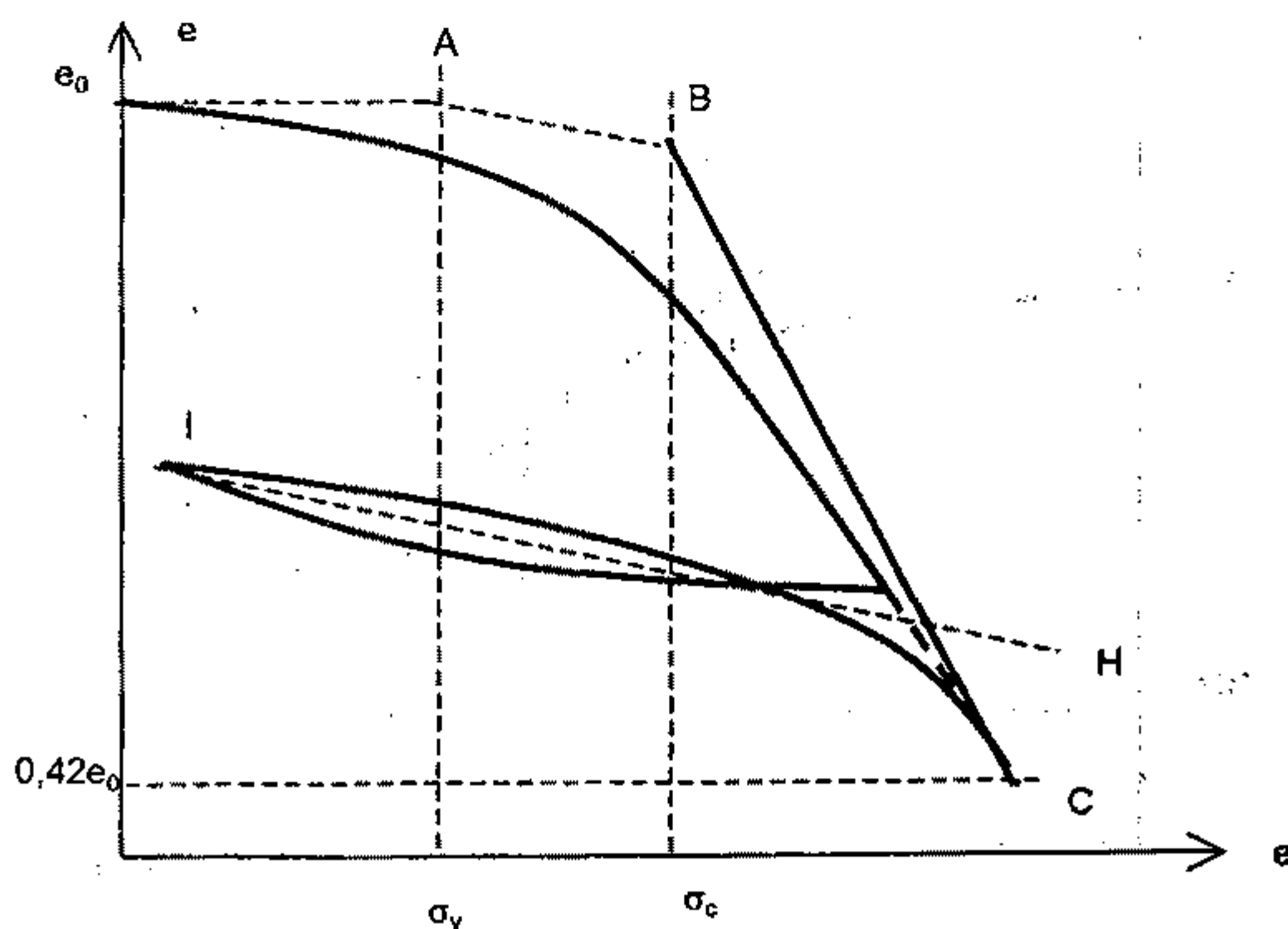


Hình II.20. Xác định σ_c theo phương pháp Casagrande

Trường hợp σ_c xác định theo Casagrande lớn hơn σ_v , $OCR > 1$, đường cong nén phải được sửa đổi theo thủ tục do Schmertmann đề nghị (1955) như sau (đường cong nén cho trên hình II.21):

- Mẫu thí nghiệm được nén và dỡ tải. Nên nén đến hệ số rỗng $e_n = 0,42e_0$.
- σ_c xác định theo thủ tục Casagrande
- Điểm A (σ_v, e_0) là điểm ứng với trạng thái hiện trường của mẫu; điểm B ứng với trạng thái quá khứ được xác định theo σ_c và $AB // IH$ trong đó IH là đường trung bình của dỡ tải và nén lại được coi là có độ dốc C_r .
- Điểm C nằm trên đường cong nén kéo dài ứng với hệ số rỗng $0,42e_0$.
- CB là đường cong nén nguyên thủy của mẫu, BA là đường cong nén lại của mẫu. Đường ABC là đường cong nén của mẫu đất sau sửa đổi.

* Cần phải nhận xét rằng, thủ tục của Schmertmann chỉ phù hợp cho chính mẫu đất được thí nghiệm mà thôi. Để mở rộng cho cả lớp đất, đường CB phải được kéo dài đến giá trị σ_{cmin} , đường BA mới song song đường IH phải được kéo dài đến σ_{vmin} , trong đó: σ_{vmin} - ứng suất lớp phủ hiện tại nhỏ nhất của lớp đất lấy ứng với độ sâu đỉnh lớp; $\sigma_{cmin} = \sigma_{vmin} \times OCR$ là ứng suất tiền cố kết của đất ở đỉnh lớp. Tương tự cho đến độ sâu đáy lớp với σ_{vmax} và σ_{cmax} . Tuy vậy, đối với một loại đất nào đó có $\gamma = const$ và $OCR = const$, giá trị σ_v và σ_c thay đổi tuyến tính theo độ sâu. Kết quả là đường cong nén đất quá cố kết là hai họ các đường thẳng: họ đường cong nén lại là các đoạn thẳng với độ dốc C_r song song nhau và các đường cong nén nguyên thủy có độ dốc C_c trùng nhau cho mọi độ sâu. Do đó để tiện sử dụng, kết quả thí nghiệm cho một mẫu đất cụ thể chỉ cần phải xác định được ba giá trị đặc trưng: C_r , C_c và OCR và áp dụng chung cho cả lớp đất.



Hình II.21. Đường cong nén của đất quá cố kết

Ví dụ II.4

Kết quả thí nghiệm ôđômet mẫu đất nguyên dạng được lấy từ độ sâu 5m cho trong bảng. Hãy vẽ đường cong nén và xác định các đặc trưng biến dạng của mẫu (biết ứng suất lớp phủ hiện tại trên mẫu là $\sigma_v' = 85$ kPa).

σ (kPa)	12	25	50	100	200	400	800
e	1,114	1,098	1,075	1,011	0,931	0,827	0,705

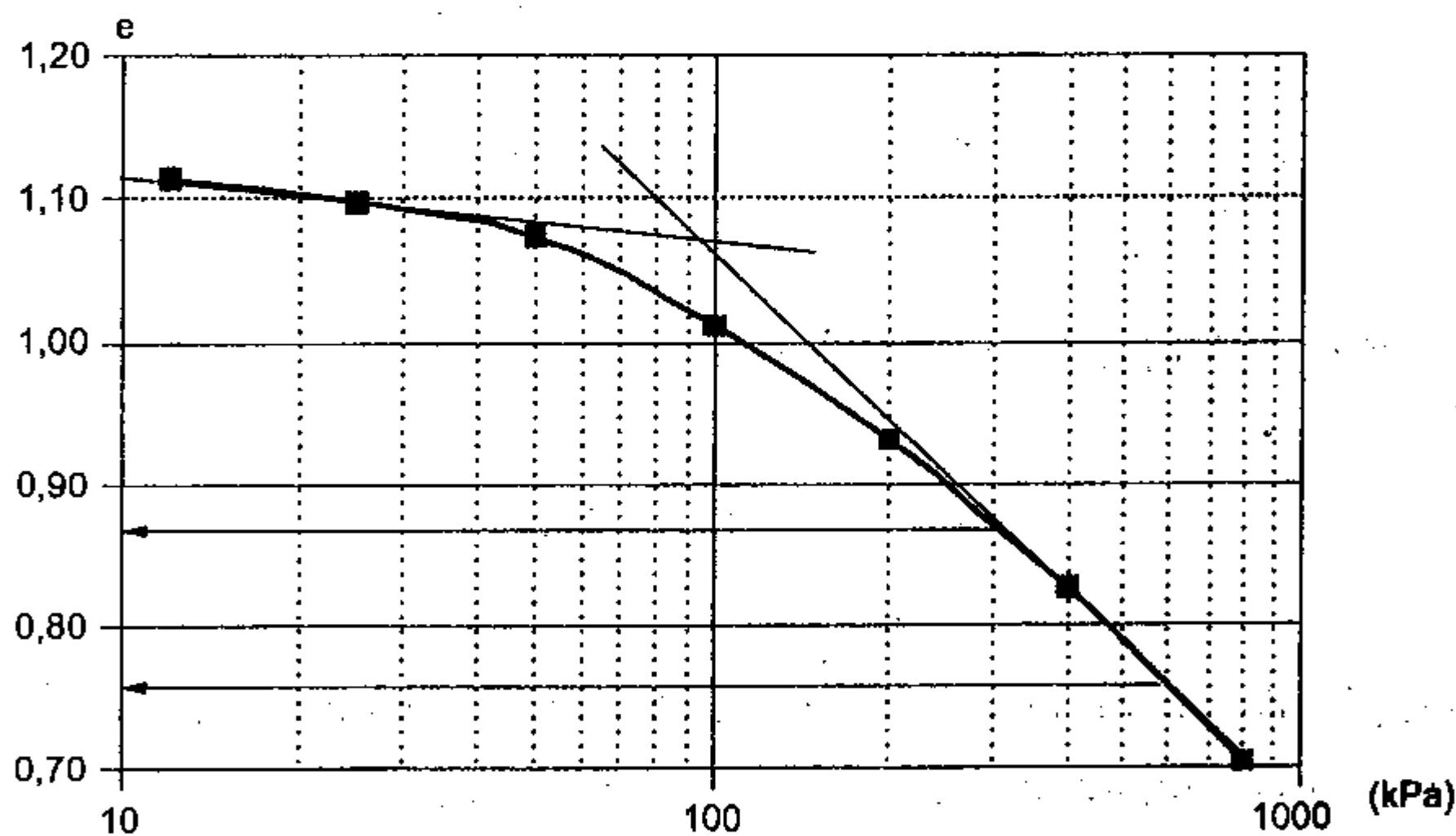
Giải :

Đường cong nén dạng $e = f(\lg\sigma)$ thể hiện trên hình vẽ. Từ đồ thị ta xác định được ứng suất tiền cố kết của mẫu (theo phương pháp giản đơn) :

$$\sigma_c = 95 \text{ kPa}$$

$$\text{Hệ số quá cố kết của đất OCR} = \frac{\sigma_c}{\sigma_v} = \frac{95}{85} = 1,12.$$

Với $\text{OCR} = 1,12 \approx 1$ nên thực tế coi là cố kết bình thường và lấy $\text{OCR} = 1$ và $C_r = 0$.



Đường cong nén $e = f(\lg\sigma)$ của ví dụ II.4

Để xác định C_c , ta dựa vào sự thay đổi của hệ số rỗng của đất trên khoảng thay đổi bất kì của ứng suất kể từ giá trị $\sigma_1 > \sigma_c$ như sau :

Với $\sigma_1 = 300$ kPa, theo đồ thị ta có $e_1 = 0,868$; $\sigma_2 = 600$ kPa, có $e_2 = 0,755$; chỉ số nén của đất C_c xác định theo công thức II.18 :

$$C_c = \frac{e_1 - e_2}{\lg(\sigma_2) - \lg(\sigma_1)} = \frac{0,868 - 0,755}{\lg(600) - \lg(300)} = 0,375$$

Mô đun nén lún của đất

Giả thiết rằng đất là một vật thể đàn hồi có tính biến dạng được đặc trưng bởi mô đun E và hệ số biến dạng ngang μ . Khi chịu biến dạng trong mô hình nén một chiều, biến dạng ngang tương đối theo cả hai phương ngang đều bằng 0, $\lambda_x = \lambda_y = 0$:

$$\lambda_x = \lambda_y = \frac{1}{E} [\sigma_x - \mu(\sigma_y + \sigma_z)] = \frac{1}{E} [\sigma_x(1 - \mu) - \mu\sigma_z] = 0$$

đặt $\sigma_x = K_0\sigma_z$, ta có:

$$\frac{\sigma_z}{E} [K_0(1 - \mu) - \mu] = 0$$

hay $[K_0(1 - \mu) - \mu] = 0$. Giải theo K_0 ta được $K_0 = \frac{\mu}{1 - \mu}$.

Biến dạng dọc tương đối, $\lambda_z = \frac{\Delta H}{H_0}$ viết theo vật liệu đàn hồi có dạng:

$$\lambda_z = \frac{1}{E} [\sigma_z - \mu(\sigma_y + \sigma_x)] = \frac{\sigma_z}{E} \left[1 - \frac{2\mu^2}{1 - \mu} \right]$$

hay:
$$E = \frac{\sigma_z}{\lambda_z} \left[1 - \frac{2\mu^2}{1 - \mu} \right]$$

thay $\lambda_z = \frac{\Delta H}{H_0}$ và $\sigma_z = \Delta\sigma$, để ý tới (II.17) ta có:

$$E = \frac{\Delta\sigma}{m_v \Delta\sigma} \left[1 - \frac{2\mu^2}{1 - \mu} \right] = \frac{1}{m_v} \left[1 - \frac{2\mu^2}{1 - \mu} \right] \quad (\text{II.20})$$

Trong thực tế, đất không phải là vật liệu đàn hồi, để phân biệt, giá trị E tính theo (II.20) nên được gọi là mô đun nén của đất và kí hiệu là E_n .

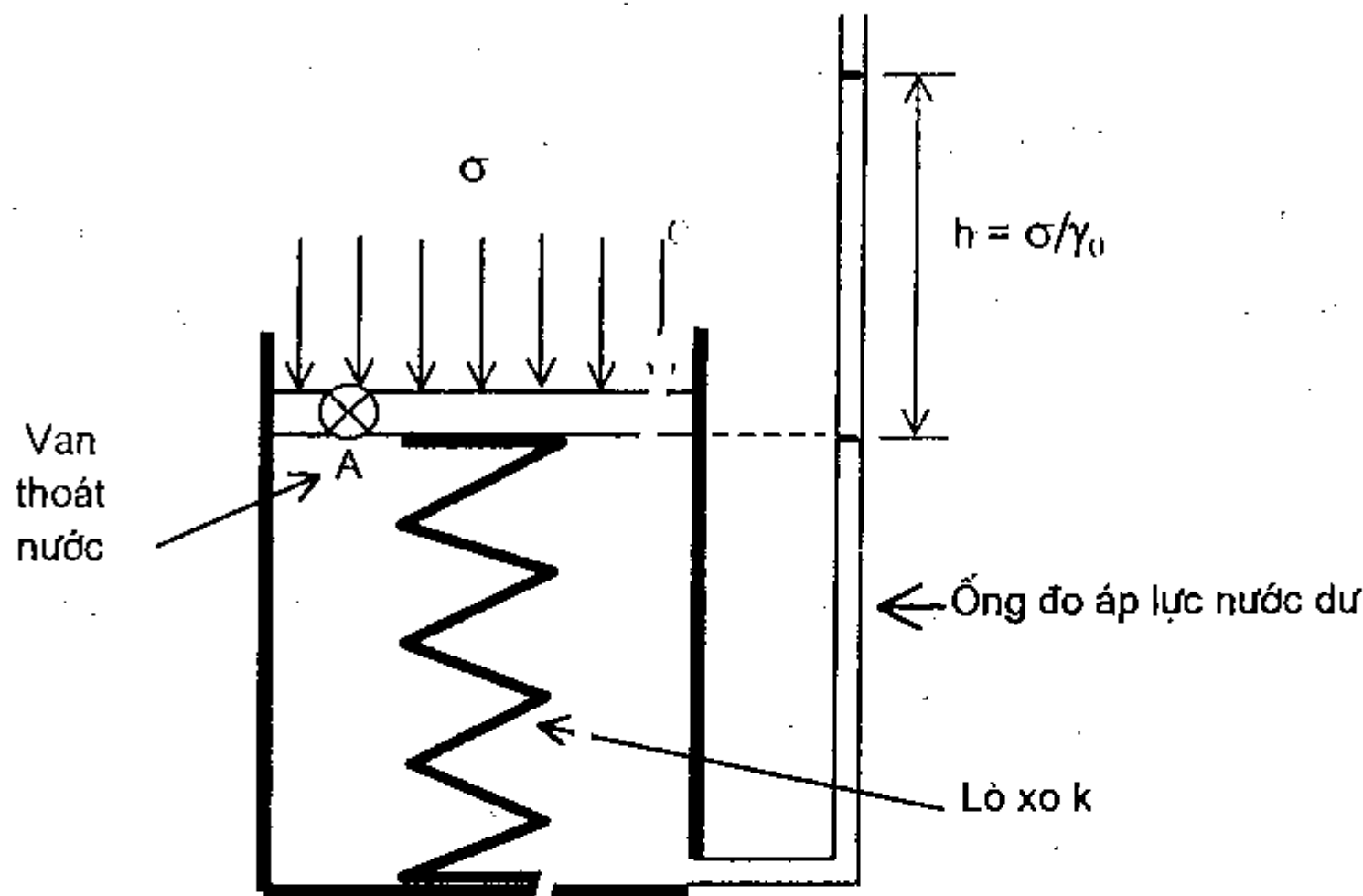
2.3. Cố kết thấm của đất sét

Hiện tượng biến dạng của đất kéo dài theo thời gian dưới tác dụng của tải trọng không đổi gọi là hiện tượng cố kết. Đất càng nhiều hạt mịn thì thời gian cố kết càng dài. Đặc biệt đối với đất sét, thời gian cố kết trong thí nghiệm nén có thể kéo dài đến vài tuần trong khi trên thực tế công trình đã quan sát thấy sự cố kết kéo dài hàng trăm năm. Do đó cố kết của đất sét được coi là điển hình và được nghiên cứu kĩ. Có hai nguyên nhân chính gây ra hiện tượng cố kết: nước cần có thời gian để thoát ra khỏi các lỗ rỗng và để thay đổi hình dạng. Cố kết liên quan đến thoát nước được gọi là cố kết thấm; cố kết không liên quan đến thoát nước gọi là cố kết thứ cấp. Người ta quan sát thấy cố kết thấm

chiếm phần chủ yếu trong , khi cố kết thứ cấp có thể bỏ qua trong hầu hết ứng dụng thực tế. Hiện nay, việc nghiên cứu, tính toán cố kết thấm theo lý thuyết của Terzaghi được ứng dụng rộng rãi hơn nữa và sẽ được trình bày kỹ trong các phần dưới đây.

2.3.1. Mô hình Terzaghi giải thích hiện tượng cố kết

Hình II.22 mô tả mô hình Terzaghi sử dụng để giải thích hiện tượng cố kết bao gồm một bình đựng nước có một pittông có van thoát nước qua lỗ nhỏ được đỡ bằng một lò xo k, các ống đo áp.



Hình II.22. Mô hình Terzaghi giải thích hiện tượng cố kết của đất

Dưới tác dụng của tải trọng, khi van A đóng, lò xo không biến dạng chứng tỏ nó không chịu lực; nước trong ống đo áp tăng đến chiều cao $h = \frac{\sigma}{\gamma_0}$ chứng tỏ nước trong bình chịu áp lực dư bằng σ . Ta nói rằng toàn bộ tải trọng ngoài do nước trong bình tiếp nhận.

Khi mở van thoát nước, nước thoát chậm qua lỗ mở. Lò xo dần co lại, pittông lún dần xuống đồng thời mức nước trong ống đo áp giảm dần chứng tỏ lò xo có chịu lực và áp lực nước đã giảm dần. Nếu duy trì mở van, sẽ đến lúc pittông dừng lún, nước trong ống đo giảm đến mực nước trong bình. Điều này chứng tỏ toàn bộ tải trọng ngoài do lò xo tiếp nhận, nước trong bình không chịu áp lực dư nữa. Sử dụng lò xo trong mô hình để mô tả khung kết cấu của các hạt đất (cốt đất) còn nước trong bình mô tả nước trong đất bão hòa. Chúng ta có thể sử dụng mô hình Terzaghi để giải thích hiện tượng cố kết của đất như sau:

Khi bắt đầu chịu tải, toàn bộ tải trọng ngoài do nước trong lỗ rỗng tiếp nhận tạo ra áp lực nước lỗ rỗng dư. Áp lực nước dư tạo ra dòng thấm, nước thoát ra khỏi lỗ rỗng làm cho cốt đất dần tiếp nhận tải trọng và biến dạng. Ứng suất trung bình trong cốt đất được gọi là ứng suất hữu hiệu, kí hiệu σ' còn áp lực nước dư được gọi là ứng suất trung tính,

kí hiệu u . Vì nước trong đất thoát chậm nên quá trình này đòi hỏi thời gian để hoàn thành, quá trình lún do đó cũng xảy ra theo thời gian. Tại mọi thời điểm, ứng suất hữu hiệu và ứng suất trung tính cân bằng với tổng ứng suất do tải trọng ngoài gây ra:

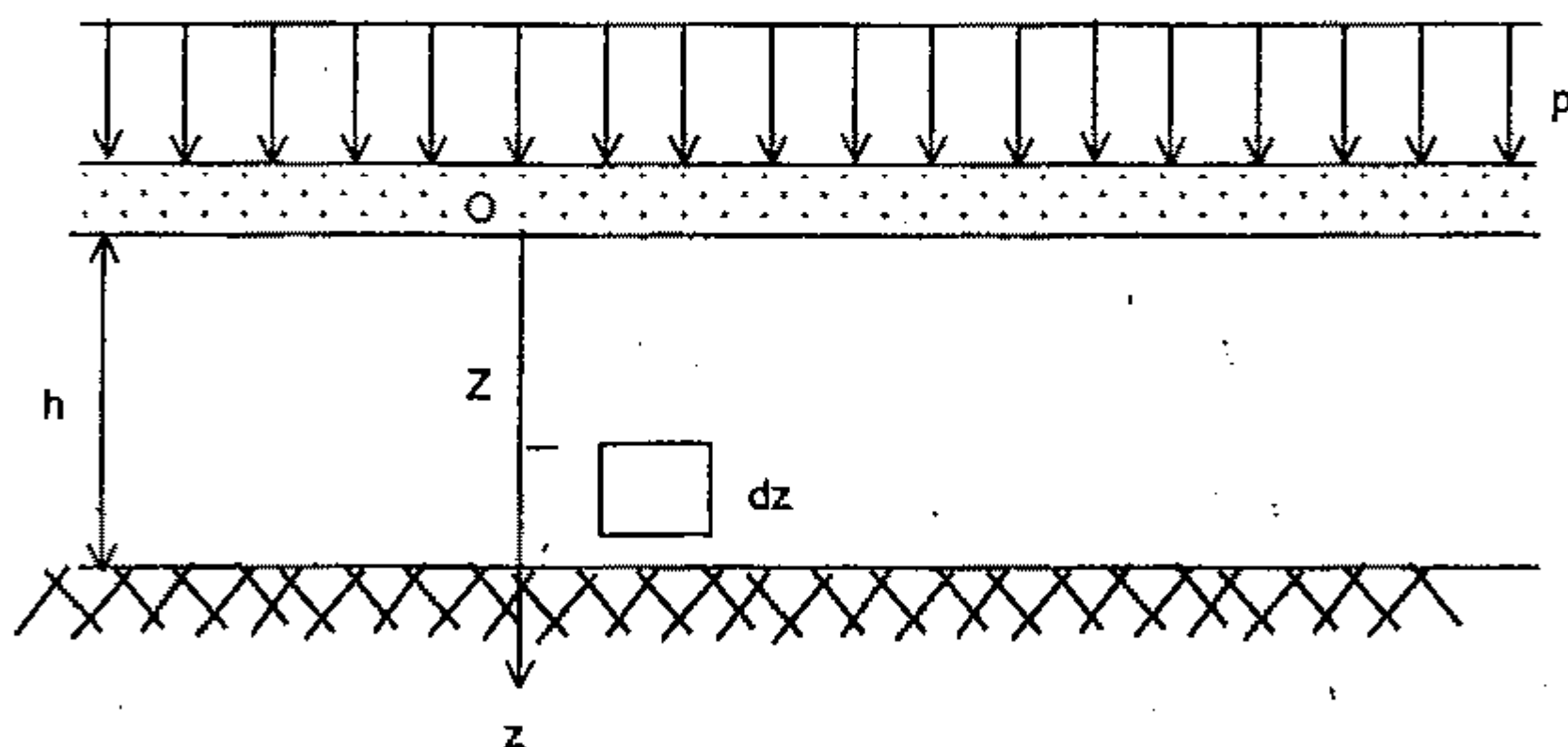
$$\sigma = (\sigma' + u) \quad (II.21)$$

2.3.2. Lí thuyết cố kết thấm một chiều của Terzaghi

Bài toán cố kết một chiều: Khảo sát biến dạng của một lớp đất có chiều dày hữu hạn h trên nền đá không thấm chịu tác dụng của tải trọng phân bố đều trên bề mặt với cường độ p như trên hình vẽ II.23. Biến dạng lún của nền chỉ xảy ra theo phương đứng trong khi nước chỉ thoát ra ngoài theo chiều ngược lại nên được gọi là bài toán một chiều. Để nước có thể thoát ra dễ dàng, nền được phủ một lớp cát đủ dày. Vấn đề đặt ra là xác định ứng suất hữu hiệu tại độ sâu bất kì, tại thời điểm bất kì và độ lún của nền tại một thời điểm đó kể từ khi chịu tải trọng.

Giả thiết cơ bản:

1. Đất sét bão hòa, cố kết chỉ do thoát nước gây ra. Định luật Darcy áp dụng với $I_0 = 0$
2. Hạt đất và nước không bị thay đổi thể tích.
3. Các đặc trưng biến dạng, thấm của đất không thay đổi: $k_v = \text{const}$, $a = \text{const}$



Hình II.23. Mô hình bài toán cố kết thấm một chiều

Phương trình vi phân cố kết thấm

Khảo sát phân tố tách ra ở độ sâu z , tại thời điểm t . Nước chỉ thấm theo một chiều từ dưới lên, biến dạng của đất theo chiều trên xuống. Kết hợp giả thiết 1 và 2 ta thấy lượng nước thoát ra khỏi phân tố (hiệu lượng nước vào mặt dưới ($z + dz$) với lượng nước ra ở mặt trên (z)) đúng bằng lượng giảm thể tích lỗ rỗng trong khoảng thời gian dt :

$$\left[\left(v(z) + \frac{\partial v}{\partial z} dz \right) dF \times dt \right] - [v(z) dF \times dt] = \left[\left(n(t) + \frac{\partial n}{\partial t} dt \right) dV \right] - [n(t) dV]$$

hay:
$$\frac{\partial v}{\partial z} = \frac{\partial n}{\partial t} \quad (\text{II.22})$$

Biến đổi phương trình (II.22) với lưu ý đến định luật Darcy:

$$v(z) = k_v i(z) = k_v \frac{\partial h}{\partial z} = k_v \frac{\partial u}{\gamma_0 \partial z}$$

và quan hệ giữa độ rỗng, n , với hệ số rỗng, e (xem chương I):

$$n(t) = \frac{e(t)}{1 + e(t)}$$

ta có:

$$\frac{\partial v}{\partial z} = \frac{k_v}{\gamma_0} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2}$$

và:

$$\frac{\partial n}{\partial t} \approx \frac{1}{1 + \bar{e}} \frac{\partial e}{\partial t} = \frac{1}{1 + \bar{e}} \frac{-a \partial \sigma'}{\partial t} = \frac{1}{1 + \bar{e}} \frac{a \partial u}{\partial t}$$

trong đó: \bar{e} là hệ số rỗng trung bình của đất trước và sau khi lún xong.

Thay vào phương trình (II.22) ta có phương trình sau đây được gọi là phương trình vi phân cố kết thấm một chiều của Terzaghi:

$$C_v \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} \quad (\text{II.23})$$

trong đó:

$$C_v = \frac{k_v (1 + \bar{e})}{a \gamma_0} = \frac{k_v}{m_v \gamma_0} \quad (\text{II.24})$$

được gọi là hệ số cố kết theo phương đứng; k_v = hệ số thấm theo phương đứng; \bar{e} = hệ số rỗng tự nhiên trung bình của đất; a = hệ số nén của đất và m_v - hệ số nén thể tích trong khoảng thay đổi ứng suất đang xét.

Với giả thiết thứ ba ta có $C_v = \text{const}$ và phương trình (II.23) trở thành phương trình vi phân đạo hàm riêng dạng parabol có hệ số là hằng số thường được biết đến trong kỹ thuật là bài toán truyền nhiệt.

Nghiệm của phương trình Terzaghi:

Điều kiện biên:

Tại thời điểm $t = 0$, (ngay sau khi đặt tải) $u = p$ với $\forall z$:

$$t \neq 0, \quad \frac{\partial u}{\partial z} = 0 \text{ tại } z = h$$

$$t = \infty, u = 0 \text{ với } \forall z$$

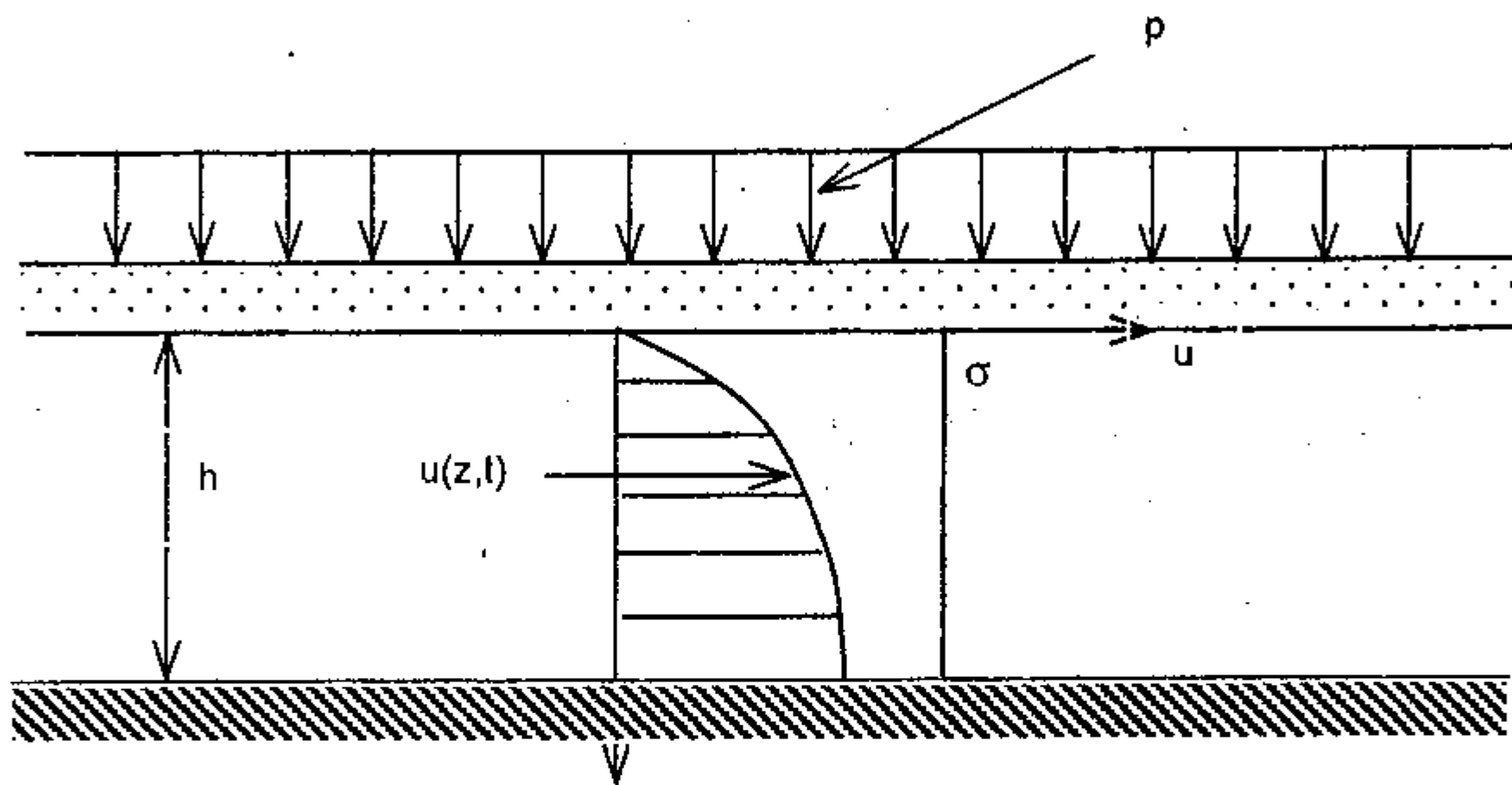
Nghiệm của phương trình (II.23) với các điều kiện biên nêu trên có dạng:

$$u(z,t) = \frac{4}{\pi} p \sum_{i=0}^{\infty} \frac{1}{(2i+1)} \left[\sin\left(\frac{(2i+1)\pi z}{2h}\right) \right] \exp\left[-\left(\frac{2i+1}{2}\right)^2 \left(\frac{\pi^2 C_v}{h^2} t\right)\right] \quad (\text{II.25a})$$

Khai triển với số hạng thứ nhất $i = 0$ (đủ chính xác cho mục đích ứng dụng vì chuỗi hội tụ nhanh) ta có biểu thức gần đúng:

$$u(z,t) = \frac{4}{\pi} p \sin\left(\frac{\pi z}{2h}\right) \exp\left(-\frac{\pi^2 C_v}{4h^2} t\right) \quad (\text{II.25})$$

là biểu thức thường dùng trong tính toán. Biểu đồ phân bố ứng suất trong đất tại thời điểm t bất kì có dạng như trên hình II.24



Hình II.24. Biểu đồ phân bố áp lực nước lỗ rỗng dư tại thời điểm t

Độ cố kết của nền tại thời điểm t bất kì

Nền có chiều dày hữu hạn do đó tổng ứng suất do tải trọng p gây ra như nhau ở mọi độ sâu tại mọi thời điểm và bằng p : $\sigma(z,t) = p$

Xét một lớp đất có chiều dày dz ở độ sâu z . Tại thời điểm t , ứng suất hữu hiệu $\sigma'(z,t)$ xác định theo (II.21): $\sigma'(z,t) = \sigma(z,t) - u(z,t) = p - u(z,t)$. Thay $u(z,t)$ theo (II.25) ta có:

$$\sigma'(z,t) = p \left[1 - \frac{4}{\pi} \sin\left(\frac{\pi z}{2h}\right) \exp\left(-\frac{\pi^2 C_v}{4h^2} t\right) \right] \quad (\text{II.26})$$

Biến dạng lún của lớp phân tử dz xác định theo (II.17) có dạng:

$$\Delta S = m_v \sigma'(z,t) dz$$

Độ lún của toàn bộ nền tại thời điểm đó xác định theo phương trình:

$$S(t) = \int_0^h m_v \sigma'(z,t) dz = m_v p h \left[1 - \frac{8}{\pi^2} \exp\left(-\frac{\pi^2 C_v}{4h^2} t\right) \right] \quad (\text{II.27})$$

Để ý rằng, $\Omega(t) = \int_0^h \sigma'(z, t) dz$ là diện tích của biểu đồ ứng suất hữu hiệu tại thời

điểm t thì độ lún của nền tại thời điểm đó chính là tích giữa hệ số nén thể tích, m_v , với diện tích của biểu đồ ứng suất hữu hiệu, $\Omega(t)$, tại thời điểm đang xét.

Tại thời điểm $t = \infty$, khi $\sigma' = \sigma = p$, độ lún của nền, gọi là độ lún cuối cùng và kí hiệu S_∞ được xác định theo (II.17) và bằng:

$$S_\infty = m_v p h \quad (\text{II.28})$$

Tỉ số giữa $S(t)$ và S_∞ được gọi là độ cố kết của nền tại thời điểm t , kí hiệu là $U(t)$ và được xác định theo phương trình:

$$U(t) = \frac{S(t)}{S_\infty} = \left[1 - \frac{8}{\pi^2} \exp\left(-\frac{\pi^2 C_v t}{4h^2}\right) \right] \quad (\text{II.29a})$$

Đặt $T_v = \frac{C_v t}{h^2}$ và gọi là nhân tố thời gian ta có:

$$U(t) = U(T_v) = 1 - \frac{8}{\pi^2} e^{-\frac{\pi^2}{4} T_v} \quad (\text{II.29})$$

$$U(T_v) \approx 1 - 0,810 \exp\left(-\frac{\pi^2}{4} T_v\right) \quad (\text{II.29-0})$$

là phương trình gần đúng để xác định U thích hợp đối với các trường hợp $U > 0,2$. Giá trị $U(T_v)$ cho trong bảng II.1

Độ lún $S(t)$ tính qua độ cố kết U : $S(t) = S_\infty U = (m_v p h) U$ theo các bước sau:

- Tính $T_v = \frac{C_v t}{h^2}$ (II.30)

- Tính $U(T_v)$ theo (II.29) hoặc tra bảng tính sẵn

- Tính độ lún cuối cùng S_∞ theo (II.28)

- Tính $S(t) = S_\infty U(T_v)$ (II.31)

Ví dụ II.5. Địa tầng ở một thung lũng bằng phẳng gồm lớp sét bão hòa dày 4m nằm trên tầng đá gốc và trên cùng là một lớp cát dày 2m. Người ta tiến hành san lấp khu vực đó bằng cát có $\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$. Chiều cao san lấp là 5m. Thí nghiệm mẫu đất lấy ở giữa lớp sét cho biết $e_0 = 1,15$; $a = 0,154 \text{ m}^2/\text{kN}$ và $k = 6 \times 10^{-8} \text{ cm/s}$.

Hãy xác định độ lún của lớp sét sau khi san lấp được 1 năm. Cho rằng việc đắp thực hiện xong trong thời gian không đáng kể; đá gốc không thấm nước.

Giải:

Tải trọng gây lún nền chính là trọng lượng đất san nền:

$$p = \gamma_d h_d = 17 \times 5 = 85 \text{ kN/m}^2$$

Hệ số nén thể tích của đất sét xác định theo công thức (II.16):

$$m_v = \frac{a}{1 + e_0} = 0,154/2,15 = 0,0716 \text{ m}^2/\text{kN}$$

Độ lún cuối cùng của lớp sét xác định theo công thức (II.28):

$$S = m_v p H = (0,0716/100) \times 85 \times 4 = 0,2435 \text{ m}$$

Hệ số cố kết của đất xác định theo công thức (II.24):

$$C_v = \frac{k}{m_v \gamma_0} = 6 \times 10^{-10} / (0,00556) = 1,1 \times 10^{-7} \text{ (m}^2/\text{s)}$$

Đổi thời gian 1 năm ra đơn vị giây: $365 \times 24 \times 3600 \text{ (s)} = 3,15 \times 10^7$

Nhân tố thời gian sau 1 năm xác định theo công thức (II.30):

$$T_v = \frac{C_v}{h^2} t = (3,15 \times 10^7) \times (1,1 \times 10^{-7}) / 16 = 0,217$$

$$U(T_v) = U(0,217) = 0,57 \text{ (tra bảng)}$$

Độ lún sau 1 năm $S(1\text{ năm})$ tính theo công thức (II.31):

$$S(1 \text{ năm}) = 0,57 \times 0,2435 = 0,1388 \text{ m} = 13,9 \text{ cm}$$

2.3.3. Thí nghiệm xác định hệ số cố kết C_v của đất

Trong lý thuyết cố kết của Terzaghi, $C_v = \text{const}$ đóng vai trò rất quan trọng. Phân tích biểu thức xác định C_v ta thấy:

$$C_v = f(k, a)$$

trong đó cả k và a đều thay đổi theo thời gian do hệ số rỗng của đất giảm do đó thực tế $C_v \neq \text{const}$. Để khắc phục sai khác này, cần thí nghiệm trực tiếp xác định C_v có xét đến sự thay đổi này. Thí nghiệm như vậy gọi là thí nghiệm nén cố kết.

Thí nghiệm nén cố kết thực chất cũng là một thí nghiệm nén một chiều nhưng chú trọng chính là độ lún theo thời gian của mẫu dưới từng cấp tải trọng do đó tiêu chuẩn ổn định rất nghiêm ngặt: sau 24h, nếu độ lún của mẫu không quá 0,01mm mới được coi là không lún nữa và thường kéo dài đến 48h (như vậy mỗi thí nghiệm có thể đến 10 ngày). Nếu phục vụ cho tính toán công trình cụ thể, khoảng thay đổi của ứng suất trong đất có thể tính trước được thì thí nghiệm chú trọng đến cấp tải này.

Kết quả thí nghiệm: Kết quả thí nghiệm nén cố kết là tập số $\{S_i, t_i\}$ ứng với cấp tải trọng nén không đổi p trong đó S_i (mm) là độ lún của mẫu đo được tại thời điểm t_i (phút)

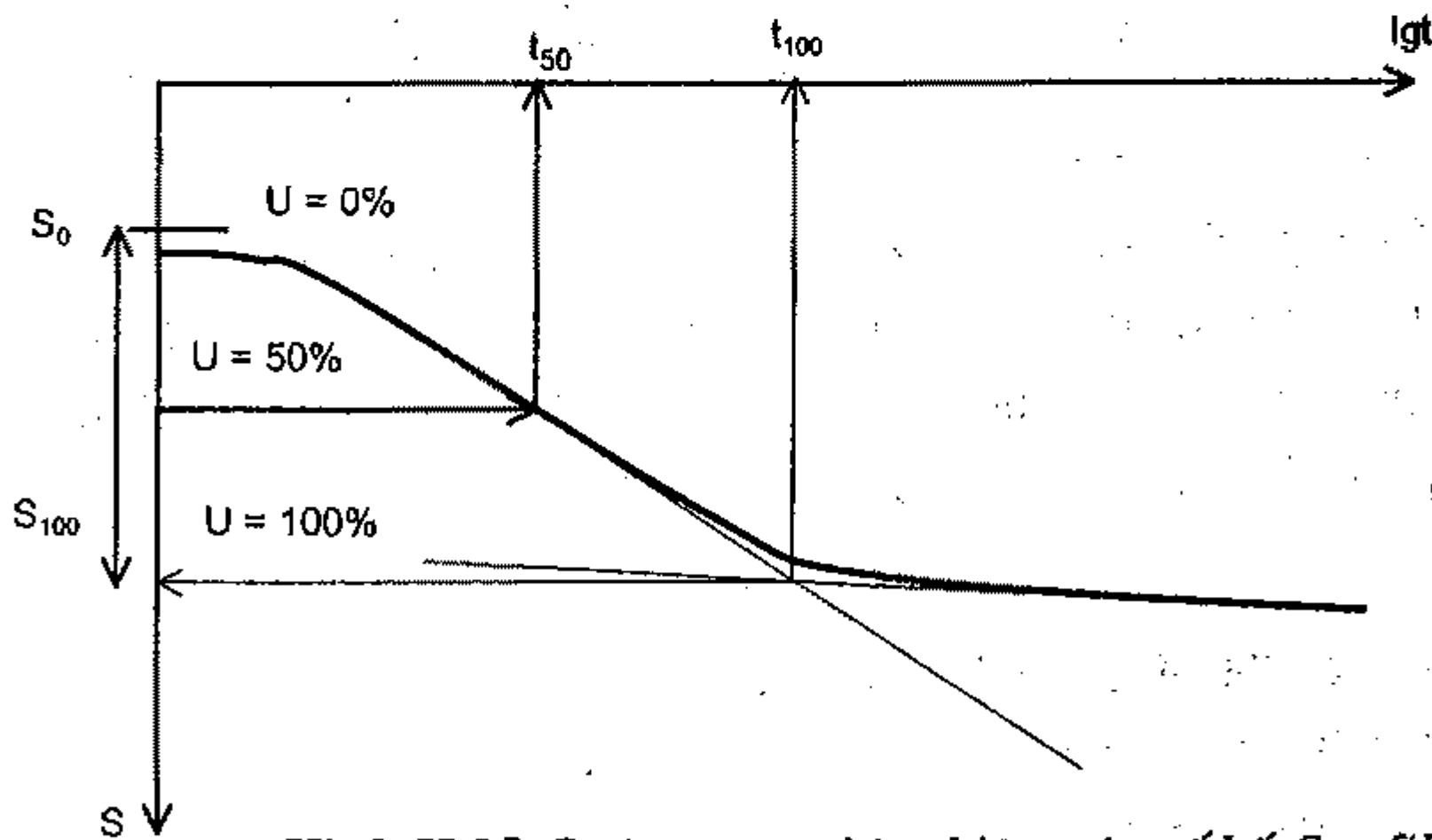
kể từ khi bắt đầu gia tải trọng nén p . Tuy nhiên thời gian tính theo phút là con số rất lớn, việc biểu diễn quan hệ $S = f(t)$ thường được thể hiện trên đồ thị dưới dạng $S = f(\lg(t))$ hoặc $S = f(\sqrt{t})$. Việc biểu diễn đồ thị khác nhau đưa đến cách xác định C_v khác nhau. Phần tiếp theo dưới đây trình bày hai phương pháp xác định C_v được coi là phổ biến hơn cả do Casagrande và Taylor đề nghị.

Phương pháp Casagrande xác định C_v : Theo phương pháp của Casagrande, kết quả thí nghiệm biểu diễn dạng đường cong $S = f(\lg t)$ có dạng như trên hình II.25. Đồ thị gồm hai đoạn thẳng nối tiếp nhau bằng một đoạn cong. Điểm giao nhau của hai đoạn thẳng biểu thị sự kết thúc cố kết thấm theo lý thuyết Terzaghi ứng với độ cố kết $U = 100\%$.

Để xét đến sự thay đổi của a và k trong quá trình lún, Casagrande đề nghị xác định C_v ứng với $U = 50\%$. Thay $U = 0,5$ vào phương trình (II.29-0) và giải theo C_v ta có công thức:

$$C_v = 0,197 \frac{h^2}{t_{50}} \quad (\text{II.32})$$

trong đó: h = chiều dài đường thoát nước của mẫu, bằng chiều cao ban đầu của mẫu khi thí nghiệm thoát nước một chiều, $h = h_0$ hoặc bằng $1/2$ chiều cao ban đầu của mẫu khi thí nghiệm thoát nước hai chiều, $h = h_0/2$; t_{50} = thời gian cho mẫu cố kết được 50% . Xác định t_{50} trên đồ thị ứng với $U = 50\%$ (xem hình II.25)



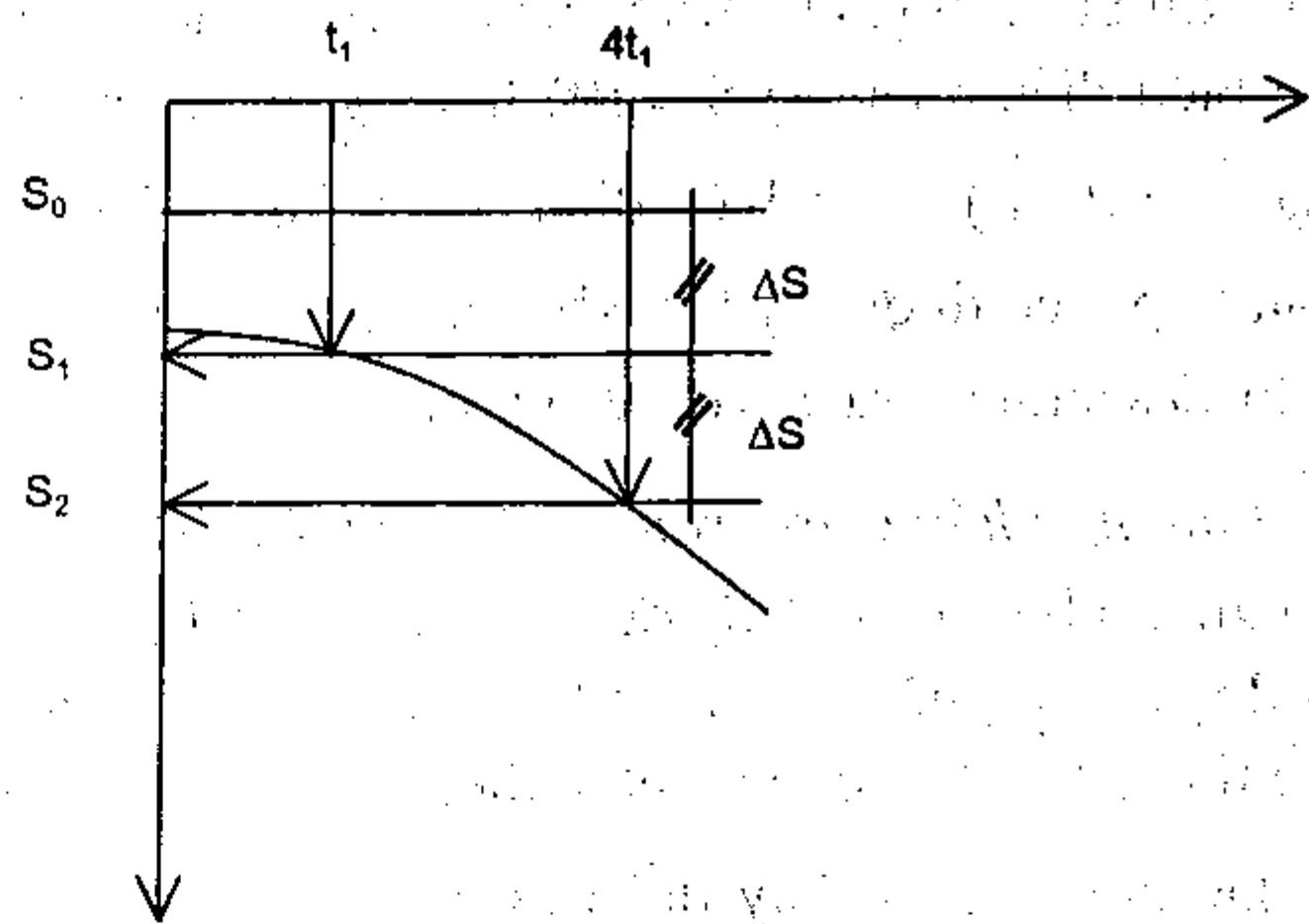
Hình II.25. Đường cong thí nghiệm nén cố kết $S = f(\lg(t))$

Trên đồ thị $S = f(\lg t)$, giá trị S_0 tương ứng với thời điểm bắt đầu lún cố kết được xác định một cách gần đúng dựa vào nhận xét đoạn đường cong ở giai đoạn đầu (t nhỏ) có dạng parabol: $S(t) = S_0 + k\sqrt{t}$.

Tại thời điểm $t = t_1$, độ lún của mẫu là $S_1 = S_0 + k\sqrt{t_1}$; thời điểm $t_2 = 4t_1$, độ lún của mẫu là $S_2 = S_0 + 2k\sqrt{t_1}$.

Chênh lệch lún giữa t_1 và t_2 sẽ là $\Delta S = S_2 - S_1 = k\sqrt{t_1} = S_1 - S_0$ do đó ta có $S_0 = S_1 - \Delta S$. Thủ tục tìm S_0 như sau:

Trên đoạn đầu của đồ thị, chọn giá trị t_1 đủ bé và xác định $S_1 = S(t_1)$ tương ứng; lấy $t_2 = 4t_1$ ta xác định được S_2 . S_0 xác định trên trục tung tại vị trí cách S_1 một khoảng $\Delta S = S_2 - S_1$. Thủ tục được thể hiện trên hình II.26.



Hình II.26. Cách xác định độ lún ban đầu S_0

Ví dụ II.6. Một mẫu nguyên dạng đất sét pha bão hòa nước được lấy từ độ sâu 1,5m có tỉ trọng hạt $\Delta = 2,70$, độ ẩm tự nhiên $W = 25\%$, trọng lượng riêng $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$, hệ số rỗng ban đầu $e_0 = 0.69$. Tiến hành thí nghiệm nén cố kết thoát nước hai chiều với mẫu chiều cao ban đầu $h = 20\text{mm}$ dưới cấp áp lực $\sigma = 200 \text{ kN/m}^2$ cho kết quả như sau.

Thời gian, t (s)	6	15	30	60	120	240
Độ lún, S (mm)	0,405	0,453	0,479	0,544	0,649	0,750
Thời gian, t (s)	480	900	1800	3600	7200	10800
Độ lún, S (mm)	0,963	1,165	1,503	1,651	1,703	1,707

Hãy xác định hệ số cố kết của đất.

Giải thích: Mẫu được lấy từ độ sâu 1,5m trong đất có $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ tức là thường xuyên chịu ứng suất nén do trọng lượng của 1,5m đất bên trên $\sigma_v = 20 \times 1,5 = 30 \text{ kN/m}^2$. Do đó, khi làm thí nghiệm người ta phải cho đất chịu ứng suất nén $\sigma_0 = 30 \text{ kN/m}^2$ trước cho đến khi ổn định mới tăng tiếp tải trọng lên dẫn đến ứng suất yêu cầu $\sigma_1 = 200 \text{ kN/m}^2$.

Giải:

Bước 1: vẽ đường cong cố kết $S = f(\lg t)$.

Bước 2: tìm độ lún ban đầu ứng với $t = 0$ ($U = 0\%$)

$$t = 120\text{s}, S_t = 0,649\text{mm}$$

$$t/4 = 30\text{s}, S_{t/4} = 0,479\text{mm}$$

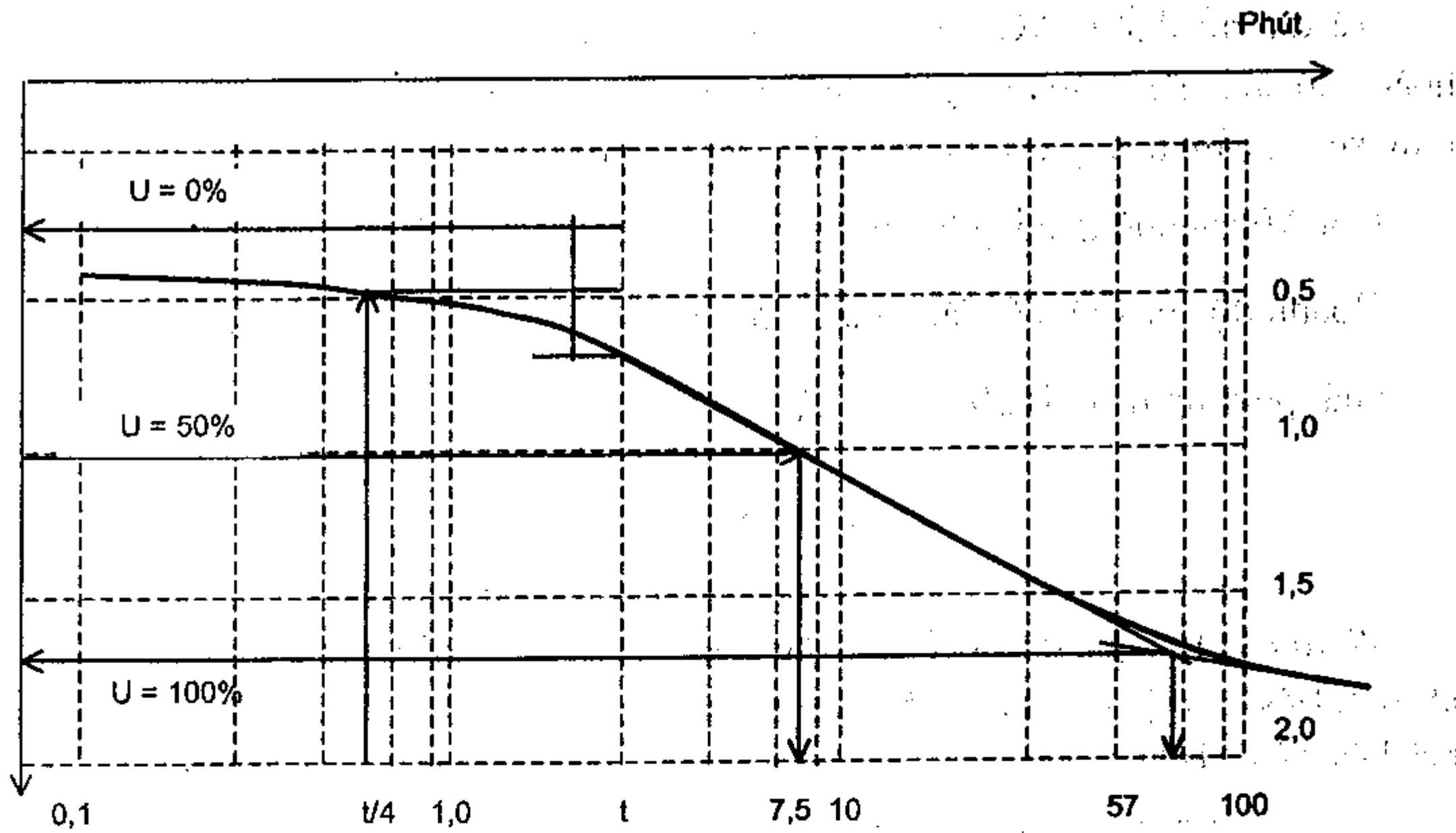
$$t = 0\text{s}, S_0 = S_{t/4} - (S_t - S_{t/4}) = 0,479 - (0,649 - 0,479) = 0,309\text{mm}$$

Bước 3: tìm độ lún ứng với $U = 100\%$ và thời gian t_{100} .

Kéo dài hai đoạn thẳng đến gặp nhau ta xác định được $t_{100} = 57$ phút và độ lún tương ứng $S_{100} = 1,700\text{mm}$.

Bước 4: tìm t_{50}

Độ lún ứng với t_{50} bằng $S_{50} = 1,009\text{mm}$ ta tìm được $t_{50} = 7,5$ phút (= 440s)



Bước 5: xác định hệ số cố kết theo công thức (II.32) trong đó $h = 10\text{mm}$ (vì mẫu được thí nghiệm trong điều kiện thoát nước hai chiều):

$$C_v = 0,197 \frac{h^2}{t_{50}} = 0,197 \frac{10^2}{440} = 0,0448 \text{ mm}^2/\text{s}$$

Phương pháp Taylor xác định hệ số C_v

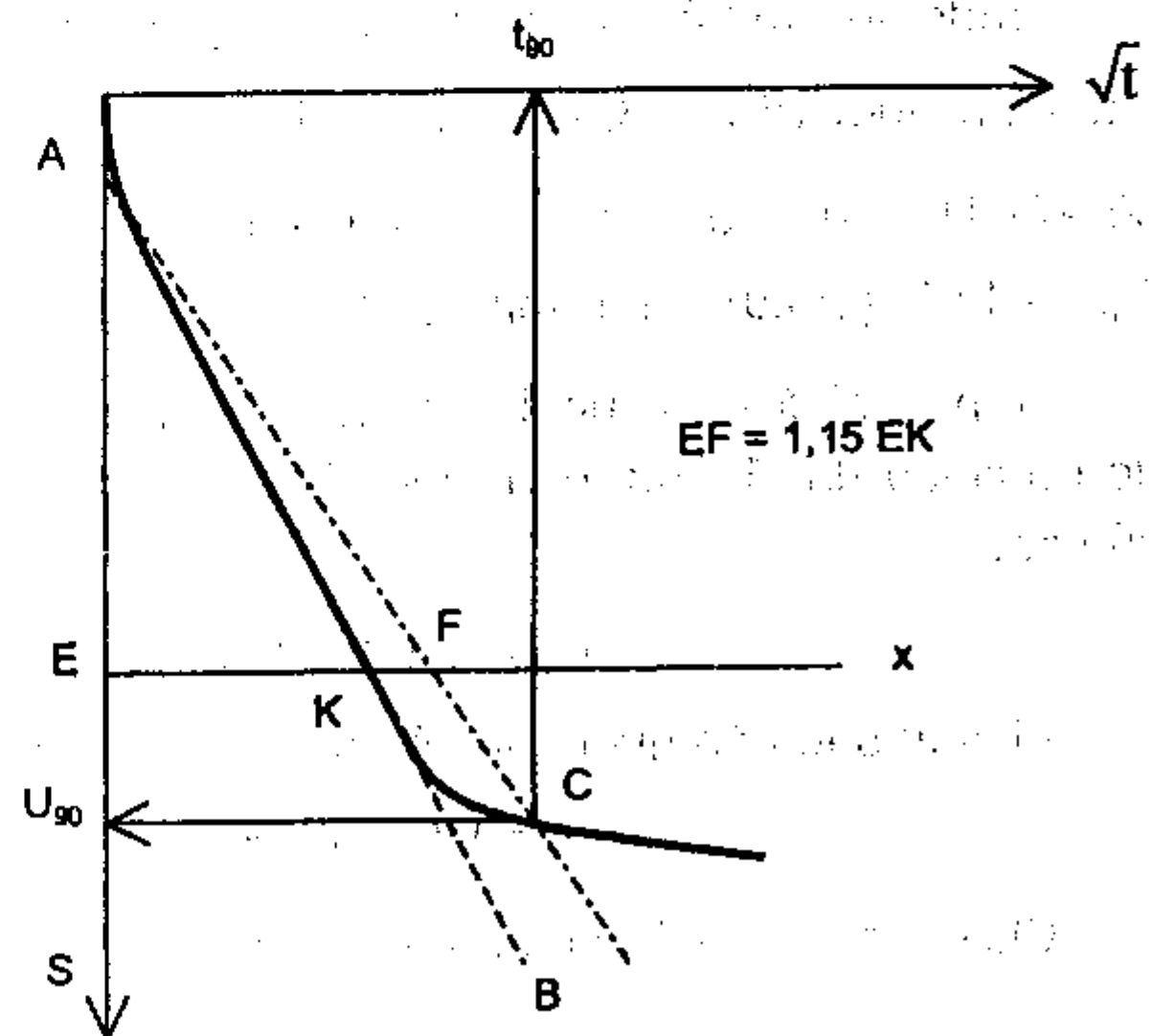
Khai triển hàm số độ cố kết theo (II.29a) trong khoảng $(0; 0,6)$ ta được:

$$U \approx \sqrt{\frac{4 C_v}{\pi h^2} t} = \sqrt{\frac{4 C_v}{\pi h^2}} \sqrt{t} = k \sqrt{t}$$

Do đó, đồ thị $U = f(\sqrt{t})$ là một đường thẳng trong khoảng cố kết tương ứng. Khi $U > 0,6$ đường cong $U = f(t)$ theo lí thuyết của Terzaghi thực sự tách dần ra khỏi đường thẳng $U = k\sqrt{t}$ và khi $U = 0,9$ sai số tính được là $\Delta U = 0,15k\sqrt{t}$. Thủ tục của Taylor đề nghị được mô tả trên hình II.27 gồm các bước sau:

Vẽ đồ thị $S = f(\sqrt{t})$ theo kết quả thí nghiệm trong đó t tính bằng phút.

Xấp xỉ đoạn đầu đồ thị bằng đường thẳng AB. Điểm A là điểm bắt đầu cố kết thấm.



Hình II.27. Tìm t_{90} và C_v theo phương pháp Taylor

Vẽ đường thẳng AC sao cho tại mọi điểm trên AC luôn có hoành độ bằng 1,15 hoành độ của điểm cùng tung độ trên đường AB. Để làm việc đó, từ điểm E bất kì trên trục tung kẻ Ex nằm ngang cắt đường AB tại K. Lấy trên EK điểm F sao cho $EF = 1,15 EK$.

Nối AF cắt đường cong thí nghiệm tại C. Điểm C ứng với độ lún của mẫu khi $U = 0,9$.

Hoành độ của điểm C xác định thời gian mẫu cố kết đến 90%: t_{90} .

Giải phương trình II.29-0 theo C_v ứng với $U = 0,9$ ta được:

$$C_v = 0,848 \frac{h^2}{t_{90}} \quad (\text{II.33})$$

Ví dụ II.7. Kết quả ghi được sau đây là từ một thí nghiệm cố kết khi tăng tải trọng từ 48 lên 96 kPa. Hãy xác định hệ số cố kết C_v theo phương pháp Taylor, xác định độ lún ban đầu, lún cố kết thấm và cố kết thứ cấp.

t(phút)	0	0,04	0,25	1,00	2,25	4,00	6,25
S(mm)	0	0,121	0,233	0,390	0,551	0,706	0,859
t(phút)	9,00	12,25	16,00	25,00	36,00	64,00	100
S(mm)	0,970	1,065	1,127	1,205	1,251	1,300	1,327
t(phút)	400	1440					
S(mm)	1,401	1,482					

Biết rằng ở cuối giai đoạn thí nghiệm, chiều cao của mẫu là 17,53mm; độ ẩm 24,7%. Hãy xác định hệ số thấm của đất với giả thiết rằng mẫu thoát nước hai chiều và tỉ trọng hạt đất $\Delta = 2,70$.

Giải:

Trước tiên ta vẽ đồ thị kết quả thí nghiệm dưới dạng $S = f(\sqrt{t})$ như trên hình. Từ đồ thị ta xác định được $\sqrt{t_{90}} = 3,8$ hay $t_{90} = 14,44$ phút. Độ lún ban đầu $S_0 = 0,07$ mm, độ lún ứng với cố kết $U = 0,9$ là $S = 1,12$ mm cho giá trị $S_{90} = 1,05$ mm; Độ lún cố kết thấm sơ cấp $S_{100} = 1,05 \times (1/0,9) = 1,17$ mm, độ lún cố kết thứ cấp $S^* = 1,482 - 1,170 = 0,308$ mm.

Trong giai đoạn thí nghiệm này, chiều cao trung bình của mẫu $h = 17,53 + 1,482/2 = 18,27$ mm do đó chiều dài đường thoát nước $h/2 = 9,14$ mm. Thay vào công thức II.32 ta có hệ số cố kết của đất:

$$C_v = 0,848 \times 9,14^2 / 14,44 = 4,9 \text{ mm}^2/\text{ph} = 0,082 \text{ mm}^2/\text{s}.$$

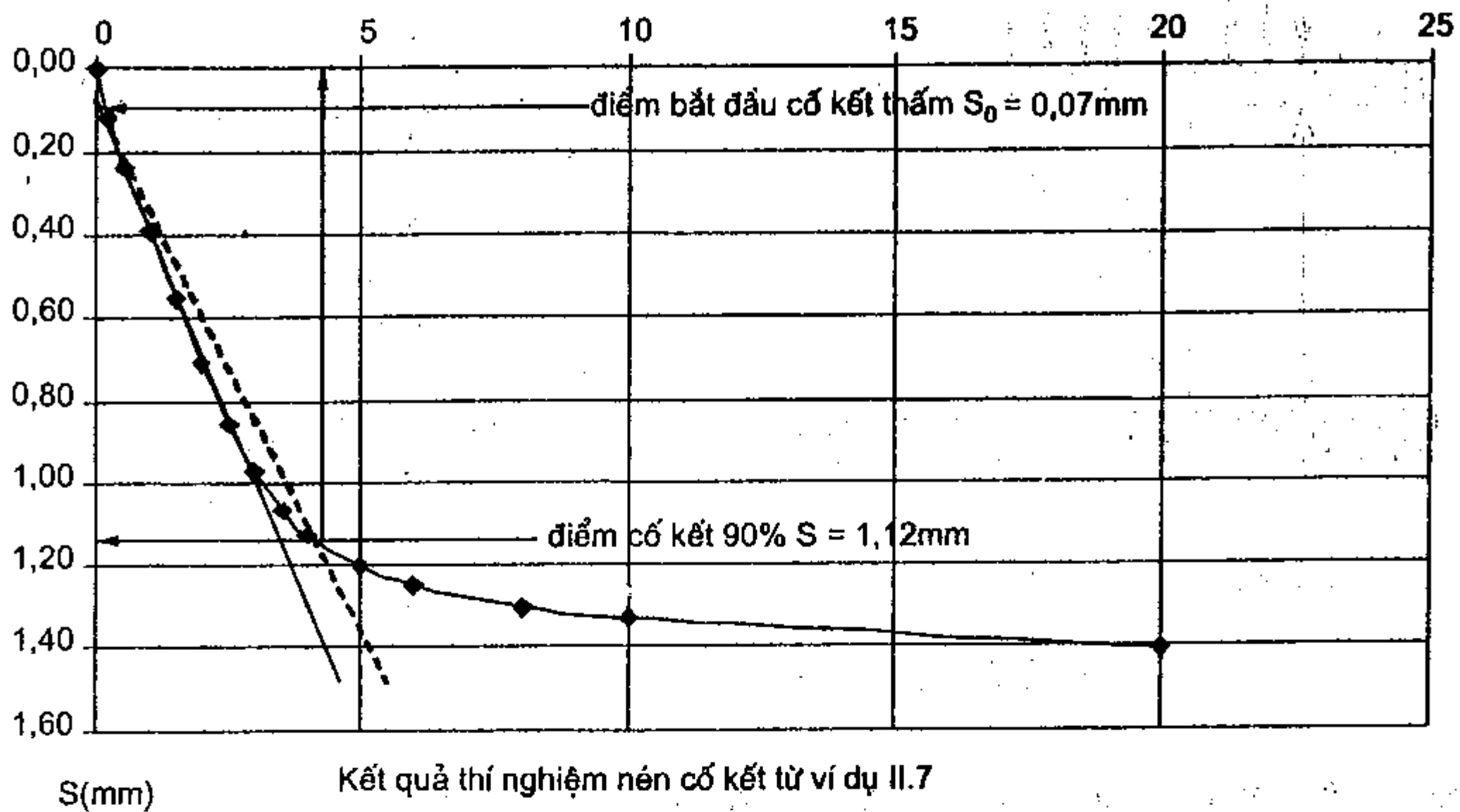
Vì mẫu bão hòa nước, hệ số rỗng sau khi nén xong

$$e_1 = W\Delta = 0,247 \times 2,7 = 0,667$$

Chiều cao ban đầu của mẫu $h_0 = 17,53 + 1,482 = 19,012$ mm;

Sự thay đổi hệ số rỗng trong quá trình nén $\Delta e = (1 + e_1) \frac{\Delta h}{h_0} = 0,123$

Do đó hệ số rỗng ban đầu $e_0 = 0,667 + 0,123 = 0,790$



$$\text{Hệ số nén thể tích } m_v = \frac{\Delta e}{\Delta \sigma (1 + e_0)} = \frac{0,123}{(96 - 48) \times 1,797} = 1,426 \text{ m}^2/\text{MN}$$

$$\text{Hệ số thấm } k = C_v m_v \gamma_0 = 0,082 \times 10^{-6} \times 1,507 \times 10^{-3} \times 10 = 1,24 \times 10^{-9} \text{ m/s}$$

2.3.4. Cố kết thấm một chiều trong những trường hợp đặc biệt khác

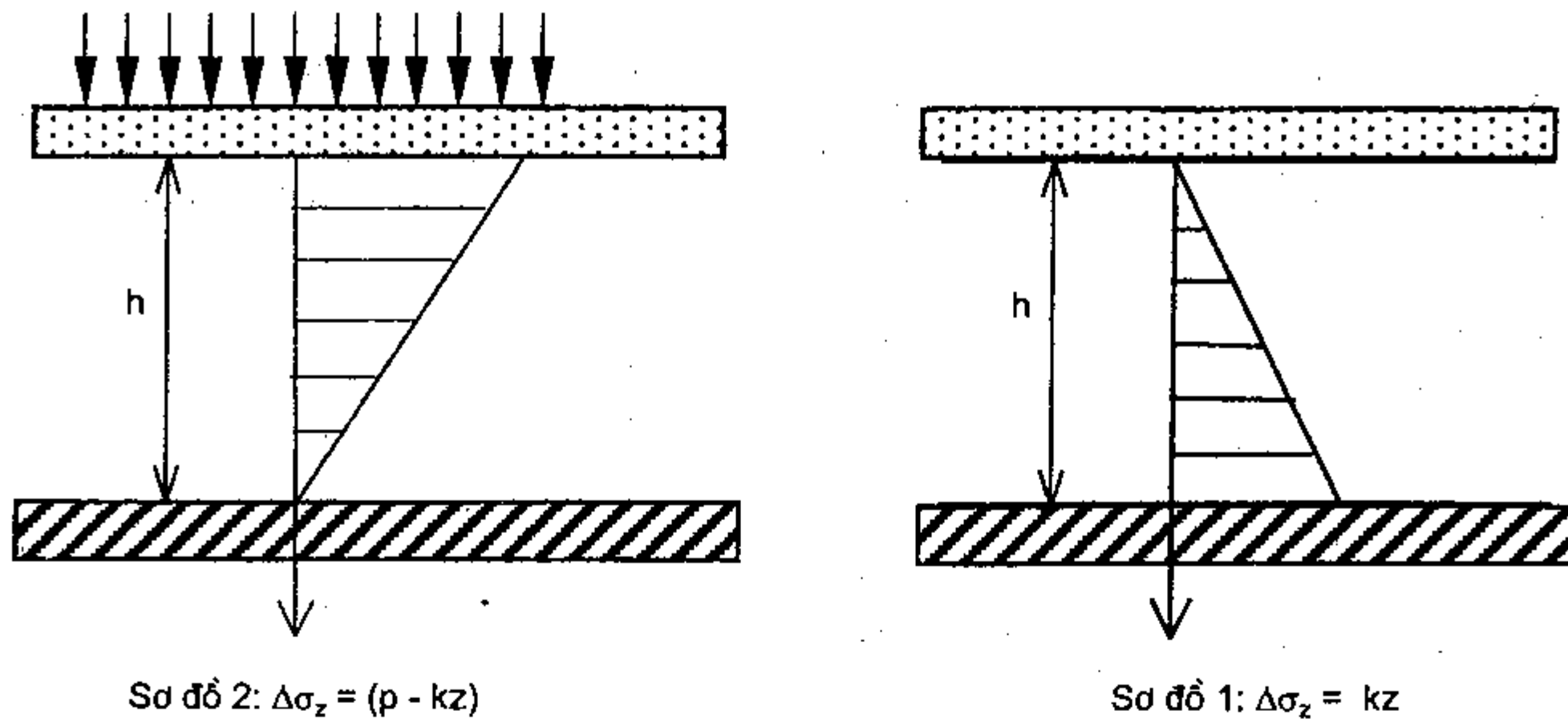
Lí thuyết cố kết thấm một chiều của Terzaghi là một trường hợp đặc biệt trong đó tổng ứng suất nén theo phương đứng, σ_z , gia tăng như nhau ở mọi độ sâu và bằng tải trọng ngoài: $\Delta \sigma_z = p$. Điều này chỉ phù hợp khi tải trọng phân bố đều trên phạm vi rất rộng đồng thời chiều dày lớp đất chịu nén tương đối bé. Trong thực tế, nên có thể xảy ra cố kết do tải trọng phân bố trên một phạm vi hữu hạn, thậm chí chỉ do trọng lượng bản thân đất. Để giải quyết bài toán cố kết trong trường hợp này, lí thuyết cố kết thấm một chiều được mở rộng cho hai trường hợp tổng ứng suất nén gia tăng thay đổi tuyến tính theo độ sâu: $\Delta \sigma_z = (ip + kz)$ trong đó k là một hằng số. Kết hợp với nội dung cơ sở của Terzaghi chúng ta có thể phân biệt ba sơ đồ cố kết một chiều cơ bản sau ứng với các giá trị khác nhau của i và k :

- $i = 1 ; k = 0 \rightarrow \Delta \sigma_z = p$: Sơ đồ 0 (không thay đổi theo độ sâu)

- $i = 0 ; k = \frac{p}{h} \rightarrow \Delta \sigma_z = kz = \frac{p}{h} z$: Sơ đồ 1 (tăng tuyến tính theo độ sâu)

- $i = 1 ; k = -\frac{p}{h} \rightarrow \Delta \sigma_z = p + kz = p - \frac{p}{h} z$: Sơ đồ 2 (giảm tuyến tính theo độ sâu)

Đồ thị biểu diễn sự thay đổi tổng ứng suất của các sơ đồ cố kết khác nhau cho trên hình II.28 dưới đây mô tả chi tiết điều kiện biên của bài toán tương ứng.



Hình II.28. Các sơ đồ cố kết một chiều mở rộng

Độ cố kết của nền lần lượt là U_1 và U_2 xác định theo các công thức sau:

$$U_1 = 1 - \frac{32}{\pi^3} \left[e^{-(\pi^2/4)T_v} - \frac{1}{27} e^{-9(\pi^2/4)T_v} + \dots \right]$$

$$U_1 \cong 1 - 1,032 \exp\left(-\frac{\pi^2}{4} T_v\right) \quad (\text{II.29-1})$$

$$U_2 = 1 - \frac{16}{\pi^3} \left[(\pi - 2)e^{-(\pi^2/4)T_v} + \frac{1}{27} (3\pi - 2)e^{-9(\pi^2/4)T_v} - \dots \right]$$

$$U_2 \cong 1 - 0,589 \exp\left(-\frac{\pi^2}{4} T_v\right) \quad (\text{II.29-2})$$

Bảng II.2. Giá trị các hàm $U = f(T_v)$ và $T_v = g(U)$ theo các sơ đồ cố kết

T_v	U_0	U_1	U_2	U	T_{v0}	T_{v1}	T_{v2}
0,01	0,138	0,024	0,312	0,20	0,030	0,050	0,001
0,02	0,171	0,042	0,348	0,30	0,071	0,157	0,008
0,04	0,229	0,081	0,408	0,40	0,126	0,220	0,037
0,06	0,278	0,12	0,455	0,50	0,197	0,294	0,085
0,08	0,32	0,159	0,492	0,60	0,287	0,384	0,161
0,10	0,357	0,198	0,524	0,70	0,403	0,501	0,274
0,15	0,437	0,289	0,588	0,75	0,477	0,575	0,348
0,20	0,504	0,37	0,639	0,80	0,568	0,665	0,438
0,25	0,563	0,443	0,682	0,85	0,684	0,782	0,555
0,30	0,614	0,508	0,719	0,90	0,849	0,946	0,719
0,40	0,698	0,615	0,78	0,91	0,891	0,989	0,762

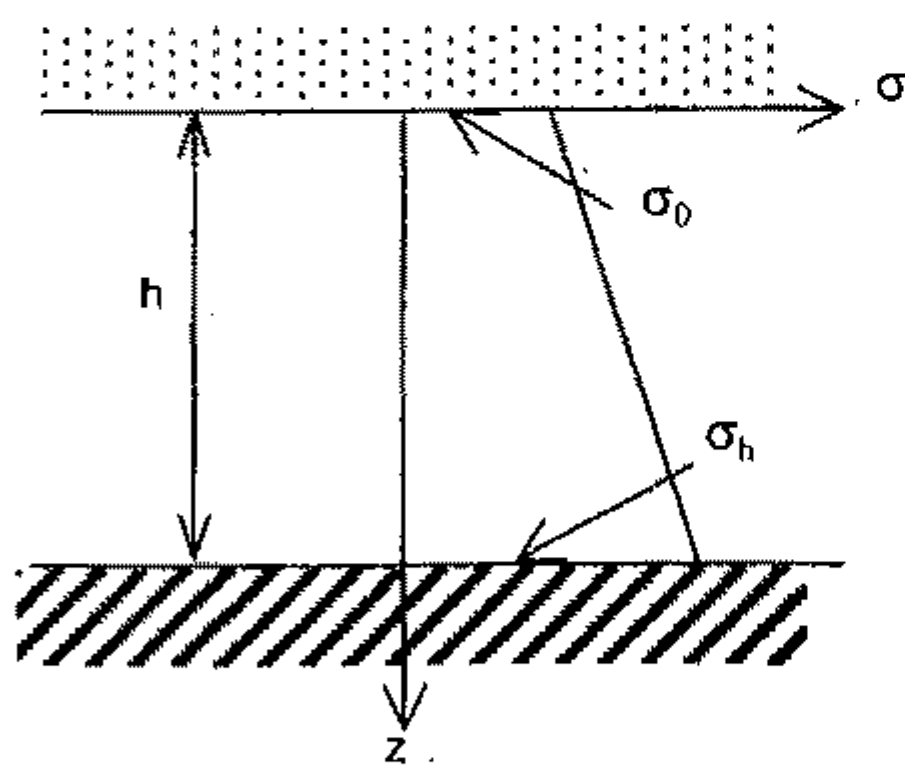
Bảng II.2. (tiếp theo)

T_v	U_0	U_1	U_2	U	T_{v0}	T_{v1}	T_{v2}
0,50	0,764	0,699	0,828	0,92	0,938	1,037	0,809
0,60	0,816	0,765	0,866	0,93	0,993	1,091	0,864
0,70	0,856	0,817	0,895	0,94	1,055	1,145	0,926
0,80	0,887	0,857	0,918	0,95	1,129	1,227	1,000
0,90	0,912	0,888	0,936	0,96	1,219	1,317	1,090
1,00	0,931	0,912	0,95	0,97	1,336	1,434	1,207
1,20	0,958	0,947	0,97	0,98	1,500	1,600	1,374
1,50	0,98	0,975	0,985				
2,00	0,994	0,993	0,996				

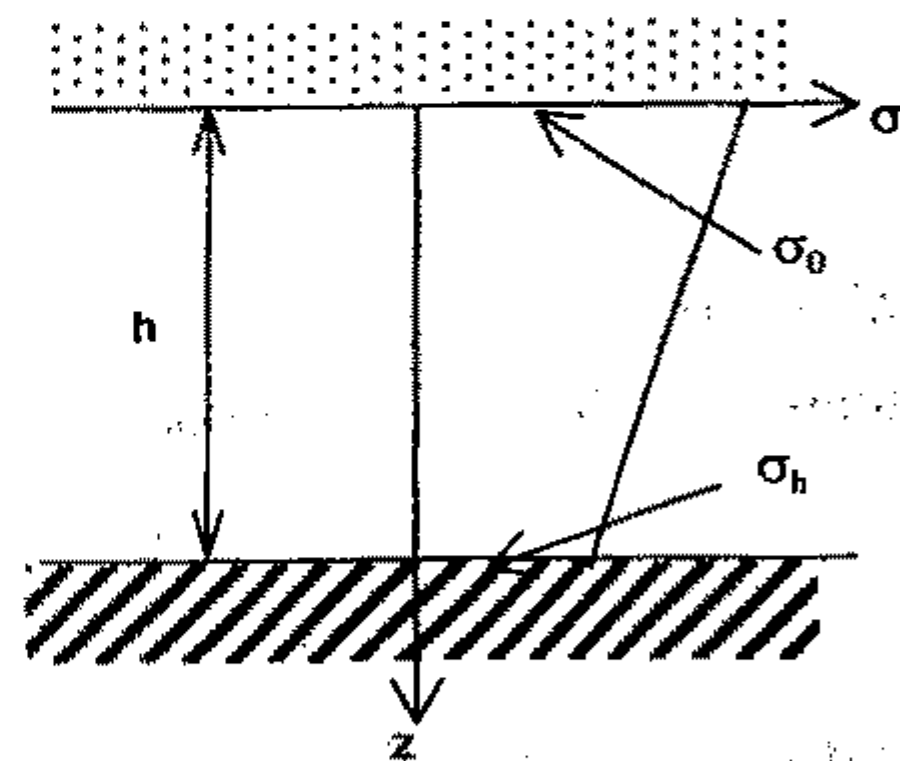
Trong trường hợp tổng quát, khi $p \neq 0$ và $k \neq \pm(p/h)$ sơ đồ bài toán cố kết một chiều được gọi là sơ đồ kết hợp và được mô tả như trên hình II.29 dưới đây. Độ cố kết trong trường hợp tổng quát có thể chứng minh được có dạng :

$$U(t) = \frac{2\alpha U_0(t) + U_1(t)(1-\alpha)}{(1+\alpha)} \quad (II.34)$$

trong đó: $\alpha = \sigma_0/\sigma_h$.



Sơ đồ 0-1



Sơ đồ 0-2

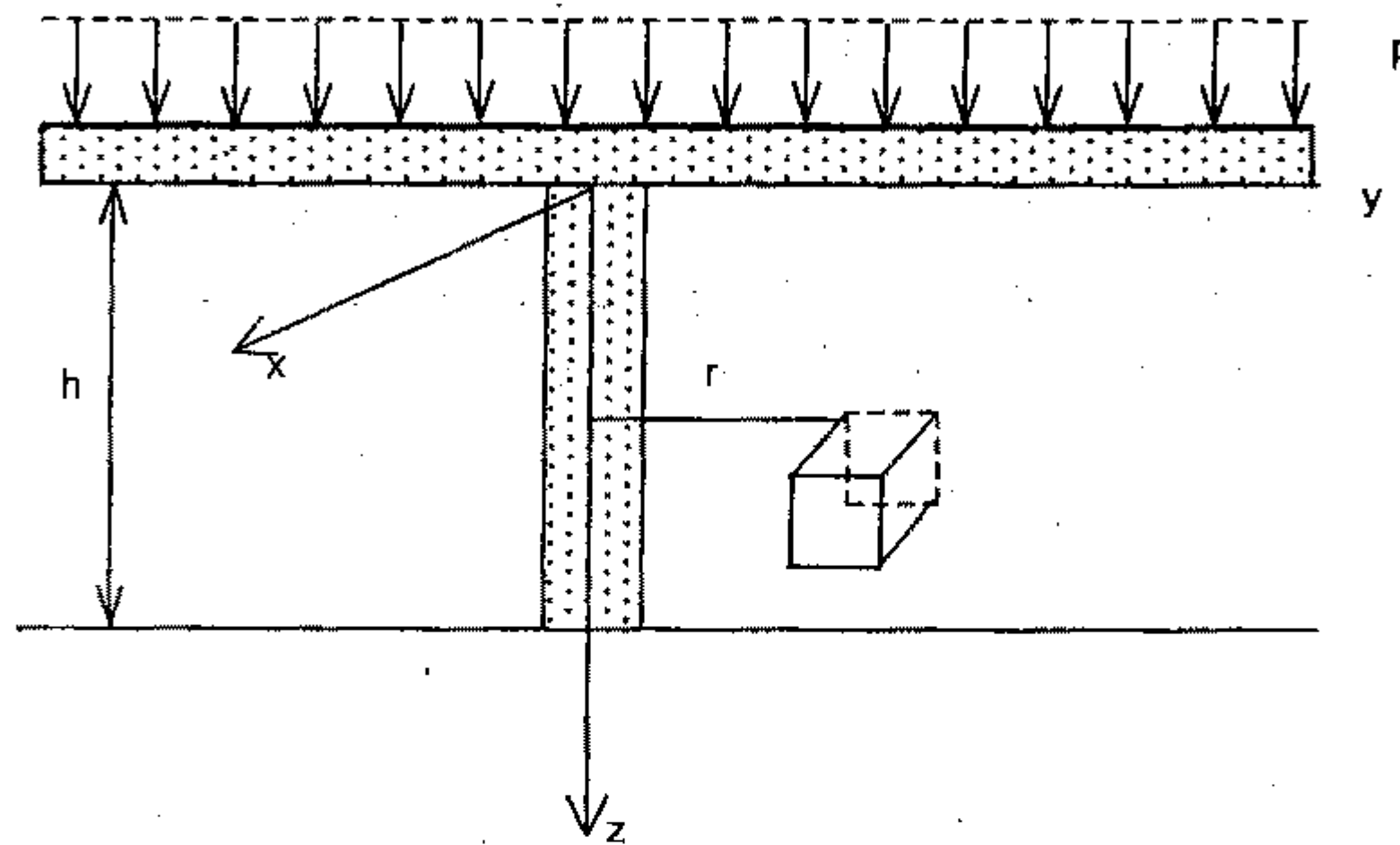
Hình II.29. Các sơ đồ kết hợp của bài toán cố kết một chiều

2.3.5. Cố kết thấm đối xứng trục

Tốc độ cố kết của nền trong bài toán một chiều phụ thuộc chính vào nhân tố thời gian T_v : T_v càng lớn tốc độ cố kết của nền càng cao và do đó thời gian "kết thúc" lún của nền càng ngắn. Điều này đặc biệt có ý nghĩa trong thực tế xây dựng. Giá trị của T_v ngoài phụ thuộc bản chất của đất và thời gian còn phụ thuộc rất lớn vào chiều dài đường thoát nước: chiều dài đường thoát nước, h , càng ngắn, T_v càng lớn và ngược lại. Do đó các

biện pháp kỹ thuật nhằm làm giảm chiều dài đường thoát nước của đất được đặc biệt chú trọng. Một trong những biện pháp được áp dụng rộng rãi là tạo ra các biên thoát nước nhân tạo cho phép nước thoát ra cả theo hai phương bằng các vật thoát nước thẳng đứng và lớp đệm cát trên bề mặt: thoát nước theo phương đứng và theo phương ngang. Cơ sở lý thuyết của bài toán kỹ thuật nói trên chính là nội dung của lý thuyết cổ kết thấm đối xứng trục được trình bày dưới đây.

Khảo sát bài toán cổ kết của lớp đất hữu hạn như trên hình II.30 trong đó ngoài các biên thoát trên và dưới còn có biên thoát nước hình trụ bán kính r_0 . Hệ tọa độ Đécác ba chiều chọn như trên hình II.30.



Hình II.30. Cổ kết thấm đối xứng trục

Một phân tố bất kì $dx dy dz$ biến dạng dưới ảnh hưởng của dòng thấm ba chiều luôn bảo toàn thể tích $\Delta Q = \Delta V_r$ được mô tả bởi phương trình vi phân sau:

$$\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} + \frac{\partial v_z}{\partial z} = \frac{1}{1+e} \frac{\partial e}{\partial t} \quad (\text{II.35})$$

trong đó: v_x , v_y và v_z là vận tốc thấm theo các phương thoả mãn điều kiện Darcy theo các biểu thức:

$$v_x = \frac{k_x}{\gamma_0} \frac{\partial u}{\partial x}; \quad v_y = \frac{k_y}{\gamma_0} \frac{\partial u}{\partial y}; \quad v_z = \frac{k_z}{\gamma_0} \frac{\partial u}{\partial z}$$

và:

$$\frac{\partial e}{\partial t} = \frac{\partial}{\partial t} [-a(p-u)] = a \frac{\partial u}{\partial t}$$

Thay vào phương trình cân bằng thể tích ta có:

$$\frac{k_x}{\gamma_0} \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{k_y}{\gamma_0} \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} + \frac{k_z}{\gamma_0} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{a}{1+e} \frac{\partial u}{\partial t} \quad (\text{II.36})$$

Trường hợp đối xứng trục, các thành phần hệ số thấm theo phương ngang $k_x = k_y = k_h$ gọi chung là hệ số thấm ngang. Chuyển sang hệ tọa độ trụ với trục Oz làm chuẩn, một điểm bất kì (x, y, z) có tọa độ mới (r, z) trong đó $r = \sqrt{(x^2 + y^2)}$ ta có:

$$\frac{k_x}{\gamma_0} \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} = \frac{k_h}{\gamma_0} \left[\frac{x^2}{x^2 + y^2} \frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{y^2}{(x^2 + y^2)\sqrt{x^2 + y^2}} \frac{\partial u}{\partial r} \right]$$

$$\frac{k_y}{\gamma_0} \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} = \frac{k_h}{\gamma_0} \left[\frac{y^2}{x^2 + y^2} \frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{x^2}{(x^2 + y^2)\sqrt{x^2 + y^2}} \frac{\partial u}{\partial r} \right]$$

Cuối cùng ta có phương trình vi phân cổ kết thấm trong bài toán đối xứng trục:

$$\frac{k_h}{\gamma_0} \left[\frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} \right] + \frac{k_z}{\gamma_0} \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{a}{1+e} \frac{\partial u}{\partial t} \quad (\text{II.37})$$

hay:

$$C_h \left[\frac{\partial^2 u}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial u}{\partial r} \right] + C_z \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = \frac{\partial u}{\partial t} \quad (\text{II.38})$$

chính là phương trình Rendiluc (1934), trong đó:

$$C_h = \frac{k_h}{m_v \gamma_0} \text{ - hệ số cổ kết theo phương ngang.}$$

Giải phương trình II.38 trong điều kiện tải trọng phân bố đều cường độ p trên bề mặt lớp đất hữu hạn ta được áp lực nước tại thời điểm bất kì tại một điểm có dạng sau:

$$u(r, z, t) = \frac{4}{\pi} p \sum_{i=1,3,5,\dots}^{\infty} \frac{1}{i} \sin\left(\frac{i\pi z}{2h}\right) \exp\left(-i^2 \frac{\pi^2}{4} T_v\right) \exp\left[-2i^2 T_h / F(n)\right] \quad (\text{II.39})$$

trong đó:

$$T_h = \frac{C_h}{4r^2} t \quad (\text{II.40})$$

$$F(n) = \left[\frac{n}{n-1} \right]^2 \left[\ln(n) - \frac{3}{4} + \frac{1}{n^2} \right] \quad (\text{II.41})$$

r = khoảng cách từ điểm đang xét đến trục Oz; n = tỉ số bán kính, $n = r/r_0$; r_0 = bán kính biên thoát nước hình trụ.

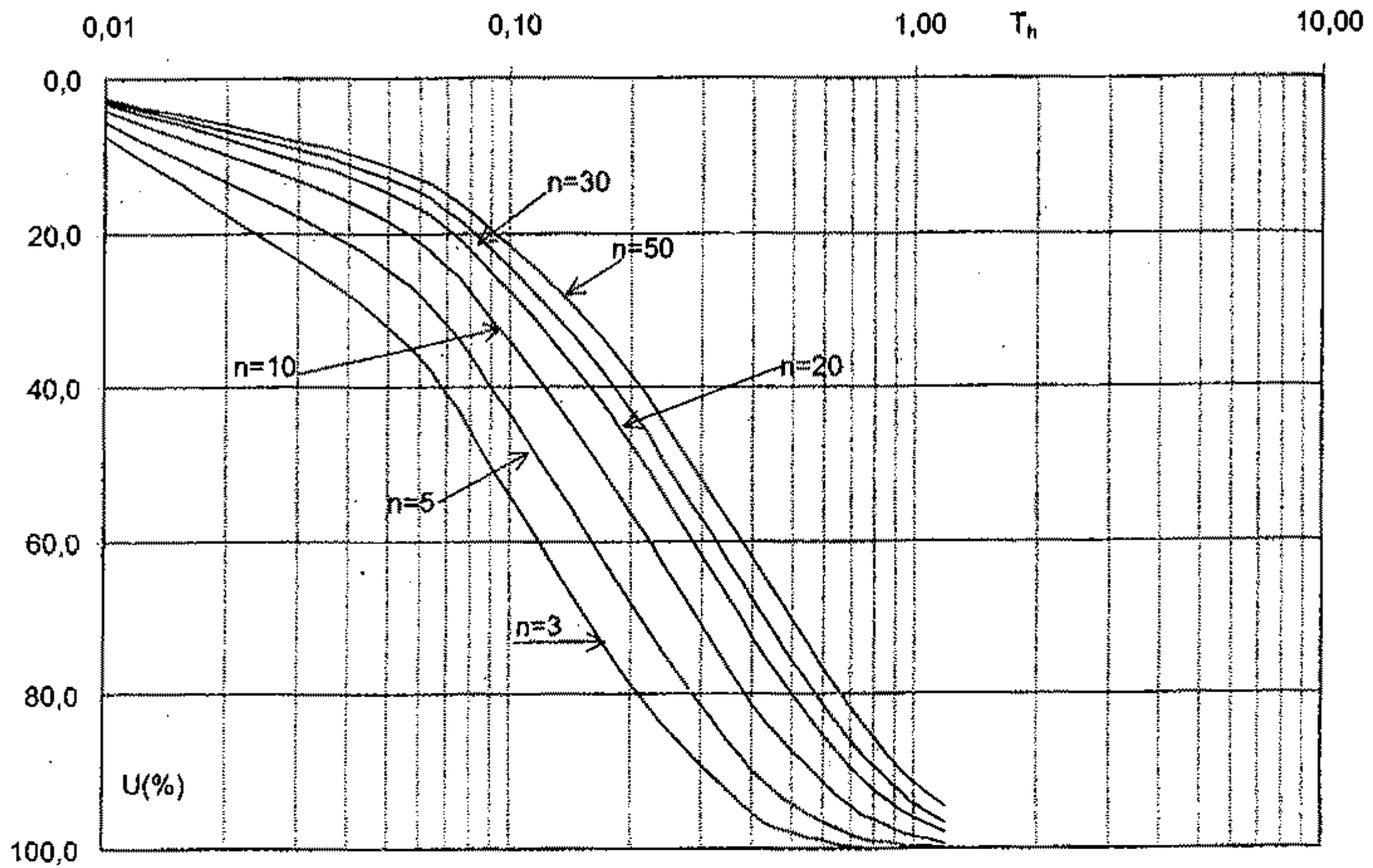
Độ cố kết chung của nền xác định theo công thức Baron (1948) có dạng:

$$U = 1 - (1 - U_v) \times (1 - U_h) \quad (\text{II.42})$$

trong đó: U_v xác định theo II.29 hoặc II.34 và:

$$U_h = 1 - \exp\left[\frac{-8T_h}{F(n)}\right] \quad (\text{II.43})$$

Đồ thị hàm U_h , theo nhân tố thời gian có dạng trên hình II.31



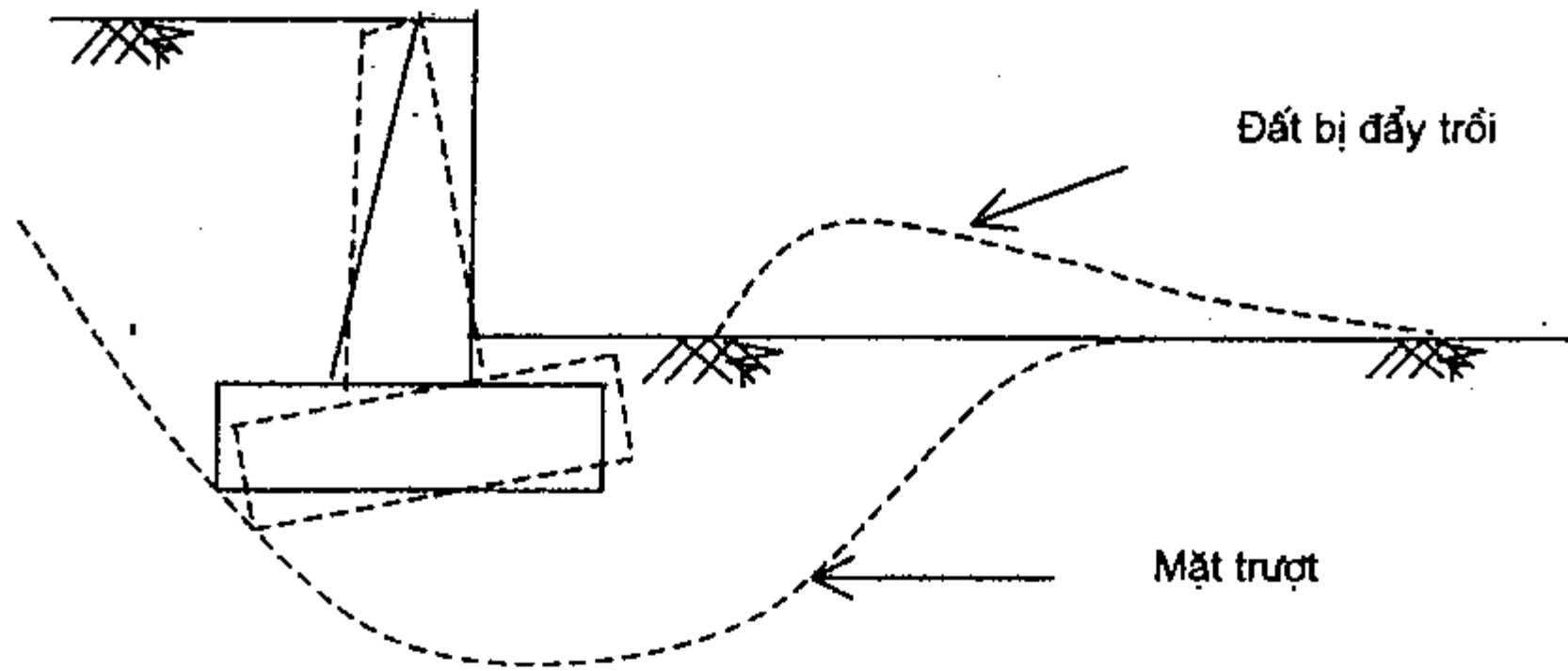
Hình II.31. Đồ thị $U_h = f(T_h)$ với các giá trị n khác nhau

§3. TÍNH CHỐNG CẮT CỦA ĐẤT

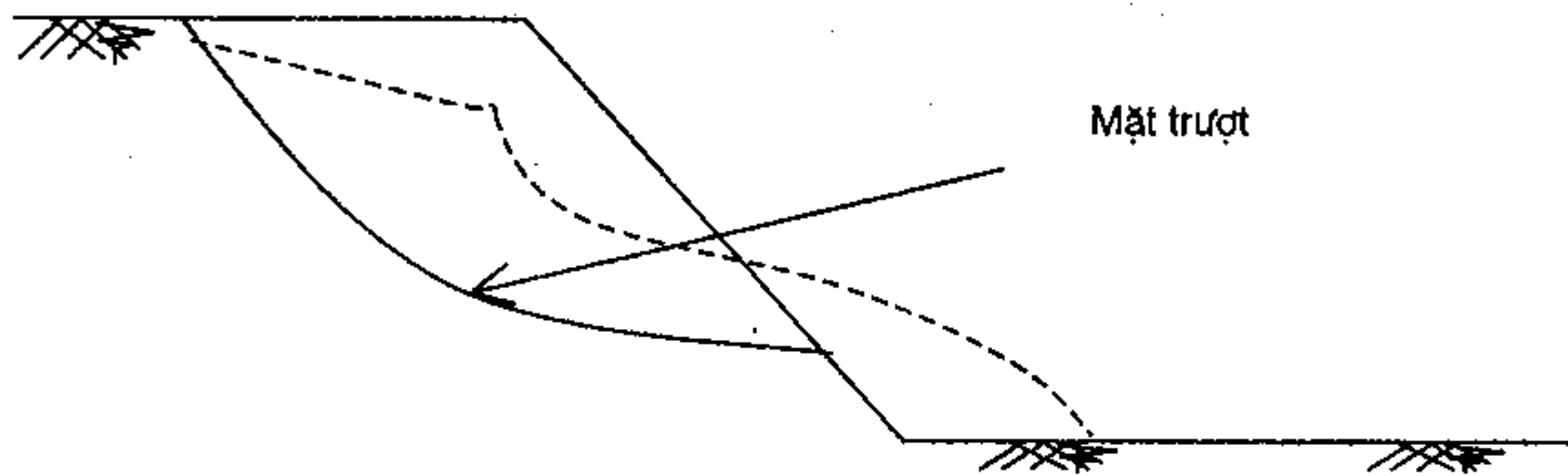
3.1. Khái niệm chung

Trên phương diện tổng quát, đất cũng là một loại vật liệu xây dựng tham gia vào việc hình thành nên công trình. Nếu nền đất bị phá hoại thì công trình cũng bị phá hoại do đó việc nghiên cứu tính bền của đất khi tham gia vào công trình là một trong những nhiệm vụ quan trọng mà Cơ học đất phải giải quyết nhằm tìm cách tránh những thiệt hại cho toàn bộ công trình có nguyên nhân từ đất nền.

Cơ chế phá hoại của từng loại vật liệu khác nhau có đặc điểm riêng tùy theo cơ cấu làm việc của chúng do đó độ bền cũng phải xác định khác nhau tương ứng. Đối với đất, các dạng thức sử dụng trong công trình khác nhau có thể xảy ra các kiểu phá hoại khác nhau đưa đến sự mất ổn định của công trình. Hình II.32 mô tả một số kiểu mất ổn định đặc trưng của công trình. Trong các dạng mất ổn định đó, biểu hiện chung là sự đổ vỡ hoặc nghiêng lệch của công trình bên trên kèm theo sự trượt của một khối đất gắn liền với công trình trên phần nền còn lại. Một số trường hợp không phát hiện thấy sự trượt của đất biểu hiện ra ngoài nhưng độ lún tăng nhanh tạo ra độ lún lệch lớn làm cho công trình bị phá hoại.

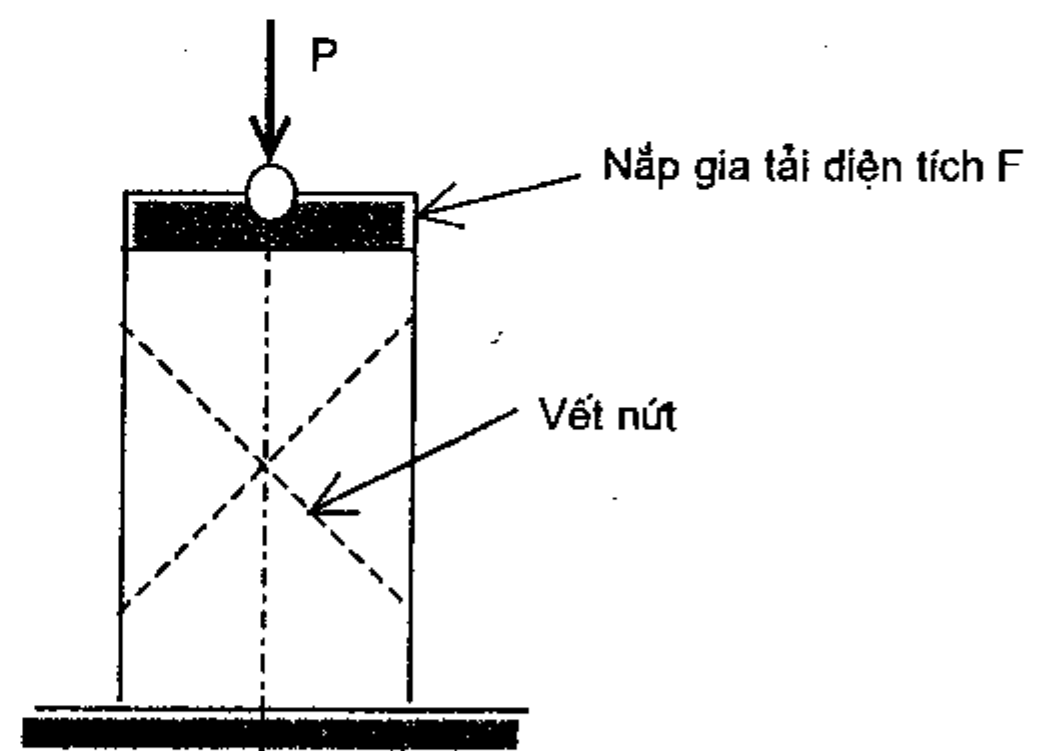


Hình II.32a. Mặt ổn định của tường chắn: đất dưới móng bị trượt



Hình II.32b. Mặt ổn định mái dốc

Sự phá hoại của đất do đó còn được gọi là sự phá hoại trượt. Cơ chế của sự phá hoại trượt có thể được nhìn nhận rõ thông qua khảo sát mô hình thí nghiệm nén một chiều nở ngang tự do sau đây: Một mẫu đất sét cứng hình trụ có tỉ lệ chiều cao/đường kính là (1,5 ÷ 2,0) chịu tải trọng nén dọc trục trên đỉnh với cường độ $p = P/F$ như hình II.33.



Hình II.33. Sơ đồ thí nghiệm nén một chiều nở hông tự do

Khi cường độ của tải trọng tăng dần, mẫu bị biến dạng cả theo phương đứng và phương ngang, thể tích của mẫu thay đổi. Dưới tải trọng đủ lớn, trên mẫu xuất hiện vết nứt nghiêng và hai phần của mẫu sẽ trượt lên nhau theo mặt nghiêng tương ứng. Đối với mẫu đất sét mềm, thí nghiệm tương tự có thể thực hiện trên máy nén ba trục với áp lực ngang bằng không có thể quan sát thấy biến dạng thể tích tương đối của mẫu ($\Delta V/V$) dần đến giá trị bằng không dưới tải trọng dọc trục nào đó không đối chứng tỏ mẫu đã bị chảy dẻo, tại các điểm trong vùng biến dạng dẻo cũng xảy ra hiện tượng đất trượt lên nhau mà không xuất hiện vết nứt do liên kết giữa các hạt trong trường hợp này là liên kết mềm dạng keo nhớt là chủ yếu. Tại các vị trí của vết trượt ứng suất cắt đạt tới giá trị vượt quá khả năng chống lại của đất do đó đã xảy ra hiện tượng trượt kể trên.

Việc nghiên cứu độ bền và sự phá hoại của đất liên quan đến hiện tượng trượt dựa vào các lý thuyết được gọi các thuyết bền. Đã có nhiều thuyết bền của đất được đề xuất. Trong số đó, thuyết bền Mohr - Coulomb mô tả quan hệ giữa ứng suất cắt và sức kháng cắt tại một điểm là phổ biến hơn cả và được ứng dụng rộng rãi trong phân tích các khái niệm cơ bản. Thuyết bền Mohr - Coulomb được Terzaghi cải tiến bằng cách đưa khái niệm ứng suất hữu hiệu vào hiệu ứng ma sát của đất để hình thành nguyên lý ứng suất hữu hiệu hiện là thuyết bền được áp dụng phổ biến trong thực tế.

3.2. Thuyết bền Mohr - Coulomb về sức chống cắt của đất

Năm 1776, Coulomb đề xuất nguyên lý kháng cắt của đất dựa trên mô hình ma sát bao gồm yếu tố chính là ma sát giữa hai phần của khối đất khi chúng có xu hướng trượt lên nhau và lực liên kết giữa các hạt đất được gọi là lực dính. Một phương trình đơn giản liên hệ giữa độ bền chống cắt của đất với ứng suất pháp được đề nghị còn gọi là định luật Coulomb.

Lực ma sát của đất: Lực ma sát xuất hiện khi đất có xu hướng trượt lên nhau tương tự ma sát giữa hai vật thể thông thường. Lực ma sát tỉ lệ thuận với lực nén vuông góc với mặt trượt bởi hệ số ma sát:

$$T_{ms} = Pf_{ms} = Ptg\varphi$$

trong đó: T_{ms} = lực ma sát giữa hai vật trượt lên nhau; P = lực vuông góc với mặt trượt; f_{ms} = hệ số ma sát; φ = góc ma sát.

Khi xét hiện tượng trượt theo một diện nào đó qua một điểm bất kì trong đất, lực ma sát trên một đơn vị diện tích xung quanh điểm đó, kí hiệu s_{ms} , được xác định như sau:

$$s_{ms} = \frac{T_{ms}}{F} = \frac{Ptg\varphi}{F} = \sigma tg\varphi \quad (II.44)$$

trong đó: F = diện tích mặt trượt; σ = ứng suất pháp tác dụng trên mặt đó.

Lực dính của đất: Các hạt đất có thể có gắn kết với nhau. Sự gắn kết này làm cho chúng có khả năng chống lại lực kéo trực tiếp tách rời chúng ra và ta gọi là lực dính. Nói chung lực dính phụ thuộc vào loại đất và có thể chấp nhận bằng nhau tại mọi điểm và theo mọi hướng. Lực dính trên một đơn vị diện tích được gọi là lực dính đơn vị, kí hiệu c .

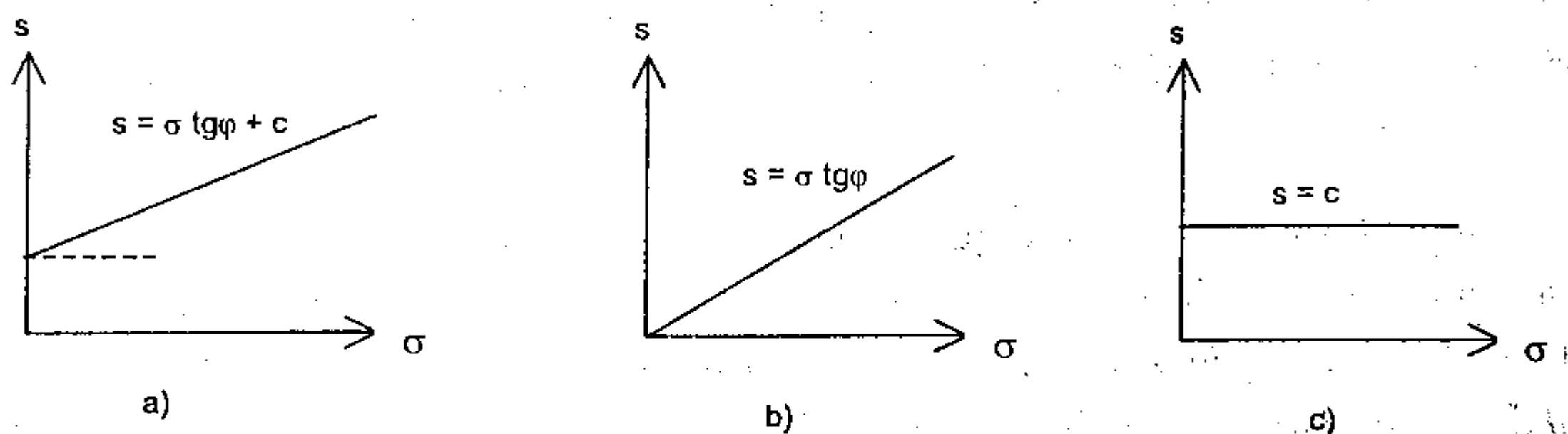
Biểu thức Coulomb (định luật Coulomb)

Sức kháng cắt của đất trên một diện nào đó là khả năng của đất chống lại ứng lực cắt theo diện đó trên một đơn vị diện tích, kí hiệu là s . Theo Coulomb, sức kháng cắt, s , là tổng của lực ma sát đơn vị với lực dính đơn vị:

$$s = s_{ms} + c = \sigma tg\varphi + c \quad (II.45)$$

trong đó: φ , c là các đặc trưng chống cắt của đất (còn gọi là đặc trưng về cường độ của đất). φ , c xác định bằng thí nghiệm gọi là thí nghiệm cắt; σ = ứng suất nén tạo ra ma sát đơn vị, σ do tải trọng gây ra và phụ thuộc điểm khảo sát.

Đồ thị mô tả quan hệ $s = f(\sigma)$ theo II.45 có các dạng đường thẳng như trên hình II.34 phân biệt cho các loại đất khác nhau. Trong trường hợp tổng quát, quan hệ $s - \sigma$ là một đường thẳng nghiêng với trục hoành góc φ được gọi là kháng cắt của đất và cắt trục tung tại giá trị bằng lực dính đơn vị c như trên hình II.34a. Hình II.34b cho quan hệ $s - \sigma$ của một loại đất đặc biệt với lực dính đơn vị $c = 0$, ta nói rằng đất không có tính dính hay đất rời. Đồ thị hình II.34c là trường hợp ngược lại đặc trưng cho đất thuần dính có thể gặp trong trường hợp đất sét bão hòa nước.



Hình II.34. Đồ thị quan hệ $s = f(\sigma)$

Các giá trị của φ và c thực chất chỉ là những mô tả toán học cho đặc trưng kháng cắt của đất và được xác định bằng thí nghiệm quan hệ $s = f(\sigma)$. Về phương diện vật lí, bản chất của hiệu ứng ma sát giữa các hạt cũng như lực liên kết giữa chúng phức tạp hơn rất nhiều. Tuy vậy, những mô tả của Coulomb và tương tự cũng đủ tin cậy cho phần lớn các bài toán kỹ thuật và là đối tượng chính của giáo trình này.

Lưu ý rằng, tải trọng công trình nói chung gây ra ứng suất cắt, τ , nhưng cũng tạo ra bộ phận quan trọng của sức kháng cắt, $\sigma \text{ tg}\varphi$.

Thuyết bền Mohr - Coulomb

Điều kiện bền của đất được thiết lập trên cơ sở so sánh ứng suất cắt với sức kháng cắt trên cùng một diện phẳng được khảo sát. Hai tình huống sau đây có thể xảy ra:

- Trạng thái cân bằng bền khi $\tau < s$
- Trạng thái cân bằng giới hạn khi $\tau = s$

* Trạng thái $\tau > s$ không thể xảy ra vì $\tau = s$ biến dạng sẽ tăng liên tục trong khi ứng suất vẫn giữ không đổi và biến dạng như vậy được gọi là biến dạng dẻo. Như vậy, nếu gọi ứng suất cắt lớn nhất có thể có trên một diện nào đó là τ_f thì theo Mohr, tính bền của đất được đảm bảo khi:

$$\tau_f \leq \sigma \operatorname{tg}\varphi + c$$

Biểu thức này cho phép đo ứng suất cắt cực đại, τ_f , khi mẫu phá hoại thay vì do sức kháng cắt, s , là một đại lượng thuộc "bên trong" của đất mà ta không thể đo trực tiếp được.

3.3. Ứng suất hữu hiệu và sức kháng cắt theo ứng suất hữu hiệu

Sự truyền ứng suất pháp trong đất bão hoà

Trong khối đất bão hoà cân bằng dưới tác dụng của tải trọng, ứng suất tổng (σ) vuông góc với mặt phẳng đã cho được tiếp nhận một phần nhờ các hạt rắn thông qua các điểm tiếp xúc, một phần nữa nhờ áp lực nước trong lỗ rỗng được gọi là áp lực nước lỗ rỗng (u_w). Hiệu giữa ứng suất tổng và áp lực nước lỗ rỗng được biết là ứng suất hữu hiệu và được kí hiệu bởi chữ σ' . Phương trình xác định ứng suất hữu hiệu có dạng:

$$\sigma' = \sigma - u_w \quad (\text{II.46})$$

Phương trình này là cơ sở quan trọng của cơ học đất và được Terzaghi phát biểu lần đầu vào năm 1924. Tâm quan trọng của ứng suất hữu hiệu nằm ở phát biểu thứ hai của Terzaghi: *mọi ảnh hưởng có thể đo được do sự thay đổi của ứng suất đều phụ thuộc duy nhất vào sự thay đổi của ứng suất hữu hiệu*. Do đó khi nghiên cứu tính chất của đất, ứng suất hữu hiệu và sự thay đổi ứng suất hữu hiệu phải được xem xét.

Ứng suất hữu hiệu đôi khi được coi là bằng ứng suất giữa các hạt đất. Điều này chỉ để dễ hình dung ý nghĩa của ứng suất hữu hiệu mà thôi. Tuy vậy, trong khoảng ứng suất thông thường trong đất, gần đúng này là chấp nhận được.

Sự truyền ứng suất cắt trong đất bão hoà

Chất lỏng thông thường không có sức kháng cắt. Ứng suất cắt trong đất được truyền đi nhờ hoàn toàn vào ma sát tại các điểm tiếp xúc giữa các hạt tức là chỉ do khung kết cấu đất. Do đó, sức kháng cắt trên mặt đã cho chỉ phụ thuộc ứng suất pháp hữu hiệu vuông góc với mặt đó mà không phụ thuộc tổng ứng suất. Phương trình Mohr - Coulomb đối với sức kháng cắt lớn nhất (τ_f) trên mặt phẳng trượt được Terzaghi sửa đổi như sau:

$$\tau_f = c' + (\sigma - u_w)\operatorname{tg}\varphi' \quad (\text{II.47})$$

hay:
$$\tau_f = c' + \sigma'\operatorname{tg}\varphi' \quad (\text{II.47a})$$

trong đó: τ_f là ứng suất cắt lớn nhất có thể có trên mặt phẳng (theo ứng suất hữu hiệu), σ' là ứng suất hữu hiệu vuông góc với mặt phẳng, u_w là áp lực nước lỗ rỗng, c' là lực dính biểu kiến và φ' là góc kháng cắt hữu hiệu.

Ứng suất cắt có thể gây ra sự thay đổi ứng suất hữu hiệu và biến dạng hình dáng mà không làm thay đổi thể tích của khối đất trong khi sự thay đổi ứng suất hữu hiệu luôn đi

kèm theo sự biến dạng kết cấu đất. Biến dạng có thể bao gồm biến dạng thể tích (còn gọi là sự nén), biến dạng cắt hoặc cả hai.

Kết quả thí nghiệm độ bền cắt trên máy nén ba trục có thể diễn giải theo cả ứng suất hữu hiệu và ứng suất tổng. Ứng suất hữu hiệu không thể đo trực tiếp mà thu nhận được từ giá trị đo ứng suất tổng và áp lực nước lỗ rỗng.

3.4. Thí nghiệm xác định đặc trưng chống cắt của đất: thí nghiệm cắt

Thí nghiệm cắt cần được thực hiện trên mẫu nguyên dạng. Có hai kiểu thí nghiệm cắt cơ bản thường tiến hành trong phòng thí nghiệm: cắt trực tiếp và cắt gián tiếp.

Các điều kiện thoát nước và không thoát nước

Dưới ứng suất hữu hiệu, đặc tính kháng cắt là mô phỏng cơ bản cho tất cả các loại đất. Sự khác nhau mà chúng ta quan trắc được giữa đất cát và đất sét, chẳng hạn, chỉ nhạy cảm về độ lớn chứ không phải thể loại và sự phụ thuộc đặc trưng thoát nước rất khác nhau của chúng do tính thấm khác nhau quyết định. Sự thay đổi thể tích do sự thay đổi ứng suất gây ra đòi hỏi nước phải thoát ra ngoài hoặc hút vào lỗ rỗng. Thời gian cho sự thoát nước có thể khác nhau đến 10^6 lần tùy thuộc tính thấm của đất. Hơn nữa, thời gian tải trọng tác dụng gây ra ứng suất cắt cũng thay đổi thậm chí đến 10^9 lần, chẳng hạn khi so sánh giữa tác động của động đất với tải trọng công trình. Trong khoảng thời gian trung gian, chẳng hạn thời gian xây dựng công trình, trạng thái thoát nước có thể áp dụng cho đất cát trong khi trạng thái không thoát nước được áp dụng cho đất sét. Tuy vậy, dưới tải trọng cực ngắn của động đất thì ngay cả đất cát cũng không có đủ thời gian để tiêu tán áp lực nước lỗ rỗng và điều kiện không thoát nước phải được áp dụng. Ngược lại, khi đất sét cố kết dần trong nhiều năm dưới tải trọng công trình hoặc dưới đập đất thì điều kiện thoát nước cần được xét đến.

Khi thí nghiệm trong phòng, điều kiện thoát nước cũng như không thoát nước đều có thể áp dụng cho đất tùy theo thời gian thí nghiệm. Điều kiện thoát nước thường áp dụng cho thí nghiệm với đất cát, nhưng trong các thủ tục thí nghiệm đặc biệt trạng thái không thoát nước cũng có thể sử dụng được. Các điều kiện thoát nước được mô phỏng trong thí nghiệm thông qua việc kiểm soát áp lực nước lỗ rỗng được gọi là các chế độ thí nghiệm cắt.

Chế độ thí nghiệm cắt

Để có thể kiểm soát được ảnh hưởng của điều kiện thoát nước, các điều kiện liên quan đến áp lực nước u_w được đơn giản hóa theo ba chế độ sau đây: thí nghiệm với $u_w = 0$; thí nghiệm với $\sigma' = 0$ và chế độ trung gian trong đó $u_w = 0$ dưới tác dụng của lực nén nhưng $u_w \neq 0$ dưới tác dụng của lực cắt.

Cắt chậm là tên gọi của chế độ cắt với $u_w = 0$ trong đó mẫu được cố kết hoàn toàn khi chịu lực nén và được cắt rất chậm để cho nước tiếp tục thoát hết trong khi chịu lực cắt. Chế độ này được kí hiệu bằng chữ CD: thí nghiệm CD (Consolidated Drained Test)

Cắt nhanh là tên gọi của chế độ cắt với $\sigma' = 0$. Khi thí nghiệm, nước không được thoát ra cả khi chịu lực nén cả khi chịu cắt. Thí nghiệm được kí hiệu bằng chữ UU: thí nghiệm UU (Unconsolidated Undrained Test)

Cắt nhanh cố kết là tên gọi của chế độ cắt trung gian trong đó nước phải được thoát hết khi mẫu chịu lực nén (cố kết hoàn toàn dưới tác dụng của lực nén, $u_w = 0$) nhưng chịu tải trọng cắt nhanh trong điều kiện không thoát nước. Thí nghiệm này được kí hiệu bằng chữ CU: thí nghiệm CU (Consolidated Undrained Test).

Nói chung các chế độ thí nghiệm chỉ có thể thực hiện được hoàn hảo trong thí nghiệm cắt gián tiếp (thí nghiệm nén ba trục).

Giới hạn cho việc xác định độ bền cắt trong thí nghiệm

Trong thí nghiệm nén ba trục thông dụng tải trọng thí nghiệm thường được tiến hành theo hai giai đoạn: nén đẳng hướng tạo ra ứng suất chính theo các phương bằng nhau $\sigma_1 = \sigma_3 = \sigma$ và nén dọc trục tạo gia số ứng suất cho σ_1 ($\sigma_1 = \sigma + \Delta\sigma$) trong khi vẫn duy trì σ_3 không đổi cho đến khi mẫu được coi là đạt tới giới hạn trượt. Ba giới hạn trượt cơ bản mà theo đó độ bền cắt của đất được xác định trong thí nghiệm sẽ được thảo luận dưới đây. Một số giới hạn trượt khác ít gặp hơn trong thực tế có thể tham khảo ở các tài liệu chuyên về thí nghiệm.

- (1) Số gia ứng suất cực đại
- (2) Tỷ số ứng suất chính cực đại
- (3) Biến dạng giới hạn

Số gia ứng suất cực đại

Thuật ngữ số gia ứng suất ở đây được dùng để chỉ số gia của ứng suất chính dọc trục, $\Delta\sigma_1 = \Delta\sigma$. Giới hạn theo số gia ứng suất cực đại hay số gia ứng suất "đỉnh" là một giới hạn truyền thống khi thí nghiệm mẫu đất trong đó mẫu được coi là đã đạt tới giới hạn trượt ứng với giá trị lớn nhất của $\Delta\sigma$ trên đồ thị $\Delta\sigma - \epsilon$ (hình II.35a).

Nếu các ứng suất chính tổng được kí hiệu là σ_1 và σ_3 , số gia ứng suất đỉnh khi mẫu bị phá hoại sẽ là $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ và biến dạng tương ứng kí hiệu là ϵ_f . Trong thí nghiệm không thoát nước, áp lực nước lỗ rỗng ứng với biến dạng này là u_f và từ đó ứng suất chính hữu hiệu tại đỉnh có thể tính được. Trong thí nghiệm thoát nước, áp lực nước lỗ rỗng giữ nguyên giá trị ban đầu, chỉ σ'_1 thay đổi trong khi giữ σ'_3 không thay đổi.

Tỉ số ứng suất chính cực đại

Nếu các ứng suất chính hữu hiệu được tính theo mỗi tập hợp số độc trong thí nghiệm không thoát nước, giá trị của tỉ số ứng suất chính σ'_1/σ'_3 có thể tính được và vẽ theo biến dạng. Mẫu được coi là đã phá hoại khi giá trị σ'_1/σ'_3 đạt cực đại (hình II.35b).

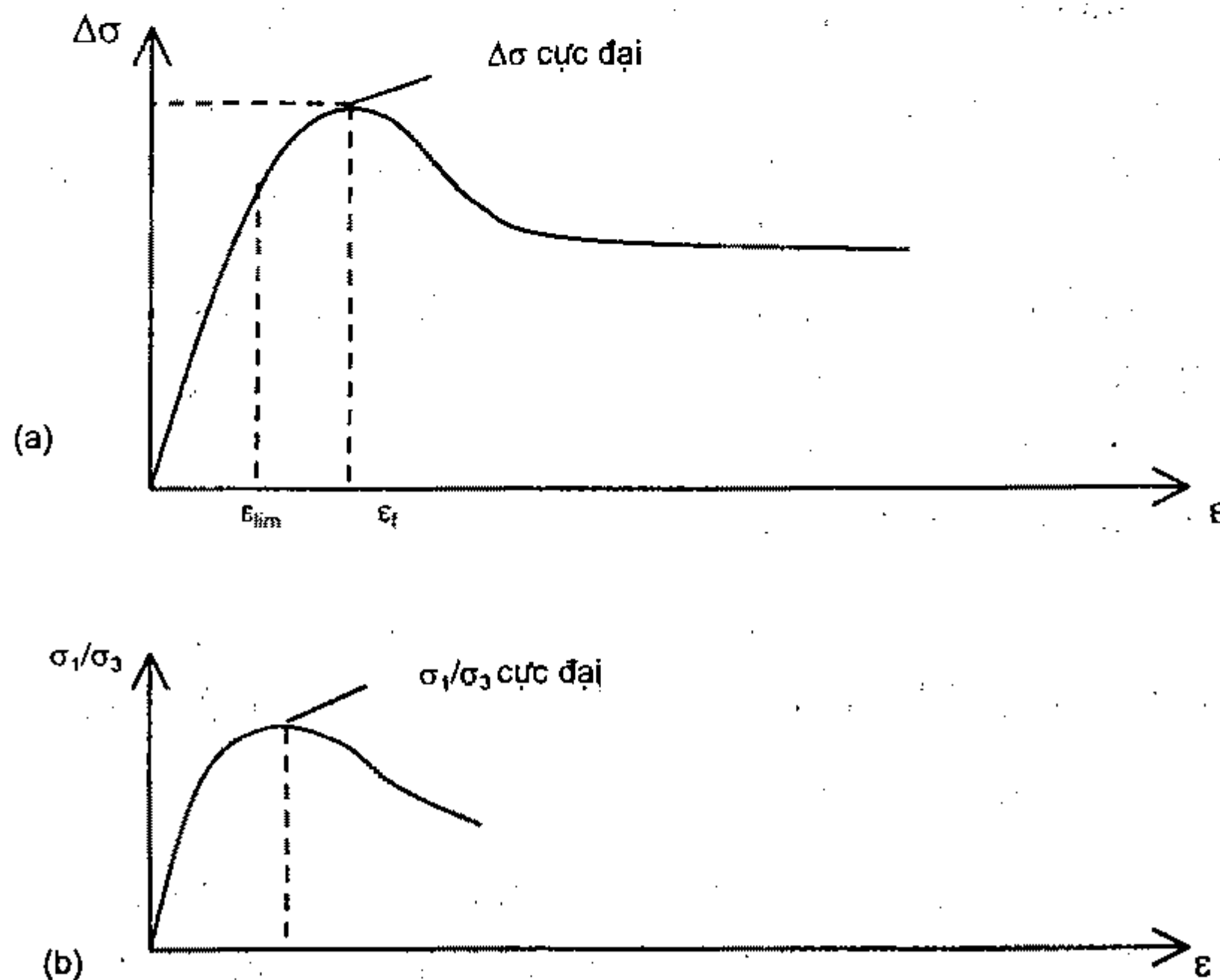
Tỉ số σ'_1/σ'_3 bằng 1 khi bắt đầu thí nghiệm vì tại đó $\sigma_1 = \sigma_3$ do đó $\sigma'_1 = \sigma'_3$. Giá trị lớn nhất của tỉ số này thường xấp xỉ với biến dạng khi có số gia ứng suất đỉnh chỉ trong các thí nghiệm trên đất sét cổ kết bình thường.

Giới hạn tỉ số ứng suất cực đại thích hợp hơn giới hạn số gia đỉnh vì nó có thể cho phép diễn dịch nhiều kiểu thông số độ bền cắt khác nhau hoặc có thể áp dụng cho nhiều loại đất khác nhau. Giới hạn này đặc biệt thích hợp cho đất sét vì số gia ứng suất vẫn tiếp tục tăng khi có biến dạng lớn. Giới hạn này còn được áp dụng thích hợp khi thí nghiệm theo nhiều giai đoạn.

Tỉ số ứng suất không sử dụng cho thí nghiệm thoát nước trừ khi cần xác định giá trị tại số gia đỉnh vì sự thay đổi ứng suất hữu hiệu bằng sự thay đổi ứng suất tổng và đường cong tỉ số ứng suất có hình dạng giống đường số gia ứng suất.

Biến dạng giới hạn

Giới hạn này thường không được sử dụng trừ khi thí nghiệm thoát nước nhiều giai đoạn. Đối với những loại đất cần biến dạng rất lớn mới có thể phát huy hết sức kháng cắt thì một điều kiện giới hạn về biến dạng là thích hợp hơn. Trượt khi đó được định nghĩa như là biến dạng phải đạt đến ϵ_{lim} (hình II.35a).

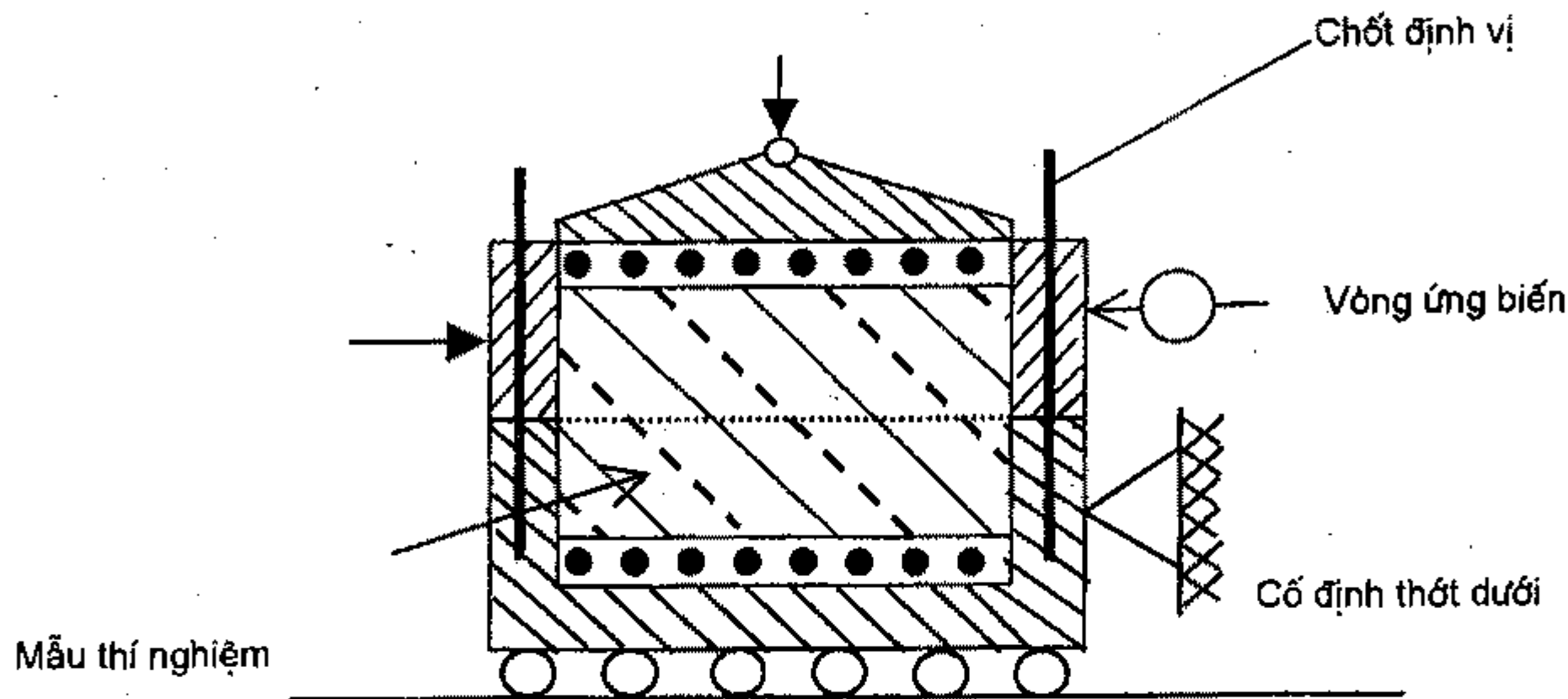


Hình II.35. Các giới hạn trượt của mẫu

3.5. Thí nghiệm cắt trực tiếp

Thiết bị thí nghiệm:

Thí nghiệm được thực hiện trên loại thiết bị được gọi là máy cắt phẳng có cấu tạo theo nguyên tắc sau: mẫu thí nghiệm đồng thời chịu tải trọng đứng và tải trọng ngang. Tải trọng đứng tạo ra ứng suất nén phân bố đều không đổi còn tải trọng ngang tạo ra ứng suất cắt trên một mặt phẳng định trước thay đổi được. Khi ứng suất cắt tăng đến một giá trị cực đại ứng với sức kháng cắt của đất thì mẫu bị phá hoại cắt. Nói chung các thiết bị loại này không cho phép đo áp lực nước.



Hình II.36. Mô hình thí nghiệm cắt trực tiếp

Cách thí nghiệm:

Mẫu nguyên dạng được chuyển từ dao vòng vào máy cắt trực tiếp.

Gia tải trọng đứng lên mẫu ứng với ứng suất nén σ định trước.

Tăng dần tải trọng ngang cho đến khi mẫu bị phá hoại. Mẫu sẽ bị phá hoại khi tải trọng ngang không tăng mà biến dạng ngang vẫn tăng hoặc khi biến dạng ngang lớn hơn một giá trị nào đó theo tiêu chuẩn phá hoại về biến dạng giới hạn.

Làm lại thí nghiệm với các giá trị ứng suất nén khác nhau để có các giá trị sức kháng cắt tương ứng. Thông thường các giá trị ứng suất nén được định trước (3 ÷ 4 cấp) tùy thuộc loại đất và có số gia không đổi

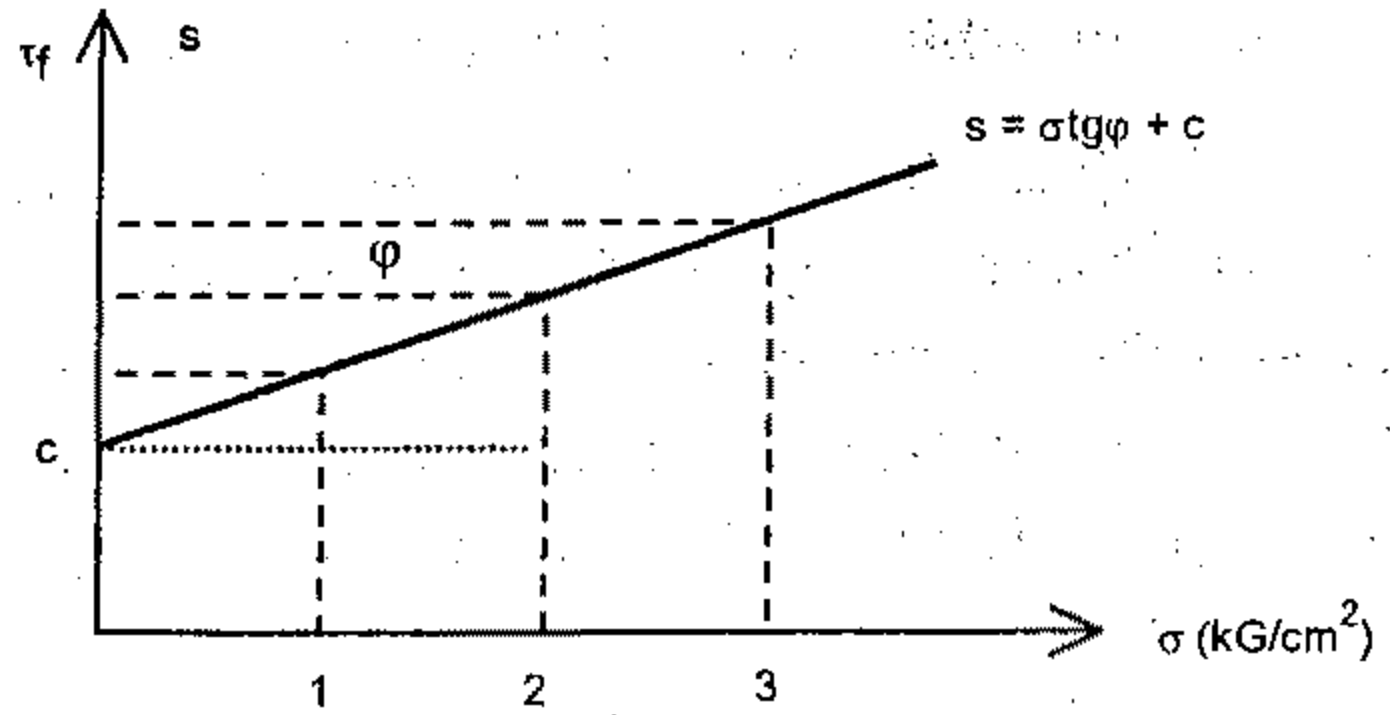
Kết quả thí nghiệm và xử lý kết quả:

Kết quả thí nghiệm cắt trực tiếp là các giá trị ứng suất tổng (σ_i, τ_{fi}) trong đó τ_{fi} là ứng suất cắt khi mẫu bị phá hoại tức là sức kháng cắt s_i ứng với ứng suất nén σ_i :

$$(\sigma_i, \tau_{fi}) = (\sigma_i, s_i)$$

Kết quả thí nghiệm được biểu diễn bằng đồ thị quan hệ $s = f(\sigma)$ (trong thực tế nhiều khi biểu diễn dưới dạng đồ thị $\tau_f = f(\sigma)$). Dựa vào đồ thị đó, các đặc trưng chống cắt ϕ, c của đất được xác định bằng cách đo trực tiếp hoặc bằng tính toán. Việc xử lý kết quả

theo phương pháp bình phương cực tiểu được áp dụng trong quy phạm Việt Nam hiện được nhiều nơi sử dụng. Hình II.37 là một đồ thị mẫu biểu diễn kết quả thí nghiệm cắt trực tiếp.



Hình II.37. Đồ thị sức kháng cắt của đất.

Kết quả từ thí nghiệm này có thể coi là tương đương với chế độ cắt UU, tuy vậy, nói chung không thể đảm bảo được hoàn

toàn các điều kiện của chế độ UU do không kiểm soát được áp lực nước. Loại thiết bị này có thể thực hiện được chế độ thí nghiệm CD nếu cơ chế gia tải ngang thích hợp.

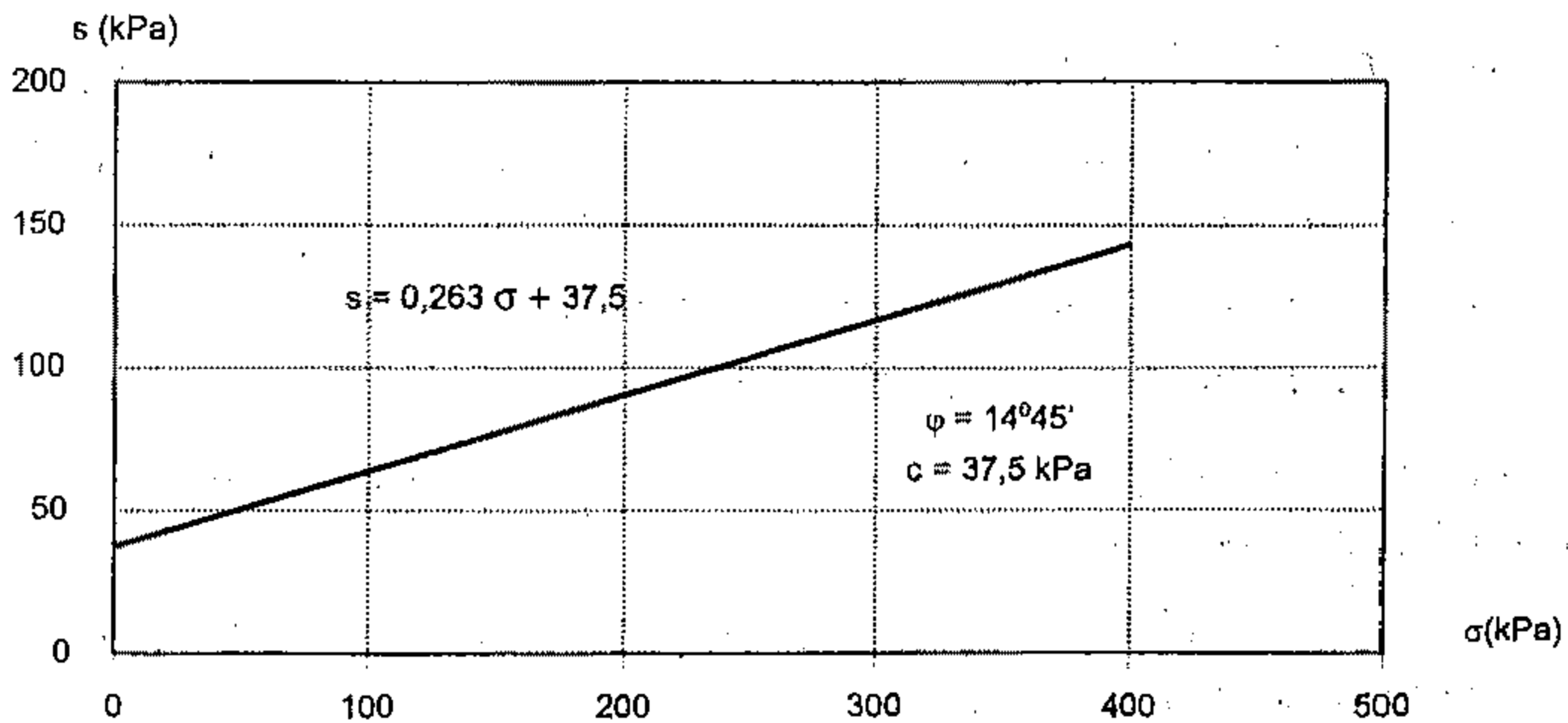
Ví dụ II.8. Hãy xác định các đặc trưng chống cắt của đất từ số liệu kết quả thí nghiệm cắt trực tiếp một mẫu đất sau đây:

Ứng suất nén, σ (kPa)	100	200	300	400
Ứng suất cắt, τ (kPa)	61	93	119	140

* **Giải thích:** Giá trị của ứng suất cắt đo được và ghi trong bảng ứng với thời điểm mẫu bị phá hoại tức chính bằng sức kháng cắt của đất, s . Cần phân biệt rõ điều này.

Giải:

Dựa vào các cặp số liệu (τ, σ) trong bảng, ta vẽ đồ thị xấp xỉ $s = f(\sigma)$ trên hệ tọa độ $\{s, \sigma\}$ như trên hình II.38.

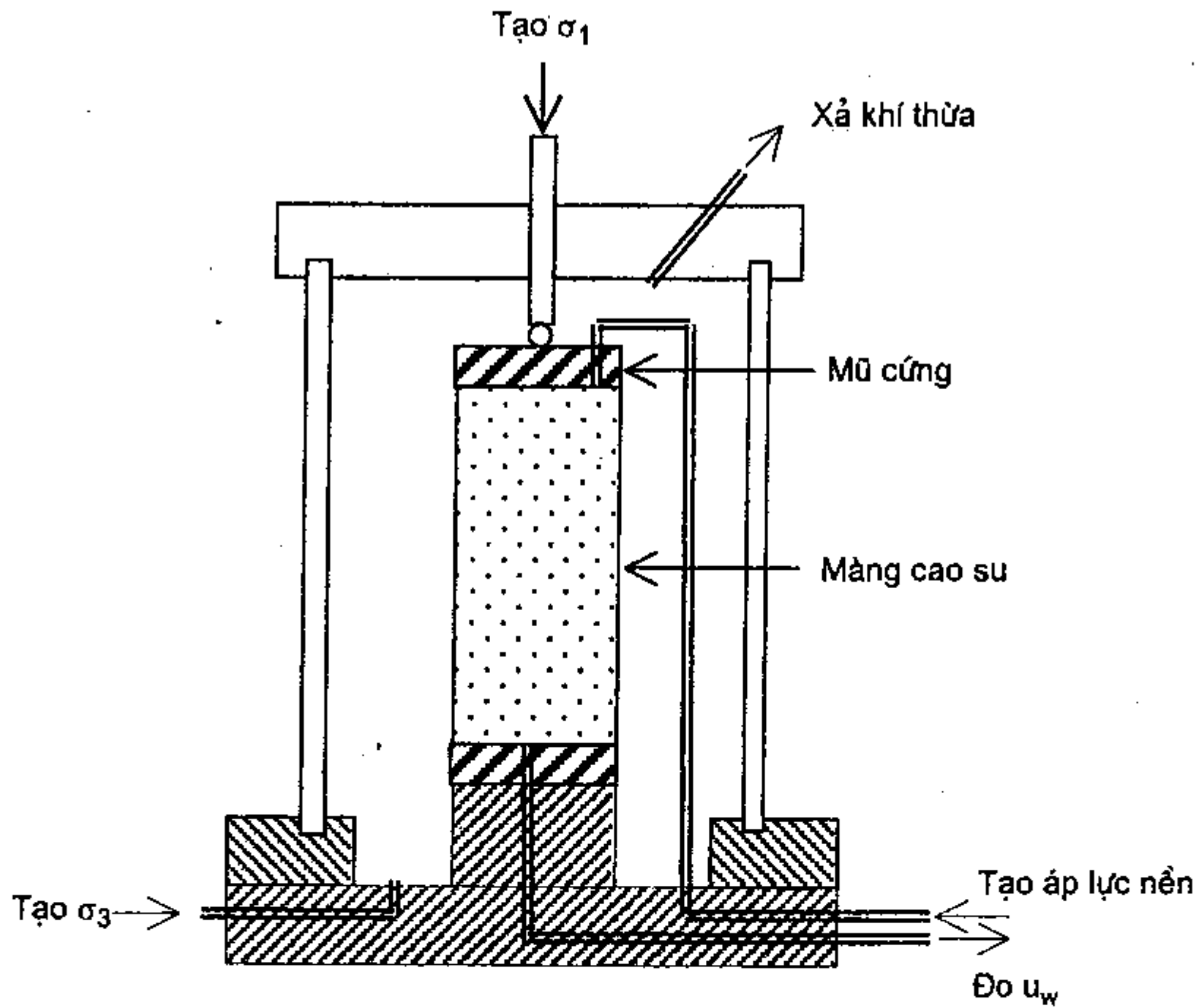


Hình II.38. Đồ thị kết quả thí nghiệm từ ví dụ II.8

Từ đồ thị các giá trị đặc trưng kháng cắt của đất được xác định: $c = 37,5$ kPa và $\varphi = 14^{\circ}45'$.

3.6. Thí nghiệm nén ba trục (cát gián tiếp)

Thí nghiệm được thực hiện trên máy nén ba chiều bằng cách tạo áp lực nén lên mẫu theo ba phương vuông góc, ứng suất nén chính theo các phương có thể được thay đổi (thường thí nghiệm giữ nguyên ứng suất theo phương ngang) cho đến khi mẫu bị phá hoại. Vì thí nghiệm này chủ yếu để xác định đặc trưng chống cắt của đất, φ , c , nên cũng được gọi là thí nghiệm cắt. Sơ đồ thiết bị thí nghiệm được mô tả trên hình II.39.



Hình II.39. Buồng nén ba trục

Việc thí nghiệm nén ba trục thường được tiến hành theo các bước cơ bản sau:

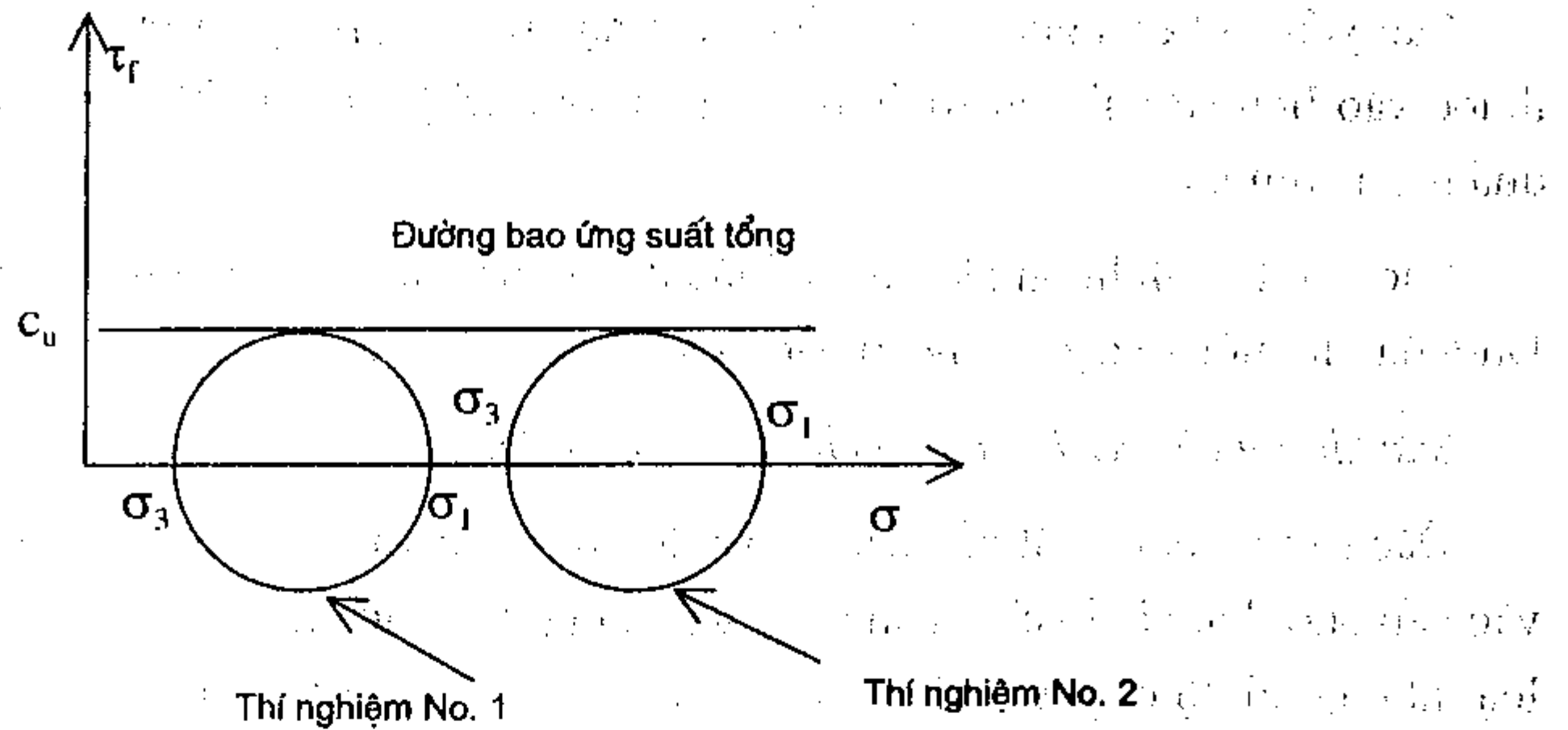
- Chuẩn bị mẫu hình trụ cho vào bên trong màng cao su có các mũ cứng ở trên và dưới mẫu, bịt kín bằng các vòng cao su để nước không thể thấm vào mẫu được;
- Bảo hòa mẫu dưới áp lực ban đầu (back pressure) thích hợp
- Tạo áp lực buồng (tạo ứng suất đẳng hướng $\sigma_1 = \sigma_3$) đến giá trị định trước
- Tạo áp lực đứng (tạo số gia ứng suất $\Delta\sigma$) cho đến khi thỏa mãn một trong các điều kiện giới hạn đã được lựa chọn

Tùy thuộc vào chế độ thí nghiệm, việc thực hiện nội dung các bước trên có khác nhau, về vấn đề này xin xem thêm các tài liệu thí nghiệm.

Xử lý kết quả thí nghiệm:

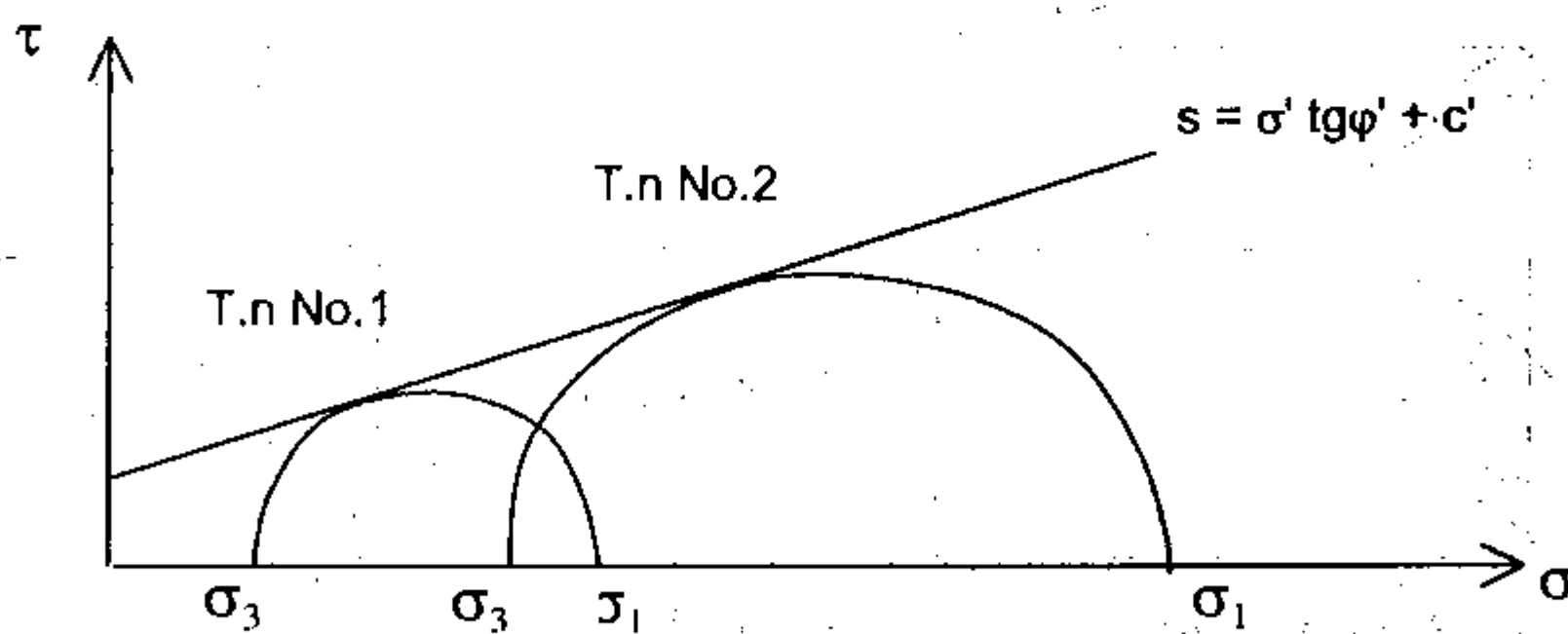
Tùy thuộc chế độ thí nghiệm mà cách xử lý kết quả có khác nhau, tuy vậy việc xây dựng đường bao các vòng tròn Mohr ứng suất tại thời điểm phá hoại là thủ tục thông

dụng để xác định các đặc trưng kháng cắt tương ứng của đất. Hình II.40 là các dạng đồ thị khác nhau từ kết quả thí nghiệm.



Hình II.40a. Đường bao thí nghiệm UU cho đất sét NC

Trên đồ thị các vòng tròn Mohr ứng suất được vẽ theo từng cặp giá trị của σ_1 và σ_3 khi mẫu bị phá hoại. Khi thí nghiệm theo chế độ UU là các giá trị ứng suất tổng; khi thí nghiệm theo chế độ CU cũng là cặp giá trị của ứng suất tổng, tuy vậy do xác định được giá trị áp lực nước lỗ rỗng u_w trong giai đoạn tạo số gia ứng suất $\Delta\sigma$ do đó cũng xác định được các vòng tròn ứng suất hữu hiệu bằng cách dịch chuyển vòng Mohr ban đầu về phía trái một giá trị u_w ; trường hợp thí nghiệm theo chế độ CD ta có vòng tròn Mohr ứng suất hữu hiệu.



Hình II.40b. Đường bao thí nghiệm CD của đất OC

3.7. Các yếu tố ảnh hưởng đến các đặc trưng kháng cắt của đất

Các đặc trưng kháng cắt trong thực tế không phải là những giá trị không thay đổi cho từng loại đất mà chúng phụ thuộc rất nhiều yếu tố.

Về bản chất bên trong, đặc trưng kháng cắt của đất trước hết là ma sát giữa các hạt và mối liên kết giữa chúng do đó đặc trưng kháng cắt của đất phụ thuộc mạnh mẽ vào

kích thước hạt đất, thành phần cấp phối hạt, hình dạng bề mặt và thành phần khoáng vật hạt, vào sự có mặt của nước và khí trong lỗ rỗng giữa các hạt đất.

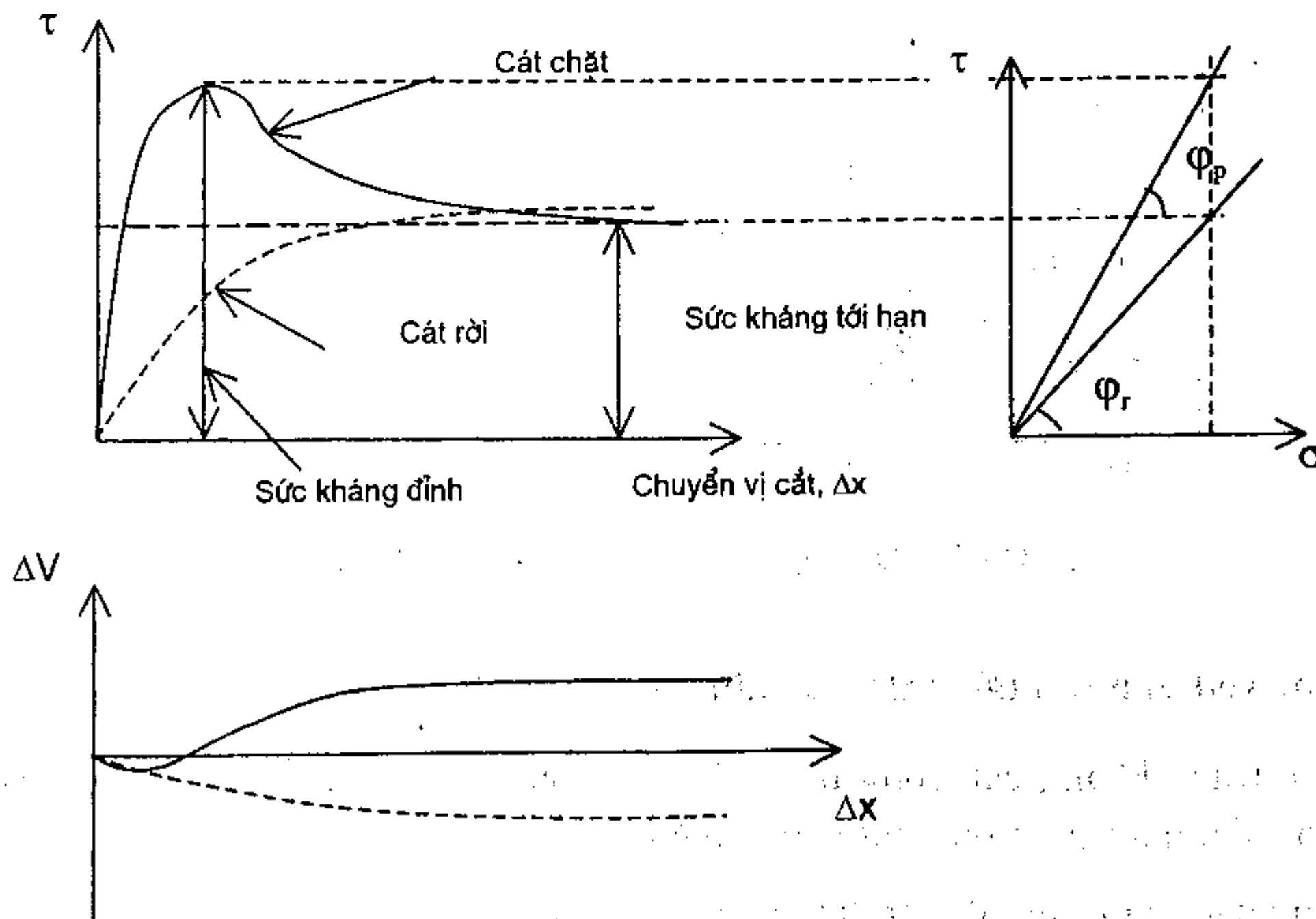
Các yếu tố bên ngoài ảnh hưởng đến đặc trưng kháng cắt của đất bao gồm sự phụ thuộc vào lịch sử chịu tải trước đó của đất (giá trị hệ số OCR), biến dạng xảy ra trong quá trình chịu tải...

Các yếu tố ảnh hưởng kể trên có tác động khác nhau đối với từng loại đất khác nhau. Dưới đây là một số đặc trưng cơ bản ứng với từng loại đất.

Sức kháng cắt và đặc trưng kháng cắt của đất cát

Đặc trưng kháng cắt của đất cát và do đó là sức kháng cắt của cát phụ thuộc chủ yếu vào cấp phối hạt và độ chặt ban đầu của chúng. Kết quả thí nghiệm hai mẫu đất cát cùng loại nhưng có độ chặt ban đầu khác nhau cho trên hình II.41 cho thấy sự phụ thuộc vào sự thay đổi thể tích trong quá trình cắt.

Đối với cát chặt, để khắc phục sức kháng ban đầu tạo bởi lực liên kết do các hạt móc nối vào nhau cát phải được giãn nở vì thế ứng suất cắt tăng đột ngột với biến dạng nén nhỏ sau đó thể tích tăng dần với sự giảm liên kết giữa các hạt làm ứng suất cắt giảm đến giá trị tới hạn. Góc ma sát trong ϕ ứng với giá trị đỉnh ϕ_p giảm xuống giá trị tới hạn ϕ_r . Tình hình ngược lại đã xảy ra khi cát mẫu cát rời, thể tích đất giảm theo quá trình cắt làm cho đất chặt hơn cho đến khi đạt được giá trị tới hạn. Góc ma sát tăng dần đến giá trị tới hạn ϕ_r .



Hình II.41. Đặc trưng kháng cắt của đất cát

Hệ số rỗng của đất đạt tới giá trị tới hạn được biết như là hệ số rỗng tới hạn e_c . Góc ma sát (góc kháng cắt) của cát do vậy có thể phân làm hai thành phần: φ_r không thay đổi phụ thuộc chỉ vào hệ số rỗng tới hạn e_c và thành phần $\delta\varphi$ biến đổi phụ thuộc vào hệ số rỗng ban đầu e_0 và nhận giá trị âm khi $e_0 < e_c$; giá trị dương khi $e_0 > e_c$.

Sức kháng cắt và đặc trưng kháng cắt của đất sét (đất dính)

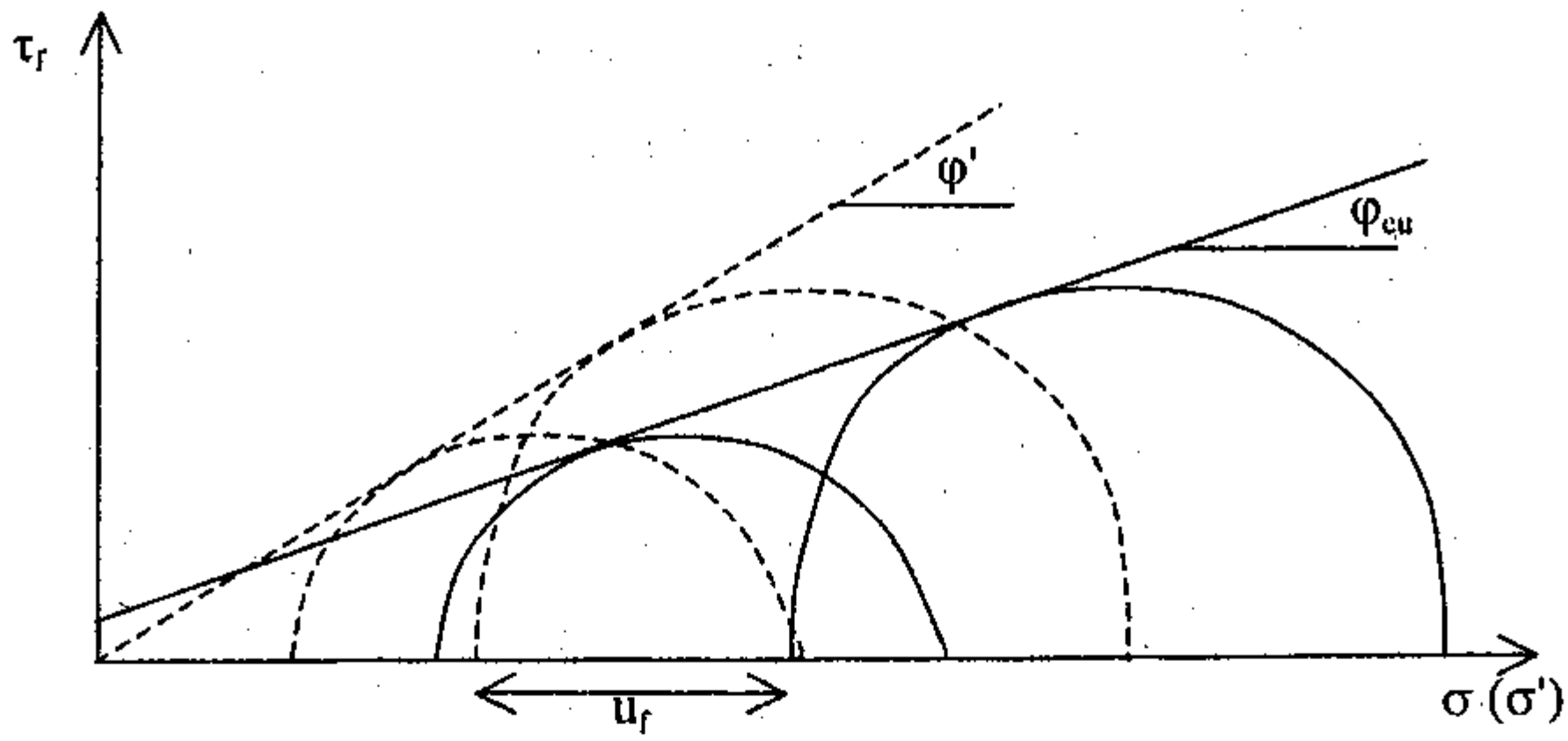
Đối với các loại đất dính nói chung, đất sét nói riêng, sức kháng cắt chịu ảnh hưởng chủ yếu của áp lực nước lỗ rỗng và mối liên kết giữa các hạt đất, đặc biệt là các liên kết kết tinh do đó các nghiên cứu sức kháng cắt của đất dính và đặc trưng kháng cắt của chúng chủ yếu tập trung vào ảnh hưởng của áp lực nước lỗ rỗng và tình trạng cố kết của đất.

Đất cố kết bình thường (NC)

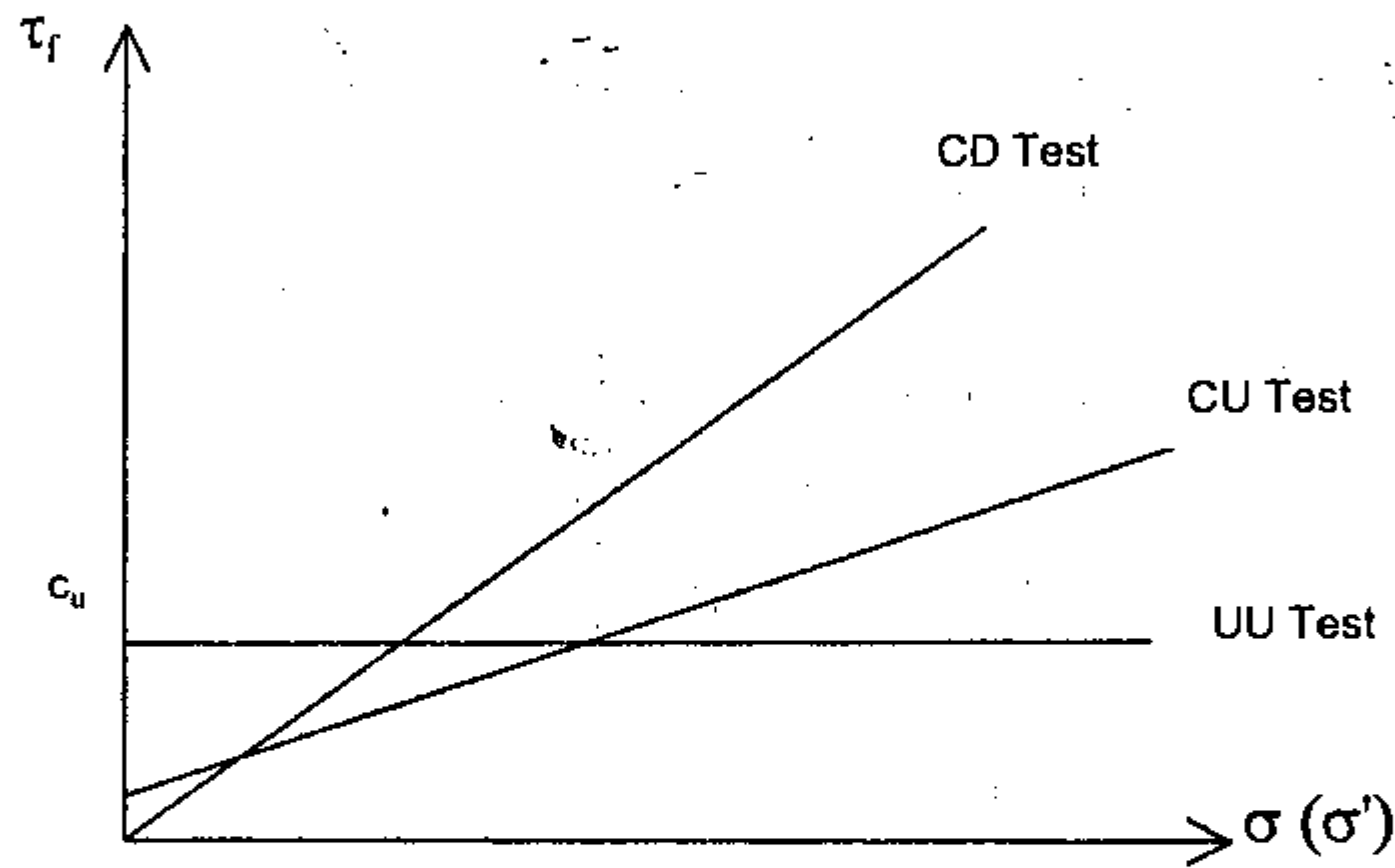
Sức kháng cắt không thoát nước (UU Test) liên quan với độ ẩm của đất dường như là tuân theo định luật Coulomb $\tau_f = c_u + \sigma_n \tan \varphi_u$ nhưng với các tốc độ thí nghiệm khác nhau, áp lực buồng khác nhau sẽ cho giá trị c_u và φ_u khác nhau cho cùng một loại đất do đó đường bao ứng suất thực tế có dạng đường cong. Điều này được lí giải là do sự hòa tan không khí có trong đất vào nước lỗ rỗng và khi đất hoàn toàn bão hòa chỉ tồn tại giá trị c_u vì sự tăng ứng suất tổng sẽ làm tăng áp lực nước tương ứng mà không làm tăng ứng suất hữu hiệu. Đặc trưng kháng cắt của đất trong trường hợp này chỉ là c_u – lực dính không thoát nước. Góc kháng cắt $\varphi = \varphi_u = 0$.

Trong thí nghiệm cắt nhanh cố kết (CU Test), đặc trưng kháng cắt được kí hiệu là c_{cu} và φ_{cu} xác định trên đường bao ứng suất tổng khi mẫu bị phá hoại. Lực dính đơn vị c_{cu} được lí giải là do liên kết keo nhớt của nước liên kết bên ngoài hạt đất đã phát huy tác dụng khi chịu cắt nhanh không thoát nước trong khi ma sát giữa các hạt đất song song tồn tại nhờ ứng suất hữu hiệu trong quá trình cố kết nén không bị triệt tiêu. Nếu thí nghiệm có tiến hành đo áp lực nước lỗ rỗng thì các đặc trưng kháng cắt thoát nước c' và φ' cũng có thể xác định từ kết quả này như trên hình II.42 tương tự việc tiến hành thí nghiệm CD.

Đối với kết quả thí nghiệm CD cho mẫu đất NC, lực dính của đất nên lấy $c' = 0$ hay sức kháng cắt của đất được biểu diễn tương tự trường hợp đất rời: $\tau_f = \sigma' \tan \varphi'$. Trong toàn bộ quá trình thí nghiệm, điều kiện thoát nước được đảm bảo dẫn đến kết quả ứng suất hữu hiệu bằng ứng suất tổng, tất cả các liên kết "cứng" có thể có trong đất đã bị phá hoại trong khi liên kết keo nhớt nếu còn đã không phát huy được tác dụng vì quá trình cắt diễn ra chậm, biến dạng cắt có đủ thời gian để khắc phục lực kháng này. Đường bao lí tưởng do đó phải đi qua gốc tọa độ cho giá trị $c' = 0$.



Hình II.42. Kết quả xử lý thí nghiệm CU



Hình II.43. Kết quả thí nghiệm theo các chế độ khác nhau đất NC

Hình II.43 cho kết quả thí nghiệm theo ba chế độ khác nhau của cùng một loại đất NC cho trên.

Đất quá cố kết (OC)

Đất sét quá cố kết (OC) có đặc tính kháng cắt tương tự đất cát chặt. Trong thực tế, đất trải qua hai lần trương nở: khi ứng suất lớp phủ giảm từ giá trị ứng suất tiền cố kết σ_c đến ứng suất lớp phủ hiện tại σ_v và khi lấy mẫu. Áp lực nước lỗ rỗng âm xuất hiện cả trong hai giai đoạn này làm tăng ứng suất hữu hiệu trong mẫu. Kết quả là sức kháng cắt tăng đột ngột khi biến dạng cắt tăng sau đó giảm dần đến giá trị tới hạn. Khi áp lực buồng $\sigma_3 > \sigma_c$, đất OC làm việc tương tự đất NC, hiệu ứng áp lực nước lỗ rỗng âm không còn giá trị. Đường bao ứng suất do đó là một đường cong rõ rệt.

Dù sao thì khi giả thiết đường bao ứng suất là thẳng được chấp nhận, một giá trị lực dính đơn vị, $c' \neq 0$, phải được kể đến trong đặc trưng kháng cắt của đất OC.

Ảnh hưởng của sự phá hoại mẫu

Khi mẫu bị phá hoại, các liên kết bên trong bị thay đổi dẫn đến sự thay đổi đặc trưng kháng cắt của đất cũng như sức kháng cắt của nó. Sự thay đổi này được đánh giá thông qua độ nhạy của đất, S_t :

Độ nhạy của đất sét là tỉ số giữa sức kháng cắt của mẫu nguyên dạng với sức kháng cắt của mẫu chế bị có cùng độ ẩm:

$$S_t = \frac{\text{Độ bền cắt mẫu nguyên dạng}}{\text{Độ bền cắt mẫu chế bị}} = \frac{\text{Độ bền nén một trục tự do nguyên dạng}}{\text{Độ bền nén một trục tự do mẫu chế bị}}$$

Đất sét phân loại theo độ nhạy gồm các loại sau:

- Đất không nhạy: $S_t \leq 4$
- Đất nhạy cảm: $4 < S_t \leq 8$
- Đất có độ nhạy cao: $S_t > 8$.

Cần hết sức chú ý khi sử dụng đất có độ nhạy cao. Độ nhạy của đất thực tế nên xác định theo kết quả cắt cánh hiện trường.

§4. TÍNH ĐẦM CHẶT CỦA ĐẤT

4.1. Nguyên lí cải tạo đất bằng đầm chặt

Tính đầm nén được của đất là một tính chất đặc thù so với các loại vật liệu khác. Đất sỏi dĩ có thể đầm nén được vì giữa các hạt đất có lỗ rỗng, liên kết giữa các hạt thường có độ bền thấp. Khi các liên kết này bị phá vỡ, việc di chuyển vị trí tương đối của các hạt đất một cách có mục đích có thể được thực hiện để làm cho thể tích các lỗ rỗng trong đất giảm đi, đất trở nên chặt hơn. Biện pháp hữu hiệu để thực hiện công việc này là đầm nén. Đầm nén là dùng các tác động cơ học làm giảm thể tích các lỗ rỗng của đất trước khi sử dụng vào công trình. Việc làm giảm thể tích lỗ rỗng sẽ làm tính biến dạng của đất giảm xuống trong khi tính chống cắt tăng lên: đất được làm "tốt lên" nhờ đầm nén. Do đó, đầm nén là một phương pháp cải tạo đất và là một phương pháp rất phổ biến, có hiệu quả kinh tế cao.

Nghiên cứu tính đầm nén đất trước hết là nghiên cứu khả năng và giới hạn của việc đầm nén đất, các yếu tố ảnh hưởng đến chất lượng đầm nén và công nghệ đầm nén thích hợp.

Khả năng đầm chặt đất phụ thuộc vào các yếu tố sau:

- Cấp phối của đất
- Công đầm
- Độ ẩm của đất khi đầm

a) Đất chỉ có thể đầm nén có hiệu quả khi thành phần cấp phối hạt thích hợp: đất có cấp phối tốt. Để có cấp phối tốt có thể phải pha trộn nhiều loại đất với nhau nhưng việc này rất khó thực hiện vì khối lượng đất cần thiết thường rất lớn. Cách tốt nhất là lựa chọn nơi khai thác (mỏ đất) thích hợp và chấp nhận cấp phối tự nhiên đó. Chính điều này đã quy định việc chấp hành nghiêm việc sử dụng đất tại mỏ đã được chỉ định. Thay thế nguồn cấp đất phải được xem xét một cách rất thận trọng.

b) Công đầm thể hiện ở tải trọng thiết bị và số lần đầm tại một điểm. Yếu tố này có thể lựa chọn trong một phạm vi hẹp vì độ linh động của thiết bị thường rất bị hạn chế trong khi số lần đầm chỉ đem lại hiệu quả khi đất chưa đạt tới giới hạn nén chặt (xem đặc tính biến dạng của đất). Trình tự sử dụng thiết bị và số lần đầm qua một vị trí là các thông số kỹ thuật cần phải tuân thủ khi thi công để đảm bảo công đầm theo yêu cầu.

c) Độ ẩm của đất là yếu tố dễ thay đổi và cũng dễ điều chỉnh nhất cho nên rất được quan tâm trong thi công đầm nén đất. Việc thay đổi độ ẩm sẽ làm thay đổi chiều dày màng nước liên kết quanh hạt đất. Khi độ ẩm ban đầu thấp, việc tăng độ ẩm sẽ làm tăng chiều dày màng liên kết, ma sát giữa các hạt giảm xuống, các hạt đất dễ dàng dịch chuyển vị trí hơn. Khi độ ẩm lớn, nước tự do xuất hiện làm giảm ứng suất hữu hiệu lên khung đất, hiệu quả đầm nén bị giảm xuống. Thực tế chứng tỏ đất chỉ có thể đầm chặt nhất khi có độ ẩm thích hợp ứng với công đầm không thay đổi nào đó. Độ ẩm đó được gọi là độ ẩm tốt nhất, kí hiệu W_{opt} . Độ ẩm tốt nhất được xác định bằng thí nghiệm gọi là thí nghiệm đầm chặt đất.

Hiệu quả của việc đầm chặt đất được đánh giá qua trọng lượng riêng khô của đất sau đầm nén: trọng lượng riêng khô càng lớn đất càng chặt (độ chặt càng cao). Việc tăng độ chặt của đất phụ thuộc vào cả ba yếu tố đã phân tích ở trên và bị chặn ở giới hạn trên nhất định. Trọng lượng riêng khô lớn nhất đối với một loại đất đã được lựa chọn do đó là một đại lượng phụ thuộc vào công đầm hữu ích ứng với độ ẩm thích hợp sẽ được xác định trong phòng thí nghiệm thông qua thí nghiệm đầm chặt đất được trình bày chi tiết dưới đây. Chất lượng công tác thi công đầm nén đất ở hiện trường được đánh giá thông qua hệ số đầm chặt K là tỉ số giữa trọng lượng riêng khô của đất sau thi công so với trọng lượng riêng khô lớn nhất tạo được trong thí nghiệm:

$$K = \frac{\gamma_{k.ct}}{\gamma_{k.max}} 100 (\%) \quad (II.48)$$

trong đó:

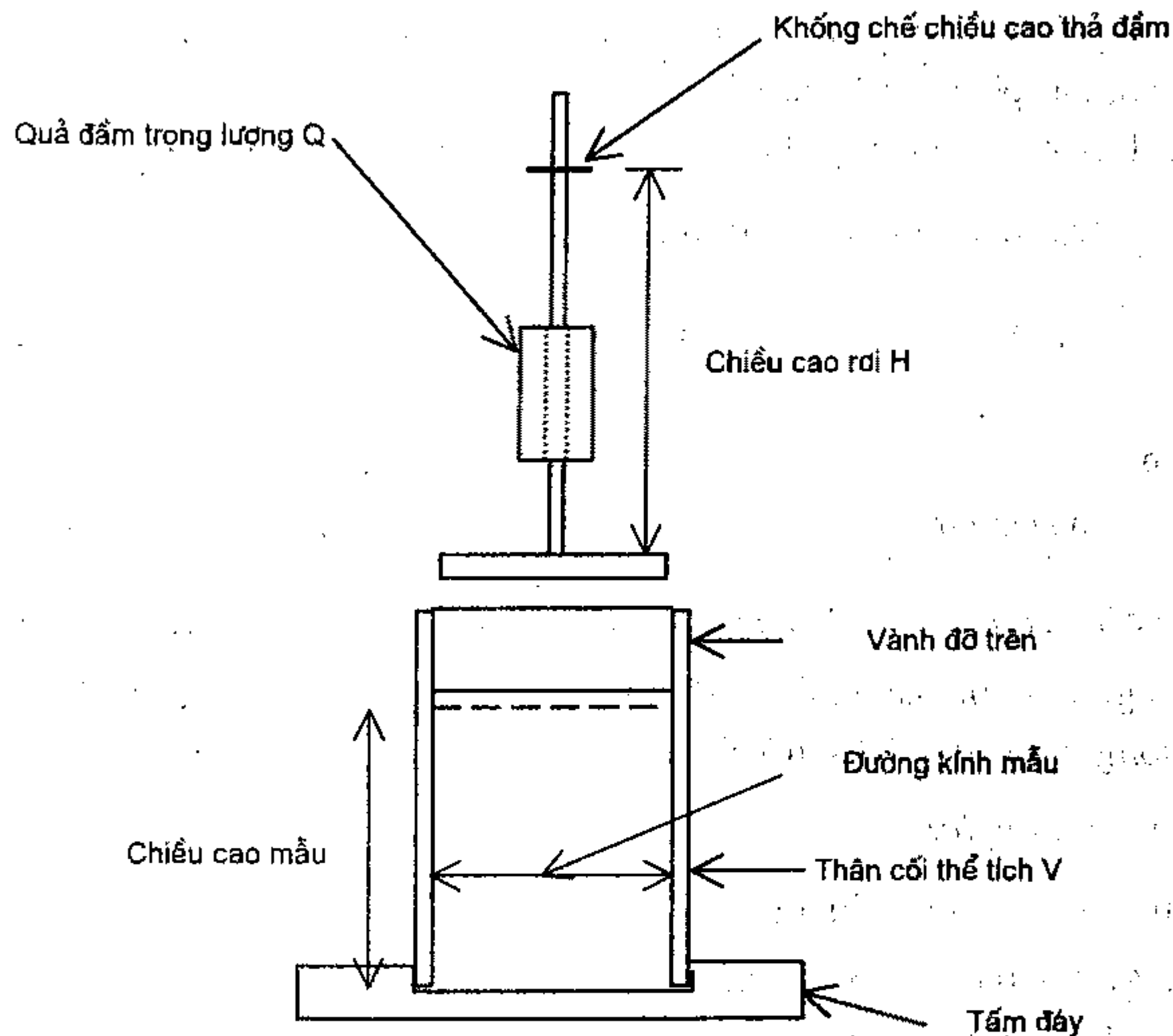
$\gamma_{k.ct}$ - trọng lượng riêng khô của đất tại công trường đạt được sau thi công;

$\gamma_{k.max}$ - trọng lượng riêng khô lớn nhất xác định từ thí nghiệm đầm chặt tương ứng. Chất lượng công tác thi công được gọi là đạt yêu cầu khi $K \geq [K]$ theo yêu cầu của thiết kế.

4.2. Thí nghiệm đầm chặt đất

Mục đích: xác định độ ẩm tối nhất của đất ứng với một công nghệ đầm nào đó và trọng lượng riêng khô lớn nhất có thể đạt được.

Dụng cụ thí nghiệm: gồm cối đầm hình trụ tròn có thể tích xác định; quả đầm có trọng lượng xác định, chiều cao rơi xác định phù hợp với một tiêu chuẩn cụ thể. Các bộ thiết bị được sử dụng phổ biến hiện nay có sơ đồ cấu tạo cơ bản như trên hình II.44.



Hình II.44. Dụng cụ thí nghiệm đầm chặt đất.

a) Cối Proctor tiêu chuẩn:

- Đường kính trong 6" (15,24cm); cao 5" (12,70cm), thể tích 1/12 cub.ft (2317cm³).
- Búa 5,5 lbs (2,5kG); chiều cao rơi 12" (30,5cm).

b) Cối tiêu chuẩn Việt Nam:

- Đường kính trong 10cm; cao 12,7cm, thể tích 1000cm³.
- Búa 2,5kG, chiều cao rơi 30cm.

c) Cối Protor cải tiến của Công binh Mỹ

- Cối giống cối Protor tiêu chuẩn : đường kính trong 6", cao 5".
- Trọng lượng búa 10lbs (4,54kG); chiều cao rơi 18" (45,7cm).

d) Cối Protor cải tiến của Hiệp hội AASHO

- Đường kính trong 4" (10,16cm); cao 4"5/8 (11,70cm). Thể tích mẫu 1/30 cub.ft (926,8cm³).
- Trọng lượng búa 10 lbs (4,54kG); chiều cao rơi 18" (45,7cm)

Bộ dụng cụ thí nghiệm đầm chặt có cấu tạo theo sơ đồ như trên hình II.40.

Cách thí nghiệm: Đất thí nghiệm sau khi đã chuẩn bị với độ ẩm mong muốn được chia làm nhiều phần bằng nhau (số phần tùy theo từng Tiêu chuẩn - loại cối). Lần lượt cho từng phần vào cối và đầm theo số lần đầm quy định cho đến hết tất cả các phần. Tháo vành đỡ trên, gạt phẳng mặt để xác định trọng lượng đất bên trong và trọng lượng riêng tương ứng. Lấy mẫu bên trong khuôn để xác định chính xác độ ẩm.

Số lớp đất và công đầm từng lớp cho trong bảng sau:

Loại cối	a	b	c	d
Số lớp đất	3	3	5	5
Lần đầm mỗi lớp	55	25-40*	55	25
Năng lượng đơn vị, kG.cm/cm ³	5.4	5.6-9.0	24.5	27.5

* Đối với đất cát, cát pha: đầm 25 nhát/lớp; đất sét pha: 30 nhát; đất sét: 40 nhát.

Làm lại thí nghiệm với các độ ẩm khác nhau cho cùng một loại đất. Số liệu thu thập được là trọng lượng riêng của đất sau khi đầm theo từng độ ẩm khác nhau.

Kết quả và xử lý thí nghiệm:

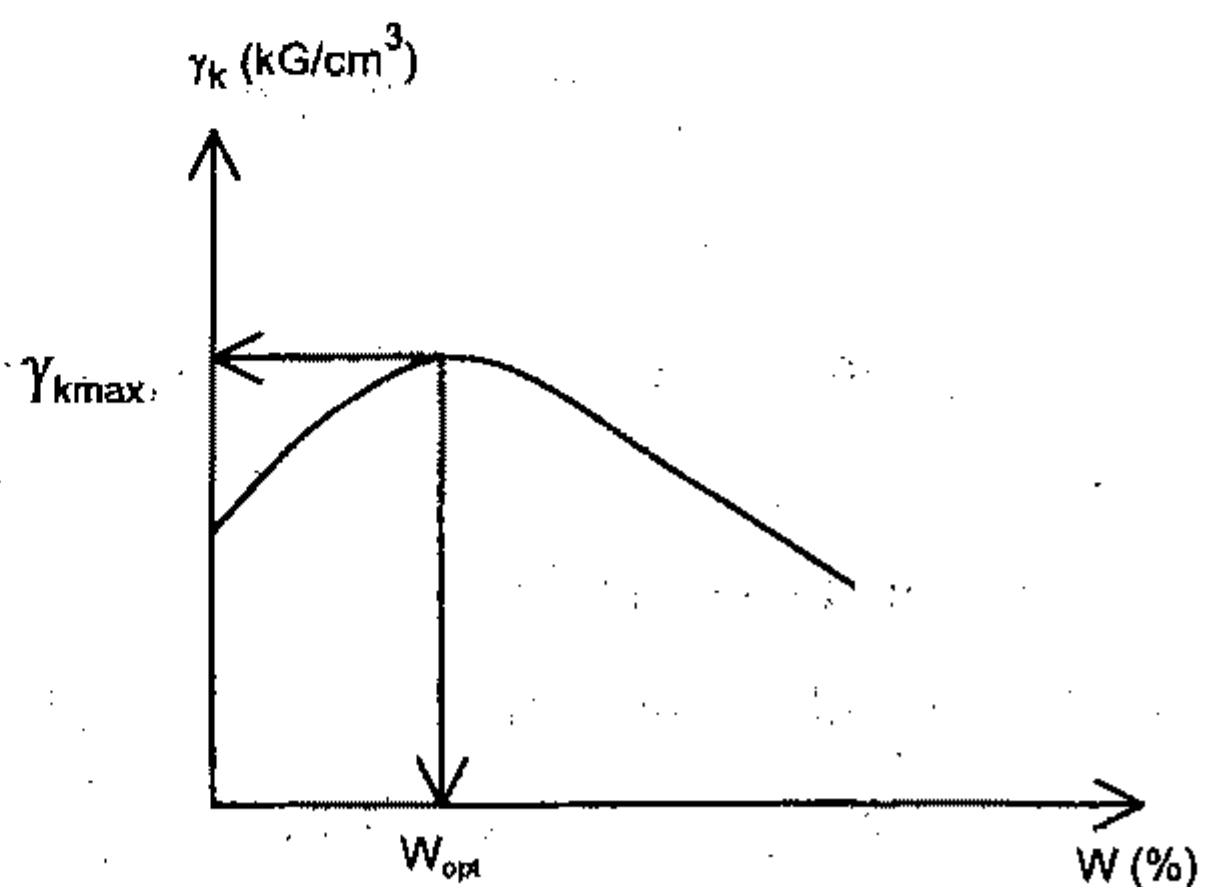
Kết quả trực tiếp từ thí nghiệm là các giá trị $\{W_i, \gamma_i\}$ của đất. Số lượng thí nghiệm tối thiểu cho một loại đất không nên ít hơn 5.

Đưa kết quả về dạng $\{W_i, \gamma_{ki}\}$ theo công thức sau và biểu diễn quan hệ $\gamma_k = f(W)$ lên đồ thị như trên hình II.45.

$$\gamma_{ki} = \frac{\gamma_i}{1 + 0,01W_i}$$

trong đó: W_i tính theo %.

Độ ẩm tốt nhất W_{opt} ứng với độ chặt lớn nhất γ_{kmax} được xác định trên đồ thị.



Hình II.45. Đồ thị xác định độ ẩm đầm nén tốt nhất, W_{opt}

Ví dụ II.9. Thí nghiệm đầm chặt một lô đất lấy từ mỏ về cho kết quả như sau :

Độ ẩm, W (%)	4	6	8	10	12	14	16
Trọng lượng riêng, γ (kN/m ³)	17,9	18,9	20,1	21,2	20,6	20,0	19,6

Hãy xác định độ ẩm đầm nén tốt nhất W_{op} và trọng lượng riêng khô lớn nhất γ_{kmax} tương ứng của đất đó.

Giải:

Bước 1: tính trọng lượng riêng đất khô theo công thức (I.10a):

$$\gamma_k = \frac{\gamma}{1 + 0,01W}$$

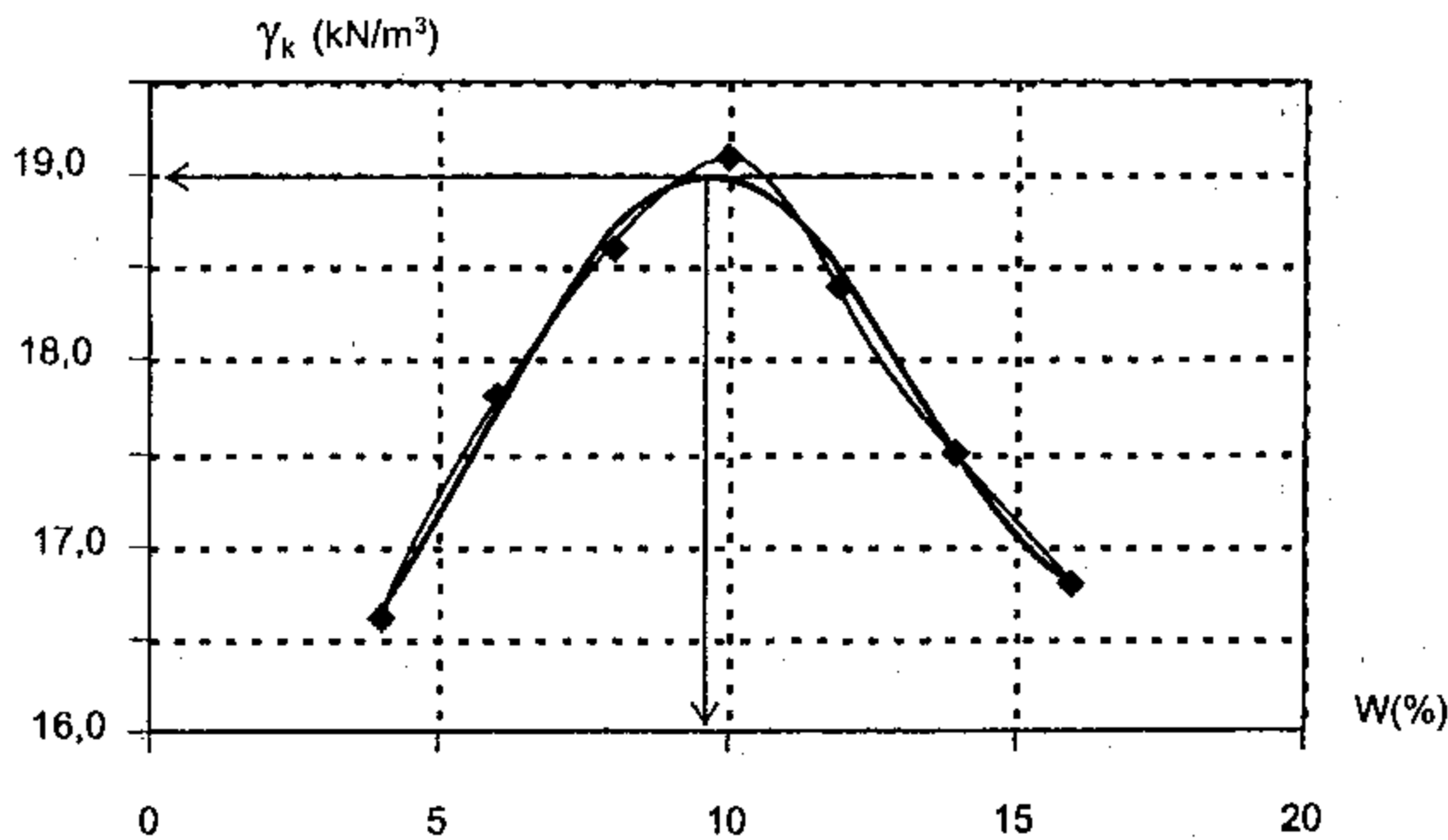
Với độ ẩm $W = 4\%$, $\gamma = 17,9 \text{ kN/m}^3$ ta có $\gamma_k = 17,9/1,04 = 17,2 \text{ kN/m}^3$.

Tương tự với các kết quả thí nghiệm khác ta lập được bảng số liệu kết quả thí nghiệm.

Bước 2: dựa vào bảng số liệu, đường cong đầm nén như hình II.43.

Bước 3: dựa vào đồ thị, ta xác định trọng lượng riêng đất khô lớn nhất, $\gamma_{kmax} = 19,0 \text{ kN/m}^3$ và độ ẩm tốt nhất $W_{op} = 9,8\%$.

Độ ẩm, W (%)	4	6	8	10	12	14	16
Trọng lượng riêng khô, γ_k (kN/m ³)	17,2	17,8	18,6	19,3	18,4	17,5	16,8



Hình II.46. Đồ thị kết quả thí nghiệm theo số liệu ví dụ II.9

Thí nghiệm đầm chặt ngoài mục đích xác định độ ẩm tối ưu và độ chặt lớn nhất còn được dùng để đánh giá khả năng sử dụng đất làm vật liệu xây dựng. Trong trường hợp này đặc tính xây dựng của đất thường được đánh giá qua hệ số sức chịu tải California thông qua thí nghiệm sau đây được gọi là thí nghiệm CBR (CBR = California Bearing Ratio).

4.3. Thí nghiệm CBR

Thí nghiệm CBR (CBR là chữ viết tắt của California Bearing Ratio: tỉ số sức chịu tải Cali) thực hiện trên mẫu đất đã đầm chặt để đánh giá chất lượng đất đầm nén về phương diện đặc tính cơ học và nhờ đó mà quyết định nên thực hành đầm nén đến mức độ nào là thích hợp. Đất (và vật liệu đắp nói chung) có chỉ số CBR càng cao thì càng tốt. Thí nghiệm CBR được ứng dụng rộng rãi trong xây dựng đường ô tô ở Mỹ và một số nước, gần đây cũng được sử dụng rộng rãi ở Việt Nam.

Thiết bị thí nghiệm gồm cối thí nghiệm đầm chặt kiểu cải tiến của Công binh Mỹ (loại c) nhưng có chiều cao lớn hơn 2"; các tấm vành khuyên nặng để gia tải lên mặt mẫu và trụ xuyên dài tiết diện 3sq.in (19.35 cm²) có gá đồng hồ đo chuyển vị và đo lực. Hình II.47 mô tả sơ đồ nguyên tắc của thiết bị thí nghiệm CBR.

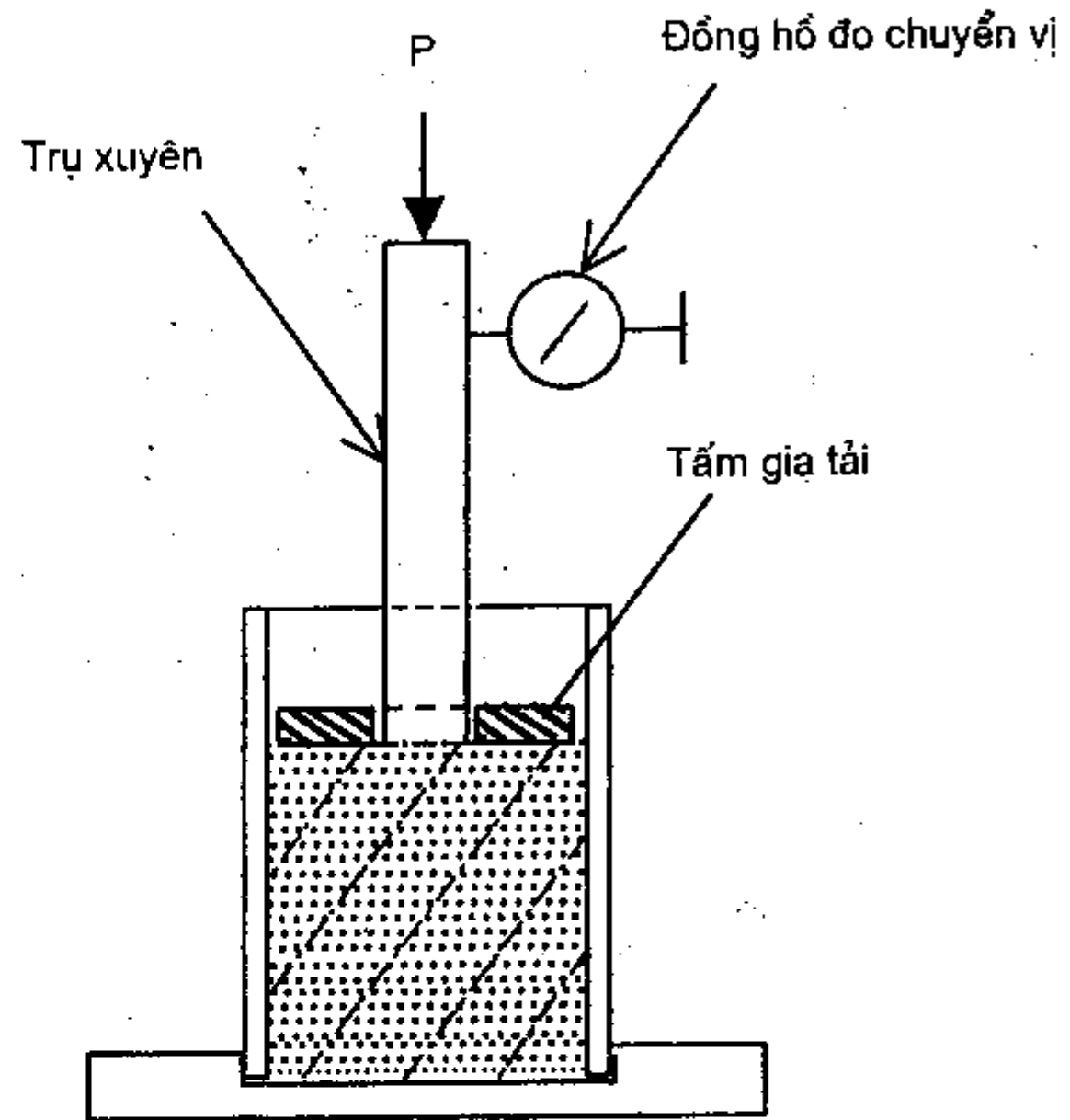
Cách thí nghiệm: Mẫu sau khi đầm chặt được đặt các tấm gia tải lên mặt và đưa vào dưới trụ xuyên. Sau khi cho trụ xuyên tiếp xúc với bề mặt mẫu (thường tác động lên trụ xuyên một lực chừng 10 lbs (4.54 kG) là được), thí nghiệm được bắt đầu với đồng hồ chuyển vị chỉ số đọc ban đầu (thường chỉnh về 0). Trụ xuyên được gia tải sao cho tốc độ xuyên vào mẫu không đổi và bằng 1/20 inch trong một phút (1,27mm/phút). Ghi nhận tải trọng ứng với các độ sâu khác nhau cho đến khi kết thúc ở độ xuyên sâu cuối cùng 10mm.

Kết quả thí nghiệm là quan hệ tải trọng - độ lún được trình bày dưới dạng đồ thị (hình II.48); từ đồ thị, xác định giá trị tải trọng ứng với các độ xuyên sâu 0,1" (2,54mm), p_1 (kG), và 0,2" (5,08mm), p_2 (kG).

Chỉ số CBR của đất chính là tỉ số tính bằng phần trăm của p_1 so với 70:

$$CBR = \frac{p_1}{70} \times 100 (\%) \quad (II.49)$$

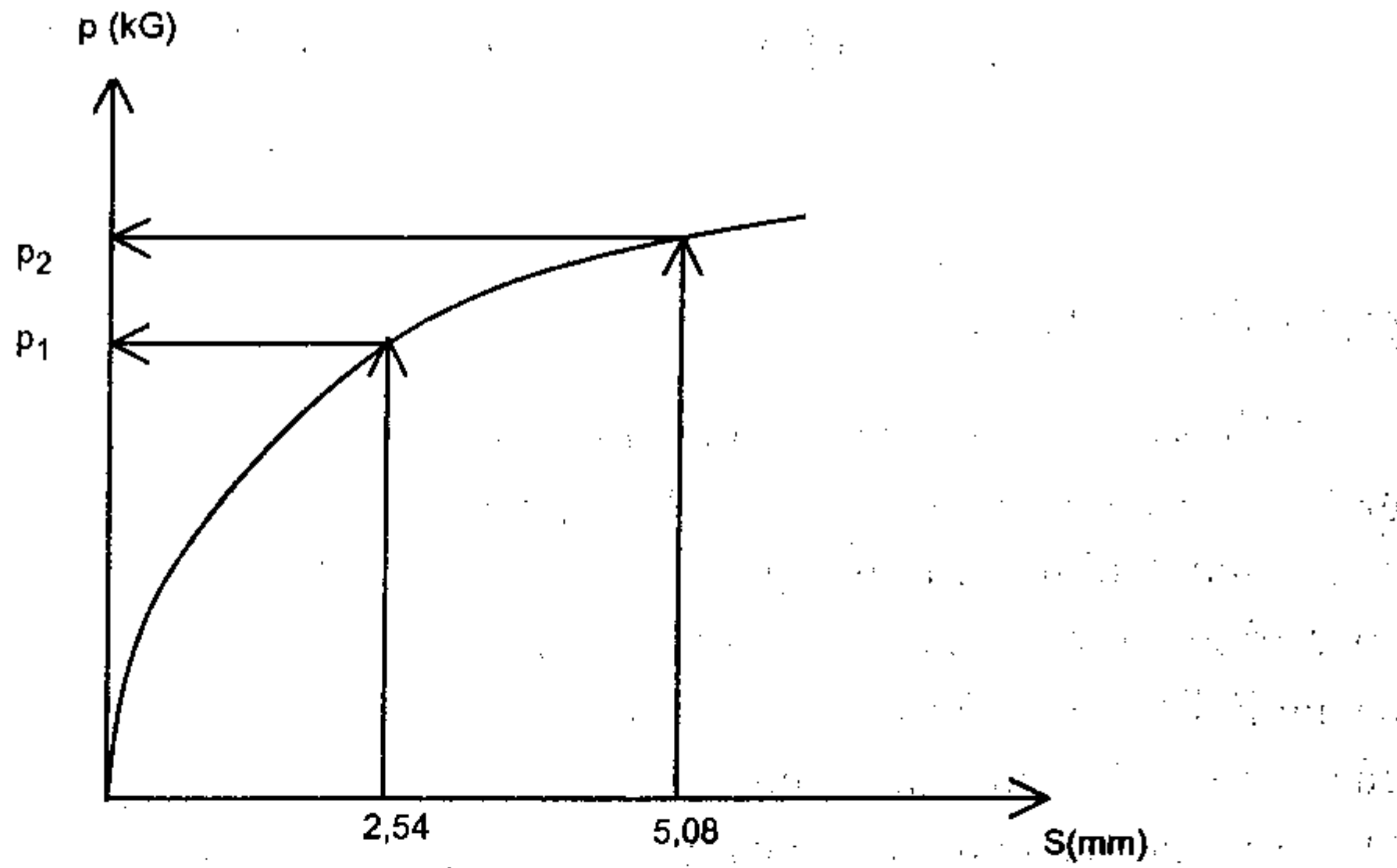
Cũng xác định tỉ số phần trăm của p_2 so với 105 (kG) để so sánh. Nếu tỉ số này lớn hơn CBR thì kết quả được coi là đáng ngờ và phải làm lại thí nghiệm với cùng một loại



Hình II.47. Sơ đồ thí nghiệm CBR

vật liệu để xác định lại. Trường hợp kết quả khẳng định là đúng thì lấy giá trị đó làm chỉ số CBR của đất:

$$CBR = \frac{P_2}{105} \times 100 (\%) \tag{II.49a}$$



Hình II.48. Đồ thị kết quả thí nghiệm CBR

* Giải thích thêm: 70 và 105 là giá trị tải trọng cần thiết để trụ xuyên ngập vào trong vật liệu chuẩn một độ sâu tương ứng là 0,1" và 0,2". Do đó chỉ số CBR thực chất là mức so sánh về phẩm chất của vật liệu đang sử dụng đối với loại vật liệu được chọn làm mốc so sánh theo AASHTO – T193. Các quy định về lực chuẩn trong BS1377 – T16 có khác: p₁ so với tải trọng 13,34 kN còn p₂ – 20,02 kN trong đó tốc độ xuyên cũng thay đổi là 1mm/phút.

Chương III

KHẢO SÁT ĐỊA CHẤT CÔNG TRÌNH VÀ THÍ NGHIỆM TẠI HIỆN TRƯỜNG

§1. KHÁI NIỆM CHUNG

Khảo sát địa chất công trình là một công việc quan trọng phục vụ cho việc xây dựng một công trình tương lai, đặc biệt liên quan trực tiếp đến việc thiết kế và thi công phần công trình dưới mặt đất: móng và các phần công trình ngầm. Công tác khảo sát địa chất công trình có thể được chia làm nhiều giai đoạn khác nhau nhưng đều nhằm mục đích chung là làm sáng tỏ cấu trúc địa chất khu vực dự kiến xây dựng, phẩm chất xây dựng của các lớp đất cũng như tình hình nước dưới đất ở khu vực đó. Một cách đơn giản, khảo sát địa chất công trình nhằm cung cấp cho Kỹ sư thiết kế các thông tin sau đây về đất nền:

- Theo chiều sâu: trong phạm vi ảnh hưởng của công trình hay hạng mục công trình đất nền gồm bao nhiêu lớp khác nhau, trình tự xuất hiện, độ sâu xuất hiện, bản chất vật lý và tính chất cơ học của chúng;
- Theo mặt bằng khu vực và các vùng phụ cận: sự thay đổi chiều dày của các lớp, sự xuất hiện mới hoặc kết thúc của chúng. Khả năng ảnh hưởng của các hiện tượng đó đối với công trình ...
- Sự xuất hiện của nước mặt, nước ngầm trong đất: sự thay đổi mực nước theo mùa, tính chất ăn mòn của nước đối với vật liệu xây dựng, đặc biệt là vật liệu móng.

Các thông tin nêu trên thường được tập hợp thành các báo cáo, tổng hợp dưới dạng văn bản, bảng biểu nêu rõ khối lượng công tác, phương pháp tiến hành và các số liệu nghiên cứu cụ thể, những đánh giá ban đầu. Đối với những khu vực xây dựng rộng lớn, các bản đồ địa chất công trình, mặt cắt địa chất đôi khi cũng được xây dựng để cung cấp thông tin tổng quát. Tất cả các tài liệu này gọi chung là "Báo cáo khảo sát địa chất công trình" và là một tài liệu không thể thiếu trong thực hành thiết kế nền móng. Từ đây về sau, trong văn bản này sử dụng thuật ngữ "Báo cáo địa chất" khi nói đến Báo cáo khảo sát địa chất công trình.

Để có được Báo cáo địa chất, các Kỹ sư địa chất công trình phải tiến hành các biện pháp thích hợp khác nhau để thu thập số liệu tùy thuộc vào giai đoạn thiết kế của dự án. Nội dung các phương pháp đó được trình bày trong mục 2 của chương này trước hết phải

thỏa mãn yêu cầu của Kỹ sư thiết kế tương xứng với giai đoạn của dự án. Nội dung phương pháp khảo sát phải phù hợp với khả năng tài chính dự kiến cho công việc. Trên cơ sở hai yêu cầu quan trọng về nội dung kỹ thuật và tính kinh tế, một phương án kỹ thuật khảo sát giai đoạn được Kỹ sư địa chất công trình kết hợp với Kỹ sư thiết kế cùng xây dựng và lựa chọn phương pháp thực hiện thích hợp.

§2. CÁC PHƯƠNG PHÁP THỰC HÀNH KHẢO SÁT ĐỊA CHẤT CÔNG TRÌNH

Có nhiều phương pháp khác nhau thực hành khảo sát địa chất công trình tùy thuộc vào giai đoạn thiết kế: tham khảo các dạng tài liệu đã có từ các công trình khác, các công trình lân cận hay các nghiên cứu có liên quan trong khu vực hay các vùng lân cận; khảo sát trực tiếp thông qua các vết lộ trên các hố đào, giếng hay đường hầm; thí nghiệm trực tiếp trên các vết lộ đó; thực hiện các phương pháp địa vật lý; khoan lấy mẫu đất cho các thí nghiệm trong các phòng thí nghiệm chuyên ngành; tiến hành các thí nghiệm đất ngay tại hiện trường xây dựng (các thí nghiệm xuyên, thí nghiệm nén, cát...). Các phương pháp này thường được thể hiện trong một chương trình hành động chung gọi là chương trình khảo sát hay phương án kỹ thuật khảo sát địa chất công trình. Nói chung không có một phương án chung thích hợp cho mọi công trình trên các khu vực khác nhau cũng như cho các công trình trên một khu vực. Các chương trình cần phải được hoàn thiện dần để phù hợp nhất với yêu cầu của kỹ sư thiết kế và phạm vi kinh phí cho phép. Trên đại thể, nên thực hiện theo các bước sau đây

- Tìm kiếm các tài liệu hiện có liên quan đến khu vực. Các tài liệu này có từ các công trình đã có, các nghiên cứu liên quan đã thực hiện, đặc biệt là các công trình có quy mô tương tự đang sử dụng tốt cũng như đang có sự cố. Các quan sát hiện trường thông qua các vết lộ đôi khi cũng thuộc dạng này. Các thông tin có được rất hữu ích cho việc hình dung quy mô và nội dung công tác khảo sát sơ bộ.

- Khảo sát sơ bộ bằng một hay vài hố khoan để phát hiện các đặc trưng chung của đất nền bao gồm cả cấu trúc địa tầng và các tính chất cơ lý cơ bản có tính chất gợi ý cho lựa chọn phương án móng cũng như xây dựng phương án kỹ thuật chi tiết công tác khảo sát tiếp theo trong đó sẽ áp dụng các phương pháp thí nghiệm hiện trường thích hợp.

- Khảo sát chi tiết thực hiện trên cơ sở phương án kỹ thuật chi tiết đã được xây dựng và hoàn chỉnh sau giai đoạn sơ bộ để hoàn thiện đầy đủ các thông tin cần thiết cho việc thiết kế móng và phân ngầm nếu có. Trong giai đoạn này, các phương pháp thí nghiệm hiện trường thích hợp được thực hiện đồng thời với việc khoan thăm dò, khoan lấy mẫu và phân tích mẫu trong phòng thí nghiệm. Báo cáo khảo sát thực hiện trong giai đoạn này là căn cứ chủ yếu cho công tác thiết kế nói chung nên bao gồm các thông tin phát triển hoặc hiệu chỉnh của các giai đoạn trước.

Khoan khảo sát có thể thực hiện thủ công (khoan tay) hoặc cơ giới (khoan máy). Nói chung khoan tay thích hợp cho yêu cầu khảo sát không sâu lắm phục vụ xây dựng

nhà thấp tầng hoặc các công trình đường sắt, đường bộ, sân bay... Lỗ khoan được tạo ra có thể tự đứng vững được trong quá trình thăm dò, lấy mẫu hoặc phải có biện pháp chống đỡ bằng các đoạn ống chống hoặc bằng vữa khoan, dung dịch khoan... Khoan cho phép nhìn tận mặt, thử theo kinh nghiệm từng loại đất xuất hiện ở địa tầng, xác định tương đối chính xác chiều dày và độ sâu xuất hiện của các lớp tại vị trí khoan. Khoan cho phép lấy được mẫu đất (nguyên dạng và phá hoại) phục vụ công tác thí nghiệm trong phòng. Vì những lí do nói trên, khoan là một trong những công việc không thể thay thế trong khảo sát địa chất công trình. Chi tiết về thiết bị khoan, phương pháp tiến hành được nói rõ trong các giáo trình địa chất công trình. Các mẫu đất có thể lấy được từ công tác khoan có chất lượng khác nhau tùy thuộc vào thiết bị lấy và bản chất của đất. Chất lượng của mẫu và khả năng sử dụng được mô tả trong bảng phân loại sau:

Bảng III.1. Phân loại mẫu và phạm vi sử dụng cho thí nghiệm

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

Kí hiệu các đặc trưng của đất:

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

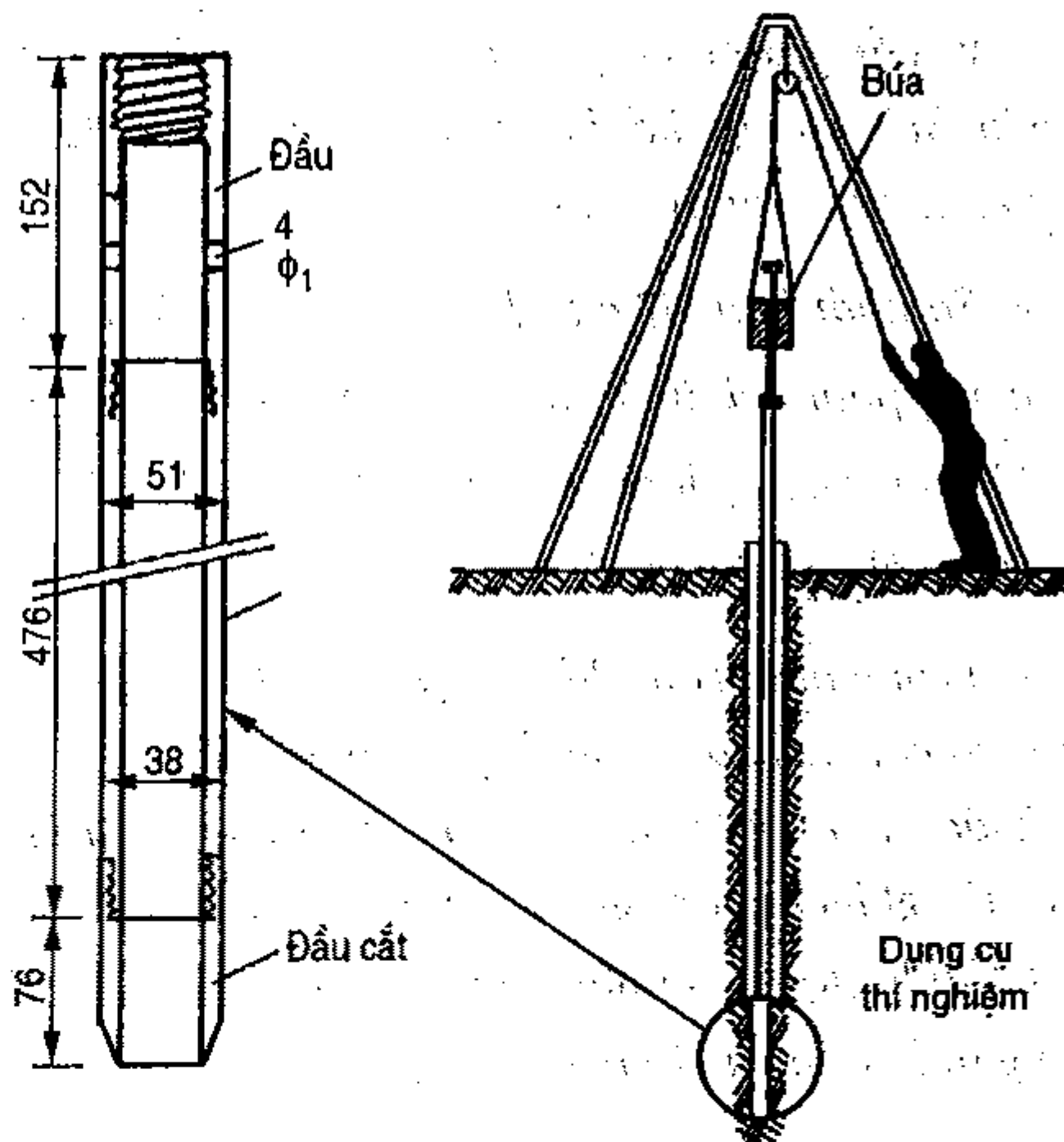
Việc khoan lấy mẫu phục vụ thí nghiệm trong phòng cho phép xác định các đặc trưng cơ lí thích hợp với các mô hình tính toán phân tích có sẵn. Tuy vậy, việc lấy mẫu đất thí nghiệm đã làm thay đổi trạng thái tự nhiên của chúng có thể đưa đến kết quả sai lệch. Để khắc phục những sai khác do sự thay đổi này, nhiều phương pháp thí nghiệm hiện trường được phát minh để thử nghiệm xác định các đặc tính cơ-lí của đất ngay tại vị trí tồn tại của nó được gọi chung là thí nghiệm hiện trường. Trong số các phương pháp hiện hành, các phương pháp xuyên, nén cát là phổ biến hơn cả và sẽ được giới thiệu chi tiết trong các mục dưới đây.

§3. THÍ NGHIỆM XUYÊN TIÊU CHUẨN

Thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn thường được gọi là thí nghiệm SPT xuất phát từ các chữ cái tiếng Anh: Standard Penetration Testing.

3.1. Nguyên lí thí nghiệm

Thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn được thực hiện bằng cách đóng một ống lấy mẫu đã được chuẩn hóa vào đất và đếm số nhát búa, N , cần thiết làm cho thiết bị xuyên sâu vào đất 30cm. Phẩm chất của đất được đánh giá qua giá trị của N . Đất càng "tốt" càng phải đóng nhiều nhát - N càng lớn - và ngược lại. Hình III.1 mô tả sơ đồ nguyên lí của thí nghiệm, dụng cụ thí nghiệm với kích thước đã được chuẩn hóa và cách thực hiện thí nghiệm SPT. Việc chuẩn hóa được thực hiện đối với các kích thước ống lấy mẫu, trọng lượng búa và chiều cao rơi búa nhằm giảm thiểu các yếu tố ảnh hưởng đến kết quả đo. Kích thước và các thông số chuẩn hóa như sau:



Hình III.1. Thiết bị và cách thí nghiệm SPT.

- Ống lấy mẫu có đường kính ngoài $D = 51\text{mm}$ (2"); đường kính trong $d = 38\text{mm}$ (1"1/2).

- Trọng lượng búa $Q = 63,5\text{ kG}$ (140 lbs); chiều cao rơi $H = 76\text{ cm}$ (30").

3.2. Cách thí nghiệm

Trước hết dùng dụng cụ khoan có đường kính thích hợp tạo lỗ đến độ sâu cần thí nghiệm, vét sạch đáy hố khoan. Sau đó đưa thiết bị xuống đáy hố khoan, đóng thiết bị vào đất bằng cách kéo quả búa lên chiều cao quy định, thả rơi tự do. Đếm và ghi lại số nhát búa, N_0 , cần thiết để thiết bị ngập sâu vào đất 15 cm đầu tiên. Đóng tiếp 15 cm lần thứ hai và đếm để có N_1 , lần thứ ba để có N_2 . Tổng $N = N_1 + N_2$ là kết quả thí nghiệm tại độ sâu đã xác định thường được gọi là số nhát búa N (N-value). Nếu có sự sai lệch nhiều giữa N_1 và N_2 thì có thể lấy $N = N_0 + N_1$ thay thế. Thí nghiệm được coi là không thể tiếp tục khi độ chối của đất đạt tới một trong các điều kiện sau đây:

- 50 nhát búa cho nhiều khoảng 150mm;
- $N = 100$ (để đóng xuyên 300mm);
- 10 nhát búa không thể xuyên thêm được nữa.

Trong trường hợp này, báo cáo cần ghi rõ dưới dạng tỉ số chẳng hạn 70/100 hoặc 50/100, trong đó số đầu (70 hay 50) là số nhát búa cần thiết để xuyên sâu được 100mm.

- Vì cần phải có một đoạn hố khoan cho công tác chuẩn bị cũng như thí nghiệm, thí nghiệm SPT không thể thực hiện liên tục theo độ sâu. Thông thường tối thiểu cứ 1,5m có thể tiến hành 1 thí nghiệm.

- Số nhát búa N_0 của 15cm đầu tiên là số dự phòng cho trường hợp đất có sự thay đổi trong phạm vi 30cm thí nghiệm chính thức thể hiện qua sự sai khác lớn giữa N_1 và N_2 . Trong trường hợp này, nếu N_0 và N_1 có sự sai khác không đáng kể có thể lấy $N = N_0 + N_1$ để thay thế.

- Trong quá trình thí nghiệm, đặc biệt ở độ sâu lớn, do ma sát giữa búa với cần, ma sát giữa cần với đất, năng lượng đóng QH có thể bị mất mát, hao hụt dẫn đến kết quả bị sai khác thiên về không an toàn. Mặt khác, sai khác này không giống nhau ở những độ sâu thí nghiệm khác nhau. Để đảm bảo có thể sử dụng hợp lí kết quả thí nghiệm, nên hiệu chỉnh quy về số nhát búa ứng với năng lượng hữu ích theo thống kê là 60% năng lượng tính toán và kí hiệu là N_{60} .

3.3. Kết quả thí nghiệm

SPT được báo cáo kèm theo mô tả theo kết quả khoan khảo sát dưới hình thức sau:

KẾT QUẢ KHOAN VÀ THÍ NGHIỆM SPT TẠI HỐ KHOAN

Cao trình miệng lỗ khoan:

Ngày khởi công:

Mức nước ngầm dưới đất:

Ngày hoàn thành:

Người phụ trách TN:

Người giám sát TN:

Kí hiệu lớp	Cao độ đáy lớp	Độ sâu đáy lớp	Chiều dày lớp (m)	Trụ địa chất hố khoan Tỉ lệ:	Mô tả địa tầng	Kết quả thí nghiệm SPT				
						Độ sâu TN	Số nhát búa/15cm			Đồ thị SPT theo độ sâu
							N_0	N_1	N_2	
										0 15 30 40

3.4. Diễn dịch kết quả thí nghiệm

Thí nghiệm SPT thực hiện kèm theo khoan và lấy mẫu do đó việc xác định cấu trúc địa tầng có thể thực hiện được rất thuận lợi. Tên và trạng thái của đất cũng được xác định rõ. Giá trị trung bình sức kháng xuyên N của từng lớp đất được xác định ước lượng theo trung bình số học (lấy số nguyên). Dựa vào giá trị của N, tùy theo loại đất ta có thể xác định được một số đặc trưng cơ lí quan trọng theo các quan hệ thực nghiệm.

Đối với đất cát, từ giá trị N có thể suy ra độ chặt tương đối D và góc ma sát trong φ , khoảng giá trị sức kháng xuyên tĩnh q_c tương đương (xem phần xuyên tĩnh ở mục tiếp theo) theo bảng dưới đây:

Bảng III.2. Trạng thái và đặc trưng chống cắt của đất cát theo kết quả SPT chưa hiệu chỉnh (theo Terzaghi và Peck, 1967)

Trị số N	Độ chặt tỷ đối D	Trạng thái của cát	Góc nội ma sát φ (độ)	Trị số q_c (kPa)
0 ÷ 4	0,2	rất rời	30	2000
4 ÷ 10	0,2 ÷ 0,4	rời	30 ÷ 35	2000 ÷ 4000
10 ÷ 30	0,4 ÷ 0,6	chặt vừa	35 ÷ 40	4000 ÷ 12000
30 ÷ 50	0,6 ÷ 0,8	chặt	40 ÷ 45	12000 ÷ 20000
> 50	> 0,8	rất chặt	> 45	> 20000

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

$$E_0 = kN_{60} \quad (III.1)$$

trong đó: k là hệ số phụ thuộc vào loại đất như sau:

k = 500 đối với đất cát lẫn bụi, sét;

k = 1000 đối với cát sạch cỡ kết bình thường;

k = 1500 đối với cát sạch quá cỡ kết.

N_{60} - giá trị chỉ số SPT đã hiệu chỉnh, $N_{60} = C_E C_N N$;

C_E - số hiệu chỉnh năng lượng hữu ích, có thể lấy $C_E = 0,5 \div 0,9$;

C_N - số hiệu chỉnh độ sâu, theo Liao và Whitman (1986): $C_N = \sqrt{\frac{95,76}{\sigma'_v}}$;

σ'_v - ứng suất lớp phủ tại độ sâu thí nghiệm, kPa.

Đối với đất sét, từ giá trị N có thể suy ra trạng thái cũng như sức kháng nén đơn của đất theo bảng sau:

Bảng III.3. Trạng thái và sức kháng nén đơn của đất dính theo kết quả SPT

Trị số N	Trạng thái của đất	Sức kháng nén đơn (kPa)
2	Rất mềm	25
2 ÷ 4	Mềm	25 ÷ 50
4 ÷ 8	Dẻo	50 ÷ 100
8 ÷ 15	Dẻo cứng	100 ÷ 200
15 ÷ 30	Cứng	200 ÷ 400
> 30	Rất cứng	> 400

Từ giá trị của N cũng có thể dự báo môđun nén E_n của đất theo công thức:

+ Đối với đất có tính dẻo cao ($A \geq 30$):

$$E_n = 410 \times N_{60} \text{ (kPa)} \quad (\text{III.2a})$$

+ Đối với đất có tính dẻo thấp ($A < 30$):

$$E_n = (860 - 15A) N_{60} \text{ (kPa)} \quad (\text{III.2b})$$

Ví dụ III.1. Kết quả thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn cho trong trang báo cáo sau. Hãy tiến hành xác định cấu trúc địa tầng và các chỉ tiêu cơ lí của các lớp đất có trong phạm vi khảo sát. Kết quả thí nghiệm mẫu cho như sau:

- Lớp bùn sét: $A = 20$, $\gamma = \gamma_{bh} = 21 \text{ kN/m}^3$;

- Lớp cát mịn: $\gamma_{bh} = 18 \text{ kN/m}^3$;

- Cát trung: $\gamma_{bh} = 18 \text{ kN/m}^3$.

Giải:

Dựa theo kết quả thí nghiệm và mô tả khi khoan, ta thấy đất nền gồm 3 lớp có chiều dày và trị số trung bình N theo thứ tự trên xuống như sau:

Lớp thứ nhất: đất sét yếu dày 4m (từ mặt đất đến độ sâu 4m), $N = 2$; giá trị hiệu chỉnh của

$$N: N_{60} = C_E C_N N = 0,70 \times \sqrt{\frac{95,76}{11 \times 2}} \times 2 = 3 \text{ (lấy tròn)}.$$

Lớp thứ hai: cát hạt trung dày 7m (từ độ sâu 4m đến độ sâu 11m), $N = 18$; giá trị hiệu chỉnh

$$N_{60} = 0,70 \times \sqrt{\frac{95,76}{11 \times 4 + 8 \times 3,5}} \times 18 = 15$$

Lớp thứ ba (lớp cuối cùng trong phạm vi khảo sát): cát hạt trung, $N = 34$.

$$\text{Giá trị đã hiệu chỉnh } N_{60} = 0,70 \times \sqrt{\frac{95,76}{11 \times 4 + 8 \times 7 + 7 \times 3}} \times 34 = 21$$

Theo bảng III.3 ta có sức kháng nén đơn của đất thuộc lớp thứ nhất (đất dính $N_{60} = 3$)

$$q_u = 30 \text{ kPa do đó lực dính đơn vị không thoát nước của đất } c_u = \frac{q_u}{2} = 15 \text{ kPa};$$

Môđun nén của đất xác định theo III.2b cho kết quả sau:

$$E_n = (860 - 15 \times 20) \times 3 = 1680 \text{ kPa}$$

Lớp thứ hai ($N = 18$; $N_{60} = 15$) là cát chặt vừa.

Theo bảng III.2, với $N = 18$ ta có: $\varphi = 37^\circ$;

$$E_n = kN_{60} = 1000 \times 15 = 15000 \text{ kPa}$$

Lớp thứ ba ($N = 34$; $N_{60} = 21$) là cát chặt

Theo bảng III.2, với $N = 34$ ta có $\varphi = 40^\circ$;

$$E_n = 1000 \times 21 = 21000 \text{ kPa}$$

Các kết quả xử lý trên được tập hợp trong bảng tóm tắt sau:

No	Tên đất	Chiều dày (m)	N_{1b}	N_{60}	φ (độ)	c (kPa)	E_n (kPa)
1	Bùn sét nhão	4	2	3	-	15	1680
2	Cát trung chặt vừa	7	18	15	37	-	15000
3	Cát sỏi chặt	-	34	21	40	-	21000

Kết quả khoan và thí nghiệm SPT tại hố khoan (cho ví dụ III.1)

Cao trình miệng lỗ khoan:

Ngày khởi công:

Mức nước ngầm dưới đất:

Ngày hoàn thành:

Người phụ trách TN:

Người giám sát TN:

Kí hiệu lớp	Cao độ đáy lớp	Độ sâu đáy lớp	Chiều dày lớp (m)	Trụ địa chất hố khoan	Tỉ lệ:	Mô tả địa tầng	Kết quả thí nghiệm SPT								
							Độ sâu TN	Số nhát búa/15cm			N/30 cm	Đồ thị SPT theo độ sâu			
								N_0	N_1	N_2		0	15	30	40
1	-5,0	4,0	4,0			Bùn sét xám nâu, xám xanh lẫn hữu cơ	1,0		1	1	2				
						3,0	1	1	1	2					
2	-12,0	11,0	7,0			Cát hạt vừa lẫn hạt mịn màu xám vàng	4,5	2	7	9	16				
						6,0	3	9	9	18					
						8,0	3	9	10	19					
						10,0	3	10	9	19					
3	-18,0	17,0	6,0			Cát hạt trung chặt, lẫn sỏi	12,0	14	17	17	34				
						15,0	16	17	18	35					

§4. THÍ NGHIỆM XUYÊN TÍNH

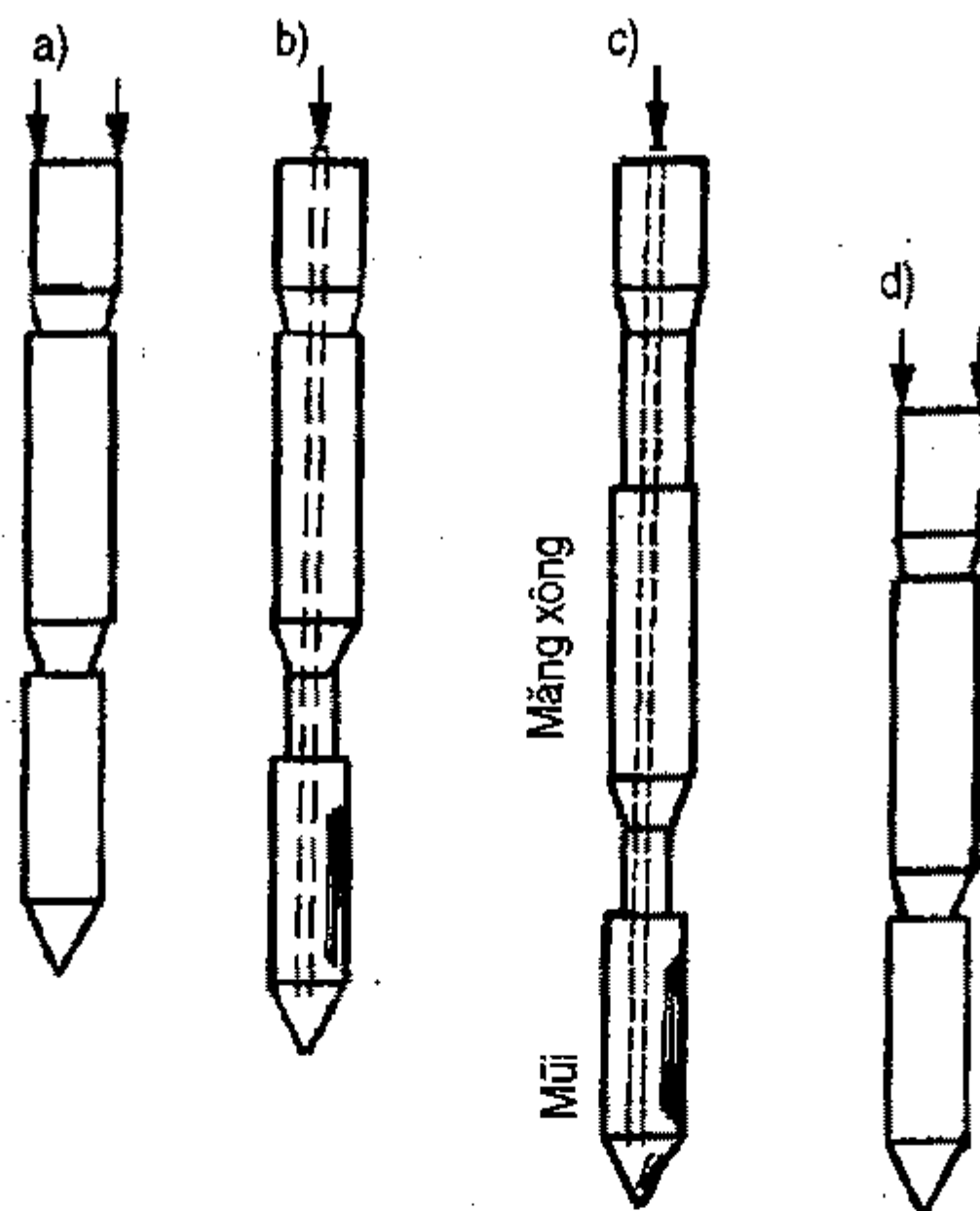
Xuyên tính còn gọi là thí nghiệm CPT là tên gọi phổ biến ở Việt Nam để chỉ việc ấn một mũi xuyên hình côn vào đất. Từ CPT là viết tắt từ thuật ngữ tiếng Anh (Cone Penetration Test) được sử dụng phổ biến trên thế giới.

4.1. Nguyên lí thí nghiệm và thiết bị

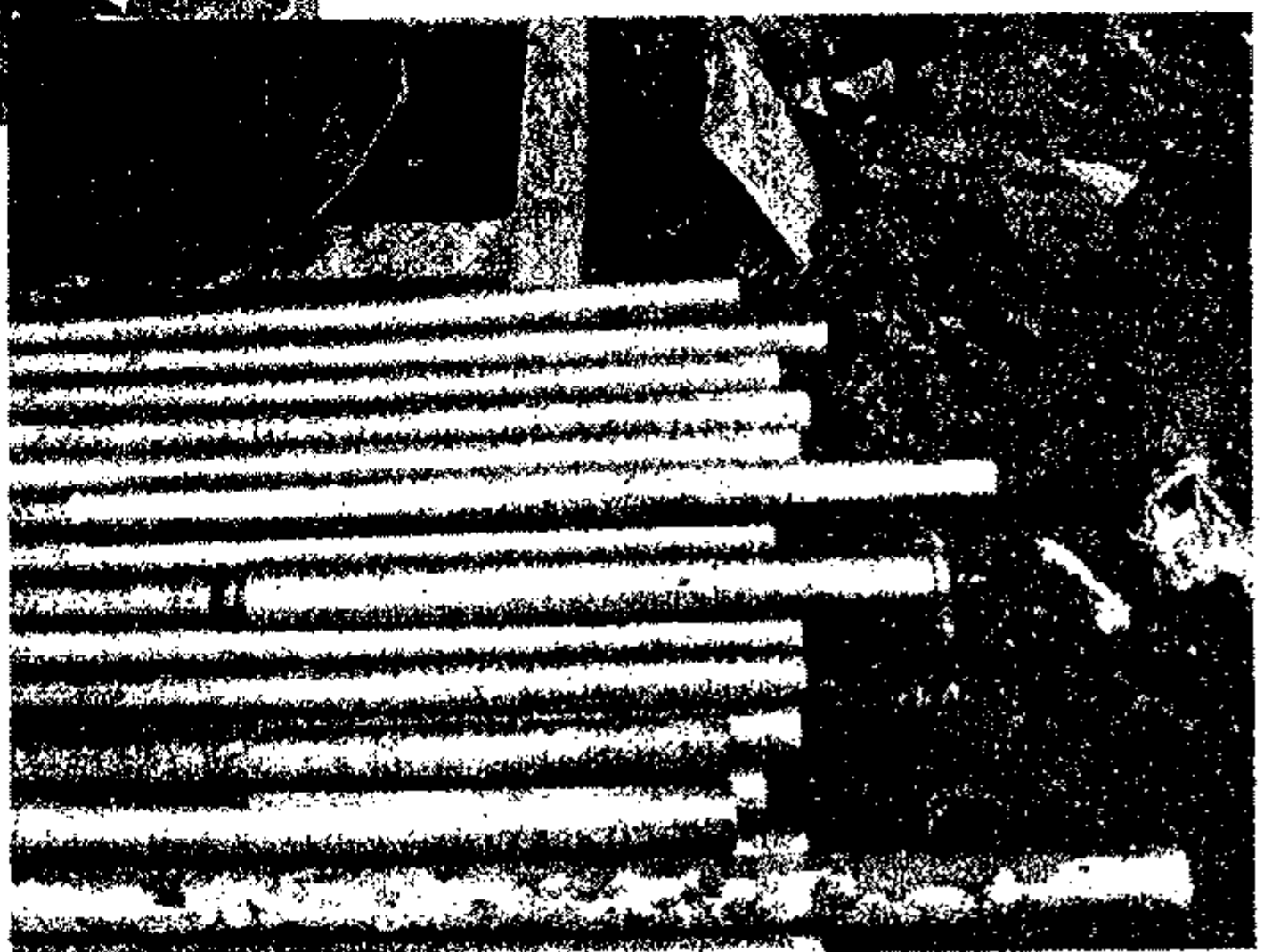
Khi ấn một mũi xuyên hình côn vào đất, bằng cách đo lực kháng của đất lên mũi xuyên cũng như ma sát giữa đất với thành bên của thiết bị ta thu được cường độ phản lực giới hạn của đất lên mũi thiết bị, q_c và cường độ ma sát giới hạn giữa đất với thành bên thiết bị, f_s , gọi chung là cường độ phản lực đất đối với xuyên. Dựa vào lực kháng của đất trên một đơn vị diện tích tiết diện ngang của mũi xuyên để xác định cấu trúc địa tầng và đánh giá phẩm chất của đất. Nói chung khi q_c thay đổi địa tầng đã thay đổi và q_c càng lớn, đất càng tốt. Nếu nền đất được mô tả theo một mô hình vật liệu nào đó, thí nghiệm là một bài toán cơ học xác định cho phép đánh giá một số đặc trưng cơ bản của đất. Trong thực tế các đánh giá này nếu có đều dựa vào kết quả thống kê.

Thiết bị thí nghiệm xuyên tính bao gồm đầu đo, cân truyền lực và bộ phận gia tải. Đầu đo có dạng mũi côn được chuẩn hoá góc mở ở 60° và diện tích tiết diện ngang $A = 10\text{cm}^2$. Một số loại thiết bị xuyên côn có kèm theo bộ phận đo ma sát giữa đất với thành bên của thiết bị dạng ống gọi là áo đo ma sát cũng rất bổ ích cho việc đánh giá đất. Diện tích áo đo ma sát thường là $A_s = 150\text{cm}^2$. Các thiết bị hiện đại có cấu tạo mũi côn đặc biệt cho phép đo cả áp lực nước lỗ rỗng. Lực tác dụng lên mũi côn và áo đo ma sát được thực hiện thông qua cân xuyên đến thiết bị đo. Tùy thuộc vào nguyên lí đo, các giá trị q_c và f_s có thể xác định trực tiếp thông qua lực nén vào thiết bị (kiểu thiết bị cơ học) hoặc thông qua tín hiệu tương tự chuyển đổi từ các thiết bị cảm biến (sensor hoặc transducer) (kiểu thiết bị điện tử). Các loại thiết bị phổ biến hiện nay chủ yếu thuộc loại thiết bị điện tử do đó còn kí hiệu là thiết bị ECPT (Electric Cone Penetration Test). Cấp truyền tín hiệu đo được luôn bên trong cân (có dây hoặc không dây) lên bộ phận nhận và xử lí tín hiệu. Việc truyền lực xuyên có thể thực hiện thủ công thông qua hệ thống bánh răng và xích nhưng phổ biến hơn cả là sử dụng hệ thống thủy lực qua máy bơm có động cơ. Hình III.2 mô tả các bộ phận chính của thiết bị kiểu cơ khí và cách thực hiện thí nghiệm CPT.

Các thiết bị kiểu điện tử có đầu đo đơn giản hơn về hình thức nhưng có cấu trúc bên trong bao gồm các biến trở điện hoặc âm thanh cho phép thể hiện lực kháng của đất lên mũi xuyên và áo đo qua sự thay đổi của tín hiệu tương tự và được giải mã bằng các phần mềm thích hợp. Hình III.3 là một bộ thiết bị như vậy hiện có mặt tại Việt Nam.



Hình III.2. Mũi xuyên và trình tự thực hiện thí nghiệm
 a) Vị trí ban đầu; b) Đẩy cần trong; c) Đẩy tiếp cần trong; d) Đẩy cần ngoài.



Hình III.3. Thiết bị xuyên tự động do hãng Pagani chế tạo

4.2. Cách thí nghiệm

Đầu dò được ấn trực tiếp vào đất theo phương thẳng đứng. Tùy thuộc loại thiết bị mà lực kháng lên mũi xuyên và ma sát bên thành áo do ma sát thu nhận được là gián đoạn hay liên tục. Cường độ sức kháng mũi xuyên, q_c , thường được gọi là sức kháng mũi; cường độ ma sát lên áo do được gọi là ma sát bên đơn vị, f_s . Vì thí nghiệm được tiến hành liên tục theo độ sâu nên lực tác dụng thực chất là lực động thay đổi liên tục. Khi khống chế tốc độ xuyên tương đối bé có thể coi gần đúng thiết bị thí nghiệm chịu lực tác dụng tĩnh do đó có tên gọi thí nghiệm xuyên tĩnh. Tốc độ xuyên thông dụng hiện nay là $10 \div 20$ mm/s.

4.3. Kết quả thí nghiệm

Kết quả thí nghiệm CPT được biểu diễn bằng đồ thị sự thay đổi sức kháng xuyên đầu mũi, q_c , và ma sát bên đơn vị, f_s , theo độ sâu có dạng dưới đây.

KẾT QUẢ THÍ NGHIỆM XUYÊN TĨNH

Cao trình mặt đất:

Số hiệu thí nghiệm:

Thiết bị thí nghiệm:

Ngày thí nghiệm:

Tổng độ sâu xuyên:

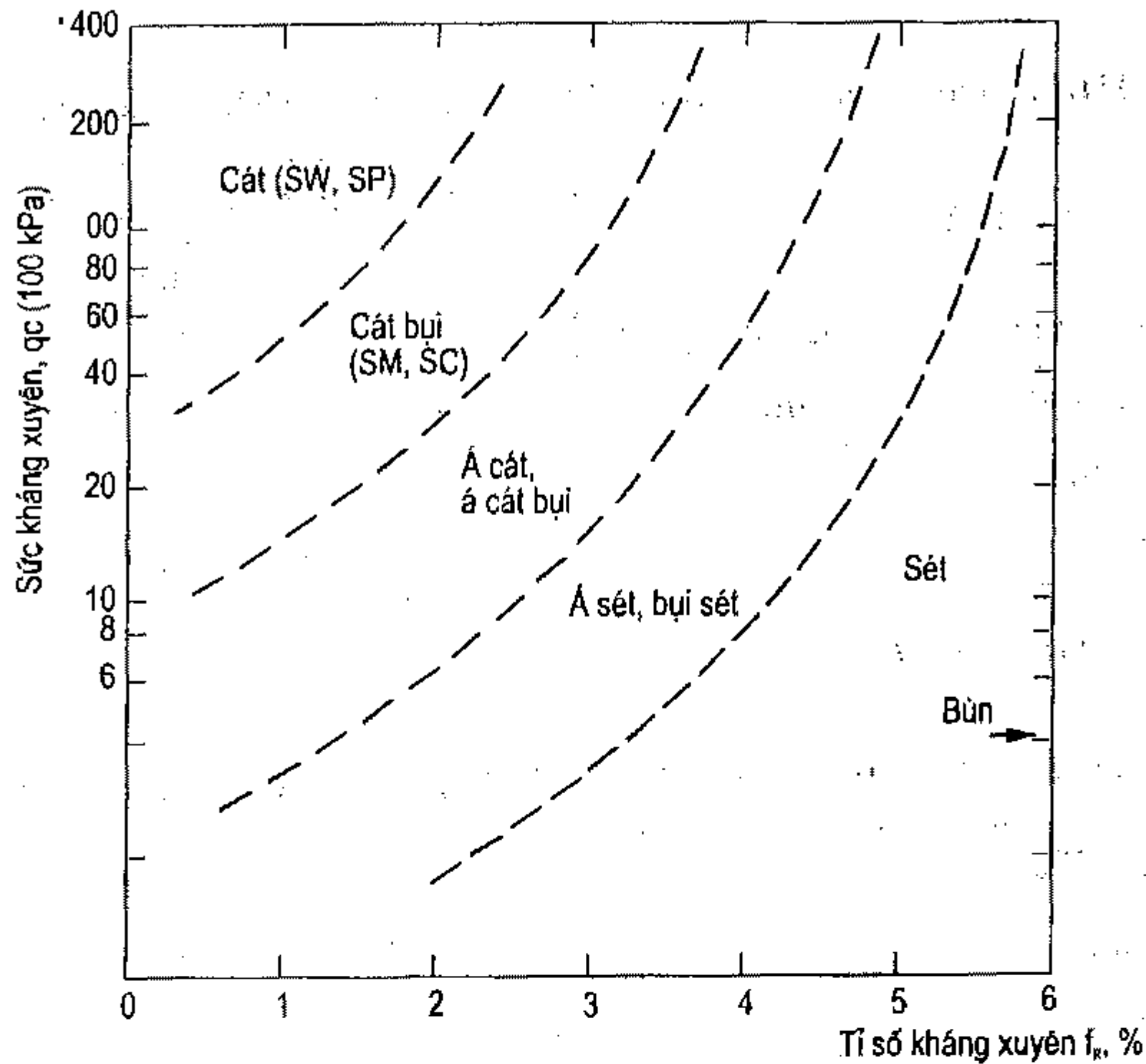
Người thí nghiệm:

Độ sâu (m)	Số đọc		Sức kháng (kG/cm ²)		Biểu đồ sức kháng theo độ sâu
	x	y	q_c	f_s	

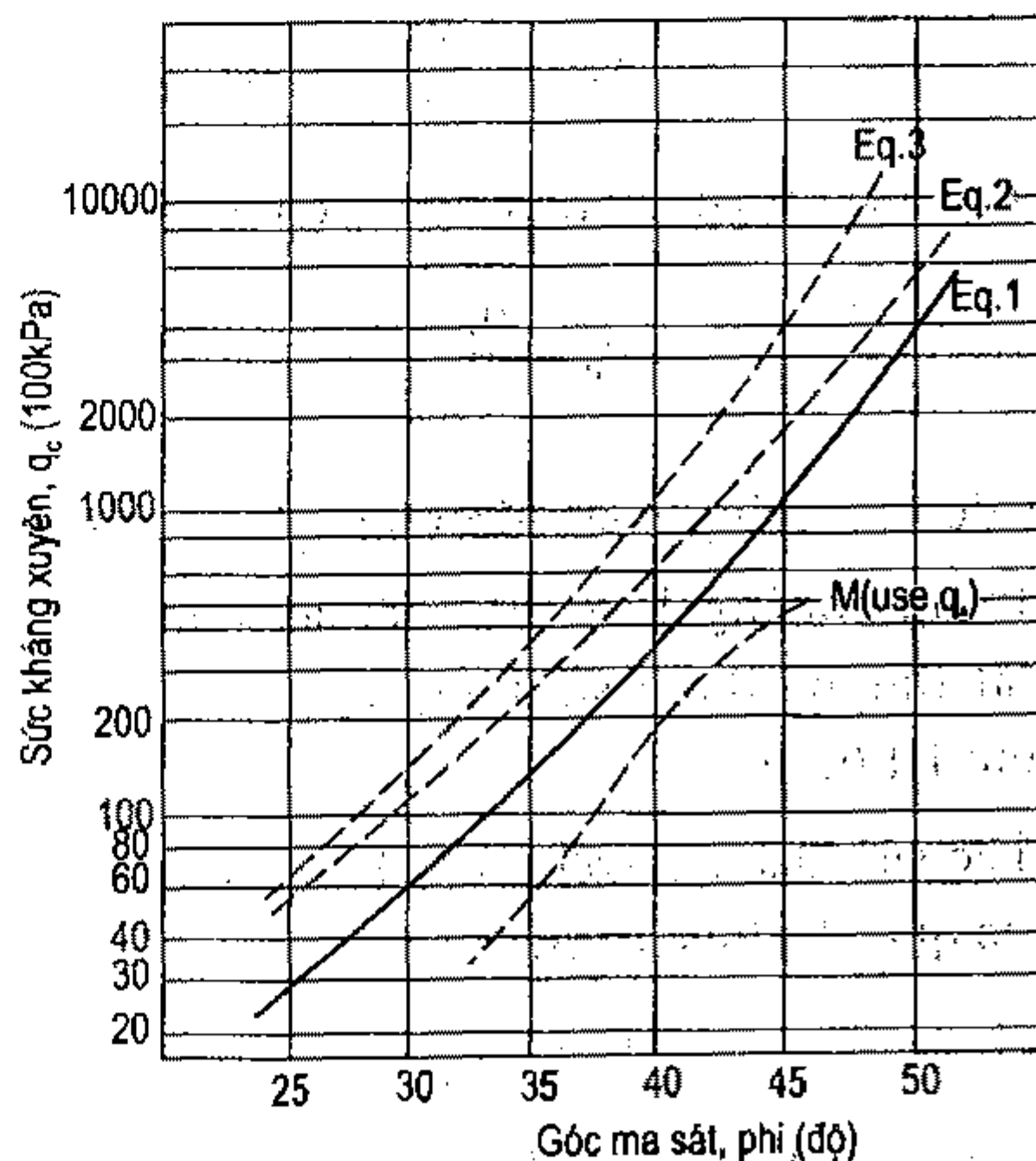
4.4. Diễn dịch kết quả

Dựa vào sự thay đổi của sức kháng mũi q_c theo độ sâu, dễ dàng xác định được ranh giới phân chia các lớp đất một cách chính xác và giá trị sức kháng xuyên trung bình của mỗi lớp. Nếu có kết quả khoan kết hợp ta có thể xác định được tên của từng lớp đất đó và làm sáng tỏ cấu trúc địa tầng tại khu vực. Ngoài ra, dựa vào tính chất thay đổi của sức kháng xuyên trong từng lớp đất, tỉ số $f_R = (f_s/q_c)100\%$ cũng có thể dự đoán được tên đất nhưng nói chung độ tin cậy không cao và cần kết hợp với khoan khảo sát. Đồ thị trên hình III.4 cho phân loại đất dựa vào q_c và f_R thường được sử dụng để tham khảo.

Từ giá trị sức kháng xuyên trung bình của mỗi lớp đất, một số tính chất cơ lí quan trọng của đất có thể xác định theo các quan hệ thực nghiệm cho trong các bảng sau hoặc theo đồ thị trên hình III.5.



Hình III.4. Phân loại đất theo kết quả CP
(theo Robertson và Campanelle, 1983. Nguồn: [16])



Hình III.5. Góc ma sát trong của đất cát theo sức kháng xuyên
Eq.1 - theo Caquot; Eq.2 - theo Koppejan; Eq.3 - theo De Beer;
M - Meyerhof (Nguồn: [16]).

- Đối với đất cát, dựa vào sức kháng xuyên trung bình, q_c , một số đặc trưng sau đây của đất có thể tìm thấy.

Trạng thái tự nhiên của đất

Bảng III.4. Trạng thái của đất cát theo giá trị sức kháng xuyên tĩnh

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

Góc ma sát trong của đất

Bảng III.5. Góc ma sát trong xác định theo giá trị sức kháng xuyên tĩnh

q_c (MPa)	≤1	2	4	7	12	20	≥30
φ (độ) ở độ sâu 2m	28	30	32	34	36	38	40
φ ở độ sâu ≥ 5m	26	28	30	32	34	36	38

- Đối với đất dính

Lực dính đơn vị không thoát nước, c_u , có thể lấy theo công thức:

$$c_u = \frac{q_c}{10 \div 15}, \text{ (đất cứng, } q_c \text{ lớn nên lấy mẫu số lớn).}$$

Để ý đến độ sâu thí nghiệm, c_u có thể tính theo công thức sau:

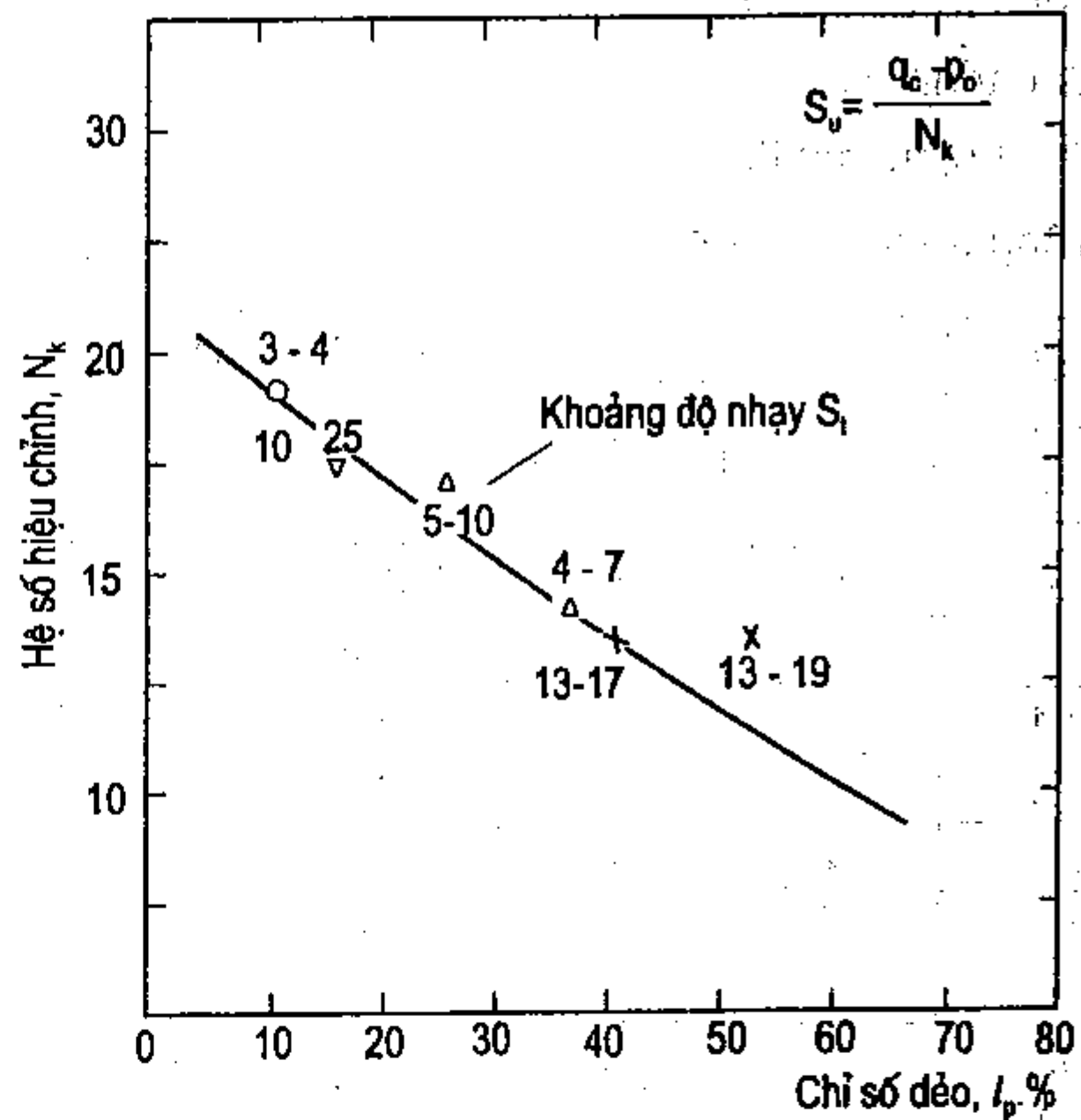
$$c_u = \frac{q_c - \sigma_v}{N_k}$$

trong đó: σ_v - ứng suất lớp phủ tại độ sâu thí nghiệm; N_k - hệ số, có giá trị phổ biến trong khoảng 15 ÷ 20. Một số hiệu chỉnh N_k theo chỉ số dẻo A và độ nhay S_t của đất thường được sử dụng theo đề nghị của Lunne và Eide, 1976 cho trên đồ thị hình III.6.

Theo sức kháng xuyên trung bình, có thể xác định mô đun biến dạng của một số loại đất theo quan hệ thực nghiệm sau:

$$E_0 = \alpha q_c$$

trong đó: α lấy theo bảng III.6 tùy thuộc loại đất và giá trị trung bình q_c của chúng.



Hình III.6. Hệ số hiệu chỉnh N_k , theo Lunne và Eide, 1976 (Nguồn: [16])

Bảng III.7. Hệ số α xác định môđun nén theo sức kháng xuyên tĩnh

Loại đất	Trị số q_c (kPa)	Giá trị α
Sét, sét pha chặt cứng	> 1500	$5 \div 8$
	< 1500	$3 \div 6$
Sét, sét pha dẻo mềm, dẻo chảy	> 700	$4 \div 7$
Bùn sét	< 700	$3 \div 6$
Bùn sét pha	< 700	$2 \div 4$
Cát pha	$1000 \div 3500$	$3 \div 5$
Cát	> 2000	$1,5 \div 3$

Ví dụ III.2. Kết quả thí nghiệm xuyên tĩnh tại một điểm khảo sát được cho trong biểu báo cáo dưới đây. Hãy sử dụng kết quả đó để tiến hành xác định cấu trúc địa tầng khu vực và các đặc trưng cơ - lí quan trọng của từng lớp đất biết rằng các lớp lần lượt là bùn sét có chỉ số dẻo: $A = 20$, $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$; sét pha : $A = 15$, $\gamma = 18 \text{ kN/m}^2$; cát vừa: $\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$.

Giải:

Cấu trúc địa tầng: Địa tầng trong phạm vi khảo sát tại vị trí xuyên gồm 3 lớp như sau:

Lớp bùn sét dày 8,5m (từ mặt đất đến độ sâu 8,5m), $q_c = 300 \text{ kPa}$;

Lớp sét pha vừa dày 10,5m (từ độ sâu 8,5m đến độ sâu 19,0m) có $q_c = 1300 \text{ kPa}$;

Lớp thứ ba cát hạt vừa có $q_c = 2800 \text{ kPa}$.

Kết quả thí nghiệm xuyên tĩnh:

Cao trình mặt đất:

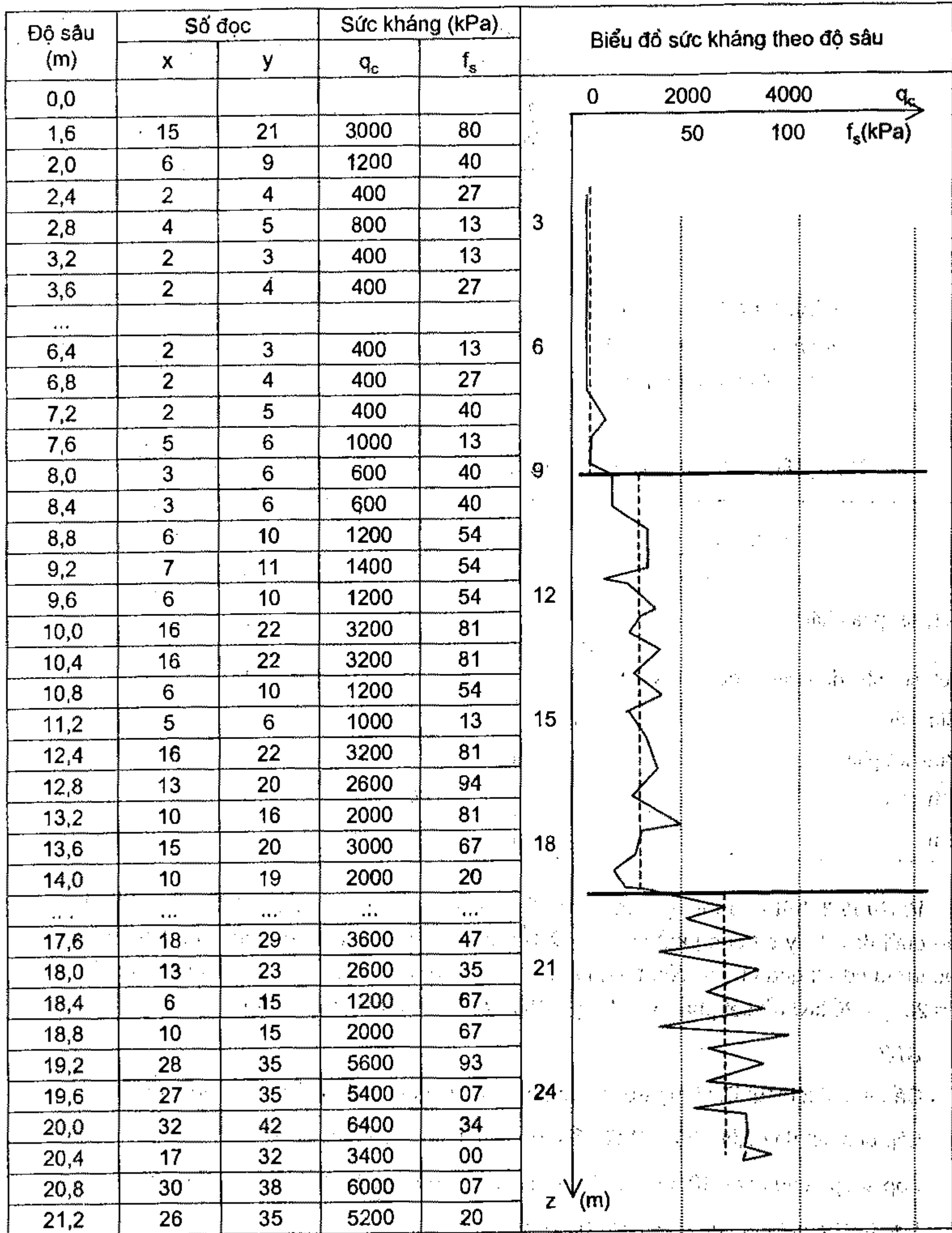
Thiết bị thí nghiệm:

Tổng độ sâu xuyên:

Số hiệu thí nghiệm:

Ngày thí nghiệm:

Người thí nghiệm:



Lớp thứ nhất có lực dính không thoát nước $c_u = q_c/15 = 20$ kPa; nếu hiệu chỉnh theo độ sâu, với ứng suất lớp phủ trung bình là 80 kPa (cho độ sâu trung bình 4m); đất có chỉ số dẻo 20 ta có $N_k = 16$ do đó:

$$c_u = (q_c - \sigma_v)/N_k = (300 - 80)/16 = 13,75 \text{ kPa}; \text{ chọn } c_u = 14 \text{ kPa},$$

$$\text{môđun biến dạng } E_0 = 5q_c = 1500 \text{ kPa}.$$

Lớp thứ hai có $c_u = 87$ kPa; tương tự, $\sigma_v = 260$ kPa; $A = 15$; $N_k = 18$ ta có $c_u = (1300 - 260)/18 = 58$ kPa; chọn $c_u = 60$ kPa, môđun biến dạng $E_0 = 6500$ kPa.

Lớp thứ ba trạng thái rời, góc ma sát trong $\varphi = 30^\circ$; môđun biến dạng $E_0 = 6000$ kPa.

Các kết quả xử lý trên được tập hợp trong bảng tóm tắt sau:

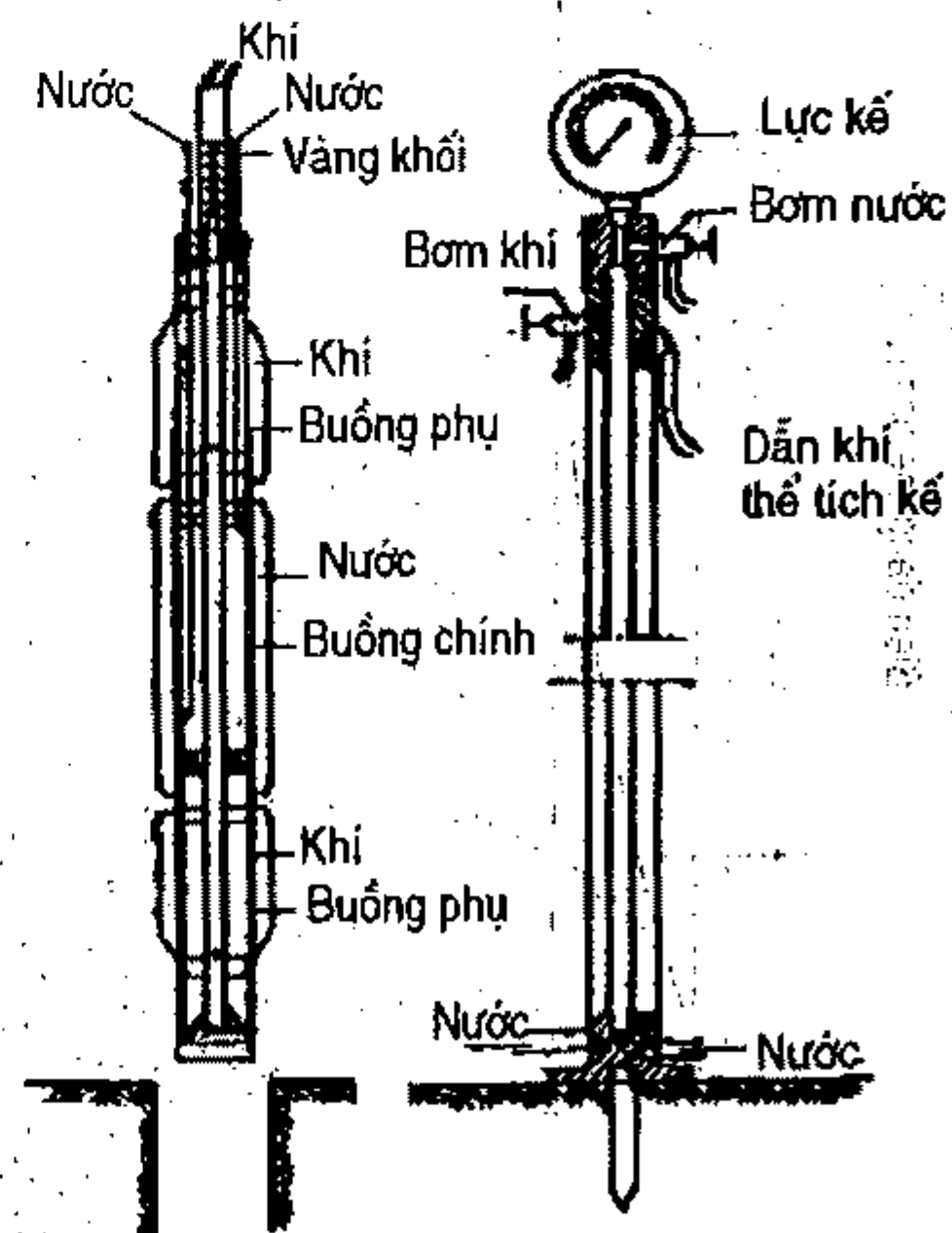
No.	Tên đất	Chiều dày (m)	q_c	φ (độ)	c (kPa)	E (kPa)
1	Bùn sét nhão	8,5	3	-	14	1500
2	Sét pha dẻo	10,5	13	-	60	6500
3	Cát hạt trung, rời	-	28	30	-	6000

§5. THÍ NGHIỆM NÉN NGANG (PMT)

Thí nghiệm nén ngang (PMT: Pressuremeter Test) được thực hiện trong hố khoan là một cải tiến của Ménard (1956) trên cơ sở thí nghiệm nén lên vách hố khoan đã có từ trước đó.

5.1. Nguyên lí thí nghiệm và thiết bị

Trong hố khoan đã chuẩn bị sẵn, thiết bị thí nghiệm là một đoạn ống có thể giãn nở ngang (thường gọi là buồng thí nghiệm) kết nối từ ba phần: phần đầu và phần cuối có nhiệm vụ làm giảm thiểu ảnh hưởng của đầu - cuối nhờ đó phần giữa có thể giãn nở đều, tạo ra áp lực nén đều lên thành hố khoan. Khi tăng áp suất chất lỏng trong buồng thí nghiệm, buồng bị nở ngang gây biến dạng ngang cho đất xung quanh. Áp lực càng lớn, biến dạng ngang do được càng lớn. Từ quan hệ áp lực - biến dạng thể tích có thể tìm kiếm các giá trị đặc trưng của đất, đặc biệt là mô đun biến dạng.



Hình III.7. Thiết bị thí nghiệm PMT

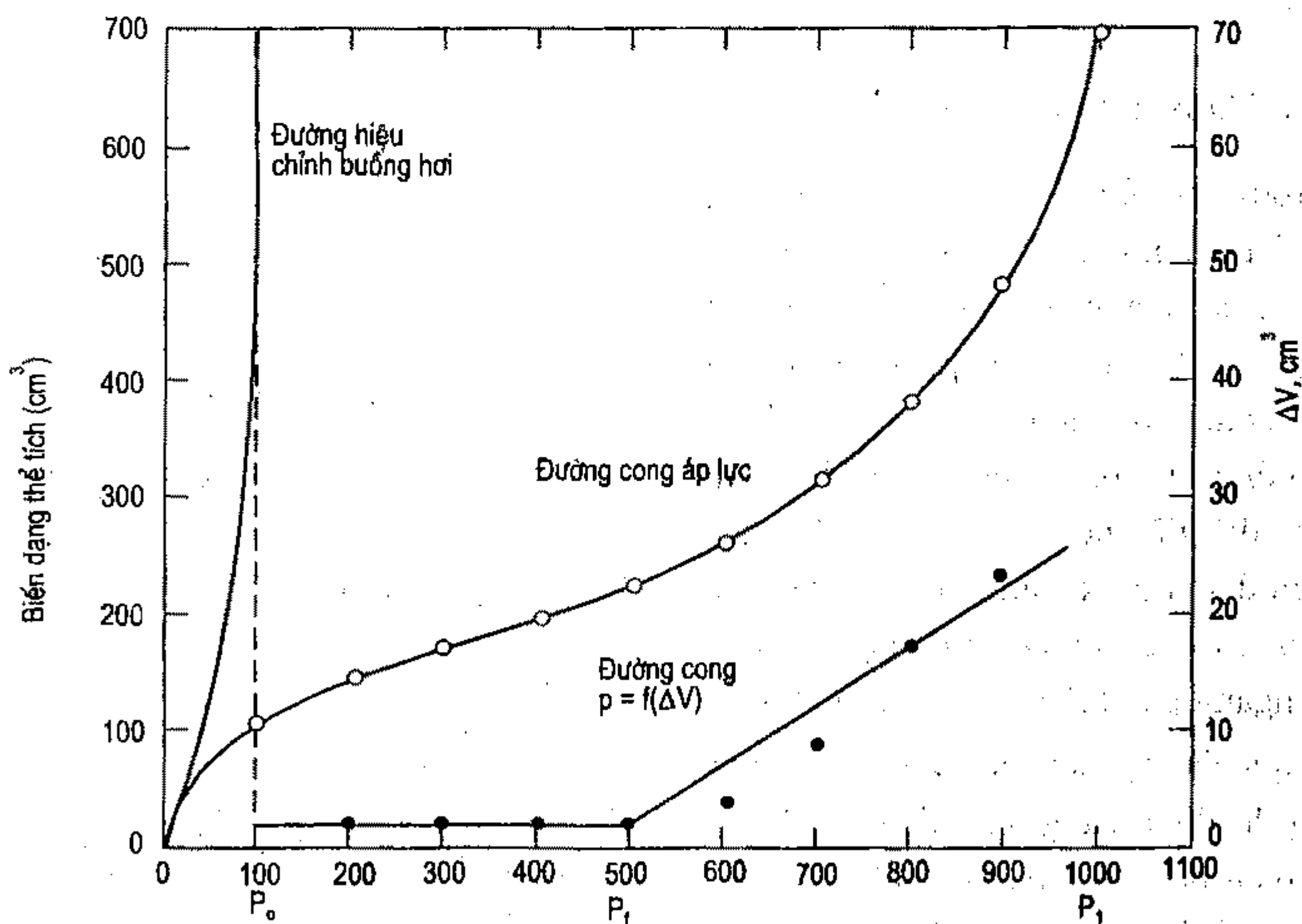
Thiết bị PMT hiện có nhiều loại tùy theo cách kiểm soát áp lực hay kiểm soát thể tích. Thiết bị bao gồm buồng thí nghiệm, hệ thống kiểm soát và các ống nối hệ thống kiểm soát với buồng thí nghiệm. Sơ đồ nguyên lý cấu tạo của bộ phận chính như trên hình III.7.

5.2. Cách thí nghiệm

Hố khoan phải được chuẩn bị kỹ, đặc biệt là thành hố để đảm bảo buồng thí nghiệm tiếp xúc tốt với đất. Áp lực buồng thí nghiệm được tăng theo từng cấp, mỗi cấp lấy chừng 1/10 tải trọng giới hạn của đất (được dự kiến trước) và duy trì tải trọng này trong thời gian 1 phút. Sự thay đổi thể tích được ghi nhận tại các khoảng thời gian 15", 30" và 60" kể từ khi tăng tải. Thí nghiệm cũng được coi là hoàn thành khi thể tích tăng đến 100% thể tích ban đầu (của ống thí nghiệm). Tải trọng giới hạn của một số loại đất cho trong bảng III.8 để tham khảo.

5.3. Kết quả và diễn dịch kết quả

Kết quả thí nghiệm là các giá trị $\{p_i, V_i\}$ được ghi nhận. Từ các giá trị này, giá trị $\{p_i, \Delta V_i\}$ trong đó $\Delta V_i = V_i(60") - V_i(30")$ cũng được tính toán và sử dụng. Các giá trị trên được thể hiện lên đồ thị có dạng như trên hình III.8 và ba giá trị áp lực đặc trưng được xác định: p_0 , p_f và p_l .



Hình III.8. Kết quả thí nghiệm nén ngang PMT

Giá trị p_0 ứng với điểm kết thúc giai đoạn thứ nhất trên đường cong V- p đại diện cho sự tiếp xúc hoàn toàn của buồng thí nghiệm với thành hố khoan. Giai đoạn tiếp theo quan hệ V- p gần tuyến tính đại diện cho sự làm việc của đất trong giai đoạn "đàn hồi". Độ dốc của đường cong trong giai đoạn này liên quan đến môđun biến dạng của đất. Giai đoạn này kết thúc ứng với giá trị p_f xác định rõ từ quan hệ $\{p_i, \Delta V_i\}$. Trong giai đoạn thứ ba, thể tích tăng nhanh chứng tỏ đất xung quanh đã bị phá hoại, đường cong thí nghiệm tiệm cận đường thẳng đứng xác định giá trị p_1 được coi là tải trọng giới hạn cho thí nghiệm. Nếu thí nghiệm chưa đạt tới sự tiệm cận đứng thì p_1 xác định ứng với sự tăng thể tích lên gấp đôi thể tích ban đầu.

Từ thí nghiệm PMT mô đun nén ngang, E_M , của đất được xác định từ độ dốc của đoạn tuyến tính trên đường cong:

$$E_M = 2,66 (V_0 + V_m) \frac{\Delta p}{\Delta V}$$

trong đó: V_0 - thể tích ban đầu của phân đo; V_m - giá trị trung bình của sự thay đổi thể tích trong khoảng biến dạng tuyến tính; $\frac{\Delta p}{\Delta V}$ - độ dốc của đường cong thí nghiệm.

Cũng có thể xác định được hệ số áp lực ngang tĩnh của đất:

$$K_0 = p_0/\sigma_v$$

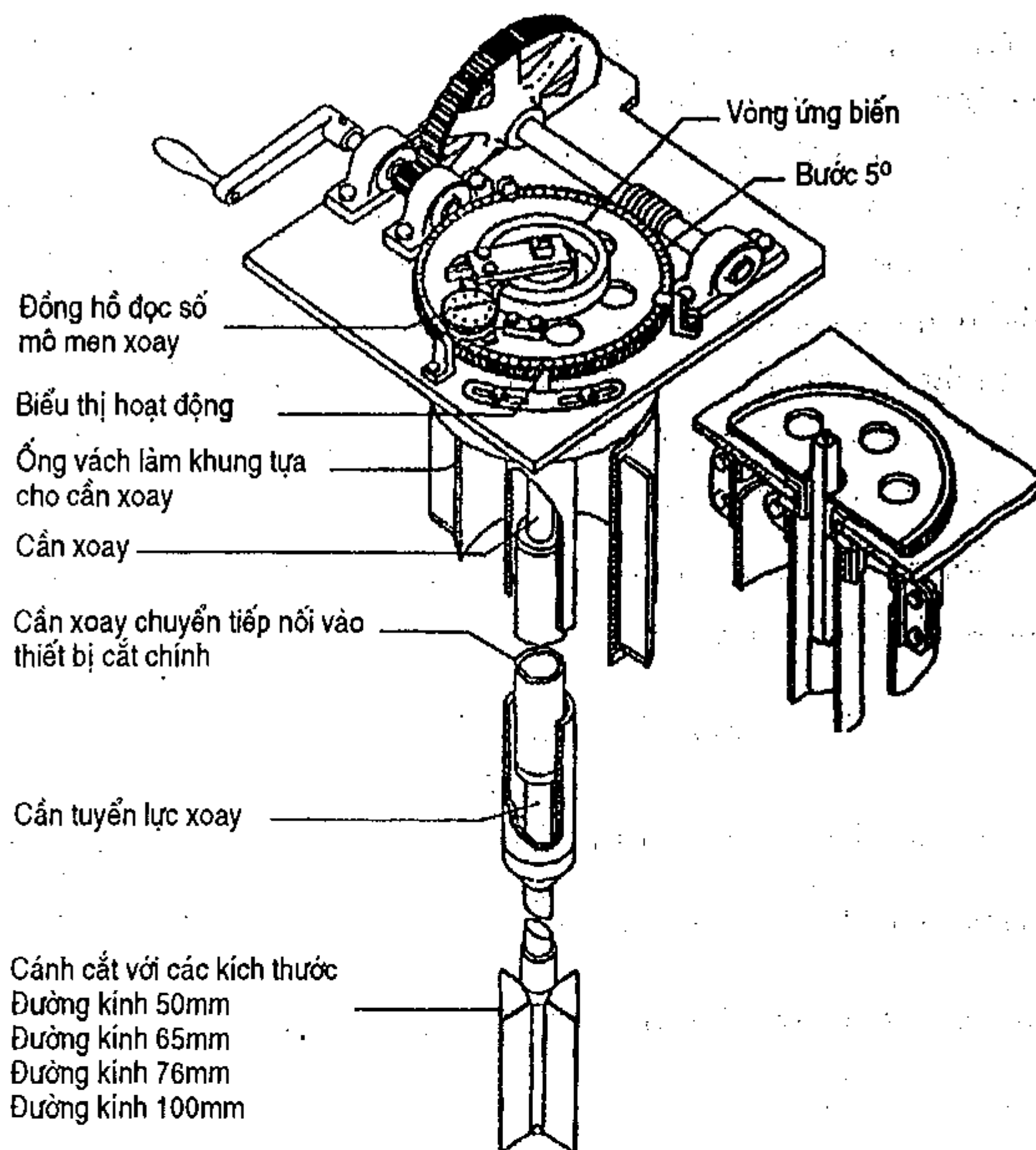
Bảng III.8. Tải trọng thí nghiệm giới hạn của một số loại đất

Loại đất	Tải trọng giới hạn (kPa)	E_M/p_1
Sét mềm	50 ÷ 300	10
Sét dẻo	300 ÷ 800	10
Sét cứng	600 ÷ 2500	15
Cát bụi rời	100 ÷ 500	5
Bụi	200 ÷ 1500	8
Cát và cuội sỏi	1200 ÷ 5000	7

§6. THÍ NGHIỆM CẮT CÁN

6.1. Nguyên lí thí nghiệm và thiết bị

Nguyên lí của thí nghiệm cắt cánh là thực hiện cắt một khối đất hình trụ tròn tách rời phần đất còn lại bằng cánh cắt chữ thập và đo giá trị mômen lớn nhất làm cho đất chuẩn bị cắt ra khỏi phần còn lại, đo giá trị mômen khi trụ đất đã thực sự bị cắt. Khi tác dụng mômen tăng dần, xung quanh trụ đất xuất hiện ứng suất cắt tăng dần đến giới hạn sức kháng cắt của nó sau đó giảm xuống. Ứng suất cực đại (độ bền đỉnh) và ứng suất tới hạn có thể xác định được. Độ bền cắt của đất trong trường hợp này là độ bền cắt không thoát nước, c_u .



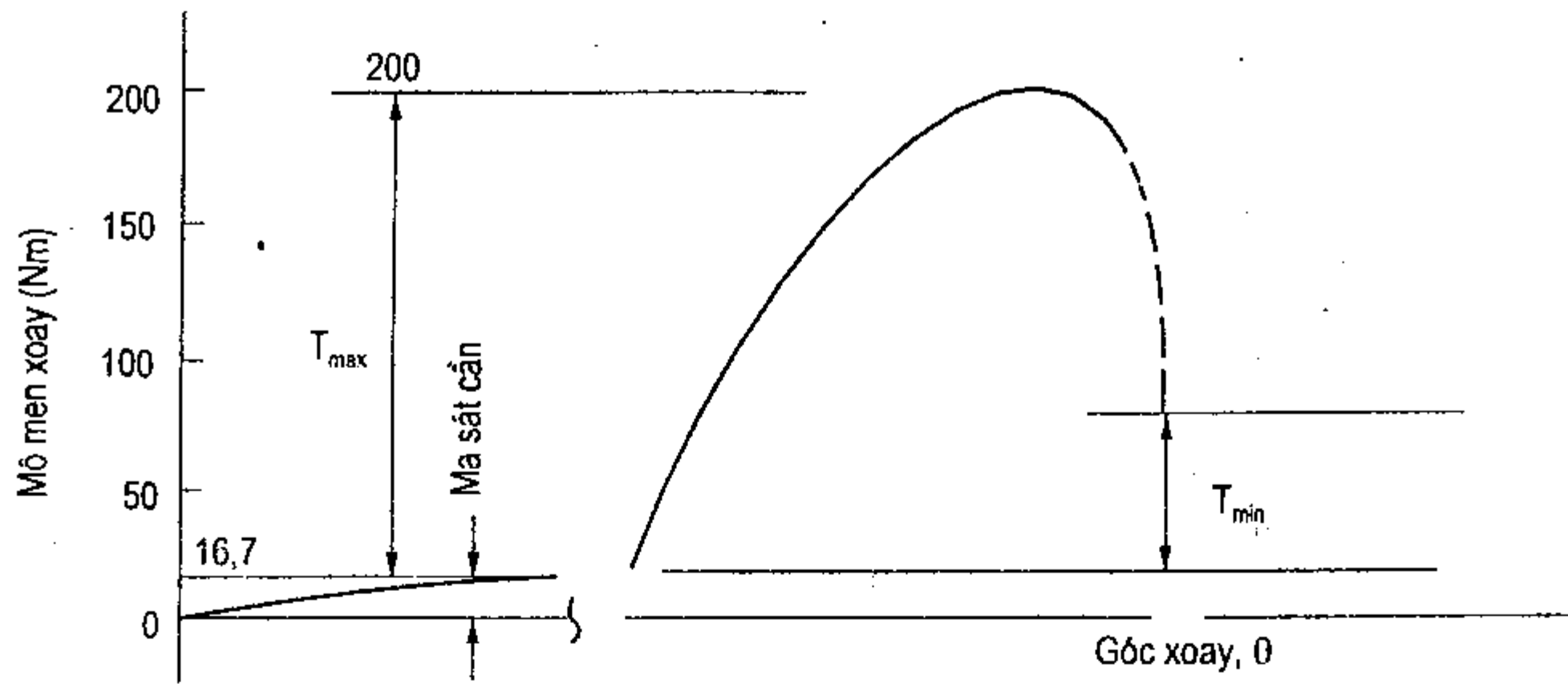
Hình III.9. Các bộ phận chính của thiết bị VST

Cấu tạo chung các loại thiết bị VST có dạng như trên hình III.9 gồm các bộ phận sau:

Lưỡi cắt gồm hai cánh thép hàn vuông góc nhau, tỉ lệ chiều cao/bề rộng cánh (đường kính cánh) tốt nhất là 2. Đường kính 50mm và 75mm là loại thông dụng hiện nay. Loại đường kính lớn dùng cho đất yếu hơn.

6.2. Cách thí nghiệm

Thí nghiệm cắt cánh có thể thực hiện trong hố khoan sẵn hoặc tự án dần đến độ sâu thí nghiệm nhờ đầu bảo vệ có nhiệm vụ dẫn hướng. Khi thực hiện trong hố khoan sẵn, cần ấn lưỡi cắt xuống đáy hố khoan ít nhất là 5 lần đường kính lưỡi. Độ sâu tương tự cũng yêu cầu cho thí nghiệm tự án kể từ miệng ống dẫn. Khi lưỡi cắt đến độ sâu thí nghiệm, tác động lực tạo mômen xoay với tốc độ đều chừng 6 - 12⁰/phút. Thí nghiệm kết thúc khi mômen xoay giảm dần đến giá trị cực tiểu sau chừng mười phút. Biểu đồ thay đổi $T = f(\theta)$ có dạng như trên hình III.10 cho phép xác định mômen xoay lớn nhất T_{max} . Xoay tiếp vài vòng cho đất bị phá hoại hẳn sau đó làm lại thí nghiệm ta được kết quả đối với đất đã bị phá hoại.



Hình III.10. Kết quả thí nghiệm VST

6.3. Diễn dịch kết quả

Kết quả thí nghiệm lần đầu cho phép xác định sức kháng cắt không thoát nước, c_u , của đất nguyên dạng:

$$c_u = \frac{T_{1max}}{K}$$

Kết quả lần thứ hai với đất đã bị phá hoại cho phép xác định sức kháng cắt của đất đã bị xáo động:

$$c_{ur} = \frac{T_{2max}}{K}$$

trong đó:

K - hệ số chuyển đổi chủ yếu phụ thuộc đường kính của lưỡi cắt;

T_{1max} - mô men cắt lớn nhất ban đầu (đất nguyên dạng);

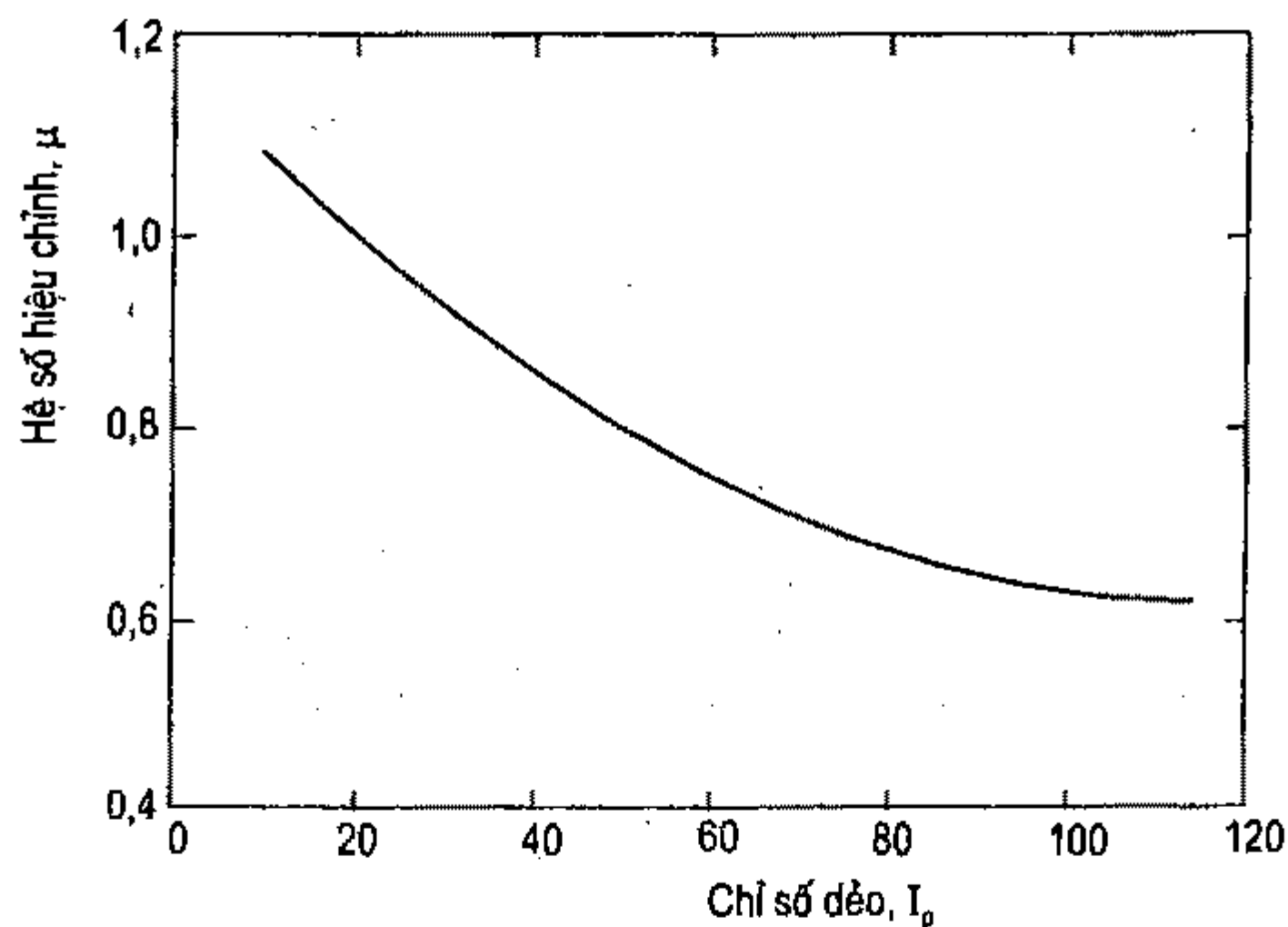
T_{2max} - mô men cắt đất phá hoại.

c_u có được từ thí nghiệm cắt cánh nên hiệu chỉnh theo chỉ số dẻo, A , của đất theo công thức $c_u = \mu \times c_u(t.n)$ trong đó hệ số μ lấy theo đồ thị trên hình III.11; $c_u(t.n)$ - kết quả trực tiếp từ thí nghiệm.

Độ nhạy của đất, S_t , được xác định theo biểu thức:

$$S_t = \frac{c_u}{c_{ur}}$$

Căn cứ vào độ nhạy của đất, việc phân loại đất theo độ nhạy được tiến hành cho phép lưu ý đến việc sử dụng đất cẩn thận khi độ nhạy cao.



Hình III.11. Hệ số hiệu chỉnh sức kháng cắt theo chỉ số dẻo (Nguồn : [13])

Bảng III.9. Phân loại đất sét theo độ nhạy

S_t	≈ 1	$1 \div 2$	$2 \div 4$	$4 \div 8$	$8 \div 16$	> 16
Tính chất	Không nhạy	Tính nhạy thấp	Trung bình	Nhạy	Rất nhạy	Cực nhạy

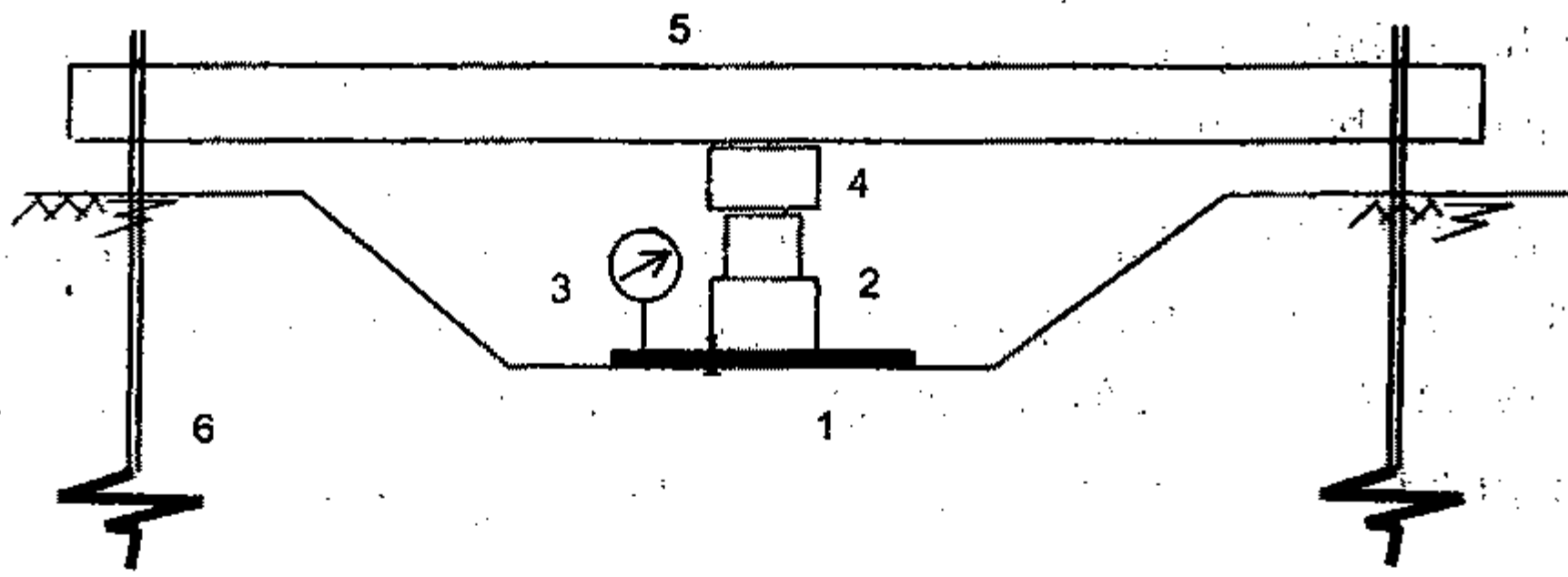
§7. THÍ NGHIỆM NÉN HIỆN TRƯỜNG BẰNG BÀN NÉN

7.1. Nguyên lí thí nghiệm và thiết bị

Sử dụng một tấm cứng đáy phẳng hình vuông hoặc tròn, gọi là tấm nén, đặt ở độ sâu cần thí nghiệm và truyền qua tấm nén vào đất bên dưới những tải trọng thay đổi tăng dần cho đến khi đạt được mục đích. Quan hệ giữa tải trọng với độ lún là kết quả của thí nghiệm được sử dụng để đánh giá đặc tính biến dạng của đất thông qua mô đun biến dạng xác định với quan niệm nền đất dưới bàn nén là một môi trường biến dạng tuyến tính. Tải trọng cho phép lên nền cũng có thể được xác định từ kết quả thí nghiệm này bằng cách biểu diễn quan hệ tốc độ lún với tải trọng để xác định giá trị tải trọng tương ứng với biến dạng dẻo xuất hiện trong đất.

Thiết bị thí nghiệm bao gồm một bàn nén cứng có đáy phẳng; thiết bị quan trắc độ lún và hệ thống gia tải. Bàn nén thường làm bằng thép hoặc bê tông có diện tích 5000 cm^2 , 10000 cm^2 hoặc hơn. Khi thí nghiệm trong hố khoan ở độ sâu lớn, bàn nén thông dụng có diện tích 1000 cm^2 .

Tải trọng tác dụng lên bàn nén thường nhờ vào kích thủy lực có đồng hồ đo tải và hệ đối trọng, bố trí như trên hình III.12. Độ lún của nền xác định trực tiếp từ chuyển vị đứng của bàn nén nhờ đồng hồ đo chuyển vị (chuyển vị kế). Số chuyển vị kế tối thiểu là 02 và được bố trí đối xứng để có thể quan trắc và đánh giá và hiệu chỉnh được độ nghiêng của bàn nén khi thí nghiệm.



Hình III.12:

1. Tấm nén; 2. Kịch thủy lực; 3. Chuyển vị kế; 4. Đệm dầu kịch; 5. Dầm đỡ; 6. Neo

7.2. Cách thí nghiệm và kết quả

Khi thí nghiệm, tải trọng lên bàn nén được tăng từng cấp cho đến khi đất dưới bàn nén bị phá hoại; khi sự ổn định của hệ thống thí nghiệm bị đe dọa hoặc đạt được mục đích thí nghiệm. Ở mỗi cấp tải trọng, duy trì thí nghiệm cho đến khi đất thôi lún để nghiên cứu tính biến dạng theo thời gian của đất. Kết quả thí nghiệm là họ các đường cong quan hệ độ lún - thời gian ở mỗi cấp tải trọng nén và đường cong quan hệ tải trọng - độ lún cuối cùng (theo thí nghiệm). Các đồ thị nói trên có dạng như hình vẽ III.13.

7.3. Diễn dịch kết quả thí nghiệm

Thí nghiệm được thực hiện chủ yếu để xác định môđun biến dạng của đất ứng với một tải trọng nào đó theo công thức

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

p = cấp tải trọng lên nền đất;

S = độ lún của đất (khi thí nghiệm) ứng với cấp tải trọng p ;

b = kích thước cạnh bàn nén vuông hoặc đường kính bàn nén tròn;

μ_0 = hệ số biến dạng ngang (hệ số Poisson) của đất.

Đối với phần lớn các loại đất, μ_0 thay đổi trong phạm vi không lớn và có thể lấy như ở bảng III.10:

Bảng III.10. Hệ số biến dạng ngang của một số loại đất

Loại đất	Cát	Cát pha	Sét pha	Sét
μ_0	0,2 ÷ 0,28	0,25 ÷ 0,31	0,20 ÷ 0,37	0,20 ÷ 0,45

Ghi chú: Đất càng chặt, giá trị μ_0 càng nhỏ.

ω = hệ số hình dạng bàn nén, lấy $\omega = 0,88$ khi thí nghiệm bàn nén vuông và $\omega = 0,79$ khi thí nghiệm bàn nén tròn.

Cũng có thể sử dụng kết quả thí nghiệm bàn nén để dự báo tải trọng giới hạn tác dụng lên nền dựa vào sự thay đổi của tốc độ lún trong một khoảng thời gian đặc trưng tự chọn. Trong trường hợp này, tải trọng ứng với sự thay đổi đột ngột tốc độ lún được coi là tải trọng giới hạn, p_{cd} , và tải trọng cho phép tác dụng lên nền lấy bằng $(0,7 \div 0,8) p_{cd}$.

* Thông thường, chỉ một lớp đất có bề dày chừng 2 ÷ 3 lần bên rộng bàn nén ở ngay dưới đáy bàn nén tham gia vào thí nghiệm trong khi kích thước móng thường lớn hơn nhiều do đó cần tiến hành thí nghiệm với các độ sâu khác nhau mới có kết quả tin cậy. Việc này thường bị hạn chế do công tác chuẩn bị (đào hố sâu, bảo vệ hố đào, thoát nước ...) có nhiều khó khăn. Cần đặc biệt lưu ý đến đặc điểm này của điều kiện thí nghiệm để có thể khai thác kết quả một cách hợp lí. Cách thích hợp hơn trong trường hợp thí nghiệm ở độ sâu lớn là sử dụng bàn nén dạng mũi khoan đơn cánh.

Ví dụ III.3. Kết quả thí nghiệm bàn nén vuông kích thước 70,7 x 70,7 (cm) cho trong bảng sau. Hãy xác định tải trọng cho phép tác dụng lên nền và mô đun biến dạng của đất ứng với tải trọng dự kiến tác dụng lên nền $p = 1200$ kPa.

t(ph) p (kPa)	5	15	30	60	120	180	240	300	360	Tổng
25	1,5	2,5	3,3	4,1	4,6	4,7	4,7	4,7	4,7	4,7
50	3,0	5,1	6,2	7,4	8,3	8,7	8,9	8,9	8,9	13,6
75	4,0	6,7	8,9	10,8	12,7	13,4	13,9	14,1	14,1	27,7
100	5,0	9,0	11,7	14,1	16,0	16,9	17,4	17,7	17,7	45,4
125	6,0	9,0	13,8	16,8	19,6	21,0	22,0	22,5	22,7	68,1
150	6,0	11,0	15,5	20,1	24,2	27,2	30,4	33,1	36,0	104,1
175	8,0	14,0	20,1	26,5	31,2	38,0	42,3	50,2	66,0	177,0

Giải:

Từ kết quả thí nghiệm, độ lún thay đổi theo thời gian khi tải trọng không thay đổi được biểu diễn bằng đồ thị $S = f(t)$ trên hình III.13a.

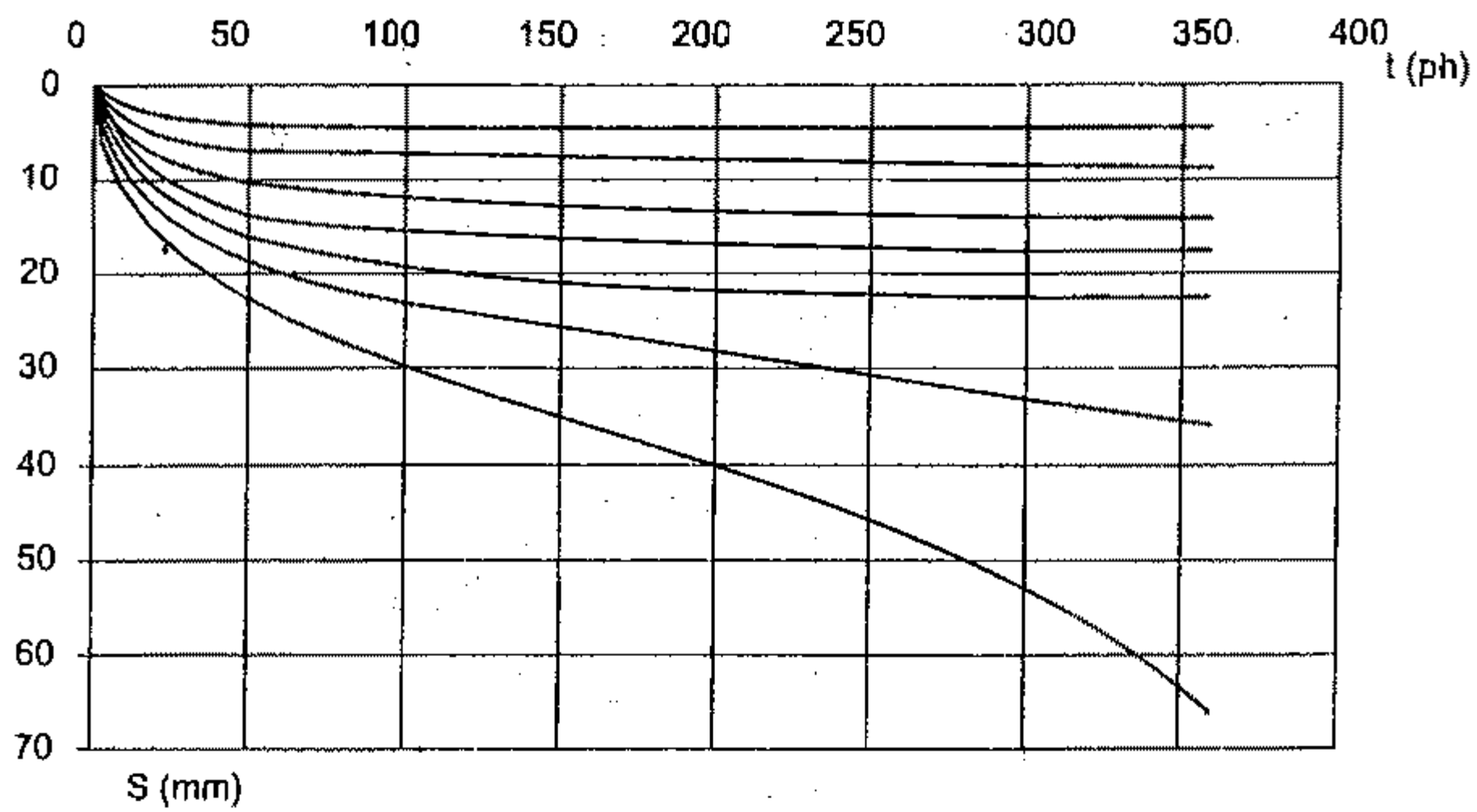
Quan hệ độ lún - tải trọng cho trong bảng và được biểu diễn trên đồ thị hình III.13b.

Bảng quan hệ $S = f(p)$

p (kPa)	25	50	75	100	125	150	175
S (mm)	4.7	13.6	27.7	45.4	68.1	104.1	177.0

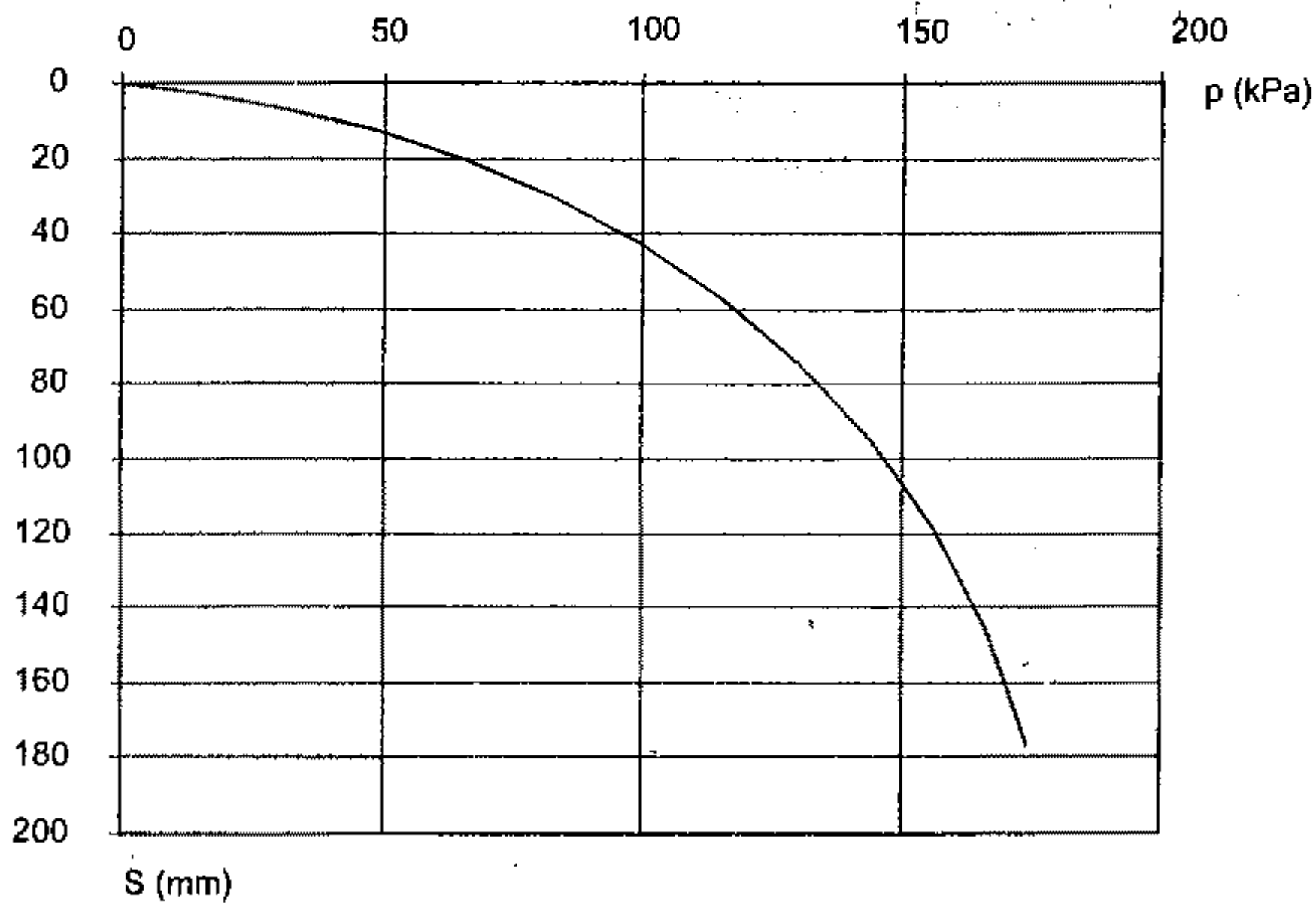
Từ đồ thị trên hình III.13b, ứng với $p = 120$ kPa ta có $S = 64,0$ mm và mô đun biến dạng ứng với $p = 120$ kPa xác định như sau:

$$E_0 = \frac{pb\omega(1-\mu_0^2)}{S} = \frac{120 \times 0,707 \times 0,88(1-0,3^2)}{0,064} = 1060 \text{ kPa}$$



Hình III.13a. Quan hệ độ lún theo thời gian: $S = f(t)$

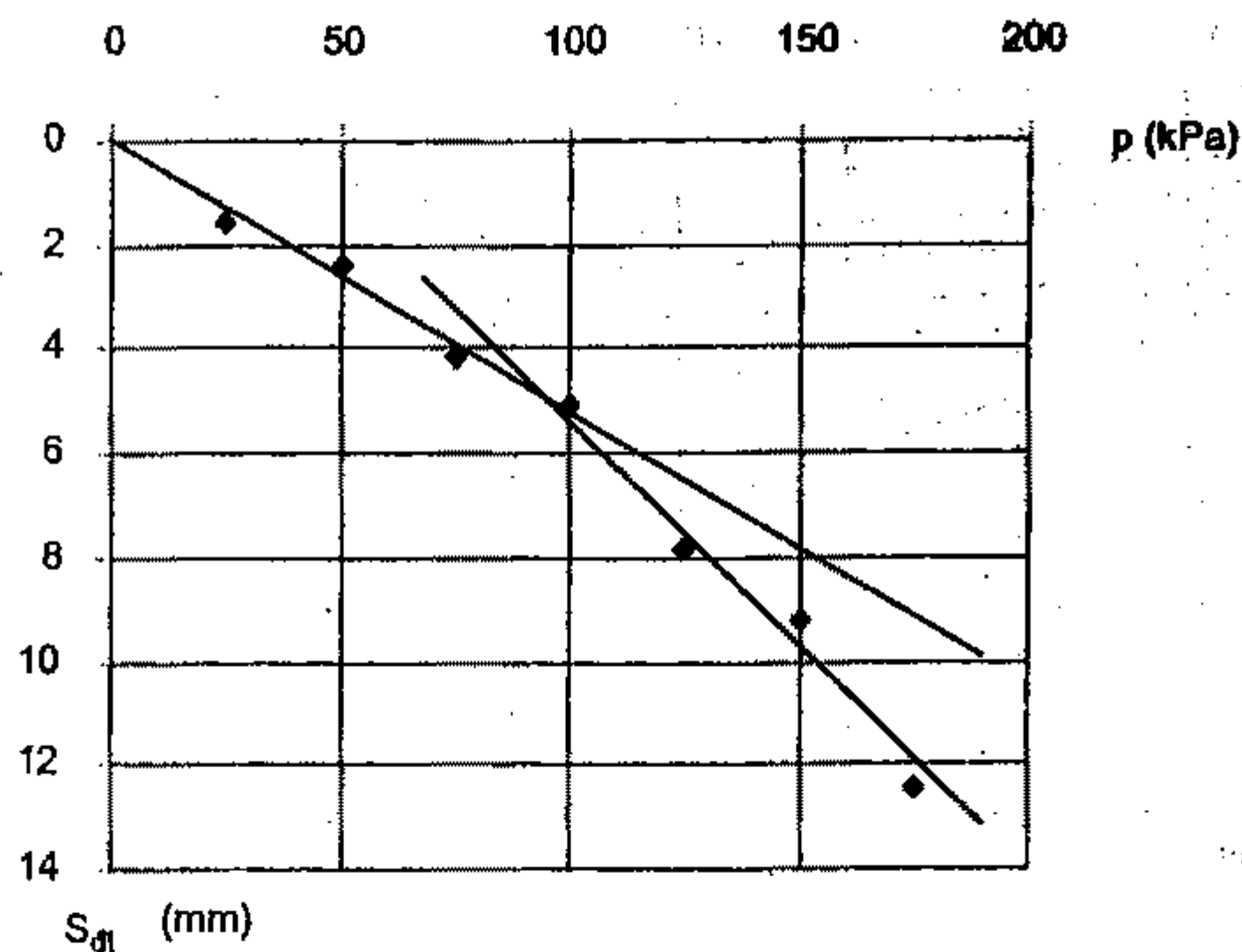
Để xác định tải trọng cho phép, ta chọn khoảng thời gian đặc trưng từ 15 phút đến 60 phút. Độ lún trong khoảng thời gian đặc trưng $S_{dt} = (S_{60} - S_{15})$ và quan hệ $S_{dt} = f(p)$ cho trong bảng. Đồ thị $S_{dt} = f(p)$ trên hình III.14.



Hình III.13b. Kết quả thí nghiệm bèn nén

Bảng quan hệ $S_{dt} = f(p)$

p(kPa)	25	50	75	100	125	150	175
S_{dt} (mm)	1,6	2,3	4,1	5,1	7,8	9,1	12,5



Hình III.14. Xác định tải trọng cho phép từ kết quả thí nghiệm nén

Dựa vào đồ thị $S_{dt} = f(p)$ trên hình III.14 ta có $p_{cd} = 88 \text{ kPa}$ và tải trọng cho phép $[p] = 0,8 \times 88 = 70 \text{ kPa}$.

Ứng với tải trọng cho phép $[p] = 70 \text{ kPa}$, độ lún bản nền xác định được $S = 24 \text{ mm}$ (hình III.13b), môđun biến dạng tương ứng:

$$E_0 = \frac{70 \times 0,707 \times 0,88(1 - 0,3^2)}{0,024} = 1650 \text{ kPa}$$

Chương IV

ỨNG SUẤT TRONG ĐẤT

§1. KHÁI NIỆM CHUNG

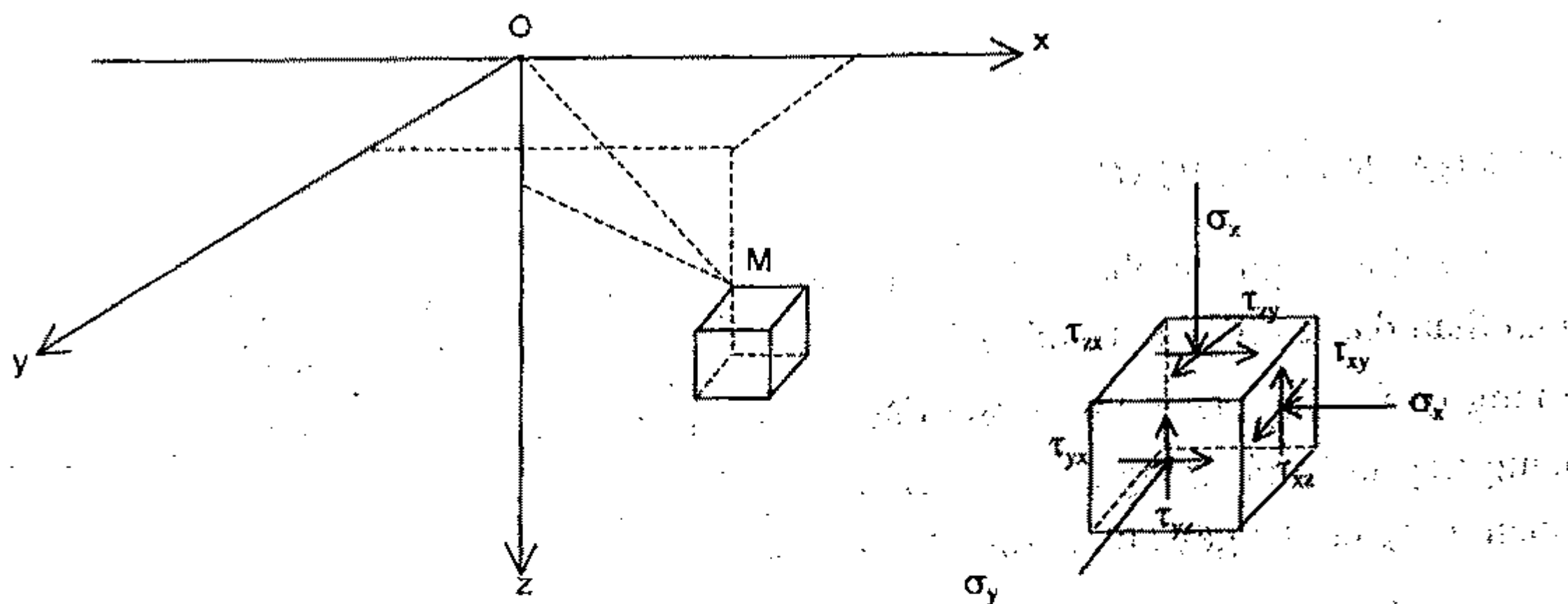
Có nhiều nguyên nhân gây ra ứng suất trong đất. Thường gặp hơn cả là trọng lượng bản thân đất, sự thay đổi mực nước ngầm trong đất và tải trọng từ công trình tác dụng lên đất thông qua móng. Ứng suất trong đất liên quan chặt chẽ với biến dạng của đất và khả năng tiếp nhận tải trọng từ công trình (sức chịu tải của nền) là những biểu hiện cơ học quan trọng có thể gây ảnh hưởng đến việc khai thác và sử dụng công trình.

1.1. Ứng suất do trọng lượng bản thân đất gây ra còn gọi là ứng suất thường xuyên có ảnh hưởng rất lớn đến các quá trình cơ học tiếp theo do tải trọng công trình gây ra do đó phải được xác định với tư cách là trạng thái ban đầu của đất. Đây là khác biệt quan trọng của đất so với các vật liệu xây dựng khác mà trong đa số trường hợp trọng lượng bản thân được coi là một dạng tải trọng. Nói chung, ứng suất do trọng lượng bản thân đất gây ra là ổn định, ngoại trừ trường hợp đặc biệt khi đất đang trong quá trình trầm tích hoặc có sự thay đổi mực nước ngầm trong đất vì các lí do bên ngoài hay bên trong.

Sự thay đổi ứng suất do thay đổi mực nước ngầm trong đất có liên quan trực tiếp đến sự thay đổi trọng lượng bản thân đất do đó là một dạng đặc biệt của ứng suất do trọng lượng bản thân. Ảnh hưởng của sự thay đổi mực nước ngầm một mặt tương tự tác động từ bên ngoài, làm thay đổi áp lực nước lỗ rỗng do đó làm thay đổi ứng suất hữu hiệu trong đất, mặt khác lại tương tự như tác động bên trong theo kiểu đất đang trong quá trình trầm tích chưa kết thúc (đất UC).

1.2. Tải trọng từ công trình trong phần lớn trường hợp được truyền lên đất nền thông qua móng có độ cứng lớn hơn độ cứng của đất do đó quy luật của sự phân bố tải trọng phụ thuộc rất lớn vào độ cứng của móng. Một số trường hợp khác tải trọng tác dụng trực tiếp lên đất, chẳng hạn tải trọng từ nền đường đắp lên nền đất tự nhiên. Đất về cơ bản không chịu kéo do đó chỉ có tải trọng nén lên đất được quan tâm nghiên cứu. Ứng suất do tải trọng nén gây ra chủ yếu là ứng suất nén. Sự thay đổi của ứng suất trong đất do đó cũng là sự thay đổi của ứng suất nén. Để thuận lợi cho trình bày, ứng suất nén trong đất được quy ước là dương. Số gia ứng suất nén trong đất do tải trọng ngoài gây ra cũng quy ước mang dấu dương (+).

1.3. Mặt đất trong phần lớn trường hợp có thể coi là một mặt phẳng nằm ngang. Nếu ta mô tả nền đất tự nhiên trong hệ tọa độ Decac thông thường bằng cách chọn trục thẳng đứng vuông góc với mặt đất làm trục Oz với chiều dương hướng xuống dưới như trên hình IV.1 thì nền đất chỉ tồn tại trong khoảng $z \geq 0$ do đó thường được gọi là bán không gian.



Hình IV.1. Bán không gian nền đất

Các thành phần ứng suất tại một điểm M bất kì trước và sau khi có tải trọng công trình với quy ước về dấu như đã nói ở trên có dạng:

- Trạng thái ban đầu: $\sigma_0(M) = \{\sigma_z, \sigma_x, \sigma_y\}$
- Trạng thái cuối cùng: $\sigma_1(M) = \sigma_0(M) + \Delta\sigma(M)$

trong đó: $\Delta\sigma(M) = \{\Delta\sigma_z, \Delta\sigma_x, \Delta\sigma_y, \Delta\tau_{xy}, \Delta\tau_{xz}, \Delta\tau_{yz}\}$.

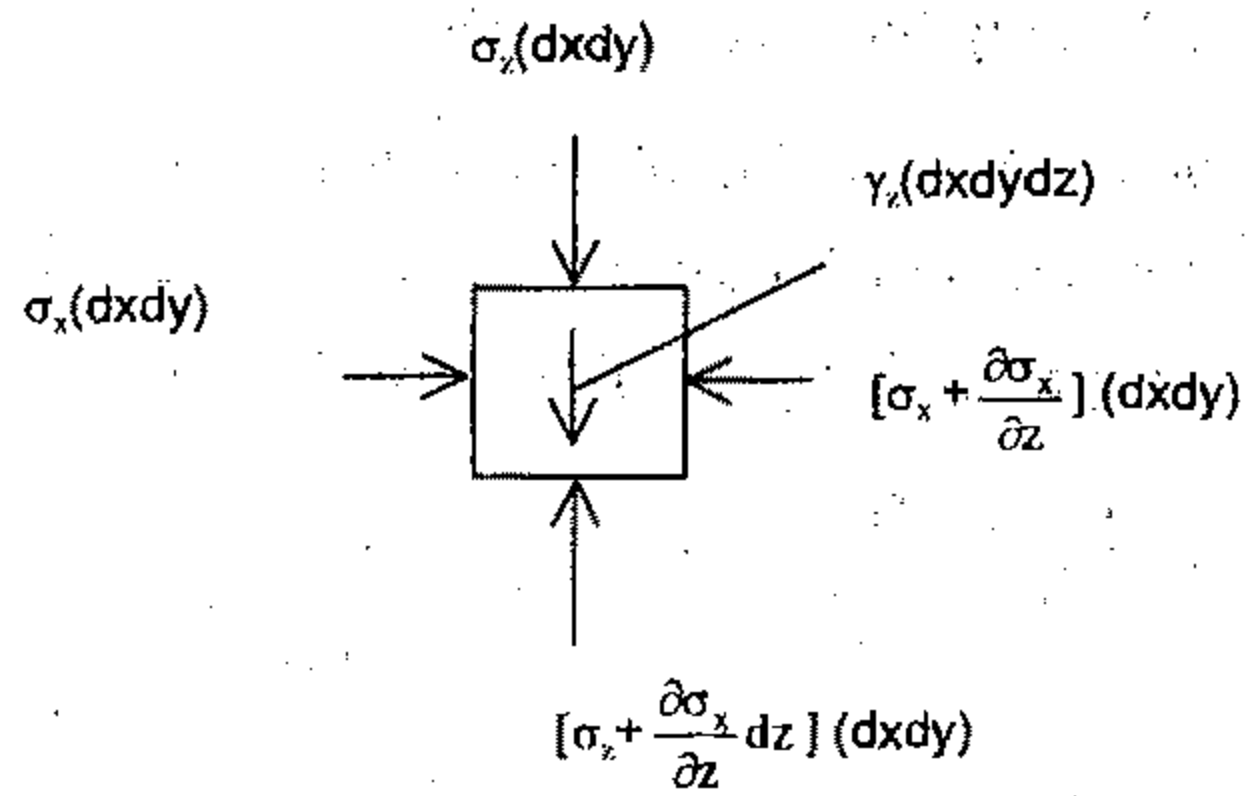
Việc tính toán xác định cụ thể các thành phần ứng suất trong đất chủ yếu tập trung vào thành phần ứng suất nén theo phương đứng, σ_z và $\Delta\sigma_z$, sẽ được trình bày trong các phần tiếp theo nhằm phục vụ cho việc phân tích chuyển vị đứng – lún – của đất là vấn đề có ý nghĩa kỹ thuật hơn cả. Các thành phần ứng suất khác chỉ được đề cập đến trong các bài toán phẳng.

§2. ỨNG SUẤT DO TRỌNG LƯỢNG BẢN THÂN ĐẤT

2.1. Trường hợp nền đồng nhất

Xét trường hợp nền đất khô đồng nhất có trọng lượng thể tích đơn vị $\gamma(z)$ trong điều kiện mặt đất nằm ngang, ổn định. Từ điều kiện cân bằng theo phương đứng của phần tử tách ra tại M tại độ sâu z như trên hình IV.2 ta có:

$$\sigma_z dx dy + \gamma_z dx dy dz = \left[\sigma_z + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} dz \right] dx dy$$



Hình IV.2. Phân tích ứng suất do trọng lượng bản thân

$$\frac{\partial \sigma_z}{\partial z} = \gamma(z)$$

$$\sigma_z = \int_0^z \gamma(z) dz \quad (IV.1)$$

Trường hợp đơn giản, khi $\gamma(z) = \text{const} = \gamma$:

$$\sigma_z = \gamma z \quad (IV.1a)$$

Lưu ý rằng, ứng suất trong đất chỉ truyền qua các điểm tiếp xúc nhau giữa các hạt đất, do đó ứng suất xác định theo (IV.1) chỉ là giá trị trung bình của ứng suất giữa các hạt đất và cũng chính là ứng suất hữu hiệu, kí hiệu σ'_z .

Ví dụ IV.1. Xác định ứng suất nén σ_z tại độ sâu 10m trong nền đất đồng nhất có γ thay đổi theo quy luật $\gamma(z) = 17,5 + 0,01\sigma_z$ trong đó γ tính theo kN/m^3 , σ_z - theo kPa và z - theo m .

Giải: Sử dụng công thức IV.1 dạng:

$$d\sigma_z = \gamma(z) dz$$

hay
$$d\sigma_z = (17,5 + 0,01\sigma_z) dz$$

Giải phương trình vi phân $\sigma_z' - 0,01\sigma_z = 17,5$ với điều kiện biên $\sigma_z = 0$ tại $z = 0$ ta có phương trình xác định σ_z sau đây:

$$\sigma_z = 1750(e^{0,01z} - 1)$$

Tại độ sâu $z = 10\text{m}$: $\sigma_z = 1750(e^{0,1} - 1) = 184 \text{ kPa}$

(Sử dụng công thức IV.1a có thể tính gần đúng như sau: Trước tiên giả sử $\gamma_{tb} = \text{const} = 17,5$, ta có $\sigma_z = 175 \text{ kPa}$. $\gamma(z)$ tại $z = 10\text{m}$ phải là $(17,5 + 1,75) = 19,25$ do đó chọn lại $\gamma_{tb} = (17,5 + 19,25)/2 = 18,38$ cho lần thử thứ hai ta có $\sigma_z = 183,8$. Tiếp tục với $\gamma_z = 17,5 + 1,84 = 19,34$ ta có $\gamma_{tb} = (19,34 + 17,5) / 2 = 18,42$ ta có $\sigma_z = 184,2 \text{ kPa}$ cho lần thử thứ ba. So sánh lần thử thứ hai với thứ ba ta thấy sai số không đáng kể do đó có thể xác định gần đúng $\sigma_z = (183,8 + 184,2)/2 = 184 \text{ kPa}$).

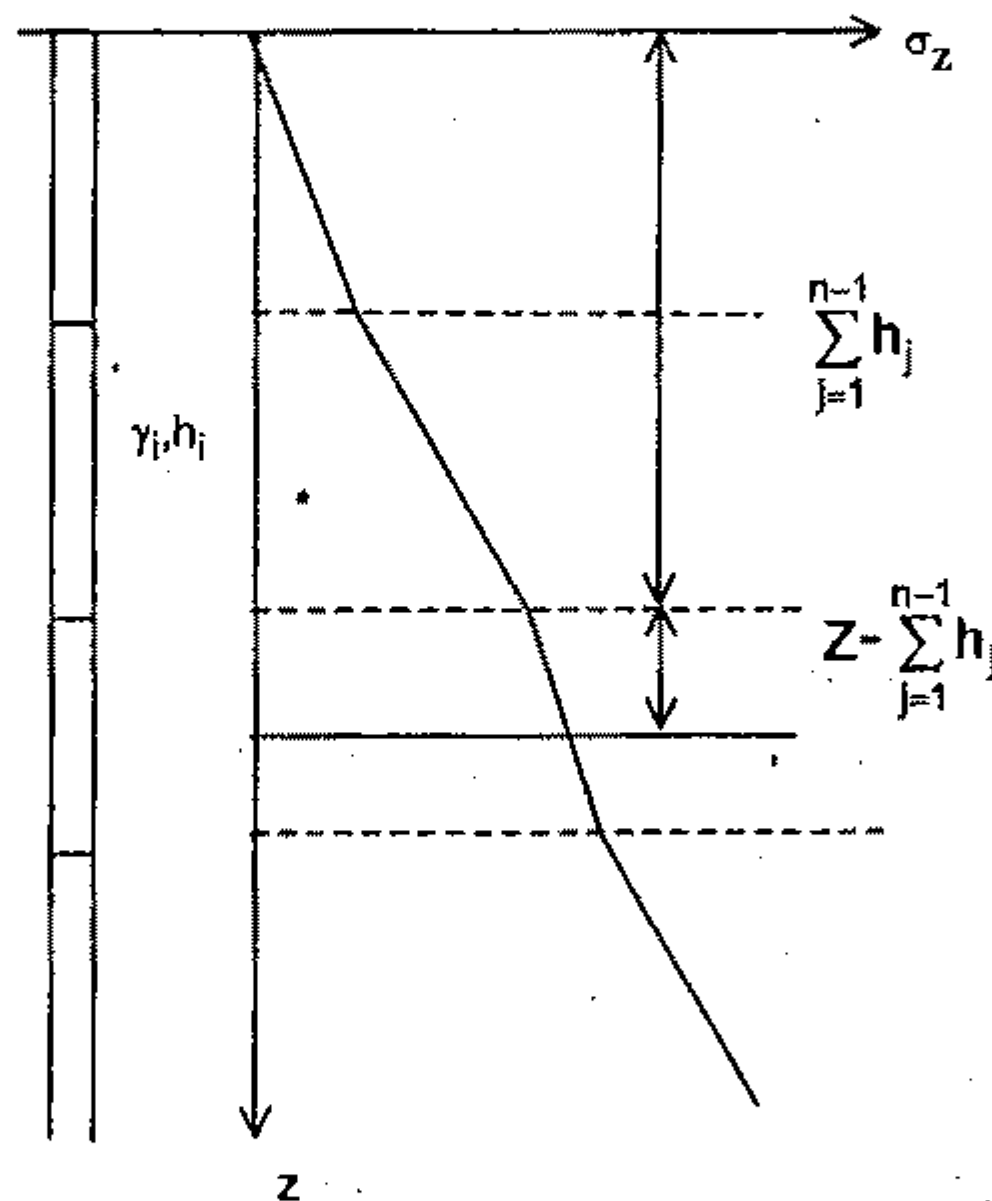
2.2. Trường hợp nền phân lớp

Thường gặp hơn cả trong thực tế là nền đất bao gồm nhiều lớp có chiều dày hữu hạn và trong phạm vi mỗi lớp có thể chấp nhận $\gamma = \text{const}$. Gọi chiều dày của lớp thứ i là h_i và trọng lượng riêng tương ứng là γ_i . Thay vào công thức IV.1 ta có:

$$\sigma_z = \int_0^{h_1} \gamma_1 dz + \int_{h_1}^{h_1+h_2} \gamma_2 dz + \dots + \int_{h_1+\dots+h_{n-1}}^z \gamma_n dz = \sum_{i=1}^{n-1} \gamma_i h_i + \gamma_n \left[z - \sum_{i=1}^{n-1} h_i \right] \quad (\text{IV.2})$$

trong đó: z là độ sâu cần tính ứng suất thuộc vào lớp thứ n : $\sum_{j=1}^{n-1} h_j \leq z \leq \sum_{i=1}^n h_i$.

Biểu đồ phân bố σ_z theo độ sâu có dạng như trên hình IV.3 bao gồm các đoạn thẳng có độ dốc thay đổi tại các độ sâu phân lớp.



Hình IV.3. Biểu đồ $\sigma_z(\gamma)$ trong nền phân lớp

Ví dụ IV.2. Địa tầng trong phạm vi khảo sát gồm 3 lớp (kể từ mặt đất tự nhiên) như sau:

Từ 0 ÷ 3m: đất cát pha có trọng lượng thể tích $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$

Từ 3 ÷ 8m: đất cát mịn chặt vừa có trọng lượng thể tích $\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$

Từ 8m trở đi: đất sét có trọng lượng thể tích $\gamma = 21 \text{ kN/m}^3$.

a) Hãy xác định ứng suất nén σ_z do trọng lượng bản thân đất gây ra ở các độ sâu 2m, 5m và 11m kể từ mặt đất tự nhiên.

b) Vẽ biểu đồ ứng suất σ_z theo độ sâu.

Giải:

a) * Ở độ sâu $z_1 = 2\text{m}$ đất thuộc lớp thứ nhất có $\gamma_1 = 18 \text{ kN/m}^3$, áp dụng công thức (IV.1) ta có: $\sigma_{z1} = \gamma_1 z_1 = 18 \times 2 = 36 \text{ kN/m}^2$

* Ở độ sâu $z_2' = 5\text{m}$, đất thuộc lớp thứ hai có $\gamma_2 = 17 \text{ kN/m}^3$, áp dụng công thức (IV.2) ta có: $\sigma_{z2} = \gamma_1 h_1 + \gamma_2 (z - h_1) = 18 \times 3 + 17 \times 2 = 88 \text{ kN/m}^2$

* Ở độ sâu $z_3 = 11\text{m}$, đất thuộc lớp thứ ba có $\gamma = 21 \text{ kN/m}^3$:

$$\sigma_{z3} = \gamma_1 h_1 + \gamma_2 h_2 + \gamma_3 [(z - (h_1 + h_2))] = 18 \times 3 + 17 \times 5 + 21 \times (11 - (3+5)) = 202 \text{ kN/m}^2$$

b) Để xây dựng biểu đồ $\sigma_z = f(z)$ ta cần xác định σ_z tại các độ sâu phân lớp và tại một điểm bất kì thuộc lớp cuối cùng là được. Trong trường hợp này chúng ta xác định giá trị σ_z tại các điểm có $z = 0$ (bắt đầu lớp thứ nhất); $z = 3\text{m}$ (điểm kết thúc lớp thứ nhất, bắt đầu lớp thứ hai); $z = 8\text{m}$ (điểm kết thúc lớp thứ hai và bắt đầu lớp thứ ba) và $z = 11\text{m}$ (điểm bất kì thuộc lớp thứ ba):

$$\text{tại } z = 0, \sigma_z = 0 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{tại } z = 3\text{m}, \sigma_z = 3 \times 18 = 54 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{tại } z = 8\text{m}, \sigma_z = 54 + (8-3) \times 17 = 139 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{tại } z = 11\text{m}, \sigma_z = 139 + (11-8) \times 21 = 202 \text{ kN/m}^2$$

Biểu đồ $\sigma_z = f(z)$ như trên hình vẽ IV.4.

2.3. Ảnh hưởng của nước ngầm

Trường hợp trong đất có nước ngầm từ một độ sâu H_n nào đó ở trạng thái cân bằng thủy tĩnh có thể coi là trường hợp riêng của nền phân lớp trong đó đất dưới mực nước ngầm có trọng lượng riêng bão hòa. Kể từ độ sâu H_n trong đất xuất hiện áp lực nước thủy tĩnh $u = \gamma_0 h_w$ tác dụng như nhau theo mọi phương trong đó h_w là chiều cao cột nước áp, $h_w = z - H_n$. Theo nguyên lý ứng suất hữu hiệu của Terzaghi, ứng suất hữu hiệu tại độ sâu z xác định theo công thức sau:

$$\sigma'_z = \sigma_z - u_z \quad (\text{IV.3})$$

Khai triển IV.3 với $z \leq H_n$ ta có

$$\sigma'_z = \sum_{i=1}^{k-1} \gamma_i h_i + \gamma_k \left[z - \sum_{i=1}^{k-1} h_i \right] \quad (\text{IV.4a})$$

trong đó: k là lớp đất cuối cùng trong phạm vi z .

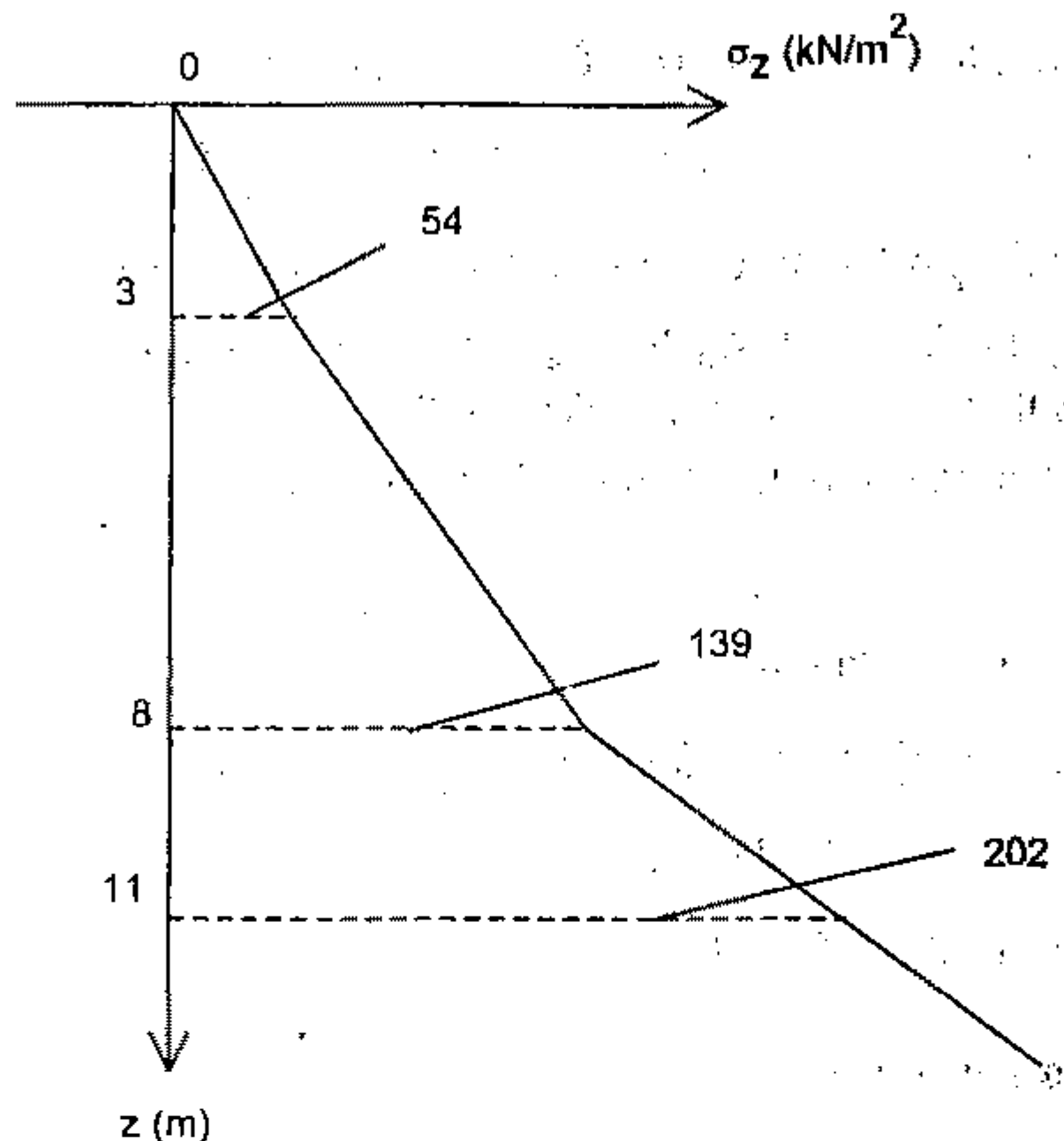
Với $z > H_n$:

$$\sigma'_z = \sum_{i=1}^k \gamma_i h_i + \sum_{j=k+1}^{n-1} (\gamma_{jbh} - \gamma_0) h_j + (\gamma_{nbh} - \gamma_0) \left[z - \sum_{j=k+1}^{n-1} h_j \right] \quad (\text{IV.4b})$$

hay:
$$\sigma'_z = \sum_{i=1}^{n-1} \gamma_i h_i + \gamma_n \left[z - \sum_{i=1}^{n-1} h_i \right] \quad (\text{IV.3a})$$

trong đó: trọng lượng riêng của đất từ lớp thứ $(k + 1)$ phải kể đến tác dụng đẩy nổi của nước: $\gamma_i = \gamma_{ibh} - \gamma_0$; k - lớp cuối cùng trên mực nước ngầm.

Sử dụng trực tiếp công thức IV.3 cho phép xác định cả trong trường hợp nước có áp với h_w là chiều cao cột nước áp đo được.



Hình IV.4. Biểu đồ ứng suất nén σ_z theo ví dụ IV.2

2.4. Ứng suất do sự thay đổi mực nước ngầm

Sự thay đổi mực nước ngầm trong đất làm thay đổi áp lực nước lỗ rỗng và trọng lượng thể tích đơn vị của đất do đó sẽ làm thay đổi trạng thái ứng suất trong đất, đặc biệt là sự thay đổi ứng suất hữu hiệu. Ví dụ sau đây sẽ làm sáng tỏ điều đó.

Ví dụ IV.3. Địa tầng tương tự trong ví dụ IV.2:

- Từ 0 ÷ 3m: đất cát pha có trọng lượng thể tích $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$
- Từ 3 ÷ 8m: đất cát mịn chặt vừa có trọng lượng thể tích $\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$
- Từ 8m trở đi: đất sét có trọng lượng thể tích $\gamma = 21 \text{ kN/m}^3$.

Ban đầu mực nước ngầm ở độ sâu 4m. Hãy vẽ biểu đồ ứng suất hữu hiệu theo độ sâu biết rằng trọng lượng thể tích đất cát bão hòa $\gamma_{bh} = 20 \text{ kN/m}^3$. Nếu sau đó mực nước ngầm bị hạ thấp đến độ sâu 7m thì hiện tượng gì sẽ xảy ra?

Giải:

Để vẽ biểu đồ ứng suất ta phải tính giá trị tại các độ sâu bắt đầu có sự thay đổi γ của đất và một điểm bất kì thuộc lớp cuối cùng. Độ sâu tương ứng trong ví dụ này là $z = 3, 4, 8$ và 12 (m).

Tại $z = 3\text{m}$: $\sigma_z = 3 \times 18 = 54 \text{ kN/m}^2$; $u_z = 0 \text{ kN/m}^2$; $\sigma'_z = \sigma_z - u_z = 54 \text{ kN/m}^2$.

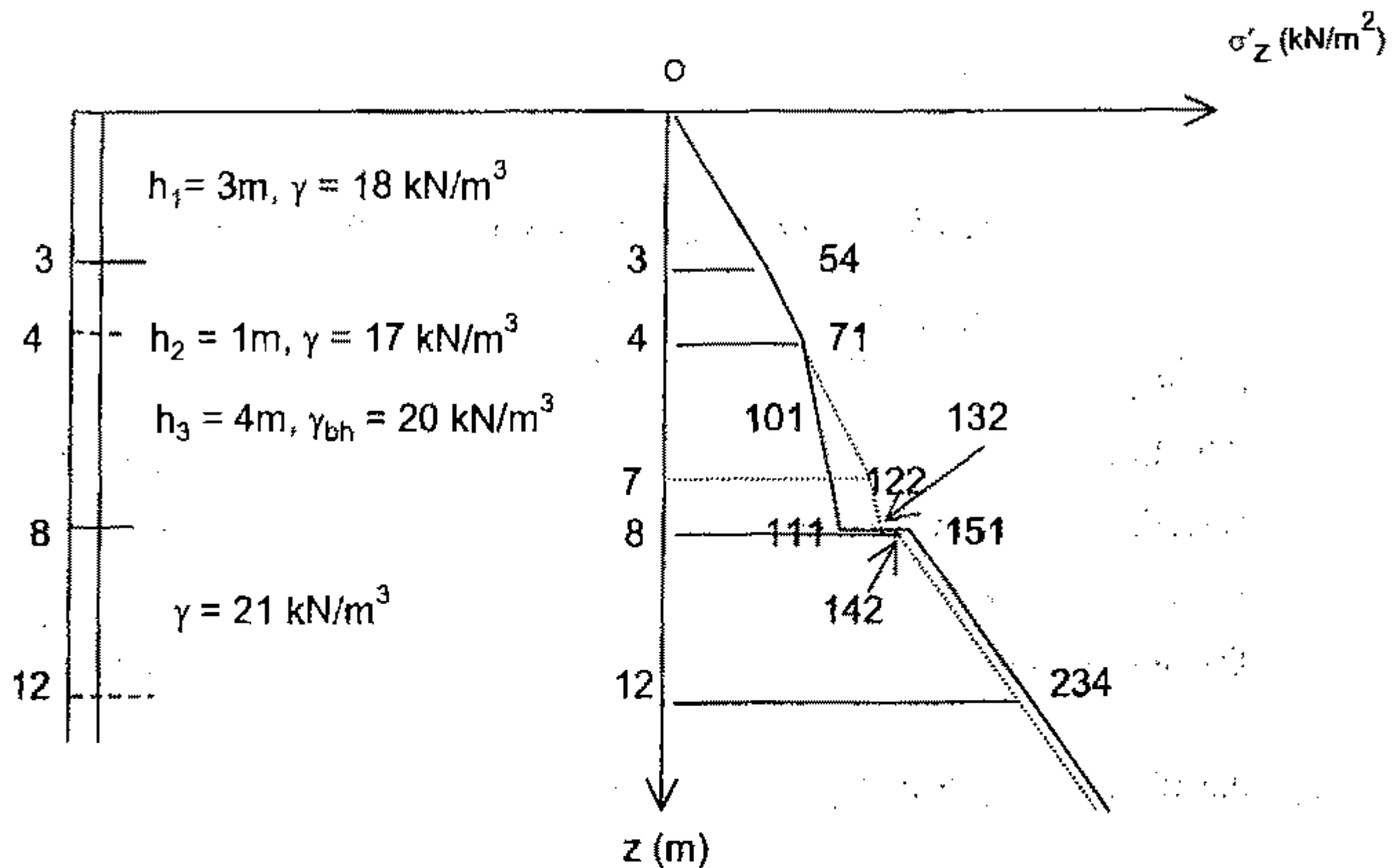
Tại $z = 4\text{m}$: $\sigma_z = 54 + (4-3) \times 17 = 71 \text{ kN/m}^2$; $u_z = 0 \text{ kN/m}^2$; $\sigma'_z = 71 \text{ kN/m}^2$.

Tại $z = 8_0 \text{ m}$: $\sigma_z = 71 + (8-4) \times 20 = 151 \text{ kN/m}^2$; $u_z = 10(8 - 4) = 40 \text{ kN/m}^2$; $\sigma'_z = 111 \text{ kN/m}^2$.
(tại $z = 7\text{m}$ $\sigma_z = 131 \text{ kN/m}^2$; $u_w = 30 \text{ kN/m}^2$; $\sigma'_z = 101 \text{ kN/m}^2$)

Tại $z = 8_{+0} \text{ m}$: $\sigma_z = 151 \text{ kN/m}^2$; $u_z = 0 \text{ kN/m}^2$; $\sigma'_z = 151 \text{ kN/m}^2$

Tại $z = 12\text{m}$: $\sigma_z = 151 + (12-8)21 = 232 \text{ kN/m}^2$; $u_z = 0$; $\sigma'_z = 232 \text{ kN/m}^2$

Trụ địa chất mô tả địa tầng và biểu đồ ứng suất hữu hiệu như sau:



Hình IV.5. Đường nét liền (—) biểu thị ứng suất ban đầu; đường nét đứt (---) biểu thị ứng suất sau khi hạ mực nước ngầm.

* Khi nước ngầm hạ thấp từ 4m đến độ sâu 7m, trọng lượng thể tích đơn vị của đất cát pha không thay đổi, ứng suất trong đất trong phạm vi lớp đất này không thay đổi. Phần trên của lớp cát hạt mịn dày 1m (từ độ sâu 3m đến độ sâu 4m) cũng có trọng lượng thể tích đơn vị không đổi do đó ứng suất tại $z = 4$ không thay đổi; phần tiếp theo dày 3m (từ độ sâu 4m đến độ sâu 7m) chịu ảnh hưởng của sự thay đổi mực nước ngầm do đó có trọng lượng thể tích đơn vị thay đổi, áp lực nước lỗ rỗng thay đổi kéo theo ứng suất thay đổi: tại $z = 7\text{m}$: $\sigma_z = 54 + (7-3)17 = 122 \text{ kN/m}^2$; $u_w = 0 \rightarrow \sigma'_z = 122 \text{ kN/m}^2$, tăng 21 kN/m^2 ; phần dưới cùng dày 1m (tại $z = 8-$) trọng lượng thể tích đơn vị không đổi nhưng áp lực nước lỗ rỗng thay đổi gây ra sự thay đổi ứng suất tổng và ứng suất hữu hiệu: $\sigma_z = 122 + 20 = 142 \text{ kN/m}^2$; $u_w = 10 \text{ kN/m}^2 \rightarrow \sigma'_z = 132 \text{ kN/m}^2$. Những thay đổi này ảnh hưởng làm thay đổi trạng thái ứng suất trong lớp đất sét cuối cùng mặc dù trọng lượng thể tích đơn vị và áp lực nước trong lớp đất này không thay đổi. Kết quả sự thay đổi này được thể hiện trên biểu đồ ứng suất hữu hiệu. Ứng suất hữu hiệu trong lớp cát hạt mịn tăng làm cho đất bị lún. Việc hạ thấp mực nước ngầm trong đất sẽ làm cho đất bị lún.

2.5. Ứng suất nén theo phương ngang

Ứng suất nén hữu hiệu theo phương ngang trong các điều kiện tương ứng phụ thuộc vào ứng suất nén hữu hiệu theo phương đứng theo biểu thức:

$$\sigma'_x = \sigma'_y = K_0 \sigma'_z \quad (IV.5)$$

trong đó: K_0 là hệ số áp lực ngang tĩnh (còn được kí hiệu là ξ). Hệ số K_0 được xác định từ thí nghiệm thông qua hệ số biến dạng ngang μ theo công thức:

$$K_0 = \frac{\mu}{1 - \mu} \quad (IV.6)$$

Bảng IV.1: Một số giá trị thông thường của K_0

Loại đất	K_0 (ξ)
Cát rời	0,45 ÷ 0,60
Cát chặt	0,3 ÷ 0,5
Đất sét cổ kết thông thường	0,5 ÷ 0,7
Đất sét quá cổ kết	1,0 ÷ 4,0
Đất sét đầm chặt	0,7 ÷ 2,0

Ứng suất tổng xác định tương ứng theo biểu thức sau:

$$\sigma_{x,y} = \sigma'_{x,y} + u$$

§3. ỨNG SUẤT DO TẢI TRỌNG NGOÀI : CÁC BÀI TOÁN KHÔNG GIAN BA CHIỀU

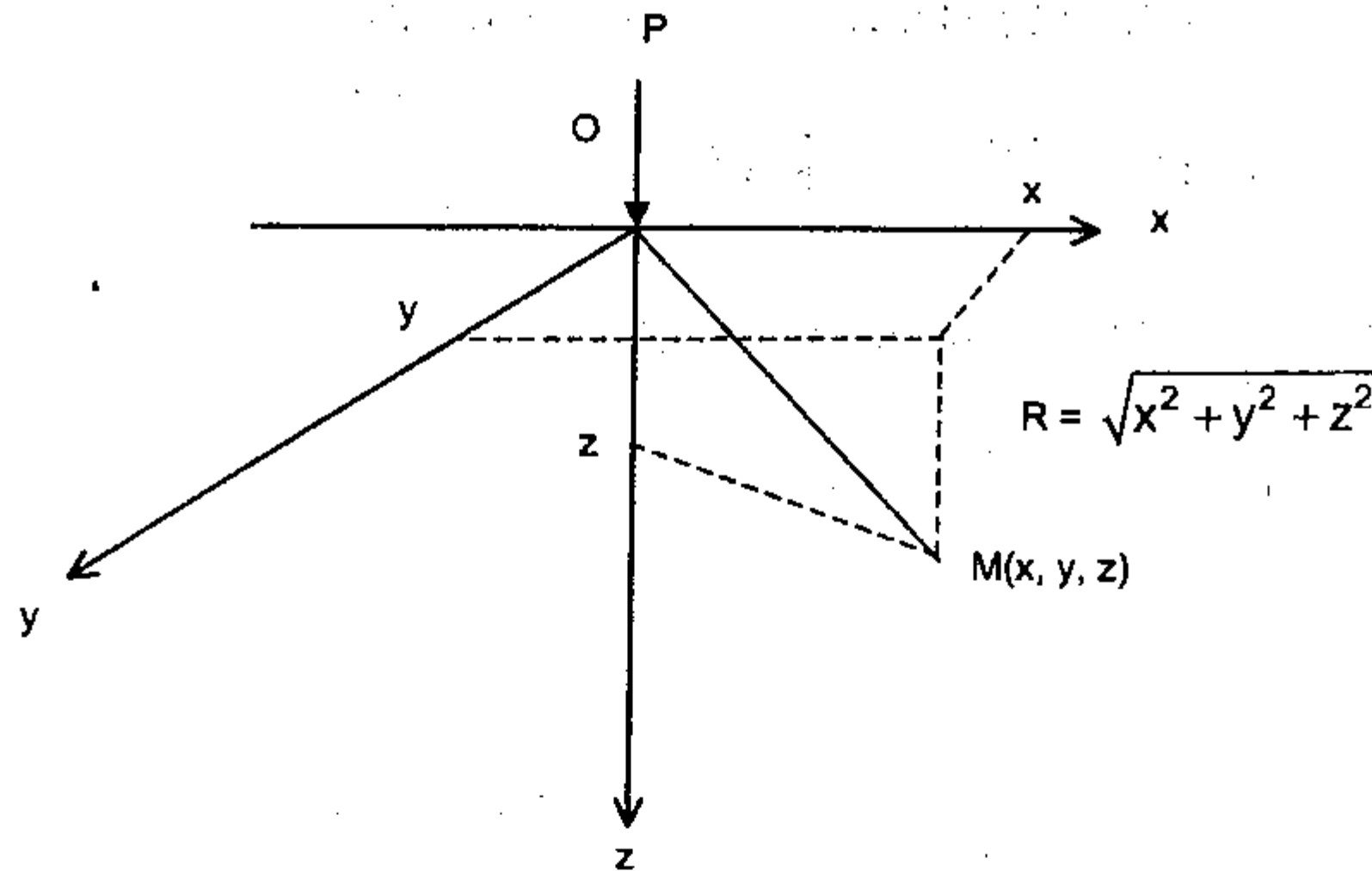
3.1. Trường hợp tải trọng lực tập trung thẳng đứng

Bài toán cơ bản nền chịu tác dụng một tải trọng lực tập trung thẳng đứng ngay mặt đất thường được gọi là bài toán Boussinesq (do Boussinesq đặt ra và tìm được kết quả đầy đủ năm 1885) có nội dung như sau:

Hãy xác định ứng suất tại một điểm bất kì trong đất do tải trọng tập trung thẳng đứng tác dụng trên mặt đất gây ra nếu giả thiết rằng đất là một bán không gian đàn hồi, đồng nhất, đẳng hướng có các đặc trưng biến dạng E và μ .

Chọn gốc tọa độ tại điểm đặt lực P . Ứng suất nén thẳng đứng, σ_z , tại điểm $M(x, y, z)$ bất kì xác định theo công thức của Boussinesq:

$$\sigma_z = \frac{3P}{2\pi} \frac{z^3}{R^5} \quad (IV.7)$$



Hình IV.6. Sơ đồ bài toán Boussinesq

Để tiện việc tính toán, đặt $R^2 = r^2 + z^2$, r là khoảng cách từ điểm tính ứng suất đến trục đứng qua điểm đặt lực tác dụng, ta có:

$$\sigma_z = \frac{3}{2\pi} \frac{z^5}{R^5} \frac{P}{z^2} = k_p \frac{P}{z^2} \quad (\text{IV.8})$$

trong đó: $k_p = f(r/z)$ cho trong phụ lục IV.1 của Phụ lục.

Các thành phần ứng suất khác cũng như các thành phần chuyển vị của đất cũng đã được Boussinesq tìm ra. Chuyển vị đứng tại M là một kết quả quan trọng được sử dụng trong tính toán xác định độ lún của nền theo mô hình nền biến dạng tuyến tính được dẫn ra trong mục §2, chương V, các thành phần ứng suất và chuyển vị khác bạn đọc có thể tham khảo ở các tài liệu, chẳng hạn [5].

Ví dụ IV.4a. Lực tập trung thẳng đứng $P = 500 \text{ kN}$ (≈ 50 tấn) tác dụng ở điểm O trên mặt đất. Hãy tính ứng suất nén thẳng đứng σ_z tại các điểm A, B, C nằm tại độ sâu 3m và cách trục đứng Oz những khoảng $0\text{m}, 2\text{m}, 4\text{m}$ và điểm D ở độ sâu 4m và cách trục đứng Oz một khoảng 2m .

Giải:

Sơ đồ bài toán được mô tả trong hệ tọa độ $O(r, z)$ như sau:

Tại điểm $A(0,3)$: $\frac{r}{z} = 0$; tra phụ lục IV.1 ta có $k_p = 0,4475$,

$$\sigma_z = 0,4475 \times \frac{500}{3^2} = 26,5 \text{ kN/m}^2$$

tại điểm $B(2,3)$: $\frac{r}{z} = 0,67$; tra phụ lục IV.1 ta có $k_p = 0,1890$

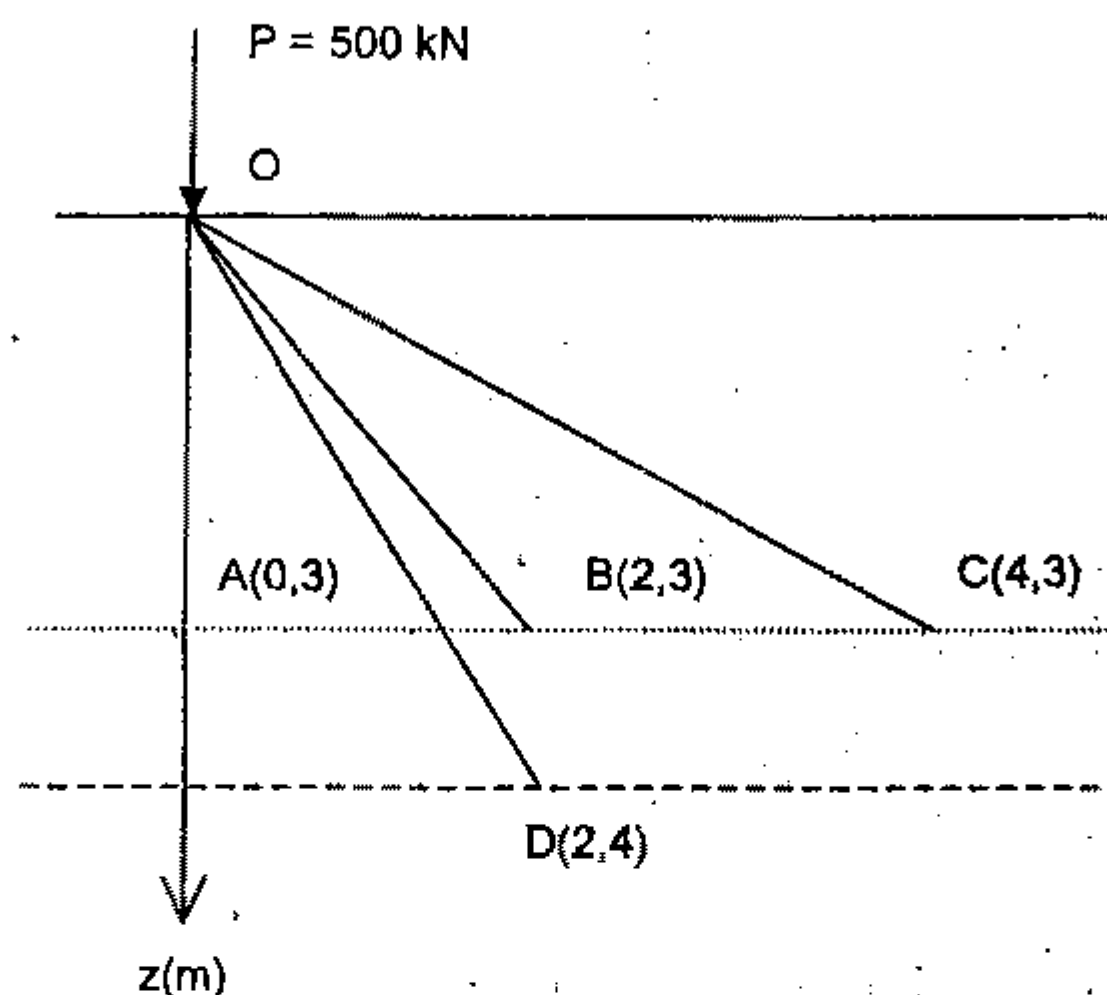
$$\sigma_z = 0,1890 \times \frac{500}{3^2} = 10,5 \text{ kN/m}^2$$

Tại điểm C(4,3): $\frac{r}{z} = 1,33$; tra phụ lục IV.1 ta có $k_p = 0,0376$,

$$\sigma_z = 0,0376 \times \frac{500}{3^2} = 2,1 \text{ kN/m}^2$$

Tại điểm D(2,4): $\frac{r}{z} = 0,5$; tra phụ lục IV.1 ta có $k_p = 0,2733$,

$$\sigma_z = 0,2733 \times \frac{500}{4^2} = 8,5 \text{ kN/m}^2$$



Hình IV.7. Sơ đồ tính ví dụ IV.4a

3.2. Trường hợp nhiều tải trọng tập trung

Trường hợp nhiều tải trọng cùng đồng thời tác dụng lên đất, áp dụng nguyên lí cộng tác dụng ta có:

$$\sigma_z = \sum_{i=1}^n \frac{3P_i}{2\pi R_i^5} z^3 \quad (\text{IV.9})$$

trong đó: n = số tải trọng tập trung; P_i = giá trị tải trọng thứ i ; R_i = khoảng cách từ điểm cần tính đến tải trọng thứ i .

hay:

$$\sigma_z = \sum_{i=1}^n k_{Pi} \frac{P_i}{z^2} \quad (\text{IV.10})$$

trong đó: k_{Pi} = hệ số ứng suất thứ i , $k_{Pi} = f(r_i/z)$ lấy theo phụ lục IV.1 của phụ lục; r_i = khoảng cách từ điểm cần tính ứng suất đến trục thẳng đứng đi qua điểm đặt của lực thứ i .

Ví dụ IV.4b: Ba lực tập trung thẳng đứng $P_1 = 500 \text{ kN}$, $P_2 = 700 \text{ kN}$ và $P_3 = 300 \text{ kN}$ tác dụng tại ba điểm O_1 , O_2 và O_3 cách nhau lần lượt 2m và 4m như trên hình IV.8. Hãy xác định ứng suất nén thẳng đứng σ_z tại các điểm A và B ở độ sâu 3m thể hiện trên hình IV.8.

Giải:

Trong hệ tọa độ O_1xyz như trên hình IV.8, tọa độ các điểm A, B xác định: A(0,0,3); B(4,3,3); các điểm O_1, O_2, O_3 : $O_1(0,0,0)$; $O_2(2,0,0)$; $O_3(4,0,0)$

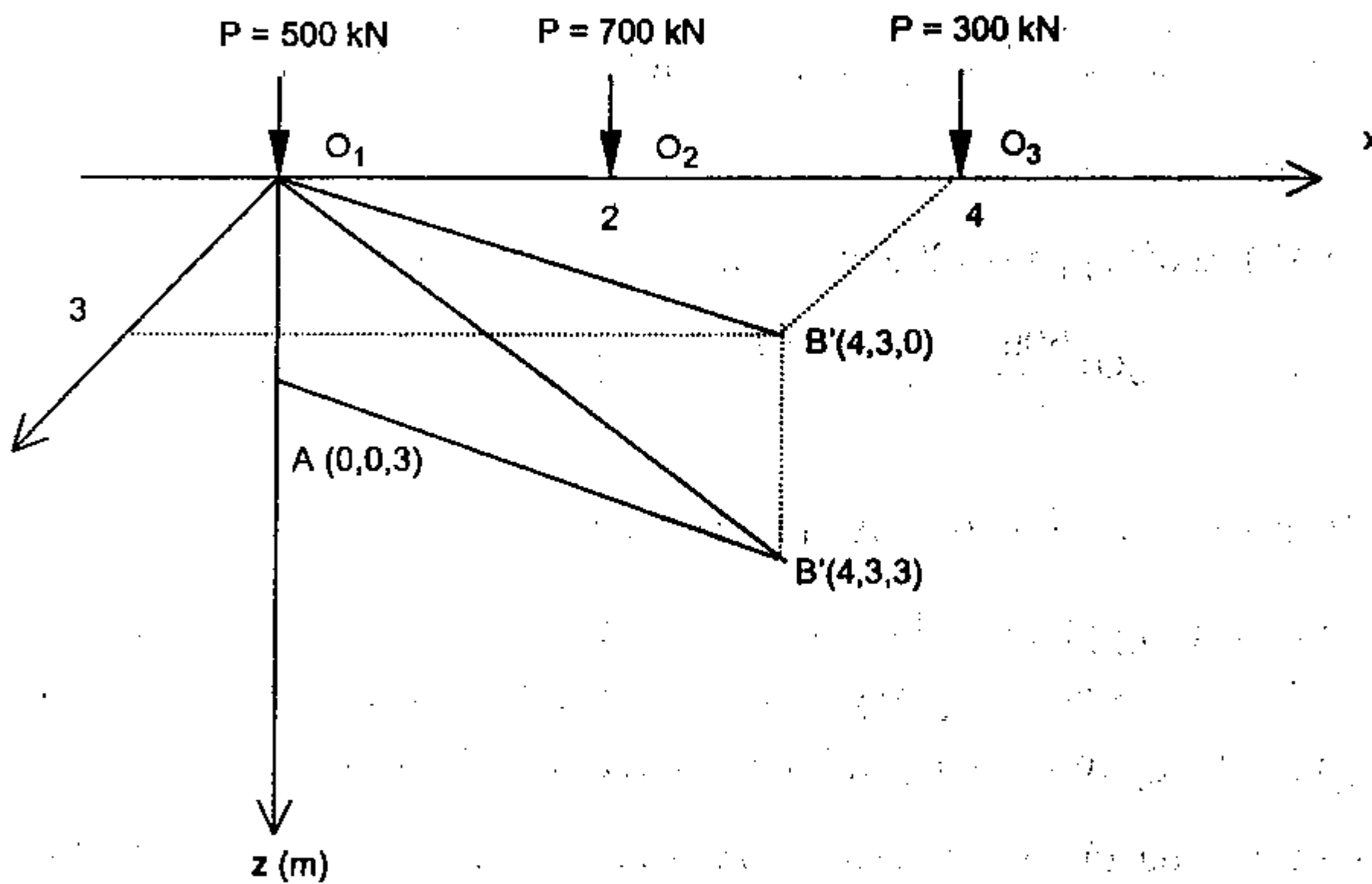
• Ứng suất σ_z tại điểm A xác định theo công thức (IV.10):

$$\sigma_z = \sum_{i=1}^n k_{Pi} \frac{P_i}{z^2} \text{ trong đó, } n = 3; k_{Pi} = f(r_i/z) \text{ tra theo phụ lục IV.1}$$

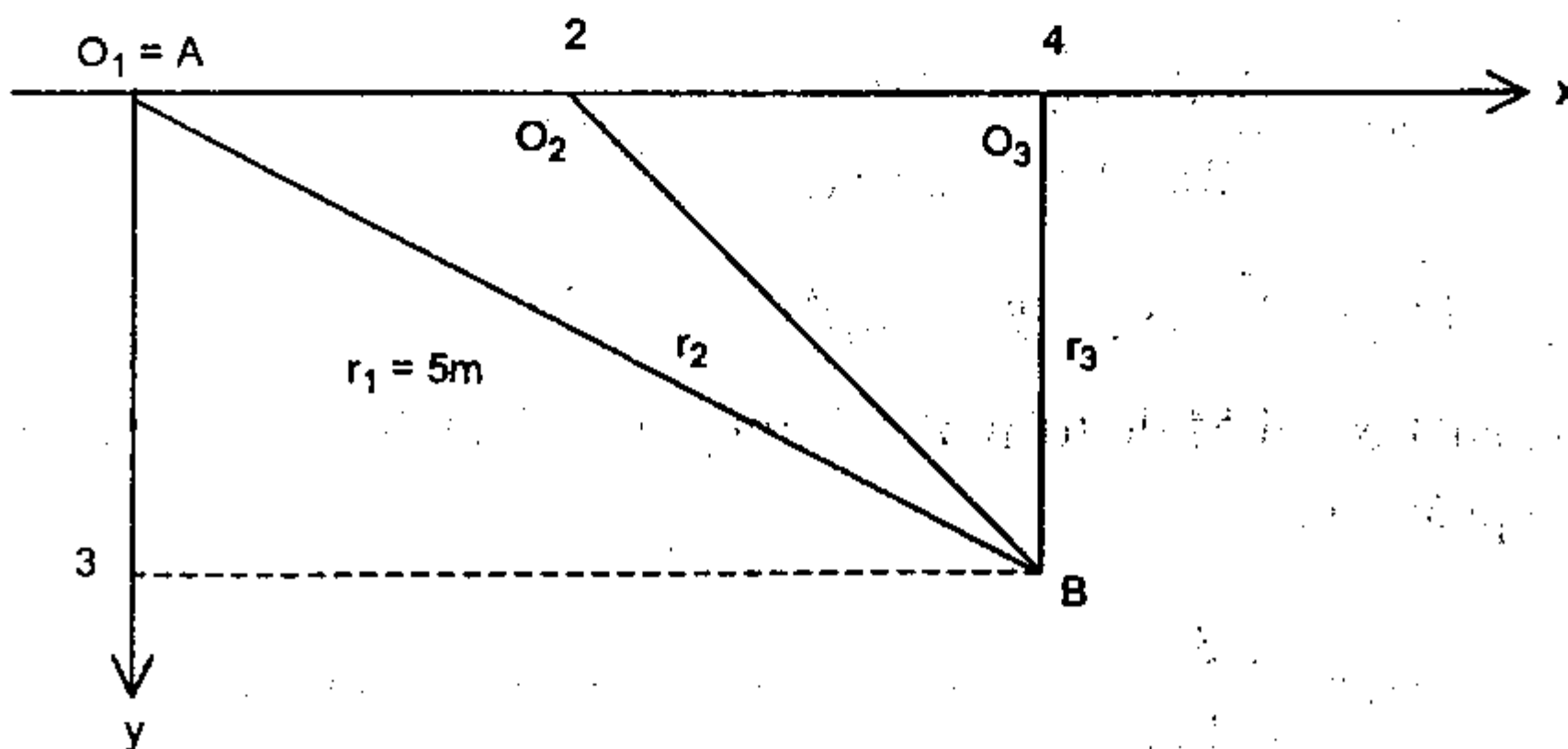
$$r_1 = \text{khoảng cách từ A đến trục đứng qua } O_1 \text{ (trục } O_1z), r_1 = 0, \frac{r_1}{z} = \frac{0}{3} = 0$$

$$r_2 = \text{khoảng cách từ A đến trục đứng qua } O_2, r_2 = 2\text{m}, \frac{r_2}{z} = \frac{2}{3} = 0,67$$

$$r_3 = \text{khoảng cách từ A đến trục đứng qua } O_3, r_3 = 4\text{m}, \frac{r_3}{z} = \frac{4}{3} = 1,33$$



Hình IV.8a. Sơ đồ không gian cho ví dụ IV.4b



Hình IV.8b. Mặt bằng xác định r cho ví dụ IV.4b

Tra phụ lục IV.1 ta có $k_{p1} = 0,4775$; $k_{p2} = 0,1890$; $k_{p3} = 0,0376$.

Thay vào ta có:

$$\sigma_{zA} = 0,4775 \frac{500}{3^2} + 0,1890 \frac{700}{3^2} + 0,0376 \frac{300}{3^2} = 42,5 \text{ kN/m}^2$$

• Ứng suất tại điểm B xác định tương tự:

r_1 = khoảng cách từ B đến trục đứng qua O_1

$$r_1 = 5\text{m}, \frac{r_1}{z} = \frac{5}{3} = 1,67$$

r_2 = khoảng cách từ B đến trục đứng qua O_2

$$r_2 = \sqrt{(x_B - x_{O2})^2 + (y_B - y_{O2})^2} = \sqrt{(4 - 2)^2 + (3 - 0)^2} = 3,6\text{m},$$

$$r_2/z = 3,6/3 = 1,2$$

r_3 = khoảng cách từ B đến trục đứng qua O_3

$$r_3 = \sqrt{(x_B - x_{O3})^2 + (y_B - y_{O3})^2} = \sqrt{(4 - 4)^2 + (3 - 0)^2} = 3\text{m}$$

$$r_3/z = 3/3 = 1$$

Tra phụ lục IV.1 ta có: $k_{p1} = 0,1890$; $k_{p2} = 0,0513$; $k_{p3} = 0,0844$.

$$\sigma_{zB} = 0,1890 \frac{500}{3^2} + 0,0513 \frac{700}{3^2} + 0,0844 \frac{300}{3^2} = 17,3 \text{ kN/m}^2$$

3.3. Tải trọng phân bố trên một diện tích nào đó

Trường hợp tải trọng phân bố liên tục trên mặt đất trong phạm vi F với cường độ xác định trong hệ tọa độ Decac là $p(x,y)$, để xác định ứng suất nén tại một điểm bất kì $M(x_M, y_M, z_M)$ có thể áp dụng nguyên lí cộng tác dụng như sau:

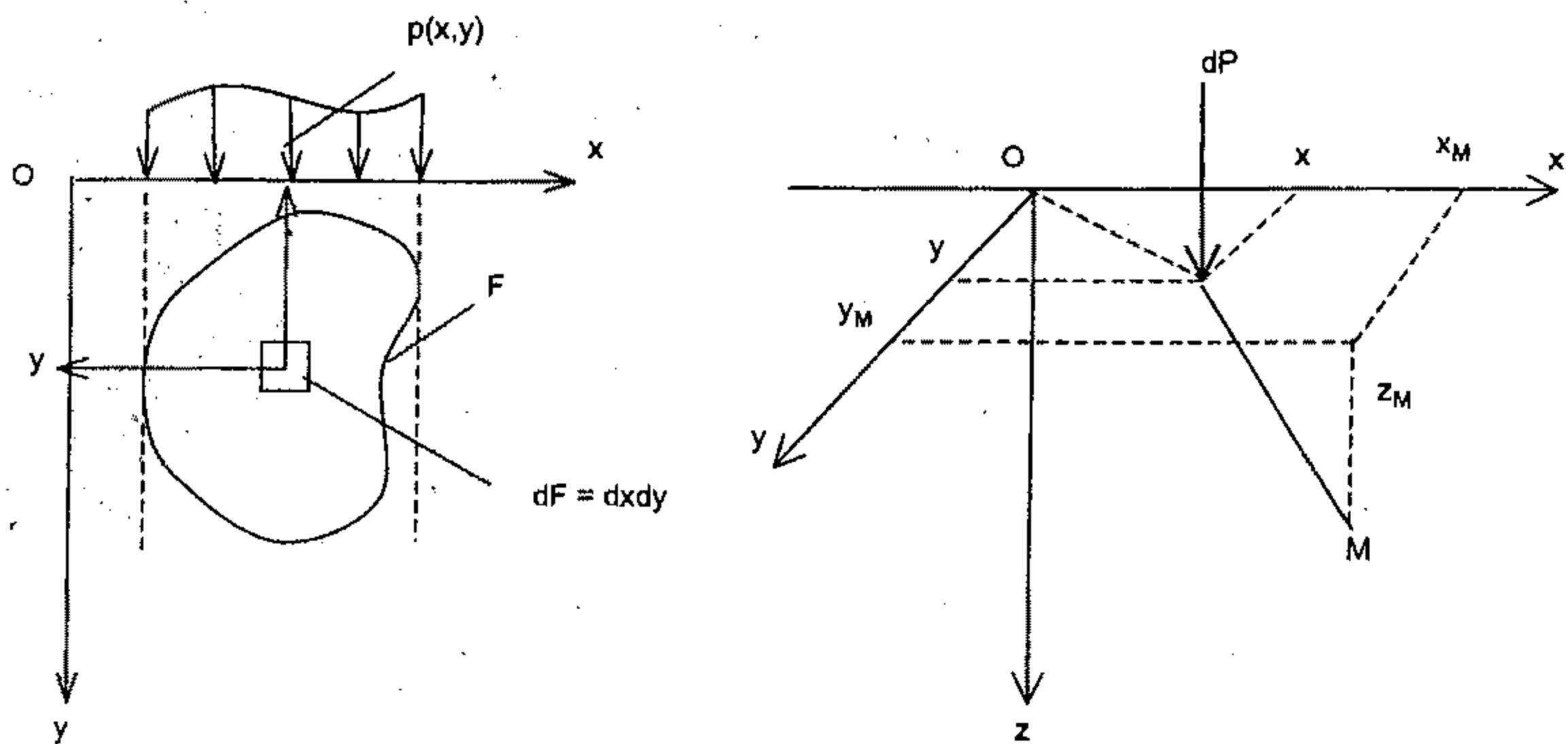
Thay tác dụng của tải trọng trên vi phân diện tích $dF = dx dy$ bằng lực tập trung tương đương $dP = p(x,y)dF$ đặt tại điểm có tọa độ (x,y) . Ứng suất σ_z do dP gây ra tại M xác định theo công thức Boussinesq có dạng :

$$d\sigma_z = \frac{3(dP) z_M^3}{2\pi R_M^5} = \frac{3z_M^3}{2\pi R_M^5} p(x,y) dx dy$$

trong đó: $R_M = [(x_M - x)^2 + (y_M - y)^2 + (z_M)^2]^{1/2}$.

Tổng ứng suất σ_z tại M do toàn bộ tải trọng phân bố trên diện tích F do đó xác định được nhờ tích phân sau:

$$\sigma_z = \iint_F \frac{3 z_M^3}{2\pi \left((x_M - x)^2 + (y_M - y)^2 + z_M^2 \right)^{5/2}} p(x,y) dx dy \quad (\text{IV.11})$$



Hình IV.9. Sơ đồ và hệ tọa độ mô tả bài toán xác định ứng suất tại điểm M do tải trọng ngoài $p(x,y)$ phân bố trên diện tích F bất kì gây ra

Nếu hàm dưới dấu tích phân không khả tích, tải trọng phân bố được thay thế bằng các tải trọng tập trung tương đương trên các vùng đủ bé và ứng suất được xác định như trường hợp nhiều tải trọng tập trung đồng thời tác dụng theo công thức (IV.10).

Trong ứng dụng thực tế có thể phân làm các trường hợp cơ bản sau: tải trọng phân bố đều và thay đổi bậc nhất; diện phân bố tải trọng (hình dạng đáy móng) hình chữ nhật hoặc hình tròn. Sau đây xét hai trường hợp thông dụng:

3.3.1. Tải trọng phân bố đều cường độ p trên hình chữ nhật cạnh $l \times b$

Viết lại công thức tổng quát (IV.11) trong đó $p(x, y) = p$ và $F = l \times b$.

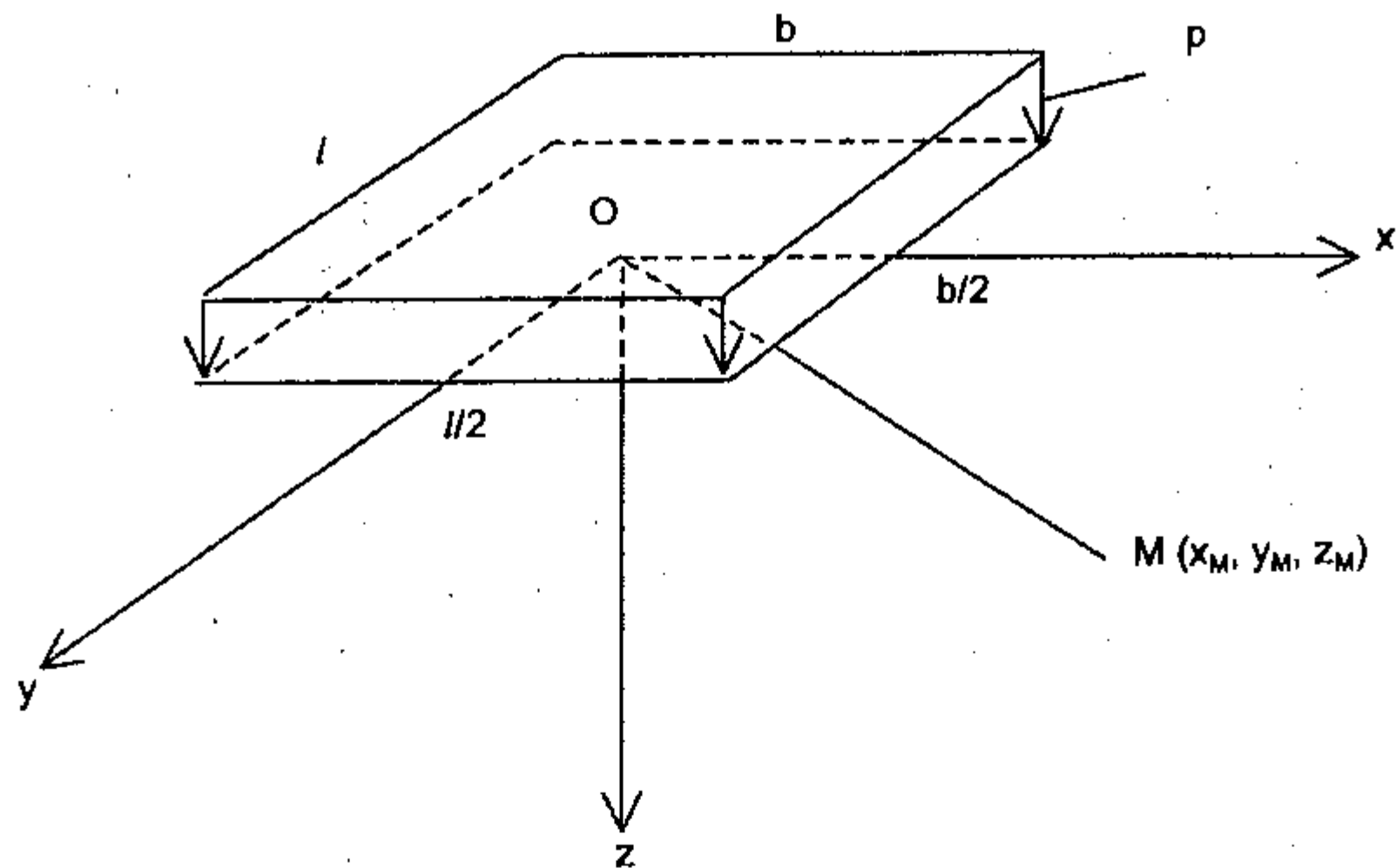
Chọn gốc tọa độ O tại trọng tâm vùng phân bố tải trọng F ta có:

$$\begin{aligned} \sigma_z &= \iint_F \frac{3}{2\pi} \frac{z_M^3}{\left((x_M - x)^2 + (y_M - y)^2 + z_M^2\right)^{5/2}} p(x, y) dx dy \\ &= p \int_{-l/2}^{l/2} \int_{-b/2}^{b/2} \frac{3}{2\pi} \frac{z_M^3}{\left((x_M - x)^2 + (y_M - y)^2 + z_M^2\right)^{5/2}} dx dy \end{aligned}$$

$$\sigma_z = p \times f(l, b, x_M, y_M, z_M) \quad (IV.12)$$

* Tại điểm M trên trục đứng qua tâm diện đặt tải, $x_M = 0$; $y_M = 0$ ta có:

$$\sigma_z = p \times f(l, b, z_M) = p \times f\left(\frac{l}{b}, \frac{z_M}{b}\right) = k_0 p \quad (IV.13)$$



Hình IV.10: Sơ đồ bài toán tải trọng phân bố đều trên hình chữ nhật

* Tại điểm M trên trục đứng qua góc diện đặt tải, $x_M = l/2$; $y_M = b/2$, ta có:

$$\sigma_z = p \times f(l, b, z_M) = p \times f\left(\frac{l}{b}, \frac{z_M}{b}\right) = k_c p \quad (\text{IV.14})$$

k_0 và k_c là các hệ số ứng suất ở tâm và ở góc tương ứng có giá trị tra theo phụ lục IV.2 và phụ lục IV.3.

Ví dụ IV.5. Tải trọng phân bố đều ở mặt đất với cường độ $p = 150 \text{ kN/m}^2$ trên hình chữ nhật kích thước $3 \times 5 \text{ (m)}$. Hãy xác định ứng suất nén σ_z tại các độ sâu 1, 2, 5 (m) trên trục đứng qua tâm hình chữ nhật.

Giải:

Cách 1: Theo các dữ kiện ban đầu ta có chung $\frac{l}{b} = \frac{5}{3} = 1.67$; Gọi các điểm cần tính ứng suất ở các độ sâu 1, 2, 5m lần lượt là I, II, III.

Tại I: $z = 1\text{m}$; $\frac{z}{b} = \frac{1}{3} = 0,33$. Tra phụ lục IV.2 ta có $k_0 = f(1,67; 0,33) = 0,9077$;

$$\sigma_z = 0,9077 \times 150 = 136,1 \text{ kN/m}^2$$

$[k(1,6; 0,3) = 0,9261; k(1,7; 0,3) = 0,9281 \rightarrow k(1,67; 0,3) = 0,9275; k(1,6; 0,4) = 0,8589;$
 $k(1,7; 0,4) = 0,8628) \rightarrow k(1,67; 0,4) = 0,8616 \Rightarrow k(1,67; 0,33) = 0,9077]$

Tại II: $z = 2\text{m}$; $\frac{z}{b} = \frac{2}{3} = 0,67$; $k_0 = 0,6564$; $\sigma_z = 0,6564 \times 150 = 98,5 \text{ kN/m}^2$

$[k(1,6; 0,6) = 0,7030; k(1,7; 0,6) = 0,7108 \rightarrow k(1,67; 0,6) = 0,7084;$

$k(1,6; 0,7) = 0,6276; k(1,7; 0,7) = 0,6370) \rightarrow k(1,67; 0,7) = 0,6342 \Rightarrow k(1,67; 0,67) = 0,6564]$

Tại III: $z = 5\text{m}$; $\frac{z}{b} = \frac{5}{3} = 1,67$; $k_0 = 0,2235$; $\sigma_z = 0,2235 \times 150 = 33,5 \text{ kN/m}^2$

$$[k(1,6; 1,6) = 0,2318; k(1,7; 1,6) = 0,2415 \rightarrow k(1,67; 1,6) = 0,2386;$$

$$k(1,6; 1,7) = 0,2107; k(1,7; 1,7) = 0,2199 \rightarrow k(1,67; 1,7) = 0,2171 \Rightarrow k(1,67; 1,67) = 0,2235]$$

Cách 2: Diện phân bố của tải trọng ABCD (xem hình IV.11) là tổng hợp của tải trọng trên 4 hình AA'OD'; A'BB'O; B'CC'O và OC'DD' có diện tích như nhau, kích thước $l' = \frac{l}{2} = 2,5\text{m}$;

$b' = \frac{b}{2} = 1,5$. Các điểm cần tính ứng suất nằm trên đường thẳng đứng qua góc của 4 diện đó, do đó áp dụng công thức (IV.16), lưu ý đến tính đối xứng qua O, ta có:

$$\sigma_z = 4k_c p, \text{ trong đó } k_c = f\left(\frac{l'}{b'}; \frac{z}{b'}\right); \frac{l'}{b'} = \frac{2,5}{1,5} = 1,67$$

Tại I: $z = 1\text{m}$, $\frac{z}{b'} = \frac{1}{1,5} = 0,67$. Tra phụ lục (IV.3) ta có

$$k_c = f(1,67; 0,67) = 0,2264; \sigma_z = 4 \times 0,2264 \times 150 = 135,8 \text{ kN/m}^2$$

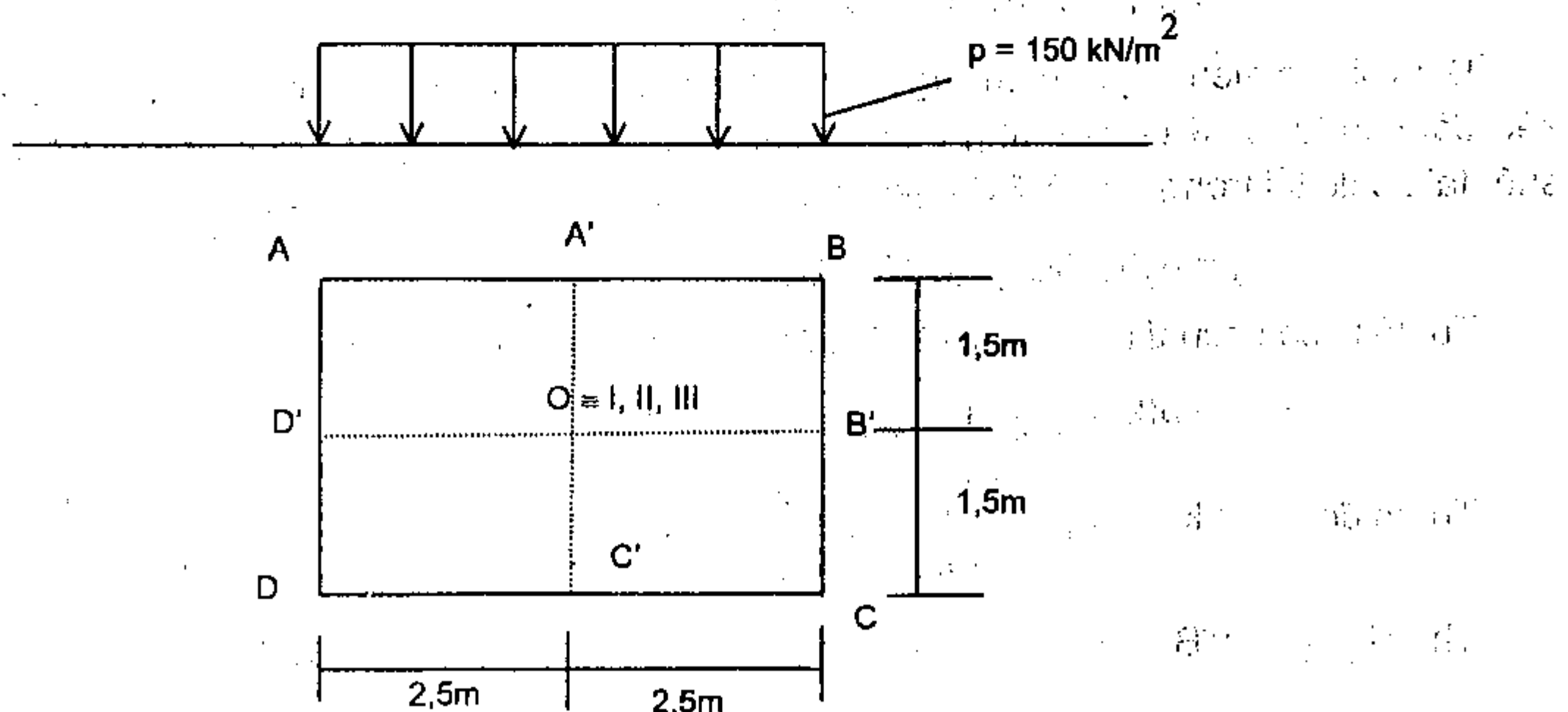
$$[k_c(1,6; 0,6) = 0,2315; k_c(1,6; 0,7) = 0,2236 \rightarrow k_c(1,6; 0,67) = 0,2260; k_c(1,7; 0,6) = 0,2320; k_c(1,7; 0,7) = 0,2243 \rightarrow k_c(1,7; 0,67) = 0,2266 \Rightarrow k_c(1,67; 0,67) = 0,2264]$$

Tương tự, tại II, $z = 2\text{m}$, $\frac{z}{b'} = \frac{2}{1,5} = 1,33$; $k_c = f(1,67; 1,33) = 0,1649$; $\sigma_z = 4 \times 0,1649 \times 150 = 98,9 \text{ kN/m}^2$.

$$[k_c(1,6; 1,3) = 0,1662; k_c(1,6; 1,4) = 0,1569 \rightarrow k_c(1,6; 1,33) = 0,1634; k_c(1,7; 1,3) = 0,1683; k_c(1,7; 1,4) = 0,1593 \rightarrow k_c(1,7; 1,33) = 0,1656 \Rightarrow k_c(1,67; 1,33) = 0,1649].$$

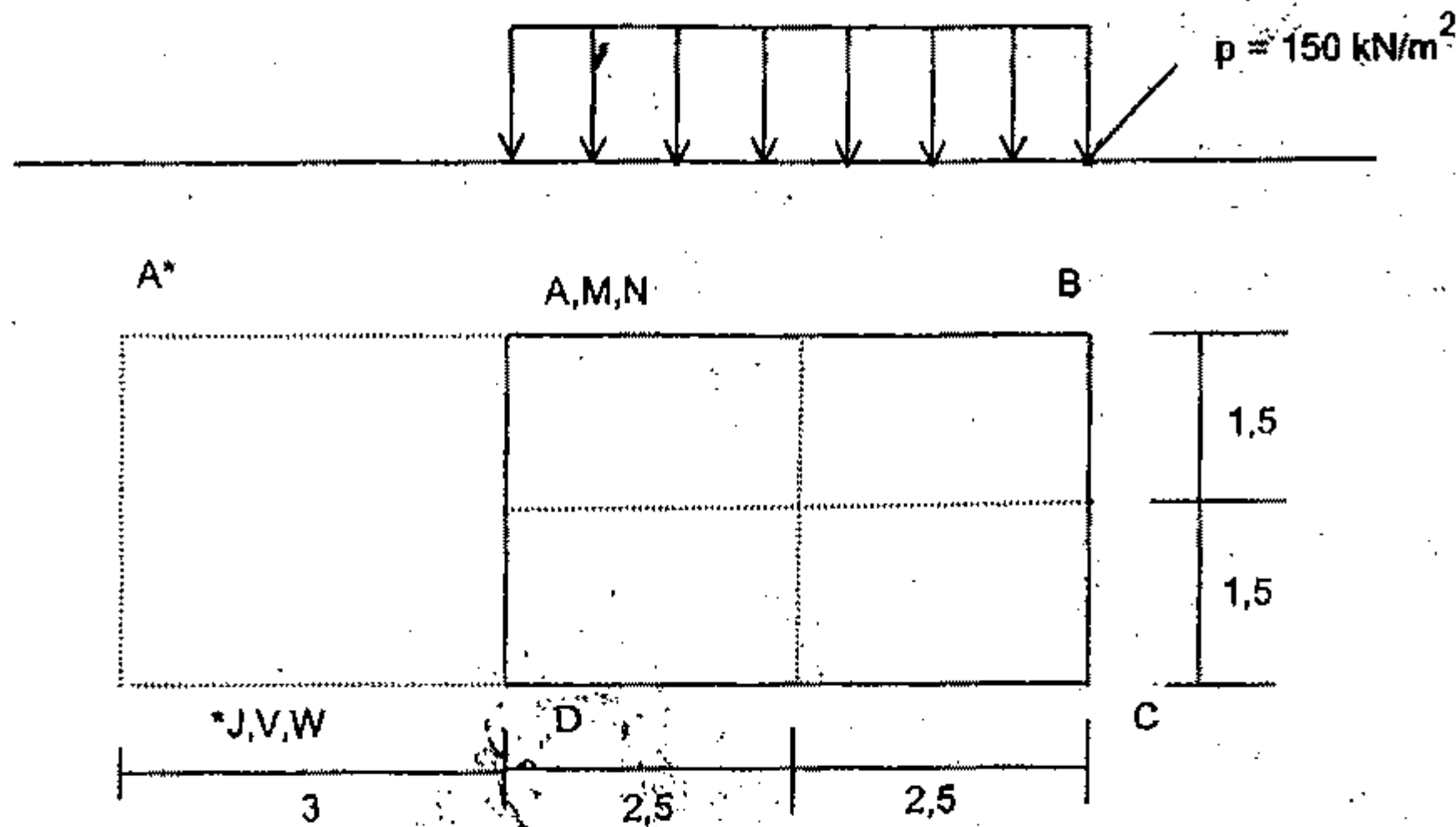
Tại III: $z = 5\text{m}$, $\frac{z}{b'} = \frac{5}{1,5} = 3,33$, $k_c = f(1,67; 3,33) = 0,0582$; $\sigma_z = 4 \times 0,0582 \times 150 = 34,9 \text{ kN/m}^2$.

$$[k_c(1,6; 3,0) = 0,0640; k_c(1,6; 3,5) = 0,0503 \rightarrow k_c(1,6; 3,33) = 0,0552; k_c(1,8; 3,0) = 0,0689; k_c(1,8; 3,5) = 0,0546 \rightarrow k_c(1,8; 3,33) = 0,0594 \Rightarrow k_c(1,67; 3,33) = 0,0582].$$



Hình IV.11. Sơ đồ bài toán cho ví dụ IV.5

Ví dụ IV.6. Cho tải trọng trong ví dụ IV.5. Tính ứng suất nén thẳng đứng tại các điểm M, N trên trục đứng qua góc A, ở các độ sâu lần lượt 2 và 5 (m); các điểm V, W trên đường thẳng đứng qua điểm J, ở độ sâu 0,5 và 1m như trên hình IV.12.



Hình IV.12. Sơ đồ tính ví dụ IV.6

Giải:

Đối với các điểm M, N, ta áp dụng công thức điểm góc (IV.14):

$$\sigma_z = k_c p, \text{ trong đó } k_c = f\left(\frac{l}{b} = \frac{5}{3} = 1,67; \frac{z}{b} = \frac{z}{3}\right).$$

Tại điểm M, $z = 2\text{m}$, $\frac{z}{b} = \frac{2}{3} = 0,67$; $k_c = f(1,67; 0,67) = 0,2264$;

$$\sigma_z = 0,2264 \times 150 = 34,0 \text{ kN/m}^2$$

Tại điểm N, $z = 5\text{m}$, $\frac{z}{b} = \frac{5}{3} = 1,67$; $k_c = f(1,67; 1,67) = 0,1359$,

$$\sigma_z = 0,1359 \times 150 = 20,4 \text{ kN/m}^2$$

Đối với các điểm V, W nằm "ngoài" vùng đặt tải: Tưởng tượng vùng phân bố của tải trọng p kéo dài đến tận A*J ta thấy ứng suất do tải trọng trên ABCD gây ra tại V, W chính bằng ứng suất tại đó do tải trọng trên A*BCJ gây ra trừ ứng suất do tải trọng trên A*ADJ gây ra:

$$\sigma_z = \sigma_z(A \times BCJ) - \sigma_z(A \times ADJ)$$

Từ đó ta có cách tính được gọi là "phương pháp điểm góc" như sau:

$$\sigma_z = p(k_{c(A \times BCJ)} - k_{c(A \times ADJ)}) = p(k_{c1} - k_{c2})$$

Trong đó, $k_{c1} = k_{c(A \times BCJ)} = f\left(\frac{l_{A \times BCJ}}{b_{A \times BCJ}}; \frac{z}{b_{A \times BCJ}}\right)$; $k_{c2} = k_{c(A \times ADJ)} = f\left(\frac{l_{A \times ADJ}}{b_{A \times ADJ}}; \frac{z}{b_{A \times ADJ}}\right)$.

Thay $l_{A \times BCJ} = A \times B = 8\text{m}$; $b_{A \times BCJ} = 3\text{m}$; $l_{A \times ADJ} = 3\text{m}$; $b_{A \times ADJ} = 3\text{m}$, ta có:

$$k_{c1} = f\left(2,67; \frac{z}{b} = \frac{z}{3}\right); k_{c2} = f\left(1; \frac{z}{b} = \frac{z}{3}\right)$$

Tại điểm V, $z = 0,5\text{m}$: $k_{c1} = f(2,67; 0,33) = 0,2467$; $k_{c2} = f(1; 0,33) = 0,2430$;

$$\sigma_z = 150(0,2467 - 0,2430) = 0,5 \text{ kN/m}^2$$

Tại điểm W, $z = 1\text{m}$: $k_{c1} = f(2,67; 0,67) = 0,2290$; $k_{c2} = f(1; 0,67) = 0,2152$;

$$\sigma_z = 150(0,2290 - 0,2152) = 2,1 \text{ kN/m}^2$$

Phương pháp "điểm góc" được áp dụng để tính ứng suất tại một điểm bất kì theo nguyên lý cộng tác dụng. Khi áp dụng cần lưu ý dấu của ứng suất do tác dụng của tải trọng trên các vùng không có thực gây ra.

3.3.2. Tải trọng phân bố tam giác trên hình chữ nhật

Thuật ngữ tải trọng tam giác trên hình chữ nhật được dùng để chỉ tải trọng thay đổi bậc nhất theo một phương trên diện phân bố tải trọng và không thay đổi theo phương vuông góc như trên hình IV.13. Tải trọng nhỏ nhất $p_{\min} = 0$ ở một cạnh của diện phân bố và lớn nhất $p_{\max} = p$ ở cạnh đối diện. Tải trọng tại một vị trí bất kì xác định theo biểu thức:

$$p(x) = \frac{p}{l} \left(x + \frac{b}{2} \right)$$

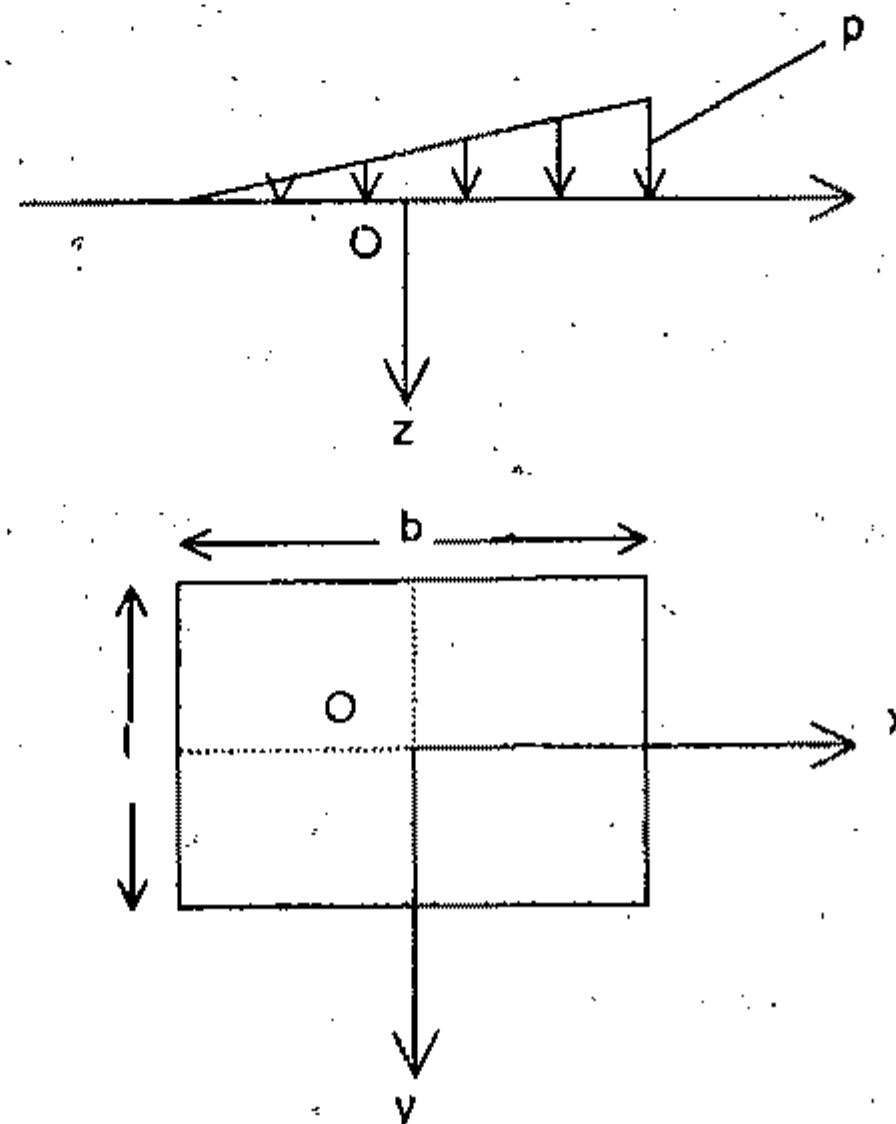
Tương tự trường hợp tải trọng phân bố đều, tại các điểm trên trục đứng qua góc diện đặt tải ta có

$$\sigma_z = k_{AP} \quad (\text{IV.15})$$

$$\sigma_z = k_{BP} \quad (\text{IV.16})$$

trong đó: $k_{A,B} = f(l/b; z/l)$ là hệ số ứng suất ứng với góc tải trọng lớn, A, và góc tải trọng bé, B, tra theo phụ lục IV.4a; phụ lục IV.4b.

Lưu ý: Tải trọng tam giác không đối xứng do đó cần xác định rõ, phân biệt hướng tải trọng thay đổi cũng như góc có tải trọng lớn ($p_{\max} = p$) và góc có tải trọng bé ($p = 0$)



Hình IV.13. Sơ đồ tải trọng "tam giác" trên diện chữ nhật

Ví dụ IV.7

Tải trọng phân bố tam giác trên hình chữ nhật như hình vẽ IV.14. Tính ứng suất nén σ_z tại các điểm M, nằm trên trục đứng qua góc A, ở độ sâu 3m và N nằm trên trục đứng qua góc B, ở độ sâu 2m.

Giải:

Tải trọng thay đổi theo chiều cạnh 4m: $b = 4m$; $l = 2m \rightarrow l/b = 2/4 = 0.5$.

Tại điểm M nằm trên trục đứng qua A là qua góc của diện đặt tải ứng với tải trọng bé, ứng suất tại M xác định theo công thức (IV.16) với $z = 3m$ là độ sâu của điểm cần tính ứng suất:

$$k_B = f(l/b; z/b) = f(2/4; 3/4) = f(0.5; 0.75) = 0.0502 \text{ (tra phụ lục IV.4a)}$$

$$\sigma_z = k_B \times p = 0.0502 \times 180 = 9.0 \text{ kN/m}^2$$

Tại điểm N, $z = 2m$: điểm N nằm trên trục đứng qua góc chịu tải trọng lớn, ứng suất tại N xác định theo công thức (IV.15) như sau:

$$k_A = f(l/b; z/b) = f(2/4; 2/4) = f(0.5; 0.5) = 0.1502 \text{ (tra phụ lục IV.4b)}$$

$$\sigma_z = k_A \times p = 0.1502 \times 180 = 27.0 \text{ kN/m}^2$$

Ví dụ IV.8

Tải trọng phân bố hình thang trên diện chữ nhật như hình IV.15. Hãy xác định ứng suất nén σ_z tại độ sâu 2m ngay dưới tâm chữ nhật chịu tải.

Giải:

Vì điểm cần tính ứng suất (điểm N) nằm trên trục đứng qua tâm diện chịu tải chữ nhật, ta coi diện chịu tải gồm 4 chữ nhật nhỏ kích thước 1×2 (m) để cho điểm N thuộc vào góc của cả 4 hình: ảnh hưởng của tải trọng trên hình 1 và 2 lên điểm N là như nhau; của hình 3 và 4 lên N là như nhau.

a) Đối với ảnh hưởng của hình 1: tải trọng được coi gồm 2 phần. Phần tải trọng phân bố đều cường độ $p_1 = 140 \text{ kN/m}^2$ và phần phân bố tam giác cường độ lớn nhất $p = (p_2 - p_1)/2 = (200 - 140)/2 = 30 \text{ kN/m}^2$

a1) Ứng suất tải trọng phân bố đều $p = p_1 = 140 \text{ kN/m}^2$ gây ra

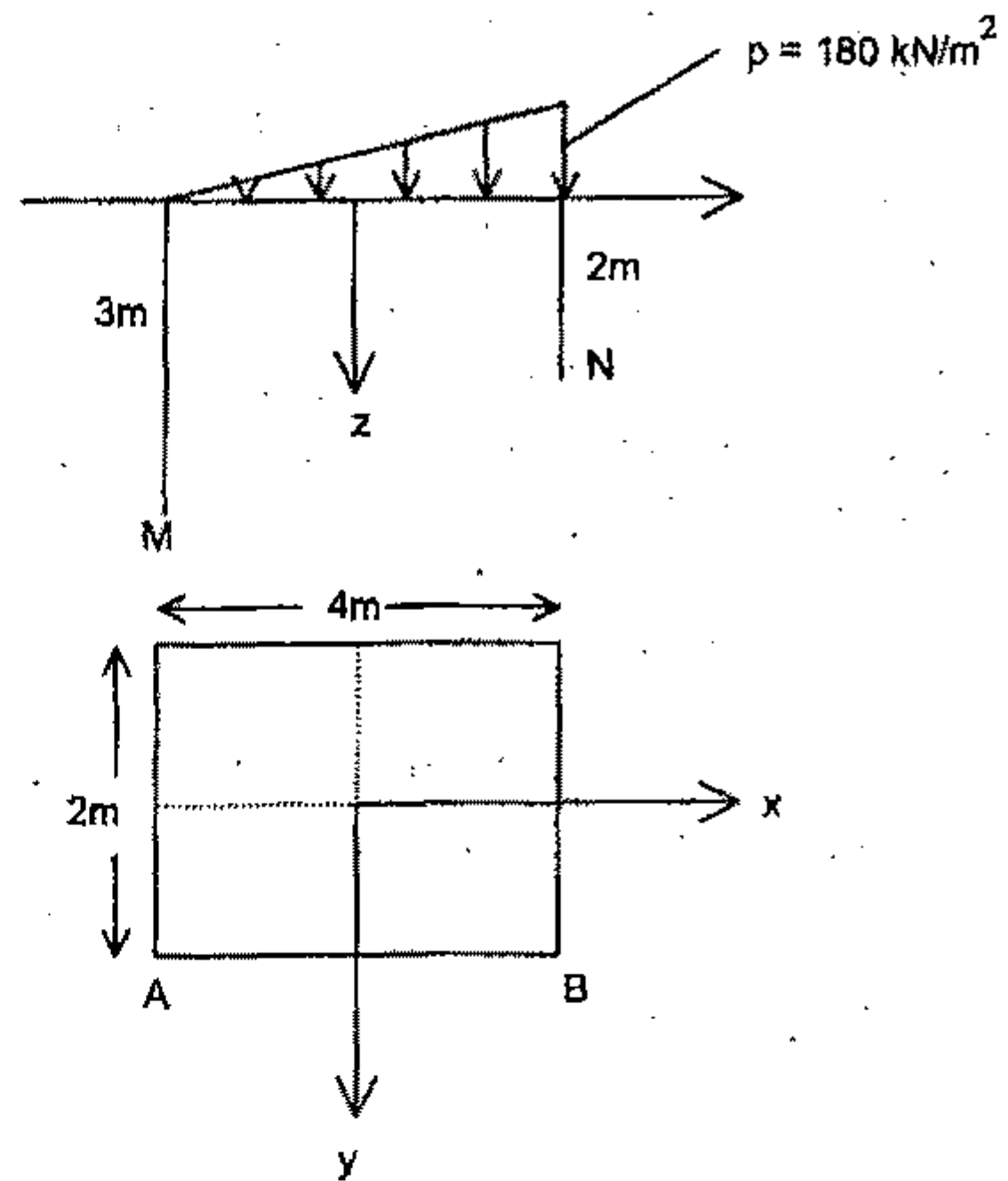
$$\sigma_z(a1) = k_c \times p = 0.1202 \times 140 = 16.83 \text{ kN/m}^2$$

Trong đó, $k_c = f(l/b; z/b) = f(2/1; 2/1) = f(2; 2) = 0.1202$ (tra phụ lục IV.3)

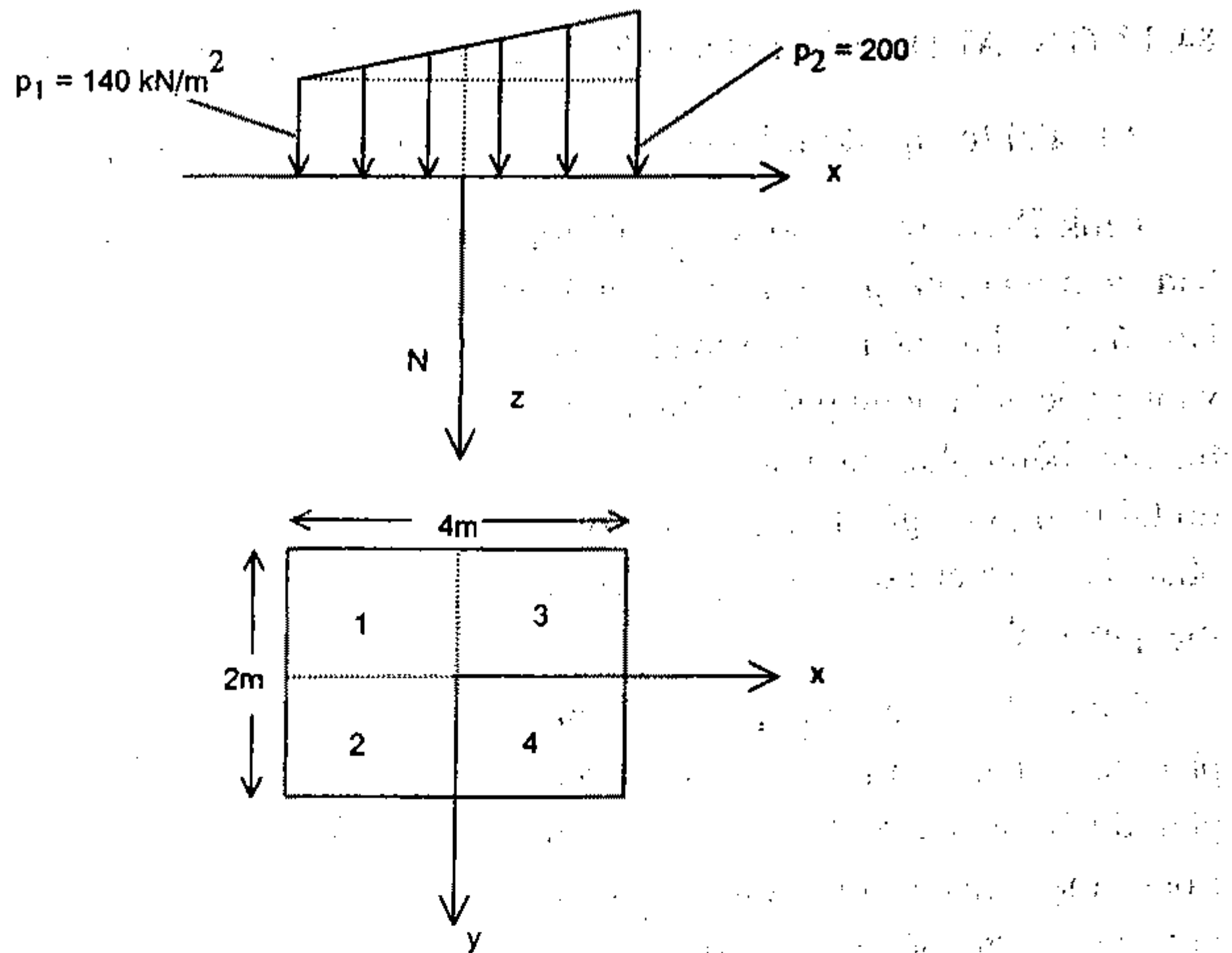
a2) Ứng suất do tải phân bố tam giác $p = 30 \text{ kN/m}^2$ gây ra, điểm N nằm trên "góc" tải trọng lớn, tải trọng thay đổi theo chiều cạnh dài: $b = 2m$; $l = 1m \rightarrow l/b = 1/2 = 0.5$

$$\sigma_z(a2) = k_A \times p = 0.0755 \times 30 = 2.32 \text{ kN/m}^2$$

trong đó: $k_A = f(l/b; z/b) = f(0.5; 1) = 0.0755$ (tra phụ lục IV.4b)



Hình IV.14. Sơ đồ bài toán cho ví dụ IV.7



Hình IV.15. Sơ đồ bài toán ví dụ IV.8

* Tổng ứng suất do tải trọng trên hình 1 gây ra:

$$\sigma_z(1) = \sigma_z(a1) + \sigma_z(a2) = 16,83 + 2,32 = 19,15 \text{ kN/m}^2$$

b) Đối với ảnh hưởng của hình 3, tương tự ta coi tải trọng gồm hai phần: tải trọng phân bố đều cường độ $p'' = (140 + 30) = 170 \text{ kN/m}^2$ và tải trọng phân bố tam giác $p' = (200 - 170) = 30 \text{ kN/m}^2$.

b1) Ứng suất do tải trọng phân bố đều cường độ p'' gây ra:

$$\sigma_z(b1) = k_c \cdot p'' = 0,1202 \cdot 170 = 20,43 \text{ kN/m}^2$$

trong đó: $k_c = f(l/b; z/b) = f(2/1; 2/1) = f(2; 2) = 0,1202$.

b2) Ứng suất do tải trọng phân bố tam giác cường độ $p' = 30 \text{ kN/m}^2$ gây ra, điểm N nằm trên "góc" tải trọng bé, tải trọng phân bố theo chiều cạnh dài: $b = 2\text{m}; l = 1\text{m} \rightarrow l/b = 0,5$

$$\sigma_z(b2) = k_B p' = 0,0447 \times 30 = 1,34 \text{ kN/m}^2$$

trong đó: $k_B = f(l/b; z/b) = f(0,5; 1) = 0,0447$ (tra phụ lục IV.4a)

* Tổng ứng suất do tải trọng trên hình 3 gây ra:

$$\sigma_z(3) = \sigma_z(b1) + \sigma_z(b2) = 20,43 + 1,34 = 21,77 \text{ kN/m}^2$$

c) Ứng suất do tổng tải trọng ngoài phân bố hình thang gây ra:

$$\sigma_z = 2[\sigma_z(1) + \sigma_z(3)] = 2[19,15 + 21,77] = 81,84 \text{ kN/m}^2$$

(Để ý rằng tải trọng hình thang có thể quy đổi về tải trọng phân bố đều khi tính ứng suất tại các điểm tâm ta có thể nhanh chóng xác định được ứng suất σ_z tại N theo công thức IV.13;

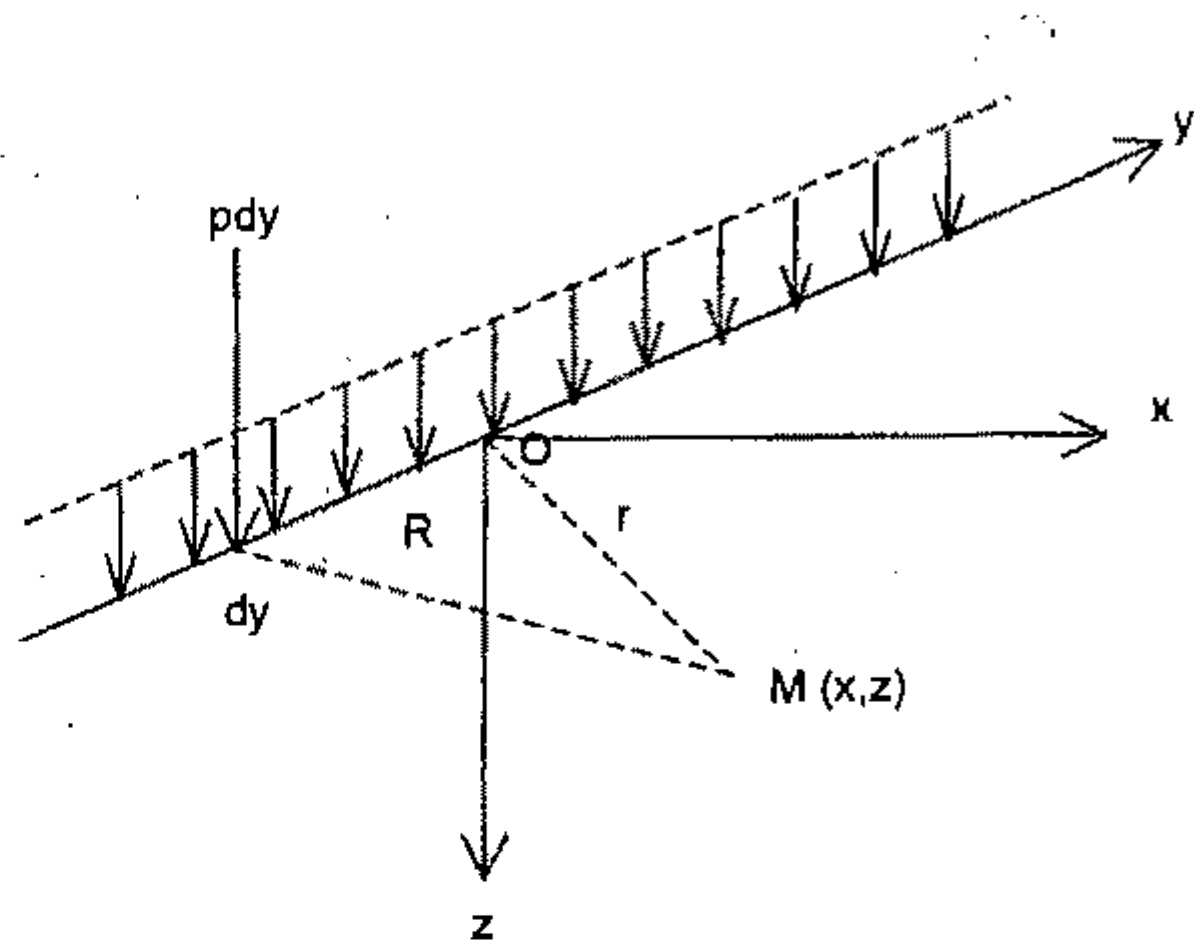
$$\sigma_z = k_0 p = 81,72 \text{ kPa, trong đó } p = (140 + 200)/2 = 170 \text{ kPa; } k_0 = f(2; 1) = 0,4807).$$

§4. ỨNG SUẤT DO TẢI TRONG NGOÀI : CÁC BÀI TOÁN PHẪNG

4.1. Tải trọng phân bố đều trên đường thẳng dài vô hạn

Hình IV.16 mô tả nội dung bài toán tải trọng phân bố đều trên đường thẳng dài vô hạn. Mọi mặt phẳng vuông góc với đường phân bố tải trọng đều là mặt phẳng đối xứng. Do đó nếu chọn hệ tọa độ sao cho mặt phẳng xOz đi qua điểm cân xác định ứng suất và vuông góc với đường phân bố tải trọng thì các thành phần ứng suất trong đất do tải trọng này gây ra phụ thuộc duy nhất vào vị trí của điểm đang xét trong mặt phẳng đó.

Công thức xác định các thành phần ứng suất tại một điểm bất kỳ chỉ phụ thuộc vào tọa độ của điểm đó trong mặt phẳng qua điểm đó và vuông góc với đường phân bố tải trọng đã được Flamant (1892) tìm thấy bằng cách lấy tích phân công thức Boussinesq trên đường thẳng phân bố tải trọng:



Hình IV.16. Sơ đồ bài toán Flamant

$$\sigma_z(M) = \int_{-\infty}^{+\infty} \frac{3pdy}{2\pi} \frac{z^3}{(x^2 + y^2 + z^2)^{5/2}}$$

$$\sigma_z = \frac{2p}{\pi} \frac{z^3}{(x^2 + z^2)^2} \quad (IV.17a)$$

Tương tự ta có:

$$\sigma_x = \frac{2p}{\pi} \frac{x^2 z}{(x^2 + z^2)^2} \quad (IV.17b)$$

$$\tau_{xz} = \frac{2p}{\pi} \frac{xz^2}{(x^2 + z^2)^2} \quad (IV.17c)$$

4.2. Tải trọng hình băng

Tải trọng thẳng đứng tác dụng trên mặt đất có dạng phân bố một chiều trên bề rộng b theo một quy luật xác định, chiều vuông góc kéo dài vô hạn được gọi là tải trọng hình băng. Tải trọng phân bố trên bề rộng b là phân bố đều được gọi là tải trọng hình băng phân bố đều; là phân bố bậc nhất với $p_{\min} = 0$ được gọi là tải trọng hình băng phân bố

tam giác; phân bố bậc nhất với $p_{\min} \neq 0$ được gọi là tải trọng hình băng phân bố hình thang. Trong thực tế, tải trọng dưới đáy móng băng (chẳng hạn, móng dưới tường), tải trọng nền đường đắp lên đất nền ... là các dạng tải trọng hình băng thông dụng.

4.2.1. Tải trọng hình băng phân bố đều

Tải trọng hình băng phân bố đều được mô tả trên hình IV.17. Các thành phần ứng suất tại một điểm $M(x, z)$ bất kì xác định theo các công thức sau là kết quả việc lấy tích phân công thức Flamant trên bề rộng b :

$$\sigma_z = k_z p \quad (\text{IV.18a})$$

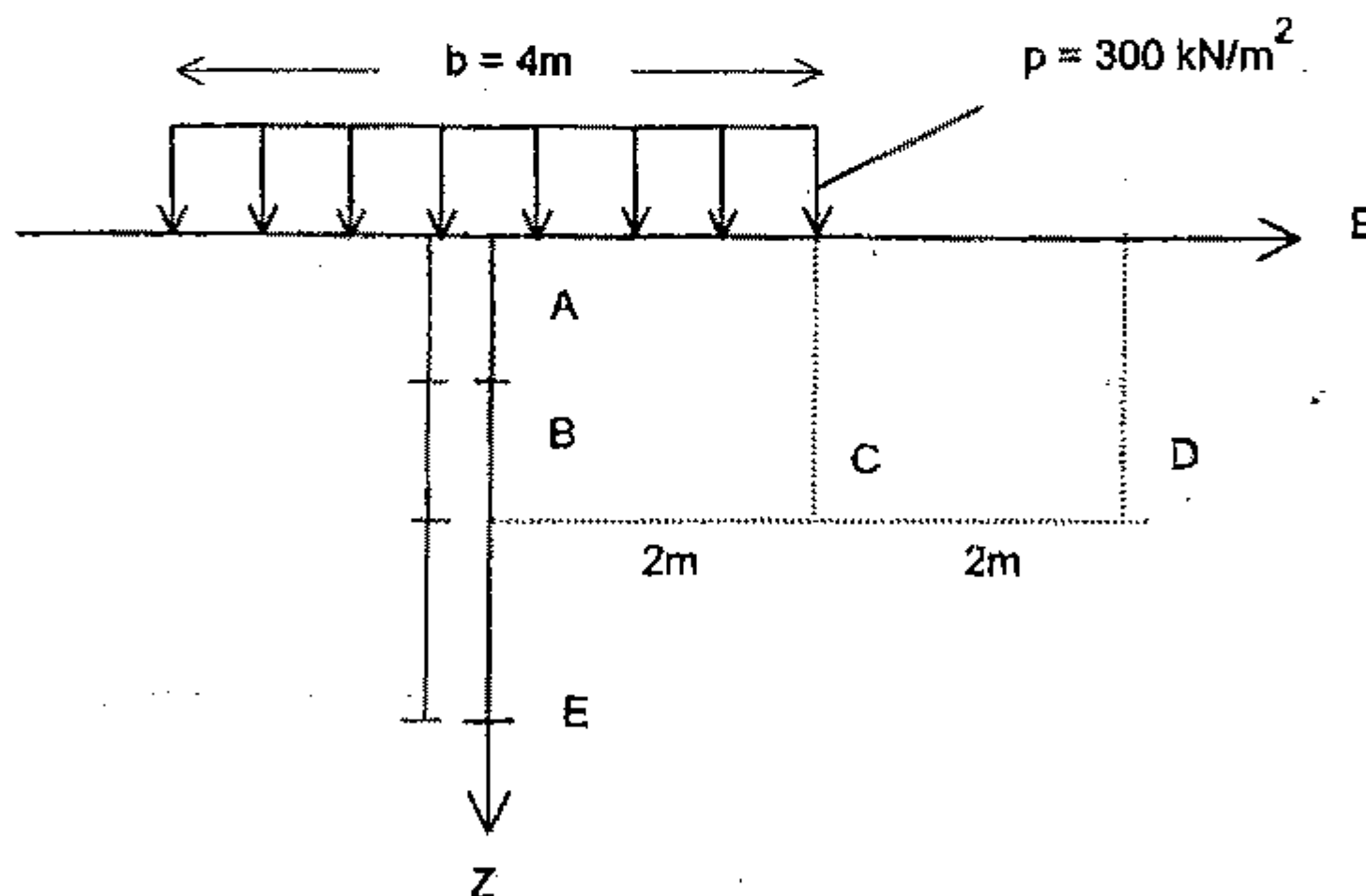
$$\sigma_x = k_x p \quad (\text{IV.18b})$$

$$\tau_{zx} = k_\tau p \quad (\text{IV.18c})$$

trong đó: $k = f(x/b; z/b)$ là hệ số ứng suất xác định theo các phụ lục IV.6a; IV.6b; IV.6c.

Ví dụ IV.9:

Tải trọng hình băng phân bố đều cường độ $p = 300 \text{ kN/m}^2$ trên bề rộng $b = 4\text{m}$. Hãy xác định ứng suất tại các điểm A, B, C, D, E trên hình IV.17 ở độ sâu 1; 2; 3,5m.



Hình IV.17. Tải trọng hình băng phân bố đều

Giải:

Tại điểm A: $x = 0; z = 1\text{m} \rightarrow x/b = 0; z/b = 0,25$ $k_z = f(0; 0,25) = 0,9570$ (tra phụ lục IV.6a):

$$\sigma_z = 0,9570 \cdot 300 = 287,1 \text{ kN/m}^2$$

$$k_x = f(0; 0,25) = 0,4566 \text{ (tra phụ lục IV.6b), } \sigma_x = 0,4566 \cdot 300 = 137 \text{ kN/m}^2$$

$$k_\tau = f(0; 0,25) = 0 \text{ (tra phụ lục IV.6c), } \tau_{zx} = 0$$

Tại điểm B: $x = 0; z = 2\text{m} \rightarrow x/b = 0; z/b = 0,5$

$$k_z = f(0; 0,5) = 0,8183; \sigma_z = 0,8183 \times 300 = 245,5 \text{ kN/m}^2$$

$$k_x = f(0; 0,5) = 0,1817; \sigma_x = 0,1817 \times 300 = 54,5 \text{ kN/m}^2$$

$$k_\tau = f(0; 0,5) = 0; \tau_{zx} = 0$$

Tại điểm C: $x = 2\text{m}; z = 2\text{m} \rightarrow x/b = 2/4 = 0,5; z/b = 2/4 = 0,5$

$$k_z = f(0,5; 0,5) = 0,4797; \sigma_z = 0,4797 \times 300 = 143,9 \text{ kN/m}^2$$

$$k_x = f(0,5; 0,5) = 0,2251; \sigma_x = 0,2251 \times 300 = 67,5 \text{ kN/m}^2$$

$$k_\tau = f(0,5; 0,5) = 0,2546; \tau_{zx} = 0,2546 \times 300 = 76,4 \text{ kN/m}^2$$

Tại điểm D: $x = 4\text{m}; z = 2\text{m} \rightarrow x/b = 4/4 = 1; z/b = 2/4 = 0,5$

$$k_z = f(1; 0,5) = 0,0839; \sigma_z = 0,0839 \times 300 = 25,7 \text{ kN/m}^2$$

$$k_x = f(1; 0,5) = 0,2112; \sigma_x = 0,2112 \times 300 = 63,3 \text{ kN/m}^2$$

$$k_\tau = f(1; 0,5) = 0,1273; \tau_{zx} = 0,1273 \times 300 = 38,2 \text{ kN/m}^2$$

Tại điểm E: $x = 0; z = 3,5\text{m} \rightarrow x/b = 0; z/b = 3,5/4 = 0,875$

$$k_z = f(0; 0,875) = 0,6058; \sigma_z = 0,6058 \times 300 = 181,7 \text{ kN/m}^2$$

$$k_x = f(0; 0,875) = 0,0558; \sigma_x = 0,0558 \times 300 = 16,7 \text{ kN/m}^2$$

$$k_\tau = f(0; 0,875) = 0$$

4.2.2. Tải trọng hình băng phân bố tam giác và hình thang

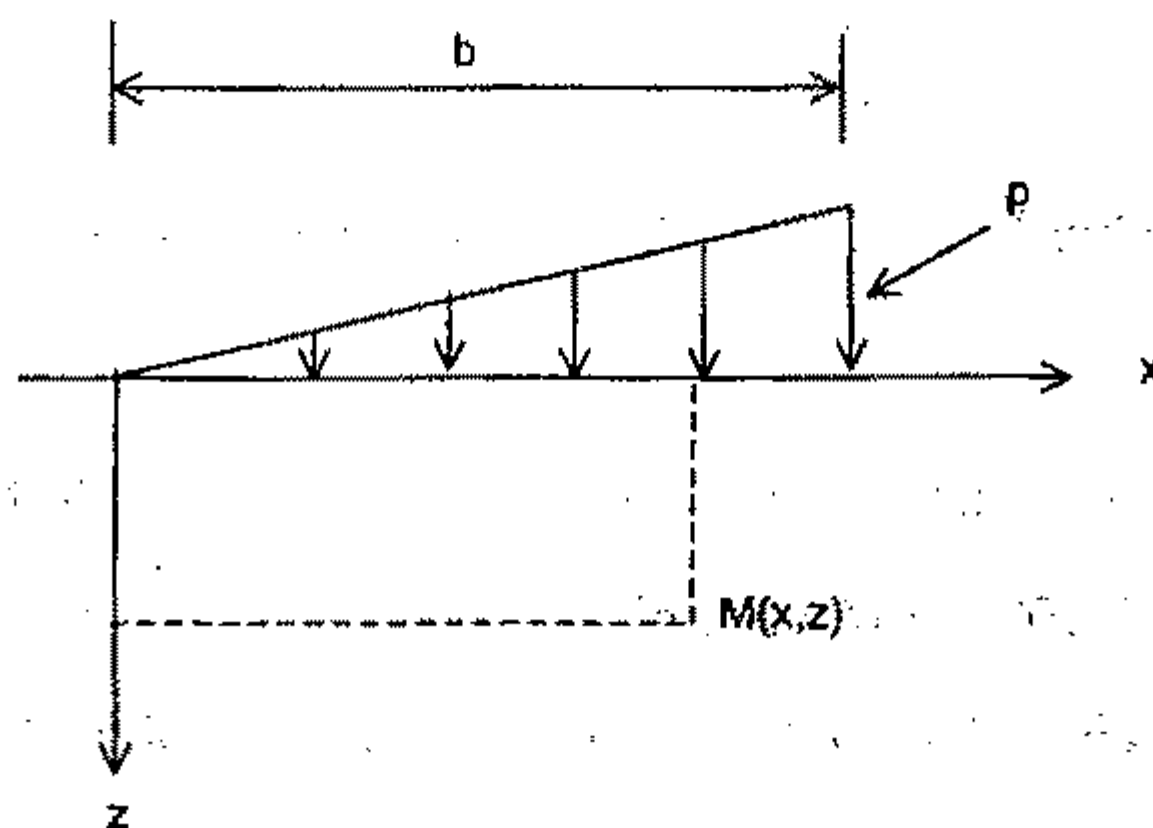
Tải trọng hình băng phân bố tam giác được mô tả trên hình IV.18. Các thành phần ứng suất tại một điểm $M(x, z)$ bất kì xác định theo các công thức sau:

$$\sigma_z = k_z \times p \quad (\text{IV.19a})$$

$$\sigma_x = k_x \times p \quad (\text{IV.19b})$$

$$\tau_{zx} = k_\tau \times p \quad (\text{IV.19c})$$

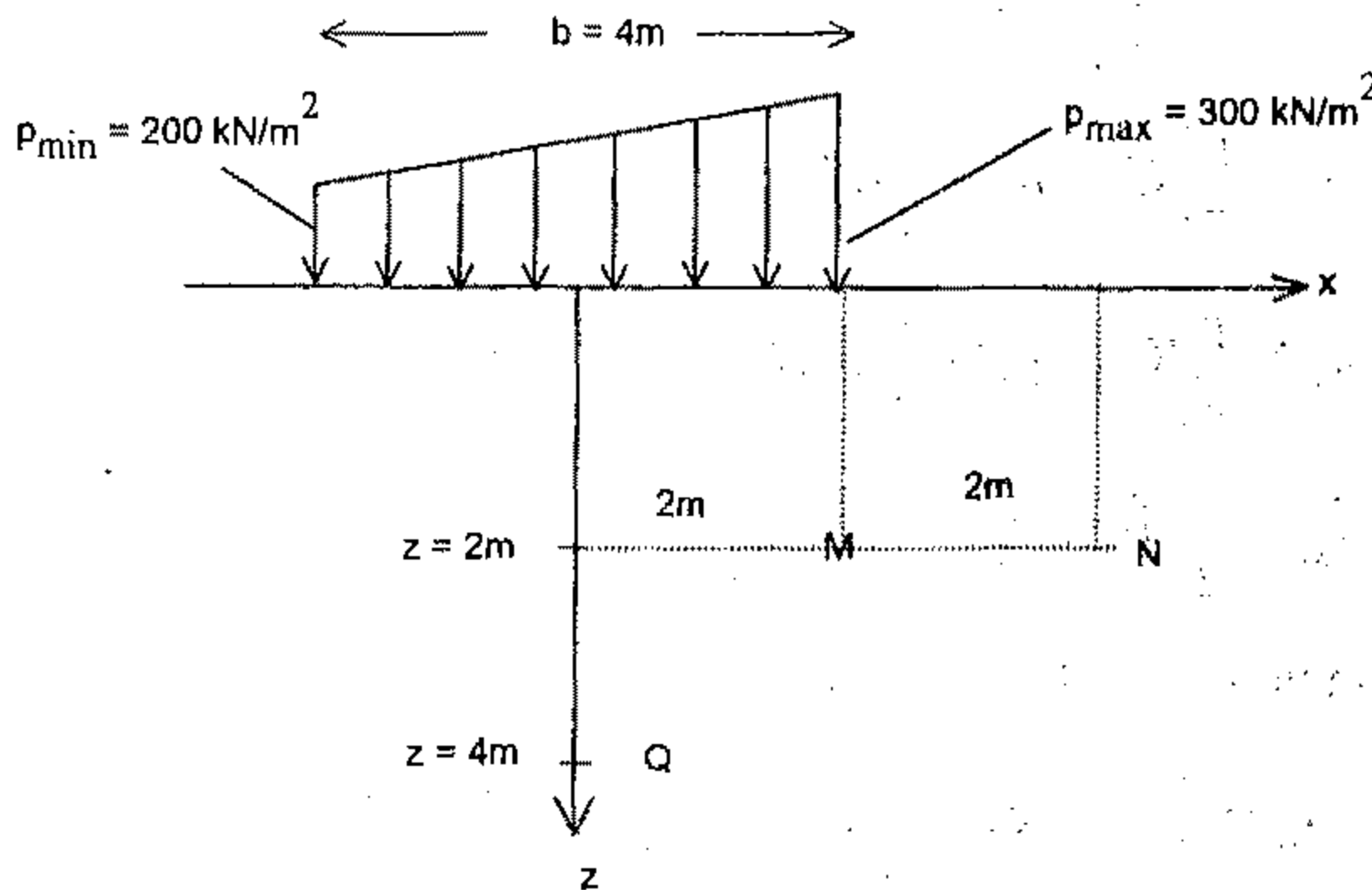
trong đó: $k_i = f(x/b; z/b)$ là hệ số ứng suất xác định theo các phụ lục IV.7a; IV.7b; IV.7c.



Hình IV.18. Tải trọng hình băng tam giác

Trường hợp tải trọng hình băng phân bố hình thang, ứng suất tại một điểm bất kì là tổng của ứng suất do tải trọng phân bố đều cường độ p_{min} và ứng suất do tải trọng phân bố tam giác cường độ $p = (p_{max} - p_{min})$ gây ra.

Ví dụ IV.10: Tính ứng suất σ_z tại các điểm M, N và Q do tải trọng hình băng thẳng đứng phân bố hình thang trên hình IV.19 gây ra.



Hình IV.19. Sơ đồ ví dụ IV.10

Giải:

Tải trọng tác dụng được coi là tổng của hai tải trọng: tải trọng phân bố đều cường độ $p_1 = p_{min} = 200 \text{ kN/m}^2$ và tải trọng phân bố tam giác cường độ lớn nhất $p_2 = (p_{max} - p_{min}) = 100 \text{ kN/m}^2$. Ứng suất tại một điểm bất kì là tổng ứng suất do hai tải trọng nói trên gây ra.

Tại điểm M: $(x, z) = (2, 2) \rightarrow x/b = 0,5; z/b = 0,5$. Theo phụ lục IV.6a ta có $k_1 = f(0,5; 0,5) = 0,4797$; theo phụ lục IV.7a, ta có $k_2 = f(0,5; 0,5) = 0,409$. Vậy ứng suất tại M, $\sigma_z = 0,4797 \times 200 + 0,409 \times 100 = 136,8 \text{ kN/m}^2$.

Tại điểm N: $(x, z) = (4, 2) \rightarrow x/b = 1,0; z/b = 0,5$. Theo phụ lục IV.6a ta có $k_1 = f(1,0; 0,5) = 0,0839$; theo phụ lục IV.7a, ta có $k_2 = f(1,0; 0,5) = 0,352$. Vậy ứng suất tại N, $\sigma_z = 0,0839 \times 200 + 0,352 \times 100 = 52,0 \text{ kN/m}^2$.

Tại điểm Q: $(x, z) = (0, 4) \rightarrow x/b = 0,0; z/b = 1,0$. Theo phụ lục IV.6a ta có $k_1 = f(0,0; 1,0) = 0,5498$; theo phụ lục IV.7a, ta có $k_2 = f(0,0; 1,0) = 0,159$. Vậy ứng suất tại Q, $\sigma_z = 0,5498 \times 200 + 0,159 \times 100 = 125,9 \text{ kN/m}^2$.

4.2.3. Ứng suất chính dưới tải trọng hình băng phân bố đều

Khảo sát các thành phần ứng suất tại một điểm bất kì trong nền dưới tác dụng của tải trọng hình băng phân bố đều như trên hình IV. 20. Biểu diễn bài toán trong hệ tọa độ

cực với điểm cực M, tia chuẩn thẳng đứng Mz ta có vùng phân bố tải trọng xác định trong khoảng $[\beta_1; \beta_2]$.

Ứng suất thành phần tại M xác định được từ phương trình tích phân các biểu thức IV.19 trong khoảng $[\beta_1, \beta_2]$ như sau:

$$\sigma_z = \frac{2p}{\pi} \int_{\beta_1}^{\beta_2} \frac{(r \cos \beta)^3}{r^4} r d\beta$$

$$\sigma_z = \frac{p}{\pi} \left[(\beta_2 - \beta_1) + \frac{1}{2} (\sin 2\beta_2 - \sin 2\beta_1) \right] \quad (IV.20a)$$

$$\sigma_x = \frac{p}{\pi} \left[(\beta_2 - \beta_1) - \frac{1}{2} (\sin 2\beta_2 - \sin 2\beta_1) \right] \quad (IV.20b)$$

$$\tau_{xz} = \frac{p}{2\pi} [\cos 2\beta_2 - \cos 2\beta_1] \quad (IV.20c)$$

Ứng suất chính tại M xác định theo các công thức:

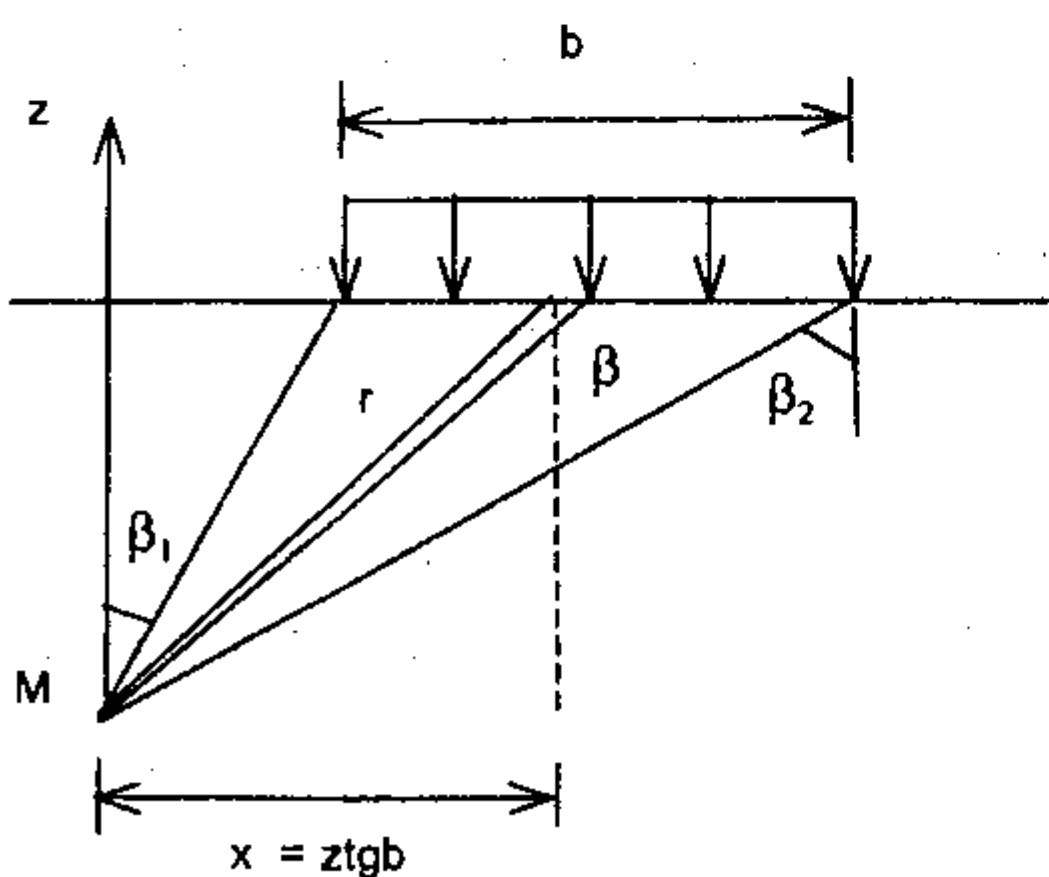
$$\sigma_{1,3} = \frac{1}{2} (\sigma_x - \sigma_z) \pm \frac{1}{2} \sqrt{(\sigma_x - \sigma_z)^2 + 4\tau_{xz}^2}$$

cho kết quả:

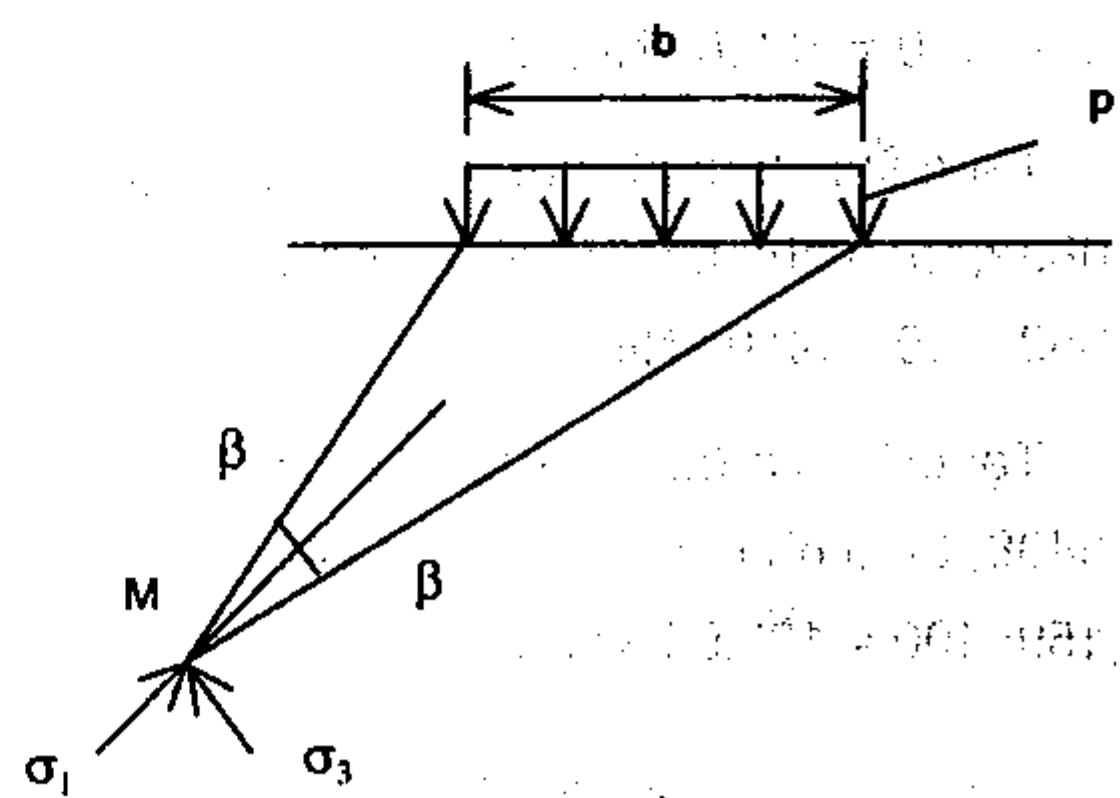
$$\sigma_{1,3} = \frac{p}{\pi} (2\beta \pm \sin 2\beta) \quad (IV.21)$$

trong đó: $2\beta = (\beta_2 - \beta_1)$ là góc từ M đến hai mép tải trọng còn được gọi là góc nhìn lên tải trọng.

Hướng tác dụng của các ứng suất chính theo phân giác góc 2β như trên hình IV.21



Hình IV.20. Sơ đồ phân tích ứng suất chính trong đất

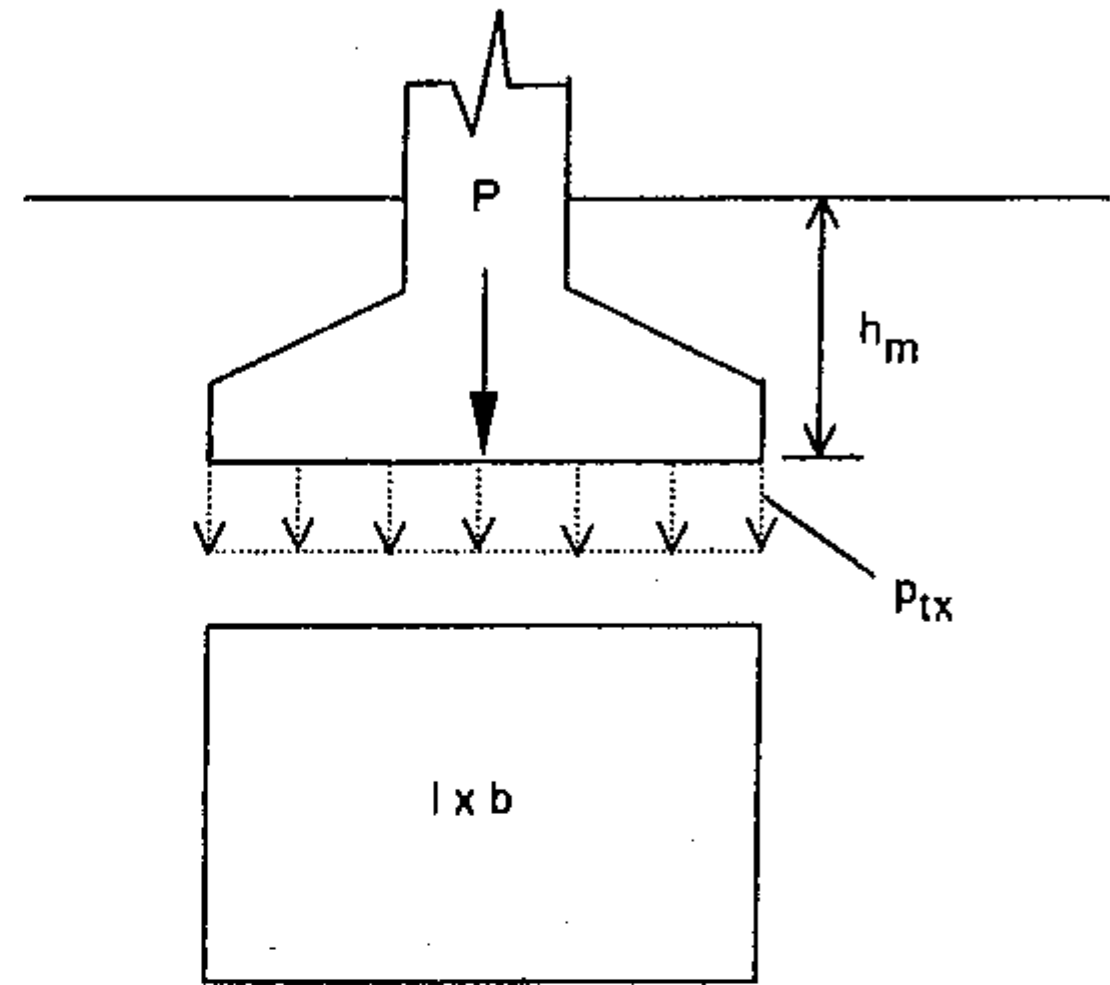


Hình IV.21

§5. ỨNG SUẤT TRONG ĐẤT DƯỚI MÓNG CÔNG TRÌNH

5.1. Áp lực công trình lên đất nền: tải trọng tiếp xúc

Trong thực tế, tải trọng công trình thông qua móng để truyền lên đất (ngoại trừ trường hợp tải trọng nền đắp trực tiếp). Tùy theo độ cứng của móng, tính chất của tải trọng, sự phân bố của tải trọng công trình lên đất có thể có những dạng khác nhau. Khi tính toán xác định ứng suất trong đất thường chấp nhận móng có độ cứng tuyệt đối và sự phân bố của tải trọng công trình lên đất có dạng tuyến tính. Hơn nữa, tải trọng này xuất hiện ở độ sâu đặt móng thường thấp hơn mặt đất tự nhiên (trừ những trường hợp có nhu cầu tôn cao nền). Tải trọng công trình lên đất ở độ sâu đặt móng được gọi là áp lực công trình lên đất hay tải trọng tiếp xúc, kí hiệu p_{tx} .



Hình IV.22. Sơ đồ xác định ứng suất tiếp xúc: tải trọng đúng tâm

Xét trường hợp tải trọng công trình, P , tác dụng đúng tâm móng (gọi là móng chịu tải trọng đúng tâm) như hình IV.22. Tải trọng tiếp xúc, p_{tx} , xác định theo công thức:

$$p_{tx} = \frac{P}{F} = \frac{P}{l.b} \quad (IV.22)$$

Thông thường, trước khi thiết kế móng, tải trọng từ công trình được biết đến mặt đất, P_0 . Do đó, P và p_{tx} được tính gần đúng như sau:

$$P = P_0 + V = P_0 + Fh_m \cdot \bar{\gamma}$$
$$p_{tx} = \frac{P_0}{F} + \bar{\gamma} h_m \quad (IV.23a)$$

trong đó: V = trọng lượng của móng và đất lấp trên móng; $\bar{\gamma}$ = trọng lượng thể tích đơn vị trung bình của vật liệu móng và đất lấp trên móng, trong tính toán thường lấy $\bar{\gamma} = 20 \text{ kN/m}^3$.

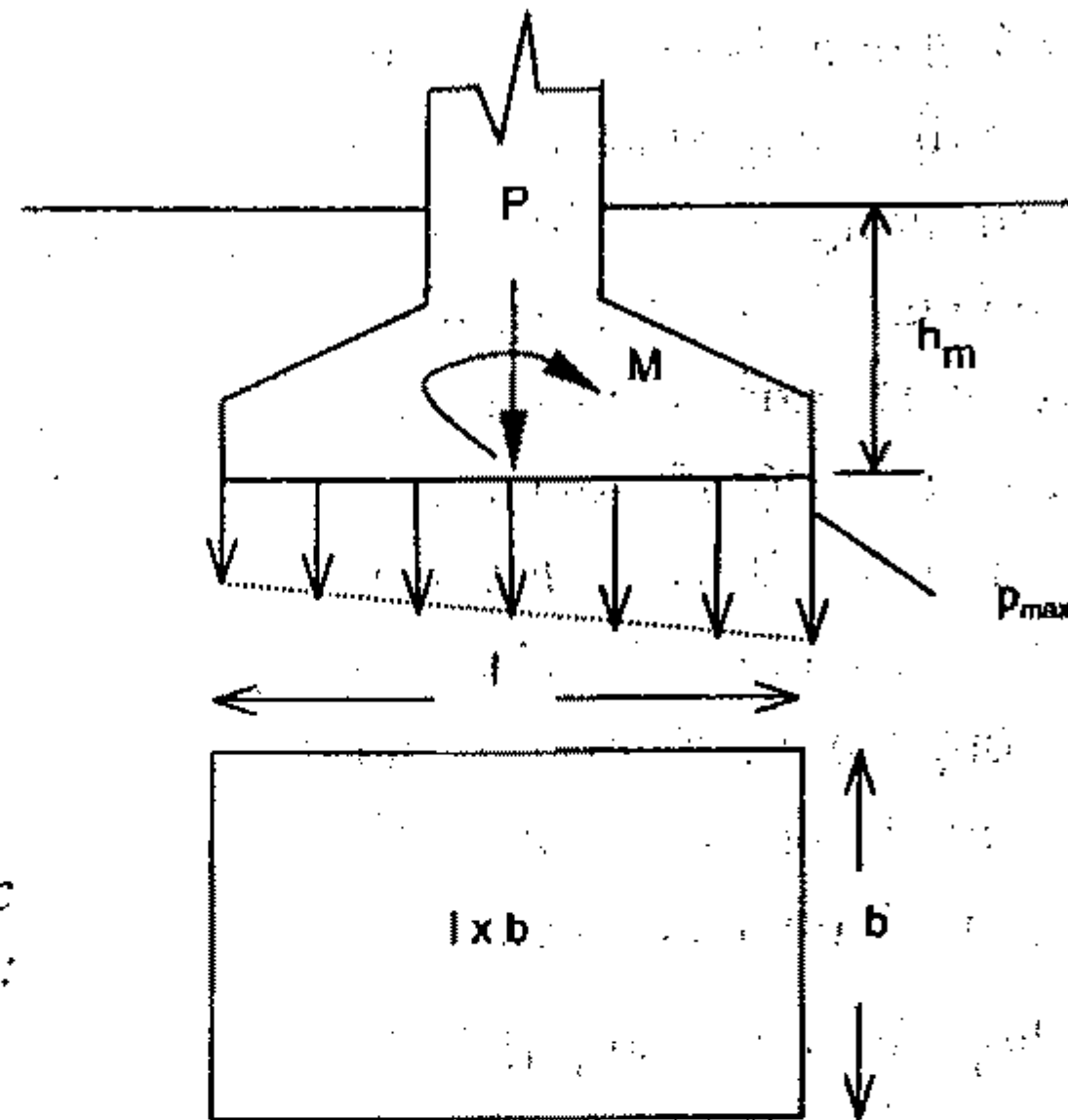
Trường hợp móng chịu tải trọng lệch tâm như trên hình IV.23, tải trọng tiếp xúc không phân bố đều mà có dạng bậc nhất. Các giá trị đặc trưng của tải trọng tiếp xúc được xác định như sau:

$$p_{tb} = \frac{P}{F} = \frac{P}{l.b} \quad (IV.23)$$

$$p_{\min}^{\max} = \frac{P}{F} \pm \frac{M}{W} \quad (\text{IV.24})$$

trong đó: W = mômen chống uốn của đáy móng:

$$W = \frac{b.l^2}{6} \quad (\text{IV.25})$$



Hình IV.23. Sơ đồ xác định ứng suất tiếp xúc: tải trọng lệch tâm

5.2. Tải trọng gây lún

Tải trọng tiếp xúc, p_{tx} , truyền lên đất ở độ sâu h_m kể từ mặt đất. Trước khi chịu tải trọng này, đất ở độ sâu đặt móng h_m đã chịu nén do trọng lượng bản thân các lớp đất bên trên gây ra đã được đào bỏ đi để thi công móng.

Do đó, tải trọng thực sự từ công trình lên đất ở độ sâu này chỉ là phần dư còn lại sau khi đã khôi phục lại trạng thái nguyên thủy. Tải trọng thực sự đó được gọi là tải trọng gây lún, kí hiệu p_{gl} . Tải trọng gây lún được xác định như sau:

$$p_{gl} = p_{tx} - \gamma_{tb} h_m \quad (\text{IV.26})$$

trong đó: γ_{tb} = trọng lượng thể tích đơn vị trung bình của đất kể từ đáy móng trở lên trong phạm vi móng.

5.3. Ứng suất gây lún và ứng suất trong đất dưới đáy công trình

Ứng suất gây lún là ứng suất trong đất do tải trọng gây lún gây ra. Lưu ý rằng, tải trọng gây lún tác dụng ở độ sâu h_m do đó trong thực tế chấp nhận giả thiết chỉ có đất từ đáy móng trở xuống mới tồn tại ứng suất gây lún; đất từ đáy móng trở lên xem như không chịu ảnh hưởng trực tiếp của tải trọng công trình. Mọi biến đổi trong các lớp đất

bên trên đáy móng chỉ là hậu quả kéo theo của sự biến đổi bên dưới đáy móng. Khi xác định ứng suất gây lún ta có nền đất bị giới hạn bởi mặt phẳng nằm ngang trùng với mặt đáy móng.

Ứng suất trong đất dưới đáy công trình là tổng của hai thành phần: ứng suất do trọng lượng bản thân đất với mặt giới hạn là mặt đất tự nhiên và ứng suất gây lún do tải trọng công trình gây ra với mặt giới hạn là mặt đáy móng. Để tiện cho việc xác định ứng suất trong đất cũng như tính toán lún (xem chương V), ta phân chia sự thay đổi ứng suất trong đất do ảnh hưởng của việc xây dựng công trình làm hai giai đoạn: giai đoạn trước khi có công trình (gọi là trạng thái ban đầu) và giai đoạn sau khi có công trình (gọi là trạng thái ổn định).

Trong trạng thái ban đầu, ứng suất trong đất thường chỉ do trọng lượng bản thân đất gây ra, kí hiệu σ_0 ; trong trạng thái ổn định, ứng suất trong đất bao gồm ứng suất do trọng lượng bản thân đất và tải trọng công trình gây ra, kí hiệu σ_1 : $\sigma_1 = \sigma_0 + \Delta\sigma_{gl}$, trong đó $\Delta\sigma_{gl}$ do tải trọng gây lún từ công trình mới xây dựng gây ra.

* Trường hợp đặc biệt, khi công trình xây dựng ở gần một công trình cũ mà đất nền đã ổn định, trong trạng thái ban đầu, ứng suất trong đất bao gồm cả ảnh hưởng của trọng lượng bản thân đất và công trình cũ, trạng thái ổn định sẽ là kết quả của tải trọng công trình mới lên trạng thái ban đầu nói trên.

Ví dụ IV.11. Một móng đơn BTCT đáy hình chữ nhật kích thước 2 x 3(m) đặt sâu 1.5m trong nền đất có $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ để tiếp nhận tải trọng 582 kN ở mức mặt đất. Hãy vẽ biểu đồ ứng suất σ_z trong đất theo trục đứng đi qua tâm móng.

Giải:

Sơ đồ bài toán như trên hình IV.23. Tải trọng ở mức mặt đất, $P_0 = 582 \text{ kN}$. Tải trọng tiếp xúc, p_{bx} , xác định theo (IV.22a):

$$p_{bx} = \left(\frac{582}{6} + 2 \times 1,5 \right) = 127 \text{ kN/m}^2$$

Tải trọng gây lún, p_{gl} , xác định theo (IV.26):

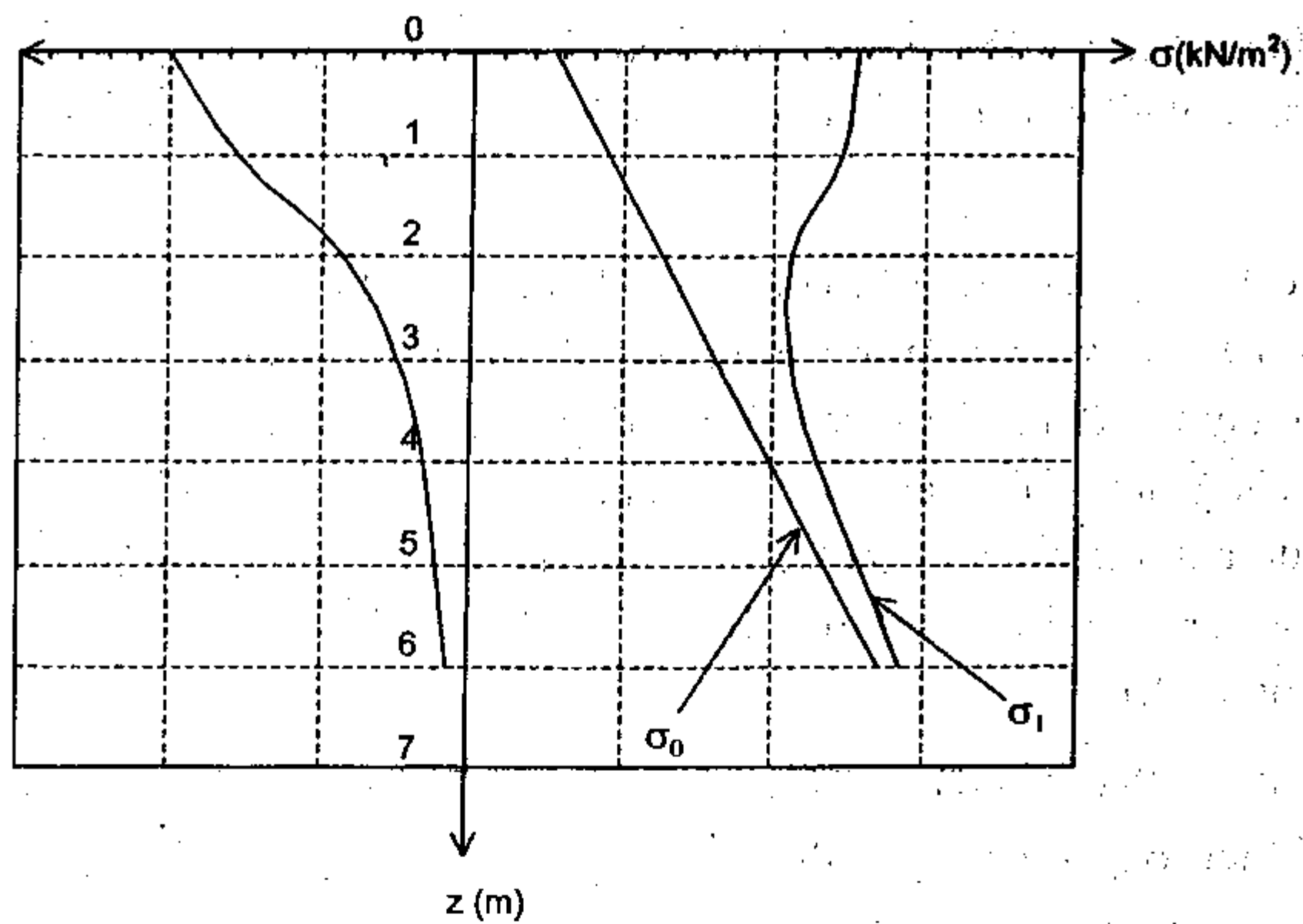
$$p_{gl} = 127 - 18 \times 1,5 = 100 \text{ kN/m}^2$$

Để vẽ được biểu đồ ứng suất, ta xác định giá trị tại một số điểm ở các độ sâu khác nhau.

Tại $z = 0$: ứng suất ở trạng thái ban đầu do trọng lượng bản thân đất gây ra, $\sigma_0 = \gamma(z + h_m) = 18 \times 1,5 = 27 \text{ kN/m}^2$; ứng suất gây lún, $\Delta\sigma_{gl} = k_0 p_{gl} = 1 \times 100 = 100 \text{ kN/m}^2$; ứng suất ở trạng thái ổn định, $\sigma_1 = \sigma_0 + \Delta\sigma_{gl} = 127 \text{ kN/m}^2$.

Tại $z = 1$: ứng suất ở trạng thái ban đầu $\sigma_0 = 18(1,0 + 1,5) = 45 \text{ kN/m}^2$; ứng suất gây lún, $\Delta\sigma_{gl} = k_0 p_{gl} = 0,7746 \times 100 = 77,5 \text{ kN/m}^2$

Ứng suất ở trạng thái ổn định, $\sigma_1 = \sigma_0 + \Delta\sigma_{gl} = 122,5 \text{ kN/m}^2$.



Hình IV.24. Biểu đồ ứng suất trong đất dưới móng.

Tương tự, ở các độ sâu khác chúng ta xác định và lập thành phụ lục sau:

Độ sâu (m)	σ_0 (kN/m ²)	$\Delta\sigma_{g1}$ (kN/m ²)	σ_1 (kN/m ²)
0	27,0	100,0	127,0
1	45,0	77,5	122,5
2	63,0	42,8	105,8
3	81,0	24,5	105,5
4	99,0	15,3	114,3
6	135,0	7,4	142,4

Chương V

ĐỘ LÚN CỦA NỀN ĐẤT

§1. KHÁI NIỆM CHUNG

Tải trọng công trình là một trong những nguyên nhân chủ yếu gây ra biến dạng của nền. Dưới tác dụng của tải trọng, thể tích các lỗ rỗng trong đất bị giảm làm cho đất bị biến dạng ép co lại. Ngoài ra, sự sắp xếp lại vị trí tương đối giữa các hạt đất do một phần hoặc toàn bộ liên kết của chúng bị phá hoại cũng là một nguyên nhân quan trọng gây ra biến dạng của đất. Trong các kiểu biến dạng dẫn đến chuyển vị của nền, biến dạng nén theo phương đứng dẫn đến chuyển vị đứng là quan trọng và được quan tâm nhiều hơn cả. Chuyển vị đứng của mặt đất (hoặc đáy móng) kéo theo chuyển vị đứng của công trình được gọi là lún.

Do độ rỗng của đất tương đối lớn, lún của nền thường khá lớn. Việc sử dụng công trình một cách bình thường đôi khi không thể thực hiện được chỉ do độ lún quá mức có thể chấp nhận được trong khi công trình vẫn hoàn toàn ổn định. Ngược lại, độ lún chung có thể chưa lớn nhưng có sự chênh lệch lớn giữa các bộ phận làm cho kết cấu bên trên bị hư hỏng. Việc dự báo và dự báo sát thực tình trạng lún của công trình trở nên rất quan trọng và trong mọi trường hợp không thể bỏ qua.

Theo quan niệm hiện nay, lún của nền đất thường bao gồm ba thành phần: lún tức thời khi tiếp nhận tải trọng; lún cố kết và lún thứ cấp.

Lún tức thời chủ yếu do biến dạng nén của nước trong lỗ rỗng và bản thân các hạt đất gây ra trong tình trạng nước chưa kịp thoát ra ngoài. Nói chung, lún tức thời có tính chất tương tự hậu quả của biến dạng đàn hồi và trong tính toán dự báo lún thường được bỏ qua. Một mặt, hạt đất và nước đều có môđun biến dạng tương đối lớn trong khi tải trọng lên nền tương đối bé (biến dạng thể tích của nước chừng $0,00047 \text{ cm}^3/\text{kG}$); mặt khác, tải trọng từ công trình lên nền đất thường tăng dần theo quá trình thi công. Lún tức thời, do đó, chiếm tỉ phần bé lại xảy ra dần trong quá trình thi công trở nên không đáng kể.

Lún thứ cấp do sự sắp xếp lại vị trí các hạt đất cũng như sự biến dạng hình dáng của màng nước liên kết (nếu có) xảy ra với tốc độ rất chậm. Các nghiên cứu hiện nay cho thấy lún thứ cấp có thể xảy ra ngay trong quá trình cố kết thắm nhưng chủ yếu là sau khi cố kết thắm gần kết thúc. Tỉ phần lún thứ cấp rất nhỏ, với tốc độ chậm (cỡ mm/năm) do đó chỉ có ý nghĩa trong một số trường hợp công trình nhất định.

Lún được xét đến trong đa số các công trình chủ yếu do sự giảm thể tích lỗ rỗng của đất gây ra dưới tác dụng của tải trọng công trình có hoặc không có sự thoát nước trong các lỗ rỗng. Tùy thuộc vào tính chất và trạng thái của đất, lún có thể xảy ra trong một thời gian ngắn hoặc kéo dài trước khi đạt đến giá trị cuối cùng. Việc dự báo độ lún cuối cùng cũng như độ lún tại một thời điểm nào đó trở nên hết sức quan trọng là đối tượng chính của chương này.

Hiện nay việc dự báo độ lún cuối cùng của nền về phương diện lí luận chủ yếu dựa vào hai mô hình: Nền đồng nhất, biến dạng tuyến tính dự báo theo mô hình lí thuyết đàn hồi và trong mọi trường hợp có thể dựa theo mô hình nén lún một chiều. Mô hình lớp tương đương thực chất là mô hình nền đồng nhất biến dạng tuyến tính chỉ được nhắc đến như một phương tiện xác định gần đúng phạm vi ảnh hưởng của tải trọng mà thôi. Các mô hình dự báo này sẽ được trình bày chi tiết dưới đây.

§2. DỰ TÍNH ĐỘ LÚN CUỐI CÙNG THEO MÔ HÌNH LÍ THUYẾT ĐÀN HỒI

2.1. Nội dung phương pháp

2.1.1. Lún do tải trọng tập trung thẳng đứng P gây ra

Mặc dù đất không phải là một môi trường đàn hồi, các thí nghiệm đã chứng tỏ rằng trong phạm vi thường gặp của tải trọng công trình, quan hệ giữa độ lún với tải trọng có thể chấp nhận là tuyến tính. Hơn nữa, về ý nghĩa thực tế, chỉ có biến dạng lún của nền được quan tâm mà không cần xem xét đến khả năng phục hồi của chúng. Trong trường hợp này, việc áp dụng lí thuyết đàn hồi để dự báo độ lún của nền dưới tác dụng của tải trọng công trình có thể được thực hiện bằng cách thay các đặc trưng biến dạng đàn hồi thông thường E và μ bằng các đặc trưng biến dạng tuyến tính của đất và được kí hiệu bằng E_0 và μ_0 cho áp dụng trực tiếp các kết quả của lí thuyết đàn hồi.

Theo lời giải đàn hồi, chuyển vị đứng tại một điểm bất kì trong nền dưới tác dụng của tải trọng tập trung thẳng đứng (xem hình IV.6) được xác định theo công thức của Boussinesq:

$$W(x,y,z) = \frac{P(1+\mu_0)}{2\pi E_0} \left(\frac{z^2}{R^3} + \frac{2(1-\mu_0)}{R} \right) \quad (V.1)$$

trong đó: (x, y, z) là tọa độ của điểm M cần xác định chuyển vị trong hệ tọa độ Decac với gốc O là điểm đặt của tải trọng P ; R là khoảng cách từ M đến điểm đặt lực O ; E_0 và μ_0 là các đặc trưng biến dạng của đất.

Chuyển vị đứng của một điểm nào đó trên mặt đất cũng chính là lún của điểm đó xác định theo (V.2) khi thay $z = 0$ vào (V.1):

$$W(x, y, 0) = S(x, y) = \frac{P(1 - \mu_0^2)}{\pi E_0 r} \quad (V.2)$$

trong đó: r là khoảng cách trên mặt đất từ điểm cân tính lún đến điểm đặt O của tải trọng.

2.1.2. Lún do tải trọng phân bố trên mặt đất gây ra

Áp dụng công thức (V.2) đối với tải trọng phân bố trên mặt đất trên diện F nào đó ta có:

$$S(x, y) = \iint_F \frac{(1 - \mu_0^2)}{\pi E_0} \frac{p(\xi, \eta) d\xi d\eta}{\sqrt{(x - \xi)^2 + (y - \eta)^2}} \quad (V.3)$$

trong đó: (x, y) là tọa độ điểm cân tính lún; (ξ, η) là tọa độ bất kì trong phạm vi đặt tải có cường độ tải trọng là $p(\xi, \eta)$.

Trường hợp tải trọng phân bố đều cường độ p trên diện xác định dạng chữ nhật kích thước $(l \times b)$, công thức (V.3) trở thành:

$$S(x, y) = \frac{(1 - \mu_0^2)}{E_0} \times p \times f(l, b, x, y)$$

Đối với các điểm góc $(x = l/2; y = b/2)$:

$$f(l, b, x, y) = f(l, b) = b\omega_c(l/b), \text{ do đó:}$$

$$S = \frac{pb(1 - \mu_0^2)}{E_0} \omega_c \quad (V.4a)$$

Điểm tâm $(x = 0; y = 0)$, tương tự:

$$S = \frac{pb(1 - \mu_0^2)}{E_0} \omega_0 \quad (V.4b)$$

trong đó: ω_i là hệ số phụ thuộc hình dạng móng và điểm tính lún, lấy theo bảng V.1 theo tỉ số $\alpha = l/b$; b là cạnh ngắn của diện phân bố tải trọng. Đã chứng minh được $\omega_0 = 2\omega_c$.

Bảng V.1. Hệ số hình dạng $\omega = f(l/b)$

$\alpha = l/b$	1,0	1,5	2,0	3	4	5	6	7	10	20	100
ω_c	0,56	0,68	0,77	0,89	0,98	1,05	1,12	1,16	1,26	1,48	2,00
ω_{const}	0,88	1,08	1,22	1,44	1,61	1,72	1,83	1,91	2,12	-	-

2.1.3. Lún dưới móng công trình

Móng công trình thường có độ cứng tương đối lớn so với đất nền. Trong đa số các trường hợp thực tế, có thể coi độ lún tại mọi điểm dưới một móng là như nhau nếu tải trọng phân bố đều. Độ lún của móng công trình xác định theo công thức (V.5) sau đây:

$$S = \omega_{\text{const}} \frac{p_{\text{gl}} b (1 - \mu_0^2)}{E_0} \quad (\text{V.5})$$

trong đó: ω_{const} là hệ số hình dạng, lấy theo bảng V.1; p_{gl} là tải trọng gây lún, xác định theo công thức (IV.26).

2.2. Xác định các đặc trưng biến dạng E_0, μ_0

Các đặc trưng biến dạng E_0 và μ_0 của đất được xác định bằng thí nghiệm. Nói chung, giá trị của μ_0 thường thay đổi trong phạm vi hẹp tùy thuộc loại đất, được xác định trong thí nghiệm nén ba chiều. Trường hợp không thể tiến hành thí nghiệm được có thể lấy theo bảng V.2.

Đối với mô đun biến dạng, E_0 , của đất, các thí nghiệm hiện trường được sử dụng để xác định giá trị của nó (xem chương III). Trong số các thí nghiệm hiện trường, thí nghiệm bàn nén là phù hợp hơn cả. Trường hợp không thể thực hiện được các thí nghiệm hiện trường, mô đun biến dạng của đất có thể xác định từ thí nghiệm nén một chiều trong phòng thí nghiệm tiến hành trên mẫu nguyên dạng với hệ số hiệu chỉnh kết quả theo công thức:

$$E_0 = k E_n \quad (\text{V.6})$$

trong đó: k là hệ số hiệu chỉnh lấy theo bảng V.3 theo hệ số rỗng ban đầu của đất, e_0 ; E_n là mô đun nén lún của đất xác định từ thí nghiệm nén một chiều theo công thức II.20.

Bảng V.2. Hệ số biến dạng ngang μ_0 của đất

Loại đất	Cát	Sét cứng	Sét pha	Sét dẻo	Sét nhão
μ_0	0,25÷0,30	0,20÷0,30	0,32÷0,37	0,35÷0,45	0,50

Bảng V.3. Hệ số k hiệu chỉnh kết quả thí nghiệm xác định E_0 từ E_n

e_0	0,2	0,4	0,6	0,8	1,0	1,2	1,4	1,6
k	7,96	5,68	4,26	3,36	2,75	2,37	2,11	2,00

2.3. Phạm vi áp dụng

Phương pháp dự báo lún bằng cách áp dụng trực tiếp lý thuyết đàn hồi được sử dụng trong trường hợp nền đồng nhất hoặc được coi là đồng nhất. Nền được coi là đồng nhất khi đất trong phạm vi chịu lún là đồng nhất. Thông thường, phạm vi chịu lún của nền có chiều dày từ 2 đến 3 lần bề rộng phân bố tải trọng.

Cũng có thể sử dụng phương pháp đàn hồi để dự báo sơ bộ lún của nền dưới tác dụng của tải trọng công trình.

Ví dụ V.1:

Một móng đơn BTCT kích thước 2 x 3(m), đặt sâu 1m trong nền đất cát mịn đồng nhất để tiếp nhận tải trọng từ công trình $N_0 = 1100$ kN (ở mức mặt đất). Các đặc trưng cơ lí của đất như sau:

$$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3; \mu_0 = 0,28$$

Kết quả thí nghiệm SPT đến độ sâu 10 cho $N_{10} = 20$.

Hãy dự báo độ lún của nền do tải trọng ngoài gây ra.

Giải:

Kết quả thí nghiệm SPT đến độ sâu 10m cho $N_{10} = 20$ chứng tỏ trong phạm vi ảnh hưởng của công trình, nền đất đồng nhất về tính biến dạng. Dự báo lún của móng sẽ được tiến hành theo phương pháp áp dụng trực tiếp lý thuyết đàn hồi với các đặc trưng biến dạng của đất E_0 và μ_0 .

• Xác định mô đun biến dạng của đất, E_0 , dựa vào kết quả SPT theo công thức III.1 (xem chương III):

$$E_0 = kN_{60}$$

trong đó: $N_{60} = C_E C_N N = 0,7 \times (95,76 / (5 \times 18))^{1/2} \times 20 = 14$;

Với nền cát mịn, $k = 1000$:

$$E_0 = 1000 \times 14 = 14000 \text{ kPa}$$

• Tải trọng gây lún ở mức đáy móng xác định theo công thức IV.26:

Tải trọng ở mức đáy móng

$$N = N_0 + F h_m \gamma = 1100 + (3 \times 2 \times 1) \times 20 = 1220 \text{ kN}$$

• $p_{gl} = \frac{N}{F} - \gamma h_m = \frac{1220}{6} - 18 \times 1 = 185,3 \text{ kN/m}^2 (= 185,3 \text{ kPa})$

• Độ lún của nền dự báo theo công thức V.5:

$$S = \omega_{\text{const}} \frac{p_{gl} b (1 - \mu_0^2)}{E_0} = 1,08 \frac{185,3 \times 2 \times (1 - 0,28^2)}{14000} = 0,026 \text{ (m)}$$

$$S = 26 \text{ mm}$$

2.4. Mô hình lí thuyết đàn hồi áp dụng cho nền nhiều lớp

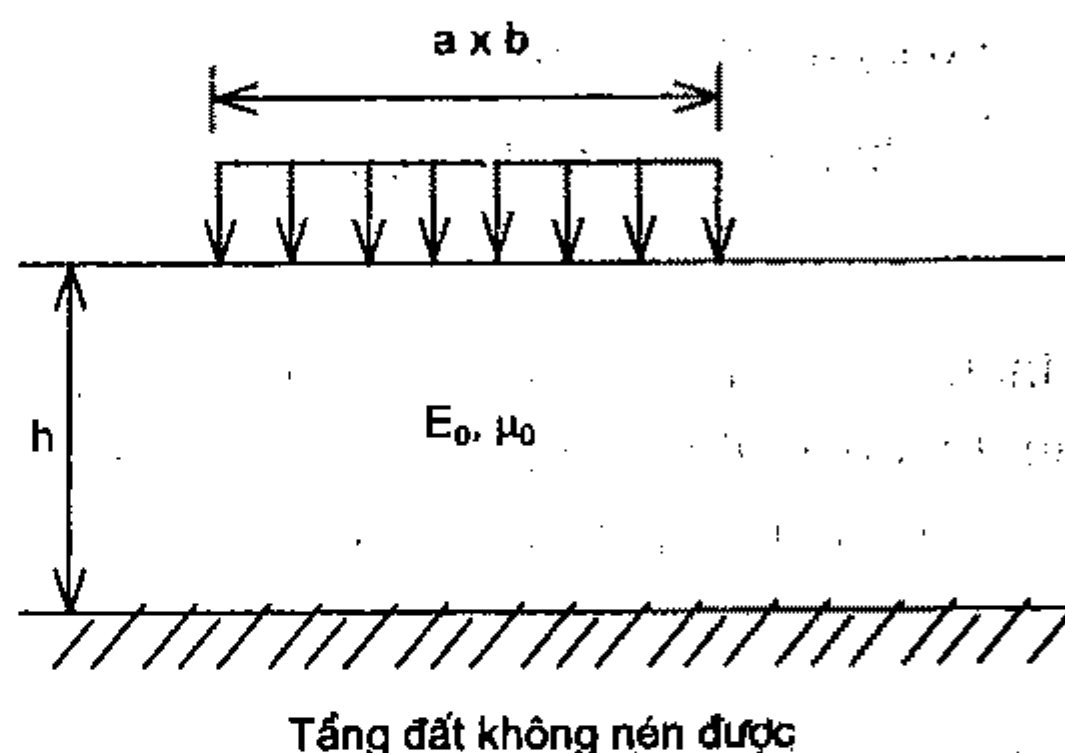
2.4.1. Lún của nền một lớp có chiều dày hữu hạn

Trường hợp nền đất có chiều dày hữu hạn bên dưới móng như trên hình V.1, việc tính lún theo phương pháp lí thuyết đàn hồi cho kết quả đối với góc của móng mềm hình chữ nhật như sau:

$$S = \frac{pb}{E_0} (1 - \mu_0^2) I_p \quad (V.7)$$

trong đó: $I_p = F_1 + \frac{1 - 2\mu_0}{1 - \mu_0} F_2;$

$F_1, F_2 = f(l/b; h/b)$ cho trong bảng V.3 của Steinbrenner, 1934.



Hình V.1. Mô hình lớp đất hữu hạn

Công thức tương tự của Egôrov với hệ số biến dạng ngang $\mu_0 = 0,3$ có dạng:

$$S = \frac{pb}{E_0} (1 - \mu_0^2) k \quad (V.8)$$

trong đó: $k = f(l/b; h/b)$, h = chiều dày của lớp đất.

2.4.2. Mở rộng áp dụng cho trường hợp nền nhiều lớp

Mở rộng trên cơ sở công thức Egorov: Xét lớp thứ i kể từ đáy móng có chiều dày h_i bắt đầu từ độ sâu $H_{i-1} = \sum_{j=1}^{i-1} h_j$ đến độ sâu $H_i = \sum_{j=1}^i h_j$ với các đặc trưng biến dạng E_{0i} và μ_{0i} . Hình dung rằng nếu lớp đất đó có chiều dày H_i , độ lún của lớp H_i sẽ là:

$$S'_i = \frac{pb}{E_{0i}} (1 - \mu_{0i}^2) k_i$$

trong đó: $k_i = f(l/b; H_i/b)$.

Độ lún của một lớp đất tương tự nhưng có chiều dày H_{i-1} sẽ là:

$$S'_{i-1} = \frac{pb}{E_{0i}} (1 - \mu_{0i}^2) k_{i-1}$$

với $k_{i-1} = f(l/b; H_{i-1}/b)$.

Do đó, độ lún của lớp i với chiều dày thực tế $h_i = H_i - H_{i-1}$ là S_i có thể xác định theo công thức:

$$S_i = S'_i - S'_{i-1} = \frac{pb}{E_{0i}} (1 - \mu_{0i}^2) (k_i - k_{i-1}) \quad (V.9)$$

trong đó: $k_i = f(l/b; H_i/b)$ và $k_{i-1} = f(l/b; H_{i-1}/b)$.

Mở rộng cho nền có n lớp:

$$S = \sum_{i=1}^n S_i = pb \sum_{i=1}^n \frac{(1 - \mu_{0i}^2)}{E_{0i}} (k_i - k_{i-1}) \quad (V.10)$$

trong đó: $k_n = \omega$.

Việc mở rộng trên cơ sở công thức của Steinbrenner cũng áp dụng tương tự bằng cách thay hệ số k bởi hệ số F_1 và F_2 là những thành phần phụ thuộc chiều dày lớp đất.

Cũng cần nhắc lại rằng E_{0i} cho tất cả các lớp đất nên xác định từ thí nghiệm hiện trường giống như trường hợp nền đồng nhất đã nói ở trên.

Bảng V.4. Hệ số ảnh hưởng F_1 và F_2 theo Steinbrenner

$h/b \backslash l/b$	1	2	5	10	∞
0.5	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05
	0,08	0,09	0,10	0,10	0,10
1	0,16	0,13	0,13	0,13	0,13
	0,09	0,11	0,13	0,13	0,13
2	0,29	0,30	0,27	0,27	0,27
	0,06	0,10	0,14	0,15	0,13
3	0,36	0,40	0,38	0,37	0,37
	0,05	0,08	0,13	0,15	0,16
4	0,41	0,48	0,48	0,47	0,45
	0,04	0,07	0,12	0,15	0,16
5	0,44	0,53	0,55	0,54	0,52
	0,03	0,06	0,11	0,14	0,16
6	0,46	0,57	0,61	0,60	0,58
	0,02	0,05	0,10	0,14	0,16
8	0,48	0,61	0,69	0,69	0,66
	0,02	0,04	0,08	0,12	0,16

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

Ví dụ V.2

Tải trọng phân bố đều cường độ $p = 100 \text{ kPa}$ trên diện chữ nhật kích thước $4 \times 2,5 \text{ (m)}$ trên mặt đất. Nền đất gồm lớp á cát dẻo dày 2m nằm trên lớp cát mịn 3m và kết thúc là tầng đá gốc. Kết quả thí nghiệm cho biết $E_{01} = 4500 \text{ kPa}$ và $E_{02} = 12000 \text{ kPa}$.

Hãy dự báo độ lún tại tâm diện đặt tải theo mô hình lí thuyết đàn hồi mở rộng.

Giải:

Theo bảng V.2 ta có $\mu_{01} = 0,35$; $\mu_{02} = 0,30$. Lớp đá gốc coi là không lún, độ lún của nền dự báo theo công thức: $S = S_1 + S_2$, trong đó:

S_1 - độ lún của lớp á cát dày 2m và S_2 - độ lún của lớp cát mịn dày 3m .

Bảng hệ số k trong công thức của Egorov với $\mu_0 = 0,3$

z/b	Hệ số k ứng với tỉ lệ hai cạnh l/b =					
	1	1,5	2,0	3,0	5,0	∞
0,0	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
0,1	0,050	0,050	0,050	0,050	0,050	0,052
0,2	0,100	0,100	0,100	0,100	0,100	0,104
0,3	0,150	0,150	0,150	0,150	0,150	0,156
0,4	0,200	0,200	0,200	0,200	0,200	0,208
0,5	0,250	0,250	0,250	0,250	0,250	0,260
0,6	0,299	0,299	0,300	0,300	0,300	0,311
0,7	0,342	0,349	0,349	0,349	0,349	0,362
0,8	0,381	0,395	0,397	0,397	0,397	0,412
0,9	0,415	0,437	0,442	0,442	0,442	0,462
1,0	0,446	0,476	0,484	0,484	0,484	0,511
1,1	0,474	0,511	0,524	0,525	0,525	0,560
1,2	0,499	0,554	0,561	0,566	0,566	0,605
1,3	0,522	0,573	0,595	0,604	0,604	0,643
1,4	0,542	0,601	0,626	0,640	0,640	0,687
1,5	0,560	0,625	0,655	0,674	0,674	0,726
1,6	0,577	0,647	0,682	0,706	0,706	0,763
1,7	0,592	0,668	0,707	0,736	0,741	0,798
1,8	0,606	0,688	0,730	0,761	0,772	0,831
1,9	0,618	0,706	0,752	0,791	0,809	0,862
2,0	0,630	0,722	0,773	0,816	0,830	0,909
2,5	0,676	0,787	0,855	0,921	0,955	1,036
3,0	0,709	0,836	0,913	1,000	1,057	0,133

Theo công thức của Steinbrenner, độ lún của lớp 1:

$$S_1 = \frac{pb}{E_{01}} (1 - \mu_{01}^2) I_p$$

với $l/b = 4/2,5 = 1,6$; $h_1/b = 2/2,5 = 0,8$, tra bảng V.4 có $F_1 = 0,134$; $F_2 = 0,094$

$$I_p = F_1 + \frac{1-2\mu_0}{1-\mu_0} F_2 = 0,134 + \frac{1-2 \times 0,35}{1-0,35} \times 0,094 = 0,1774$$

$$S_1 = 100 \times 2,5 \times \frac{1-0,35^2}{4500} \times 0,1774 = 0,0086 \text{ m}$$

Độ lún của lớp 2:

Với chiều dày h_1 ta có :

$$I_{p1} = F_1 + F_2 \frac{1-2\mu_{02}}{1-\mu_{02}} = 0,134 + 0,094 \times \frac{1-2 \times 0,30}{1-0,30} = 0,188$$

$$S'_1 = 100 \times 2,5 \times \frac{1-0,3^2}{12000} \times 0,188 = 0,0036 \text{ m}$$

Với chiều dày $h_1 + h_2 = 5 \text{ m}$ ta có

$$H/b = 5/2,5 = 2; l/b = 1,6, F_1 = 0,296; F_2 = 0,084$$

$$I_p = 0,296 + 0,084 \times \frac{1-2 \times 0,30}{1-0,30} = 0,344$$

$$S'_2 = 100 \times 2,5 \times \frac{1-0,3^2}{12000} \times 0,344 = 0,0056 \text{ m}$$

$$S_2 = S'_2 - S'_1 = 0,0056 - 0,0034 = 0,0022 \text{ m}$$

Độ lún của nền $S = 0,0086 + 0,0022 = 0,0108 \text{ m}$

Sử dụng công thức Egorov với giả thiết $\mu_{01} = \mu_{02} = 0,3$ ta có

$$k_1 = 0,395; k_2 = 0,722$$

$$S_1 = 100 \times 2,5 \times (1 - 0,3^2) \times 0,395 / 4500 = 0,020 \text{ m}$$

$$S_2 = 100 \times 2,5 \times (1 - 0,3^2) (0,722 - 0,395) / 12000 = 0,006 \text{ m}$$

Độ lún của nền

$$S = 0,020 + 0,006 = 0,026 \text{ m}$$

§3. TÍNH LÚN THEO MÔ HÌNH NÉN LÚN MỘT CHIỀU

3.1. Mô hình tính lún một chiều

Lún một chiều xảy ra trong trường hợp mẫu thí nghiệm nén một chiều không nở ngang (thí nghiệm ođômet). Dưới tác dụng của tải trọng gia tăng $\Delta\sigma$, đất ban đầu có hệ số rỗng e_0 , chiều cao H_0 sẽ bị lún một lượng S ứng với hệ số rỗng e_1 được xác định trên cơ sở giả thiết thể tích hạt đất không thay đổi:

$$\text{Thể tích ban đầu của mẫu: } V_0 = FH_0$$

Thể tích của các hạt đất: $V_h = m_0 V_0 = m_0 FH_0$, trong đó m_0 là độ đặc của đất trước khi chịu thêm tải trọng $\Delta\sigma$

Thể tích của mẫu sau khi lún: $V_1 = F(H_0 - S)$

Thể tích hạt đất tương ứng: $V_h = m_1 F(H_0 - S)$

Thay $m = \frac{1}{1+e}$, ta có:

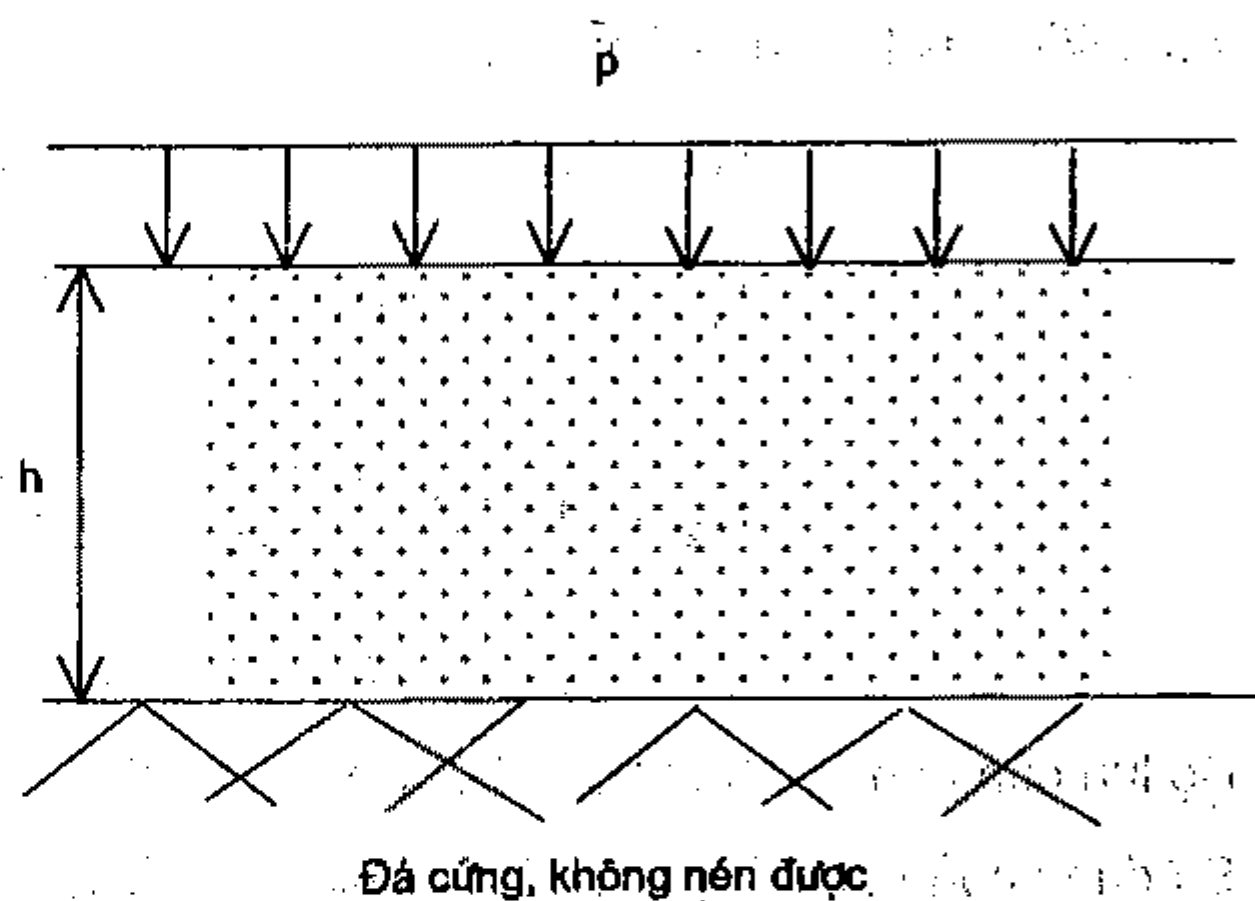
$$\frac{1}{1+e_0} H_0 = \frac{1}{1+e_1} (H_0 - S) \quad (\text{V.11})$$

hay:
$$S = \frac{e_0 - e_1}{1+e_0} H_0 = \frac{a}{1+e_0} \Delta\sigma H_0 \quad (\text{V.12})$$

$$= m_v \Delta\sigma H_0 \quad (\text{V.12a})$$

Trong thực tế, sơ đồ một chiều được mô tả như là lún của một lớp đất có chiều dày hữu hạn h nằm trên lớp đá cứng không nén được và chịu tác động của tải trọng phân bố đều trên toàn bộ bề mặt như trên hình V.2 dưới đây.

Trước khi có tải trọng p tác dụng, đất nền chịu tác dụng của trọng lượng bản thân. Ứng suất nén thẳng đứng do trọng lượng bản thân thay đổi bậc nhất theo độ sâu, $\sigma_0(z) = \gamma z$. Hệ số rỗng ban đầu của đất do đó cũng thay đổi theo độ sâu, $e_0(z) = f(\sigma) = f(\sigma_0(z))$. Một cách gần đúng, coi đất nền trước khi chịu tải có hệ số rỗng ban đầu như nhau và bằng hệ số rỗng của đất ứng với độ sâu giữa lớp, chịu ứng suất nén tương ứng:



Hình V.2. Mô hình bài toán một chiều thực tế

$$\sigma_0\left(z = \frac{h}{2}\right) = \frac{\gamma h}{2}; e_0 = f\left(\sigma = \sigma_0 = \frac{\gamma h}{2}\right).$$

Sau khi có tác dụng của tải trọng p , ứng suất nén thẳng đứng trong đất tăng thêm một lượng $\Delta\sigma(z) = p$ và trở thành $\sigma_1(z) = \sigma_0(z) + \Delta\sigma(z) = \gamma z + p$, hệ số rỗng của đất trở thành $e_1 = f\left(\sigma_1 = \sigma_0 + \Delta\sigma = \frac{\gamma h}{2} + p\right)$.

Độ lún của nền, S , xác định theo công thức V.12 hoặc V.12a:

$$S = \frac{e_0 - e_1}{1+e_0} h = \frac{a}{1+e_0} \Delta\sigma h \quad (\text{V.12})$$

hay:
$$S = m_v p h \quad (\text{V.12a})$$

trong đó: e_0 và e_1 xác định trên đường cong nén mẫu đất nguyên dạng ứng với ứng suất nén σ_0 và σ_1 .

Các bước xác định độ lún của nền trong trường hợp bài toán một chiều

Tài liệu ban đầu:

- Tải trọng, p (kPa).
- Địa chất:
 - Chiều dày lớp đất, h (m);
 - Trọng lượng thể tích đơn vị của đất, γ (kN/m³).

Kết quả thí nghiệm nén một chiều không nở ngang biểu diễn dưới dạng đường cong nén $e = f(\sigma)$.

Các bước thực hiện:

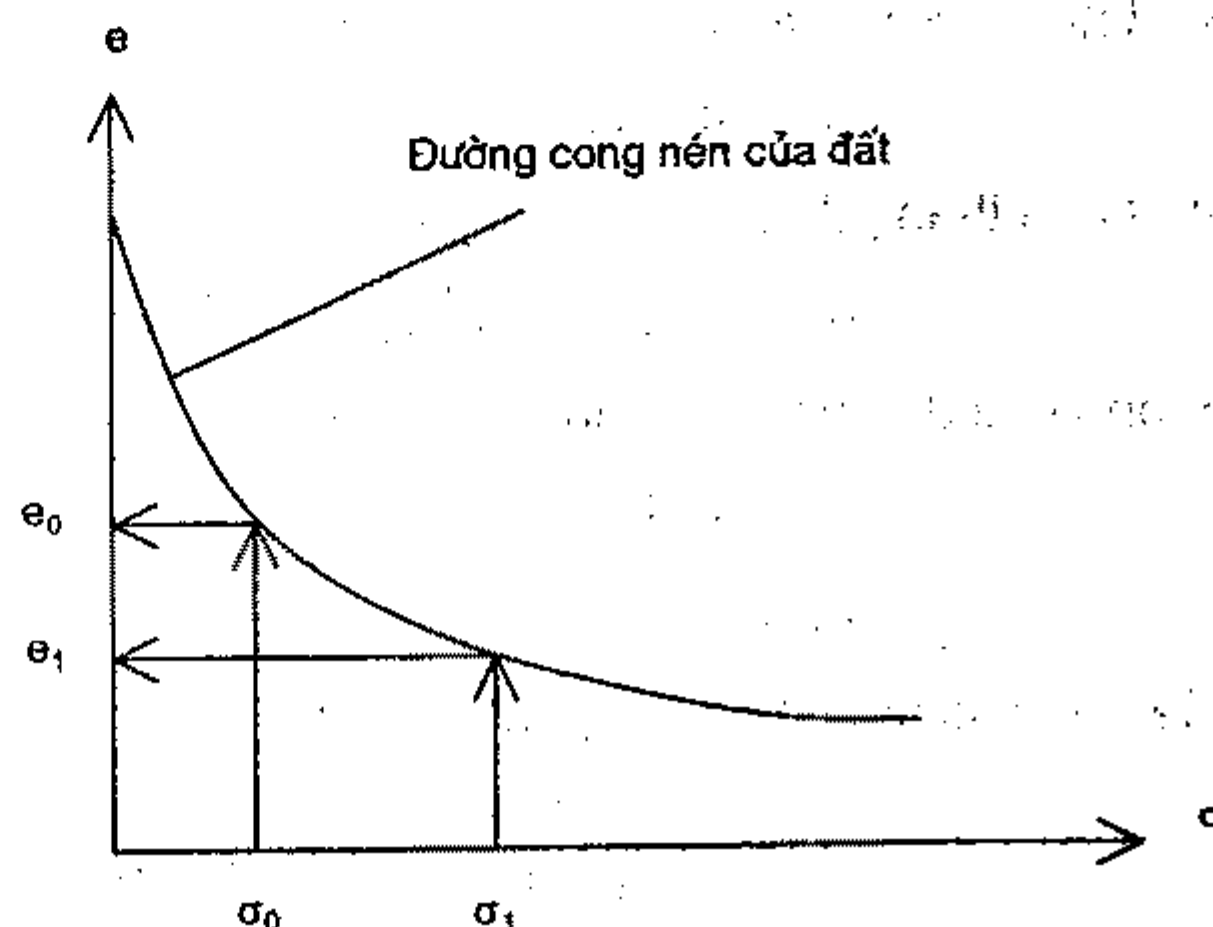
- Xác định ứng suất nén thẳng đứng theo độ sâu trước khi có tải trọng, $\sigma_0(z) = \gamma z$, và ứng suất trung bình lấy ở độ sâu giữa lớp, $\sigma_0 = \sigma_0(z = h/2) = \frac{\gamma h}{2}$.

- Xác định ứng suất nén thẳng đứng theo độ sâu sau khi chịu tác dụng của tải trọng p , $\sigma_1(z) = \sigma_0(z) + p$, và ứng suất trung bình lấy ở độ sâu giữa lớp; $\sigma_1 = \sigma_1(z = h/2) = \frac{\gamma h}{2} + p$.

- Xác định hệ số rỗng của đất trước khi có tải trọng p , e_0 , và sau khi có tải trọng p , e_1 , trên đường cong nén ứng với các giá trị ứng suất σ_1 và σ_0 (xem hình V.3).

- Tính độ lún của nền theo công thức V.12: $S = \frac{e_0 - e_1}{1 + e_0} h$

* Nếu đã xác định hệ số nén thể tích m_v trong khoảng thích hợp, độ lún của nền, S , xác định theo công thức V.12a: $S = m_v p h$.

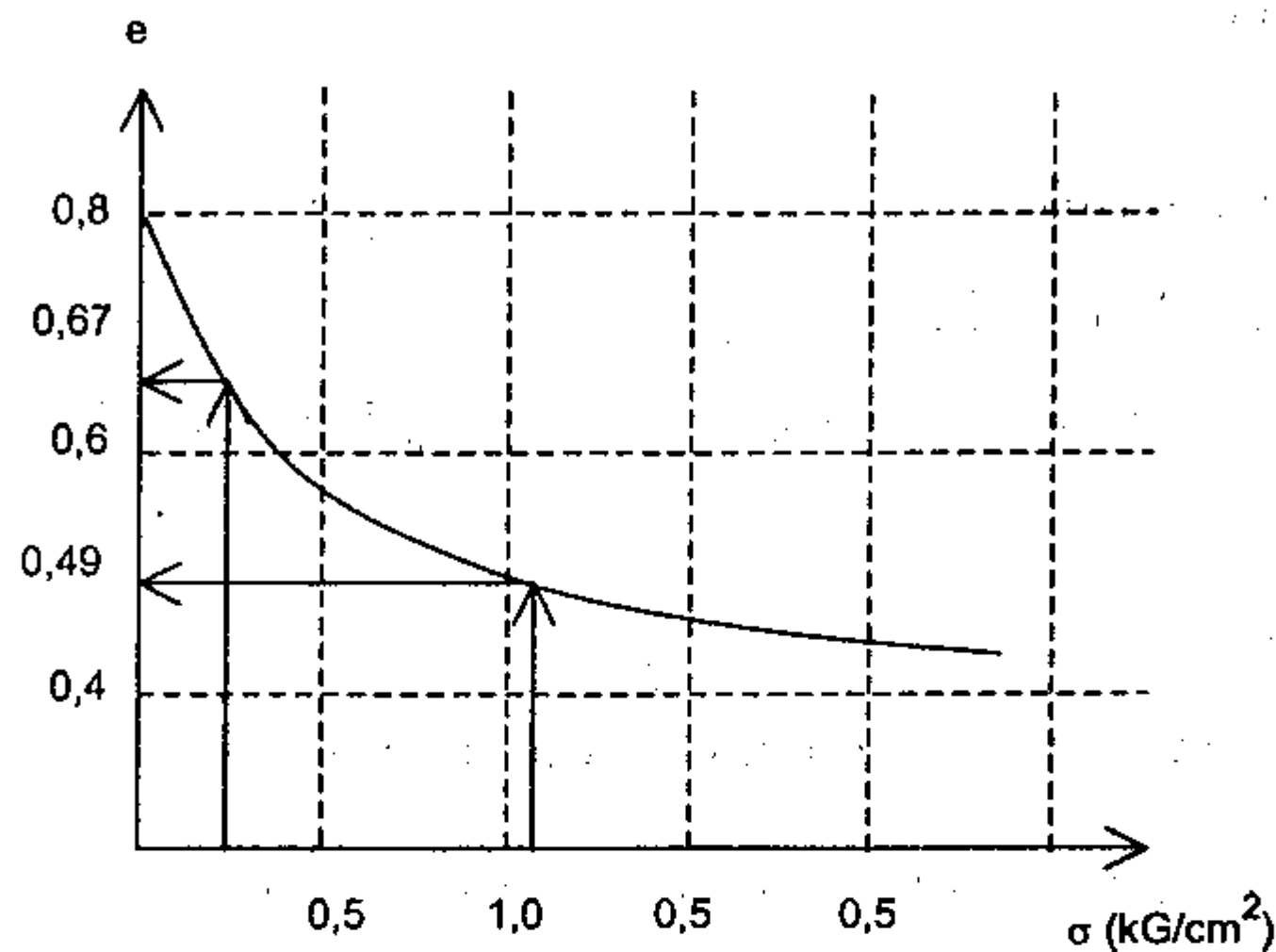


Hình V.3. Cách xác định hệ số rỗng $e_0 = f(\sigma_0)$ và $e_1 = f(\sigma_1)$

Ví dụ V.3.

Một lớp đất tôn nền đã được đầm chặt có chiều dày $h = 3\text{m}$. Kết quả thí nghiệm kiểm tra, cho biết đất có $\gamma = 17\text{ kN/m}^3$ và đường cong nén như trên hình V.4.

Hãy dự báo độ lún của lớp đất đó khi bãi được dùng làm kho chứa hàng dự kiến tải trọng tương đương 8.5 T/m^2 .



Hình V.4. Đường cong nén ví dụ V.2

Giải:

Bãi chứa có diện tích rộng, lún của lớp đất tôn nền có thể được coi như trường hợp bài toán một chiều cơ bản đã nêu.

Tải trọng gây lún, $p = 8,5\text{ T/m}^2 = 85\text{ kPa}$

Lớp tôn nền có chiều dày $h = 3,0\text{m}$, $\gamma = 17\text{ kN/m}^3$.

Ứng suất nén thẳng đứng trước khi chất hàng ở độ sâu giữa lớp, $z = 1,5\text{m}$ chỉ do trọng lượng bản thân đất gây ra:

$$\sigma_0 = \frac{\gamma h}{2} = 17 \times 3,0 / 2 = 25,5\text{ kPa} (= 0,225\text{ kG/cm}^2)$$

Ứng suất gây lún ở độ sâu $z = 1,5\text{m}$ do tải trọng hàng hóa gây ra:

$$\Delta\sigma = p = 85\text{ kPa}$$

Ứng suất nén thẳng đứng ở độ sâu $z = 1,5\text{m}$ sau khi chất hàng:

$$\sigma_1 = \sigma_0 + \Delta\sigma = 25,5 + 85 = 110,5\text{ kPa} (= 1,105\text{ kG/cm}^2)$$

Hệ số rỗng của đất trước và sau khi có tải:

$$e_0 = 0,67$$

$$e_1 = 0,49$$

Lún của nền xác định theo công thức V.12:

$$S = \frac{0,67 - 0,49}{1 + 0,67} \times 3 = 0,323\text{ m} (= 32,3\text{ cm})$$

3.2. Tính lún của nền do tải trọng phân bố đều trên mặt đất gây ra

3.2.1. Tính lún dựa theo đường cong nén dạng $e = f(\sigma)$

Tương tự như trong trường hợp lún một chiều, trước khi có tải trọng tác dụng, đất nền chịu ứng suất ban đầu do trọng lượng bản thân gây ra, $\sigma_0(z) = f(z, \gamma(z))$ và hệ số rỗng ban đầu trong đất $e_0 = f(\sigma_0(z))$. Sau khi có tác dụng của tải trọng, ứng suất trong đất là $\sigma_1(z) = \sigma_0(z) + \Delta\sigma(z)$ và hệ số rỗng của đất trở thành $e_1 = f(\sigma_1(z))$.

Để có thể áp dụng được kết quả bài toán một chiều, ta chia nền đất làm nhiều lớp mỏng sao cho trong phạm vi một lớp, sự thay đổi của $\Delta\sigma$ đủ bé để coi là phân bố đều và đặc tính biến dạng được biểu diễn bằng một đường cong nén duy nhất. Lớp đất như vậy được gọi là lớp phân tố. Trong thực tế, chiều dày lớp phân tố nên chọn không lớn hơn 1/4 bề rộng diện phân bố tải trọng trong ít nhất là một lần bề rộng kể từ đáy móng đồng thời nằm gọn trong một lớp địa tầng là được.

Gọi số lớp đất phân tố là n , chiều dày mỗi lớp là h_i , độ lún của mỗi lớp là s_i , ta có thể tính độ lún của mỗi lớp theo công thức V.12:

$$s_i = \frac{e_{0i} - e_{1i}}{1 + e_{0i}} h_i \quad (\text{V.13})$$

hay: $s_i = m_{vi} \Delta\sigma_i h_i \quad (\text{V.13a})$

trong đó: e_{0i} là hệ số rỗng ban đầu của đất ở giữa lớp phân tố thứ i ; e_{1i} là hệ số rỗng của đất ở giữa lớp phân tố thứ i sau khi có tải trọng tác dụng. e_{0i} và e_{1i} được xác định trên đường cong nén tương ứng với ứng suất nén σ_{0i} và $\sigma_{1i} = \sigma_{0i} + \Delta\sigma_i$ xác định ở giữa lớp phân tố thứ i ; m_{vi} là hệ số nén thể tích của đất ở lớp phân tố thứ i trong khoảng thay đổi của ứng suất nén trước và sau khi có tải trọng tác dụng; $\Delta\sigma_i$ là mức gia tăng ứng suất ở giữa lớp đất phân tố thứ i do tải trọng gây ra.

Độ lún của nền là tổng của độ lún các lớp phân tố, xác định theo công thức V.12:

$$S = \sum_{i=1}^n s_i \quad (\text{V.14})$$

Các bước tính lún nền đất dưới tải trọng phân bố đều trên mặt đất

Tài liệu ban đầu:

- Tải trọng:
 - Diện phân bố tải trọng: $a \times b$ (m);
 - Cường độ tải trọng: p (kPa).
- Tài liệu khảo sát địa chất công trình:

- Cấu trúc địa tầng: số lớp đất, chiều dày mỗi lớp; mực nước ngầm trong đất;
- Tính chất vật lí của từng lớp đất: trọng lượng thể tích đơn vị, γ (kN/m^3);
- Tính chất cơ học của từng lớp đất: đường cong nén; hệ số biến dạng ngang.

Các bước thực hành tính toán:

- Tính và vẽ biểu đồ ứng suất nén thẳng đứng theo độ sâu qua điểm cần tính lún trước khi có tải trọng: $\sigma_0(z) = f(z, \gamma)$.
- Tính và vẽ biểu đồ ứng suất nén thẳng đứng theo độ sâu qua điểm cần tính lún do tải trọng gây ra: $\Delta\sigma(z) = kp$ với k là hệ số ứng suất xác định theo các phụ lục trong chương IV.
- Tính và vẽ biểu đồ ứng suất nén thẳng đứng theo độ sâu qua điểm cần tính lún sau khi có tải trọng: $\sigma_1(z) = \sigma_0(z) + \Delta\sigma(z)$.
- Chia lớp phân tố sao cho mỗi lớp có chiều dày không lớn hơn $b/4$ và nằm gọn trong một lớp đất có đường cong nén xác định.
- Xác định trên biểu đồ ứng suất các giá trị σ_{0i} và σ_{1i} ở giữa các lớp phân tố.
- Xác định các giá trị $e_{0i} = f(\sigma_{0i})$ và $e_{1i} = f(\sigma_{1i})$ trên các đường cong nén tương ứng.
- Tính độ lún của từng lớp phân tố theo công thức V.13.
- Tính độ lún của nền theo công thức V.14.

3.2.2. Tính lún dựa theo đường cong nén dạng $e = f(\lg\sigma)$

Trong phương pháp dự báo lún theo mô hình nén lún một chiều, đặc trưng biến dạng của đất được thể hiện qua đường cong nén biểu diễn quan hệ của hệ số rỗng theo sự thay đổi ứng suất hữu hiệu. Như đã phân tích trong chương II, các giá trị đặc trưng a hay m_v không thể đại diện cho một loại đất do đó việc dự báo lún theo các công thức V.13 và V.14 luôn đòi hỏi phải có đường cong nén $e = f(\sigma)$ đi kèm. Đòi hỏi này không những khó khăn cho việc áp dụng trong sáng tạo các phần mềm phân tích mà hầu như không khắc phục được những sai khác thực tế đặc tính biến dạng của đất quá cố kết. Nếu đặc tính biến dạng của đất được xác định trên đường cong nén $e = f(\lg\sigma)$ bởi C_c , C_r và OCR chúng ta có thể khắc phục những trở ngại trên. Các công thức tính lún sau đây được xây dựng theo các đặc trưng biến dạng C_c , C_r và OCR.

Đối với đất UC và NC ($OCR \leq 1$):

Đặc trưng biến dạng của đất chỉ cho bởi chỉ số nén C_c , thay $e_0 - e_1 = C_c \lg(\sigma'_1/\sigma'_0)$ ta có:

$$S_i = \frac{C_c}{1 + e_{0i}} h_i \lg \frac{\sigma'_{0i} + \Delta\sigma'_i}{\sigma'_{0i}} \quad (\text{V.15a})$$

trong đó: σ'_{oi} – ứng suất hữu hiệu trung bình của lớp thứ i trước khi chịu tải trọng; $\Delta\sigma'_i$ – số gia ứng suất gây lún trung bình tại lớp i bao gồm cả do tải trọng gây lún và tự cố kết nếu có (khi $OCR < 1$).

Trong phần lớn trường hợp có thể coi $OCR = \text{const}$ ta có :

$$\sigma'_{oi} = \sigma'_{vi} \times OCR$$

và

$$\Delta\sigma'_i = \Delta\sigma_i(p) + \sigma'_{vi} \times (1 - OCR)$$

Thay vào (V.15a) ta có :

$$S_i = \frac{h_i}{1+e_{oi}} C_c \lg \frac{\sigma'_{vi} + \Delta\sigma'_i(p)}{\sigma'_{vi} \times OCR}$$

$$S_i = \frac{h_i}{1+e_{oi}} \left\{ C_c \lg \frac{\sigma'_{vi} + \Delta\sigma'_i(p)}{\sigma'_{vi}} - \lg(OCR) C_c \right\} \quad (V.15)$$

trong đó: σ'_{vi} là ứng suất hữu hiệu của lớp phủ trên lớp thứ i và $\Delta\sigma'_i(p)$ là ứng suất gây lún hữu hiệu tại lớp i do riêng tải trọng gây lún gây ra.

Đối với đất OC ($OCR > 1$):

$$S_i = \frac{C_r}{1+e_{oi}} h_i \lg \frac{\sigma_{ci}}{\sigma'_{oi}} + \frac{C_c}{1+e_{ci}} h_i \lg \frac{\sigma'_{li}}{\sigma_{ci}} \quad (V.16a)$$

Để ý rằng $\sigma'_{oi} = \sigma'_{vi}$, $\sigma'_{li} = \sigma'_{vi} + \Delta\sigma'_i(p)$ và $\sigma_{ci} = \sigma'_{vi} \times OCR$, ta có:

$$S_i = \frac{C_r}{1+e_{oi}} h_i \lg(OCR) + \frac{C_c}{1+e_{ci}} h_i \lg \left(\frac{\sigma'_{vi} + \Delta\sigma'_i(p)}{\sigma'_{vi} \times OCR} \right)$$

Hơn nữa, $e_{ci} = e_{oi} - C_r \lg(OCR) \approx e_{oi}$.

Thay vào (V.16a) biểu thức xác định độ lún S_i cho đất quá cố kết có dạng:

$$S_i = \frac{h_i}{1+e_{oi}} \left[C_r \lg(OCR) + C_c \left\{ \lg \left(\frac{\sigma'_{vi} + \Delta\sigma'_i(p)}{\sigma'_{vi}} \right) - \lg(OCR) \right\} \right]$$

Sắp xếp lại ta được:

$$S_i = \frac{h_i}{1+e_{oi}} \left[C_c \lg \left(\frac{\sigma'_{vi} + \Delta\sigma'_i(p)}{\sigma'_{vi}} \right) - \lg(OCR) (C_c - C_r) \right] \quad (V.16)$$

Công thức (V.16) có thể mở rộng áp dụng cho mọi loại đất có các giá trị C_c , C_r và OCR khác nhau trong đó đất có $OCR \leq 1$ nhận giá trị $C_r = 0$.

3.3. Lún của móng công trình

Lún của móng công trình thực chất là lún của đất nền dưới đáy móng. Khi tính lún móng công trình, ứng suất gây lún do tải trọng từ công trình gây ra được tính với tải trọng gây lún, p_{gl} , xác định theo công thức (IV.26) xuất hiện từ đáy móng trở đi do đó trục z thường được chọn kể từ đáy móng. Ứng suất trước khi có công trình, $\sigma_0(z)$, tính theo công thức (V.15):

$$\sigma_0(z) = \gamma h_m + f(z, \gamma(z))$$

Ứng suất gây lún do tải trọng công trình gây ra tính theo công thức IV.13:

$$\Delta\sigma(z) = kp_{gl}$$

trong đó: h_m là độ sâu đặt móng; γ là trọng lượng thể tích đơn vị của đất từ đáy móng trở lên.

Ví dụ V.4:

Một móng đơn BTCT kích thước 2,5 x 4,0 (m) truyền tải trọng lên nền đất ở độ sâu 1,5m như trên hình V.5. Kết quả khảo sát địa chất công trình cũng được tóm tắt trên hình và trong bảng. Mực nước ngầm ở độ sâu 4m (kể từ mặt đất). Hãy dự báo độ lún tại điểm tâm (giữa) móng.

Giải:

Tải trọng phân bố bậc nhất trên hình chữ nhật $l \times b = 4,0 \times 2,5$ (m) theo chiều cạnh dài $l = 4m$. Tỷ số giữa hai cạnh, $\alpha = l/b = 4/2,5 = 1,6$.

Tại điểm giữa móng, cường độ phân bố tải trọng tiếp xúc là:

$$p_{tb} = (p_{max} + p_{min})/2 = (270 + 150)/2 = 210 \text{ kPa}$$

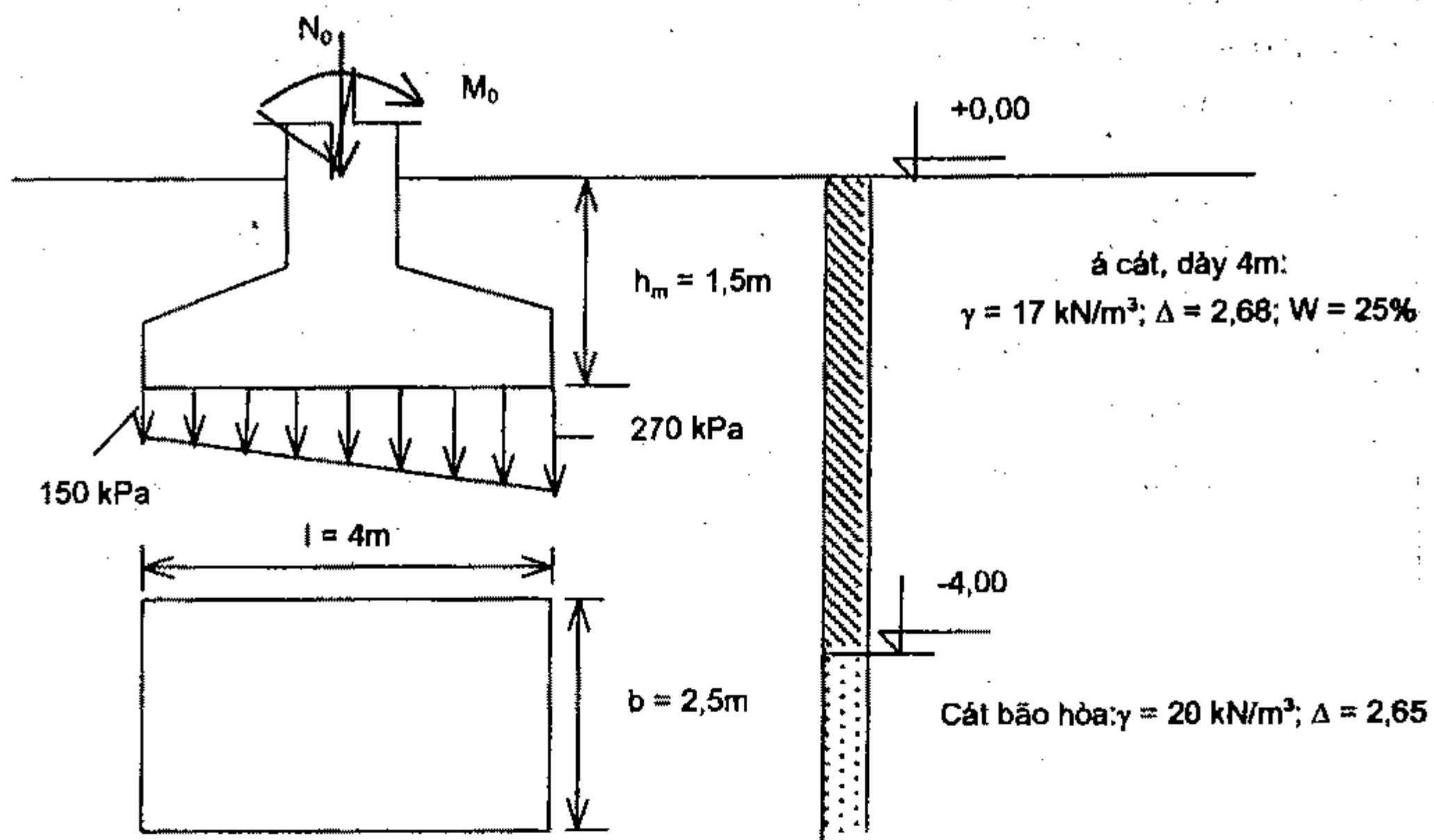
Tải trọng gây lún tương ứng:

$$p_{gl} = p_{tb} - \gamma h_m = 210 - 17 \times 1,5 = 184,5 \text{ kPa}$$

Bảng kết quả thí nghiệm mẫu đất (tóm tắt)

	Chiều dày (m)	γ (kN/m ³)	Δ	W (%)	Kết quả thí nghiệm nén			
					e_1	e_2	e_3	e_4
Lớp I: á sét	4	17	2,68	25	0,85	0,80	0,77	0,755
Lớp II: cát	-	20	2,65	-	0,55	0,51	0,495	0,480

Với bề rộng móng $b = 2,5m$, dự kiến phạm vi ảnh hưởng của móng đến độ sâu 7,5m ($\approx 3b$), chiều dày trung bình của các lớp phân tổ ngay dưới đáy móng đến độ sâu b chọn $h_i = 0,5m$, $i = [1;5]$ phần còn lại lấy $h_i = 1,0m$. Để tiện tính toán về sau, ta xác định các giá trị ứng suất tại các độ sâu z_i ở giữa lớp tương ứng, kể từ đáy móng: $z_i = 0,25; 0,75; 1,25; 1,75; 2,25; 3,00; 4,00; 5,00; 6,00$



Hình V.5. Sơ đồ mô tả ví dụ V.3

Ứng suất trước khi có tải trọng, $\sigma_0(z)$ chỉ do trọng lượng bản thân đất gây ra, ở các độ sâu z_i :

$z_i \leq 2,5\text{m}$: đất thuộc lớp thứ nhất, $\sigma_{0i} = \gamma_1(z_i + h_m)$

$$z_1 = 0,25, \sigma_{01} = 17(1,5 + 0,25) = 29,75 \text{ kPa}$$

...

$$z_5 = 2,25, \sigma_{05} = 17(1,5 + 2,25) = 63,75 \text{ kPa}$$

$z_i > 2,5$: đất thuộc lớp thứ hai, $\sigma_{0i} = \gamma_1 h_1 + (\gamma_2 - \gamma_0)[z_i + h_m - h_1] =$

$$68,00 + 10(z_i - 2,50) \text{ (kPa)}$$

$$z_6 = 3,0, \sigma_{06} = 68,00 + 10(3,00 - 2,50) = 73,00 \text{ kPa}$$

$$z_7 = 4,0, \sigma_{07} = 68,00 + 10(4,00 - 2,50) = 83,00 \text{ kPa}$$

Kết quả tính σ_{0i} cho trong bảng sau:

z_i (m)	0,25	0,75	1,25	1,75	2,25	3,00	4,00	5,00	6,00	7,00
σ_{0i} (kPa)	29,75	38,25	46,75	55,25	63,75	73,00	83,00	93,00	103,0	113

Ứng suất gây lún do tải trọng công trình gây ra xác định trên trục đứng đi qua tâm móng, $\Delta\sigma_i(z_i)$, xác định theo công thức IV.13

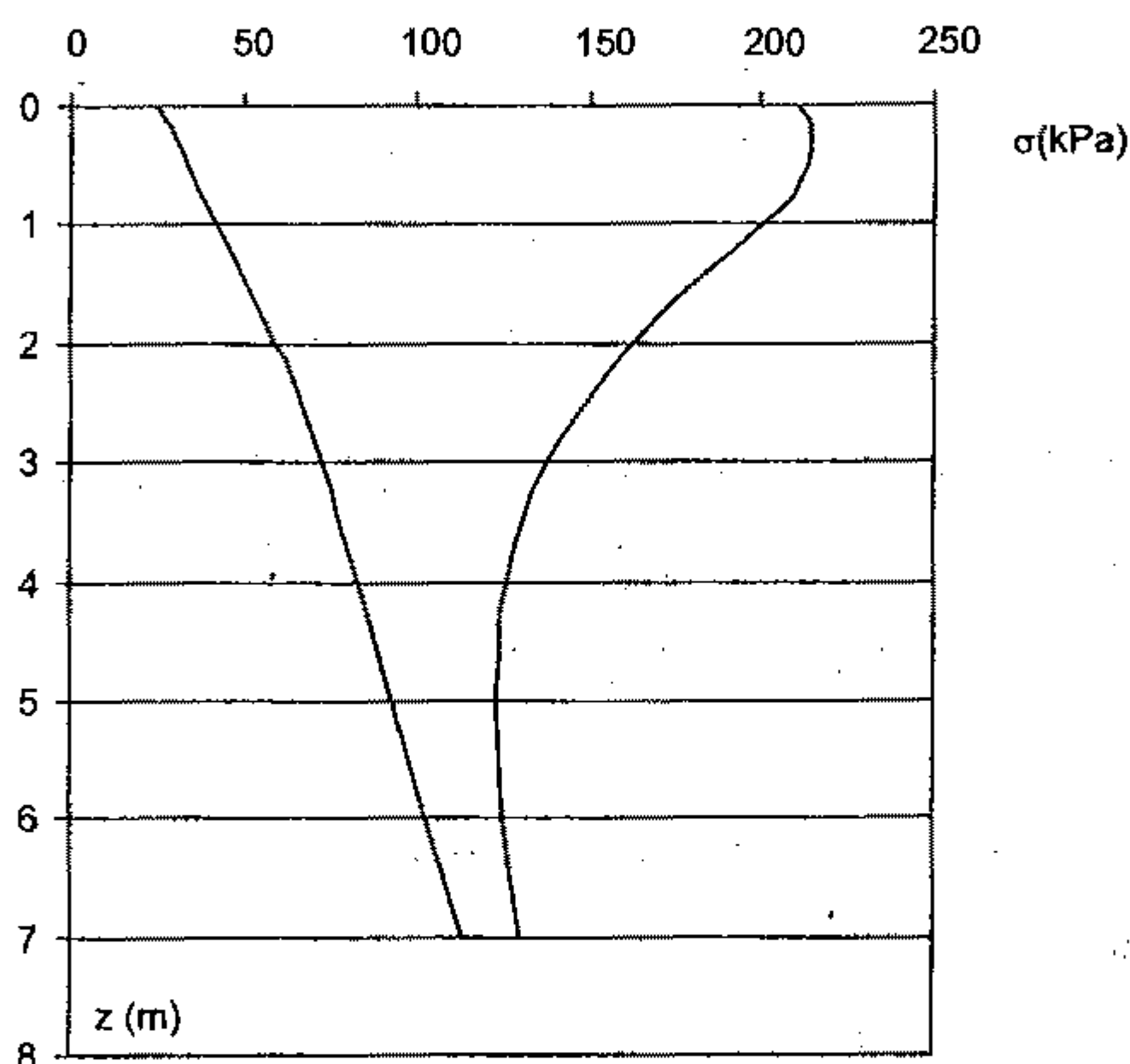
$$z_1 = 0,25, z/b = 0,1, k = f(l/b; z/b) = f(1,6; 0,1) = 0,9963 \text{ (tra bảng IV.2)}$$

$$\Delta\sigma_1 = k p_{gl} = 0,9963 \times 184,5 = 183,81 \text{ kPa}$$

$$z_2 = 0,75, z/b = 0,3, k = f(1,6; 0,3) = 0,9261; \Delta\sigma_2 = 0,9261 \times 184,5 = 170,86 \text{ kPa}$$

Tương tự, ở các độ sâu z_i , kết quả tính ứng suất gây lún được ghi lại trong bảng sau. Biểu đồ phân bố ứng suất theo độ sâu và sơ đồ phân lớp tính lún thể hiện trên hình V.6 trong đó đường $\sigma(z_i) = \sigma_0(z_i) + \Delta\sigma(z_i)$

z_i	0,25	0,75	1,25	1,75	2,25	3,00	4,00	5,00	6,00	7,00
z_i/b	0,1	0,3	0,5	0,7	0,9	1,2	1,6	2,0	2,4	2,8
k_0	,9963	,9261	,7819	,6276	,4962	,3516	,2318	,1612	,1176	,0890
$\Delta\sigma$	184,5	170,7	144,3	115,8	91,5	64,9	42,8	29,7	21,7	16,4
σ_{0i}	29,75	38,25	46,75	55,25	63,75	73,00	83,00	93,00	103,0	113
σ_i	214	209	191	171	155	138	126	123	125	130



Hình V.6. Biểu đồ ứng suất σ_0 và σ (kPa)

Tính độ lún riêng của từng lớp phân tố:

Lớp phân tố thứ nhất, dày 0,5m (từ $z = 0$ đến $z = 0,5$ m) có các giá trị ứng suất nén trước và sau khi có công trình lần lượt là $\sigma_0 = 30$ kPa và $\sigma = 214$ kPa.

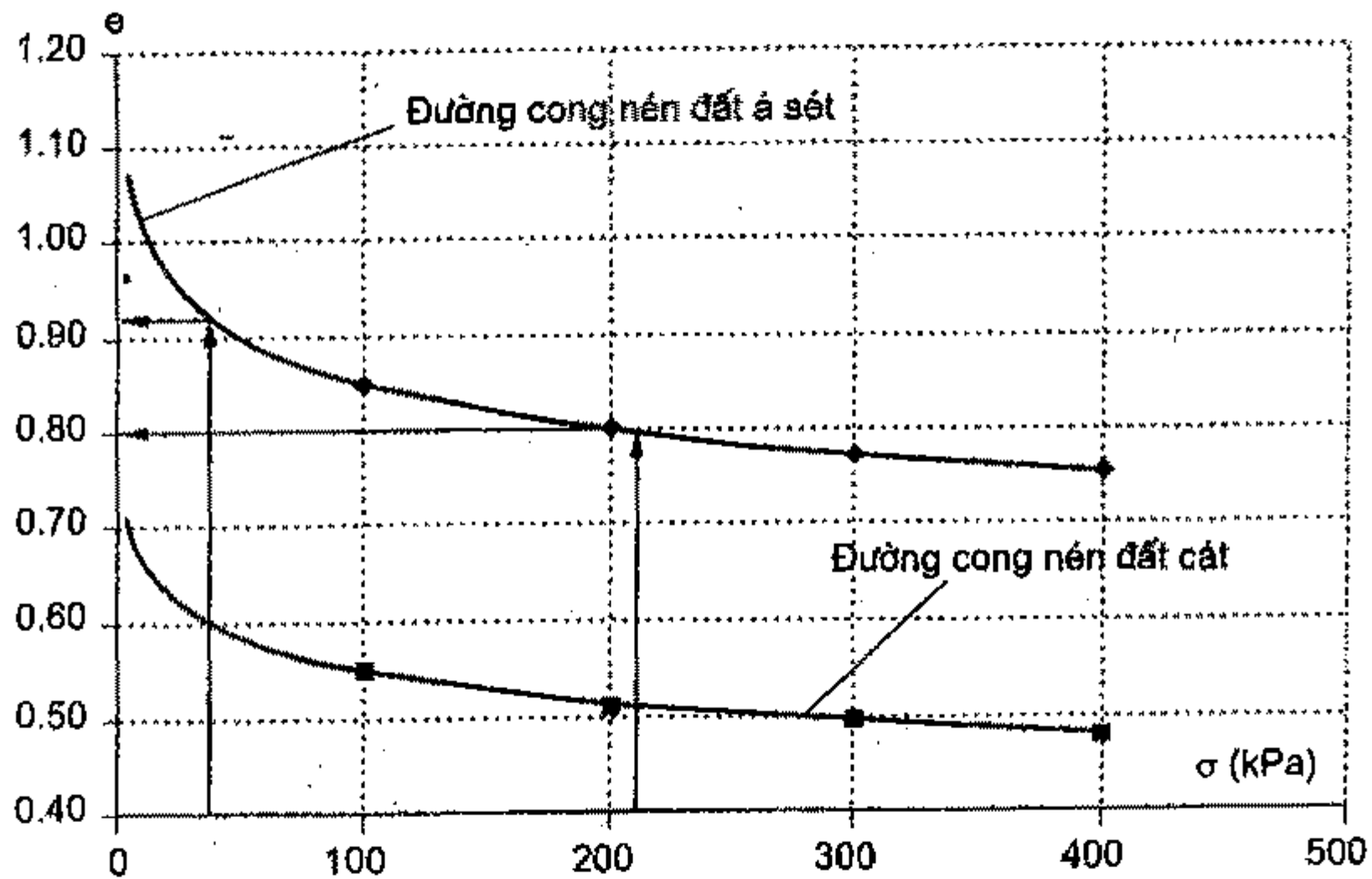
Trên đồ thị đường cong nén lớp đất thứ nhất ta lần lượt xác định hệ số rỗng của đất trước và sau khi có công trình:

$$e_{01} = f(\sigma = 30) = 0,92$$

$$e_{11} = f(\sigma = 214) = 0,80$$

Độ lún riêng của lớp phân tố thứ nhất:

$$s_1 = \frac{0,92 - 0,80}{1 + 0,92} \times 0,5 = 0,031 \text{ (m)}$$



Hình V.7. Đường cong nén (ví dụ V.3)

Tương tự, độ lún riêng của các lớp và của nền được tính toán và ghi lại trong bảng sau. Tổng độ lún của nền:

$$S = \sum_{i=1}^{10} s_i = 20,4 \text{ cm}$$

Bảng kết quả tính lún

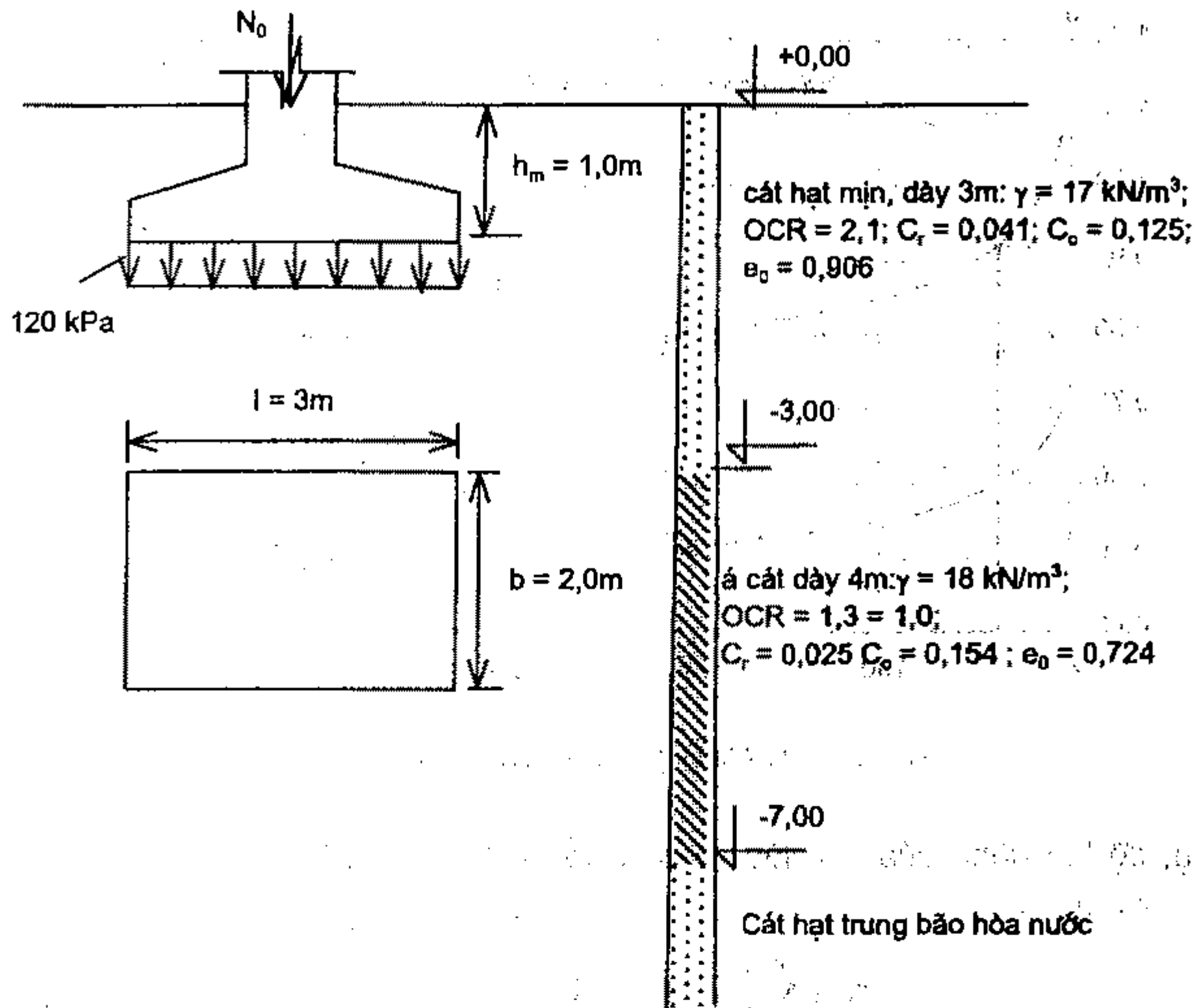
i	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
σ_{0i} (kPa)	29,75	38,25	46,75	55,25	63,75	73,00	83,00	93,00	103,0	113
σ_i (kPa)	214	209	191	171	155	138	126	123	125	130
e_{0i}	0,92	0,92	0,91	0,90	0,89	0,575	0,560	0,555	0,545	0,540
e_{1i}	0,80	0,795	0,800	0,806	0,810	0,530	0,535	0,540	0,540	0,537
h_i (cm)	50	50	50	50	50	100	100	100	100	100
s_i (cm)	3,1	3,3	2,9	2,5	2,1	2,9	1,6	1,0	0,3	0,2

Ví dụ V.5:

Hãy dự báo độ lún của một móng đơn BTCT kích thước đáy 3 x 2 (m) đặt sâu 1m kể từ mặt đất tự nhiên. Tải trọng tiếp xúc ở đáy móng $p = 120 \text{ kPa}$. Nền đất dưới móng gồm lớp cát hạt mịn dày 3m nằm trên lớp á cát dày 4m và kết thúc là lớp cát hạt trung. Kết quả thí nghiệm mẫu lấy ở các độ lún lượt là 2, 5 và 10 m như sau:

Lớp đất	γ (kN/m ³)	e_0	OCR	C_r	C_c
Cát hạt mịn	17	0,906	2,1	0,041	0,125
Á cát	18	0,724	1,3	0,025	0,154
Cát hạt trung	20	0,656	1,05	0,014	0,105

Biết mực nước ngầm ở độ sâu 7m.



Hình V.8. Sơ đồ ví dụ V.5

Giải:

Sơ đồ bài toán được thể hiện trên hình V.8. Lớp cát hạt trung xuất hiện ở độ sâu 6m kể từ đáy móng do đó có thể coi công trình chỉ gây lún trong phạm vi hai lớp trên, độ lún dự báo theo công thức V.16 với hai lớp tính lún có chiều dày lần lượt $h_1 = 2$ và $h_2 = 4$ m.

Tải trọng gây lún ở đáy móng $p_{gl} = p - \gamma h_m = 120 - 17 \times 1 = 103$ kPa

Tính S_1 của lớp thứ nhất:

- Ứng suất lớp phủ trung bình: $\sigma'_v = 2,0 \times 17 = 34$ kPa

- Ứng suất gây lún trung bình: $\Delta\sigma = k_0 p_{gl} = 0,7746 \times 103 = 79,8$ kPa

(trong đó, $k_0 = f(1,5; 0,5) = 0,7746$ theo phụ lục IV.2).

$$S_1 = \frac{2}{1+0,906} \left[0,125 \lg \left(\frac{34+79,8}{34} \right) - \lg(2,1) \times (0,125 - 0,041) \right] = 0,0404 \text{ m}$$

Độ lún S_2 của lớp thứ hai (coi OCR = 1):

- Ứng suất lớp phủ trung bình: $\sigma'_v = 17 \times 3 + 18 \times 2 = 87$ kPa

- Ứng suất gây lún trung bình: $\Delta\sigma = k_0 p_{gl} = 0,1038 \times 103 = 10,7$ kPa

$$S_2 = \frac{4}{1+0,724} \left[0,154 \lg \left(\frac{87+10,8}{87} \right) \right] = 0,0181 \text{ m}$$

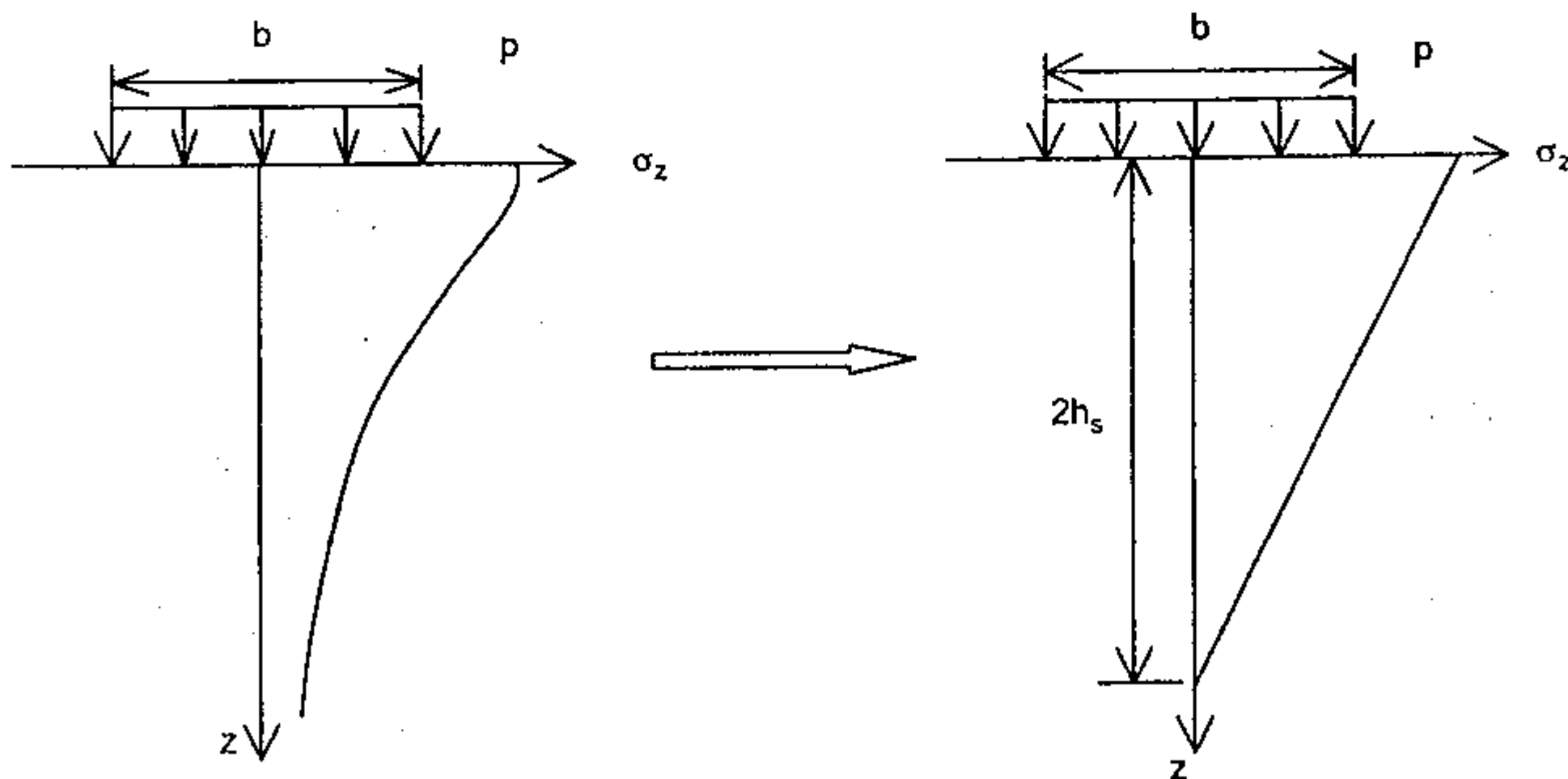
Tổng độ lún dự báo là $S = S_1 + S_2 = 0,0404 + 0,0181 = 0,0585$ m

§4. DỰ BÁO ĐỘ LÚN THEO THỜI GIAN

Cố kết là một hiện tượng đặc trưng của đất dính. Trong nhiều bài toán kỹ thuật thường gặp, việc xác định tốc độ cố kết của đất và độ lún tại một thời điểm nào đó kể từ khi xây dựng công trình là một nhiệm vụ rất quan trọng. Đặc biệt trong các công trình như nền đường đắp trên đất yếu hay các công trình xây dựng trên móng nông. Việc dự báo tốc độ cố kết có liên quan chặt chẽ tới thời điểm triển khai công đoạn tiếp theo của công trình một cách hợp lý, việc chọn thời điểm đưa công trình vào khai thác một cách thuận lợi. Hiện nay việc dự báo tốc độ cố kết và độ lún của nền tại một thời điểm nào đó kể từ khi bắt đầu gia tải chủ yếu dựa vào hai bài toán lý thuyết cố kết cơ bản: lý thuyết cố kết thấm một chiều của Terzaghi và lý thuyết cố kết thấm đối xứng trục của Carroli. Các dạng bài toán cố kết phẳng và cố kết không gian đã có nhiều nghiên cứu lý thuyết bổ ích nhưng khả năng ứng dụng thực tế còn nhiều hạn chế. Trong phạm vi chương này, lý thuyết cố kết thấm một chiều của Terzaghi và cố kết thấm đối xứng trục được khai thác trong phân tích các bài toán ứng dụng phổ biến thường gặp trong các dự báo thuộc về các công trình xây dựng dân dụng, đặc biệt cho các công trình đường đắp. Thời gian gia tải trong các bài toán ứng dụng trước hết được coi là tức thời, sự kéo dài thời gian gia tải trong thực tế sẽ được xét riêng trong mục 4.3 dưới dạng đơn giản hóa.

4.1. Dự tính lún theo thời gian nền đất dưới công trình

Giả thiết rằng độ lún cuối cùng của nền đã được xác định theo một trong các trường hợp đã nói trong mục 4.1 ở trên, độ lún tại một thời điểm bất kỳ, t , được dự báo bằng cách áp dụng gần đúng mô hình cố kết một chiều mở rộng coi biểu đồ phân bố của ứng suất gây lún theo độ sâu có dạng tam giác như trên hình vẽ V.9. Chiều dài đường thoát nước và tốc độ cố kết của nền phụ thuộc vào điều kiện địa chất cụ thể mà áp dụng một trong các sơ đồ sau:



Hình V.9. Sơ đồ chuyển tương đương cho phân tích cố kết

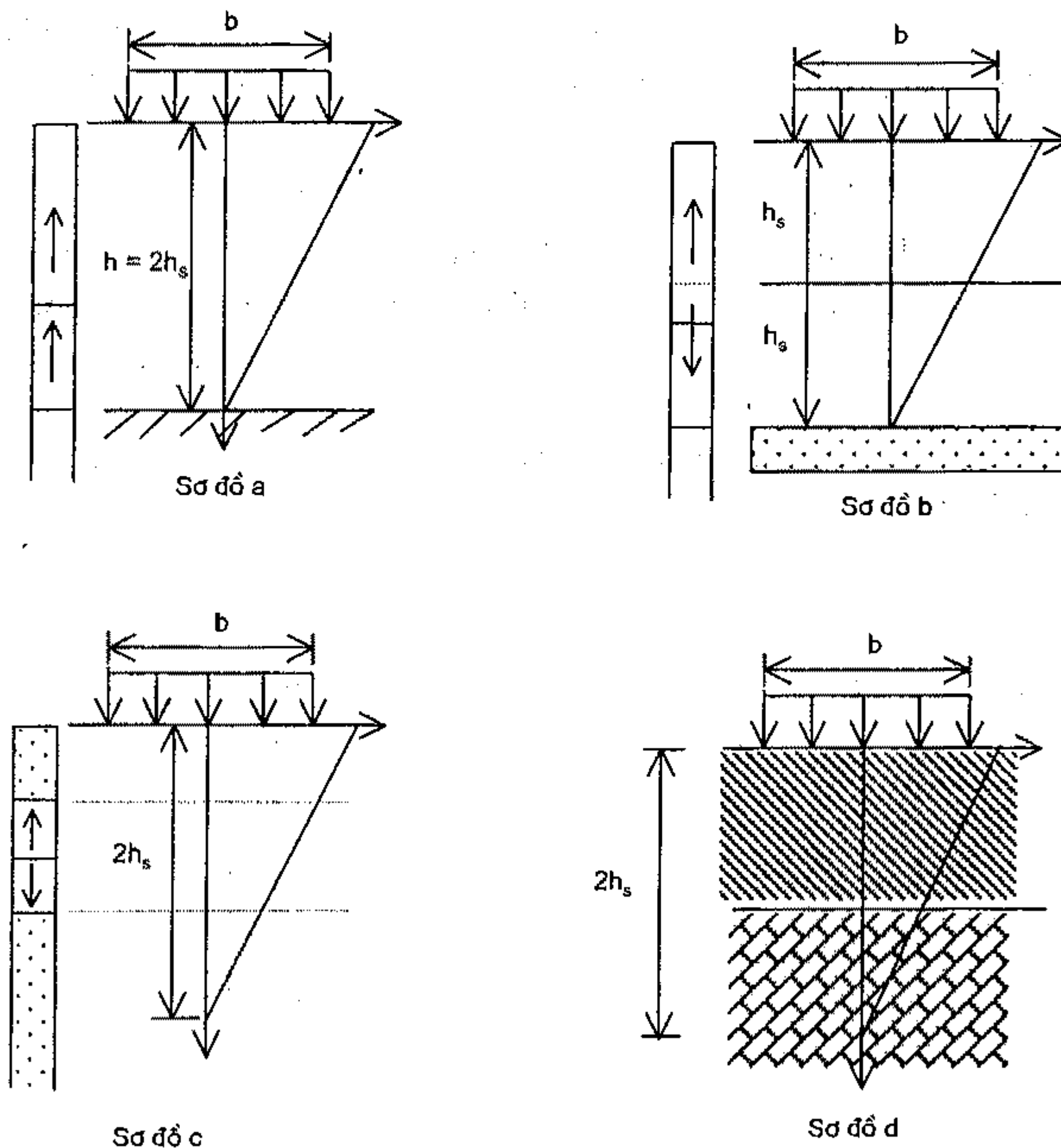
Sơ đồ a: Đỉnh của biểu đồ ứng suất gây lún nằm ở mặt không thoát nước, tính thấm càng xuống dưới càng bé thì chiều dài đường thoát nước lấy bằng $2h_s$, $h = 2h_s$; độ cố kết $U(t)$ lấy theo sơ đồ cố kết mở rộng 2 với hệ số cố kết tương đương $C_{vm} = \frac{C_{vi} \times h_i}{2h_s}$

* h_s được gọi là chiều dày tương đương, xác định theo công thức của Tsut-tô-vich

như sau: $h_s = A\omega b$, trong đó $A = \frac{1-\mu_0^2}{1+2\mu_0}$; $\omega = f(l/b)$ lấy theo bảng V.1.

Sơ đồ b: Đỉnh của biểu đồ ứng suất gây lún nằm ở lớp đất cát có tính thấm cao, nước sẽ thoát theo hai chiều với chiều dài đường thoát $h = h_s$.

Sơ đồ c: Tồn tại lớp đất có tính thấm thấp nằm giữa hai lớp có tính thấm cao, cố kết chỉ xảy ra ở lớp nằm và được coi như thoát nước hai chiều, chiều dài đường thấm bằng $1/2$ chiều dày lớp đất ở giữa.



Hình V.10. Các sơ đồ phân tích cố kết để tính lún theo thời gian

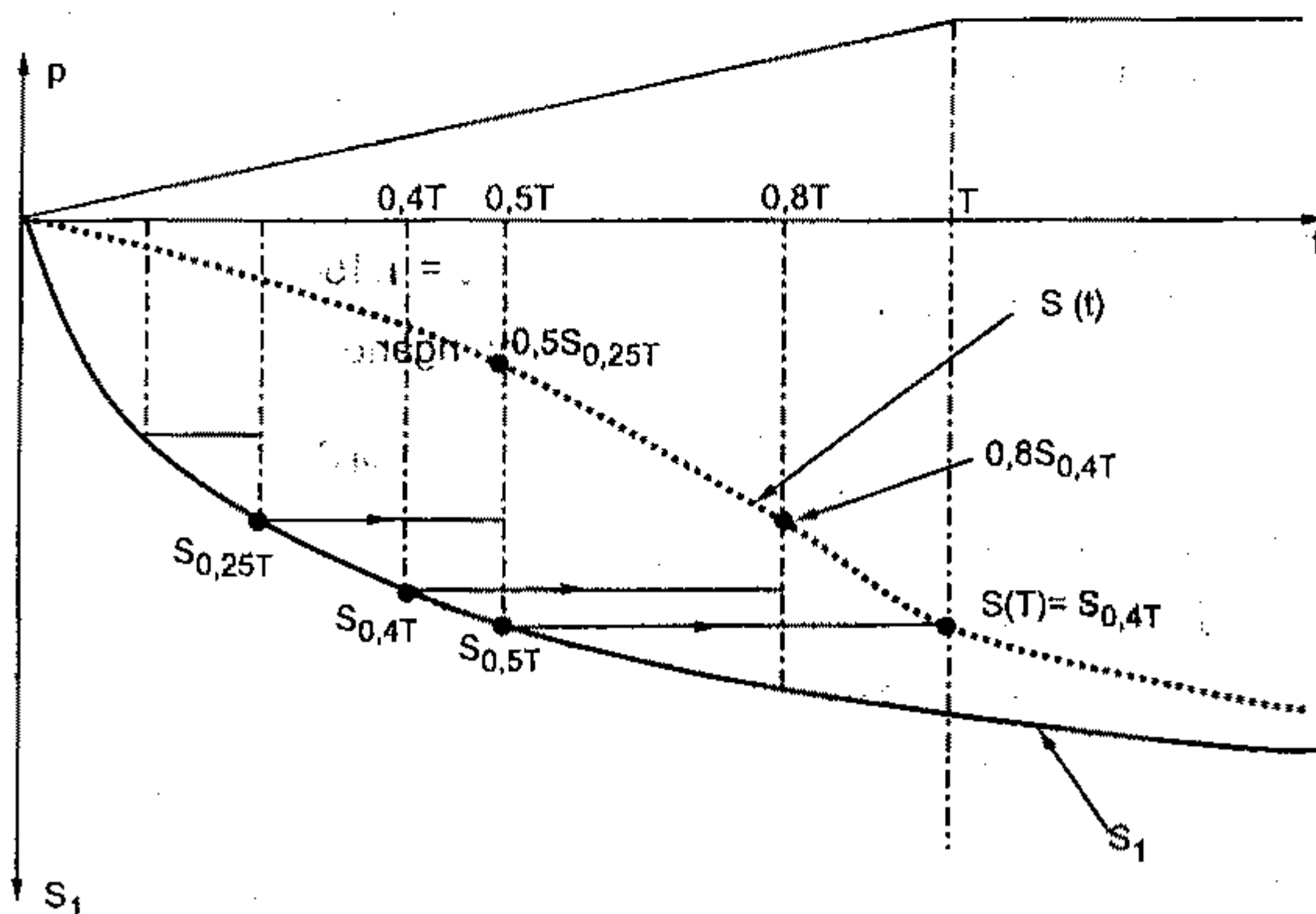
Sơ đồ d: Đỉnh của biểu đồ ứng suất gây lún nằm trong tầng cứng không nén được thì lún chỉ xảy ra trong phần còn lại. Trường hợp lớp cứng đồng thời không thấm nước, cố kết xảy ra với chiều thoát nước lên trên, chiều dài đường thấm bằng chiều dày lớp đất cố kết; ngược lại, lớp đất cứng có thể thoát nước, cố kết xảy ra do nước thoát theo hai chiều, chiều dài đường thấm bằng 1/2 chiều dày lớp đất.

4.2. Ảnh hưởng của thời gian gia tải

Thông thường, tải trọng không tác dụng ngay lập tức đến giá trị cuối cùng mà tăng dần theo thời gian, chẳng hạn tải trọng nền đường đắp cao thường tiến hành làm nhiều đợt, mỗi đợt đến một cao độ xác định nào đó. Trong trường hợp này, tải trọng tác dụng lên nền gây ra cố kết có thể coi một cách gần đúng là tăng tuyến tính theo thời gian. Các sơ đồ lí thuyết phân tích cố kết không còn phù hợp nữa. Ảnh hưởng của thời gian gia tải được hiệu chỉnh một cách đơn giản như sau:

Đường cong S_1 vẽ với tải trọng đầy đủ tác dụng ngay tức thời ở thời điểm $t = 0$; T là thời điểm tải trọng đầy đủ thực tế (thời điểm hoàn thành việc xây dựng). Vì tải trọng tăng dần, giả thiết rằng tại T độ lún thực tế chỉ đạt độ lún tương ứng trên đường S_1 ở thời điểm $T/2$ mà thôi, ta xác định được $S(T)$ bằng cách vẽ đường thẳng đứng qua $T/2$, cắt đường S_1 tại điểm xác định độ lún thực cần tìm, $S(T)$.

Tại $0,8T$, tải trọng chỉ có $0,8p$ do đó độ lún thực $S(0,8T)$ bằng độ lún trên S_1 ở thời điểm $1/2(0,8T) = 0,4T$ ứng với tải trọng $0,8p$ tức là độ lún thực $S(0,8T) = 0,8S_1(0,4T)$. Các thời điểm khác $t < T$ xác định tương tự. Các điểm độ lún thực vẽ nên đường lún thực $S(t)$ như trên hình V.11.



Hình V.11. Hiệu chỉnh đường lún theo thời gian cho trường hợp tải trọng tăng dần

4.3. Lún theo thời gian trường hợp có kết thấm đối xứng trục

Cố kết thấm đối xứng trục được sử dụng nhiều trong thực tế xử lý nền đất yếu nhằm tăng nhanh tốc độ lún của nền bằng cách chèn theo phương đứng vào nền đất các vật liệu có tính thấm cao để tạo ra biên thoát nước theo phương ngang. Vật liệu được sử dụng phổ biến là cát sạch hạt trung, hạt thô (còn gọi là cọc cát) hoặc chất dẻo dạng bản mỏng (còn gọi là bắc thấm). Khi sử dụng cọc cát, tiết diện cọc coi là không đổi và bằng tiết diện của ống dẫn, bán kính của biên thoát nước ngang (bán kính cọc cát) là r_0 ; khi sử dụng bắc thấm bằng chất dẻo, diện tích tiết diện bắc được quy đổi về hình tròn tương đương có bán kính r_0 . Độ lún tại một thời điểm t bất kì xác định theo công thức quen thuộc:

$$S(t) = S \cdot U(t)$$

trong đó: S - độ lún cuối cùng theo dự báo; $U(t)$ - độ cố kết của nền tại thời điểm t , xác định theo công thức (II.42) và (II.43).

Trong thực tế, cọc cát (hoặc bắc thấm) được bố trí theo dạng tam giác đều hoặc hình vuông cạnh a . Độ cố kết của nền được tính là như nhau trong phạm vi ảnh hưởng của một cọc cát và bằng độ cố kết tại khoảng bán kính r xác định theo công thức:

$$r = 0,577a \text{ cho sơ đồ tam giác đều;}$$

$$r = 0,707a \text{ cho sơ đồ hình vuông,}$$

là điểm có đường thoát nước ngang lớn nhất.

Ví dụ V.5:

Nền đất và các điều kiện như trong ví dụ II.4. Trước khi tiến hành san nền người ta đã xử lý bằng cọc cát đường kính 0,4m theo sơ đồ tam giác với khoảng cách cọc là 2m như trên hình V.12. Hãy dự báo độ lún của nền sau 1 năm, nếu cho rằng hệ số thấm của đất theo phương ngang bằng hệ số thấm theo phương đứng ($k_v = k_h$).

Giải:

Bán kính ảnh hưởng của cọc cát $r = 0,577$; $a = 0,577 \times 2 = 1,154\text{m}$

Tại thời điểm $t = 1$ năm, nhân tố thời gian theo phương ngang

$$T_h = \frac{C_h}{4r^2} t = 1,1 \times 10^{-7} \times 3,15 \times 10^7 / (4 \times 1,154)^2 = 0,163$$

trong đó: $C_h = C_v = 1,1 \times 10^{-7} \text{ m/s}^2$ (xem ví dụ II.4) vì hệ số thấm như nhau (trong thực tế, $k_h \gg k_v$ và thường được gợi ý lấy $k_h = (2 \div 3)k_v$ khi không có kết quả thí nghiệm); $t = 1 \text{ năm} = 3,15 \times 10^7 \text{ s}$.

Tỉ số khoảng cách $n = r/r_0 = 1,154/0,2 = 5,77$

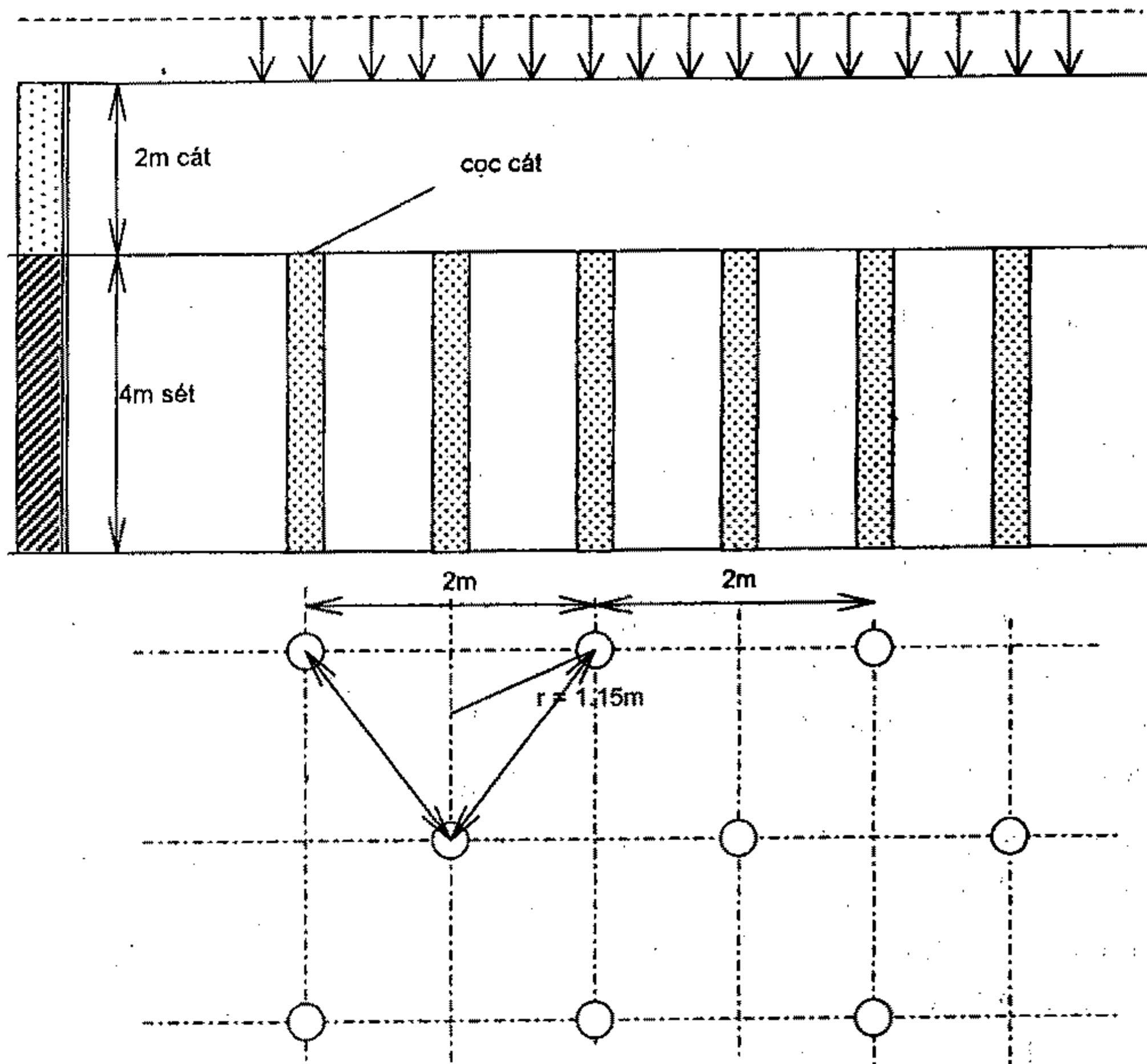
$$U_h = 0,64 \text{ (tra đồ thị hình II.13)}$$

Độ cố kết chung của nền

$$U = 1 - (1 - U_v)(1 - U_h) = 1 - (1 - 0,57)(1 - 0,64) = 0,845$$

Độ lún sau 1 năm: $S(1\text{năm}) = S_{\infty} \times U(t) = 0,2435 \times 0,845 = 0,206 \text{ m}$.

Tải trọng san lấp $p = 85 \text{ kPa}$



Hình V.12. Ví dụ về cọc kết đối xứng trục

Chương VI

SỨC CHỊU TẢI CỦA NỀN

§1. KHÁI NIỆM CHUNG

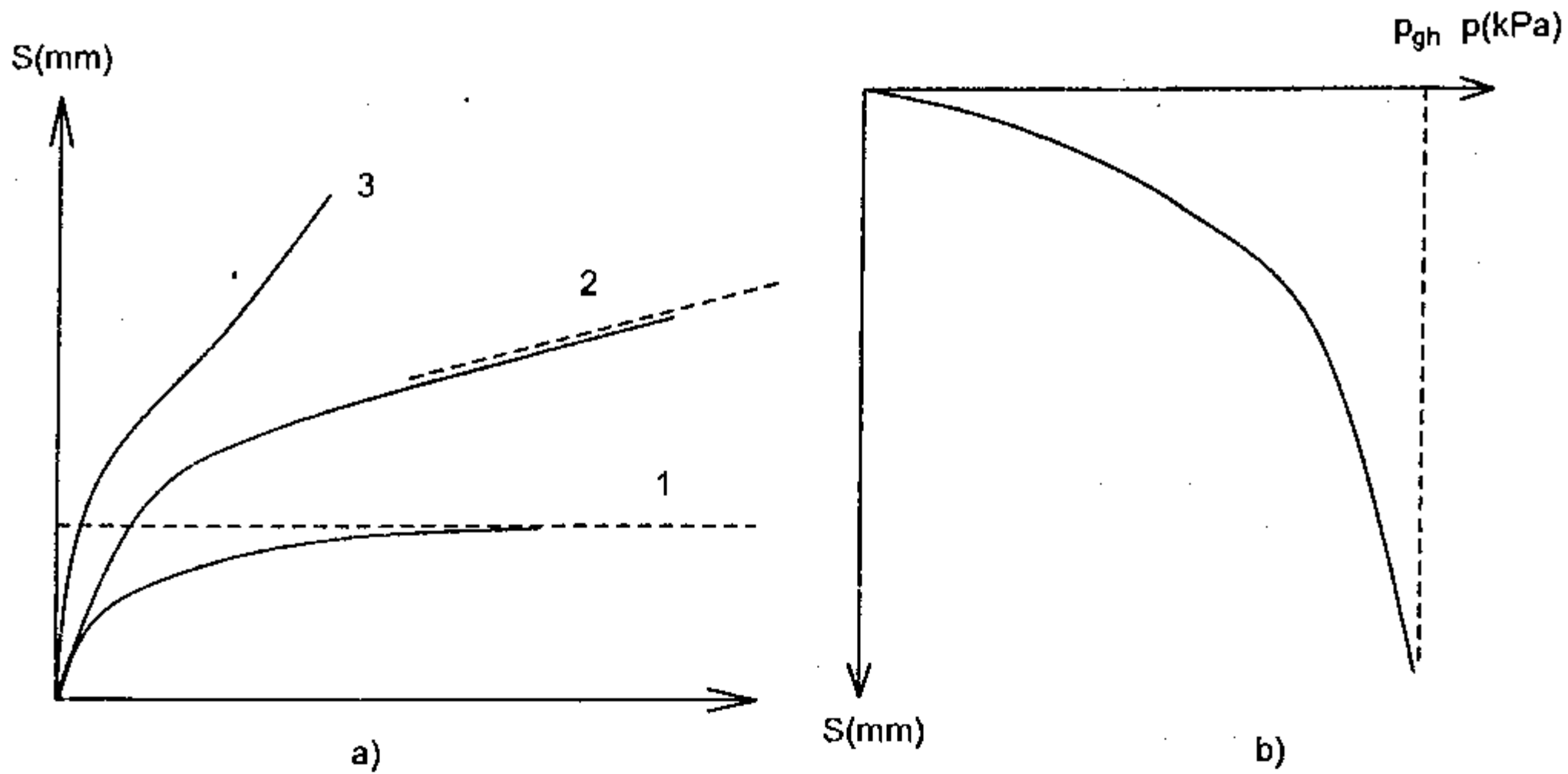
Sức chịu tải của nền thường được hiểu là khả năng của nền tiếp nhận tải trọng từ công trình mà không gây ra hiện tượng mất ổn định chung cho nền và công trình bên trên. Việc xác định sức chịu tải của nền, do đó, là một nội dung quan trọng trong tính toán thiết kế công trình có liên quan đến đất nền. Công trình chỉ đảm bảo an toàn, ổn định khi tải trọng tác dụng lên nền không vượt qua sức chịu tải của nền với một mức độ an toàn cần thiết. Vấn đề sức chịu tải của nền, trong một chừng mực nào đó, là vấn đề cường độ của tải trọng công trình lên nền đất do đó còn được gọi một cách thông dụng là vấn đề cường độ của nền, bài toán cường độ của đất nền.

Để tìm hiểu sự làm việc của nền đất dưới tác dụng của tải trọng và đánh giá khả năng tiếp nhận tải trọng của nền người ta thường tiến hành thí nghiệm nén bàn nén dưới tải trọng tăng dần cho đến khi trạng thái phá hoại xuất hiện. Sự phá hoại của nền đất trong thí nghiệm bàn nén biểu hiện dưới một trong các hình thức sau tùy theo tính chất của đất cũng như độ sâu bàn nén:

- Độ lún của bàn nén tăng liên tục với tốc độ không giảm;
- Độ lún của bàn nén quá lớn;
- Xuất hiện sự mất ổn định của hệ thống tương tự sự mất ổn định của công trình: đất dưới bàn nén bị đẩy trôi về một phía theo một mặt nào đó được gọi là mặt trượt.

Tải trọng ứng với sự xuất hiện sự phá hoại nói trên được gọi là sức chịu tải giới hạn của nền, kí hiệu p_{gh} , gọi tắt là sức chịu tải của nền. Quan hệ giữa tải trọng với độ lún cũng như quan hệ độ lún theo thời gian ứng với tải trọng giới hạn được biểu diễn trên đồ thị hình VI.1. Trong nhiều trường hợp, việc phát hiện sự phá hoại không được rõ ràng. Trường hợp như vậy thường chấp nhận giá trị p_{gh} ứng với tổng độ lún quy ước nào đó.

Hiện nay, việc xác định sức chịu tải của nền có thể được thực hiện theo nhiều phương pháp khác nhau. Trong số đó, lí thuyết cân bằng giới hạn môi trường rời được ứng dụng rộng rãi cho trường hợp nền đồng nhất, mặt đất nằm ngang trong khi các trường hợp khác thường chỉ đánh giá được mức độ ổn định thông qua một dạng mặt trượt nào đó giả định trước.



Hình VI.1: a) Quan hệ $S = f(t)$ với các giá trị p khác nhau.
Đường 1 cho trường hợp $p < p_{gh}$; đường 2 và 3 cho trường hợp $p = p_{gh}$
b) Quan hệ $S = f(p)$ và giá trị p_{gh} xác định trên đồ thị cùng với tải trọng cho phép tác dụng lên nền với mức độ an toàn nào đó

Dù bài toán được thực hiện theo phương pháp nào, trạng thái giới hạn chỉ xuất hiện khi trạng thái ứng suất tại các điểm trong nền hoặc trên mặt trượt đồng thời thỏa mãn điều kiện cân bằng giới hạn. Do đó, trạng thái ứng suất tại một điểm ứng với điều kiện cân bằng giới hạn là vấn đề quan trọng được nghiên cứu trước tiên trong nội dung của chương này. Vấn đề cân bằng giới hạn của một điểm và do đó vấn đề tải trọng giới hạn của nền chỉ được giải quyết tương đối trọn vẹn đối với trường hợp bài toán phẳng mà thôi. Đã có nhiều nghiên cứu liên quan đến bài toán không gian về vấn đề cường độ của nền nhưng những thành tựu mang tính lí thuyết chưa đủ tính thuyết phục cũng như khả năng áp dụng thực tế vẫn còn hạn chế. Các ứng dụng chủ yếu dựa vào hiệu chỉnh bài toán phẳng thông qua các hệ số thực nghiệm. Những ứng dụng sâu sắc hơn thường xuất hiện trong các bài toán phân tích ổn định dựa vào mặt trượt giả định trước được thực hiện trên cơ sở các phần mềm chuyên dụng đã được phát triển trong những năm gần đây. Trong Chương này của tài liệu, chỉ đề cập đến các ứng dụng đơn giản thuộc hướng phát triển thứ nhất. Những vấn đề cụ thể khác, bạn đọc có thể tham khảo các tài liệu chuyên đề, chẳng hạn [15].

§2. SỨC CHỊU TẢI CỦA NỀN XÁC ĐỊNH THEO PHƯƠNG PHÁP CÂN BẰNG GIỚI HẠN

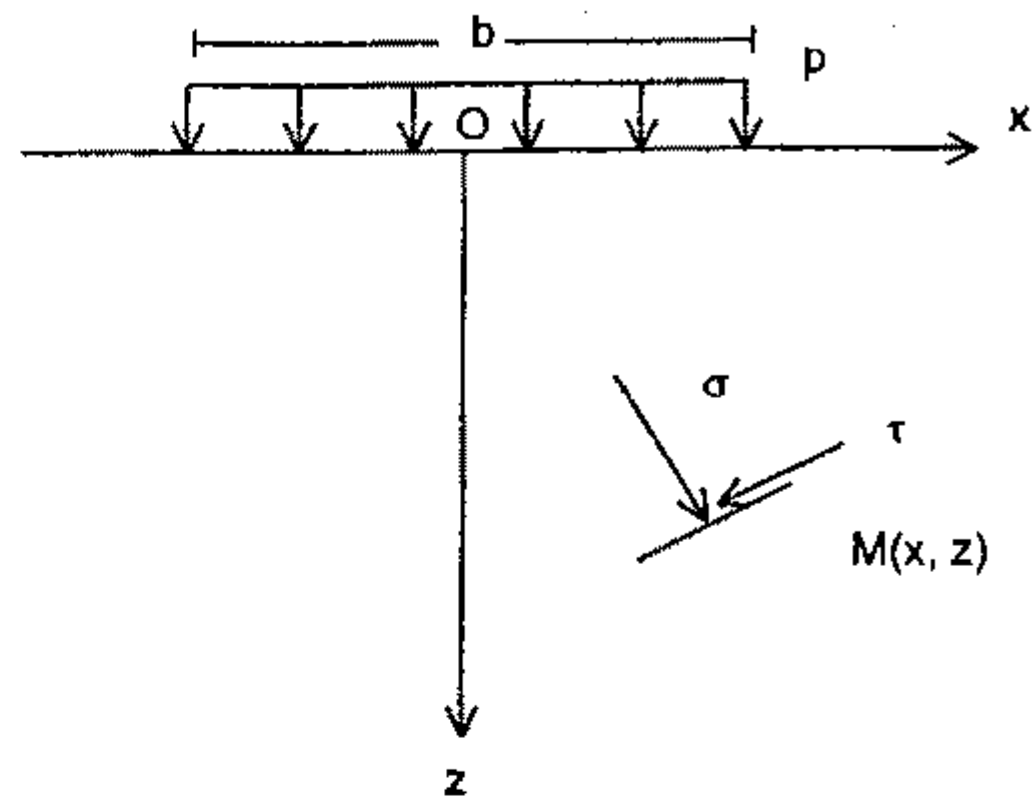
2.1. Điều kiện cân bằng giới hạn của một điểm

Khảo sát trạng thái ứng suất tại điểm M bất kì trong nền đất chịu tải trọng trong bài toán phẳng như trên hình VI.2. Theo thuyết bền Mohr- Coulomb, trạng thái cân bằng giới hạn xảy ra khi các thành phần ứng suất thỏa mãn điều kiện:

$$\tau = s = \sigma \operatorname{tg}\varphi + c \quad (\text{VI.1})$$

trong đó: τ = ứng suất tiếp trên một diện nào đó qua M; σ = ứng suất pháp tương ứng trên diện đó và φ, c là các đặc trưng cường độ của đất.

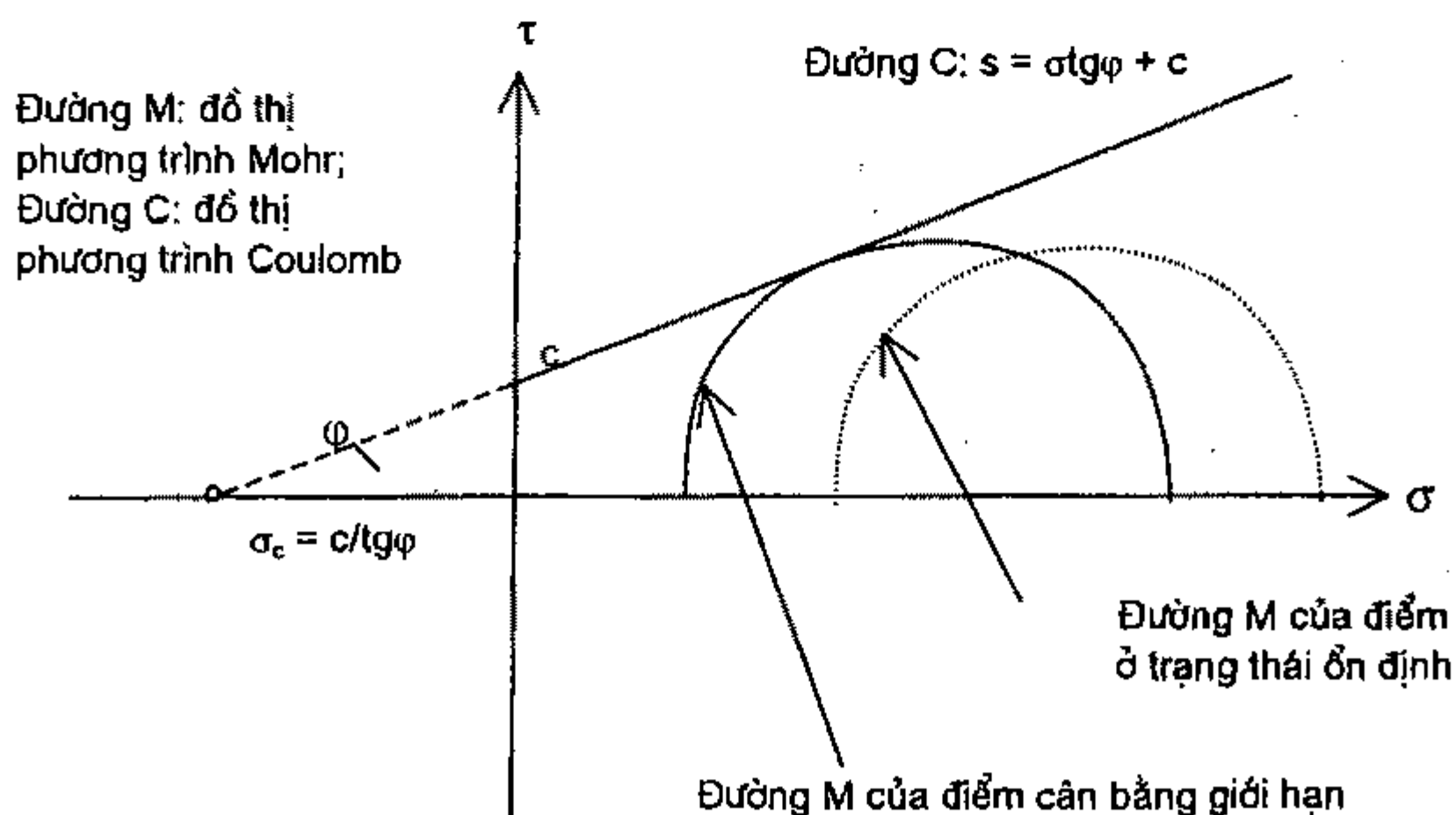
Ứng suất τ, σ trên các diện khác nhau có giá trị khác nhau. Điều kiện cân bằng giới hạn VI.1 có thể xuất hiện tại một diện này nhưng không xuất hiện trên diện khác. Điểm M được gọi là đạt tới trạng thái cân bằng giới hạn khi chỉ cần có một diện nào đó qua M thỏa mãn điều kiện VI.1 là đủ. Để tiện cho việc khảo sát trạng thái cân bằng tại một điểm một cách trực quan, ta biểu diễn trạng thái ứng suất tại điểm đó bằng đồ thị trên hệ trục tọa độ τ - σ dưới dạng $\tau = f(\sigma)$ cùng với đặc trưng kháng cắt của đất $s = f(\sigma)$ như trên hình VI.3. Đường quan hệ $\tau = f(\sigma)$ là một đường tròn được gọi là vòng tròn Mohr ứng suất (xem chi tiết trong lý thuyết Sức bền vật liệu); đường quan hệ $s = f(\sigma)$ chính là đường sức chống cắt Coulomb. Tương quan hình học giữa $\tau = f(\sigma)$ và $s = f(\sigma)$ biểu hiện trạng thái cân bằng của điểm M ứng với trạng thái ứng suất xác định:



Hình VI.2. Sơ đồ bài toán phẳng phân tích trạng thái ứng suất trong đất

- Điểm M ở trạng thái cân bằng giới hạn khi hai đồ thị tiếp xúc nhau: có ít nhất một diện qua M trên đó điều kiện VI.1 thỏa mãn.

- Điểm M ở trạng thái cân bằng bền (ổn định) khi đồ thị $\tau = f(\sigma)$ nằm thấp hơn đồ thị $s = f(\sigma)$: với mọi giá trị ứng suất σ, τ trên mọi diện qua M đều không thỏa mãn điều kiện VI.1.

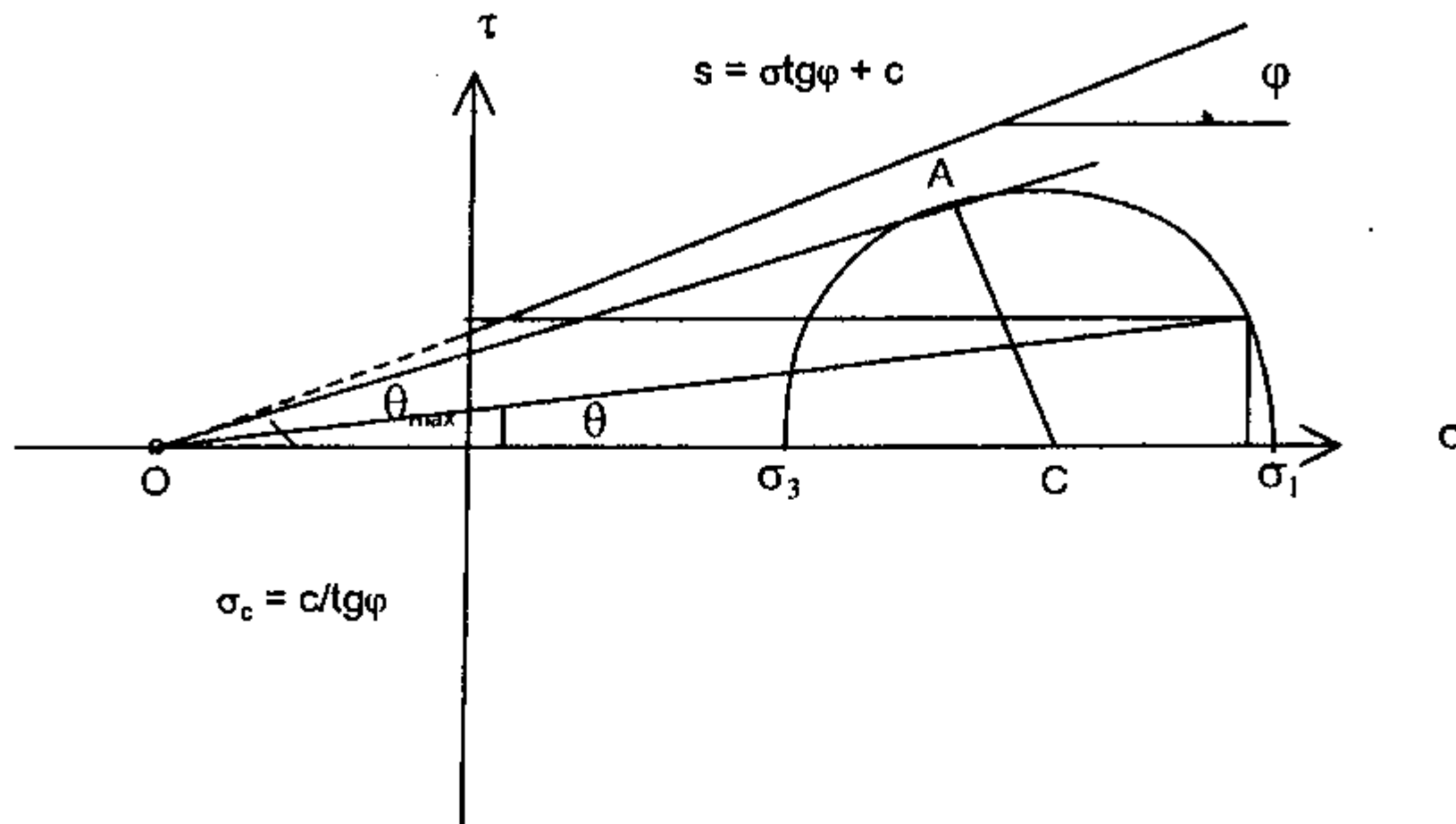


Hình VI.3. Tương quan đồ thị biểu diễn trạng thái cân bằng của một điểm

Mỗi điểm trên vòng tròn Mohr biểu diễn ứng suất trên một diện tương ứng qua M và góc θ trên hình vẽ chính là góc nghiêng của ứng suất toàn phần đối với pháp tuyến của diện đang xét:

$$\theta = \text{Artg} \frac{\tau}{\sigma + c/\text{tg}\varphi} \quad (\text{VI.2})$$

Góc nghiêng ứng suất đạt giá trị lớn nhất, θ_{max} , xác định theo quan hệ hình học có dạng sau:



Hình VI.4. Góc lệch ứng suất θ và θ_{max} tại một điểm

$$\sin \theta_{\text{max}} = \frac{AC}{OC} \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3 + 2c/\text{tg}\varphi} \quad (\text{VI.3})$$

Trường hợp điểm M thỏa mãn điều kiện cân bằng giới hạn $\theta_{\text{max}} = \varphi$, do đó từ quan hệ hình học trên đồ thị hình VI.4 ta có các quan hệ giải tích của điều kiện cân bằng giới hạn tại một điểm như sau:

$$\sin \varphi = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3 + 2c/\text{tg}\varphi} \quad (\text{VI.4})$$

Trường hợp tổng quát, điều kiện cân bằng giới hạn có thể biểu diễn qua các ứng suất thành phần σ_x, σ_z và τ_{xz} như sau:

Thay quan hệ giữa các ứng suất thành phần, $\sigma_x, \sigma_z, \tau_{xz}$ với ứng suất chính σ_1, σ_3 (xem Giáo trình Sức bền vật liệu):

$$\sigma_{1,3} = \frac{1}{2}(\sigma_x + \sigma_z) \pm \frac{1}{2}\sqrt{(\sigma_x - \sigma_z)^2 + 4\tau_{xz}^2} \quad (\text{VI.5})$$

vào VI.4 ta có:

$$\sin^2 \varphi = \frac{(\sigma_x - \sigma_z)^2 + 4\tau_{xz}^2}{(\sigma_x + \sigma_z + 2c/\text{tg}\varphi)^2} \quad (\text{VI.6})$$

Như vậy, điều kiện để một điểm bất kì trong nền đất rơi vào trạng thái cân bằng giới hạn là các thành phần ứng suất tại đó thỏa mãn các biểu thức VI.4 hoặc VI.6. Các biểu thức điều kiện này được gọi là điều kiện cân bằng giới hạn Mohr – Rankine.

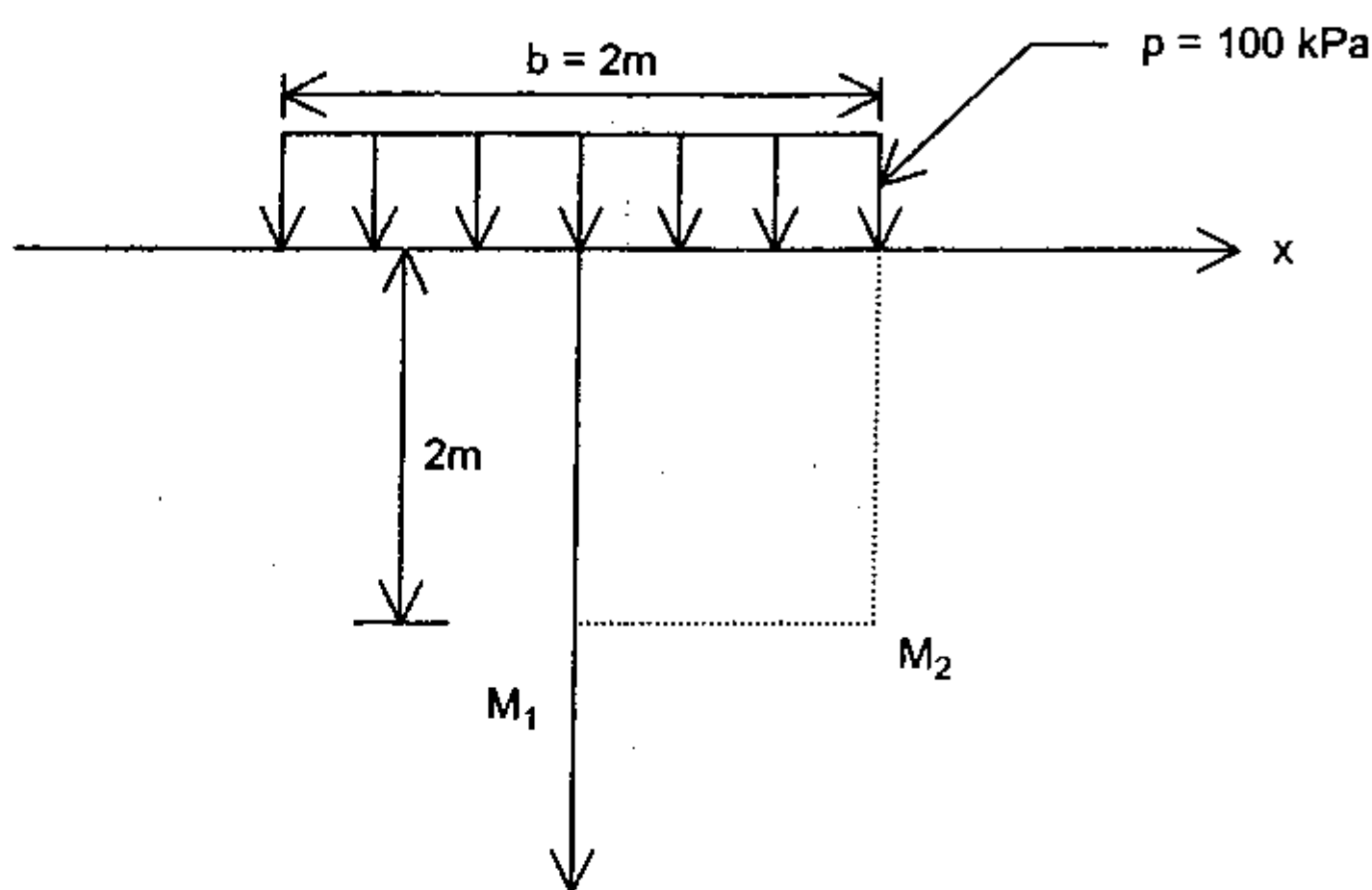
Lưu ý rằng, ứng suất tại một điểm trong đất là tổng hợp của ứng suất do trọng lượng bản thân đất và do tải trọng ngoài gây ra:

$$\sigma = \sigma(\gamma) + \sigma(p) \quad (VI.7)$$

Ví dụ VI.1. Kiểm tra trạng thái cân bằng của các điểm M_1 và M_2 trong trường hợp bài toán phẳng sau đây, biết rằng tải trọng tác dụng trên nền có cường độ phân bố đều $p = 100$ kPa; nền đất đồng nhất có $\gamma = 18$ kN/m³; $c = 15$ kPa và $\varphi = 24^\circ$, $\xi = 0.4$

Giải:

Trước hết xác định các thành phần ứng suất tại các điểm cần kiểm tra. Đối với điểm M_1 nằm trên trục đối xứng, các thành phần ứng suất σ_z , σ_x do tải trọng ngoài gây ra cũng đồng thời là các ứng suất chính σ_1 và σ_3 do đó ta áp dụng công thức IV.21 để xác định các giá trị ứng suất này.



Hình VI.5. Mô tả ví dụ VI.1

Ứng suất chính do trọng lượng bản thân đất gây ra:

$$\sigma_1(\gamma) = \sigma_2(\gamma) = \gamma z = 2 \times 18 = 36 \text{ kPa}$$

$$\sigma_3(\gamma) = \sigma_x(\gamma) = \xi \sigma_2(\gamma) = 0,4 \times 36 = 14,4 \text{ kPa}$$

Ứng suất chính do tải trọng ngoài, p , gây ra:

$$\sigma_1(p) = \frac{p}{\pi} (2\beta + \sin 2\beta) = \frac{100}{3,14} (0,928 + 0,801) = 55,04 \text{ kPa}$$

$$\sigma_3(p) = \frac{p}{\pi} (2\beta - \sin 2\beta) = \frac{100}{3,14} (0,928 - 0,801) = 4,04 \text{ kPa}$$

Tổng ứng suất chính tại M_1 :

$$\sigma_1 = 36 + 55,04 = 91,04 \text{ kPa}$$

$$\sigma_3 = 14,4 + 4,04 = 18,44 \text{ kPa}$$

Góc lệch ứng suất lớn nhất có thể có được trên các diện qua M_1 xác định theo VI.3 có giá trị như sau:

$$\sin \theta_{\max} = \frac{91,04 - 18,44}{91,04 + 18,44 + 2 \times 15 / \text{tg} 24^\circ} = 0,410$$

$$\theta_{\max} = \arcsin(0,410) = 24^{\circ}10'$$

So sánh với giá trị của góc ma sát trong φ ta thấy $\theta_{\max} > \varphi$ do đó có thể kết luận rằng điểm M_1 đã rơi vào tình trạng cân bằng giới hạn.

* Có thể so sánh $\sin\theta_{\max}$ với $\sin\varphi$ để có kết luận tương tự trong đó $\sin\varphi = \sin(24^{\circ}) = 0,407$.

Đối với điểm M_2 , các thành phần ứng suất chính do p gây ra không trùng với các hướng thẳng đứng và nằm ngang (tức là không trùng với hướng của các ứng suất chính do trọng lượng bản thân đất gây ra). Các ứng suất thành phần do p gây ra xác định theo phương pháp phổ biến nêu trong chương IV; ứng suất thành phần do trọng lượng bản thân đất gây ra chính là các giá trị ứng suất chính và không thay đổi.

$$\sigma_z(p) = k_z \times p = 0,4092 \times 100 = 40,92 \text{ kPa}$$

$$\sigma_x(p) = k_x \times p = 0,0908 \times 100 = 9,08 \text{ kPa}$$

$$\tau_{xz}(p) = k_{xz} \times p = 0,1592 \times 100 = 15,92 \text{ kPa}$$

trong đó: k là hệ số ứng suất lấy theo phụ lục IV.6(a, b, c) phụ thuộc vào $x/b = 0,5$ và $z/b = 1$.

Tổng ứng suất thành phần:

$$\sigma_z = 40,92 + 36 = 76,92 \text{ kPa}$$

$$\sigma_x = 9,08 + 14,4 = 23,48 \text{ kPa}$$

$$\tau_{xz} = 15,92 \text{ kPa}$$

Góc lệch ứng suất cực đại tính theo VI.5:

$$\sin^2\theta_{\max} = \frac{(76,92 - 23,48)^2 + 4 \times 15,92^2}{(76,92 + 23,48 + 2 \times 15,92 / \operatorname{tg}(24^{\circ}))^2} = 0,1375$$

$$\sin\theta_{\max} = 0,371 (< \sin\varphi = 0,407)$$

Kết quả so sánh $\sin\theta_{\max}$ với $\sin\varphi$ cho thấy điểm M_2 ổn định (cân bằng bên).

2.2. Phương trình vi phân cân bằng giới hạn của nền

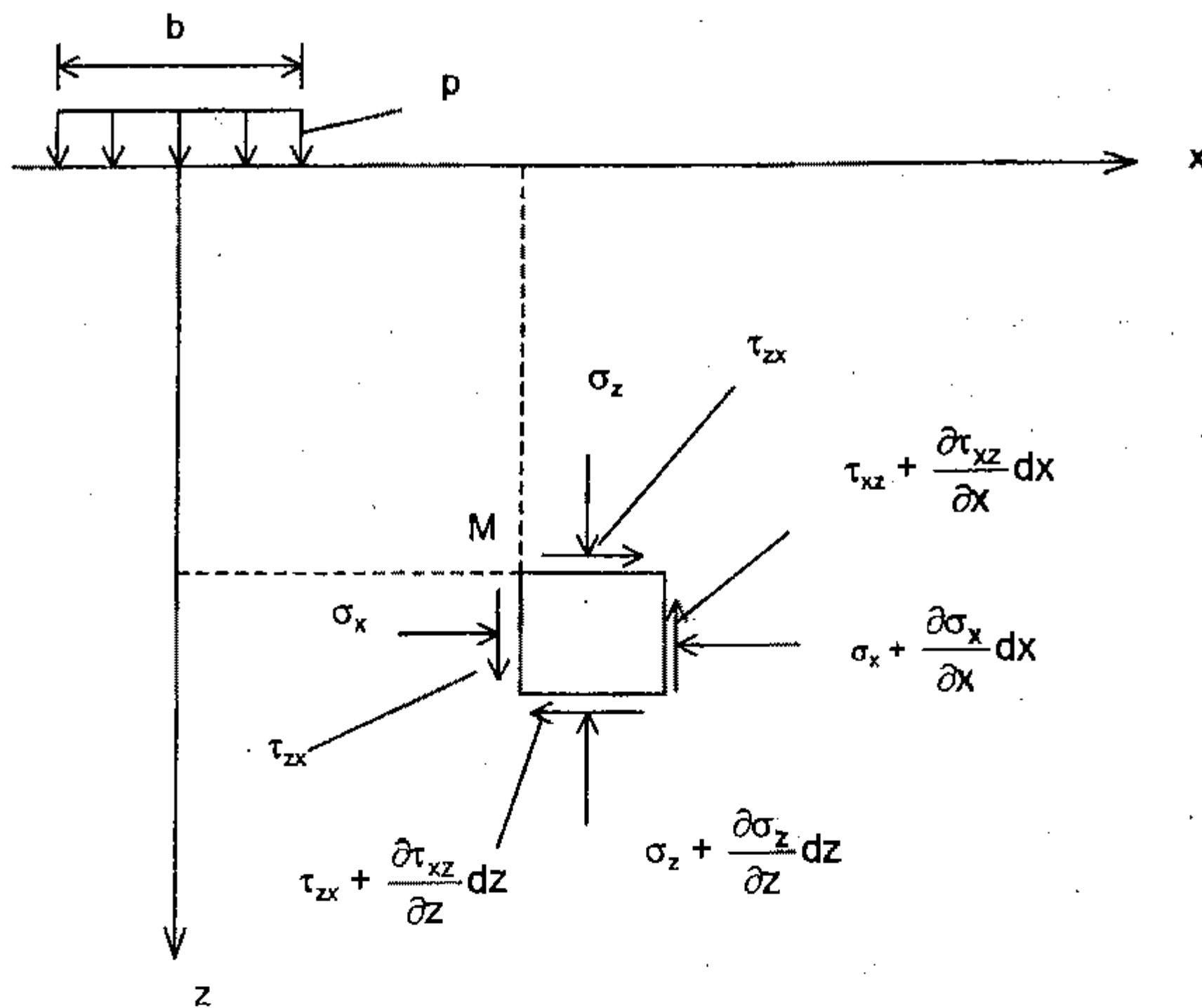
Khảo sát trạng thái cân bằng tại phân tố $dxdz$ tách ra lân cận điểm $M(x,z)$ bất kì trong nền đất dưới bài toán phẳng trên hình VI.6. Viết phương trình cân bằng theo hai phương x, z ta có các liên hệ vi phân sau:

$$\frac{\partial\sigma_z}{\partial z} + \frac{\partial\tau_{xz}}{\partial x} = \gamma_z \quad (\text{VI.8a})$$

$$\frac{\partial\sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial\tau_{xz}}{\partial z} = \gamma_x \quad (\text{VI.8b})$$

trong đó: γ_x và γ_z là các thành phần lực thể tích có trong phân tố.

Trong phân lớn bài toán thực tế, lực thể tích theo phương ngang, γ_x , bằng 0 (ngoại trừ trong nền có dòng thấm; γ_x chính là áp lực dòng thấm theo phương ngang) còn γ_z chính là trọng lượng riêng của đất.



Hình VI.6. Phân tích ứng suất tại một phân tử

Nếu trạng thái ứng suất tại M thỏa mãn điều kiện cân bằng giới hạn thì các thành phần ứng suất tại đó cũng thỏa mãn điều kiện cân bằng giới hạn Mohr – Rankine VI.6. Các liên hệ vi phân VI.8a, VI.8b và VI.6 tạo thành hệ các phương trình mô tả điều kiện cân bằng giới hạn của một điểm trong nền được biết đến như là hệ phương trình vi phân Koetter (1903).

$$\begin{cases} \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} = \gamma_z \\ \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} = 0 \\ \frac{(\sigma_x - \sigma_z)^2 + 4\tau_{xz}^2}{(\sigma_x + \sigma_z + 2c / \text{tg}\varphi)^2} = \sin^2 \varphi \end{cases} \quad (\text{VI.8})$$

Nghiệm của hệ phương trình VI.8 giải theo p chính là tải trọng giới hạn lên nền. Tuy vậy, việc giải hệ phương trình có nhiều trở ngại về mặt toán học và chỉ thành công trong một vài trường hợp đặc biệt. Dưới đây giới thiệu một vài kết quả quan trọng.

2.3. Lời giải của Prandtl (1920) cho trường hợp $\gamma = 0$

Trước hết đưa bài toán tải trọng tác dụng ở độ sâu h_m về dạng thay thế như trên hình VI.7 trong đó $q = \gamma h_m$ phân bố đều trên bề mặt. Trọng lượng riêng của đất kể từ độ sâu h_m được giả thiết bằng 0 ($\gamma = 0$).

Với $\gamma = 0$, lần đầu tiên phương trình VI.8 được giải một cách chặt chẽ bởi Prandtl (1920) cho kết quả tải trọng giới hạn lên nền, p_{gh} , có dạng như sau:

$$p_{gh} = (q + c/\text{tg}\varphi) \frac{1 + \sin\varphi}{1 - \sin\varphi} e^{\pi\text{tg}\varphi} - c/\text{tg}\varphi \quad (\text{VI.9})$$

trong đó: c, φ là các đặc trưng chống cắt của đất; q là phụ tải hai bên phạm vi đặt tải trọng giới hạn (trong thực tế đây là tải trọng thay thế cho đất từ độ sâu đặt tải - độ sâu đặt móng - trở lên, xem hình VI.7).

Vùng cân bằng giới hạn xảy ra dưới tác dụng của tải trọng được phân chia làm ba khu vực: Khu cân bằng chủ động (khu vực I) là tam giác cân AAB giới hạn bởi phạm vi đặt tải và các góc $(\pi/4 + \varphi/2)$ là góc nghiêng của mặt trượt với phương của ứng suất chính lớn nhất σ_1 ; vùng cân bằng bị động (khu vực III) là tam giác cân ACD đáy AD

rộng $\frac{2b \exp(\pi\text{tg}\varphi) \cos^2(\pi/4 - \varphi/2)}{\cos\varphi}$ và nghiêng so với phương ngang góc $(\pi/4 - \varphi/2)$

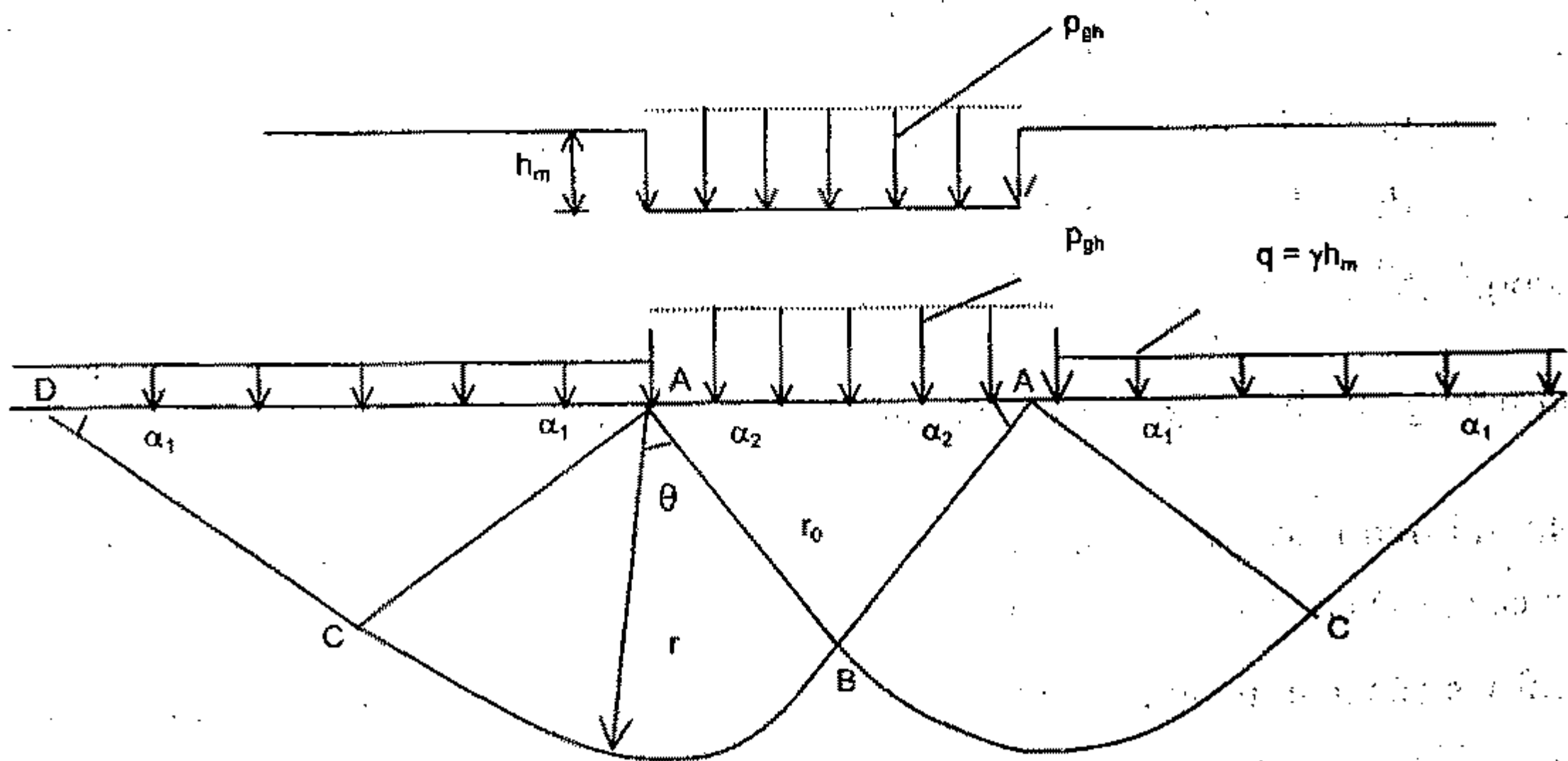
là góc nghiêng của mặt trượt bị động so với phương của ứng suất chính σ_1 ; vùng chuyển tiếp là tam giác cong ABC giới hạn bởi đường cong lôgarit có phương trình $r = r_0 \exp(\theta\text{tg}\varphi)$.

Sắp xếp lại phương trình VI.9 ta được:

$$p_{gh} = q \frac{1 + \sin\varphi}{1 - \sin\varphi} e^{\pi\text{tg}\varphi} + c \left\{ \frac{1}{\text{tg}\varphi} \left[\frac{1 + \sin\varphi}{1 - \sin\varphi} e^{\pi\text{tg}\varphi} - 1 \right] \right\} \quad (\text{VI.10})$$

hay:

$$p_{gh} = N_q q + N_c c \quad (\text{VI.11})$$



Hình VI.7. Dạng mặt trượt khi giả thiết $\gamma = 0$:

$$\alpha_1 = \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right); \alpha_2 = \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right); r_0 = \frac{b}{2} \cos\alpha_2; r = r_0 e^{\theta\text{tg}\varphi}$$

trong đó: N_q và N_c là các hệ số ảnh hưởng chỉ phụ thuộc vào góc ma sát trong của đất, φ :

$$N_q = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} e^{\pi \operatorname{tg} \varphi} = e^{\pi \operatorname{tg} \varphi} \operatorname{tg}^2(45^\circ + \varphi/2) \quad (\text{VI.12})$$

$$N_c = \left\{ \frac{1}{\operatorname{tg} \varphi} \left[\frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} e^{\pi \operatorname{tg} \varphi} - 1 \right] \right\} = \operatorname{cotg} \varphi (N_q - 1). \quad (\text{VI.13})$$

Các giá trị của N_q và N_c được lập thành bảng theo φ (bảng VI.1).

Ý nghĩa của lời giải của Prandtl

Lời giải của Prandtl (1920) lần đầu tiên chỉ ra dạng của mặt trượt và vùng cân bằng giới hạn một cách chặt chẽ. Do giả thiết ban đầu $\gamma = 0$, bề rộng của vùng đất tải (tức là bề rộng móng) không có mặt trong phương trình và đây là khiếm khuyết mà các nhà nghiên cứu về sau sẽ bổ sung từ kết quả thực nghiệm. Trường hợp $\varphi = 0$ chúng ta dễ dàng nhận thấy $N_q = 1$ và $N_c = (\pi + 2)$ là những giá trị thường được sử dụng trong các tính toán (giá trị N_c có được bằng cách lấy giới hạn biểu thức N_c khi $\varphi \rightarrow 0$).

2.4. Lời giải của Terzaghi (1943)

Kết hợp với kết quả thực nghiệm, Terzaghi thay góc giới hạn chủ động bằng góc ma sát trong φ của đất và giả thiết rằng các vùng đất trong phạm vi cân bằng giới hạn là các cố thể. Điều kiện cân bằng giới hạn xảy ra trên các biên. Khi đó, p_{gh} được xác định từ điều kiện cân bằng tương ứng:

$$p_{gh} = \frac{1}{2} N_\gamma b \gamma + N_q q + N_c c \quad (\text{VI.14})$$

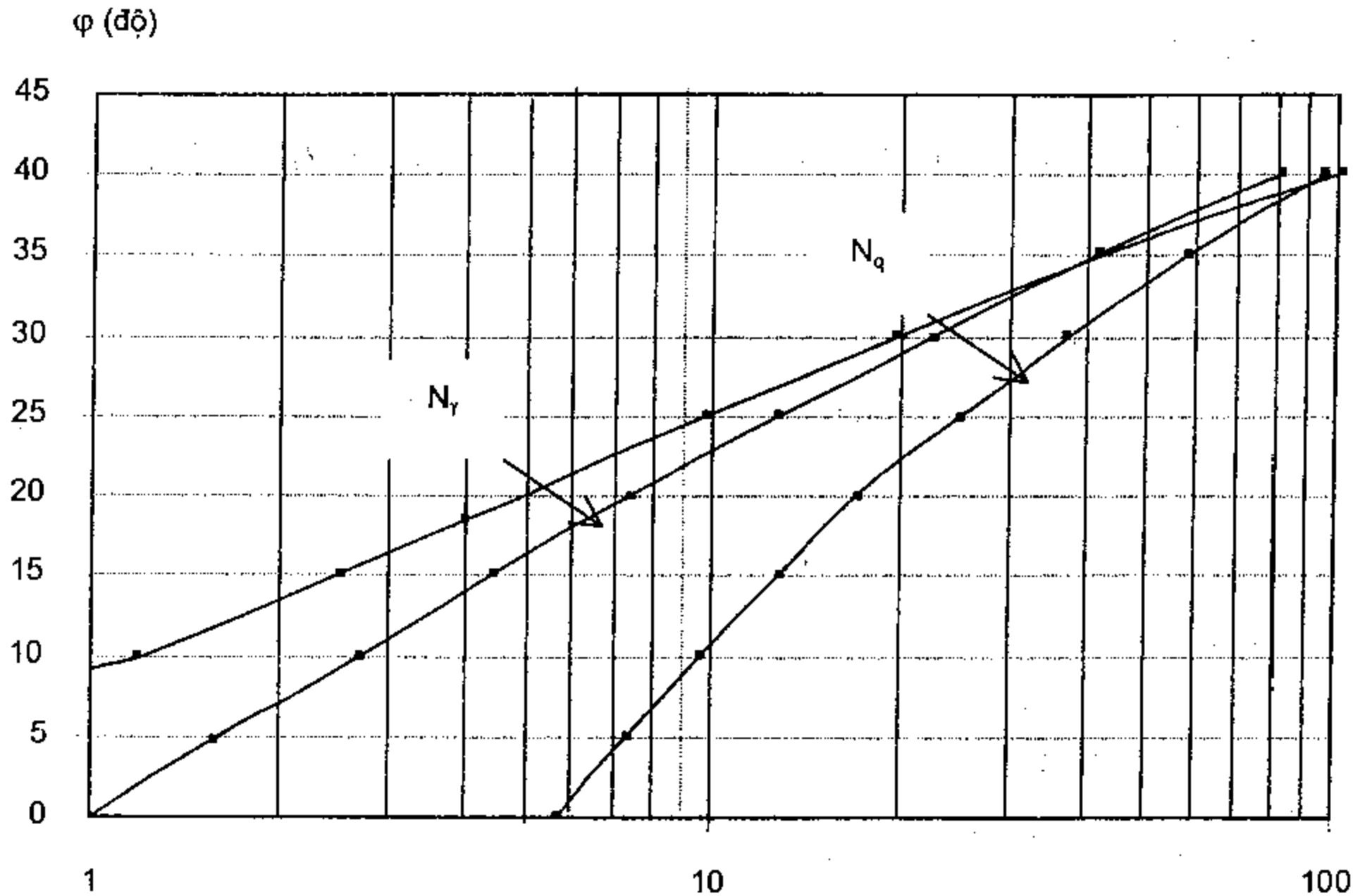
trong đó: N_i là các hệ số ảnh hưởng xác định theo đồ thị trên hình VI.8 hoặc theo bảng VI.1; trong đó: N_q = hệ số ảnh hưởng của độ sâu đặt móng h_m , $N_q = \exp(\pi + \varphi/2) \times \operatorname{cotg}^2(45^\circ + \varphi/2)$; N_c = hệ số ảnh hưởng của lực dính, $N_c = (N_q - 1) \operatorname{cotg} \varphi$; N_γ = hệ số ảnh hưởng của bề rộng b , xác định qua thực nghiệm có dạng $N_\gamma = \frac{\operatorname{tg} \varphi}{2} \left(\frac{K_{p\gamma}}{\cos^2 \varphi} - 1 \right)$;

q = phụ tải trên mức đáy móng, $q = \gamma' h_m$ với γ' là trọng lượng thể tích của đất trên đáy móng; φ , c , γ là các đặc trưng cơ-lí của đất dưới đáy móng.

Đối với các loại móng không thuộc dạng bài toán phẳng, Terzaghi đề nghị hệ số hình dạng cho thành phần ảnh hưởng của bề rộng là $\alpha_1 = 0.8$ cho móng vuông và $\alpha_1 = 1.2$ cho móng tròn; cho ảnh hưởng của lực dính là $\alpha_3 = 1.3$. Các công thức tương ứng để xác định p_{gh} có dạng:

$$P_{gh} = \alpha_1 \left(\frac{1}{2} N_\gamma b \gamma \right) + N_q q + \alpha_3 N_c c \quad (VI.15)$$

Cho mọi trường hợp móng chữ nhật, hệ số hiệu chỉnh $\alpha_1 = 1 - 0.2/\alpha$; $\alpha_3 = 1 + 0.2/\alpha$, với $\alpha = l/b$.



Hình VI.8. Hệ số N_i theo Terzaghi

Bảng VI.1. Hệ số sức chịu tải theo công thức của Terzaghi

φ (độ)	N_γ	N_q	N_c
0	0	1,0	5,7
5	0,5	1,6	7,3
10	1,2	2,7	9,6
15	2,5	4,4	12,9
20	5,0	7,4	17,7
25	9,7	12,7	25,1
30	19,7	22,5	37,2
35	42,4	41,4	57,8
40	100,4	81,3	95,7
45	297,5	173,3	172,3

Ví dụ VI.2. Hãy đánh giá mức độ an toàn của một móng đơn BTCT kích thước 1.8 x 2.5 (m) đặt sâu 1.2m trong nền đất cát đồng nhất có $\gamma = 18.5 \text{ kN/m}^3$, $\varphi = 32^\circ$ để tiếp nhận tải trọng 1450 kN (ở mức mặt đất). Mực nước ngầm ở độ sâu 7.5m.

Giải:

Mức độ an toàn của nền được đánh giá thông qua hệ số an toàn thực tế:

$$F_s = \frac{p_{gh}}{p_{tx}} \quad (VI.16)$$

trong đó: p_{gh} = tải trọng giới hạn lên nền; p_{tx} = tải trọng tiếp xúc dưới đáy móng.

Áp dụng công thức Terzaghi ta có:

$$p_{gh} = \frac{1}{2} N_\gamma b \gamma \alpha_\gamma + N_q q + N_c c \alpha_3 = \frac{1}{2} 25 \times 1,8 \times 18,5 \times 0,856 + 27 \times 18,5 \times 1,2 = 957 \text{ kPa}$$

trong đó: $N_i = f(\varphi) = f(32^\circ)$:

$N_\gamma = 25$; $N_q = 27$ và $N_c = 43$ (theo đồ thị hình VI.8)

$b = 1,8\text{m}$; $\gamma = 18,5 \text{ kN/m}^3$ (do mực nước ngầm ở rất sâu dưới đáy móng); $c = 0$ (đất cát)

$q = \gamma h_m = 18,5 \times 1,2 = 22,2 \text{ kPa}$

$\alpha = 2,5/1,8 = 1,39 \rightarrow \alpha_1 = 1 - 0,2/1,39 = 0,857$;

$\alpha_3 = 1 + 0,2/1,39 = 1,14$

$$\bullet p_{tx} = \frac{N}{F} + \bar{\gamma} h_m = \frac{1450}{1,8 \times 2,5} + 20 \times 1,2 = 346,2 \text{ kPa}$$

Thay các giá trị p_{gh} và p_{tx} tìm được, ta có $F_s = 957/346,2 = 2,76$

2.5. Một số công thức khác xác định p_{gh}

Trong công thức của Terzaghi sự tham gia kháng trượt của đất trên đáy móng, ảnh hưởng của độ nghiêng của tải trọng chưa được xét đến. Hơn nữa, công thức của Terzaghi chỉ thích hợp cho trường hợp mực nước ngầm ở rất sâu, tổng ứng suất bằng ứng suất hữu hiệu tại mọi điểm trong phạm vi ảnh hưởng của tải trọng. Để khắc phục thiếu sót này, nhiều nghiên cứu bổ sung được thực hiện. Trong số đó, các kết quả được sử dụng rộng rãi thuộc về Meyerhof (1963), Vesie' (1975) ...

Công thức của Vesie' (1975) tính giá trị của p_{gh} có dạng:

$$p_{gh} = 0,5 \gamma b N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma b_\gamma + q N_q s_q d_q i_q b_q + c N_c s_c d_c i_c b_c \quad (VI.17)$$

trong đó: N_i lấy theo bảng VI.2 được xây dựng theo các công thức sau:

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

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

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

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

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

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \frac{b}{l}; s_q = 1 + \frac{b}{l} \operatorname{tg}\varphi; s_\gamma = 1 - 0,4 \frac{b}{l} \geq 0,6$$

$$d_c = 1 + 0,4k \text{ với } k = (h_m/b) \leq 1 \text{ hoặc } k = 1/\operatorname{tg}(h_m/b) \text{ khi } h_m/b > 1$$

$$d_q = 1 + 2 \operatorname{tg}\varphi(1 - \sin^2\varphi)k; d_\gamma = 1,0$$

$$i_q = \left[1 - \frac{Q}{N + Fc_u \cot g\varphi} \right]^m;$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1} \text{ khi } \varphi > 0; i'_c = 1 - \frac{mQ}{Fc_u N_c} \text{ cho trường hợp } \varphi = 0.$$

$$i_\gamma = \left[1 - \frac{Q}{N + Fc_u \cot g\varphi} \right]^{m+1}$$

trong đó:

Q - tải trọng lực tập trung theo phương ngang ở chân cột;

N - lực dọc chân cột;

F - diện tích đáy móng, nếu N lệch tâm, lấy F theo diện tích chịu tải nén;

c_u - lực dính của đáy móng với đất, lấy $c_u = (0,6 \div 1,0)c$; m lấy một trong hai biểu thức sau:

$$m = m_l = \frac{2 + l/b}{1 + l/b} \text{ khi lực ngang Q song song với cạnh l;}$$

$$\text{hoặc } m = m_b = \frac{2 + b/l}{1 + b/l} \text{ khi lực ngang Q song song với cạnh b.}$$

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

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

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

Công thức của Meyerhof (1963):

Cho tải trọng đứng:

$$p_{gh} = cN_c s_c d_c + qN_q s_q d_q + 0,5\gamma b N_\gamma s_\gamma d_\gamma \quad (\text{VI.18})$$

Cho tải trọng nghiêng:

$$p_{gh} = cN_c d_c i_c + qN_q d_q i_q + 0,5\gamma b N_\gamma d_\gamma i_\gamma \quad (\text{VI.19})$$

trong đó: N_q, N_c lấy theo Prandtl (bảng VI.2); $N_\gamma = (N_q - 1)\operatorname{tg}(1,4\varphi)$.

Bảng VI.2. Hệ số ảnh hưởng N_i (cho công thức Vesie', 1975)

φ	N_γ	N_q	N_c	φ	N_γ	N_q	N_c	φ	N_γ	N_q	N_c
0	0,00	1,00	5,14	15	1,42	3,94	11,0	30	18,10	18,4	30,1
1	0,00	1,09	5,38	16	1,72	4,34	11,6	31	21,2	20,6	32,7
2	0,01	1,20	5,63	17	2,08	4,77	12,3	32	24,9	23,2	35,5
3	0,03	1,31	5,90	18	2,49	5,26	13,1	33	29,3	26,1	38,6
4	0,05	1,43	6,19	19	2,97	5,80	13,9	34	34,5	29,4	42,2
5	0,09	1,57	6,49	20	3,54	6,40	14,8	35	40,7	33,3	46,1
6	0,14	1,72	6,81	21	4,19	7,07	15,8	36	48,1	37,8	50,6
7	0,19	1,88	7,16	22	4,96	7,82	16,9	37	56,9	42,9	55,6
8	0,27	2,06	7,53	23	5,85	8,66	18,1	38	67,4	48,9	61,4
9	0,36	2,25	7,92	24	6,89	9,60	19,3	39	80,1	56,0	67,9
10	0,47	2,47	8,34	25	8,11	10,7	20,7	40	95,5	64,2	75,3
11	0,60	2,71	8,80	26	9,53	11,9	22,3	41	114	73,9	83,9
12	0,76	2,97	9,28	27	11,20	13,2	23,9	42	137	85,4	93,7
13	0,94	3,26	9,81	28	13,10	14,7	25,8	43	165	99,0	105
14	1,16	3,59	10,4	29	15,40	16,4	27,9	44	199	115	118

Các hệ số điều chỉnh như sau:

$$s_c = 1 + 0,2 K_p(b/l); s_q = s_\gamma = 1 + 0,1K_p(b/l) \text{ khi } \varphi > 0 \text{ và } = 1 \text{ khi } \varphi = 0.$$

$$d_c = 1 + 0,2(h_m/b)(K_p)^{0,5}; d_i = d_\gamma = 1 + 0,1(h_m/b)(K_p)^{0,5} \text{ cho } \varphi > 0 \text{ và } = 1 \text{ cho } \varphi = 0.$$

$$i_c = i_q = (1 - \theta/90)^2; i_\gamma = (1 - \theta/\varphi)^2 \text{ cho } \varphi > 0 \text{ và } \theta < \varphi; = 0 \text{ cho trường hợp còn lại.}$$

$$K_p = \text{tg}^2(45^\circ + \varphi/2)$$

2.6. Lời giải của Xokolovskii (1960)

Biến đổi hệ phương trình vi phân VI.8 dọc theo các đường đặc trưng đã được chứng minh là trùng với hai họ đường trượt thành hệ các phương trình vi phân thường bậc nhất có dạng:

$$\begin{cases} \frac{dx}{dz} = \text{tg}(\delta + \mu) \\ \frac{d\xi}{dz} = A \text{ theo họ đường trượt thứ nhất;} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \frac{dx}{dz} = \text{tg}(\delta + \mu) \\ \frac{d\xi}{dz} = B \text{ theo họ đường trượt thứ hai.} \end{cases}$$

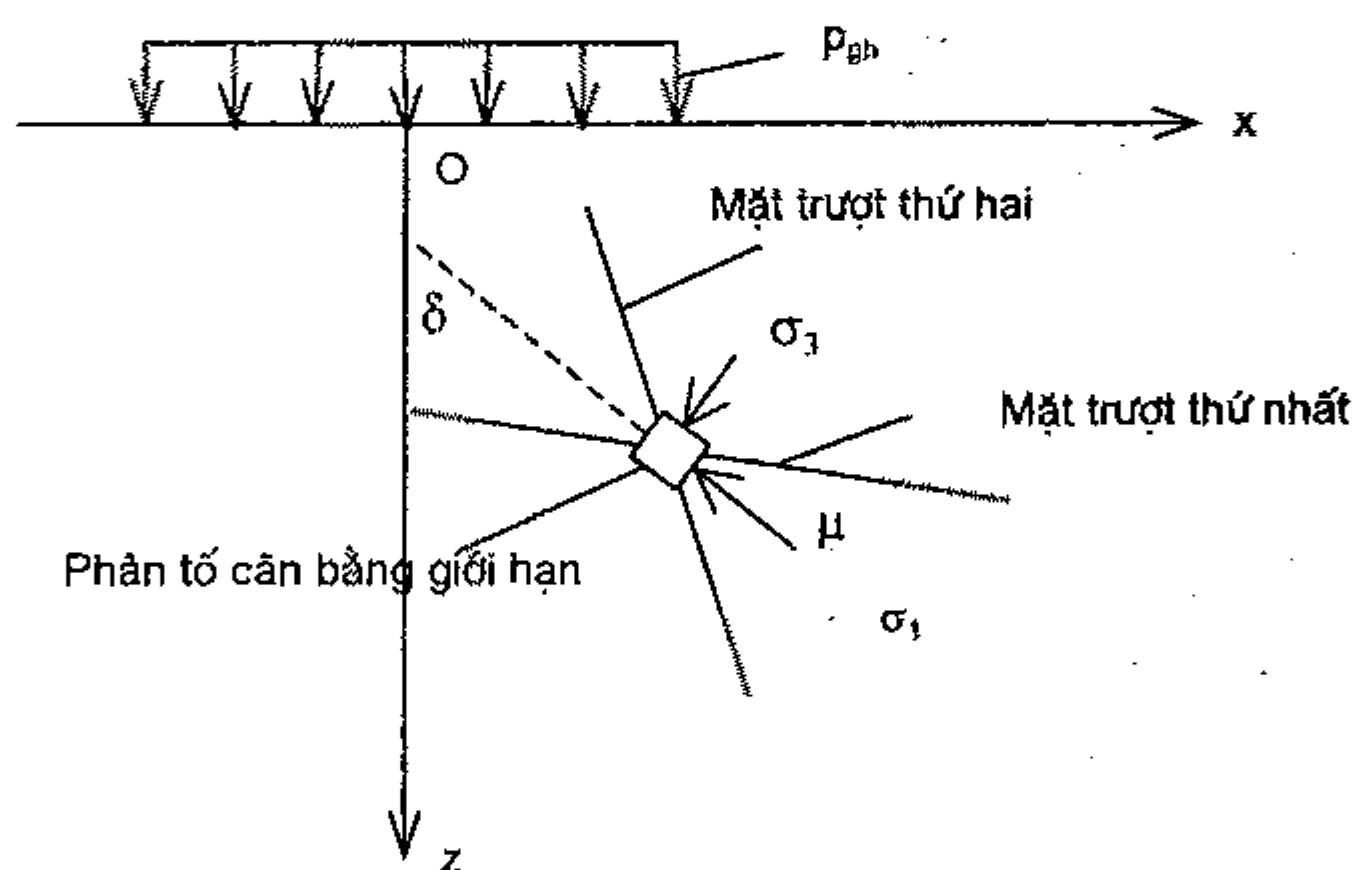
trong đó: δ - góc giữa ứng suất chính lớn nhất σ_1 tại điểm đang xét so với phương đứng;
 μ - góc giữa mặt trượt so với phương của ứng suất chính lớn nhất σ_1 (tức là góc giữa σ_1 với tiếp tuyến của đường trượt tại điểm đang xét - $\mu = (45^\circ - \varphi/2)$); ξ và η là các hàm số biểu thị sự thay đổi của ứng suất chính thỏa mãn điều kiện cân bằng giới hạn dọc theo các đường trượt:

$$\xi = \frac{1}{2\text{tg}\varphi} \ln \frac{\sigma}{\sigma_0} + \delta$$

$$\eta = \frac{1}{2\text{tg}\varphi} \ln \frac{\sigma}{\sigma_0} - \delta$$

σ - hàm ứng suất có dạng: $\sigma = \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} + \frac{c}{\text{tg}\varphi}$

$$A, B = \mp \frac{\gamma_z \sin(\delta \mp \mu) - \gamma_x \cos(\delta \mp \mu)}{2\sigma \sin\varphi \cos(\delta \pm \mu)}$$



Hình VI.9. Các biến trung gian trong lời giải sai phân

Áp dụng phương pháp sai phân, phương trình VI.8 được đưa về hệ các phương trình tuyến tính thỏa mãn điều kiện cân bằng giới hạn ở các vị trí giao của hai họ đường trượt bất đầu từ vùng cân bằng bị động. Việc giải hệ được trợ giúp của máy tính cho phép Xokolovskii xác định tải trọng giới hạn tổng quát nghiêng một góc δ so với phương thẳng đứng dưới dạng tiện lợi:

$$P_{gh} = N_{\gamma} \gamma + N_q q + N_c c \quad (\text{VI.20})$$

thành phần nằm ngang tương ứng:

$$l_{gh} = P_{gh} \text{tg}\delta \quad (\text{VI.21})$$

trong đó: các hệ số $N_i = f(\varphi, \delta)$ cho trường hợp $\gamma_z \neq 0$ và $\gamma_x = 0$ lập thành bảng sẵn (bảng VI.3 cho $\delta = 0$ và $\delta = 5^\circ$).

Bảng VI.3. Hệ số ảnh hưởng theo kết quả của Xokolovskii

N_i	φ (độ)									δ (độ)
	5	10	15	20	25	30	35	40	45	
N_γ	0,17	0,56	1,40	3,16	6,92	15,52	35,19	86,46	236,2	0
N_q	1,57	2,47	3,49	6,40	10,7	18,4	33,5	64,2	143,5	
N_c	6,49	8,34	11,0	14,9	20,7	30,2	46,2	75,3	133,5	
N_γ	0,09	0,38	0,99	2,31	5,02	11,1	24,4	81,4	163,3	5
N_q	1,24	2,16	3,44	5,56	9,17	15,6	27,9	53,7	96,4	
N_c	2,72	6,56	9,12	12,5	17,5	25,4	38,4	61,6	95,4	

Ví dụ VI.3. Hãy xác định tải trọng giới hạn của nền trong ví dụ VI.2, theo công thức của Xokolovskii.

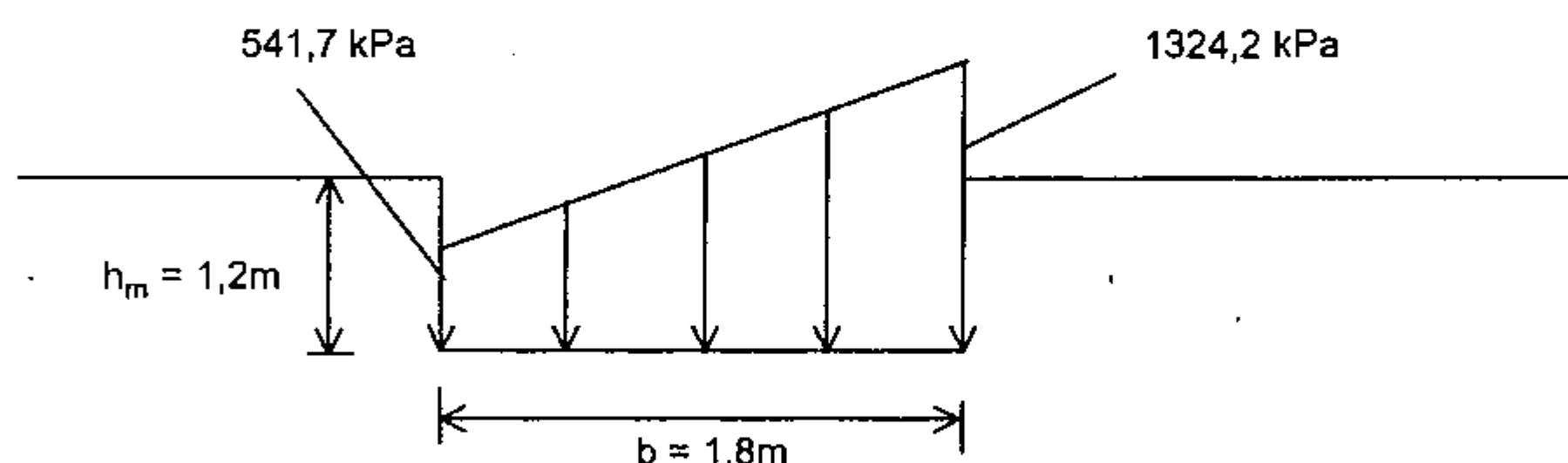
Giải:

Theo bảng VI.3, với $\delta = 0$, ta có $N_\gamma = 23,5$; $N_q = 24,4$

$$p_{gh0} = 24,4 \times 22,2 = 541,7 \text{ kPa}$$

$$p'_{ghb} = 23,5 \times 1,8 \times 18,5 + 541,7 = 1324,2 \text{ kPa}$$

Giá trị trung bình: $p_{gh} = 933 \text{ kPa}$



Hình VI.10. Kết quả xác định sức chịu tải của nền theo Xokolovskii

§3. ĐÁNH GIÁ ỔN ĐỊNH CỦA NỀN THEO MẶT TRƯỢT CÓ HÌNH DẠNG GIẢ ĐỊNH

Từ những quan trắc thực tế cũng như kết quả thí nghiệm, hình dạng của mặt trượt rất đa dạng và phụ thuộc nhiều vào cấu trúc địa tầng. Trường hợp trong cấu trúc địa tầng có những lớp đất khác hẳn nhau về đặc trưng chống cắt, mặt trượt thường thấy có mặt các mặt phẳng nối tiếp nhau hoặc nối tiếp các mặt cong. Nếu sự khác nhau không đáng kể, mặt trượt chủ yếu có dạng mặt cong. Việc tính toán trên cơ sở các mặt trượt phức tạp thường không thuận lợi do đó trên thực tế chấp nhận dạng mặt trượt là tổ hợp của các mặt phẳng và mặt cong tròn. Các mặt trượt hoặc một phần được chấp nhận là phẳng khi có đủ chứng cứ về cấu trúc địa chất. Trường hợp ngược lại, mặt trượt chấp nhận là mặt trụ tròn. Khi phân tích ổn định của nền theo các mặt trượt có dạng định trước một giả thiết cơ bản được áp dụng là khối trượt không bị biến dạng.

3.1. Hệ số an toàn chống trượt

Hệ số an toàn chống trượt tại một điểm nào đó theo một hướng xác định được hiểu là mức triết giảm khả năng chống cắt của đất sao cho trạng thái cân bằng giới hạn xảy ra. Định nghĩa nêu trên có thể được biểu diễn bằng công thức sau đây:

$$F_s = \frac{s}{\tau} \quad (\text{VI.22})$$

trong đó: s là sức chống cắt của đất trên hướng đang xét và τ là ứng suất cắt thực tế tác dụng trên hướng đó.

Nếu xét khả năng mất ổn định theo một mặt nào đó, hệ số an toàn được định nghĩa là:

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^n N_i f_i + \sum_{i=1}^n c_i l_i + \sum_{i=1}^n T_i^*}{\sum_{i=1}^n T_i} \quad (\text{VI.23})$$

trong đó: N_i là lực pháp tuyến trên đoạn mặt trượt i ; f_i là hệ số ma sát giữa khối trượt với nền trên đoạn i ; c_i là lực dính đơn vị của khối trượt với đất trên đoạn thứ i ; l_i là chiều dài đoạn mặt trượt thứ i ; T_i^* là lực tiếp tuyến có hướng ngược với hướng trượt ở đoạn i (lực giữ); T_i là lực tiếp tuyến có hướng gây trượt.

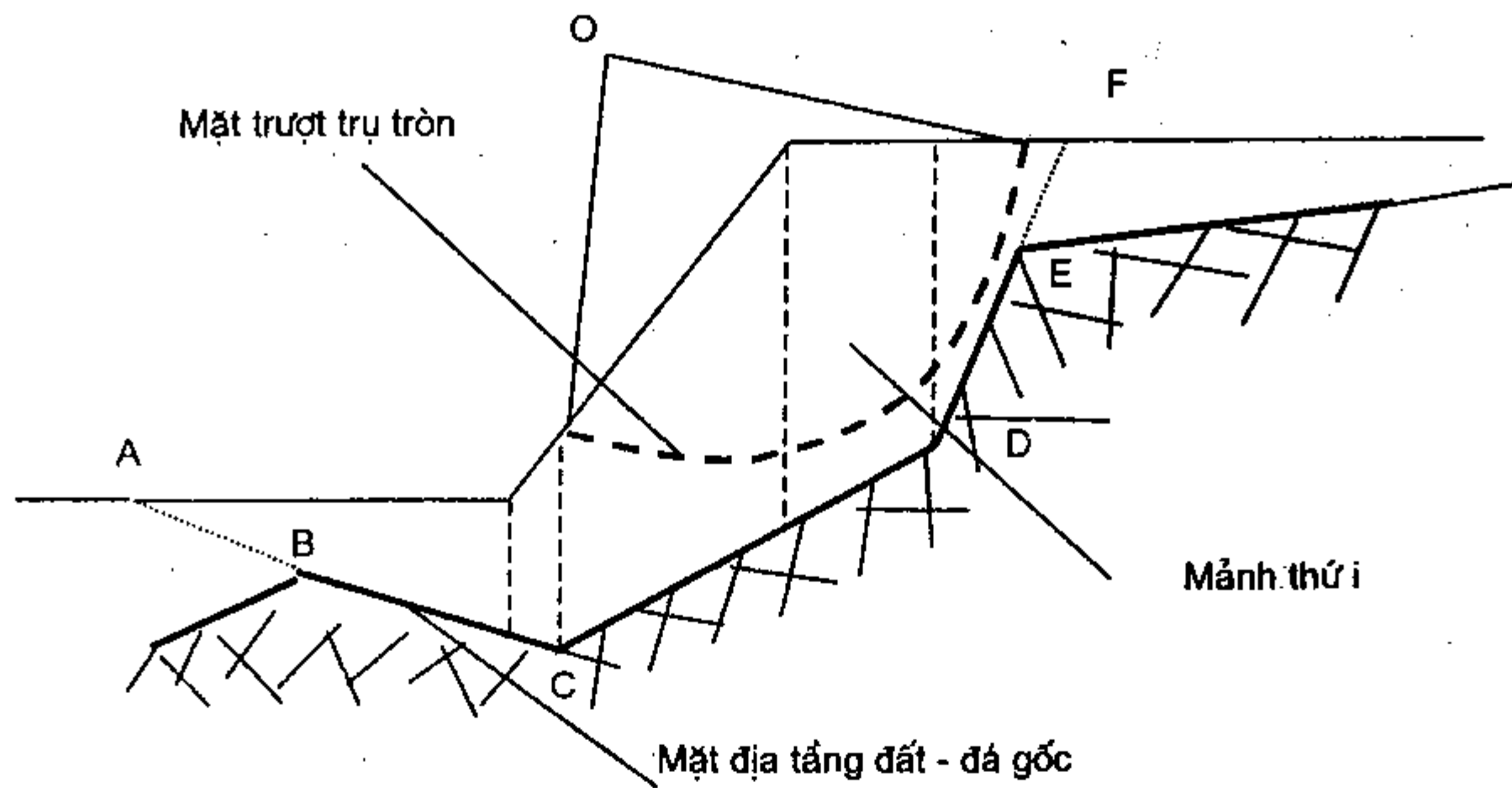
Nếu mặt trượt bao gồm các đoạn thẳng, các thành phần tử số được viết dưới dạng vectơ tổng, mẫu số tính gần đúng cho từng mảnh của khối trượt ứng với từng đoạn mặt trượt theo hướng của vectơ tổng tử số. Hướng trượt được xác định dựa vào tính chất ổn định của công trình cụ thể.

3.2. Mặt trượt phẳng

Xét trường hợp cụ thể trên hình VI.11. Một trong số những mặt trượt có thể chính là mặt phân cách giữa đất và đá gốc: Mặt trượt ABCDEF là tổ hợp các mặt phẳng trên cơ sở mặt phân lớp (lưu ý rằng vẫn có thể tồn tại những mặt trượt cong – mặt trụ tròn – chỉ đi qua phần đất: Mặt trượt trụ tròn tâm O trên hình vẽ để minh họa là một mặt trượt cong có thể xảy ra). Để đánh giá ổn định theo mặt trượt ABCDEF, ta chia khối trượt làm nhiều khối như trên hình VI.11 và khảo sát chi tiết từng mảnh theo hệ số an toàn yêu cầu hoặc theo hệ số an toàn cụ thể của từng mảnh với giả thiết rằng mảnh đó cân bằng giới hạn.

Chẳng hạn, ta xét mảnh thứ i của khối trượt trên hình VI.11 được tách riêng như trên hình VI.12.

Nếu gọi góc giữa hợp lực Q_i của mảnh với phương thẳng đứng là θ_i , ta có các thành phần lực tác dụng xác định theo:



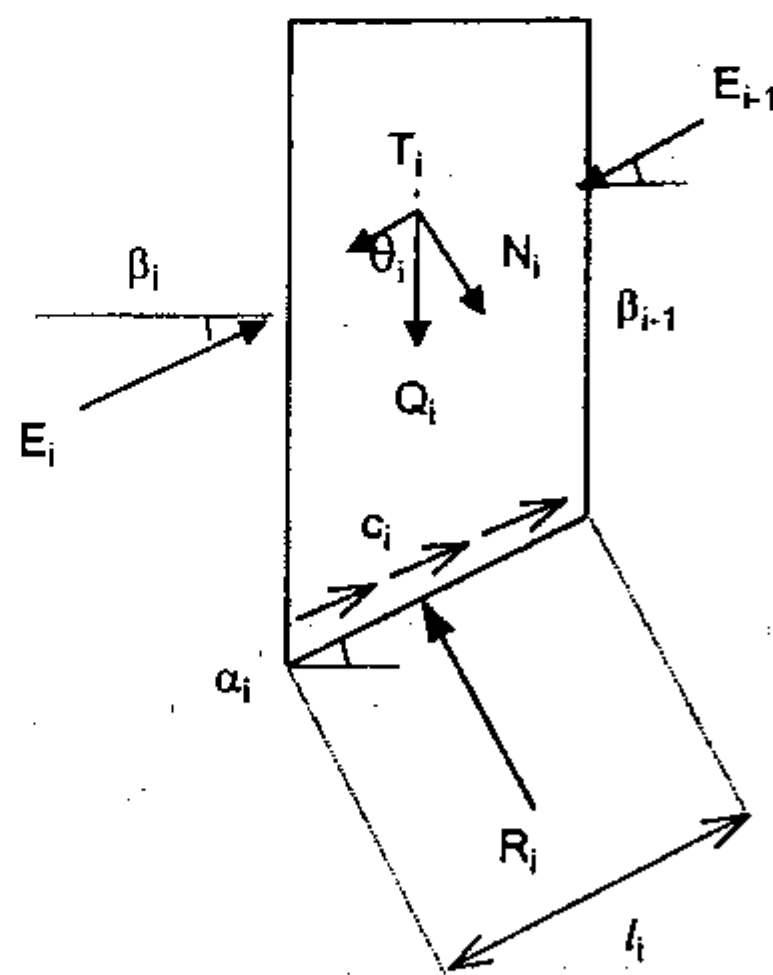
Hình VI.11. Ví dụ minh họa mặt trượt phẳng

$$N_i = Q_i \cos(\theta_i + \alpha_i) \text{ và } T_i = Q_i \sin(\theta_i + \alpha_i) \quad (\text{VI.24a})$$

$$R_i = N_i + E_i \sin(\alpha_i - \beta_i) - E_{i-1} \sin(\alpha_i - \beta_{i-1}) \quad (\text{VI.24b})$$

$$T_i = c_i l_i + f_i R_i + E_i \cos(\alpha_i - \beta_i) - E_{i-1} \cos(\alpha_i - \beta_{i-1}) \quad (\text{VI.24c})$$

Q_i được xét đến với các lực tác dụng trên bề mặt nếu có; β_i và β_{i-1} trong đa số trường hợp được giả thiết bằng nhau. Lực gây trượt trong trường hợp này là T_i song song với đáy mảnh, lực chống trượt là chiều của tất cả các thành phần lên đáy mảnh.



Hình VI.12. Các lực tác dụng lên một mảnh riêng thứ i

Để ý rằng, vế trái của VI.24c là lực gây trượt, vế phải là lực chống trượt, với hệ số an toàn F_s ta có:

$$F_s \times T_i = c_i l_i + f_i N_i + E_i [f_i \sin(\alpha_i - \beta_i) + \cos(\alpha_i - \beta_i)] - E_{i-1} [f_i \sin(\alpha_i - \beta_{i-1}) + \cos(\alpha_i - \beta_{i-1})] \quad (\text{VI.24d})$$

Giải VI.24d theo E_i , lưu ý rằng:

$$f = \operatorname{tg}\varphi \text{ và } f [\sin(\alpha-\beta) + \cos(\alpha-\beta)] = [\cos(\alpha - \beta - \varphi)] / \cos\varphi$$

ta có:

$$E_i = \frac{(Fs \times T_i - f_i N_i - c_i l_i) \cos \varphi_i}{\cos(\alpha_i - \beta_i - \varphi_i)} + E_{i-1} \frac{\cos(\alpha_i - \beta_{i-1} - \varphi_i)}{\cos(\alpha_i - \beta_i - \varphi_i)} \quad (\text{VI.25})$$

Việc tính toán bắt đầu từ mảnh đầu tiên với $E_{i-1} = E_0 = 0$ và kết thúc ở mảnh cuối cùng với $E_i = E_n = 0$ ứng với hệ số an toàn Fs thực sự. Nếu $E_n \neq 0$, Fs trong tính toán không phải là hệ số an toàn thực sự, khi đó cần tính toán lại với hệ số an toàn khác sao cho $E_n = 0$. Do đó, thuật toán xác định hệ số an toàn chống trượt trong trường hợp này được tiến hành như sau:

Chọn hệ số an toàn bất kì $Fs = Fs_0$. Lần lượt xác định E_i ở tất cả các mảnh theo VI.25 để có E_n . Nếu $E_n \neq 0$, chọn lại $Fs = Fs_1$ và tính lại cho đến khi E_n đổi dấu. Giá trị thực sự của hệ số an toàn, Fs , tính nội suy từ các giá trị làm cho E_n đổi dấu trong khoảng nhỏ.

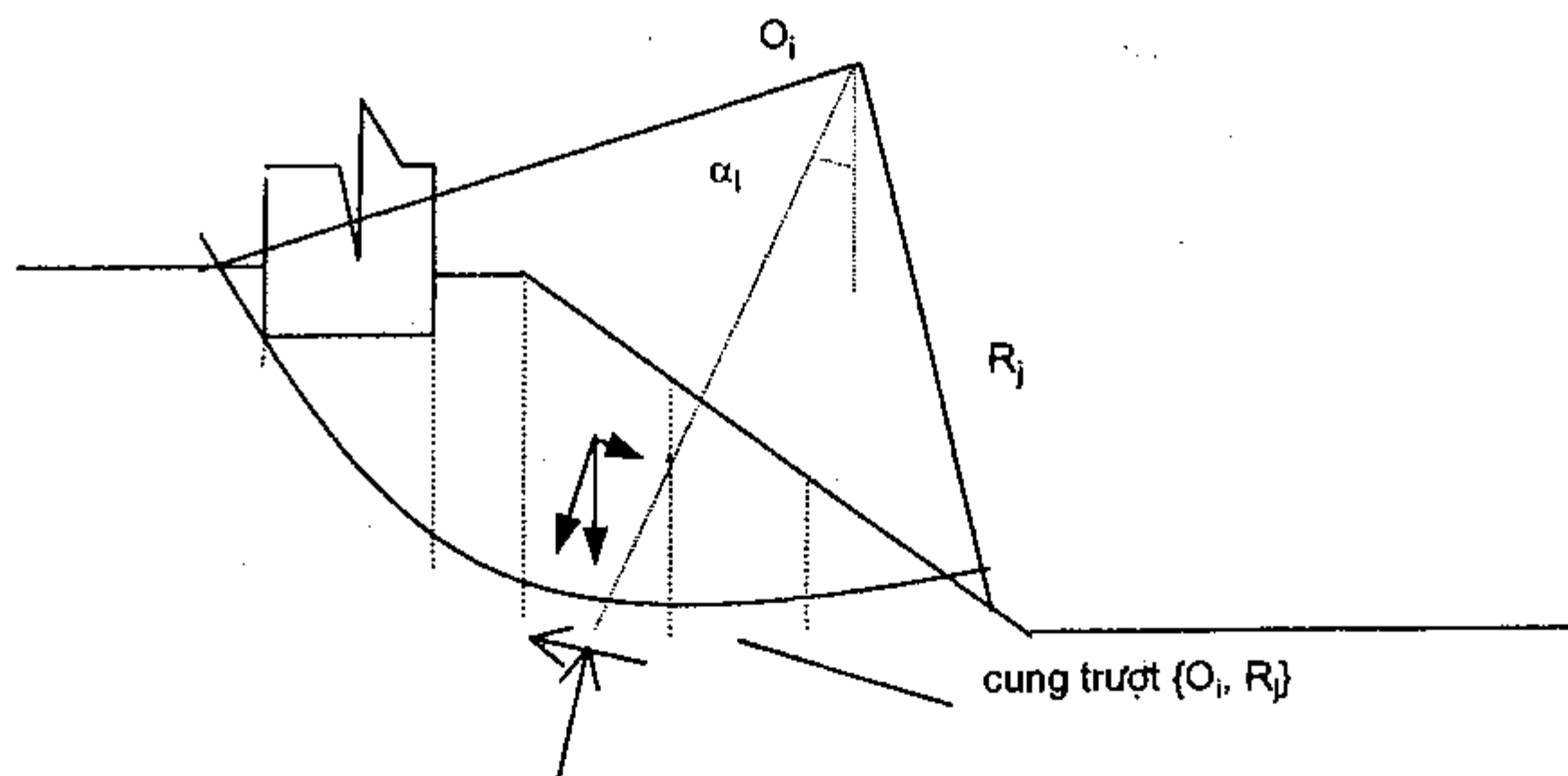
3.3. Mặt trượt trụ tròn

Việc giả thiết rằng mặt trượt có dạng trụ tròn được áp dụng rất phổ biến trong thực tế tính toán đánh giá ổn định, đặc biệt khi đánh giá ổn định của mái dốc có hoặc không có công trình bên trên.

Hiện nay có rất nhiều nghiên cứu liên quan đến đánh giá ổn định theo mặt trượt trụ tròn đã được thực hiện, nhiều quan điểm đánh giá khác nhau và phần lớn trong số đó đã được xây dựng thành các phần mềm ứng dụng mang tính nghiên cứu cũng như thương mại. Trừ một vài trường hợp đặc biệt, nội dung cơ bản của phương pháp mặt trượt trụ tròn như sau:

Xét cụ thể một bài toán phẳng như minh họa trên hình VI.13. Để đánh giá mức độ ổn định của công trình và nền bên dưới, ta giả thiết rằng hệ thống nằm trong trạng thái cân bằng giới hạn ứng với hệ số an toàn Fs . Mặt trượt tương ứng sẽ là mặt trụ tròn có vết là cung tròn tâm O , bán kính R gọi là cung trượt nguy hiểm. Việc xác định vị trí của cung trượt nguy hiểm và hệ số ổn định của hệ thống thực hiện đồng thời theo phương pháp thử dần.

Thoạt tiên ta giả định vị trí bất kì của cung trượt không cắt qua công trình xác định theo tâm O_i nào đó và bán kính R_j bất kì, kí hiệu cung $\{O_i, R_j\}$. Cung $\{O_i, R_j\}$ chia nền đất làm hai phần: phía trên cung trượt gắn với công trình đang xét được gọi là khối trượt. Chia khối trượt làm nhiều mảnh bằng các mặt phẳng thẳng đứng (trong bài toán phẳng, vết của các mặt phẳng này chính là các đoạn thẳng trên hình VI.13) sao cho cung trượt trong mỗi mảnh chỉ thuộc duy nhất một loại đất có các đặc trưng kháng cắt φ, c không đổi.



Hình VI.13. Sơ đồ phân tích ổn định theo mặt trượt trụ tròn.

Lực tác dụng lên mỗi mảnh khi tách ra khỏi khối trượt có dạng tương tự như trên hình VI.12. Việc xác định các thành phần lực tương tác này dựa trên các phương trình cân bằng tĩnh học riêng từng mảnh và phương trình cân bằng giới hạn Mohr - Coulomb (4 phương trình) trong khi các thành phần lực và giá trị liên quan cần xác định bao gồm E , β (4 thành phần), θ và F_s (6 ẩn số). Xét chung cho toàn bộ khối trượt với n mảnh, thành phần E , β có hai giá trị biết trước ứng với hai mảnh biên do đó bậc tự do của hệ là $(2n - 2)$. Các giả thiết lấp đầy được đưa vào để triệt tiêu số bậc tự do của hệ. Các phương pháp phân tích khác nhau chính ở các giả thiết đưa thêm vào cho hệ có nghiệm duy nhất.

Tùy thuộc vào số lượng các phương trình cân bằng được sử dụng, có thể phân chia một cách đơn giản các phương pháp đó như sau:

Các phương pháp khảo sát sự cân bằng chung của toàn khối trượt:

- Một phương trình cân bằng: cân bằng mômen quanh tâm trượt;
- Hai phương trình cân bằng: cân bằng mômen và cân bằng lực theo một phương bất kì;
- Ba phương trình cân bằng: cân bằng mômen và cân bằng lực theo hai phương liên hợp.

Các phương pháp khảo sát sự cân bằng chung toàn khối trượt kết hợp khảo sát cân bằng riêng từng mảnh độc lập với mỗi nội dung có từ một đến ba phương trình.

Theo đánh giá tổng kết của Fredlund, phương pháp của Fellenius khảo sát sự cân bằng mômen chung là đơn giản nhất và cho kết quả thiên về an toàn, còn phương pháp của Bishop khảo sát sự cân bằng mômen chung toàn khối trên cơ sở cân bằng lực theo hai phương của từng mảnh cho kết quả phù hợp hơn cả so với quan trắc thực tế cả về mức độ an toàn lẫn vị trí mặt trượt. Trong phạm vi nội dung của giáo trình, chỉ phương pháp của Fellenius được trình bày chi tiết, các phương pháp khác nên tham khảo các tài liệu chuyên đề tương ứng [15].

3.3.1. Nội dung phương pháp Fellenius

Mômen của tất cả các tác động lên khối trượt lấy đối với O_i được phân làm hai loại: mômen chống trượt, $M_{g,ij}$, và mômen gây trượt, $M_{t,ij}$. Tỷ số giữa hai mômen này được gọi là hệ số an toàn của hệ thống theo cung $\{O_i, R_j\}$, kí hiệu Fs_{ij} :

$$Fs_{ij} = \frac{M_{g,ij}}{M_{t,ij}} = f(O_i, R_j) \quad (VI.26)$$

Giá trị nhỏ nhất của hệ số an toàn xác định theo VI.26 khi cung trượt thay đổi được coi là hệ số an toàn thực sự của hệ thống, Fs :

$$Fs = \min_{ij} \{Fs_{ij}\} \quad (VI.27)$$

Để xác định $M_{g,ij}$ và $M_{t,ij}$ và do đó là Fs_{ij} ta tiến hành chia khối trượt làm nhiều mảnh và áp dụng giả thiết rằng cân bằng giới hạn chỉ xảy ra trên mặt trượt tức là trên đáy của mảnh đồng thời tất cả các lực tương tác bên của mảnh bằng 0. Các giả thiết này đưa đến kết quả là điểm đặt của các lực đồng quy về trọng tâm đáy mảnh và $\theta = \alpha$, các phương trình cân bằng lực tự động thỏa mãn. Định nghĩa hệ số ổn định theo VI.27 đã mặc nhiên coi hệ số an toàn của từng mảnh là như nhau. Các thành phần phản lực đất có dạng sau:

$$N = W \cos \alpha, T = W \cos \alpha \operatorname{tg} \varphi + c \Delta l$$

trong đó: W – trọng lượng mảnh, α – góc nghiêng của đường nối trọng tâm đáy mảnh với tâm trượt O so với phương đứng, Δl – chiều dài cung trượt qua mảnh.

Đối với mảnh thứ l , các giá trị mômen riêng như sau:

Mômen gây trượt, $M_{t,l}$, do tổng tải trọng trên mảnh gây ra:

$$M_{t,l} = W_l R_j \sin \alpha_l \quad (VI.28a)$$

Mômen chống trượt, $M_{g,l}$, do lực dính và lực ma sát trên đáy gây ra:

$$M_{g,l} = c_l \Delta l_l R_j + W_l \cos \alpha_l \operatorname{tg} \varphi_l R_j \quad (VI.28b)$$

Đối với toàn khối trượt:

$$M_{t,ij} = \sum_{l=1}^n M_{t,l} = \sum_{l=1}^n W_l R_j \sin \alpha_l = R_j \sum_{l=1}^n W_l \sin \alpha_l \quad (VI.29a)$$

$$\begin{aligned} M_{g,ij} &= \sum_{l=1}^n M_{g,l} = \sum_{l=1}^n (c_l \Delta l_l R_j + W_l \cos \alpha_l \operatorname{tg} \varphi_l R_j) = \\ &= R_j \sum_{l=1}^n (c_l \Delta l_l + W_l \cos \alpha_l \operatorname{tg} \varphi_l) \end{aligned} \quad (VI.29b)$$

Thay vào VI.26 ta có biểu thức xác định hệ số an toàn $F_{s_{ij}}$:

$$F_{s_{ij}} = \frac{\sum_{l=1}^n (c_l \Delta l_l + W_l \cos \alpha_l \operatorname{tg} \varphi_l)}{\sum_{l=1}^n W_l \sin \alpha_l} \quad (\text{VI.30})$$

Hệ số an toàn $F_{s_{ij}}$ theo VI.30 còn được gọi là hệ số an toàn về mô men.

3.3.2. Phương pháp vòng tròn ma sát

Phương pháp này có thể áp dụng cho trường hợp phân tích ổn định nền đất đồng nhất theo ý tưởng của Petterson và Hultin, 1916 và được Taylor, 1948, triển khai thành các toán đồ tra sẵn. Mặc dù bị hạn chế sử dụng do yêu cầu nền đồng nhất, phương pháp vòng tròn ma sát được quan tâm trước hết ở phương thức tiếp cận vấn đề ổn định cho phép mở rộng khái niệm về hệ số an toàn.

Khảo sát mặt trượt $\{O, R\}$ như trên hình VI.14 ứng với hệ số an toàn F_s . Giả thiết rằng ứng suất cắt phân bố đều trên mặt trượt, từ định nghĩa VI.22 ta có:

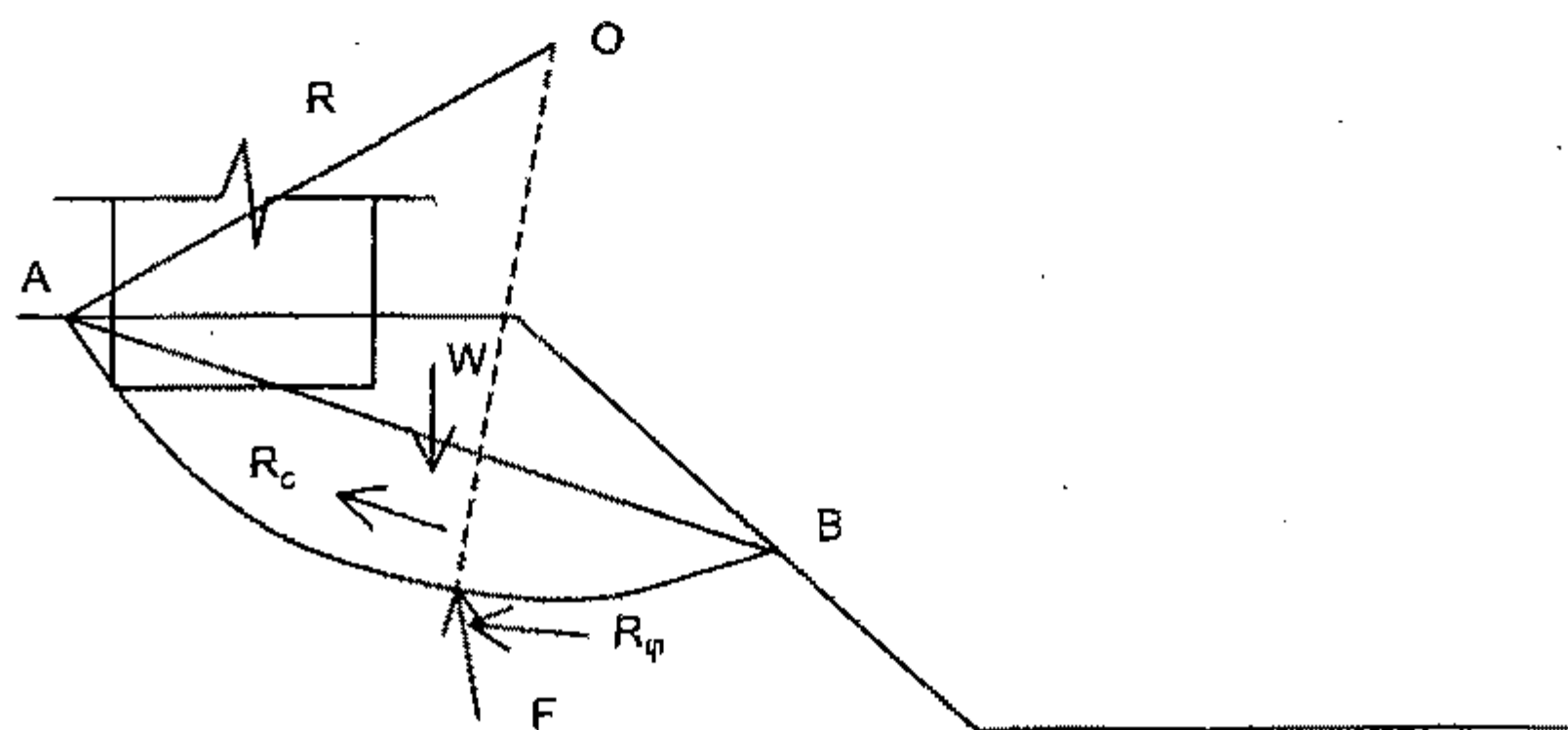
$$\tau = \frac{s}{F_s} = \frac{\sigma \operatorname{tg} \varphi}{F_s} + \frac{c}{F_s} \quad (\text{VI.31})$$

Vế phải của biểu thức VI.31 chính là sức kháng thực sự trên mặt trượt còn được gọi là sức kháng huy động được ứng với hệ số an toàn F_s .

Hợp lực của lực dính c trên toàn bộ mặt trượt có hướng song song với dây cung AB với giá trị tối đa $R_{c_{\max}} = Lc$ và giá trị huy động $R_c = \frac{R_{c_{\max}}}{F_s}$ hay hệ số an toàn theo lực dính:

$$F_{s_c} = F_s = \frac{Lc}{R_c} \quad (\text{VI.32a})$$

trong đó: L - độ dài của dây cung AB .



Hình VI.14. Các lực tác dụng lên khối trượt

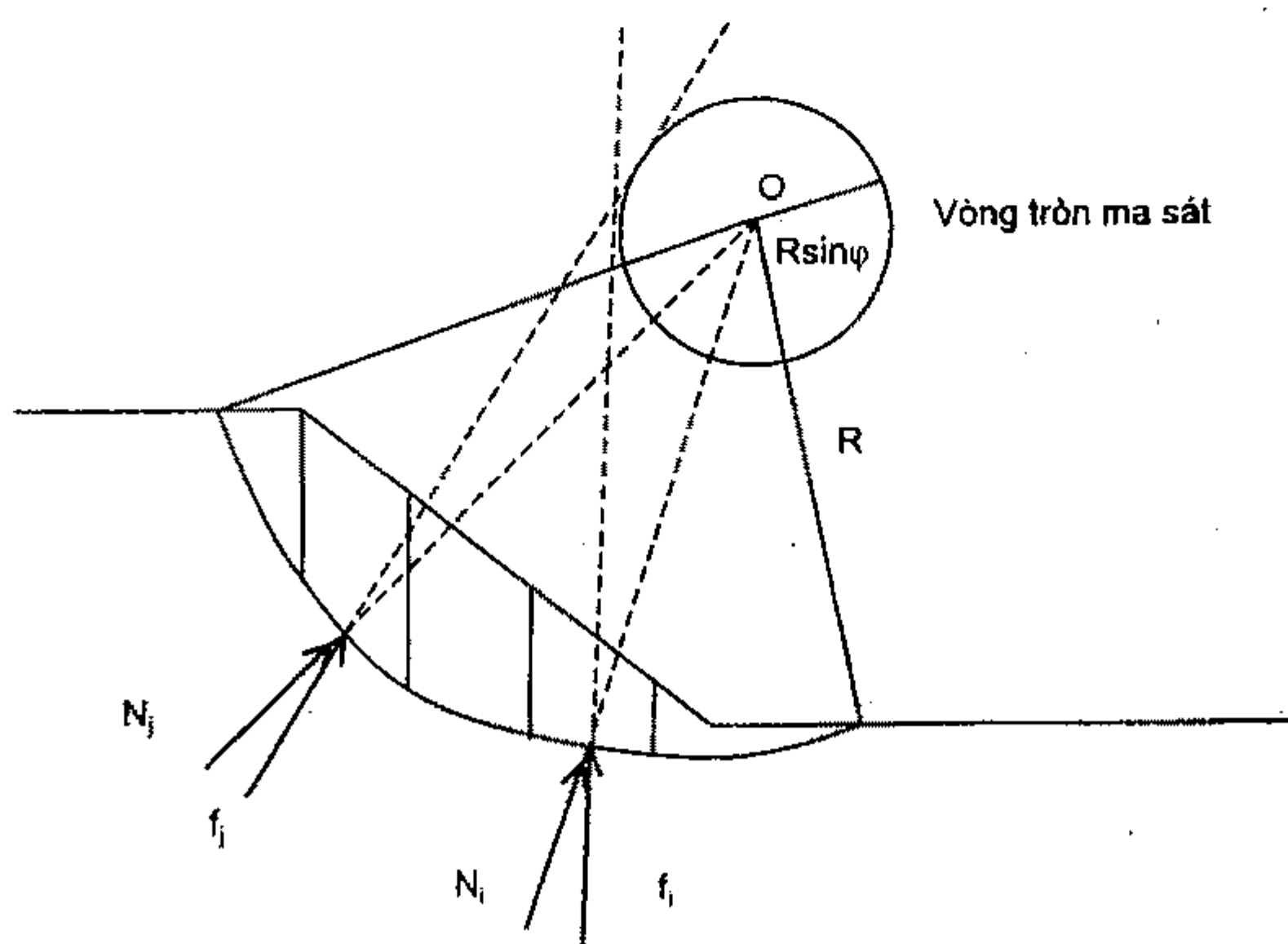
Hợp lực của lực ma sát huy động được tương tự sẽ là $R_\varphi = \frac{N \operatorname{tg} \varphi}{F_s}$ trong đó N là thành phần pháp tuyến của tổng phản lực nền F lên khối trượt.

Xét một mảnh thứ i bất kì tách ra từ khối trượt như trên hình VI.15. Trong trạng thái cân bằng giới hạn, tổng phản lực lên đáy mảnh nghiêng với pháp tuyến một góc đúng bằng góc ma sát φ do đó đường tác dụng của tổng phản lực f_i lên đáy mảnh tiếp xúc với vòng tròn tâm O , bán kính $R \sin \varphi$ được gọi là vòng tròn ma sát. Hợp các phản lực f_i của tất cả các mảnh là giao của các đường tiếp tuyến vòng tròn ma sát do đó phải nằm ngoài vòng tròn ma sát một khoảng ới nào đó. Do đó tổng phản lực nền lên khối trượt F cũng nằm ngoài vòng tròn ma sát. Trong trường hợp nền có hệ số an toàn $F_s \neq 1$ ứng với mặt trượt đang xét, các phản lực f_i tiếp xúc với vòng tròn tâm O bán kính $R \sin \varphi_d$ và hợp lực F cũng gần tiếp xúc với vòng tròn đó với góc φ_d là góc "ma sát huy động" ứng với hệ số an toàn F_s hay:

$$F_{s_\varphi} = \frac{\operatorname{tg} \varphi}{\operatorname{tg} \varphi_d} \quad (\text{VI.32b})$$

Hệ số an toàn theo VI.32a được gọi là hệ số an toàn theo lực dính, kí hiệu F_{s_c} ; hệ số an toàn theo VI.32b là hệ số an toàn theo ma sát trong, kí hiệu F_{s_φ} . Các giá trị này phải bằng nhau và bằng hệ số an toàn của nền F_s . Cách xác định F_s được tiến hành theo phương pháp đúng dần như sau đối với một mặt trượt giả định $\{O, R\}$ bất kì:

Giả thiết một giá trị bất kì của F_{s_c} , theo VI.32a ta xác định được giá trị tương ứng của R_c . Đường tác dụng của R_c song song với AB và cách tâm O một đoạn $r_c = L'c/R_c$ trong đó L' là độ dài của cung trượt AB .



Hình VI.15. Phản lực lên đáy mảnh và hợp lực của chúng

Tổng tải trọng thẳng đứng tác dụng lên khối trượt Q_{Σ} có giá trị bằng trọng lượng khối trượt, Q , và các lực tác dụng thẳng đứng lên móng nếu có, N , với đường tác dụng qua trọng tâm các lực đó.

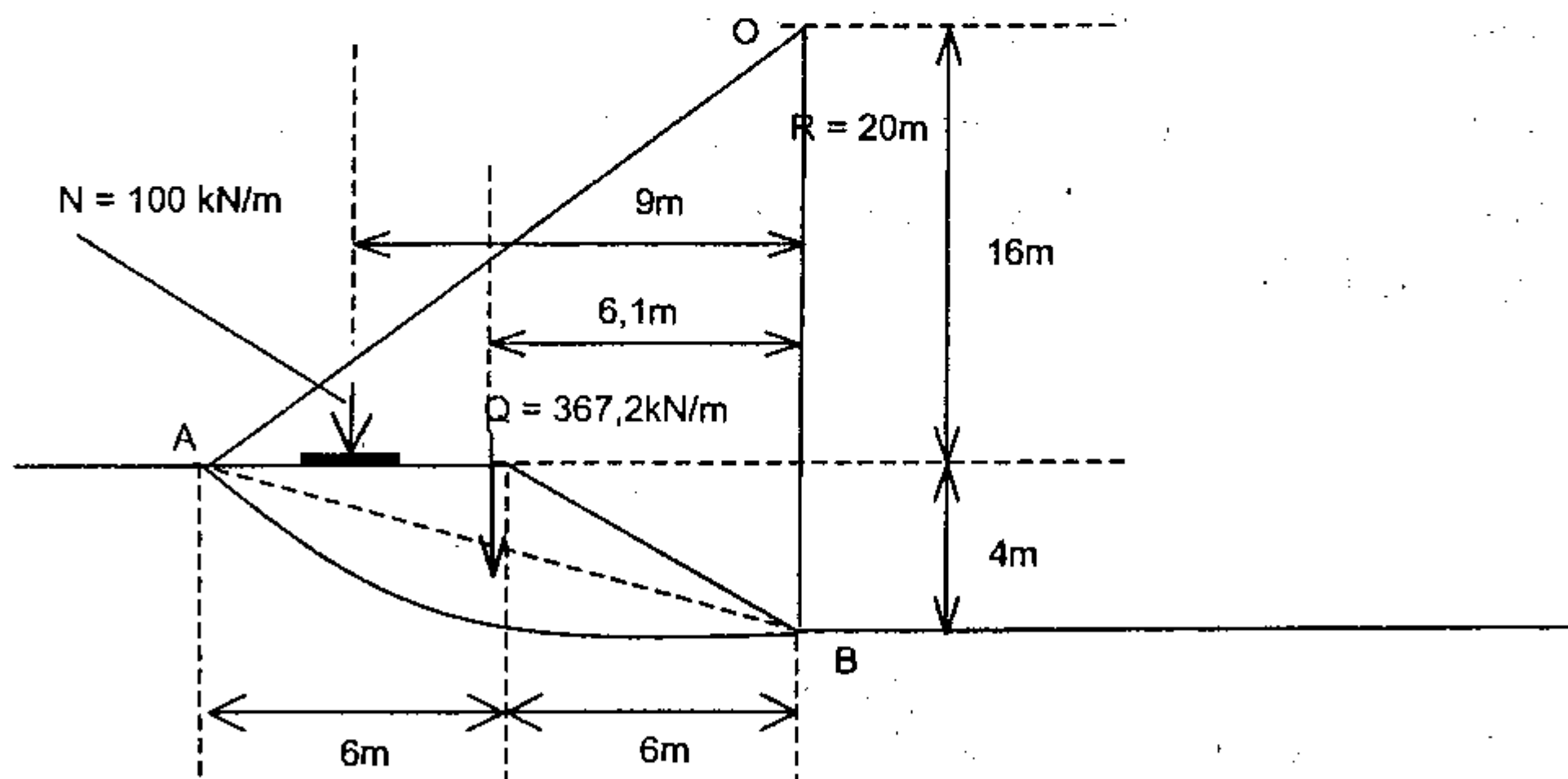
R_c và Q_{Σ} cắt nhau tại điểm D nào đó là điểm mà tổng phản lực F phải đi qua (để thỏa mãn điều kiện cân bằng).

Đường tác dụng của tổng phản lực F qua D , tiếp xúc với vòng tròn tâm O , bán kính $R \sin \varphi_d$ do đó bằng cách vẽ qua O vòng tròn tiếp xúc với đường tác dụng của F cho phép xác định được φ_d và hệ số an toàn theo ma sát $Fs_{\varphi} = \operatorname{tg} \varphi / \operatorname{tg} \varphi_d$

Lặp lại các bước trên nhiều lần ta xác định được các cặp $\{Fs_c, Fs_{\varphi}\}$ cho phép tìm kiếm giá trị sao cho $Fs_c = Fs_{\varphi}$ chính là hệ số ổn định của nền theo mặt trượt đã giả định $\{O, R\}$.

Thủ tục được thực hiện với nhiều mặt trượt khác nhau cho phép xác định được hệ số ổn định của nền theo VI.27.

Ví dụ VI.4: Tìm hệ số an toàn của nền có mái đất mô tả trong hình VI.16 theo mặt trượt giả định tâm O trên đường thẳng đứng qua B , bán kính $R = 20\text{m}$ biết rằng taluy cao 4m có độ dốc $1/1.5$, đất đồng nhất có $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$; $\varphi = 16^\circ$ và $c = 12 \text{ kN/m}^2$. Tải trọng trên bề mặt cường độ 100 kN/m phân bố đều trên bề rộng móng $b = 2\text{m}$, cách mép taluy 2m .



Hình VI.16. Mặt trượt tâm O bán kính R cho ví dụ VI.4

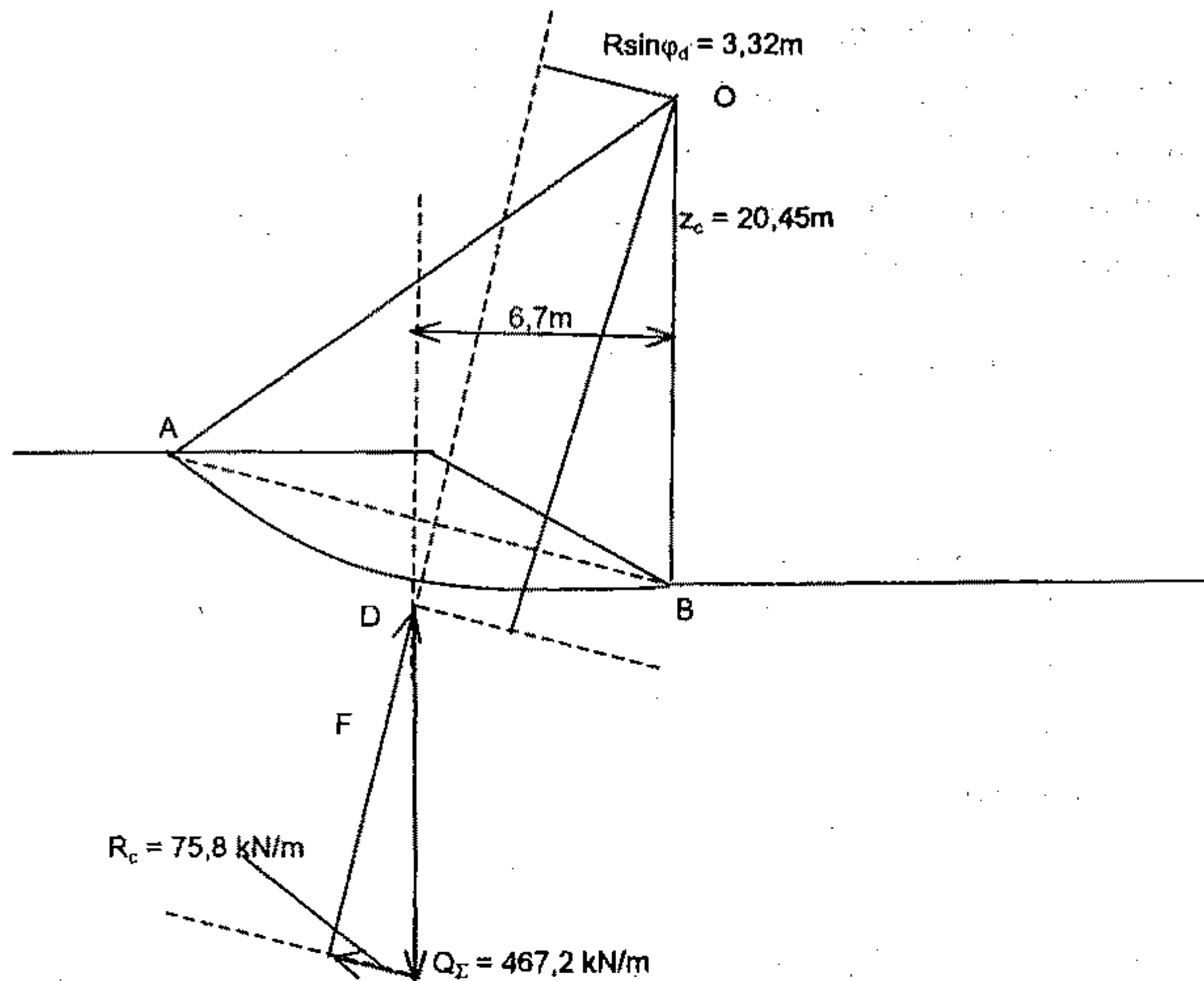
Giải:

Trọng lượng khối trượt: $Q = dt(\Delta ABC)\gamma = 20,4\text{m}^2 \times 18(\text{kN/m}^3) = 367,2 \text{ kN/m}$ (để xác định $dt\Delta ABC$ và trọng tâm phải vẽ sơ đồ bài toán lên giấy kẻ li hoặc vẽ trong AutoCAD; các yếu tố hình học khác cũng được xác định bằng cách tương tự).

Tổng thành phần lực theo phương đứng $W = Q + N = 467,2 \text{ kN/m}$. Đường tác dụng của W cách OB một khoảng $z_w = 6,7\text{m}$.

Tổng lực dính tối đa tác dụng theo hướng song song với dây trương căng AB: $R_{cmax} = L \times c = 12,63 \times 12 = 151,6 \text{ kN/m}$, trong đó L là độ dài của dây AB, $L = 12,63\text{m}$ (xác định qua hình vẽ).

Thoạt tiên giả thiết $Fs_c = 2,0$, lực dính huy động $R_c = R_{cmax} / Fs_c = 75,8 \text{ kN/m}$.



Hình VI.17. Minh họa xác định vòng tròn ma sát cho $Fs_c = 2,0$

Bán kính tác dụng của R_c : $z_c = \frac{L'}{L} R = \frac{12,91}{12,63} \times 20 = 20,45\text{m}$. Điểm D là giao điểm giữa đường

tác dụng của Q_Σ với đường thẳng song song với dây AB và cách tâm O khoảng $r_c = 20,45\text{m}$. Bằng cách dựng đa giác lực khép kín đồng quy tại D bao gồm R_c , Q_Σ ta xác định được hướng của F (đường nối ngọn vecto R_c với gốc vecto Q_Σ) và từ đó vẽ vòng tròn tâm O tiếp xúc với đường tác dụng của F (vòng tròn ma sát) ta có khoảng cách $R \sin \varphi_d = 3,32\text{m}$ (xem trên hình VI.17).

Với $R \sin \varphi_d = 3,32\text{m} \rightarrow \sin \varphi_d = 0,166$ hay $\varphi_d = 9,6^\circ$

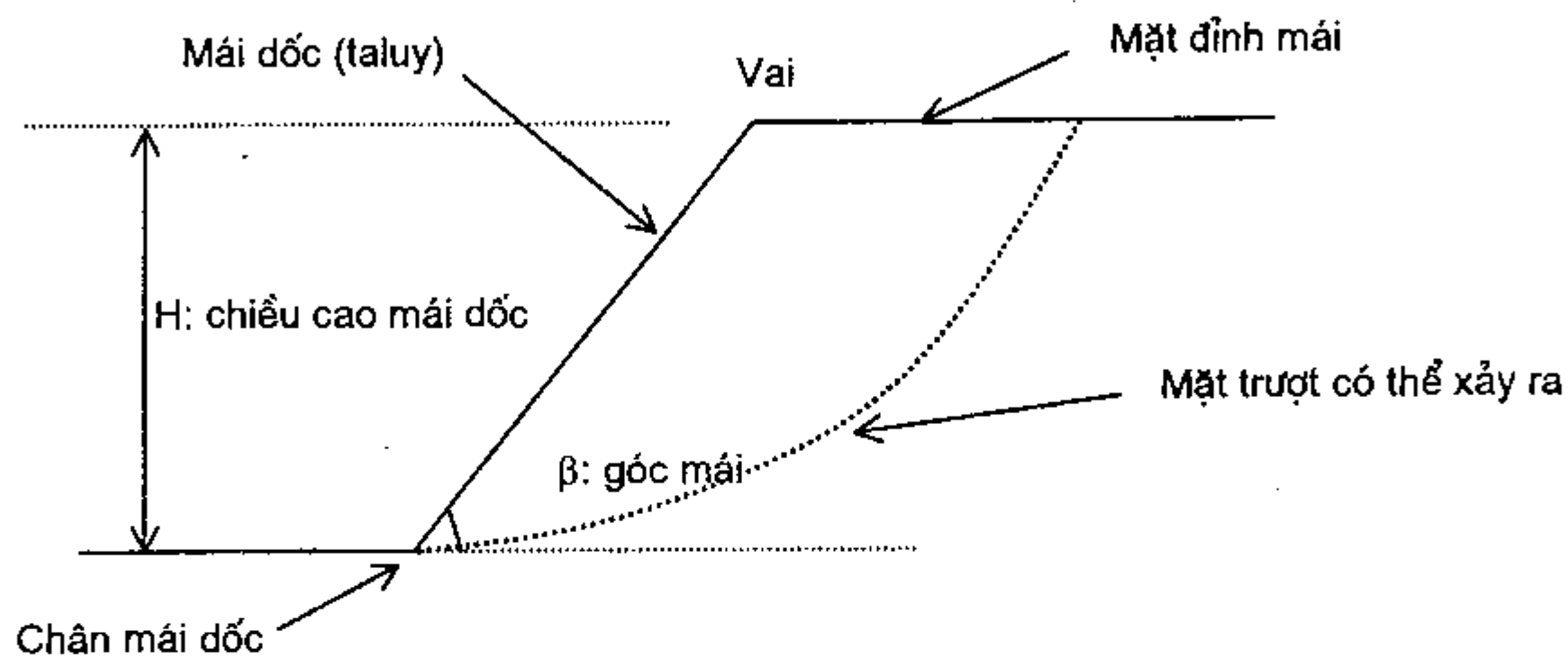
Hệ số an toàn theo ma sát: $Fs_\varphi = \frac{\text{tg} \varphi}{\text{tg} \varphi_d} = \frac{\text{tg}(16^\circ)}{\text{tg}(9,6^\circ)} = 1,70$ Hệ số an toàn theo lực dính $Fs_c = 2,0$

khác hệ số an toàn theo ma sát $Fs_\varphi = 1,70$ do đó phải xác định lại hệ số an toàn.

Chọn lại $Fs_c = 1,85$, tương tự như trên ta có $Fs_\varphi = 1,82$. Hệ số an toàn theo mặt trượt {O,R} nói trên là $Fs = 1,84$ tìm thấy sau một vài phép thử với các giá trị Fs_c khác nhau.

§4. ỔN ĐỊNH CỦA MÁI ĐẤT

Mái đất là thuật ngữ dùng để chỉ một phần của nền đất có một mặt giới hạn là mặt nghiêng như trên hình VI.18. Mái đất được hình thành từ tự nhiên hoặc nhân tạo. Các mái đất nhân tạo liên quan chủ yếu đến các công trình giao thông và thủy lợi trong đó vấn đề ổn định của mái đất có ý nghĩa hàng đầu trong khai thác, sử dụng công trình. Việc phân tích, đánh giá mức độ ổn định của mái đất do đó trở nên rất quan trọng và đã được nghiên cứu tương đối nhiều. Một trong số các phương pháp đánh giá được áp dụng rộng rãi là phương pháp mặt trượt trụ tròn tương tự như trong đánh giá ổn định công trình đã trình bày trong mục §3 chương này.

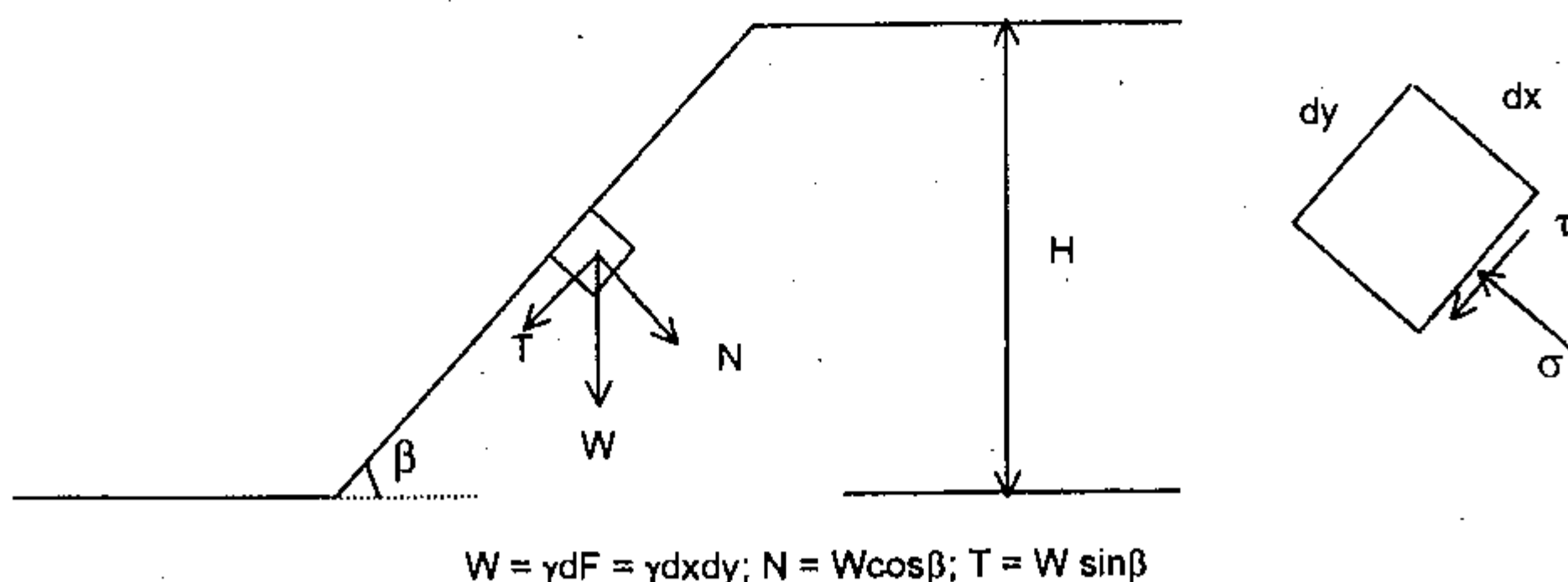


Hình VI.18. Mái đất nhân tạo: các định nghĩa

Phần dưới đây đề cập đến một vài trường hợp riêng và một vài phương pháp đánh giá đơn giản có thể áp dụng hạn chế trong một số điều kiện thích hợp. Việc phân tích ổn định mái đất nói chung hiện nay được tiến hành một cách thuận lợi bằng các phần mềm chuyên dụng rất phổ biến trong thực tế.

4.1. Ổn định của mái đất rời

Một cách ngắn gọn, giữa các hạt đất rời không có lực dính kết do đó ổn định của mái đất rời được quyết định bởi sự ổn định của các hạt đất trên mặt mái.



$$W = \gamma dF = \gamma dx dy; N = W \cos \beta; T = W \sin \beta$$

Hình VI.19. Sơ đồ phân tích ổn định mái đất rời

Khảo sát sự ổn định của một phân tố đất rời nằm trên mặt mái như trên hình VI.19. Hệ số an toàn của đất tại phân tố đó xác định theo VI.22 có dạng như sau:

$$F_s = \frac{s}{\tau} = \frac{\sigma \operatorname{tg} \varphi}{\tau} = \frac{[(\gamma dy) \cos \beta] \operatorname{tg} \varphi}{[(\gamma dy) \sin \beta]} = \frac{\operatorname{tg} \varphi}{\operatorname{tg} \beta} \quad (\text{VI.33})$$

Biểu thức VI.33 chứng tỏ ổn định của mái đất rời phụ thuộc vào góc ma sát trong φ của đất và góc mái β mà không phụ thuộc chiều cao mái. Cân bằng giới hạn (ứng với $F_s = 1$) xảy ra khi $\beta = \varphi$. Góc mái β trong trường hợp này được gọi là góc nghỉ của đất cát.

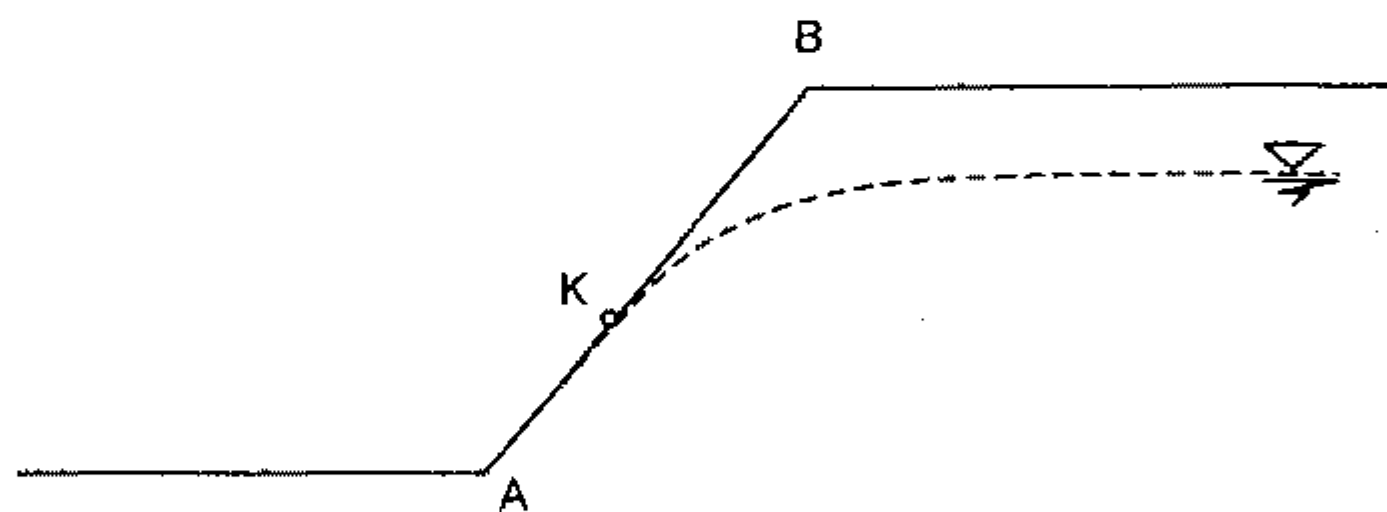
Trường hợp có dòng thấm dọc theo mái đất là một trường hợp đặc biệt thường xuất hiện sau những cơn mưa. Ổn định của mái dốc trong trường hợp này chịu ảnh hưởng của áp lực dòng thấm cần phải được xét đến. Trên hình VI.20 độ dốc của đường mặt nước biểu diễn gradient thủy lực của dòng thấm tại điểm đang xét. Dễ dàng thấy rằng đoạn KA có độ dốc thủy lực lớn nhất và bằng $i = \sin \beta$ do đó các phân tố đất trên đoạn này chịu thêm lực đẩy của áp lực dòng thấm:

$$T^* = \gamma_{dn} dF \sin \beta + i \gamma_0 dF = dF \sin \beta (\gamma_{dn} + \gamma_0)$$

Ứng suất cắt tại điểm đang xét xác định theo biểu thức sau:

$$\tau = T^*/dx = dy \sin \beta (\gamma_{dn} + \gamma_0).$$

Hình VI.20. Mái dốc đất rời có dòng thấm ra ở thân mái



Hệ số an toàn trong trường hợp này có dạng

$$F_s = \frac{[(\gamma_{dn} dy) \cos \beta] \operatorname{tg} \varphi}{[(\gamma_{dn} + \gamma_0) dy \sin \beta]} = \frac{\operatorname{tg} \varphi}{\operatorname{tg} \beta} \frac{\gamma_{dn}}{\gamma_{dn} + \gamma_0} = k \frac{\operatorname{tg} \varphi}{\operatorname{tg} \beta} \quad (\text{VI.34})$$

trong đó: k là hệ số ảnh hưởng của dòng thấm. Vì $k < 1$ ta thấy ngay sự xuất hiện của dòng thấm đã làm giảm hệ số an toàn của mái đất rời.

4.2. Ổn định của mái đất dính thuần túy

4.2.1. Ổn định với giả thiết mặt trượt phẳng

Hình VI.21 biểu diễn một mái đất dính với mặt trượt tương ứng được giả thiết là phẳng có góc nghiêng ω so với phương ngang. Hệ số an toàn được thiết lập trên cơ sở giả thiết sự phân bố đều của sức kháng cắt huy động trên toàn bộ mặt trượt BC :

$$S = \frac{H}{\sin \omega} s_m$$

Tổng lực gây trượt theo mặt trượt BC:

$$T = W \sin \omega = \frac{1}{2} \left(\frac{H^2}{\sin \beta \sin \omega} \right) \sin(\beta - \omega) \gamma \times \sin \omega = \frac{1}{2} \left(\frac{H^2}{\sin \beta} \right) \sin(\beta - \omega) \gamma$$

Phương trình cân bằng $S = T$ chứng tỏ độ bền cân huy động:

$$s_m = \frac{\gamma}{2} H \frac{\sin(\beta - \omega) \sin \omega}{\sin \beta} = f(\omega)$$

Mặt trượt nguy hiểm ứng với $\max s_m$ là nghiệm của phương trình:

$$\frac{ds_m}{d\omega} = 0$$

Giải theo ω ta có mặt trượt nguy hiểm $\omega = \beta/2$ tức là mặt trượt nguy hiểm đi qua phân giác của góc mái β với độ bền cân phải huy động là:

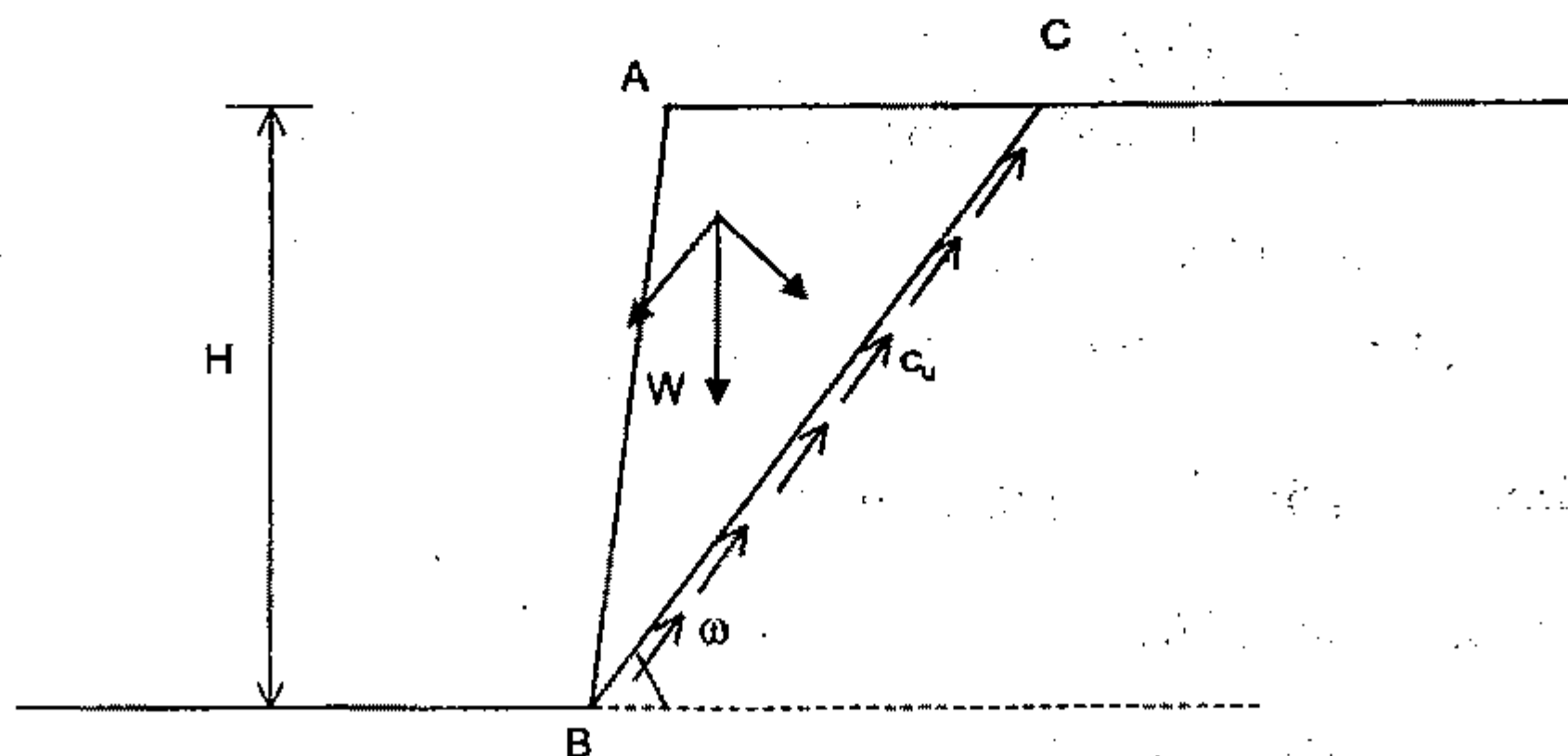
$$s_m = \frac{H\gamma}{4} \operatorname{tg} \left(\frac{\beta}{2} \right)$$

Hệ số an toàn theo mặt trượt, F_s , xác định theo biểu thức:

$$F_s = \frac{c_u}{s_m} = \frac{4c_u}{H\gamma \operatorname{tg}(\beta/2)}$$

Chiều cao giới hạn khi mái đất thẳng đứng trong đất thuần dính xác định ứng với $F_s = 1$ cho kết quả:

$$H_{gh} = \frac{4c_u}{\gamma} \quad (\text{VI.35b})$$



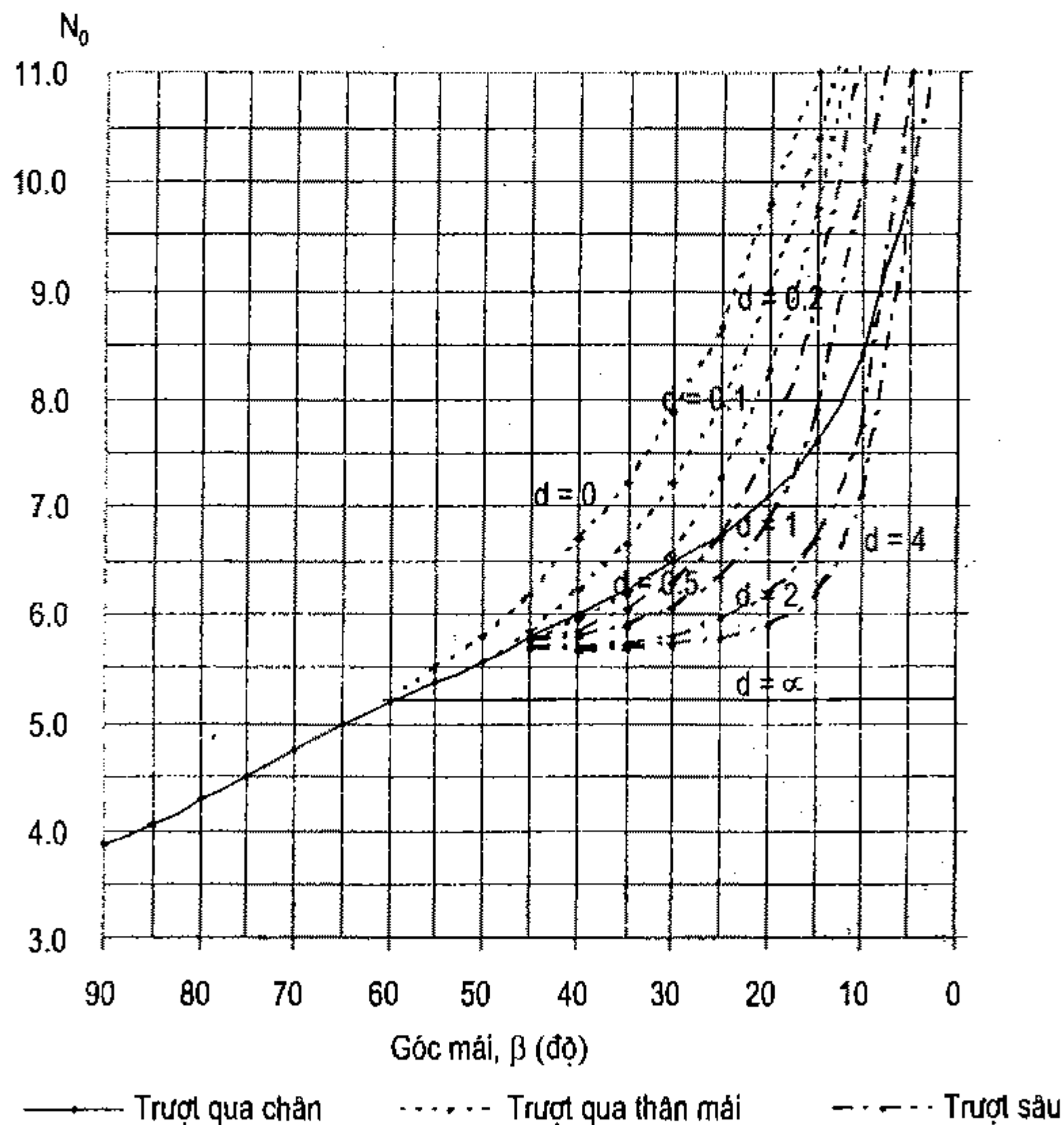
Hình VI.21. Phân tích ổn định hố đào trong đất dính

4.2.2. Phân tích ổn định với giả thiết mặt trượt trụ tròn

Việc giả thiết mặt trượt phẳng nói chung không hợp lí, chiều cao giới hạn xác định theo VI.35 chỉ có ý nghĩa lí thuyết. Mặt trượt tính toán trong thực tế được giả thiết gần đúng hơn có dạng trụ tròn và tùy thuộc vào độ dốc của mái, mặt trượt có thể cắt qua thân mái, chân mái dốc hoặc sâu dưới chân mái. Các nghiên cứu chi tiết (Taylor, 1937; Janbu, 1960...) dẫn đến kết luận chung được thừa nhận là mặt trượt nguy hiểm sẽ qua chân mái khi góc mái lớn hơn 53° ($\beta > 53^\circ$). Hệ số an toàn được biểu diễn dưới dạng:

$$F_s = N_0 \frac{c_u}{\gamma H} \quad (\text{VI.36})$$

trong đó: N_0 được gọi là số ổn định, phụ thuộc chủ yếu vào góc mái và độ sâu tương đối của mặt trượt $d = D/H$ đã được Janbu lập thành biểu đồ.



Hình VI.22. Đồ thị xác định hệ số ổn định N_0 của Janbu

4.3. Trường hợp mái đất tổng quát

Trong trường hợp thông thường, đặc trưng chống cắt của đất được thể hiện bởi góc ma sát trong φ và lực dính đơn vị c . Mái đất có dạng chung như trên hình VI.23. Ổn

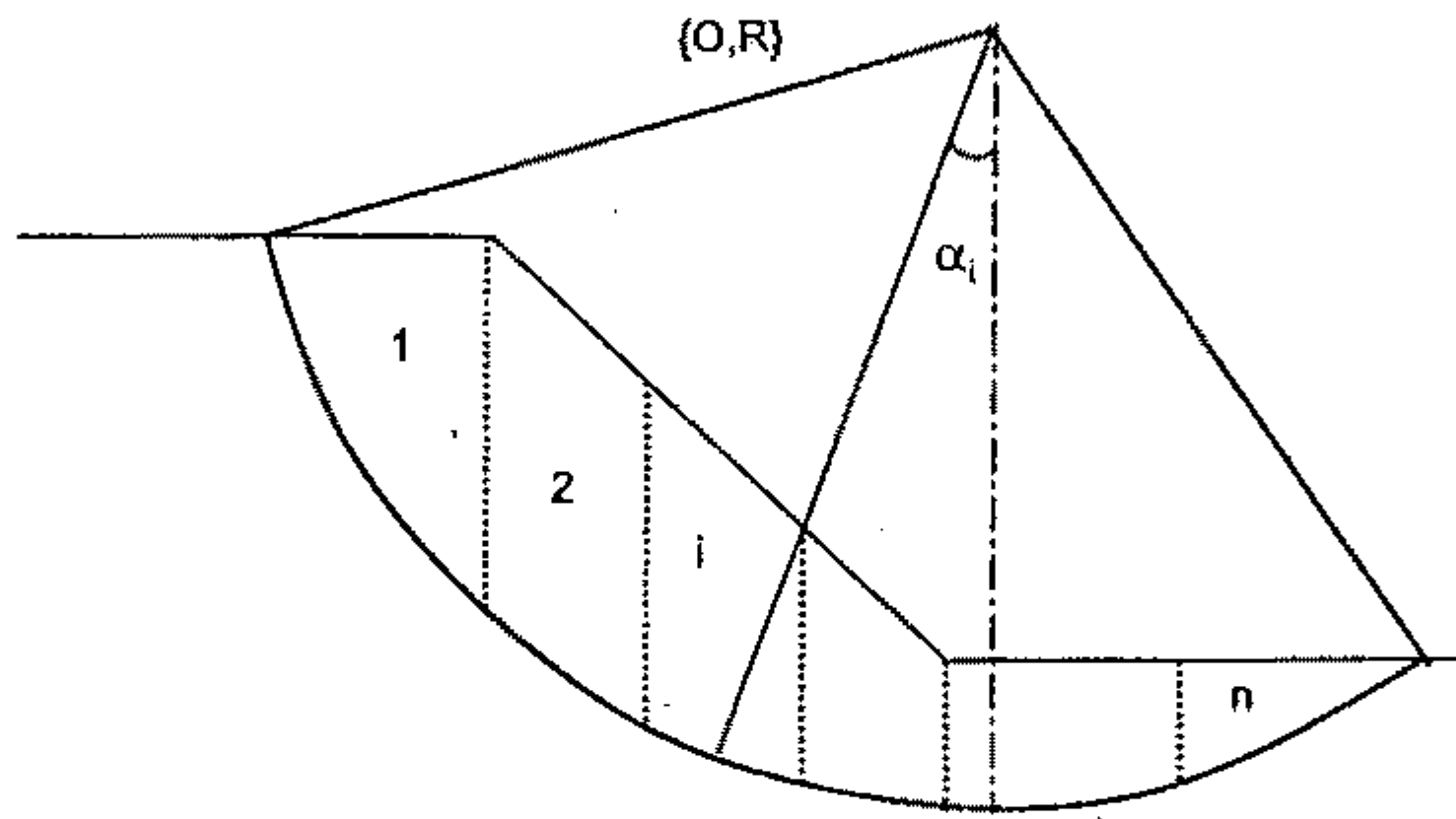
định của mái đất được đánh giá theo phương pháp mặt trượt trụ tròn có nội dung tương tự như việc đánh giá ổn định nền và công trình đã trình bày ở §3 mục 3.3.

Khảo sát mảnh thứ i tách ra từ khối trượt như trên hình VI.23 và được biểu diễn trên hình VI.24. Gọi tổng ứng suất cắt thực tế trên đáy mảnh là T_i , hệ số an toàn F_s đối với mảnh thứ i được hiểu là mức triết giảm tổng sức kháng cắt trên đáy mảnh sao cho điều kiện cân bằng giới hạn xảy ra trên đó được viết dưới dạng:

$$F_s = \frac{T_i}{\Delta l_i s_i} \quad (VI.37)$$

hay:
$$T_i = \frac{\Delta l_i}{F_s} \{c'_i + (\sigma - u) \text{tg}\phi'_i\} \quad (VI.38)$$

trong đó: Δl_i là chiều dài đáy mảnh thứ i và $s_i = c'_i + \sigma'_i \text{tg}\phi'_i$ là sức kháng cắt của đất ở đáy mảnh.



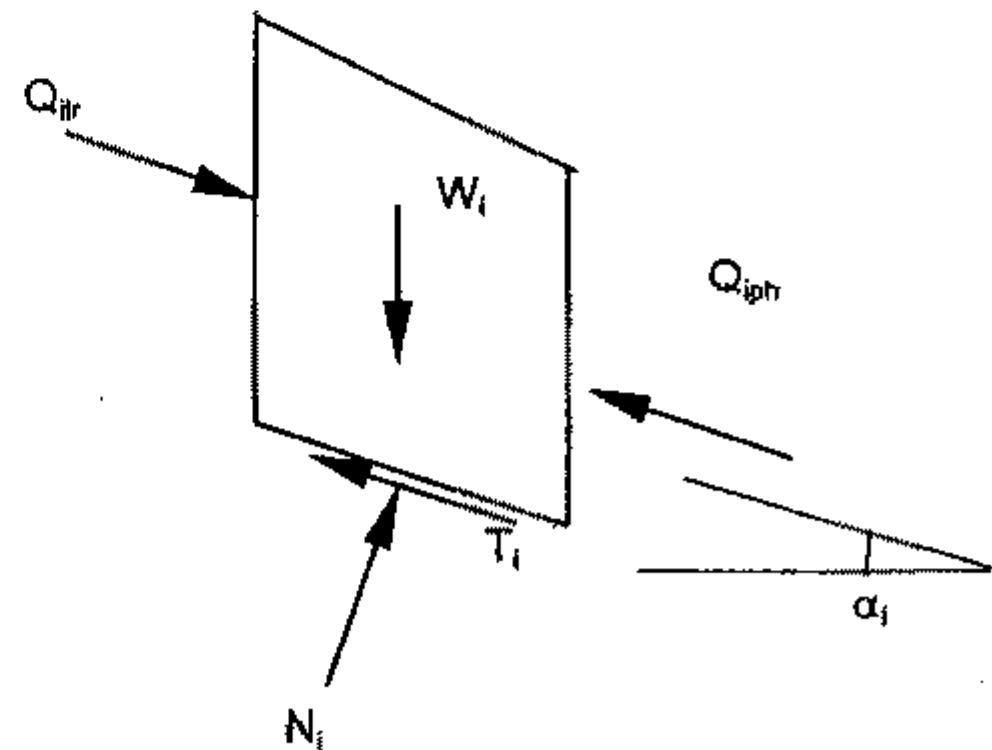
Hình VI.23. Phân mảnh khối trượt (O, R)

Để đánh giá sự ổn định chung, các giả thiết sau đây được áp dụng:

- Với hệ số an toàn F_s điều kiện cân bằng giới hạn phát triển trên mặt trượt, khối đất khi dịch chuyển được coi là không biến dạng.

- Vị trí mặt trượt nguy hiểm được tìm thấy bằng cách thử dần ứng với hệ số an toàn nhỏ nhất.

- Đất là vật liệu Mohr-Coulomb và trượt xảy ra khi thỏa mãn điều kiện cân bằng giới hạn Mohr-Coulomb.



Hình VI.24. Các lực tác dụng lên mảnh i tách ra khỏi khối trượt

- Hệ số an toàn như nhau giữa các mảnh và như nhau đối với thành phần ma sát và lực dính ứng với mức triết giảm độ bền cắt theo VI.37.

4.3.1. Phương pháp Fellenius

Giả thiết bổ sung: các thành phần lực bên, Q, tự cân bằng.

Phương trình cân bằng mômen đối với tâm O được viết theo biểu thức:

$$\sum_{i=1}^n W_i x_i = \sum_{i=1}^n T_i R \quad (\text{VI.39})$$

trong đó: x_i là cánh tay đòn của hợp lực W_i so với tâm O: $x_i = R \sin \alpha_i$

Thay T_i theo VI.38 ta có:

$$\sum_{i=1}^n W_i R \sin \alpha_i = \sum_{i=1}^n \frac{R \Delta l_i}{F_s} (c'_i + \sigma'_i \operatorname{tg} \varphi'_i) \quad (\text{VI.40})$$

giải theo F_s ta được:

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^n (c'_i \Delta l_i + \sigma'_i \Delta l_i \operatorname{tg} \varphi'_i)}{\sum_{i=1}^n W_i \sin \alpha_i} \quad (\text{VI.41})$$

Lưu ý rằng, $\sigma'_i \Delta l_i$ chính là tổng phản lực pháp tuyến hữu hiệu lên đáy mảnh:

$$\sigma'_i \Delta l_i = N_i - u_i \Delta l_i = W_i \cos \alpha_i - u_i \Delta l_i$$

và ta có công thức xác định F_s qua trọng lượng riêng mảnh như sau:

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^n \{c'_i \Delta l_i + [(W_i \cos \alpha_i - u_i \Delta l_i)] \operatorname{tg} \varphi'_i\}}{\sum_{i=1}^n W_i \sin \alpha_i} \quad (\text{VI.42})$$

Công thức VI.42 sử dụng để xác định hệ số an toàn F_s khi áp dụng phân mảnh giản đơn và VI.41 sử dụng khi trường ứng suất đã biết, đặc biệt khi xét đến ảnh hưởng của áp lực nước lỗ rỗng và áp lực nước lỗ rỗng dư tại một thời điểm nào đó (chẳng hạn do đắp đất trên nền đất yếu tạo ra).

4.3.2. Phương pháp Bishop giản đơn (Simplified Bishop)

Giả thiết bổ sung: bỏ qua ảnh hưởng của lực cắt giữa các mảnh. Lực bên Q suy biến thành áp lực ngang, E.

Đối với một mảnh, phương trình cân bằng lực theo phương đứng có dạng:

$$N_i \cos \alpha_i + T_i \sin \alpha_i = W_i$$

Thay T_i theo VI.38:

$$N_i \cos \alpha_i - W_i + \frac{\Delta l_i c'_i}{F_s} \sin \alpha_i + \frac{\Delta l_i (\sigma_i - u_i) \sin \alpha_i}{F_s} = 0$$

Thay $\Delta l_i \sigma_i = N_i$, giải theo N_i ta có:

$$N_i = \frac{W_i - \frac{\Delta l_i c'_i}{F_s} + \frac{\Delta l_i u_i \operatorname{tg} \varphi'_i \sin \alpha_i}{F_s}}{m_{\alpha_i}} \quad (\text{VI.43})$$

trong đó: $m_{\alpha_i} = \cos \alpha_i + (\sin \alpha_i \operatorname{tg} \varphi'_i) / F_s$ (VI.44)

Cuối cùng, phương trình xác định hệ số an toàn chung có dạng:

$$F_s = \frac{\sum_{i=1}^n [\Delta l_i c'_i \cos \alpha_i + (W_i - \Delta l_i u_i) \operatorname{tg} \varphi'_i] / m_{\alpha_i}}{\sum_{i=1}^n W_i \sin \alpha_i} \quad (\text{VI.45})$$

Hai vế của phương trình VI.45 đều có chứa F_s , do đó với mỗi mặt trượt $\{O, R\}$ việc xác định F_s phải tiến hành theo phương pháp thử dần theo thuật toán riêng sau:

- Giả thiết $F_s = 1$, tính m_{α_i} theo phương trình VI.44
 - Thay m_{α_i} vào VI.45 để tính lại hệ số F_s
 - Tính lại m_{α_i} theo VI.44 với hệ số F_s mới xác định ở trên
 - Lặp lại việc xác định m_{α_i} và F_s sao cho giá trị của F_s đạt tới độ chính xác yêu cầu.
- Nói chung, F_s hội tụ sau vài ba lần lặp.

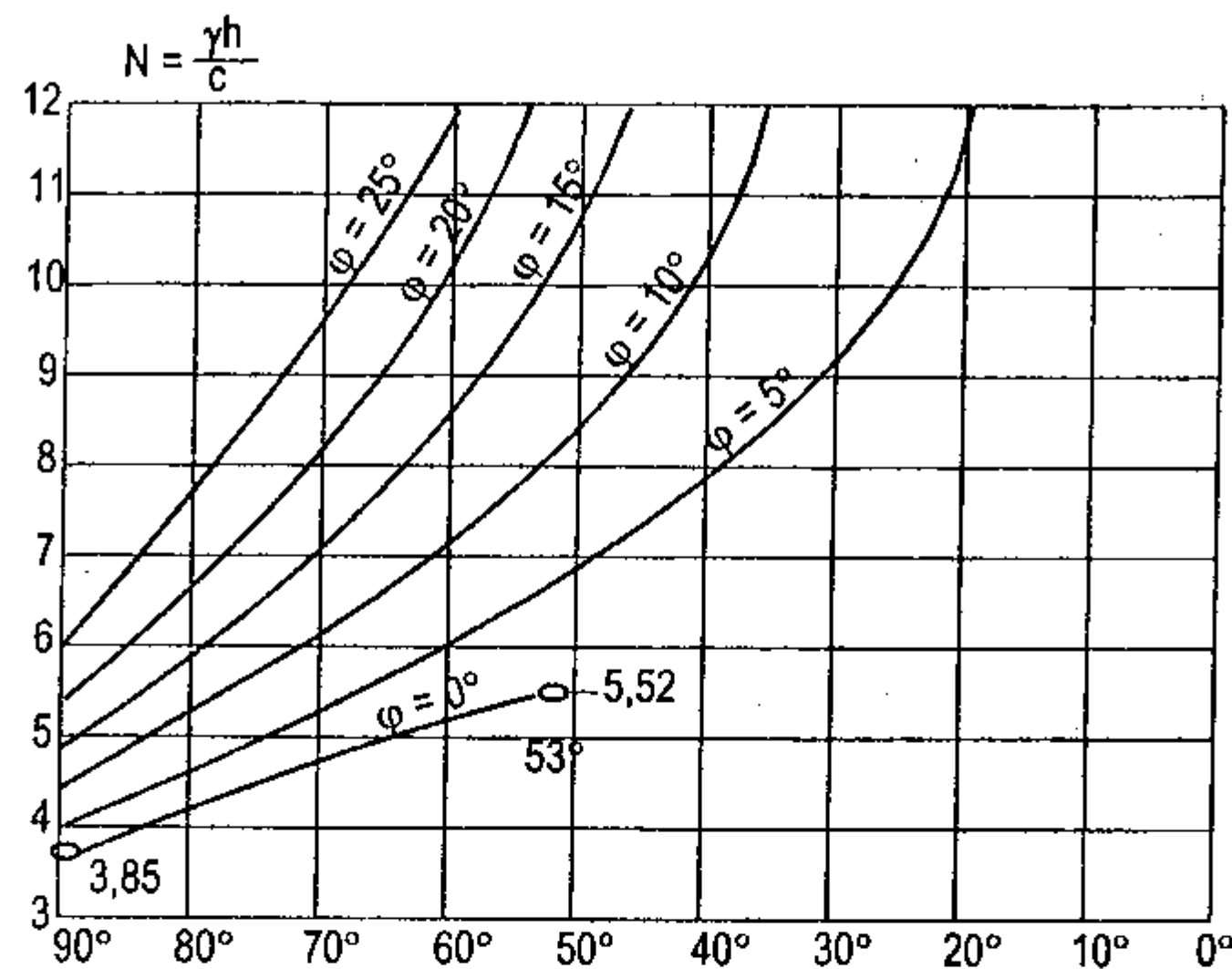
Các thuật toán trên đây cùng nhiều phương pháp đánh giá khác là cơ sở cho các phần mềm phân tích mái dốc hiện rất phổ biến. Một số kết quả nghiên cứu khác biểu diễn hệ số an toàn qua số an toàn N_T xác định từ đồ thị phụ thuộc vào điều kiện đất nền được Taylor đưa ra có thể sử dụng trong các tính toán sơ bộ được giới thiệu dưới đây:

4.3.3. Đánh giá ổn định dựa theo toán đồ của Taylor

Đối với các dạng mái đất đơn giản, đất đồng nhất hoặc đất thuần dính nằm trên lớp đất cứng, Taylor đã xây dựng toán đồ số ổn định của mái dốc, N_T , theo dạng của biểu thức VI.37 ứng với hệ số an toàn $F_s = 1$. Trường hợp đất đồng nhất, $N_T = f(\varphi, \beta)$; trường hợp đất thuần dính, $N_T = f(\beta, n_d)$ trong đó: φ – góc kháng cắt của đất; β – góc mái dốc; n_d – tỉ số giữa chiều cao kể từ đỉnh mái dốc đến mặt tầng đất cứng so với chiều cao mái dốc (còn gọi là độ dày tương đối của đất mái dốc).

$$\text{Thay } F_s = 1 \text{ ta có } N_T = \frac{\gamma H}{c}$$

trong đó: c - lực dính của đất mái dốc; H - chiều cao mái dốc.



Hình VI.25. Đồ thị xác định số ổn định N theo độ dốc mái và ma sát trong của đất (Taylor, 1948)

Ví dụ VI.5: Taluy nền đường đắp cao 6m bằng đất có các đặc trưng cơ-lí cơ bản của đất như sau: $\varphi = 15^\circ$, $c = 12 \text{ kN/m}^2$, $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$. Hãy xác định góc mái taluy đảm bảo hệ số an toàn tối thiểu $F_s = 1.5$.

Giải:

$$\text{Số ổn định Taylor của đất } N_T = \frac{\gamma H}{c} = \frac{18 \times 6}{12} = 9,0$$

Với góc ma sát $\varphi = 15^\circ$, trên toán đồ $N_T = 9$ cho góc mái $\beta = 58^\circ$ tương ứng với hệ số an toàn $F_s = 1$.

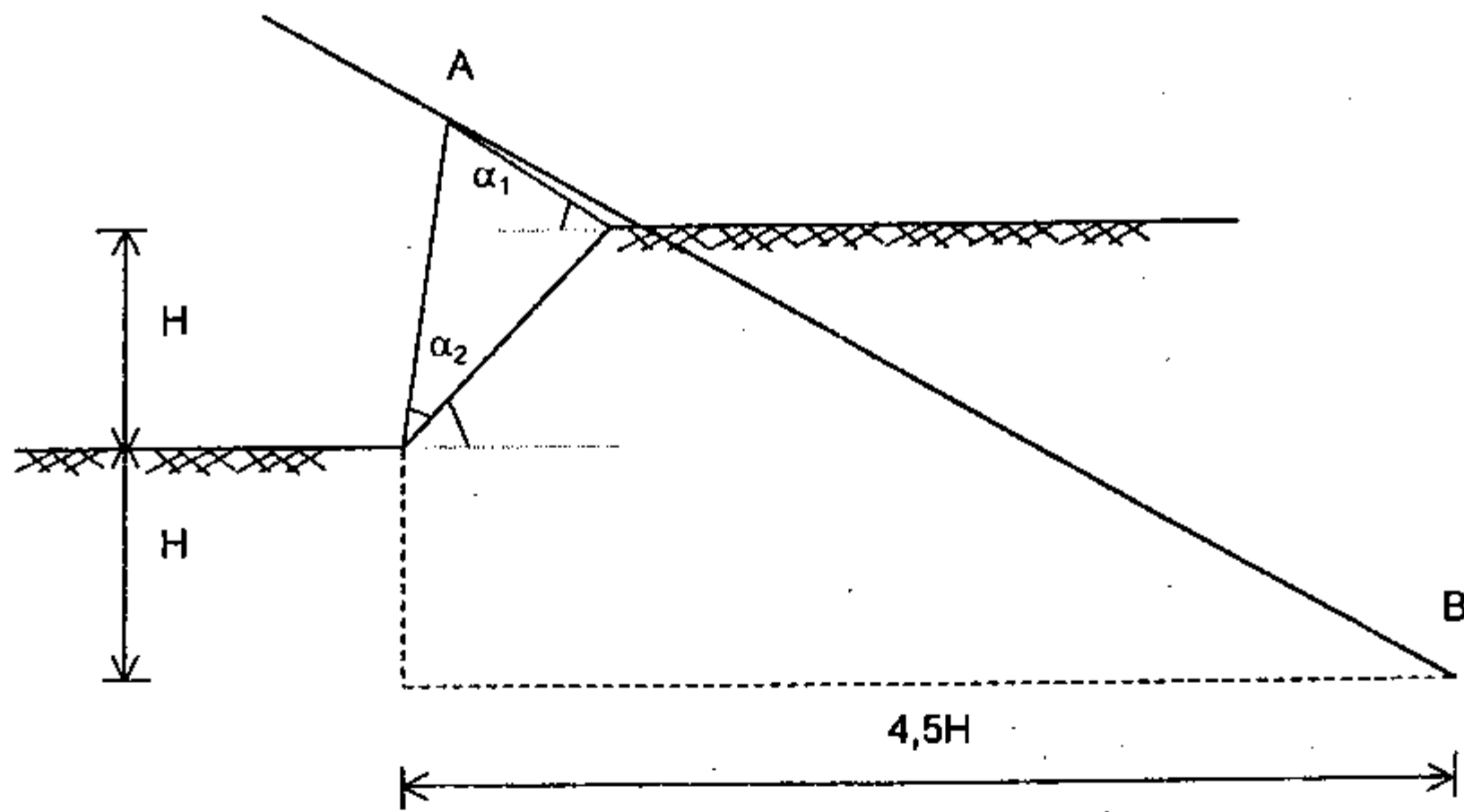
Để đảm bảo hệ số an toàn $F_s = 1.5$, có thể chọn góc mái $\beta = 58/1.5 \approx 40^\circ$.

4.4. Xác định gần đúng vị trí cung trượt

Khi đánh giá ổn định của mái đất theo phương pháp Fellenius với ứng suất tổng đã có một số tổng kết kinh nghiệm cho phép xác định nhanh vị trí gần đúng của mặt trượt. Các quy tắc sau đây thường áp dụng khi kiểm toán ổn định mái đất nền đường đắp cũng như nền đất dưới nền đường đắp, nên đề nói chung.

Tâm trượt nguy hiểm nằm trên đường thẳng AB xác định như sau:

Điểm A xác định nhờ các góc α_1 và α_2 phụ thuộc vào góc nghiêng β của mái đất; điểm B cách chân mái đất 4.5 lần chiều cao, ở độ sâu H so với chân mái đất.



Hình VI.26. Xác định nhanh vị trí mặt trượt nguy hiểm

Bảng tổng kết giá trị α_1 và α_2

Độ dốc mái	Góc mái β	α_1	α_2
1: 0,5	57°	29°	40°
1: 1,0	45°	28°	37°
1: 1,5	$33,8^\circ$	26°	35°
1: 2,0	$26,5^\circ$	25°	35°
1: 3,0	$18,5^\circ$	25°	34°

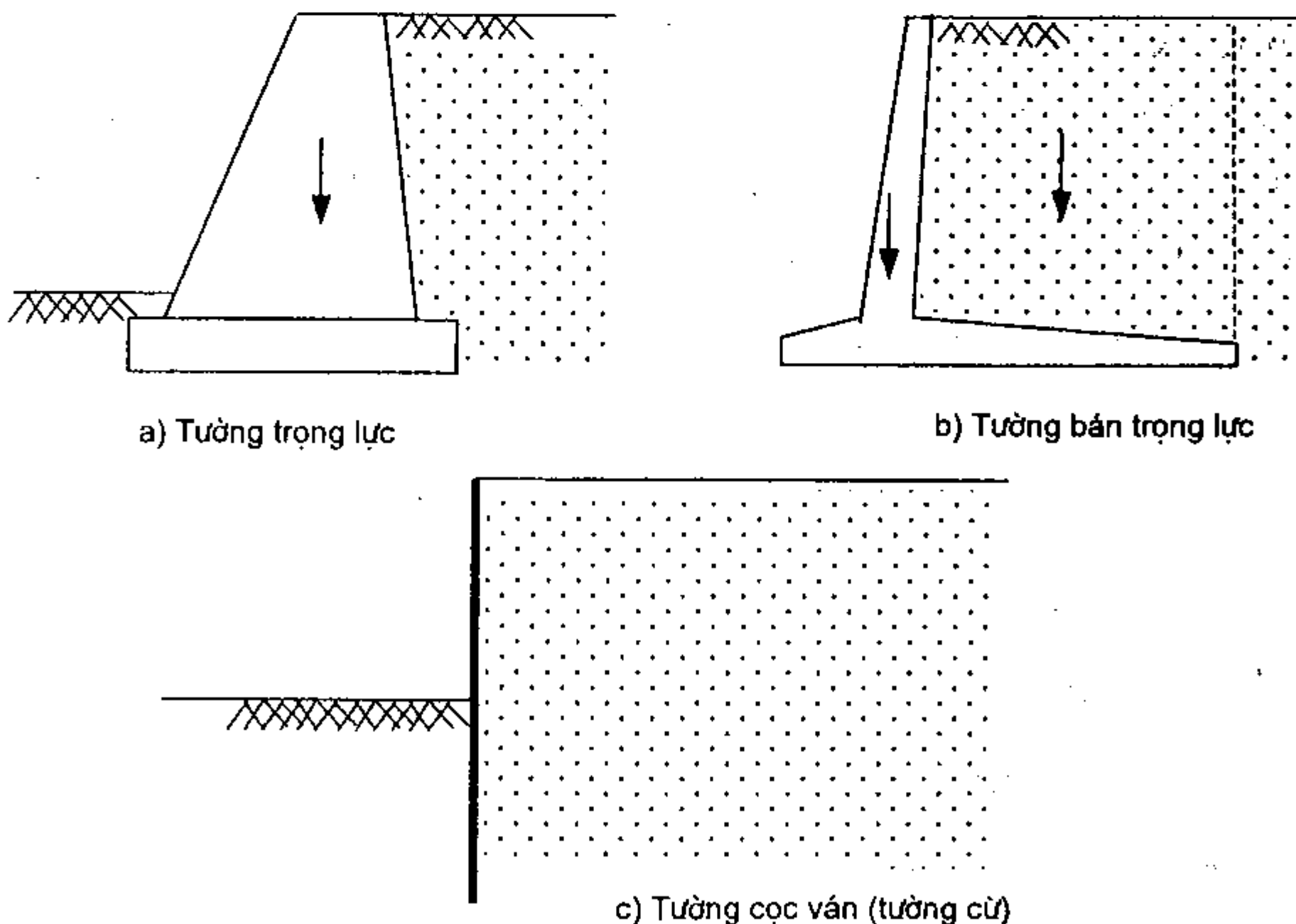
Chương VII

ÁP LỰC ĐẤT LÊN TƯỜNG CHẮN

§1. KHÁI NIỆM CHUNG

1.1. Khái niệm về tường chắn

Tường chắn là một dạng kết cấu đặc biệt được dùng để chắn giữ các khối đất hoặc các dạng vật liệu khác. Tường chắn được sử dụng nhiều cả trong các công trình giao thông, thủy lợi và xây dựng dân dụng. Hình dáng chung của tường chắn trên hình VII.1. Tường chắn chịu tác dụng chủ yếu là áp lực của vật liệu cần chắn giữ. Trong phần lớn các công trình thực tế vật liệu cần chắn giữ là khối đất sau tường nên thuật ngữ "áp lực đất" thường được dùng khi nói đến áp lực lên tường. Để hoàn thành chức năng của mình, tường chắn trước hết phải ổn định trước tác dụng của áp lực đất do đó một trong những cách phân loại tường chắn thông dụng là phân loại theo phương thức ổn định. Theo phương thức này, tường chắn có thể tự ổn định nhờ vào trọng lượng bản thân gọi là tường trọng lực (hình VII.1a).



Hình VII.1. Các dạng tường chắn đất

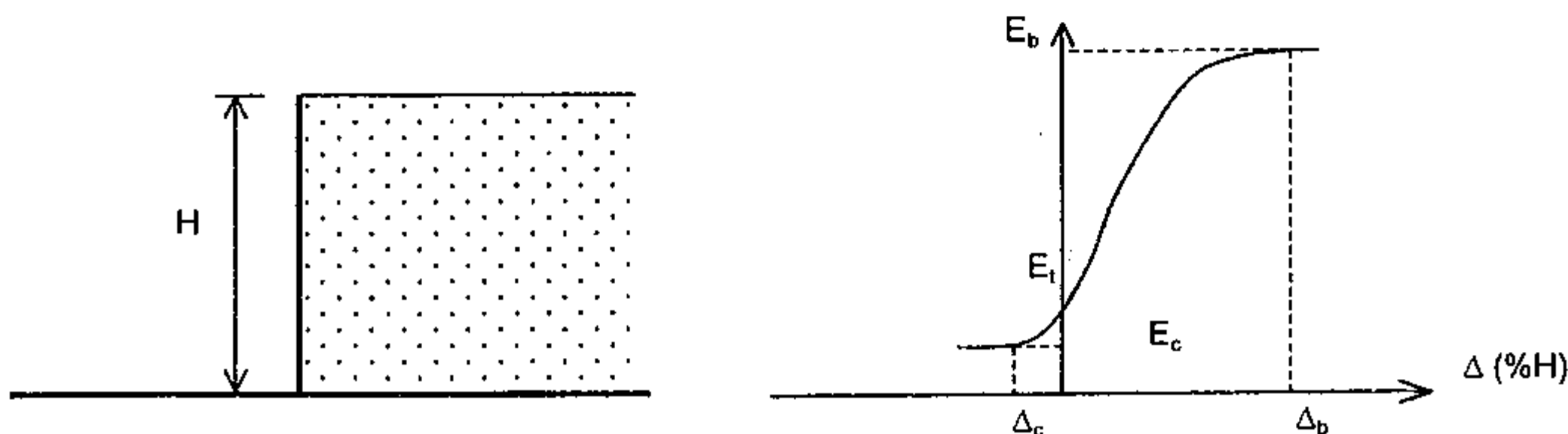
Nếu sự ổn định được đảm bảo nhờ vào trọng lượng bản thân tường và trọng lượng đất lên một phần tường (thường là bản đáy của tường) thì được gọi là tường bán trọng lực (hình VII.1b). Một kiểu tường chắn đặc biệt có kết cấu dạng bản mềm, ổn định nhờ áp lực đất tác dụng lên cả hai phía gọi là tường cọc ván hay tường cừ (hình VII.1c).

Tường chắn có thể được phân loại theo chiều cao tường, theo phương pháp thi công, theo vật liệu tường... Trong số đó, phân loại tường chắn theo độ cứng bản thân tường có ảnh hưởng rất lớn đến vấn đề xác định chính xác áp lực đất lên tường, đặc biệt là đối với những vấn đề kỹ thuật có liên quan đến độ bền của bản thân tường chắn. Những vấn đề đó tương đối phức tạp và đòi hỏi những kỹ năng tính toán phân tích mang màu sắc kỹ thuật rõ nét xin xem các tài liệu chuyên đề. Trong phạm vi nội dung của tài liệu này chủ yếu đề cập đến tường chắn cứng là loại tường có biến dạng bản thân tương đối bé do đó lưng tường thẳng được giả thiết vẫn thẳng sau chuyển vị.

1.2. Khái niệm về áp lực đất

Áp lực đất lên tường chắn thay đổi tùy theo chuyển vị tương đối giữa đất với tường. Thí nghiệm sự phụ thuộc của áp lực đất vào chuyển vị tương đối được Terzaghi thực hiện trên quy mô lớn cho kết quả trên hình VII.2. Theo kết quả thí nghiệm, khi tường dịch chuyển ra xa khối đất, áp lực đất giảm dần và đạt tới giá trị nhỏ nhất khi chuyển vị đó chừng 0.5 đến 1% chiều cao tường kèm theo sự trượt đất sau tường. Áp lực đất trong trường hợp này được gọi là áp lực đất chủ động, kí hiệu E_c . Khi chuyển dịch theo hướng ngược lại, đất bị ép chặt làm cho áp lực đất lên tường tăng lên và đạt đến giá trị lớn nhất kèm theo sự trượt trôi đất sau tường. Áp lực đất trong trường hợp này được gọi là áp lực đất bị động, kí hiệu E_b . Chuyển vị tương đối ứng với trạng thái áp lực đất bị động thường rất lớn. Tùy thuộc loại đất và độ chặt ban đầu của đất, chuyển vị này có thể đạt đến 2-3%, thậm chí đến 15% chiều cao tường.

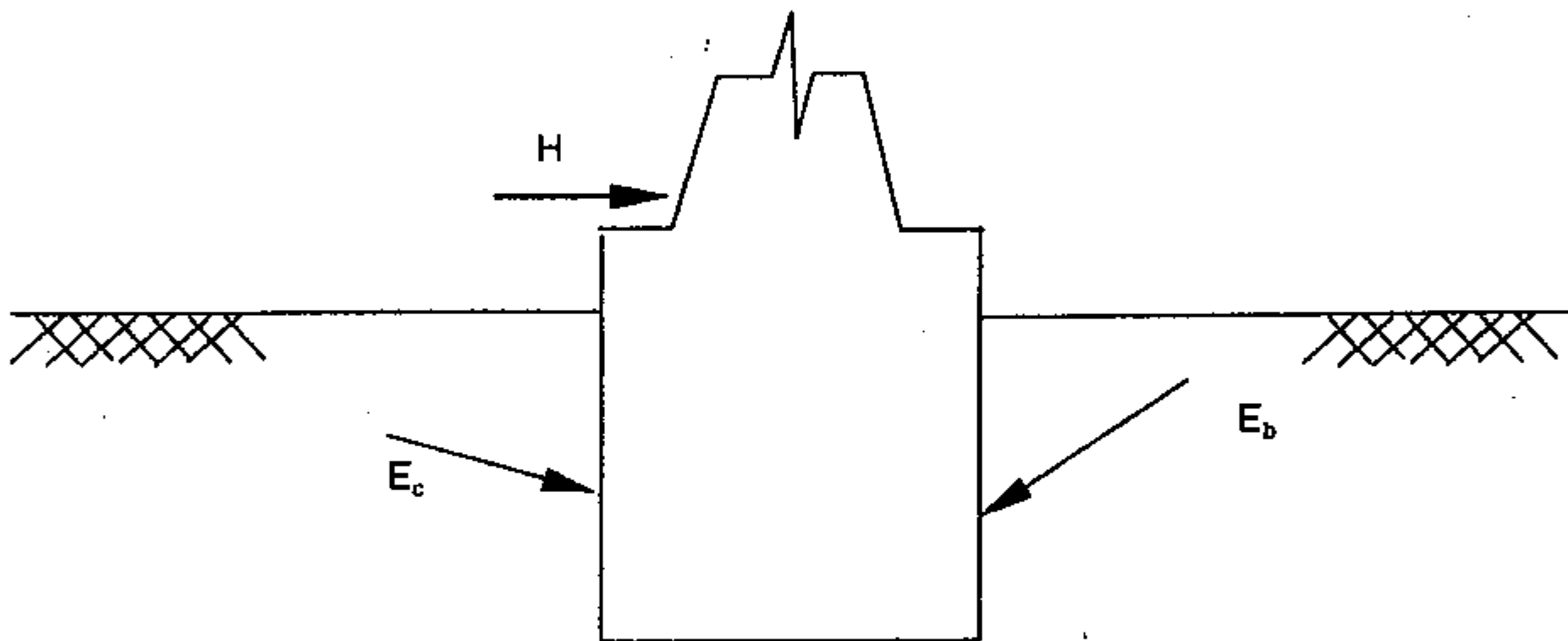
Áp lực đất khi tường không có chuyển vị so với đất được gọi là áp lực đất tĩnh, kí hiệu E_t .



Hình VII.2. Các dạng áp lực đất lên tường chắn

Điều cần đặc biệt lưu ý là các chuyển vị tương đối cần thiết để xuất hiện trạng thái cân bằng giới hạn chủ động hoặc bị động đối với một tường chắn (Δ_c và Δ_b) rất khác nhau. Do đó, nếu hai phía của một công trình đồng thời xuất hiện áp lực đất theo hai dạng khác nhau không có nghĩa trạng thái cân bằng giới hạn cùng đồng thời xuất hiện. Nói chung trạng thái cân bằng giới hạn chủ động xuất hiện trước vì Δ_c nhỏ hơn rất nhiều so với Δ_b .

Khảo sát trường hợp công trình dặt sâu trong đất và chịu tác dụng của tải trọng ngang như trên hình VII.3. Áp lực đất chủ động xuất hiện ở phía cùng chiều với tải trọng ngang H trong khi phía ngược lại xuất hiện áp lực đất bị động. Chuyển vị tương đối giữa đất và tường trong trường hợp này là như nhau do đó cân bằng giới hạn chủ động (và thậm chí là trượt) có thể đã xuất hiện trong khi phía đối diện đất vẫn ở trong trạng thái "dàn hồi". Điều này cần đặc biệt được lưu ý khi phân tích những vấn đề ổn định liên quan đến áp lực đất cũng như xác định tải trọng lên các bộ phận của công trình.



Hình VII.3. Áp lực đất ở hai phía công trình

§2. XÁC ĐỊNH ÁP LỰC ĐẤT CHỦ ĐỘNG LÊN TƯỜNG CHẮN

Trong đa phần các bài toán thực tế ta thường gặp, áp lực đất lên tường thuộc loại chủ động. Việc nghiên cứu xác định áp lực đất chủ động do đó được quan tâm nghiên cứu nhiều hơn cả. Dưới đây trình bày một số phương pháp tiêu biểu.

2.1. Phương pháp xác định áp lực đất chủ động của Rankine

Khảo sát trường hợp riêng tường chắn thẳng đứng được dùng để chắn giữ khối đất rời nằm ngang như trên hình VII.4, áp lực đất lên tường chắn ở độ sâu bất kì có thể biểu diễn qua ứng suất nén theo phương thẳng đứng, σ_z , theo biểu thức:

$$\sigma_x = K\sigma_z \quad (\text{VII.1})$$

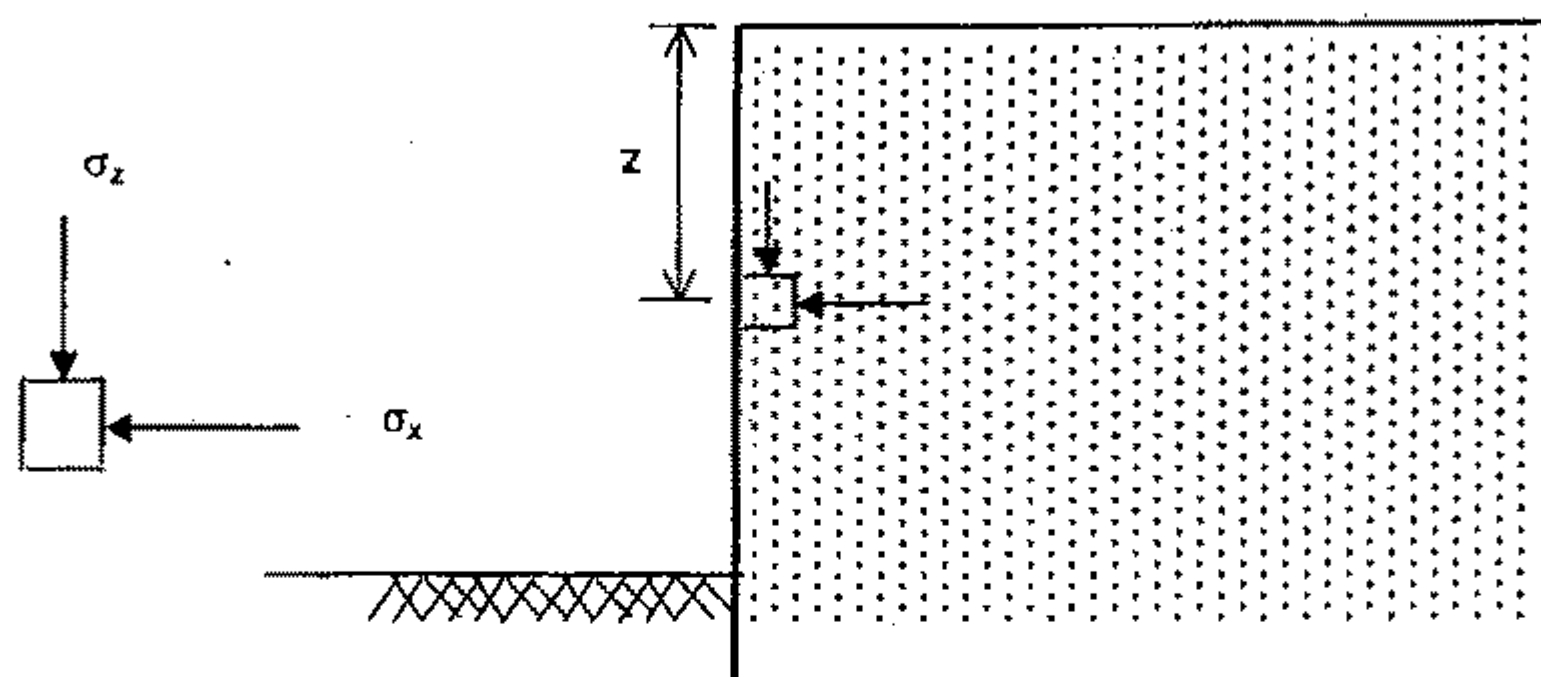
trong đó: K được gọi là hệ số áp lực đất.

Hệ số áp lực đất, K , phụ thuộc vào chuyển vị tương đối giữa đất với tường, loại đất, trạng thái của đất và ma sát giữa đất với tường. Ở trạng thái tĩnh, có thể coi khối đất sau tường làm việc ở trạng thái đàn hồi, bỏ qua ma sát giữa đất với tường ta có thể tính ứng suất nén theo phương đứng theo biểu thức:

$$\sigma_z = \sigma_1 = \gamma z.$$

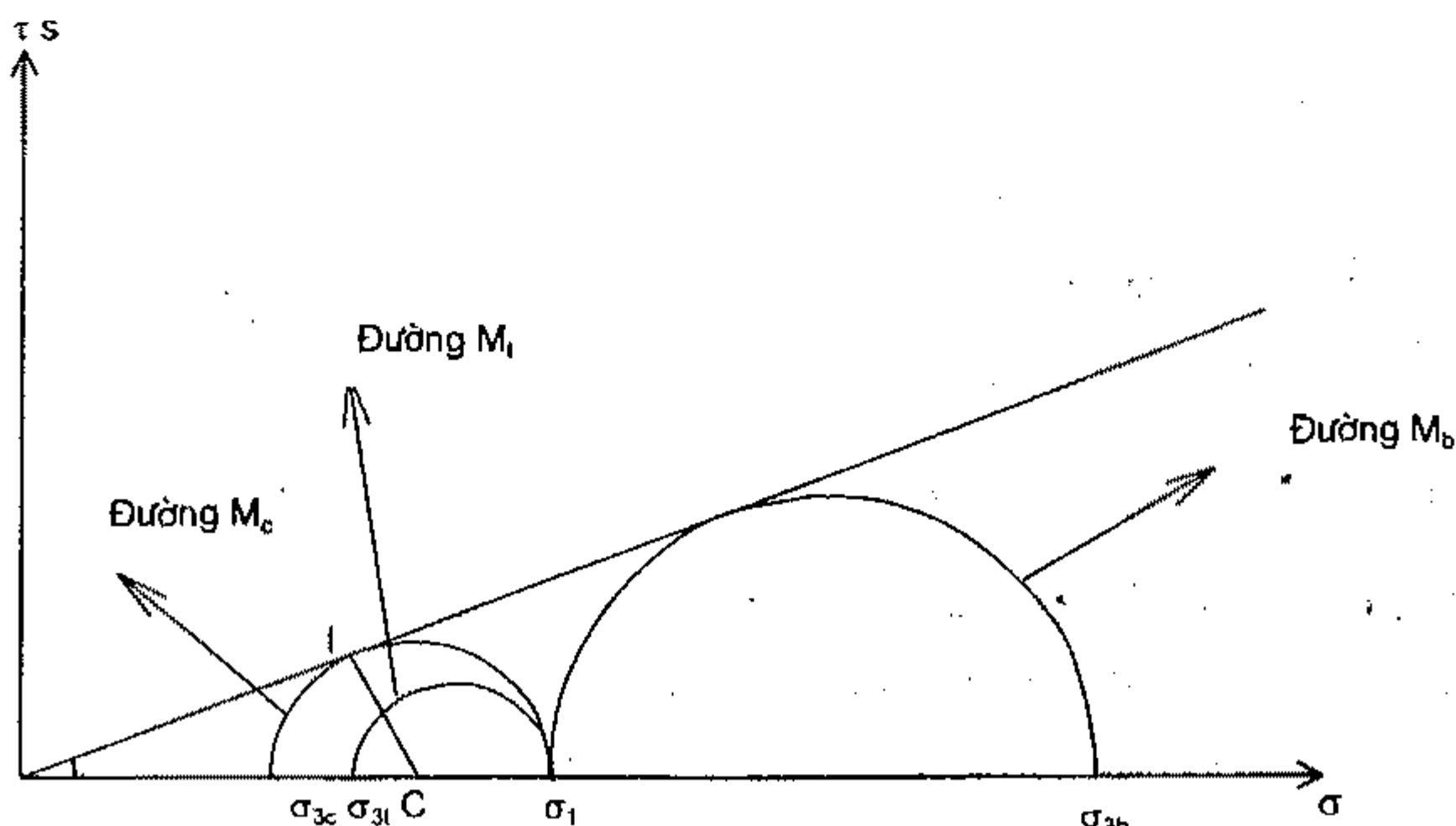
Thay vào VII.1 ta có biểu thức cường độ áp lực đất tĩnh lên tường có dạng:

$$\sigma_x = \sigma_3 = K_0 \sigma_1. \quad (VII.2)$$



Hình VII.4. Trạng thái ứng suất tại một phân tử đất sau tường

Trên đồ thị τ - σ biểu diễn trạng thái ứng suất tại một điểm, vòng tròn Mohr biểu diễn trạng thái ứng suất đàn hồi nằm thấp hơn đường giới hạn sức kháng cắt Coulomb (đường M_1 trên hình VII.5). Giá trị của K_0 xác định theo thí nghiệm hoặc lấy theo bảng IV.1 áp dụng cho đất cố kết bình thường ($OCR = 1$). Nhiều nghiên cứu về sau đã chứng tỏ hệ số K_0 phụ thuộc vào trạng thái cố kết của đất do đó đã có nhiều đề nghị xác định K_0 qua hệ số cố kết OCR (xem mục VII.4 dưới đây).



Hình VII.5. Sự thay đổi trạng thái ứng suất tại độ sâu z

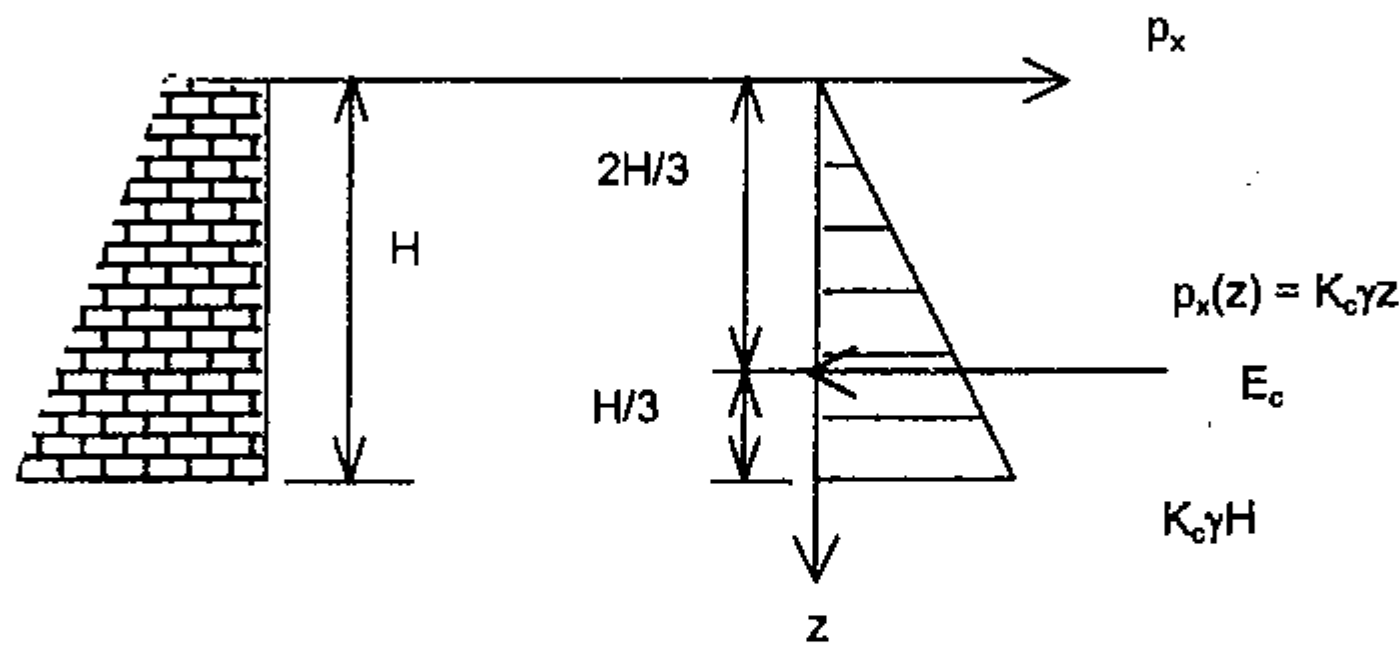
Khi tường chuyển vị ra xa khối đất, đất sau tường bị giãn ra, ứng suất chính σ_3 giảm trong khi σ_1 không đổi. Đường trạng thái ứng suất chuyển dần về phía trái đến vị trí giới hạn M_c ứng với sự cân bằng giới hạn chủ động. Ứng suất chính σ_3 trong trường hợp này chính là cường độ áp lực đất chủ động lên tường và được xác định theo biểu thức:

$$\sigma_3 = \sigma_1 \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} = \sigma_1 \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) \quad (\text{VII.3})$$

hay:
$$p_x = K_c \sigma_z \quad (\text{VII.3a})$$

trong đó: p_x – cường độ áp lực đất lên tường tại độ sâu z ; $K_c = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right)$ được gọi là hệ số áp lực đất chủ động.

Biểu đồ cường độ áp lực đất lên tường có dạng như trên hình VII.6. Từ biểu đồ này ta dễ dàng xác định được giá trị, E_c , và điểm đặt của áp lực đất lên tường.



Hình VII.6. Biểu đồ áp lực đất chủ động lên tường (đất rời)

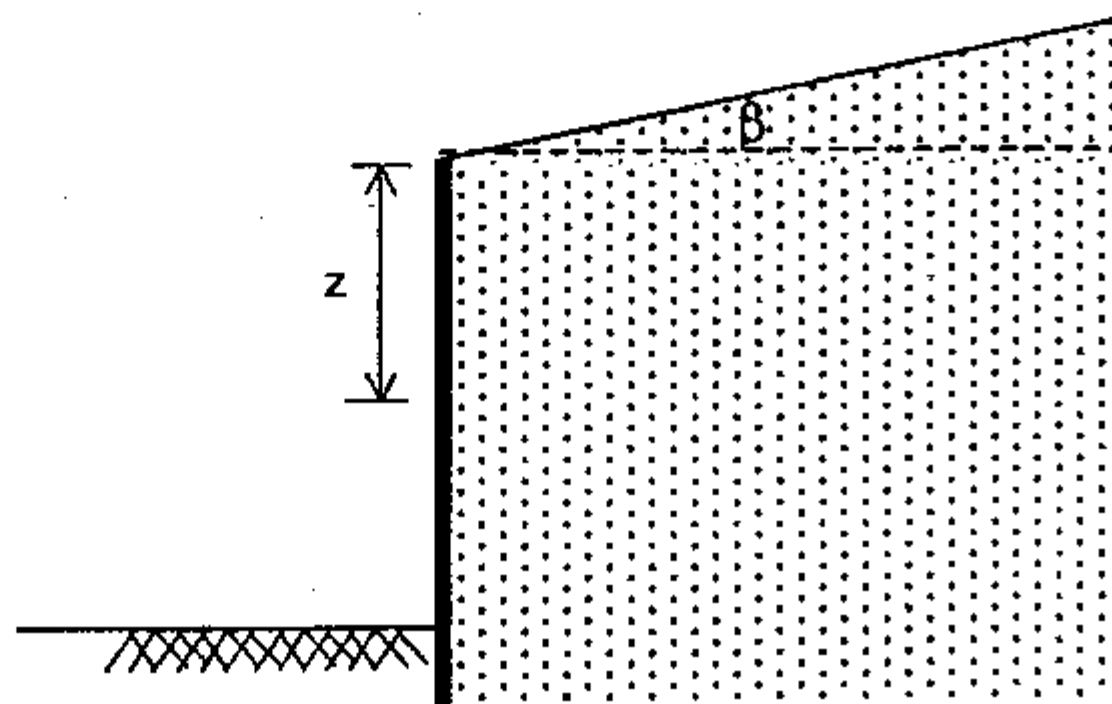
Áp lực đất chủ động lên một mét dài tường xác định theo công thức:

$$E_c = \frac{1}{2} H K_c \sigma_z = \frac{1}{2} K_c \gamma H^2 \quad (\text{VII.4})$$

Đối với đất dính, áp lực đất chủ động tính theo công thức:

$$p_x = K_c \sigma_z - 2c \sqrt{K_c} \quad (\text{VII.5})$$

Hình VII.7. Tường chắn với mái đất nghiêng góc β



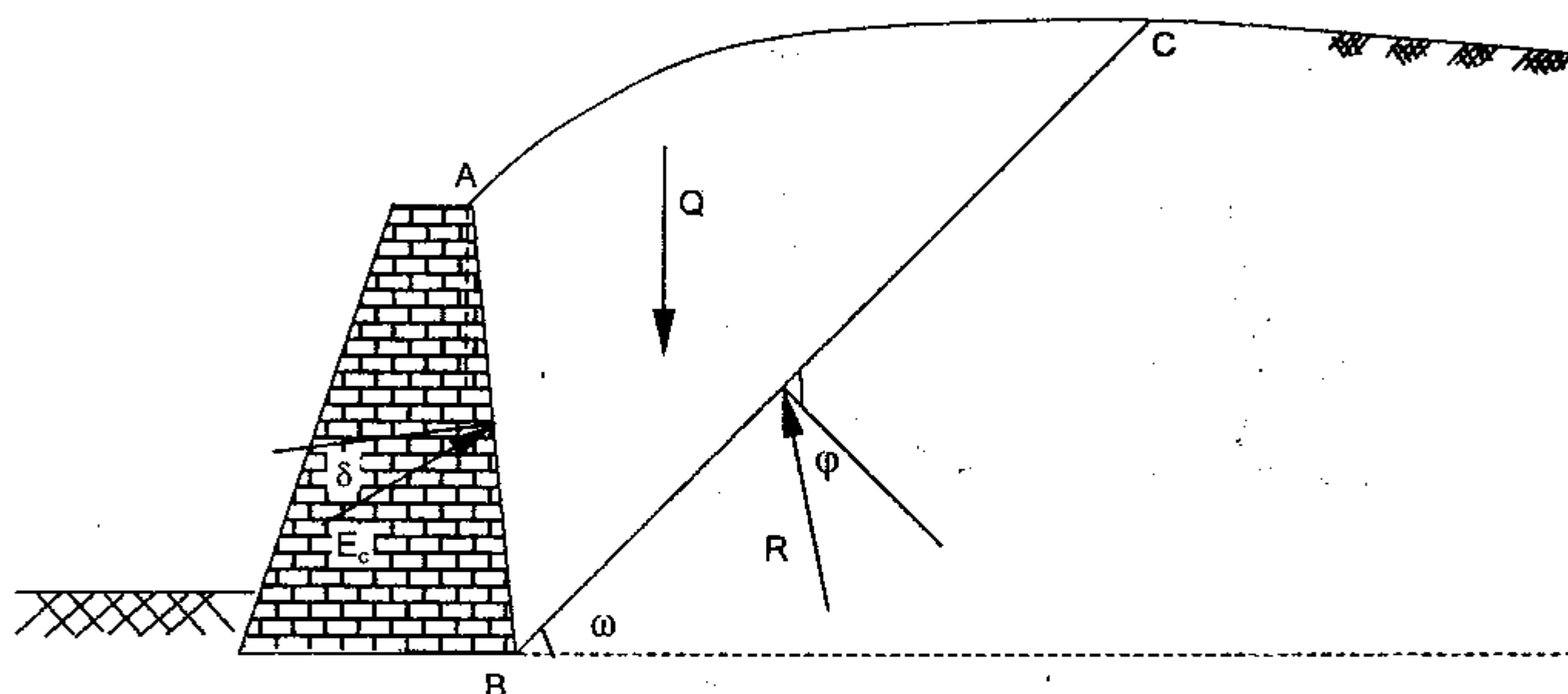
Trường hợp mặt đất nghiêng so với phương ngang một góc β như trên hình VII.7, ứng suất nén theo phương đứng xác định theo công thức:

$$\sigma_z = \gamma z / \cos\beta \quad (\text{VII.5a})$$

2.2. Phương pháp Coulomb xác định áp lực đất chủ động lên tường

Khảo sát tường chắn như trên hình VII.8 với bề mặt đất có dạng bất kì. Để xác định áp lực đất chủ động lên tường chắn, Coulomb giả thiết rằng:

- Đất sau tường ở trạng thái cân bằng giới hạn;
- Mặt trượt nguy hiểm hình thành trong đất là mặt phẳng AC ứng với áp lực đất lớn nhất;
- Lãng thể trượt ABC là một khối cứng.



Hình VII.8. Sơ đồ phân tích khối trượt và áp lực đất lên tường chắn

2.2.1. Biểu thức tổng quát xác định áp lực đất chủ động

Với các giả thiết nêu trên, trong trường hợp đất sau tường là đất cát ($c = 0$), lãng thể trượt ABC cân bằng giới hạn dưới tác dụng của các lực Q (trọng lượng bản thân đất), E_c (phản lực của tường vào đất cũng bằng áp lực đất lên tường) và R (phản lực của đất lên lãng thể trượt). Vì lãng thể trượt cân bằng giới hạn nên các lực E_c và R nghiêng so với phương mặt trượt tương ứng những góc xác định δ và φ là góc ma sát giữa hai khối trượt lên nhau trong đó δ còn được gọi là góc ma sát ngoài của đất.

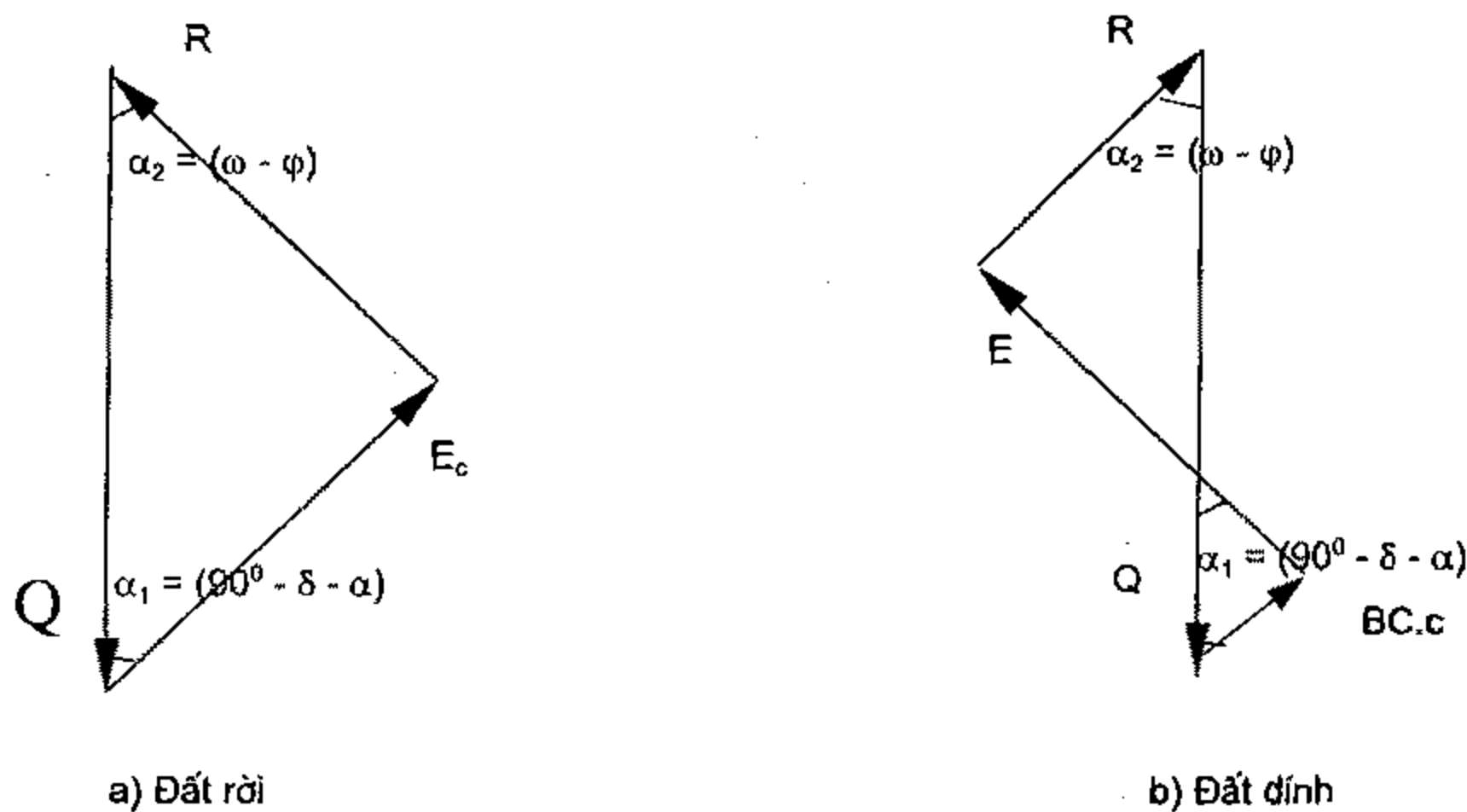
Từ đa giác lực trên hình VII.9a, áp lực đất lên tường chắn, E_c , được xác định theo biểu thức lượng của tam giác lực có dạng:

$$E_c = Q \frac{\sin \alpha_2}{\sin[180^\circ - (\alpha_1 + \alpha_2)]} = Q \frac{\sin(\omega - \varphi)}{\sin(\omega - \varphi + \alpha_1)} = f(\omega) \quad (\text{VII.6})$$

trong đó: Q là trọng lượng của khối trượt, bằng diện tích tam giác cong ABC nhân với trọng lượng thể tích đơn vị của đất, γ .

Lưu ý rằng $\alpha_1 = (90^\circ - \delta - \alpha) = \text{const}$, bằng cách tính thử giá trị của E_c với một vài mặt trượt khác nhau có góc nghiêng ω thay đổi ta tìm được giá trị áp lực đất lên tường chắn thỏa mãn giả thiết thứ hai của Coulomb, E_{cmax} .

Đối với đất dính, bằng cách dựa thêm vào đa giác lực các thành phần lực dính giữa đất với tường và giữa đất với đất ta dễ dàng xác định được giá trị của E_c (hình VII.9 b)



Hình VII.9. Đa giác lực cân bằng giới hạn
($\alpha =$ góc nghiêng của lưng tường so với phương thẳng đứng)

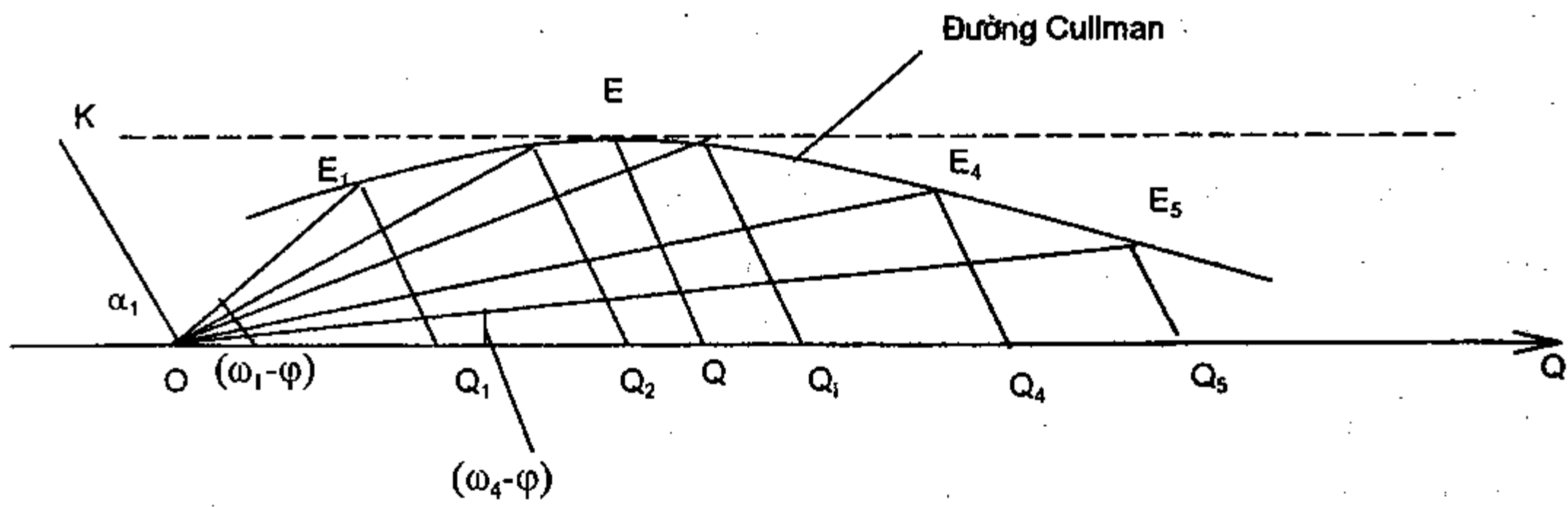
2.2.2. Xác định E_{cmax} bằng phương pháp đồ thị

Đồ thị $E_c = f(\omega)$ được dựng theo trục OQ nằm ngang biểu diễn sự thay đổi trọng lượng lãng thể trượt, Q , theo góc nghiêng của mặt trượt bất kì, ω : $Q = f(\omega)$.

Giả sử đất sau tường cân bằng giới hạn theo mặt trượt BC_1 làm với phương ngang góc ω_1 . Trọng lượng lãng thể trượt ABC_1 là $Q_1 = dt(ABC_1)\gamma$ được xác định bởi điểm Q_1 trên trục OQ (hình VII.10).

Từ O kẻ tia thẳng nghiêng so với OQ góc $\alpha_2 = (\omega_1 - \varphi)$. Từ Q_1 kẻ tia thẳng nghiêng góc α_1 so với OQ (kẻ song song với tia chuẩn OK nghiêng góc $\alpha_1 = 90^\circ - \delta - \alpha$). Giao của hai tia xác định điểm E_1 .

Tam giác OQ_1E_1 có các góc α_1 và $\alpha_2 = (\omega_1 - \varphi)$ và $\overline{OQ_1} = Q_1$ chính là tam giác lực tác dụng lên lãng thể ABC_1 và $\overline{Q_1E_1}$ chính là áp lực đất tương ứng với mặt trượt giả định BC_1 .



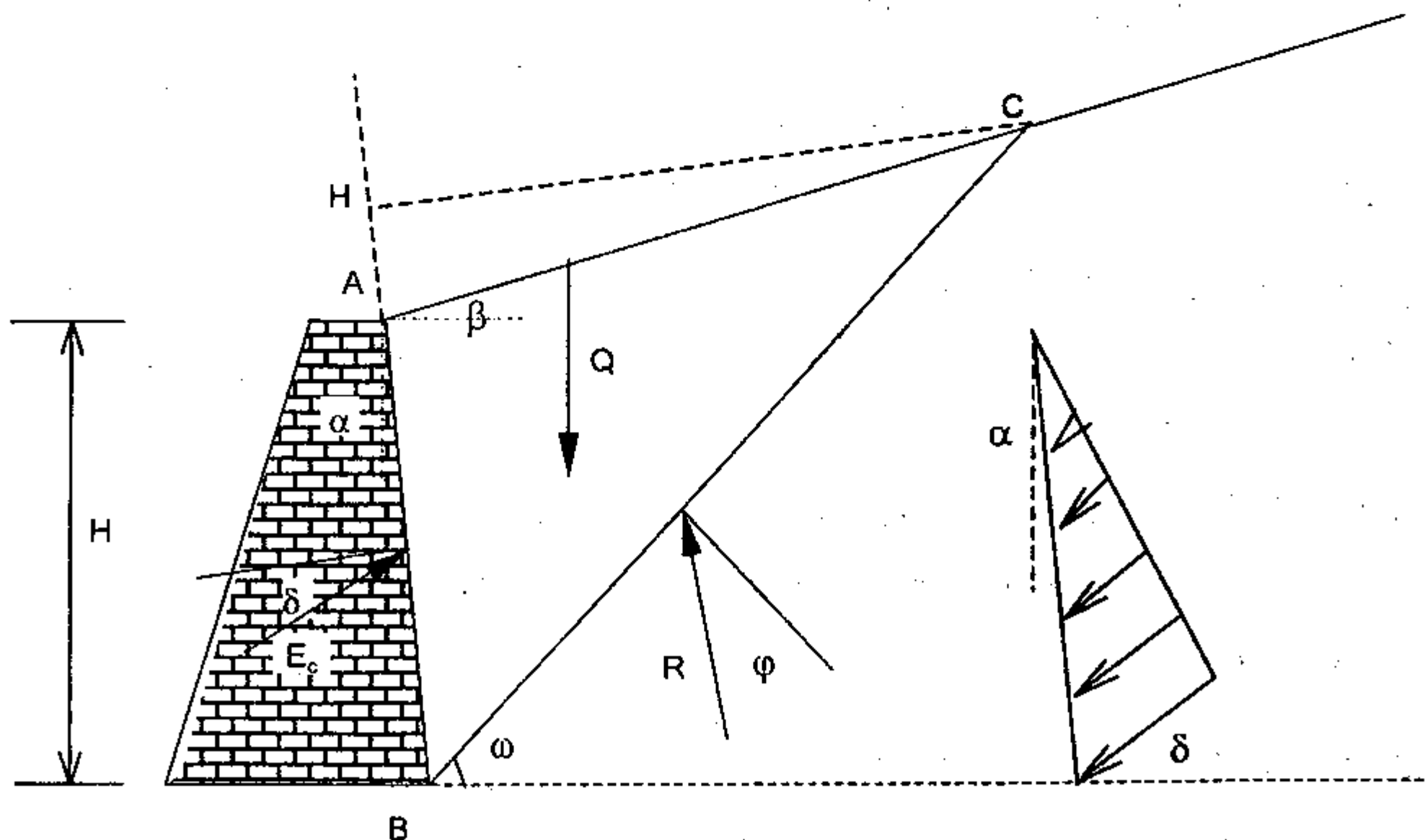
Hình VII.10. Phương pháp đồ thị xác định E_{cmax}

Lần lượt với các mặt trượt giả định BC_i khác nhau ứng với góc trượt ω_i ta xác định được các điểm E_i . Đường cong nối các điểm E_i được gọi là đường cong Cullman. Đường thẳng song song với OQ , tiếp xúc đường Cullman xác định điểm E . Từ E kẻ đường thẳng nghiêng góc α_1 với OQ (song song OK) ta xác định được Q cho giá trị \overline{EQ} ứng với áp lực đất lớn nhất E_{cmax} lên tường và góc $EOQ = (\omega - \varphi)$ xác định mặt trượt nguy hiểm của đất sau tường.

2.2.3. Trường hợp đất sau tường có bề mặt phẳng

Trong trường hợp này, việc xác định trọng lượng khối trượt, Q , có thể được mô tả bằng công thức giải tích theo các đặc trưng hình học của tường, của đất:

$$Q = \frac{1}{2} \gamma AB \cdot CH = \frac{1}{2} \gamma AB \cdot AC \sin(90^\circ + \alpha - \beta) \quad (VII.7)$$



Hình VII.11. Tường chắn với đất sau tường phẳng

Mặt khác, từ tam giác ABC ta có:

$$\frac{AC}{\sin(90^\circ + \alpha - \omega)} = \frac{AB}{\sin(180^\circ - (90^\circ + \alpha - \omega) - (90^\circ - \alpha + \beta))}$$

$$AC = AB \frac{\sin(90^\circ + \alpha - \omega)}{\sin(\omega - \beta)} \quad (\text{VII.8})$$

Thay AC theo VII.8 vào VII.7 với lưu ý rằng $AB = H/\cos\alpha$ ta có:

$$Q = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{\sin(90^\circ + \alpha - \beta) \sin(90^\circ + \alpha - \omega)}{\cos^2 \alpha \sin(\omega - \beta)} \quad (\text{VII.9})$$

Thay vào VII.6 ta có biểu thức chung của E_c như sau:

$$E_c = \frac{1}{2} \gamma H^2 \frac{\sin(90^\circ + \alpha - \beta) \sin(90^\circ + \alpha - \omega)}{\cos^2 \alpha \sin(\omega - \beta)} \frac{\sin(\omega - \varphi)}{\sin(\omega - \varphi + \alpha_1)}$$

$$E_c = \frac{1}{2} \gamma H^2 F(\alpha, \beta, \delta, \omega)$$

Giải phương trình $\frac{dF(\alpha, \beta, \delta, \omega)}{d\omega} = 0$ ta xác định được giá trị góc ω^* ứng với $E_{c\max}$ là

giá trị của áp lực đất chủ động lên tường chắn theo giả thiết của Coulomb:

$$E_{c\max} = \frac{1}{2} K_c \gamma H^2 \quad (\text{VII.10})$$

trong đó: $K_c = F(\omega^*)$ chính là hệ số áp lực đất chủ động và được xác định theo biểu thức:

$$K_c = \frac{\cos^2(\varphi - \alpha)}{\cos^2 \alpha \cos(\delta + \alpha) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta)}{\cos(\alpha + \delta) \cos(\beta - \alpha)}} \right]^2} \quad (\text{VII.11})$$

Trường hợp thông dụng, khi mặt đất nằm ngang ($\beta = 0$), lưng tường thẳng đứng ($\alpha = 0$), hệ số áp lực đất chủ động xác định theo công thức:

$$K_c = \frac{\cos^2 \varphi}{\cos \delta \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin \varphi}{\cos \delta}} \right]^2} \quad (\text{VII.12})$$

Trường hợp lưng tường thẳng đứng ($\alpha = 0$) và nhẵn ($\delta = 0$) ta có công thức đơn giản sau:

$$K_c = \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right) \quad (\text{VII.13})$$

2.2.4. Biểu đồ cường độ áp lực đất

Xét đoạn tường có chiều cao z kể từ đỉnh tường A: áp lực đất chủ động lên đoạn tường này xác định theo VII.10:

$$E_c(z) = \frac{1}{2} K_c \gamma z^2$$

đoạn tường cao $(z + \Delta z)$ chịu áp lực đất:

$$E_c(z) + \Delta E = \frac{1}{2} K_c \gamma (z + \Delta z)^2$$

Đoạn tường có chiều cao Δz kể từ độ sâu z chịu áp lực đất:

$$\Delta E = \frac{1}{2} K_c \gamma \left[(z + \Delta z)^2 - z^2 \right] = K_c \gamma (\Delta z) z + \frac{1}{2} K_c \gamma \Delta z^2$$

Cường độ của áp lực đất lên đoạn tường tại độ sâu z , kí hiệu $p_x(z)$ được định nghĩa và xác định theo:

$$p_x(z) = \lim_{\Delta z \rightarrow 0} \frac{\Delta E}{\Delta z} = K_c \gamma z = K_c \sigma_z \quad (\text{VII.14})$$

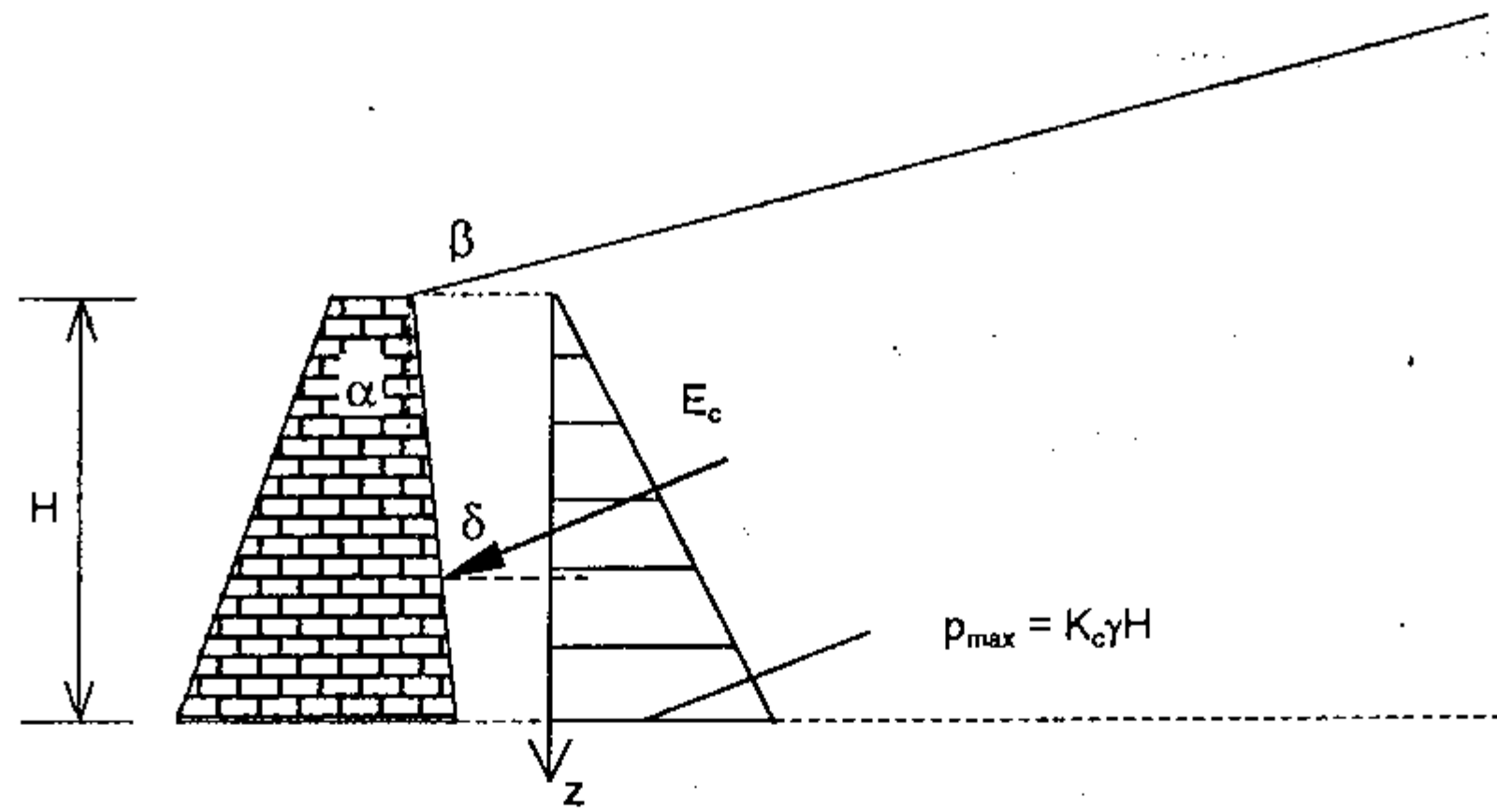
Để ý rằng lưng tường nghiêng so với phương thẳng đứng góc α và áp lực đất nghiêng so với pháp tuyến của lưng tường góc δ , chiều dài tường tương ứng với đoạn Δz là $\Delta z / \cos \alpha$ ta có biểu đồ phân bố cường độ áp lực đất lên tường có dạng như trên hình VII.11 với cường độ áp lực đất thực tại độ sâu z tương ứng là:

$$p'(z) = p_x(z) \cos \alpha = K_c \gamma z \cos \alpha \quad (\text{VII.15})$$

Trong thực tế, những vấn đề liên quan đến áp lực đất lên tường chắn phần lớn yêu cầu xác định giá trị của tổng áp lực E_c , điểm đặt và hướng tác dụng của nó lên toàn bộ chiều cao tường do đó sự phân bố của áp lực đất dọc theo tường chắn thường được biểu diễn thay thế bằng biểu đồ giá trị cường độ theo độ sâu còn gọi là biểu đồ cường độ áp lực đất quy ước theo VII.14. Giá trị của E_c chính là diện tích của biểu đồ phân bố p_x :

$$E_c = \frac{1}{2} p_{\max} H \quad (\text{VII.16})$$

còn điểm đặt được xác định trên đường trọng tâm biểu đồ và nghiêng so với lưng tường một góc δ như trên hình VII.12.



Hình VII.12. Biểu đồ áp lực đất quy ước và điểm tác dụng của E_c

2.3. Áp lực đất chủ động trong trường hợp đất sau tường phân lớp

Trường hợp nền không đồng nhất, hệ số áp lực đất thay đổi trong phạm vi từng lớp đất, ứng suất nén theo phương đứng, σ_z , tính theo công thức IV.2 còn cường độ áp lực đất quy ước tại độ sâu tương ứng tính theo VII.14, tổng áp lực đất lên 1 m dài tường xác định theo VII.16.

Ví dụ VII.1: Xác định áp lực đất chủ động lên tường chắn BTCT được thiết kế thẳng đứng để chắn giữ khối đất rời cao 6m với mặt đất nằm ngang trong hai trường hợp: bỏ qua ma sát giữa đất với tường và xét đến ma sát giữa đất với tường bởi góc ma sát $\delta = 3\varphi/4$. Biết rằng trọng lượng riêng đất sau tường $\gamma = 17 \text{ kN/m}^3$; góc ma sát trong của đất $\varphi = 32^\circ$.

Áp lực đất sẽ thay đổi như thế nào khi đất sau tường có nước ngầm dâng cao đến độ sâu 3m (kể từ mặt đất) trong điều kiện trọng lượng riêng đất trên nước ngầm không thay đổi còn trọng lượng riêng đất bão hòa bằng 20 kN/m^3 .

Giải:

Vấn đề được mô tả trên hình VII.13. Khi bỏ qua ma sát giữa đất với tường, hệ số áp lực đất xác định theo công thức VII.13:

$$K_{c1} = \text{tg}^2(45^\circ - 32^\circ/2) = 0.307$$

Trường hợp xét đến ma sát giữa đất với tường, hệ số áp lực đất xác định theo công thức VII.12:

$$K_{c2} = \frac{\cos^2 32^\circ}{\cos 24^\circ \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(32^\circ + 24^\circ) \sin 32^\circ}{\cos 24^\circ}} \right]^2} = 0.36$$

a) Trường hợp không có nước ngầm:

Cường độ áp lực đất lớn nhất nếu bỏ qua ma sát giữa đất với tường:

$$p_{\max} = 0.307 \times 17 \times 6 = 31.31 \text{ kPa}$$

Áp lực đất lên 1m dài tường:

$$E_c = \frac{1}{2} 31,31 \times 6 = 93,94 \text{ kN/m}$$

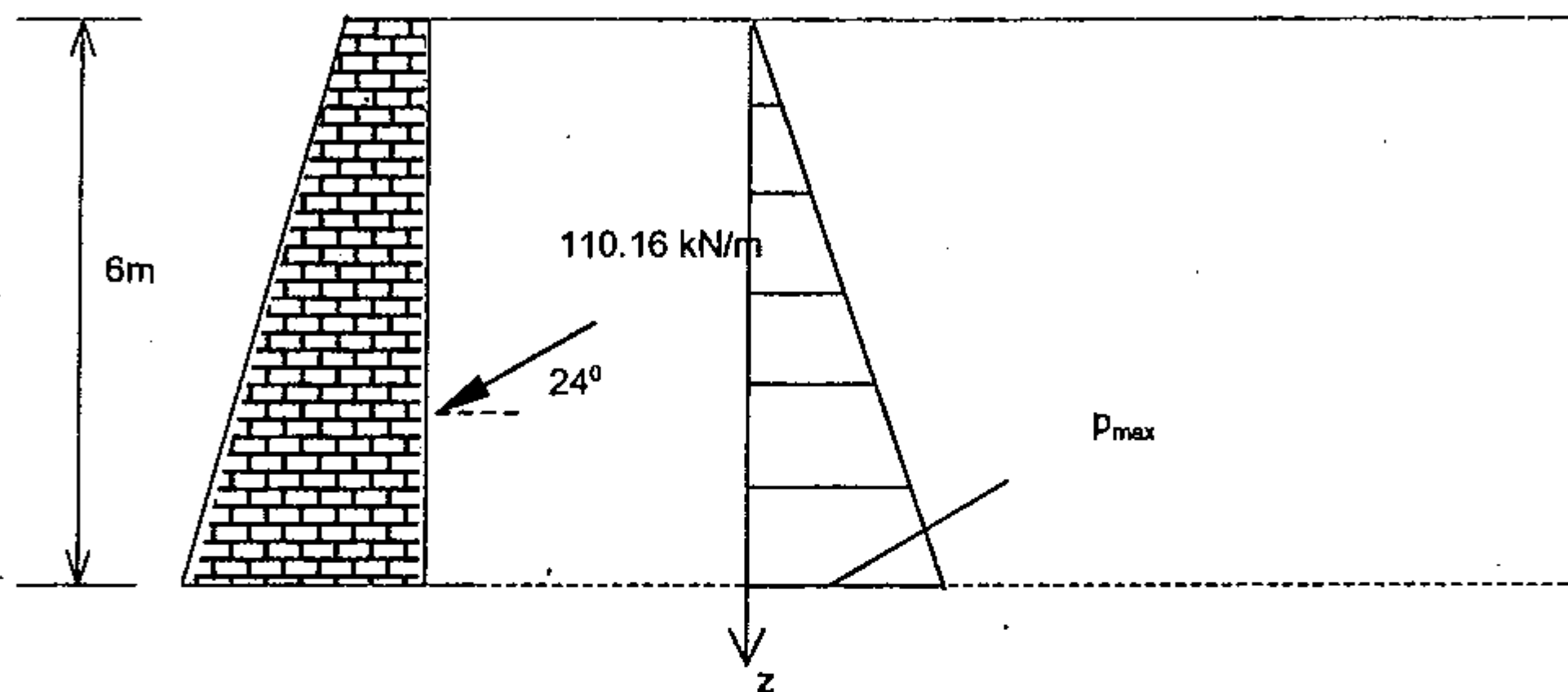
E_c có điểm đặt cách chân tường 2m, tác dụng vuông góc với tường.

Xét đến ma sát giữa đất với tường:

$$p_{\max} = 0,36 \times 17 \times 6 = 36,72 \text{ kPa}$$

Áp lực đất lên 1m dài tường:

$$E_c = \frac{1}{2} 36,72 \times 6 = 110,16 \text{ kN/m}$$



Hình VII.13a. Biểu đồ áp lực đất và áp lực E_c lên tường

E_c có điểm đặt cách chân tường 2m nhưng tác dụng theo hướng nghiêng với tường một góc 24° . Giá trị của áp lực đất lên tường chắn trong trường hợp có xét đến ma sát giữa đất - tường tăng lên đáng kể cần phải được lưu ý khi thực hành thiết kế tường chắn.

b) Trường hợp có nước ngầm ở độ sâu 3m (hình VII.13b)

Khi có nước ngầm, ứng suất nén thẳng đứng thay đổi làm cho áp lực đất lên tường chắn thay đổi:

Tại độ sâu 3m, ứng suất nén thẳng đứng hữu hiệu $\sigma'_z = 17 \times 3 = 51 \text{ kPa}$. Áp lực đất lên tường chắn (trường hợp không xét đến ma sát giữa đất - tường) xác định theo VII.14:

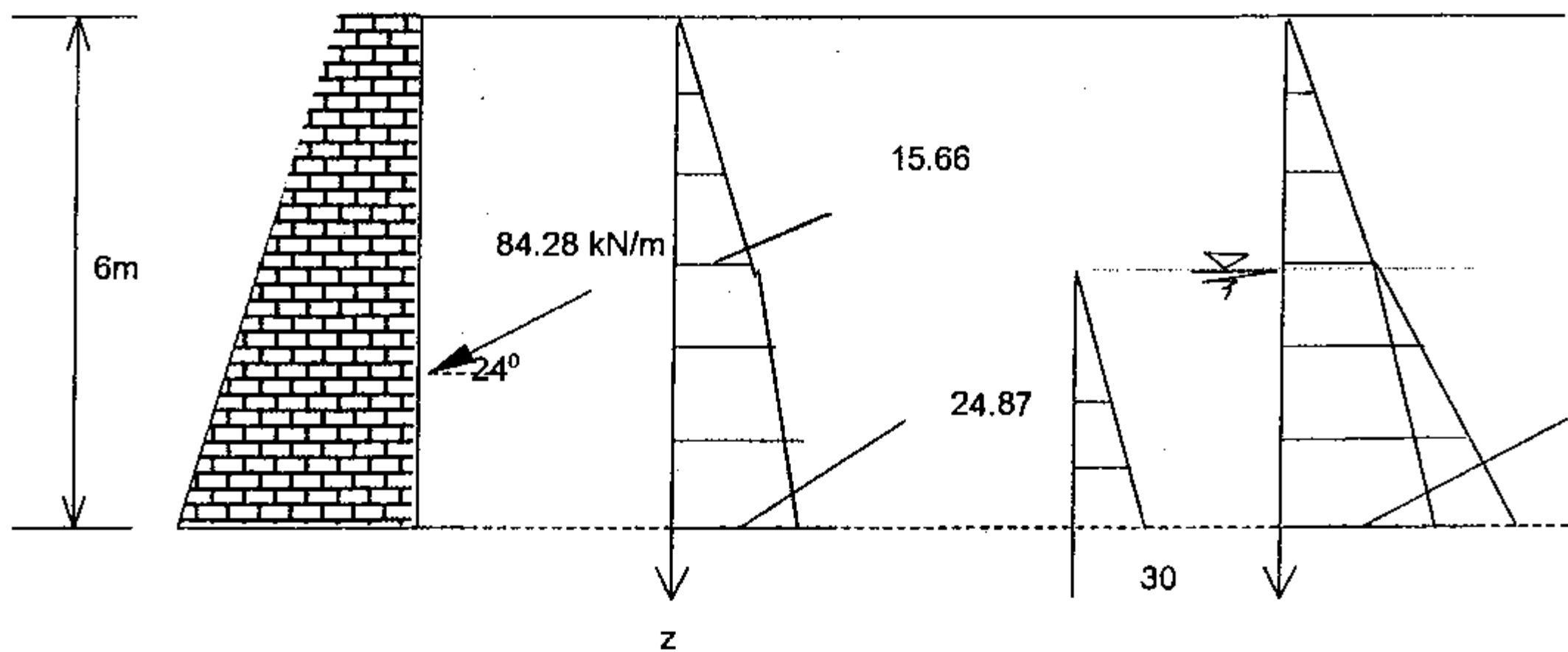
$$p_{z=3m} = 51 \times 0,307 = 15,66 \text{ kPa}$$

Tương tự, ở độ sâu 6m, ứng suất nén hữu hiệu $\sigma'_z = 51 + (20 - 10) \times 3 = 81 \text{ kPa}$. Áp lực đất lên tường chắn tương ứng:

$$p_{z=6m} = 81 \times 0,307 = 24,87 \text{ kPa}$$

Tổng áp lực đất lên 1m dài tường xác định theo biểu đồ phân bố cường độ áp lực đất:

$$E_c = \frac{1}{2} 15,66 \times 3 + \frac{1}{2} (15,66 + 24,87) \times 3 = 84,28 \text{ kN/m}$$



Hình VII.13b. Biểu đồ áp lực đất và áp lực E_c lên tường có nước ngầm

Đồng thời, áp lực nước lên tường xuất hiện từ độ sâu 3m và ở độ sâu 6m có giá trị:

$$p_w = 10 \times 3 = 30 \text{ kPa}$$

tương ứng với áp lực lên một 1m dài tường là:

$$E_w = \frac{1}{2} 30 \times 3 = 45 \text{ kN/m}$$

do đó, tổng áp lực của đất và nước lên 1m dài tường sẽ là:

$$E_c = 84,28 + 45 = 129,28 \text{ kN/m}$$

So sánh giá trị áp lực đất lên tường trong hai trường hợp có ngập nước và không ngập nước ta thấy áp lực đất tăng lên đáng kể do đó trong thiết kế tường chắn, nhất thiết phải thiết kế các hệ thống thoát nước sau tường một cách hoàn chỉnh và đáng tin cậy, đặc biệt là theo thời gian.

2.4. Áp lực đất trong trường hợp đất sau tường có tải

Tùy thuộc vào vị trí tương đối của tải trọng so với tường, ảnh hưởng của tải trọng lên đất sau tường có thể được xét đến theo một trong các trường hợp sau đây:

Tải trọng phân bố đều bao phủ trên toàn bộ bề mặt đất sau tường :

Giả sử rằng đất sau tường sẽ mất ổn định theo mặt trượt BC như trên hình VII.14. Biểu thức chung VII.6 được viết lại như sau với sự có mặt của hợp lực phân bố trên đoạn AC :

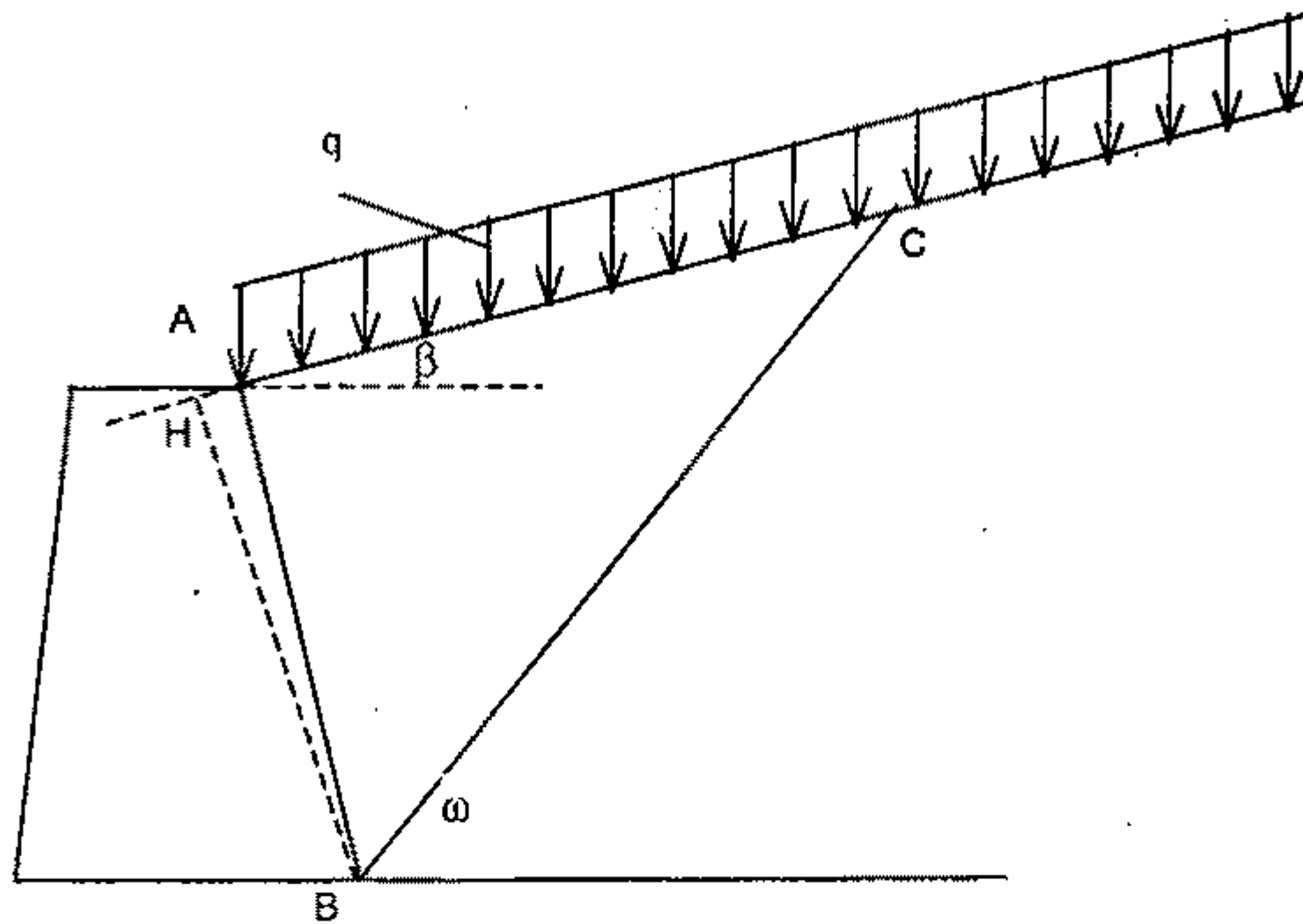
$$E_{cq} = (Q + AC \times \cos \beta \times q) \frac{\sin(\omega - \varphi)}{\sin(\omega - \varphi + \alpha_1)}$$

Đặt: $\eta = \frac{q \times \overline{AC} \times \cos \beta}{Q}$ ta có :

$$E_{cq} = Q(1 + \eta) \frac{\sin(\omega - \varphi)}{\sin(\omega - \varphi + \alpha_1)} = E_c(1 + \eta)$$

Vì $Q = \frac{1}{2} \overline{AC} \times \overline{BH} \times \gamma$ nên $\eta = \frac{2q \cos \beta}{\overline{BH} \times \gamma}$ không phụ thuộc vào ω , ta có :

$E_{cqmax} = E_{cmax}(1 + \eta)$ hay mặt trượt nguy hiểm không thay đổi khi có tải trọng phân bố đều trên bề mặt.



Hình VII.14. Phân tích tường chắn chịu tải trọng q phân bố đều

Vì mặt trượt nguy hiểm không thay đổi ta có thể quy đổi tải trọng q thành một lớp đất tương đương với các đặc trưng cơ - lí của đất sau tường và có chiều dày xác định theo công thức

$$h_{td} = \frac{q}{\gamma} \quad (VII.17)$$

trong đó: γ = trọng lượng thể tích đơn vị của đất sau tường.

Chiều cao của tường chắn cần kéo dài tương ứng h xác định theo công thức:

$$h = h_{td} \frac{1}{1 + \operatorname{tg} \alpha \times \operatorname{tg} \beta} \quad (VII.18)$$

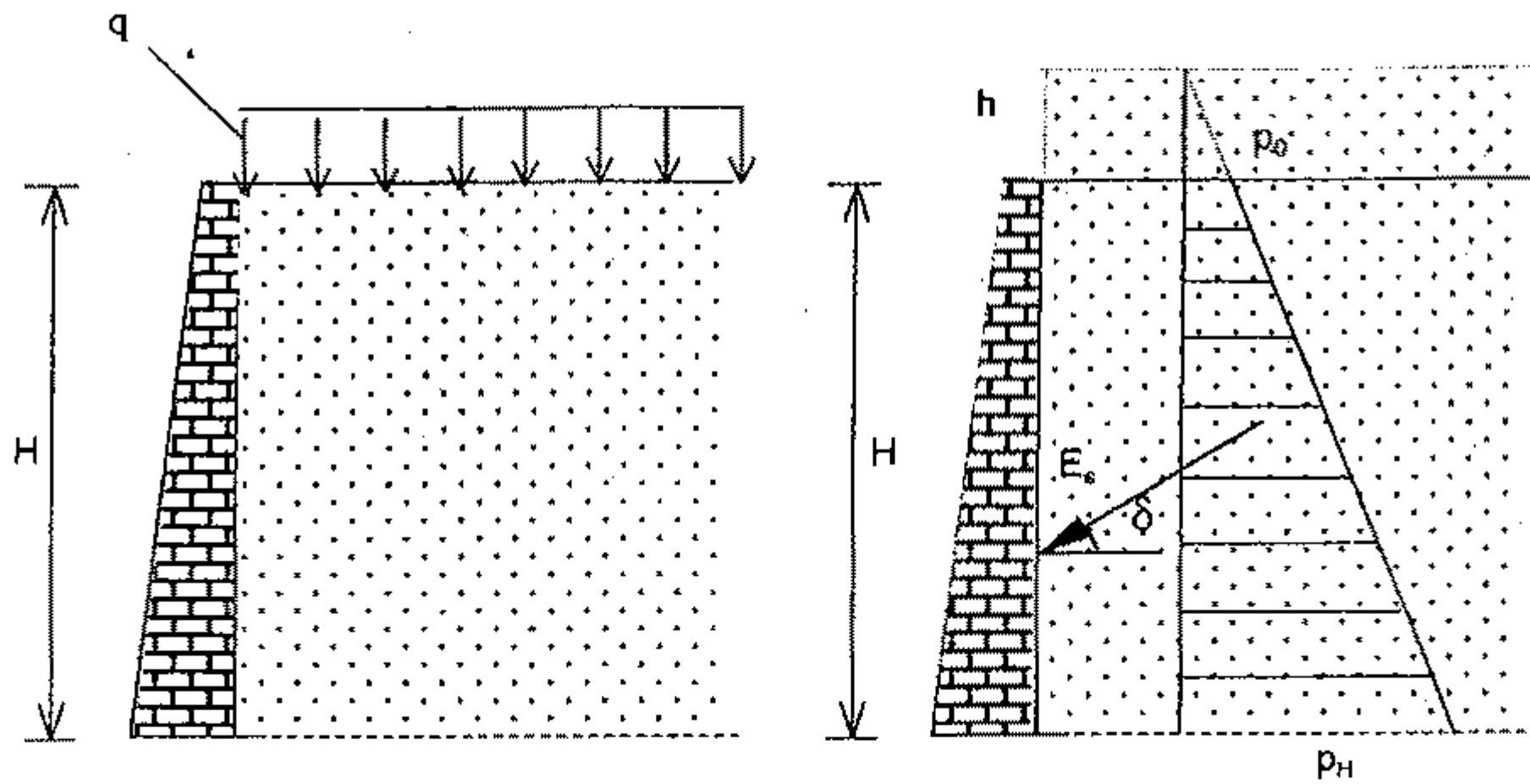
(Trong nhiều ứng dụng thực tế vì tích $\operatorname{tg} \alpha \operatorname{tg} \beta$ tương đối nhỏ nên thường được bỏ qua và lấy $h = h_{td}$ cho tính toán).

Cường độ áp lực đất quy ước lên tường chắn được xét đến với chiều cao thực sự của tường, áp lực đất lên tường có giá trị bằng diện tích biểu đồ cường độ trong phạm vi chiều cao thật của tường:

$$E_c = \frac{1}{2} H(p_0 + p_H) \quad (VII.19)$$

trong đó: $p_0 = K_c \gamma h$ và $p_H = K_c \gamma (h + H)$.

Áp lực đất E_c có điểm đặt ứng với trọng tâm biểu đồ cường độ và tác dụng nghiêng so với lưng tường một góc δ .



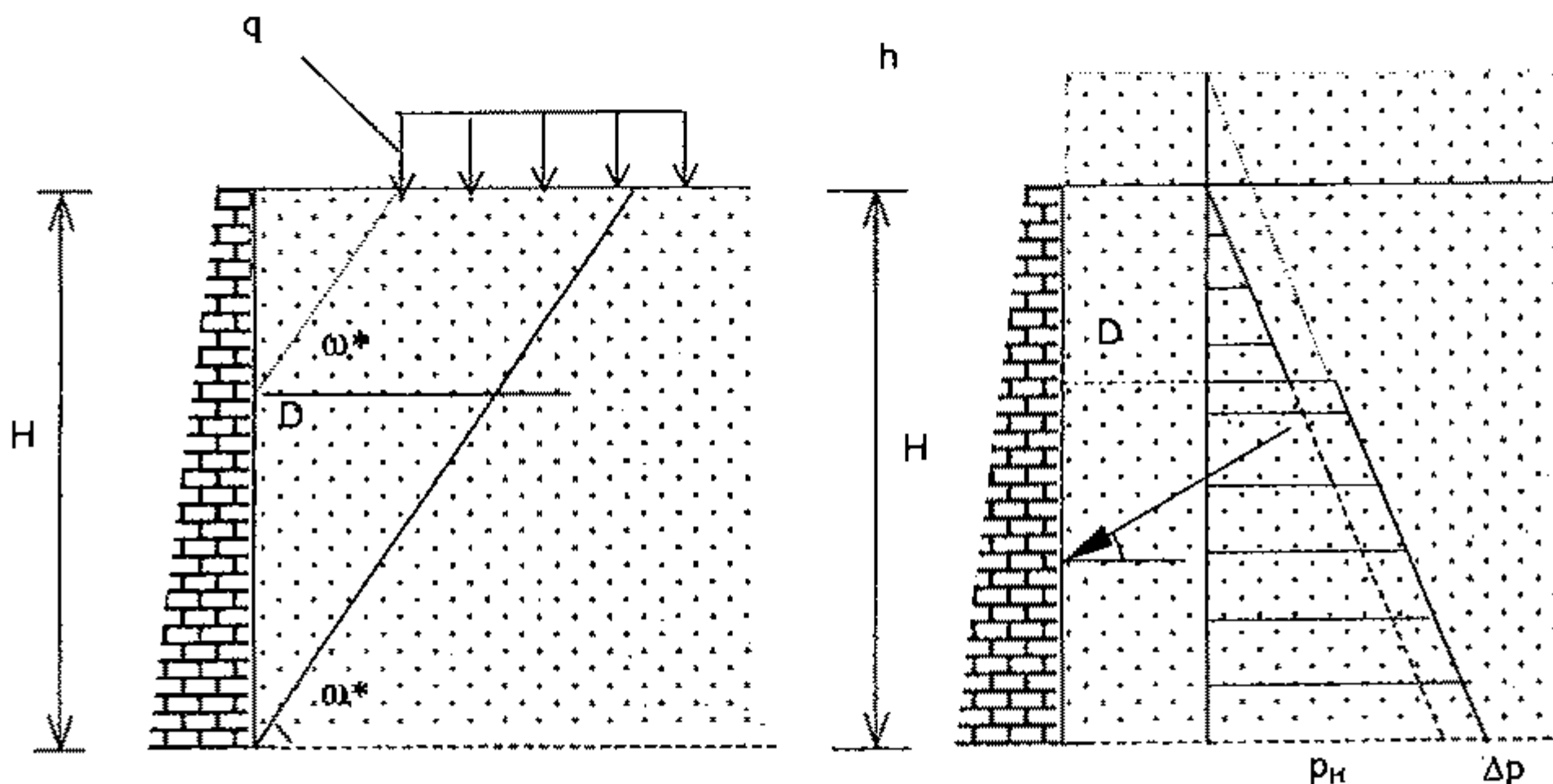
Hình VII.15. Biểu đồ cường độ áp lực đất sau tường chịu tải trọng phân bố đều q

b) Tải trọng q trên phạm vi ngoài đỉnh tường (hình VII.16): Tương tự như trên ta chứng minh được góc trượt nguy hiểm ω^* không thay đổi so với trường hợp không có tải trọng tác dụng lên bề mặt đất sau tường. Tải trọng q chỉ tác dụng trong phạm vi từ điểm D trở đi, giá trị áp lực đất gia tăng do tải trọng q là Δp xác định theo công thức:

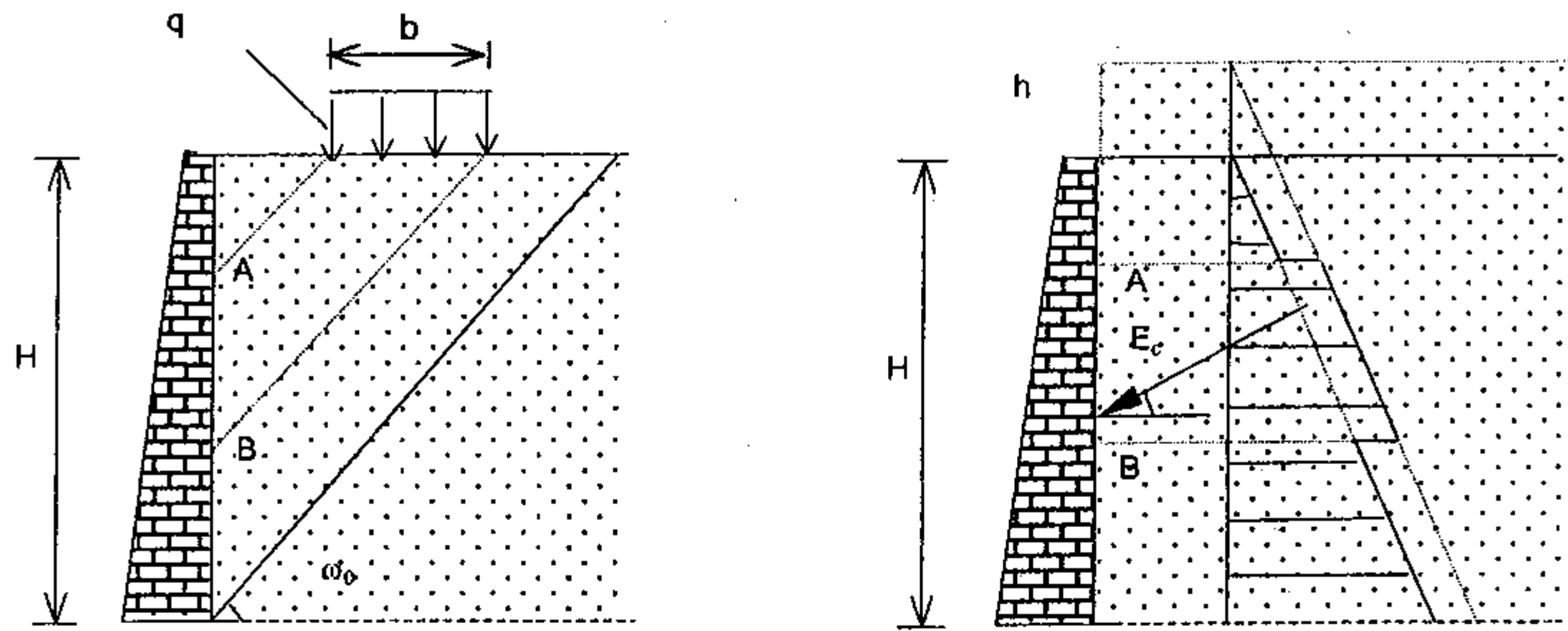
$$\Delta p = K_c h_{td} \gamma \quad (VII.20)$$

c) Tải trọng hạn chế trên bề rộng b cách xa đỉnh tường (hình VII.17)

Ảnh hưởng của q trên phạm vi AB của tường xác định như trên hình, góc trượt ω^* xác định trong trường hợp tương ứng không có tải trọng q . Áp lực lên tường do q gây ra chính là diện tích hình bình hành xiên cạnh AB và Δp .



Hình VII.16. Trường hợp tải trọng q cách xa đỉnh tường



Hình VII.17. Phạm vi ảnh hưởng của tải trọng hạn chế trên bề rộng b

2.5. Áp lực đất chủ động của đất dính

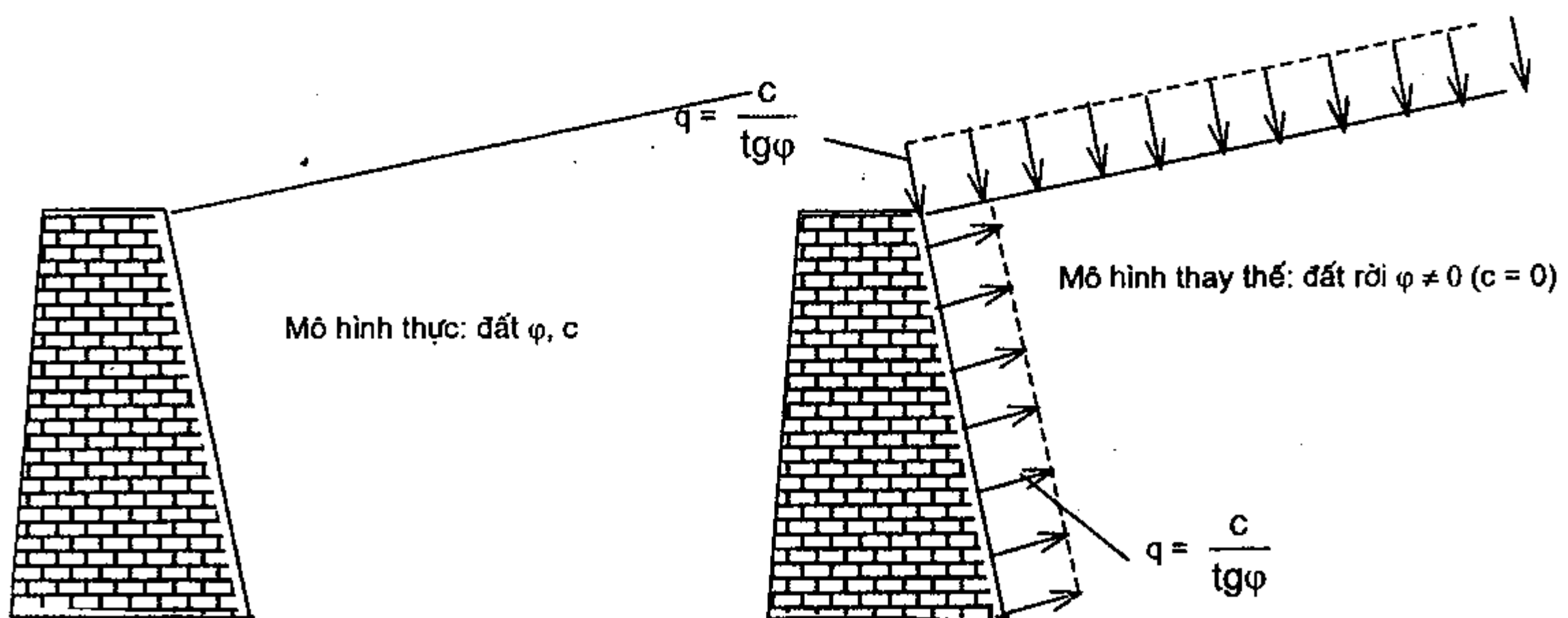
Trường hợp đất sau tường là đất dính (đất φ, c) có thể thay thế tương đương bằng đất rời có cùng góc ma sát trong chịu tác dụng của áp lực dính theo phương vuông góc với bề mặt đất như trên hình VII.18. Biểu thức cường độ áp lực đất dính lên tường có dạng:

$$p_x = K_c \gamma z - Ac \quad (\text{VII.21})$$

trong đó: K_c xác định theo VII.12 hoặc VII.13 và A là hệ số ảnh hưởng của lực dính:

$$A = (1 - K_c) \frac{1}{\text{tg}\varphi \cos(1\varphi - \text{tg}\beta \text{tg}\beta)} \quad (\text{VII.22})$$

c = lực dính đơn vị của đất sau tường.



Hình VII.18. Phân tích áp lực đất dính lên tường

Biểu đồ cường độ áp lực đất dính và áp lực đất dính lên tường

Cường độ áp lực đất dính có thể phân làm hai thành phần : phần phụ thuộc góc ma sát trong, $p_{x\phi}$, và phần phụ thuộc lực dính p_{xc} :

$$P_x = P_{x\phi} + P_{xc}$$

trong đó: $p_{x\phi} = K_c \gamma z$ thay đổi tuyến tính theo độ sâu và $p_{xc} = Ac$ không thay đổi theo độ sâu:

$$P_{xc} = P_{xc1} + P_{xc2} \tag{VII.23}$$

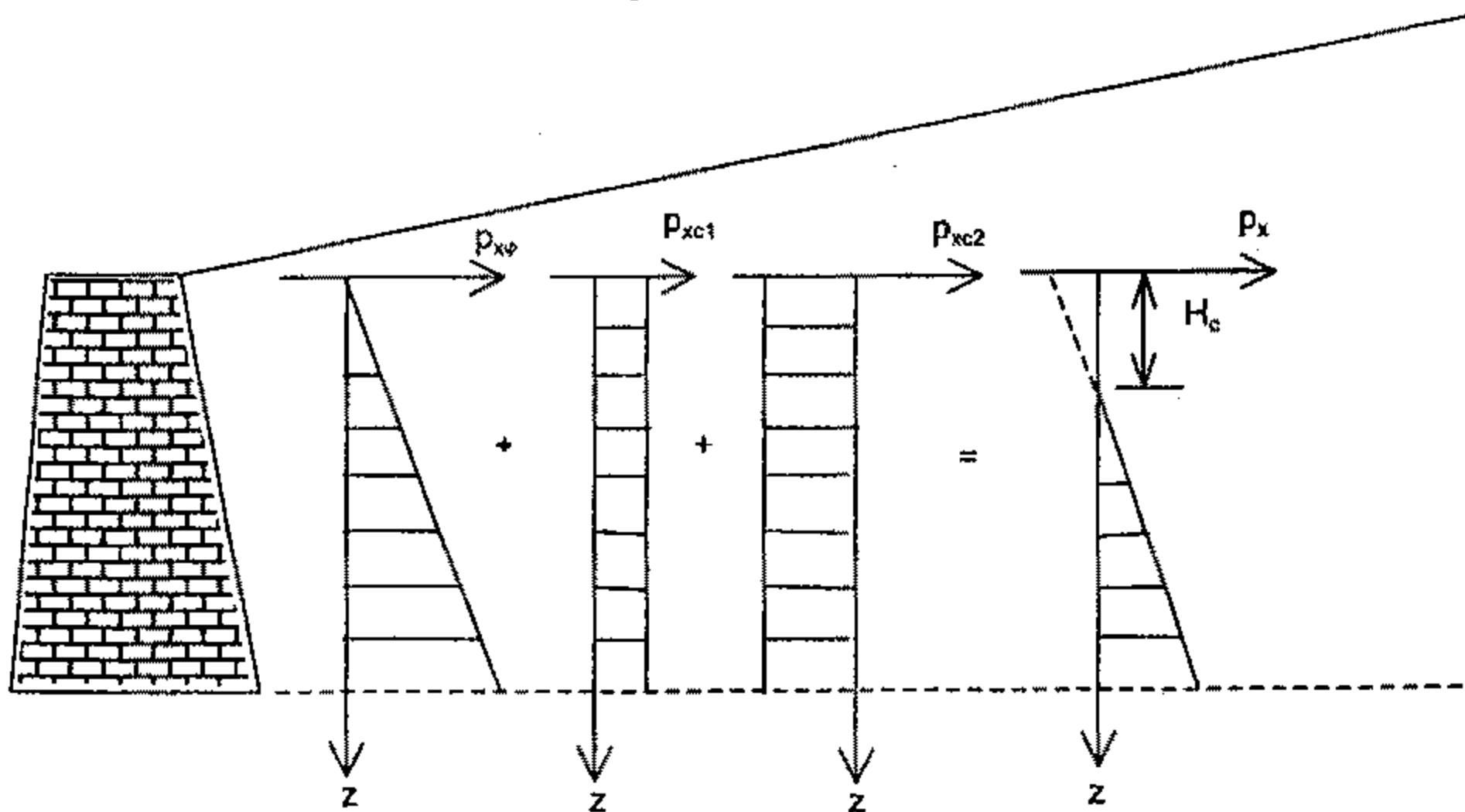
Với p_{xc1} là áp lực đất do áp lực dính trên mặt đất sau tường gây ra (có tác dụng làm tăng áp lực đất chung) và p_{xc2} là thành phần do áp lực dính tác dụng lên khối đất phía tiếp xúc với tường chắn.

Biểu đồ cường độ áp lực đất là tổng của hai biểu đồ thành phần như trên hình VII.19 trong đó đoạn tường có chiều cao H_c thực tế không gây ra lực kéo lên tường do lực dính kết giữa đất và tường rất bé và dễ dàng bị triệt tiêu khi độ ẩm của đất giảm gây ra khe nứt giữa đất với tường. Trong tính toán thực tế đoạn tường cao H_c được coi là không chịu áp lực đất, áp lực đất thực sự chỉ tồn tại trên đoạn $(H - H_c)$ với giá trị E_{cmax} xác định theo công thức sau:

$$E_{cmax} = \frac{1}{2} K_c \gamma (H - H_c)^2 \tag{VII.24}$$

giá trị của H_c xác định từ điều kiện $p_x = 0$:

$$H_c = \frac{Ac}{K_c \gamma} \tag{VII.25}$$



Hình VII.19. Biểu đồ cường độ áp lực đất dính

§3 ÁP LỰC ĐẤT BỊ ĐỘNG LÊN TƯỜNG CHẮN

3.1. Xác định áp lực đất bị động theo phương pháp Rankine

Áp lực đất bị động xuất hiện khi tường chuyển vị về phía khối đất làm cho đất sau tường bị nén chặt lại, áp lực đất lên tường tăng lên. Trên đồ thị hình VII.5, trong trường hợp này đường trạng thái ứng suất dịch chuyển về phía phải đến vị trí giới hạn M_b ứng với trạng thái cân bằng giới hạn bị động. Cường độ áp lực đất tương ứng xác định theo công thức:

$$p_x = \sigma_x = K_b \sigma_z = \sigma_z \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right) \quad (\text{VII.26})$$

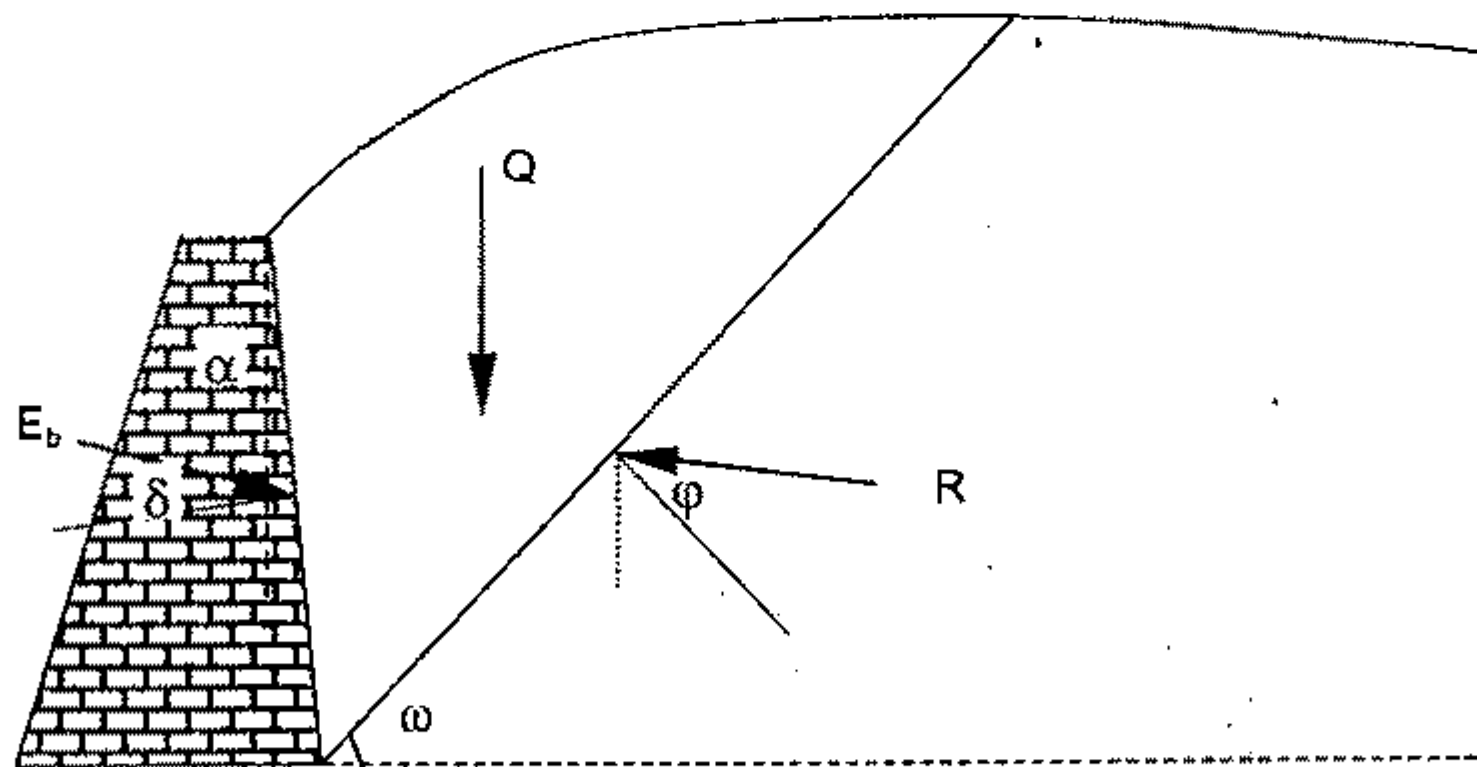
trong đó: $K_b = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right)$ được gọi là hệ số áp lực đất bị động.

Trường hợp đất dính, tương tự ta có:

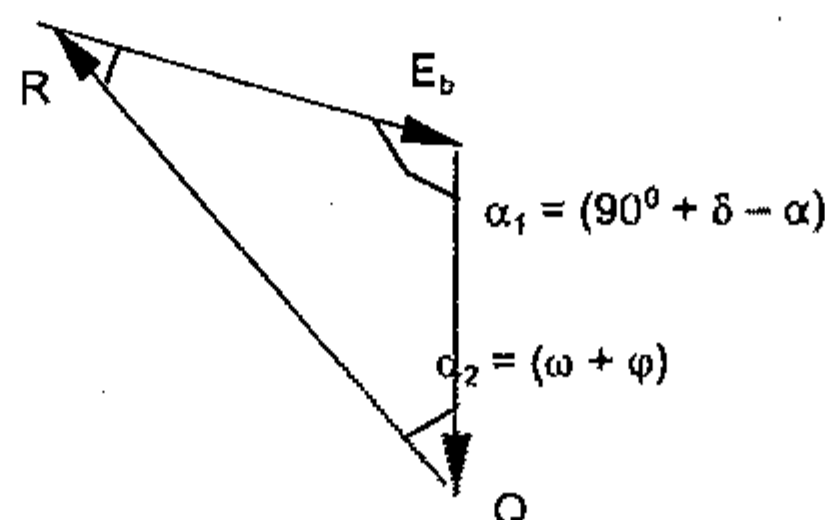
$$p_x = \sigma_x = K_b \sigma_z + 2c \sqrt{K_b} \quad (\text{VII.27})$$

3.2. Xác định áp lực đất bị động theo phương pháp Coulomb

Việc áp dụng lí thuyết của Coulomb để xác định áp lực đất bị động lên tường chắn cũng được tiến hành phân tích tương tự trường hợp áp lực đất chủ động trong đó hướng tác dụng của các thành phần phản lực đất lên khối trượt nghiêng so với pháp tuyến theo chiều ngược lại như trên hình VII.20.



Hình VII.20. Sơ đồ phân tích áp lực đất bị động lên tường chắn



Hình VII.21. Đa giác lực bị động tác dụng lên lăng thể trượt

Phương trình tổng quát xác định giá trị áp lực bị động E_b đối với một mặt trượt bất kì có được từ đa giác lực khép kín:

$$E_b = Q \frac{\sin(\omega + \varphi)}{\sin(\alpha + \omega + \varphi)} \quad (\text{VII.28})$$

Giá trị của áp lực đất bị động được xác định bằng cách cho ω thay đổi để tìm cực trị $E_{b\min}$ dưới dạng:

$$E_{b\min} = \min_{\omega} \{E_b(\omega)\} \quad (\text{VII.29})$$

Trường hợp đặc biệt, khi mặt đất phẳng, nghiêng so với phương nằm ngang góc β , giá trị của E_b tìm được tương tự áp lực đất chủ động và có dạng:

$$E_b = \frac{1}{2} K_b \gamma H^2 \quad (\text{VII.30})$$

trong đó: K_b - hệ số áp lực đất bị động theo phương pháp Coulomb:

$$K_b = \frac{\cos^2(\varphi + \alpha)}{\cos^2 \alpha \cos(\alpha - \delta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi + \beta)}{\cos(\alpha - \delta) \cos(\alpha - \beta)}} \right]^2} \quad (\text{VII.31})$$

Hệ số áp lực đất bị động trong trường hợp mặt đất nằm ngang ($\beta = 0$), lưng tường thẳng đứng ($\alpha = 0$) và nhẵn ($\delta = 0$) có dạng:

$$K_b = \text{tg}^2(45^\circ + \varphi/2)$$

Trùng hợp với kết quả từ phương pháp phân tích của Rankine.

Cường độ áp lực đất bị động có dạng như VII.20 :

$$p_x = K_b \sigma_z = K_b \gamma z$$

Trong thực tế, khi góc ma sát giữa đất và tường tương đối lớn (chẳng hạn, $\delta > \varphi/3$), mặt trượt bị động có độ cong lớn ở gần chân tường do đó giả thiết mặt trượt phẳng của Coulomb cho kết quả dự báo lớn hơn rất nhiều. Nhiều nghiên cứu sử dụng mặt trượt tròn, ellip hoặc dạng xoắn loga được đề xuất và áp dụng vào thực tế tính toán. Xokolovski, 1965, đã biến đổi hệ phương trình cân bằng giới hạn sang sai phân hữu hạn (tương tự bài toán cường độ) và giải bài toán cân bằng giới hạn bị động theo phương pháp số cho giá trị hệ số áp lực đất theo góc nghiêng của mặt đất, α , góc ma sát đất-tường, δ và góc ma sát trong φ của đất (bảng VII.1).

Bảng VII.2 sau đây cho giá trị so sánh giữa một vài phương pháp quan trọng hiện đang được sử dụng trong một số quy phạm tính toán với phương pháp của Coulomb.

Bảng VII.1. Hệ số áp lực đất bị động theo phương pháp cân bằng giới hạn môi trường rời của Xokolovxki

φ (độ)	α(độ)		0	10	20	30	40
	δ(độ)						
10	0		1,42	1,34	1,18	1,04	0,89
	5		1,55	1,43	1,28	1,10	0,93
	10		1,63	1,50	1,33	1,15	0,96
20	0		2,04	1,77	1,51	1,26	1,01
	10		2,51	2,16	1,80	1,46	1,16
	20		2,86	2,42	2,00	1,63	1,25
30	0		3,00	2,39	1,90	1,49	1,15
	15		4,46	3,50	2,70	2,01	1,45
	30		5,67	4,35	3,29	2,42	1,73

Bảng VII.2. Hệ số áp lực bị động lên tường của đất rời có φ = 40°, mặt đất nằm ngang:

Tác giả	δ = 0°	δ = 10°	δ = 20°	δ = 30°
Coulomb	4,6	6,9	11,1	21,5
Packshaw (CP2)	4,6	6,5	8,8	11,4
Sokolovski	4,6	6,5	9,1	11,6

Ghi chú : Packshaw được sử dụng trong quy phạm Anh CP2 ; Xokolovxki được sử dụng trong quy phạm Việt nam.

Phân tích kết quả trong bảng ta có nhận xét các phương pháp cho hệ số áp lực đất bị động trùng nhau khi lưng tường nhẵn. Ma sát đất – tường càng lớn sai khác càng lớn, giá trị K_b theo phương pháp Coulomb gấp đôi hai phương pháp còn lại khi $\delta = 30^\circ$.

§4. ÁP LỰC ĐẤT TĨNH

Trong điều kiện thông thường, nếu trạng thái ứng suất trong đất được biểu diễn bằng vòng tròn Mohr nằm dưới đường bao phá hoại Coulomb (đường M_1 trên hình VII.5) thì đất còn ở trạng thái cân bằng đàn hồi. Điều kiện này gặp ở các trầm tích đất thiên nhiên ổn định với biến dạng ngang không đáng kể. Trong điều kiện này, khối đất được gọi là ở trạng thái tĩnh và quan hệ giữa ứng suất hữu hiệu theo phương ngang với ứng suất hữu hiệu theo phương đứng tại một điểm bất kì tuân theo biểu thức IV.5:

$$\sigma'_x = K_0 \sigma'_z = K_0 \gamma z \quad (\text{VII.32})$$

trong đó: K_0 là hệ số áp lực đất tĩnh.

Áp lực đất lên tường chắn trong điều kiện tường không chuyển vị cũng được coi là áp lực đất tĩnh và cường độ áp lực đất cũng được xác định theo VII.32. Tổng áp lực đất lên 1m dài tường chắn xác định theo biểu thức:

$$E_t = \frac{1}{2} K_0 \gamma H^2 \quad (\text{VII.33})$$

Giá trị của K_0 được xác định từ thí nghiệm nén ba trục với biến dạng ngang $\lambda_x = 0$ và có quan hệ với hệ số biến dạng ngang μ theo biểu thức:

$$K_0 = \frac{\mu}{1 - \mu} \quad (\text{VII.34})$$

Trong thực tế, giá trị K_0 phụ thuộc chủ yếu vào lịch sử chịu tải của đất được xác định theo đề nghị của Jaky (1944) như sau:

$$K_0 = (1 - \sin \varphi') \sqrt{\text{OCR}} \quad (\text{VII.35})$$

trong đó: OCR là hệ số quá cố kết của đất.

Phụ lục

CÁC BẢNG TRA HỆ SỐ ỨNG SUẤT

Phụ lục IV.1: Hệ số ứng suất tại một điểm bất kì chịu tải trọng tập trung P

$$\sigma_z = k_p \times \frac{P}{z^2} \cdot k_p = f(r/z)$$

r/z	k _p	r/z	k _p	r/z	k _p	r/z	k _p	r/z	k _p	r/z	k _p	r/z	k _p
0,00	0,4775	0,30	0,3849	0,60	0,2214	0,90	0,1083	1,20	0,0513	2,00	0,0085		
0,02	0,4770	0,32	0,3742	0,62	0,2117	0,92	0,1031	1,25	0,0454	2,10	0,0070		
0,04	0,4756	0,34	0,3632	0,64	0,2024	0,94	0,0981	1,30	0,0402	2,20	0,0058		
0,06	0,4732	0,36	0,3521	0,66	0,1934	0,96	0,0933	1,35	0,0357	2,30	0,0048		
0,08	0,4699	0,38	0,3408	0,68	0,1846	0,98	0,0887	1,40	0,0317	2,40	0,0040		
0,10	0,4657	0,40	0,3295	0,70	0,1762	1,00	0,0844	1,45	0,0282	2,50	0,0034		
0,12	0,4607	0,42	0,3181	0,72	0,1681	1,02	0,0803	1,50	0,0251	2,60	0,0028		
0,14	0,4548	0,44	0,3068	0,74	0,1602	1,04	0,0764	1,55	0,0224	2,70	0,0024		
0,16	0,4482	0,46	0,2955	0,76	0,1527	1,06	0,0727	1,60	0,0200	2,80	0,0021		
0,18	0,4409	0,48	0,2843	0,78	0,1455	1,08	0,0691	1,65	0,0179	2,90	0,0018		
0,20	0,4329	0,50	0,2733	0,80	0,1386	1,10	0,0658	1,70	0,0160	3,00	0,0015		
0,22	0,4243	0,52	0,2625	0,82	0,1320	1,12	0,0626	1,75	0,0144	3,10	0,0013		
0,24	0,4151	0,54	0,2518	0,84	0,1257	1,14	0,0595	1,80	0,0129	3,20	0,0011		
0,26	0,4054	0,56	0,2414	0,86	0,1196	1,16	0,0567	1,85	0,0116	3,30	0,0010		
0,28	0,3954	0,58	0,2313	0,88	0,1138	1,18	0,0539	1,90	0,0105	3,40	0,0009		
0,30	0,3849	0,60	0,2214	0,90	0,1083	1,20	0,0513	1,95	0,0094	3,50	0,0007		

Phụ lục IV.2: Hệ số ứng suất ở tâm hình chữ nhật chịu tải trọng phân bố đều cường độ p , $\sigma_{z_0} = k_0 \times p$; $k_0 = f\left(\frac{l}{b}, \frac{z}{b}\right)$

z/b l/b	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7
1,0	1,0000	0,9943	0,9604	0,8916	0,7997	0,7009	0,6064	0,5220	0,4492	0,3877	0,3361	0,2929	0,2568	0,2264	0,2007	0,1789	0,1603	0,1443
1,1	1,0000	0,9950	0,9648	0,9022	0,8169	0,7228	0,6310	0,5475	0,4743	0,4117	0,3586	0,3138	0,2759	0,2440	0,2168	0,1936	0,1738	0,1567
1,2	1,0000	0,9954	0,9678	0,9101	0,8300	0,7403	0,6514	0,5692	0,4962	0,4330	0,3789	0,3328	0,2937	0,2604	0,2320	0,2076	0,1867	0,1685
1,3	1,0000	0,9958	0,9700	0,9159	0,8401	0,7543	0,6682	0,5876	0,5153	0,4519	0,3972	0,3503	0,3101	0,2757	0,2462	0,2208	0,1989	0,1799
1,4	1,0000	0,9960	0,9717	0,9202	0,8480	0,7656	0,6821	0,6032	0,5317	0,4686	0,4136	0,3661	0,3251	0,2899	0,2595	0,2332	0,2105	0,1907
1,5	1,0000	0,9962	0,9728	0,9236	0,8541	0,7746	0,6935	0,6164	0,5460	0,4833	0,4283	0,3804	0,3390	0,3030	0,2719	0,2449	0,2214	0,2009
1,6	1,0000	0,9963	0,9737	0,9261	0,8589	0,7819	0,7030	0,6276	0,5583	0,4962	0,4414	0,3934	0,3516	0,3152	0,2835	0,2559	0,2318	0,2107
1,7	1,0000	0,9964	0,9744	0,9281	0,8628	0,7878	0,7108	0,6370	0,5689	0,5075	0,4530	0,4051	0,3631	0,3263	0,2942	0,2661	0,2415	0,2199
1,8	1,0000	0,9965	0,9750	0,9296	0,8658	0,7926	0,7174	0,6450	0,5780	0,5174	0,4634	0,4156	0,3735	0,3366	0,3042	0,2757	0,2507	0,2286
1,9	1,0000	0,9965	0,9754	0,9309	0,8683	0,7965	0,7228	0,6518	0,5859	0,5261	0,4726	0,4250	0,3830	0,3460	0,3134	0,2846	0,2592	0,2368
2,0	1,0000	0,9966	0,9757	0,9318	0,8703	0,7998	0,7274	0,6576	0,5927	0,5337	0,4807	0,4335	0,3916	0,3546	0,3218	0,2929	0,2672	0,2445
2,2	1,0000	0,9966	0,9762	0,9333	0,8733	0,8047	0,7344	0,6667	0,6037	0,5462	0,4943	0,4479	0,4065	0,3696	0,3368	0,3076	0,2816	0,2585
2,4	1,0000	0,9967	0,9765	0,9342	0,8753	0,8081	0,7395	0,6734	0,6119	0,5558	0,5050	0,4594	0,4186	0,3821	0,3495	0,3203	0,2942	0,2708
2,6	1,0000	0,9967	0,9767	0,9349	0,8767	0,8106	0,7431	0,6784	0,6182	0,5632	0,5135	0,4687	0,4285	0,3925	0,3601	0,3311	0,3050	0,2815
2,8	1,0000	0,9967	0,9768	0,9354	0,8777	0,8123	0,7458	0,6821	0,6229	0,5689	0,5201	0,4762	0,4366	0,4010	0,3691	0,3402	0,3143	0,2908
3,0	1,0000	0,9967	0,9769	0,9357	0,8784	0,8136	0,7478	0,6849	0,6266	0,5735	0,5254	0,4822	0,4432	0,4082	0,3766	0,3480	0,3223	0,2989
3,5	1,0000	0,9967	0,9771	0,9362	0,8796	0,8156	0,7510	0,6894	0,6326	0,5810	0,5345	0,4927	0,4550	0,4211	0,3905	0,3628	0,3376	0,3147
4,0	1,0000	0,9967	0,9772	0,9364	0,8801	0,8167	0,7527	0,6919	0,6359	0,5853	0,5398	0,4990	0,4623	0,4293	0,3996	0,3726	0,3481	0,3257
5,0	1,0000	0,9968	0,9772	0,9367	0,8806	0,8176	0,7542	0,6942	0,6391	0,5895	0,5451	0,5055	0,4700	0,4382	0,4096	0,3837	0,3602	0,3388
6,0	1,0000	0,9968	0,9773	0,9367	0,8808	0,8180	0,7548	0,6951	0,6404	0,5913	0,5474	0,5083	0,4734	0,4423	0,4143	0,3891	0,3662	0,3455
10,0	1,0000	0,9968	0,9773	0,9368	0,8810	0,8183	0,7553	0,6958	0,6416	0,5928	0,5495	0,5110	0,4768	0,4463	0,4191	0,3947	0,3727	0,3529

Phụ lục IV2: (tiếp theo)

z/b l/b	1,7	1,8	1,9	2,0	2,2	2,4	2,6	2,8	3,0	3,2	3,4	3,6	3,8	4,0	4,5
1,0	0,1443	0,1305	0,1185	0,1081	0,0908	0,0773	0,0665	0,0578	0,0507	0,0448	0,0399	0,0357	0,0321	0,0291	0,0231
1,1	0,1567	0,1419	0,1290	0,1177	0,0991	0,0844	0,0727	0,0633	0,0555	0,0491	0,0437	0,0391	0,0352	0,0319	0,0254
1,2	0,1685	0,1528	0,1391	0,1271	0,1071	0,0914	0,0788	0,0686	0,0603	0,0533	0,0475	0,0425	0,0383	0,0347	0,0276
1,3	0,1799	0,1633	0,1488	0,1361	0,1149	0,0982	0,0848	0,0739	0,0649	0,0575	0,0512	0,0459	0,0414	0,0375	0,0298
1,4	0,1907	0,1734	0,1582	0,1448	0,1225	0,1048	0,0906	0,0790	0,0695	0,0616	0,0549	0,0492	0,0444	0,0402	0,0320
1,5	0,2009	0,1830	0,1671	0,1532	0,1299	0,1113	0,0963	0,0841	0,0740	0,0656	0,0585	0,0525	0,0474	0,0429	0,0342
1,6	0,2107	0,1921	0,1757	0,1612	0,1369	0,1176	0,1019	0,0890	0,0784	0,0696	0,0621	0,0558	0,0503	0,0456	0,0364
1,7	0,2199	0,2008	0,1839	0,1690	0,1438	0,1236	0,1073	0,0939	0,0828	0,0735	0,0656	0,0590	0,0532	0,0483	0,0385
1,8	0,2286	0,2090	0,1917	0,1764	0,1504	0,1295	0,1125	0,0986	0,0870	0,0773	0,0691	0,0621	0,0561	0,0509	0,0407
1,9	0,2368	0,2168	0,1992	0,1834	0,1567	0,1352	0,1176	0,1032	0,0911	0,0810	0,0725	0,0652	0,0589	0,0535	0,0428
2,0	0,2445	0,2242	0,2062	0,1901	0,1628	0,1407	0,1226	0,1076	0,0952	0,0847	0,0758	0,0682	0,0617	0,0561	0,0449
2,2	0,2585	0,2378	0,2192	0,2026	0,1742	0,1511	0,1320	0,1162	0,1030	0,0918	0,0823	0,0742	0,0671	0,0610	0,0489
2,4	0,2708	0,2498	0,2309	0,2139	0,1847	0,1607	0,1408	0,1243	0,1104	0,0986	0,0885	0,0798	0,0724	0,0659	0,0529
2,6	0,2815	0,2603	0,2412	0,2240	0,1942	0,1695	0,1490	0,1318	0,1173	0,1050	0,0944	0,0853	0,0774	0,0706	0,0568
2,8	0,2908	0,2696	0,2504	0,2330	0,2028	0,1776	0,1566	0,1389	0,1239	0,1111	0,1001	0,0905	0,0823	0,0751	0,0606
3,0	0,2989	0,2777	0,2589	0,2416	0,2108	0,1846	0,1623	0,1436	0,1282	0,1151	0,1036	0,0934	0,0850	0,0777	0,0626
3,5	0,3147	0,2939	0,2748	0,2574	0,2267	0,2008	0,1788	0,1600	0,1438	0,1298	0,1176	0,1070	0,0977	0,0895	0,0728
4,0	0,3257	0,3053	0,2866	0,2694	0,2391	0,2132	0,1910	0,1718	0,1552	0,1407	0,1281	0,1170	0,1071	0,0984	0,0807
5,0	0,3388	0,3193	0,3013	0,2848	0,2554	0,2302	0,2083	0,1892	0,1724	0,1577	0,1448	0,1330	0,1226	0,1133	0,0941
6,0	0,3455	0,3265	0,3091	0,2932	0,2648	0,2403	0,2191	0,2004	0,1839	0,1693	0,1563	0,1446	0,1341	0,1246	0,1047
10,0	0,3529	0,3349	0,3184	0,3034	0,2768	0,2542	0,2345	0,2174	0,2022	0,1888	0,1767	0,1658	0,1559	0,1469	0,1276

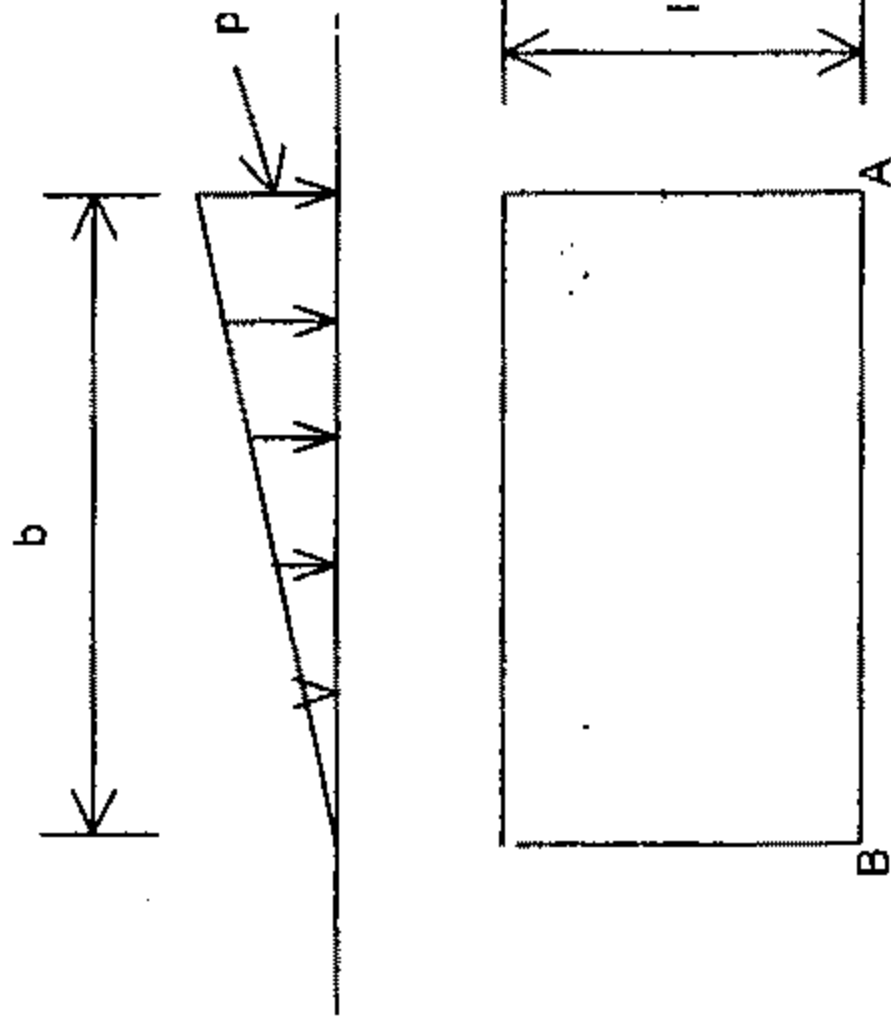
Phụ lục IV.3: Hệ số ứng suất ở góc hình chữ nhật chịu tải trọng phân bố đều cường độ p , $\sigma_{zc} = k_c \times p$; $k_c = f\left(\frac{l}{b}, \frac{z}{b}\right)$

$\frac{z/b}{l/b}$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6
1,0	0,2498	0,2486	0,2455	0,2401	0,2325	0,2229	0,2119	0,1999	0,1876	0,1752	0,1632	0,1516	0,1407	0,1305	0,1210	0,1123
1,1	0,2498	0,2487	0,2460	0,2412	0,2343	0,2256	0,2154	0,2042	0,1925	0,1807	0,1690	0,1578	0,1470	0,1369	0,1274	0,1186
1,2	0,2499	0,2489	0,2464	0,2420	0,2356	0,2275	0,2180	0,2075	0,1964	0,1851	0,1738	0,1628	0,1523	0,1423	0,1329	0,1241
1,3	0,2499	0,2489	0,2466	0,2425	0,2366	0,2290	0,2200	0,2100	0,1994	0,1886	0,1777	0,1670	0,1567	0,1469	0,1376	0,1288
1,4	0,2499	0,2490	0,2468	0,2429	0,2373	0,2301	0,2215	0,2120	0,2018	0,1914	0,1809	0,1705	0,1605	0,1508	0,1416	0,1329
1,5	0,2499	0,2490	0,2469	0,2432	0,2378	0,2309	0,2227	0,2135	0,2037	0,1936	0,1835	0,1734	0,1636	0,1541	0,1451	0,1365
1,6	0,2499	0,2491	0,2470	0,2434	0,2382	0,2315	0,2236	0,2147	0,2053	0,1955	0,1856	0,1757	0,1662	0,1569	0,1480	0,1396
1,7	0,2499	0,2491	0,2471	0,2436	0,2385	0,2320	0,2243	0,2157	0,2065	0,1969	0,1873	0,1777	0,1683	0,1593	0,1505	0,1422
1,8	0,2499	0,2491	0,2472	0,2437	0,2388	0,2324	0,2249	0,2165	0,2075	0,1981	0,1887	0,1793	0,1702	0,1613	0,1527	0,1445
1,9	0,2499	0,2491	0,2472	0,2438	0,2390	0,2327	0,2253	0,2171	0,2083	0,1991	0,1899	0,1807	0,1717	0,1630	0,1545	0,1465
2,0	0,2499	0,2491	0,2472	0,2439	0,2391	0,2330	0,2257	0,2176	0,2089	0,1999	0,1909	0,1818	0,1730	0,1644	0,1561	0,1482
2,2	0,2499	0,2492	0,2473	0,2440	0,2393	0,2333	0,2262	0,2183	0,2099	0,2012	0,1924	0,1836	0,1750	0,1667	0,1586	0,1509
2,4	0,2499	0,2492	0,2473	0,2441	0,2395	0,2336	0,2266	0,2188	0,2106	0,2020	0,1934	0,1849	0,1765	0,1684	0,1605	0,1530
2,6	0,2499	0,2492	0,2474	0,2442	0,2396	0,2337	0,2268	0,2192	0,2110	0,2026	0,1942	0,1858	0,1776	0,1696	0,1619	0,1545
2,8	0,2499	0,2492	0,2474	0,2442	0,2397	0,2338	0,2270	0,2194	0,2114	0,2031	0,1947	0,1865	0,1784	0,1705	0,1630	0,1557
3,0	0,2499	0,2492	0,2474	0,2442	0,2397	0,2339	0,2271	0,2196	0,2116	0,2034	0,1951	0,1870	0,1790	0,1712	0,1638	0,1566
3,8	0,2499	0,2492	0,2474	0,2443	0,2398	0,2341	0,2274	0,2200	0,2121	0,2041	0,1960	0,1880	0,1803	0,1728	0,1656	0,1587
4,6	0,2499	0,2492	0,2474	0,2443	0,2398	0,2342	0,2275	0,2201	0,2123	0,2043	0,1963	0,1884	0,1808	0,1734	0,1663	0,1596
5,0	0,2499	0,2492	0,2474	0,2443	0,2398	0,2342	0,2275	0,2202	0,2124	0,2044	0,1964	0,1885	0,1809	0,1735	0,1665	0,1598
6,0	0,2499	0,2492	0,2474	0,2443	0,2399	0,2342	0,2275	0,2202	0,2124	0,2045	0,1965	0,1887	0,1811	0,1738	0,1668	0,1601
8,0	0,2499	0,2492	0,2474	0,2443	0,2399	0,2342	0,2276	0,2202	0,2125	0,2045	0,1966	0,1888	0,1812	0,1739	0,1669	0,1603

Phụ lục IV.3: (tiếp theo)

l/b z/b	1,0	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2,0	2,2	2,4	2,6	2,8	3,0	3,8
1,7	0,1043	0,1104	0,1159	0,1206	0,1248	0,1284	0,1316	0,1343	0,1367	0,1388	0,1406	0,1436	0,1458	0,1475	0,1488	0,1498	0,1522
1,8	0,0969	0,1029	0,1083	0,1130	0,1172	0,1208	0,1240	0,1269	0,1294	0,1315	0,1334	0,1365	0,1389	0,1408	0,1422	0,1434	0,1460
2,0	0,0840	0,0542	0,0947	0,0993	0,1034	0,1071	0,1103	0,1133	0,1158	0,1181	0,1202	0,1236	0,1263	0,1284	0,1300	0,1314	0,1345
2,5	0,0602	0,0322	0,0691	0,0731	0,0767	0,0801	0,0832	0,0860	0,0886	0,0910	0,0931	0,0969	0,1000	0,1025	0,1046	0,1063	0,1107
3,0	0,0447	0,0211	0,0519	0,0552	0,0583	0,0612	0,0640	0,0665	0,0689	0,0712	0,0732	0,0769	0,0801	0,0828	0,0851	0,0870	0,0923
3,5	0,0343	0,0148	0,0401	0,0428	0,0454	0,0479	0,0503	0,0525	0,0546	0,0566	0,0585	0,0620	0,0650	0,0677	0,0700	0,0720	0,0778
4,0	0,0270	0,0109	0,0318	0,0340	0,0362	0,0383	0,0403	0,0422	0,0441	0,0459	0,0475	0,0507	0,0535	0,0560	0,0582	0,0603	0,0663
5,0	0,0179	0,0084	0,0212	0,0228	0,0243	0,0259	0,0273	0,0288	0,0301	0,0315	0,0328	0,0353	0,0376	0,0397	0,0417	0,0435	0,0493

HƯỚNG DẪN SỬ DỤNG PHỤ LỤC IV.4



Điểm góc A ứng với tải trọng có cường độ lớn nhất; điểm góc B ứng với tải trọng có cường độ $p = 0$

Phụ lục IV.4a: Hệ số ứng suất, k_B , ở các điểm góc hình chữ nhật chịu tải trọng tam giác $\sigma_{zB} = k_B \times p$; $k_B = f\left(\frac{l}{b}, \frac{z}{b}\right)$

z/b	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,2	1,4	2,0	2,5	3,0
0,1	0,0112	0,0141	0,0147	0,0146	0,0142	0,0135	0,0128	0,0119	0,0111	0,0102	0,0087	0,0073	0,0045	0,0032	0,0023
0,2	0,0142	0,0223	0,0257	0,0269	0,0268	0,0259	0,0247	0,0232	0,0216	0,0201	0,0171	0,0145	0,0090	0,0063	0,0046
0,3	0,0151	0,0261	0,0327	0,0358	0,0368	0,0364	0,0351	0,0334	0,0313	0,0292	0,0251	0,0213	0,0134	0,0094	0,0069
0,4	0,0154	0,0280	0,0368	0,0420	0,0444	0,0448	0,0439	0,0421	0,0399	0,0375	0,0324	0,0278	0,0176	0,0125	0,0092
0,5	0,0155	0,0290	0,0392	0,0460	0,0498	0,0512	0,0509	0,0494	0,0472	0,0447	0,0391	0,0338	0,0216	0,0154	0,0114
0,6	0,0156	0,0296	0,0407	0,0487	0,0536	0,0560	0,0563	0,0553	0,0533	0,0508	0,0450	0,0392	0,0255	0,0183	0,0135

Phụ lục IV.4a: (tiếp theo)

z/b l/b	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,2	1,4	2,0	2,5	3,0
0,7	0,0157	0,0299	0,0417	0,0505	0,0563	0,0595	0,0606	0,0600	0,0584	0,0560	0,0501	0,0440	0,0291	0,0210	0,0156
0,8	0,0157	0,0301	0,0423	0,0517	0,0582	0,0621	0,0638	0,0637	0,0624	0,0602	0,0546	0,0483	0,0324	0,0236	0,0176
0,9	0,0157	0,0303	0,0427	0,0525	0,0596	0,0640	0,0662	0,0666	0,0656	0,0637	0,0583	0,0521	0,0355	0,0260	0,0196
1,0	0,0157	0,0304	0,0430	0,0531	0,0606	0,0654	0,0681	0,0688	0,0682	0,0666	0,0615	0,0554	0,0384	0,0283	0,0214
1,1	0,0157	0,0304	0,0432	0,0536	0,0613	0,0665	0,0695	0,0706	0,0703	0,0689	0,0642	0,0582	0,0410	0,0305	0,0232
1,2	0,0158	0,0305	0,0434	0,0539	0,0618	0,0673	0,0705	0,0720	0,0719	0,0708	0,0663	0,0606	0,0433	0,0326	0,0249
1,3	0,0158	0,0305	0,0434	0,0541	0,0622	0,0679	0,0714	0,0730	0,0732	0,0723	0,0682	0,0627	0,0455	0,0345	0,0265
1,4	0,0158	0,0305	0,0435	0,0542	0,0625	0,0684	0,0720	0,0739	0,0742	0,0735	0,0698	0,0644	0,0474	0,0362	0,0279
1,5	0,0158	0,0305	0,0436	0,0544	0,0627	0,0687	0,0726	0,0745	0,0751	0,0745	0,0711	0,0659	0,0492	0,0378	0,0293
1,6	0,0158	0,0306	0,0436	0,0544	0,0629	0,0690	0,0729	0,0751	0,0758	0,0754	0,0721	0,0672	0,0506	0,0393	0,0307
1,7	0,0158	0,0306	0,0437	0,0545	0,0630	0,0692	0,0733	0,0755	0,0763	0,0760	0,0730	0,0683	0,0521	0,0406	0,0319
1,8	0,0158	0,0306	0,0437	0,0546	0,0632	0,0694	0,0735	0,0759	0,0768	0,0765	0,0737	0,0693	0,0532	0,0418	0,0331
1,9	0,0158	0,0306	0,0437	0,0546	0,0633	0,0695	0,0737	0,0762	0,0772	0,0770	0,0744	0,0701	0,0543	0,0430	0,0342
2,0	0,0158	0,0305	0,0437	0,0547	0,0633	0,0697	0,0739	0,0764	0,0774	0,0773	0,0749	0,0707	0,0553	0,0440	0,0351
2,2	0,0158	0,0306	0,0437	0,0547	0,0633	0,0696	0,0739	0,0764	0,0775	0,0775	0,0751	0,0709	0,0556	0,0443	0,0353
2,4	0,0158	0,0306	0,0437	0,0547	0,0634	0,0699	0,0742	0,0767	0,0780	0,0780	0,0759	0,0720	0,0572	0,0460	0,0371
2,6	0,0158	0,0306	0,0438	0,0548	0,0635	0,0699	0,0743	0,0770	0,0782	0,0784	0,0765	0,0727	0,0584	0,0475	0,0387
2,8	0,0158	0,0306	0,0438	0,0548	0,0636	0,0700	0,0744	0,0771	0,0785	0,0787	0,0769	0,0732	0,0593	0,0487	0,0400
3,0	0,0158	0,0306	0,0438	0,0548	0,0635	0,0700	0,0744	0,0772	0,0785	0,0787	0,0770	0,0733	0,0596	0,0488	0,0400
4,0	0,0158	0,0306	0,0438	0,0549	0,0636	0,0701	0,0746	0,0776	0,0790	0,0793	0,0780	0,0747	0,0624	0,0528	0,0448
5,0	0,0158	0,0306	0,0438	0,0549	0,0636	0,0702	0,0747	0,0775	0,0790	0,0794	0,0780	0,0749	0,0627	0,0533	0,0454

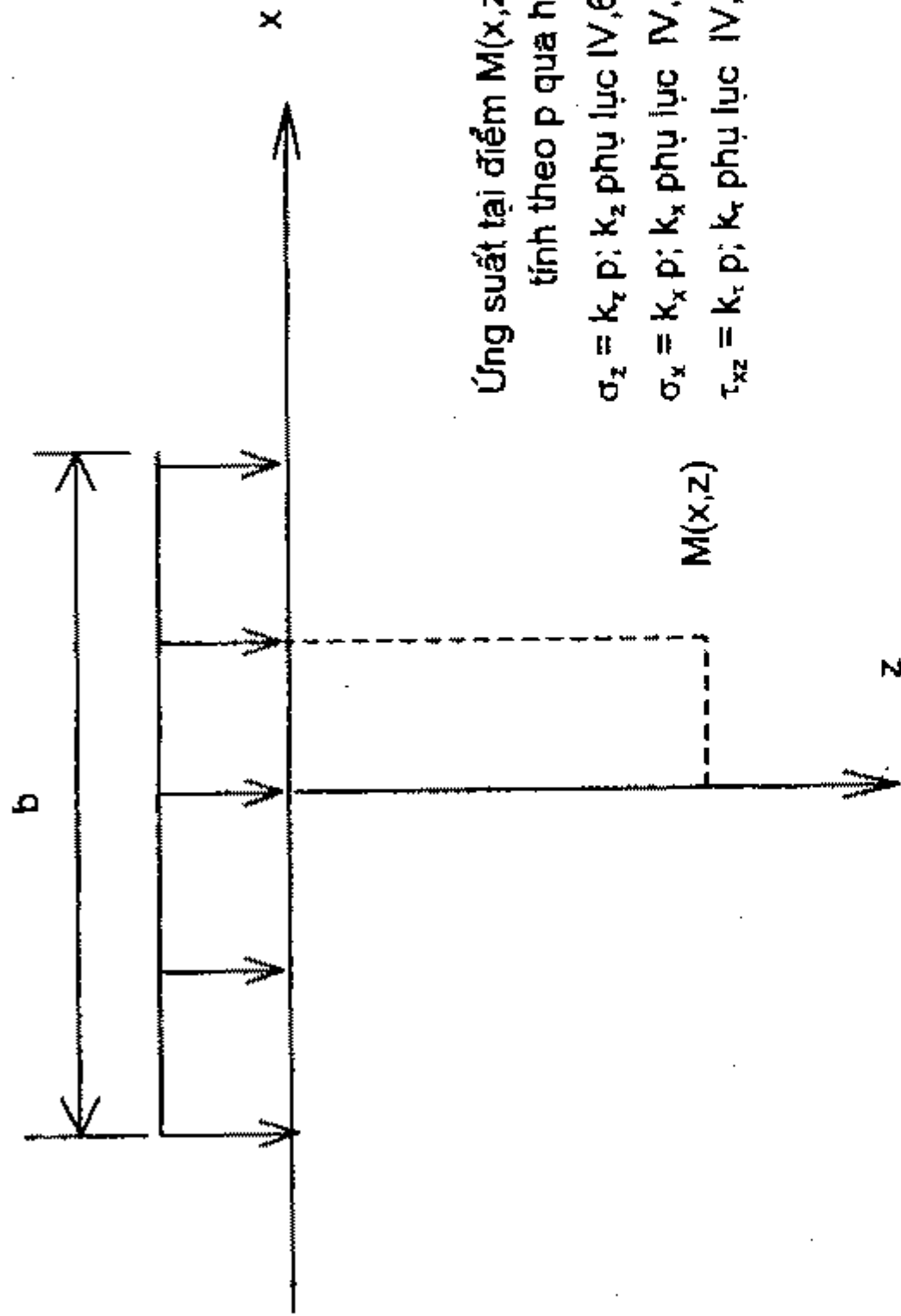
Phụ lục IV.4b: Hệ số ứng suất, k_A , ở các điểm góc hình chữ nhật chịu tải trọng tam giác $\sigma_{zA} = k_A \times p$; $k_A = f\left(\frac{l}{b}, \frac{z}{b}\right)$

$\frac{z}{b} \backslash \frac{l}{b}$	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1	1,2	1,4	2	2,5	3	5
0,20	0,2256	0,1821	0,1407	0,1094	0,0867	0,0700	0,0575	0,0480	0,0405	0,0346	0,0260	0,0102	0,0054	0,0036	0,0025	0,0009
0,30	0,2315	0,2035	0,1711	0,1413	0,1164	0,0966	0,0808	0,0683	0,0583	0,0502	0,0381	0,0202	0,0108	0,0071	0,0051	0,0019
0,40	0,2330	0,2115	0,1862	0,1604	0,1368	0,1165	0,0994	0,0852	0,0735	0,0638	0,0490	0,0297	0,0160	0,0106	0,0076	0,0028
0,50	0,2336	0,2149	0,1937	0,1716	0,1502	0,1307	0,1135	0,0988	0,0862	0,0755	0,0588	0,0386	0,0211	0,0141	0,0100	0,0037
0,60	0,2338	0,2165	0,1977	0,1781	0,1587	0,1405	0,1240	0,1093	0,0964	0,0852	0,0673	0,0467	0,0259	0,0174	0,0124	0,0047
0,70	0,2340	0,2173	0,1999	0,1820	0,1643	0,1473	0,1315	0,1172	0,1045	0,0932	0,0746	0,0540	0,0305	0,0206	0,0148	0,0056
0,80	0,2340	0,2178	0,2012	0,1844	0,1679	0,1520	0,1370	0,1232	0,1107	0,0995	0,0808	0,0605	0,0347	0,0236	0,0170	0,0065
0,90	0,2341	0,2181	0,2020	0,1860	0,1703	0,1552	0,1409	0,1277	0,1156	0,1046	0,0859	0,0661	0,0387	0,0266	0,0192	0,0074
1,00	0,2341	0,2182	0,2025	0,1870	0,1719	0,1575	0,1438	0,1311	0,1194	0,1086	0,0901	0,0710	0,0423	0,0293	0,0213	0,0082
1,10	0,2341	0,2183	0,2028	0,1876	0,1730	0,1591	0,1459	0,1336	0,1222	0,1118	0,0936	0,0751	0,0456	0,0319	0,0233	0,0091
1,20	0,2341	0,2184	0,2030	0,1881	0,1738	0,1602	0,1475	0,1355	0,1245	0,1143	0,0965	0,0787	0,0486	0,0343	0,0252	0,0099
1,30	0,2341	0,2184	0,2032	0,1884	0,1744	0,1611	0,1486	0,1370	0,1262	0,1163	0,0988	0,0817	0,0514	0,0365	0,0270	0,0108
1,40	0,2341	0,2185	0,2033	0,1887	0,1748	0,1617	0,1495	0,1381	0,1276	0,1179	0,1007	0,0842	0,0538	0,0386	0,0287	0,0116
1,50	0,2341	0,2185	0,2033	0,1888	0,1751	0,1622	0,1501	0,1390	0,1286	0,1191	0,1023	0,0864	0,0560	0,0405	0,0304	0,0124
1,60	0,2341	0,2185	0,2034	0,1890	0,1753	0,1625	0,1507	0,1396	0,1295	0,1201	0,1036	0,0882	0,0579	0,0423	0,0319	0,0131
1,70	0,2341	0,2185	0,2034	0,1891	0,1755	0,1628	0,1510	0,1402	0,1302	0,1209	0,1047	0,0897	0,0597	0,0439	0,0333	0,0139
1,80	0,2341	0,2185	0,2035	0,1891	0,1756	0,1630	0,1514	0,1406	0,1307	0,1216	0,1056	0,0910	0,0612	0,0454	0,0346	0,0146
1,90	0,2341	0,2185	0,2035	0,1892	0,1757	0,1632	0,1516	0,1409	0,1311	0,1221	0,1063	0,0920	0,0626	0,0468	0,0358	0,0153
2,00	0,2341	0,2186	0,2035	0,1892	0,1758	0,1633	0,1518	0,1412	0,1315	0,1226	0,1069	0,0929	0,0638	0,0480	0,0370	0,0160
2,20	0,2341	0,2186	0,2035	0,1893	0,1759	0,1635	0,1521	0,1416	0,1320	0,1232	0,1078	0,0937	0,0649	0,0491	0,0381	0,0167
2,40	0,2341	0,2186	0,2036	0,1893	0,1760	0,1637	0,1523	0,1419	0,1324	0,1237	0,1085	0,0949	0,0666	0,0510	0,0400	0,0179
2,60	0,2341	0,2186	0,2036	0,1894	0,1761	0,1637	0,1524	0,1421	0,1326	0,1240	0,1090	0,0958	0,0680	0,0526	0,0416	0,0191
2,80	0,2341	0,2186	0,2036	0,1894	0,1761	0,1638	0,1525	0,1422	0,1328	0,1242	0,1093	0,0964	0,0691	0,0540	0,0430	0,0202
3,00	0,2341	0,2186	0,2036	0,1894	0,1761	0,1638	0,1526	0,1423	0,1329	0,1244	0,1096	0,0969	0,0700	0,0550	0,0441	0,0211
4,00	0,2341	0,2186	0,2036	0,1894	0,1762	0,1639	0,1527	0,1425	0,1332	0,1248	0,1102	0,0982	0,0725	0,0585	0,0483	0,0256
5,00	0,2341	0,2186	0,2036	0,1894	0,1762	0,1640	0,1528	0,1426	0,1333	0,1249	0,1104	0,0985	0,0732	0,0595	0,0497	0,0277

Phụ lục IV.5: Hệ số ứng suất k_R tại tâm diện hình tròn bán kính r chịu tải trọng phân bố đều cường độ p : $\sigma_z = k_R \times p$, $k_R = f(r/z)$

r/z	k_R	r/z	k_R	r/z	k_R
0,2	0,0571	3,4	0,9775	6,5	0,9965
0,4	0,1996	3,6	0,9808	7,0	0,9972
0,6	0,3695	3,8	0,9835	7,5	0,9977
0,8	0,5239	4,0	0,9857	8,0	0,9981
1,0	0,6464	4,2	0,9876	8,5	0,9984
1,2	0,7376	4,4	0,9891	9,0	0,9987
1,4	0,8036	4,6	0,9904	9,5	0,9989
1,6	0,8511	4,8	0,9915	10,0	0,9990
1,8	0,8855	5,0	0,9925	12,0	0,9994
2,0	0,9106	5,2	0,9933	14,0	0,9996
2,2	0,9291	5,4	0,9940	16,0	0,9998
2,4	0,9431	5,6	0,9946	18,0	0,9998
2,6	0,9537	5,8	0,9951	20,0	0,9999
2,8	0,9620	6,0	0,9956	25,0	0,9999
3,0	0,9684	6,2	0,9960	30,0	1,0000
3,2	0,9735	6,4	0,9963	50,0	1,0000

HƯỚNG DẪN SỬ DỤNG BẢNG IV.6



Ứng suất tại điểm $M(x, z)$: $\sigma(M) = \{\sigma_z; \sigma_x; \tau_{xz}\}$
 tính theo p qua hệ số ứng suất:

$\sigma_z = k_z p$; k_z phụ lục IV,6a

$\sigma_x = k_x p$; k_x phụ lục IV,6b

$\tau_{xz} = k_t p$; k_t phụ lục IV,6b

Phụ lục IV.6a: Hệ số ứng suất k_z tại điểm bất kì dưới tải trọng hình băng phân bố đều cường độ p : $\sigma_z = k_z \times p$, $k_z = f(x/b, z/b)$

x/b \ z/b	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,75	1,00	1,25	1,50	2	3
0,10	0,9968	0,9960	0,9925	0,9793	0,9089	0,4998	0,0112	0,0016	0,0005	0,0002	0,0000	0,0000
0,20	0,9773	0,9728	0,9552	0,9061	0,7727	0,4984	0,0587	0,0109	0,0034	0,0014	0,0004	0,0000
0,30	0,9368	0,9277	0,8955	0,8245	0,6910	0,4948	0,1196	0,0300	0,0103	0,0045	0,0013	0,0002
0,40	0,8810	0,8689	0,8295	0,7546	0,6379	0,4886	0,1729	0,0558	0,0214	0,0097	0,0029	0,0005
0,50	0,8183	0,8055	0,7656	0,6961	0,5978	0,4797	0,2137	0,0839	0,0358	0,0172	0,0053	0,0010
0,60	0,7554	0,7432	0,7066	0,6459	0,5639	0,4684	0,2431	0,1110	0,0520	0,0264	0,0086	0,0017

Phụ lục IV.6a: (tiếp theo)

$\frac{x/b}{z/b}$	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,75	1,00	1,25	1,50	2	3
0,70	0,6960	0,6852	0,6533	0,6016	0,5336	0,4551	0,2632	0,1350	0,0689	0,0369	0,0127	0,0026
0,80	0,6417	0,6325	0,6054	0,5620	0,5055	0,4405	0,2763	0,1553	0,0853	0,0481	0,0176	0,0038
0,90	0,5931	0,5853	0,5626	0,5264	0,4793	0,4250	0,2840	0,1719	0,1006	0,0595	0,0230	0,0052
1,00	0,5498	0,5433	0,5243	0,4941	0,4548	0,4092	0,2876	0,1848	0,1142	0,0706	0,0289	0,0069
1,25	0,4618	0,4576	0,4454	0,4259	0,4003	0,3700	0,2851	0,2045	0,1407	0,0952	0,0443	0,0119
1,50	0,3958	0,3931	0,3850	0,3720	0,3548	0,3341	0,2735	0,2112	0,1568	0,1139	0,0593	0,0180
1,75	0,3453	0,3435	0,3379	0,3290	0,3170	0,3024	0,2583	0,2102	0,1650	0,1266	0,0723	0,0246
2,00	0,3058	0,3044	0,3005	0,2941	0,2855	0,2749	0,2421	0,2047	0,1677	0,1342	0,0829	0,0314
3,00	0,2084	0,2079	0,2066	0,2045	0,2016	0,1979	0,1859	0,1707	0,1538	0,1362	0,1028	0,0540
4,00	0,1575	0,1573	0,1568	0,1558	0,1545	0,1529	0,1473	0,1401	0,1315	0,1220	0,1020	0,0657
5,00	0,1265	0,1264	0,1261	0,1256	0,1249	0,1240	0,1211	0,1171	0,1123	0,1068	0,0945	0,0690
10,0	0,0636	0,0635	0,0635	0,0634	0,0634	0,0632	0,0629	0,0623	0,0616	0,0608	0,0588	0,0535
20,0	0,0318	0,0318	0,0318	0,0318	0,0318	0,0318	0,0317	0,0317	0,0316	0,0315	0,0312	0,0304

Phụ lục IV.6b: Hệ số ứng suất k_x tại điểm bất kỳ dưới tải trọng hình băng phân bố đều cường độ p :

$$\sigma_x = k_x \times p, k_x = f(x/b, z/b)$$

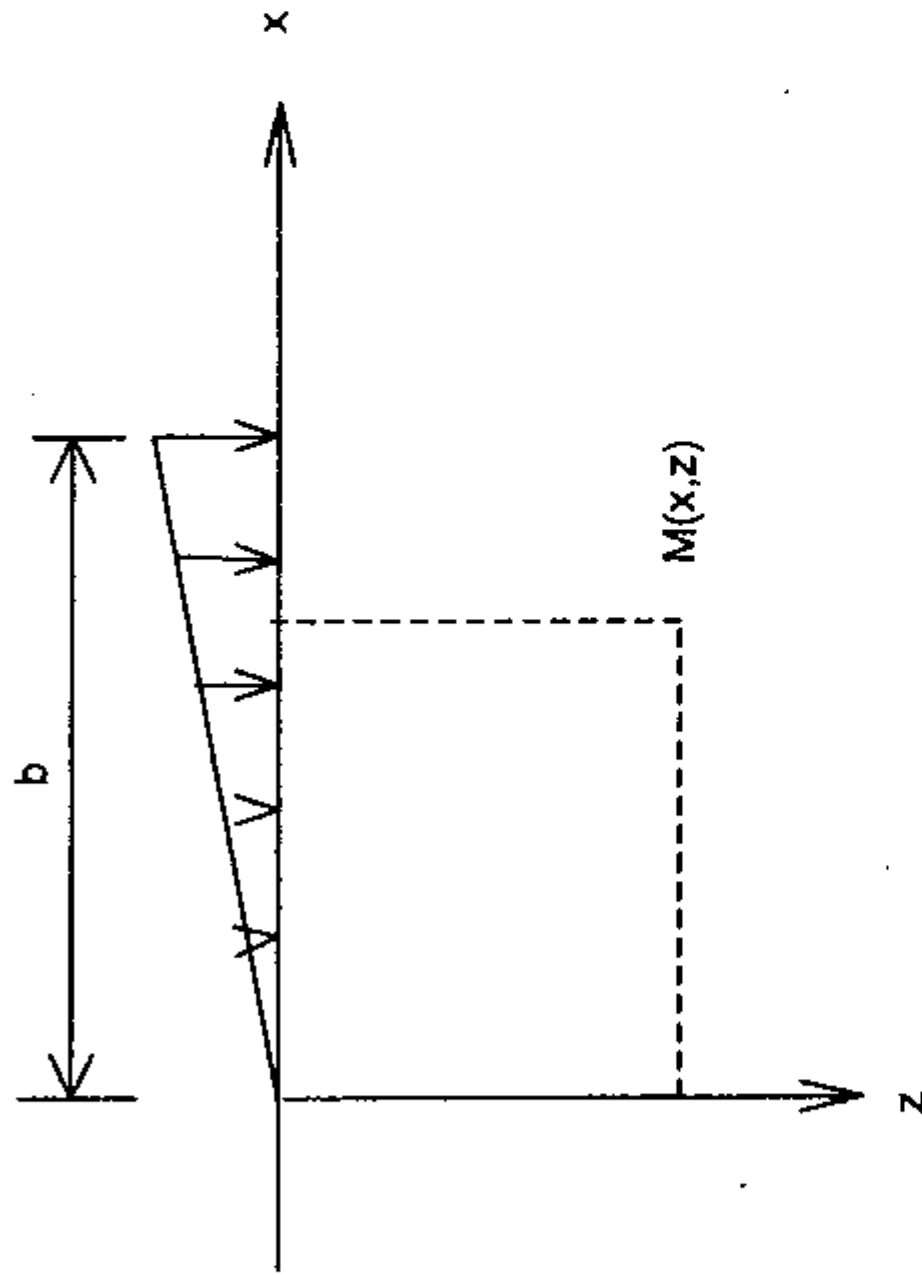
$x/b \backslash z/b$	0,00	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,75	1,00	1,25	1,50	2,00	3,00
0,10	0,7519	0,7429	0,7124	0,6463	0,5207	0,4368	0,1802	0,0817	0,0476	0,0315	0,0169	0,0073
0,20	0,5382	0,5272	0,4933	0,4380	0,3832	0,3760	0,2699	0,1470	0,0901	0,0608	0,0332	0,0144
0,30	0,3751	0,3675	0,3467	0,3214	0,3090	0,3196	0,2882	0,1884	0,1238	0,0863	0,0484	0,0214
0,40	0,2599	0,2568	0,2497	0,2454	0,2518	0,2691	0,2743	0,2079	0,1475	0,1068	0,0620	0,0280
0,50	0,1817	0,1818	0,1836	0,1905	0,2051	0,2251	0,2489	0,2112	0,1614	0,1220	0,0739	0,0343
0,60	0,1292	0,1311	0,1374	0,1493	0,1669	0,1875	0,2207	0,2045	0,1673	0,1321	0,0837	0,0402
0,70	0,0938	0,0964	0,1045	0,1179	0,1359	0,1561	0,1934	0,1922	0,1669	0,1375	0,0914	0,0455
0,80	0,0695	0,0723	0,0806	0,0939	0,1111	0,1300	0,1685	0,1771	0,1622	0,1392	0,0971	0,0503
0,90	0,0526	0,0552	0,0631	0,0754	0,0911	0,1085	0,1463	0,1613	0,1547	0,1378	0,1010	0,0545
1,00	0,0405	0,0429	0,0500	0,0611	0,0752	0,0908	0,1269	0,1457	0,1456	0,1342	0,1032	0,0582
1,10	0,0318	0,0339	0,0402	0,0500	0,0624	0,0764	0,1101	0,1309	0,1356	0,1291	0,1039	0,0613
1,20	0,0253	0,0272	0,0326	0,0412	0,0522	0,0646	0,0956	0,1173	0,1255	0,1230	0,1034	0,0638
1,30	0,0204	0,0221	0,0268	0,0343	0,0439	0,0549	0,0833	0,1049	0,1155	0,1162	0,1019	0,0658
1,40	0,0167	0,0181	0,0222	0,0287	0,0371	0,0469	0,0727	0,0938	0,1059	0,1092	0,0996	0,0673
1,50	0,0138	0,0151	0,0186	0,0243	0,0317	0,0403	0,0636	0,0839	0,0969	0,1021	0,0967	0,0683
1,60	0,0116	0,0126	0,0157	0,0207	0,0271	0,0347	0,0559	0,0751	0,0885	0,0952	0,0933	0,0689
1,70	0,0098	0,0107	0,0134	0,0177	0,0234	0,0301	0,0492	0,0673	0,0808	0,0885	0,0897	0,0691
1,80	0,0083	0,0091	0,0115	0,0153	0,0203	0,0263	0,0435	0,0604	0,0738	0,0822	0,0858	0,0689
1,90	0,0071	0,0078	0,0099	0,0133	0,0177	0,0230	0,0386	0,0543	0,0673	0,0762	0,0819	0,0684
2,00	0,0062	0,0068	0,0086	0,0116	0,0155	0,0203	0,0343	0,0490	0,0615	0,0706	0,0779	0,0677
2,25	0,0044	0,0049	0,0062	0,0084	0,0114	0,0150	0,0260	0,0381	0,0492	0,0583	0,0682	0,0649
2,50	0,0032	0,0036	0,0046	0,0063	0,0086	0,0114	0,0200	0,0300	0,0397	0,0481	0,0593	0,0612
3,00	0,0019	0,0021	0,0027	0,0038	0,0052	0,0069	0,0125	0,0193	0,0265	0,0333	0,0443	0,0526

Phụ lục IV.6c: Hệ số ứng suất k_τ tại điểm bất kỳ dưới tải trọng hình băng phân bố đều cường độ p :

$$\tau_{zx} = k_\tau \times p, \quad k_\tau = f(x/b, z/b)$$

$x/b \backslash z/b$	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,75	1,00	1,25	1,50	2	3
0,1	0,00	0,0101	0,0255	0,0588	0,1553	0,3152	0,0419	0,0108	0,0045	0,0024	0,0009	0,0002
0,2	0,00	0,0318	0,0739	0,1404	0,2397	0,3061	0,1163	0,0383	0,0170	0,0091	0,0035	0,0010
0,3	0,00	0,0509	0,1098	0,1811	0,2546	0,2920	0,1705	0,0720	0,0348	0,0193	0,0077	0,0022
0,4	0,00	0,0612	0,1254	0,1910	0,2471	0,2744	0,1993	0,1031	0,0547	0,0317	0,0132	0,0038
0,5	0,00	0,0636	0,1265	0,1850	0,2310	0,2546	0,2107	0,1273	0,0739	0,0449	0,0196	0,0059
0,6	0,00	0,0612	0,1198	0,1719	0,2118	0,2341	0,2116	0,1440	0,0907	0,0580	0,0266	0,0082
0,7	0,00	0,0565	0,1098	0,1563	0,1920	0,2136	0,2063	0,1538	0,1043	0,0699	0,0338	0,0109
0,8	0,00	0,0509	0,0988	0,1404	0,1729	0,1941	0,1975	0,1584	0,1144	0,0803	0,0409	0,0138
0,9	0,00	0,0454	0,0881	0,1255	0,1553	0,1759	0,1868	0,1590	0,1213	0,0888	0,0477	0,0168
1,0	0,00	0,0404	0,0784	0,1120	0,1393	0,1592	0,1754	0,1567	0,1254	0,0955	0,0540	0,0199
1,25	0,00	0,0300	0,0587	0,0845	0,1067	0,1242	0,1469	0,1440	0,1265	0,1047	0,0668	0,0277
1,50	0,00	0,0228	0,0447	0,0649	0,0829	0,0979	0,1219	0,1273	0,1198	0,1058	0,0749	0,0349
1,75	0,00	0,0177	0,0348	0,0509	0,0655	0,0784	0,1012	0,1108	0,1098	0,1019	0,0788	0,0410
2,00	0,00	0,0140	0,0277	0,0408	0,0528	0,0637	0,0845	0,0959	0,0988	0,0955	0,0795	0,0459

HƯỚNG DẪN SỬ DỤNG PHỤ LỤC IV.7



Ứng suất tại điểm $M(x,z)$: $\sigma(M) = \{\sigma_z; \sigma_x; \tau_{xz}\}$ tính theo p qua hệ số ứng suất:

$\sigma_z = k_z p$; k_z phụ lục IV,7a

$\sigma_x = k_x p$; k_x phụ lục IV,7b

$\tau_{xz} = k_r p$; k_r phụ lục IV,7b

Phụ lục IV.7a: Hệ số ứng suất k_z tại điểm bất kì dưới tải trọng hình băng phân bố tam giác: $\sigma_z = k'_z \times p$, $k'_z = f(x/b, z/b)$

$x/b \backslash z/b$	-1,0	-0,5	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,3	1,5	2,0	3,0
0,05	0,000	0,000	0,016	0,101	0,200	0,300	0,400	0,500	0,600	0,699	0,797	0,879	0,484	0,001	0,000	0,000	0,000
0,10	0,000	0,000	0,032	0,106	0,202	0,300	0,399	0,498	0,597	0,692	0,778	0,803	0,468	0,010	0,001	0,000	0,000
0,20	0,000	0,002	0,061	0,125	0,209	0,301	0,396	0,489	0,577	0,654	0,697	0,648	0,437	0,050	0,009	0,001	0,000
0,30	0,001	0,007	0,088	0,146	0,219	0,302	0,386	0,468	0,541	0,594	0,605	0,546	0,407	0,098	0,023	0,003	0,000
0,40	0,003	0,013	0,110	0,163	0,227	0,299	0,372	0,441	0,497	0,531	0,527	0,475	0,379	0,137	0,043	0,007	0,001
0,50	0,005	0,022	0,127	0,175	0,232	0,293	0,354	0,409	0,452	0,473	0,464	0,423	0,352	0,162	0,062	0,012	0,001
0,60	0,008	0,031	0,140	0,184	0,232	0,284	0,334	0,378	0,409	0,423	0,414	0,381	0,328	0,177	0,080	0,018	0,002

Phụ lục IV.7a: (tiếp theo)

x/b z/b	-1,0	-0,5	0,0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,3	1,5	2,0	3,0
0,70	0,012	0,040	0,150	0,188	0,230	0,273	0,314	0,348	0,372	0,381	0,372	0,346	0,306	0,185	0,095	0,025	0,003
0,80	0,016	0,049	0,155	0,189	0,225	0,261	0,294	0,321	0,339	0,345	0,337	0,317	0,285	0,187	0,106	0,032	0,005
0,90	0,021	0,057	0,158	0,188	0,218	0,248	0,275	0,297	0,310	0,315	0,308	0,292	0,267	0,187	0,115	0,039	0,006
1,00	0,025	0,064	0,159	0,185	0,211	0,236	0,258	0,275	0,286	0,289	0,283	0,270	0,250	0,184	0,121	0,046	0,008
1,25	0,036	0,078	0,155	0,173	0,191	0,207	0,221	0,231	0,237	0,239	0,235	0,227	0,215	0,173	0,127	0,060	0,013
1,50	0,045	0,085	0,147	0,160	0,172	0,183	0,191	0,198	0,202	0,203	0,200	0,195	0,187	0,159	0,126	0,069	0,019
1,75	0,052	0,089	0,137	0,146	0,155	0,162	0,168	0,173	0,175	0,176	0,174	0,171	0,165	0,146	0,121	0,075	0,024
2,00	0,057	0,089	0,127	0,134	0,140	0,146	0,150	0,153	0,155	0,155	0,154	0,151	0,148	0,134	0,115	0,078	0,029
2,50	0,062	0,086	0,110	0,114	0,117	0,120	0,122	0,124	0,125	0,125	0,125	0,123	0,121	0,113	0,103	0,078	0,037
3,00	0,062	0,079	0,095	0,097	0,100	0,102	0,103	0,104	0,105	0,105	0,104	0,104	0,102	0,098	0,091	0,074	0,042
4,00	0,058	0,067	0,075	0,076	0,077	0,078	0,078	0,079	0,079	0,079	0,079	0,079	0,078	0,076	0,073	0,064	0,044
5,00	0,052	0,057	0,061	0,062	0,062	0,063	0,063	0,063	0,063	0,063	0,063	0,063	0,063	0,062	0,060	0,055	0,043

Phụ lục IV.7b: Hệ số ứng suất k_x tại điểm bất kỳ dưới tải trọng hình băng phân bố tam giác:

$$\sigma_x = k'_x \times p, k'_x = f(x/B, z/B)$$

$\frac{x/b}{z/b}$	-1,0	-0,5	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0	1,25	1,50	2,00	3,00
0,05	0,006	0,014	0,080	0,132	0,204	0,281	0,360	0,437	0,508	0,569	0,604	0,558	0,389	0,073	0,028	-0,022	-0,013
0,10	0,012	0,027	0,115	0,155	0,205	0,262	0,321	0,376	0,422	0,450	0,441	0,366	0,321	0,132	0,055	0,019	0,006
0,20	0,024	0,050	0,146	0,171	0,196	0,223	0,249	0,269	0,279	0,271	0,242	0,213	0,230	0,186	0,097	0,037	0,012
0,30	0,034	0,068	0,151	0,164	0,175	0,183	0,188	0,188	0,180	0,164	0,147	0,145	0,169	0,184	0,120	0,052	0,017
0,40	0,043	0,080	0,143	0,148	0,149	0,146	0,140	0,130	0,117	0,103	0,096	0,104	0,127	0,162	0,128	0,064	0,023
0,50	0,050	0,087	0,129	0,129	0,124	0,116	0,104	0,091	0,078	0,068	0,066	0,076	0,096	0,137	0,124	0,072	0,027
0,60	0,056	0,089	0,113	0,110	0,102	0,091	0,078	0,065	0,053	0,047	0,048	0,057	0,074	0,114	0,116	0,076	0,032
0,70	0,059	0,088	0,098	0,092	0,083	0,071	0,059	0,047	0,038	0,033	0,035	0,044	0,058	0,094	0,104	0,078	0,035
0,80	0,061	0,085	0,084	0,077	0,068	0,056	0,045	0,035	0,027	0,024	0,026	0,034	0,046	0,078	0,093	0,078	0,038
0,90	0,062	0,080	0,072	0,064	0,055	0,045	0,035	0,026	0,020	0,018	0,020	0,027	0,036	0,064	0,081	0,076	0,040
1,00	0,062	0,075	0,062	0,054	0,045	0,036	0,028	0,020	0,016	0,014	0,016	0,021	0,029	0,054	0,071	0,072	0,042
1,25	0,058	0,060	0,042	0,035	0,028	0,022	0,016	0,011	0,009	0,008	0,009	0,013	0,018	0,035	0,051	0,062	0,044
1,50	0,051	0,048	0,029	0,024	0,019	0,014	0,010	0,007	0,005	0,005	0,006	0,008	0,012	0,024	0,036	0,051	0,044
1,75	0,044	0,037	0,020	0,016	0,013	0,009	0,007	0,005	0,003	0,003	0,004	0,005	0,008	0,017	0,026	0,041	0,042
2,00	0,038	0,029	0,015	0,012	0,009	0,007	0,005	0,003	0,002	0,002	0,003	0,004	0,006	0,012	0,020	0,033	0,039
2,50	0,027	0,019	0,008	0,007	0,005	0,004	0,002	0,002	0,001	0,001	0,001	0,002	0,003	0,007	0,012	0,022	0,031
3,00	0,019	0,012	0,005	0,004	0,003	0,002	0,001	0,001	0,001	0,001	0,001	0,001	0,002	0,004	0,007	0,015	0,025
4,00	0,010	0,006	0,002	0,002	0,001	0,001	0,001	0,000	0,000	0,000	0,000	0,001	0,001	0,002	0,003	0,007	0,015
5,00	0,006	0,003	0,001	0,001	0,001	0,001	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,001	0,002	0,004	0,009

Phụ lục IV.7c: Hệ số ứng suất k_τ tại điểm bất kì dưới tải trọng hình băng phân bố tam giác:

$$\tau_{zx} = k_\tau \times p, \quad k_\tau = f(x/b, z/b)$$

x/b z/b	-1,0	-0,5	0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,00	1,25	1,50	2	3
0,05	0,000	0,001	0,023	0,041	0,044	0,045	0,045	0,044	0,042	0,038	0,026	-0,022	-0,294	-0,010	-0,002	0,000	0,000
0,10	0,001	0,003	0,044	0,068	0,076	0,079	0,078	0,075	0,068	0,053	0,018	-0,088	-0,272	-0,034	-0,008	-0,002	0,000
0,20	0,003	0,010	0,075	0,101	0,116	0,121	0,118	0,108	0,086	0,047	-0,025	-0,139	-0,231	-0,091	-0,028	-0,006	-0,001
0,30	0,007	0,021	0,096	0,118	0,133	0,137	0,131	0,113	0,080	0,027	-0,049	-0,137	-0,196	-0,127	-0,052	-0,013	-0,002
0,40	0,011	0,032	0,108	0,125	0,136	0,138	0,127	0,104	0,066	0,012	-0,055	-0,122	-0,167	-0,140	-0,072	-0,021	-0,004
0,50	0,016	0,042	0,113	0,126	0,132	0,130	0,116	0,091	0,053	0,003	-0,053	-0,105	-0,142	-0,139	-0,085	-0,029	-0,006
0,60	0,021	0,051	0,113	0,121	0,124	0,118	0,103	0,078	0,042	-0,001	-0,048	-0,091	-0,122	-0,132	-0,093	-0,037	-0,008
0,70	0,026	0,058	0,109	0,114	0,114	0,106	0,090	0,066	0,034	-0,004	-0,042	-0,078	-0,104	-0,123	-0,096	-0,044	-0,011
0,80	0,031	0,063	0,104	0,106	0,103	0,094	0,078	0,056	0,027	-0,005	-0,037	-0,067	-0,090	-0,112	-0,096	-0,049	-0,013
0,90	0,035	0,066	0,098	0,098	0,093	0,083	0,068	0,047	0,023	-0,005	-0,033	-0,058	-0,078	-0,102	-0,093	-0,054	-0,016
1,00	0,039	0,067	0,091	0,089	0,084	0,074	0,059	0,041	0,019	-0,005	-0,029	-0,050	-0,068	-0,092	-0,089	-0,057	-0,019
1,25	0,045	0,067	0,074	0,070	0,064	0,055	0,043	0,028	0,013	-0,004	-0,021	-0,036	-0,050	-0,072	-0,077	-0,060	-0,024
1,50	0,047	0,062	0,060	0,056	0,049	0,041	0,032	0,021	0,009	-0,003	-0,016	-0,027	-0,038	-0,057	-0,065	-0,058	-0,029
1,75	0,047	0,056	0,049	0,045	0,039	0,032	0,024	0,016	0,007	-0,003	-0,012	-0,021	-0,029	-0,046	-0,055	-0,055	-0,032
2,00	0,046	0,050	0,041	0,036	0,031	0,026	0,019	0,012	0,005	-0,002	-0,010	-0,017	-0,023	-0,037	-0,046	-0,050	-0,034
2,50	0,040	0,039	0,028	0,025	0,021	0,017	0,013	0,008	0,003	-0,002	-0,006	-0,011	-0,016	-0,026	-0,033	-0,040	-0,034
3,00	0,034	0,030	0,021	0,018	0,015	0,012	0,009	0,006	0,002	-0,001	-0,005	-0,008	-0,011	-0,019	-0,025	-0,032	-0,032
4,00	0,024	0,019	0,012	0,011	0,009	0,007	0,005	0,003	0,001	-0,001	-0,003	-0,005	-0,006	-0,011	-0,015	-0,021	-0,026
5,00	0,017	0,013	0,008	0,007	0,006	0,005	0,003	0,002	0,001	0,000	-0,002	-0,003	-0,004	-0,007	-0,010	-0,015	-0,020

TÀI LIỆU THAM KHẢO

1. Đào Văn Toại, Phan Hồng Quân. *Báo cáo đề tài ổn định mái đất đường miền núi*, đề tài cấp Bộ năm 2005.
2. Cao Văn Chí, Trịnh Văn Cường. *Cơ học đất*. Nhà xuất bản Xây dựng. Hà Nội, 2003.
3. D.G. Fredlund, H.Rahardjo. *Cơ học đất không bão hòa*, T1, T2 (bản dịch của Nguyễn Công Mẫn ...). Nhà xuất bản Giáo dục. Hà Nội, 2000.
4. D.T.Bergado và... *Những biện pháp kỹ thuật mới cải tạo đất yếu trong xây dựng* (bản dịch của Nguyễn Uyên, Trịnh Văn Cường). Nhà xuất bản Giáo dục. Hà Nội, 1996 (in lần thứ hai).
5. Nguyễn Văn Quì, Lê Quý An, Nguyễn Công Mẫn. *Cơ học đất*. Nhà xuất bản Đại học và Trung học chuyên nghiệp. Hà Nội, 1970.
6. Phan Hồng Quân. *Giáo trình Cơ học đất cho sinh viên tại chức*. Đại học xây dựng. Hà Nội, 2000.
7. Trần Thanh Giám. *Khoáng vật và thạch học công trình*. Nhà xuất bản Xây dựng. Hà Nội, 2001.
8. Trần Văn Việt. *Cẩm nang dùng cho kỹ sư địa kỹ thuật*. Nhà xuất bản Xây dựng. Hà Nội, 2004.
9. Vũ Công Ngữ, Nguyễn Thái. *Thí nghiệm đất hiện trường và ứng dụng trong phân tích nền móng*. Nhà xuất bản Khoa học kỹ thuật. Hà Nội, 2003.
10. Vũ Công Ngữ, Nguyễn Văn Dũng. *Cơ học đất*. Nhà xuất bản Khoa học kỹ thuật. Hà Nội, 2003 (in lần thứ tư).
11. Vũ Công Ngữ, Nguyễn Văn Thông. *Bài tập Cơ học đất*. Nhà xuất bản Giáo dục. Hà Nội, 2003.
12. Braja M.Das. *Soil mechanics: Laboratory Manual* (sixth edition), Oxford University Press, Oxford New York 2002.
13. Canadian Geotechnical Society. *Canadian Foundation Engineering Manual*, CGS 1987.
14. I.S.Dunn, L.R.Anderson, F.W.Kiefer. *Fundamentals of Geotechnical Analysis*, John Wiley & Sons New York 1980.
15. D.G. Fredlund. *The Analysis of Slopes* (short course), Hanoi 1997.
16. J.E.Bowles. *Foundation Analysis and Design*, McGraw-Hill Comp.Inc New York 1997 (fifth edition)
17. K.H.Head. *Manual of Soil Laboratory Testing*, V3, Pentech Press London 1986.
18. N.E.Simons, B.K.Menzies. *A Short Course in Foundation Engineering*, ELBS and Butterworth 1977.
19. Н.А. Цытович. *Механика грунтов*, высшая школа Москва 1979.

MỤC LỤC

	<i>Trang</i>
Lời giới thiệu	3
Lời nói đầu	5
Các ký hiệu sử dụng trong sách	7
Chương I. Bản chất vật lý của đất	
§1. Sự hình thành đất - Phân loại đất theo nguồn gốc hình thành	9
§2. Các thành phần của đất	10
§3. Kết cấu và cấu trúc của đất	22
§4. Các chỉ tiêu vật lý của đất	24
§5. Trạng thái và các chỉ tiêu đánh giá trạng thái của đất	30
§6. Phân loại đất	38
§7. Hướng dẫn thực hành phân loại đất	44
Chương II. Tính chất cơ học của đất	
§1. Tính thấm của đất	47
§2. Tính nén lún của đất	59
§3. Tính chống cắt của đất	90
§4. Tính đầm chặt của đất	105
Chương III. Khảo sát địa chất công trình và thí nghiệm tại hiện trường	
§1. Khái niệm chung	112
§2. Các phương pháp thực hành khảo sát địa chất công trình	113
§3. Thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn	114
§4. Thí nghiệm xuyên tĩnh	120
§5. Thí nghiệm nén ngang	127
§6. Thí nghiệm cắt cánh	129
§7. Thí nghiệm nén hiện trường bằng bàn nén	132

Chương IV. Ứng suất trong đất

§1. Khái niệm chung	137
§2. Ứng suất do trọng lượng bản thân đất	138
§3. Ứng suất do tải trọng ngoài : các bài toán không gian ba chiều	144
§4. Ứng suất do tải trọng ngoài : các bài toán phẳng	156
§5. Ứng suất trong đất dưới móng công trình	161

Chương V. Độ lún của nền đất

§1. Khái niệm chung	165
§2. Dự tính độ lún cuối cùng theo mô hình lí thuyết đàn hồi	166
§3. Tính lún theo mô hình nén lún một chiều	173
§4. Dự báo độ lún theo thời gian	185

Chương VI. Sức chịu tải của nền

§1. Khái niệm chung	190
§2. Sức chịu tải của nền xác định theo phương pháp cân bằng giới hạn	191
§3. Đánh giá ổn định của nền theo mặt trượt có hình dạng giả định	204
§4. Ổn định của mái đất	214

Chương VII. Áp lực đất lên tường chắn

§1. Khái niệm chung	223
§2. Xác định áp lực đất chủ động lên tường chắn	225
§3. Áp lực đất bị động lên tường chắn	240
§4. Áp lực đất tĩnh	242

Phụ lục. Các bảng tra hệ số ứng suất	244
---	-----

Tài liệu tham khảo	261
---------------------------	-----

CƠ HỌC ĐẤT

Chịu trách nhiệm xuất bản :

BÙI HỮU HẠNH

Biên tập : **TRỊNH KIM NGÂN**

Chế bản : **LÊ THỊ HƯƠNG**

Sửa bản in : **CAO BẠCH LAN**

Bìa : **VŨ BÌNH MINH**

In 1000 cuốn khổ 19 × 27cm, tại Xưởng in Nhà xuất bản Xây dựng. Giấy chấp nhận đăng ký kế hoạch xuất bản số 142-2006/CXB/39-10/XD ngày 24/02/2006. In xong nộp lưu chiểu tháng 6-2006.