

## LỜI NÓI ĐẦU

Trong những năm gần đây đã có một số sách về Cơ học đất và Nền móng được xuất bản. Trong những sách đó, các thí nghiệm hiện trường thường được trình bày hoặc là trong một chương ngắn, hoặc là rải rác ở các phần cần ứng dụng. Với những cuốn sách có chủ đề chung đó, dung lượng các đề mục làm cho việc trình bày các thí nghiệm hiện trường khó có thể kỹ càng, đầy đủ.

Còn trong thực hành, theo cảm nhận của chúng tôi, nhiều kỹ sư, cả những người làm khảo sát và những người phân tích thiết kế, chưa chú trọng nhiều đến thí nghiệm hiện trường. Cuốn sách *Thí nghiệm đất hiện trường và ứng dụng trong phân tích nền móng* trình bày chuyên về thí nghiệm đất hiện trường. Tuy vậy khái niệm "thí nghiệm hiện trường" rất rộng và phong phú, nên ở đây chúng tôi chỉ trình bày kỹ hơn về những thí nghiệm được dùng phổ biến nhất. Một số khía cạnh chuyên sâu chưa được đề cập đến như cách xác định năng lượng hữu ích của SPT dựa vào thiết bị SPTPC, cách chuẩn hoá thiết bị ECPT, hay cách tiến hành thí nghiệm tiêu tán áp lực nước lỗ rỗng của CPTU (piezocone).

Chúng tôi dành phần chú ý đáng kể cho việc dùng các kết quả thí nghiệm hiện trường trong phân tích nền móng. Trong sách đã giới thiệu rất nhiều các tương quan thực nghiệm của nhiều tác giả và từ nhiều nguồn khác nhau. Chúng tôi nghĩ rằng, nếu căn cứ vào các đặc trưng vật lý, có sự phân loại đất thích hợp thì cũng có thể dùng kinh nghiệm của những người nghiên cứu khác. Người phân tích có thể dùng nhiều cách diễn dịch mà kết quả chắc không hoàn toàn trùng nhau, nhưng nó cho phép ta chọn lựa giá trị hợp lý cho đặc trưng của đất mà ta muốn đánh giá.

Trừ thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn, các thí nghiệm khác thường là rất ít dùng, thậm chí hoàn toàn chưa được dùng ở nước ta. Nhưng Việt Nam ta nhất định phải phát triển các thí nghiệm đất hiện trường. Hy vọng sách này sẽ gây được sự chú ý nơi những người khảo sát xây dựng, những người tư vấn thiết kế xây dựng và những người quản lý xây dựng.

Mặc dù người viết đã hết sức cố gắng trong quá trình biên soạn, nhưng do những hiểu biết còn hạn chế và kinh nghiệm thì ít ỏi, nên chắc chắn cuốn sách này còn nhiều thiếu sót. Chúng tôi rất mong nhận được sự góp ý của độc giả.

Các tác giả

CHƯƠNG 1

TÓM TẮT KIẾN THỨC ĐỊA KỸ THUẬT CƠ BẢN

1.1. CÁC TÍNH CHẤT CƠ LÝ

1.1.1. TÍNH CHẤT VẬT LÝ

Hạt đất được đặt tên theo kích thước hạt (thường đo bằng mm), như ở bảng 1.1.

Bảng 1.1

	Đá tảng	Đá cuội	Sỏi sạn	Cát	Bụi	Sét
TC XD VN cũ	200 mm	10 mm	2 mm	0,1 mm	0,005 mm	
USCS (tương tự TCXDVN 5747-93)	300 mm	75 mm	4,75 mm	0,074 mm	0,002 mm	

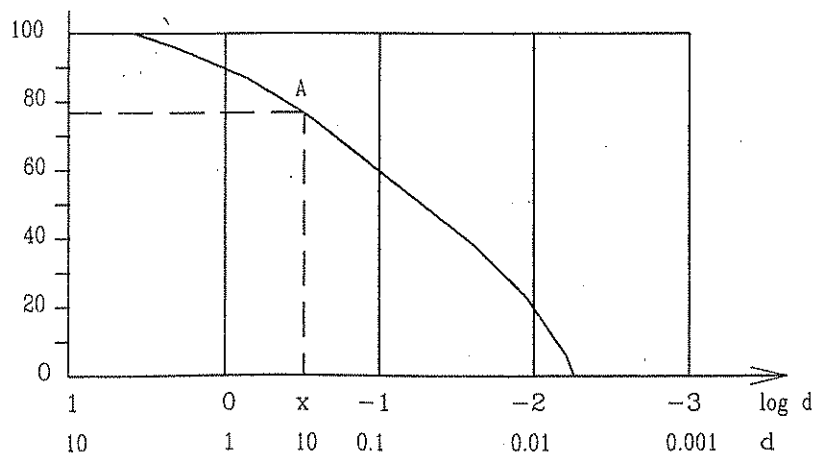
Dựa vào bảng phân loại *hạt* (bảng 1.1), ta sẽ phân loại *đất* (xem trong *đất* đó, loại hạt nào chiếm đa số). Bốn tiêu chuẩn phân loại đất được dùng phổ biến hiện nay là: USCS, BS 5930, AASHTO, TCXD VN.

Hàm lượng tích lũy hạt thường được biểu diễn qua đồ thị trên hình 1.1.

Điểm A ở đồ thị có tọa độ (x, y). Điều này có nghĩa là:

1)  $P_x = y\%$  (hàm lượng tích lũy các hạt có đường kính nhỏ hơn x mm là y%).

2)  $D_y = x$  (mm).



Hình 1.1. Biểu diễn hàm lượng tích lũy

Độ chặt của cát được đánh giá bởi độ chặt tương đối  $D_r$  qua bảng 1.2.

Bảng 1.2. Trạng thái của đất cát

Trạng thái	Độ chặt $D_r (= \frac{e_{max} - e_0}{e_{max} - e_{min}})$
Chặt	2/3 - 1
Chặt vừa	1/3 - 2/3
Rời rạc	0 - 1/3

Còn trạng thái của đất sét được đánh giá bởi độ sệt LI (còn ký hiệu là  $I_L$  hoặc B) như trong bảng 1.3.

trong đó  $LI = B = I_L = \frac{W - W_p}{I_p}$ ;

$I_p = W_L - W_p = LL - PL$ .

Bảng 1.3. Trạng thái của đất dính

LI	$\leq 0$	0 - 0,25	0,25-0,5	0,5 - 0,75	0,75-1	$\geq 1$
Trạng thái	Rắn (cứng)	Nửa cứng	Đẻo cứng	Đẻo mềm	Đẻo chảy	Chảy (nhão)

### 1.1.2. TÍNH NÉN LÚN

Độ lún của nền gồm ba phần: lún tức thời ( $S_o$ ), lún cố kết thấm ( $S_c$ ) và lún từ biến ( $S_t$ ):

$$S = S_o + S_c + S_t \tag{1.1}$$

Độ lún tức thời là khi nước chưa kịp thoát đi, đất biến dạng như vật thể đàn hồi.

Độ lún cố kết (thấm) là do sự giảm thể tích lỗ rỗng, do nước thoát dần ra ngoài.

Độ lún từ biến do biến dạng của bản thân khung cốt của đất (của bản thân hạt).

Với đất sét, ba độ lún trên là rõ ràng và có thể tách biệt được. Những nghiên cứu mới nhất cho thấy:

- Độ lún tức thời nhỏ, tuy nhiên có khi không phải là nhỏ quá để có thể bỏ qua. Trong một số trường hợp chúng có thể chiếm tới 10% độ lún tổng. Độ lún tức thời được tính qua môđun đàn hồi không thoát nước, hay còn gọi là *môđun đàn hồi tức thời*, ký hiệu là  $E_u$ .
- Độ lún từ biến không nhỏ, nhất là với các đất sét yếu/ rất yếu. Đôi khi, chúng có thể chiếm tới 40 - 50% độ lún tổng.
- Độ lún cố kết (thấm) là phần chủ yếu, thường chiếm trên 90% độ lún tổng. Tuy nhiên, trong một số ít trường hợp nó chỉ chiếm khoảng 50% độ lún tổng. Độ lún cố kết được tính qua:

- ♦ Hoặc qua *môđun biến dạng* thoát nước ( $E'$  - thường chỉ ký hiệu là  $E$ ), hoặc môđun biến dạng không nở hông  $M$  (cũng có khi ký hiệu là  $E_s$ );
- ♦ Hoặc qua  $C_c$ ,  $C_r$  (các chỉ số nén);
- ♦ Hoặc qua đường cong nén ép  $e$ - $p$ .

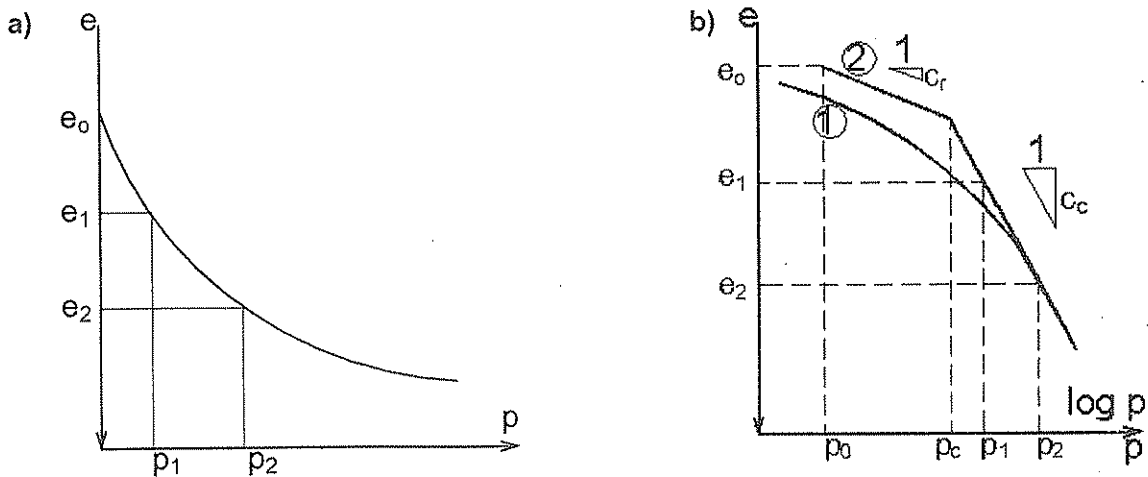
Với đất cát, tính thấm quá nhanh, do đó, không thể tách rời lún tức thời và lún cố kết được. Vì vậy:

$$S = S_{o+c} + S_t \quad (1.2)$$

$S_{o+c}$  là độ lún tức thời và cố kết (thường viết là  $S$ , và cũng thường hiểu là lún cố kết, vì lún tức thời của cát quá nhỏ), được tính qua môđun biến dạng  $E_{o+c}$ , thường cũng chỉ ký hiệu là  $E$ . Với cát, thường ta không thể tính lún  $S_{o+c}$  qua các chỉ số nén  $C_c$ ,  $C_r$  và đường cong nén ép  $e$ - $p$  như trên được, vì ta không thể lấy mẫu đất nguyên dạng để tiến hành thí nghiệm trong phòng xác định  $C_c$ ,  $C_r$  hay  $e$ . Khi đó, trị số  $E$  sẽ được xác định qua thí nghiệm hiện trường (như sẽ trình bày sau).

### 1.1.2.1. Độ lún cố kết thấm ổn định

Từ thí nghiệm nén một trục (còn gọi là thí nghiệm oedometre), ta thu được quan hệ giữa ứng suất nén (áp lực nén)  $p$  (còn viết là  $\sigma$ ) và độ rỗng  $e$ . Quan hệ  $p$ - $e$  này được biểu diễn ở đồ thị thường (hình 1.2a) hoặc biểu diễn ở đồ thị bán log (hình 1.2b). Trong đó, đường ① là đường kết quả thí nghiệm, đường ② là đường hiệu chỉnh để sử dụng và tính các hệ số  $C_c$ ,  $C_r$ .



Hình 1.2. Quan hệ  $p$ - $e$

Ghi chú: Trong hình 1.2.b, với đất sét quá cố kết, đoạn nén thứ cấp ( $C_r$ ) không phải là tiếp tuyến với đoạn đầu của đường ① như nhiều người lầm tưởng. Về nguyên nhân tại sao đường ① nằm thấp hơn đường ②, bạn đọc có thể tham khảo thêm hình 10.27, ở trang 235, 236 - Tập 2 - Cơ học Đất - Whitlow.

Phụ lục 4 trình bày cách hiệu chỉnh đường cong ① để được đường cong ②. Tuy nhiên, vì cách hiệu chỉnh khá dài nên tạm thời ta có thể lấy đoạn nén thứ cấp là đường tiếp tuyến của đoạn đầu đường cong ①. Với đất sét cố kết thường, ta không hiệu chỉnh.

Từ hình 1.2a ta có: Trong đoạn  $e_1 - e_2$  nhỏ nào đó:

- Hệ số nén lún tương đối (hay hệ số nén thể tích)  $a_o$  (hay  $m_v$ ) là:

$$a_o = \frac{e_1 - e_2}{(p_2 - p_1)(1 + e_1)}$$

- Môđun biến dạng (có nở hông) là  $E = \frac{\beta}{a_o} = \frac{\beta}{m_v}$  với  $\beta = 1 - \frac{2\mu^2}{1 - \mu}$ .

Môđun này áp dụng cho nền đất dưới móng đơn, do diện chịu tải bé nên đất bị nén chặt theo chiều đứng và nở theo chiều ngang (có nở hông).

- Môđun biến dạng không nở hông là  $M$  (hay  $E_s$ ) =  $\frac{1}{a_o} = \frac{1}{m_v}$ .

Môđun này áp dụng cho nền đất dưới móng bè, do diện chịu tải lớn nên ta coi nền đất dưới móng không nở hông.

Nếu viết chính xác theo "ngôn ngữ" ứng suất hữu hiệu thì:

Môđun thoát nước:

$$E' = M' (1 + \mu') (1 - 2\mu') / (1 - \mu')$$

$$= \left(1 - \frac{2\mu'^2}{1 - \mu'}\right) M' = \beta M'$$

trong đó  $\mu'$  - hệ số Poisson trong điều kiện thoát nước;

$\mu' = 0,2 \div 0,3$  cho cát,

$\mu' = 0,3 \div 0,4$  cho sét.

- ❖ Lún không nở hông của lớp đất dày  $h_i$  là:

$$S_i = \frac{e_1 - e_2}{1 + e_1} h_i \tag{1.3a}$$

$$S_i = a_o p h_i = \frac{1}{M} p h_i = \frac{\beta}{E} p h_i \tag{1.3b}$$

- ❖ Lún có nở hông:

$$S_i = \frac{1}{E} p h_i \tag{1.3c}$$

Lún không nở hông áp dụng cho trường hợp móng bè (tải rất rộng), còn lún nở hông áp dụng cho toàn bộ các trường hợp khác. Tuy nhiên, ở Việt Nam, ta đều dùng phương trình (1.3b) (không nở hông) cho mọi trường hợp. Kết quả này có thể chấp nhận được vì  $\beta = 0,8$  xấp xỉ với 1,0.

Trong hình 1.2b, đường cong ① thu được từ thí nghiệm oedometre, còn đường cong ② là đường hiệu chỉnh từ đường cong ①. Sở dĩ, ta phải hiệu chỉnh được cong ① vì nó (và đường cong ở hình 1.2a) không phản ánh đúng thực tế làm việc của đất. Nguyên nhân chính là trong thí nghiệm oedometre, việc thu được mẫu đất 100% nguyên dạng gần như là điều không tưởng. Ví dụ, mẫu đất đang ở độ sâu 20 m, chịu áp lực bản thân là 300 kPa, nay được đem lên mặt đất để làm thí nghiệm. Việc duy trì áp lực không đổi là 300 kPa đối với mẫu đất nguyên dạng là rất khó. Do đó, mẫu đất "nguyên dạng" này vẫn bị xáo động một phần nào (ngoài ra còn rất nhiều nguyên nhân khác làm xáo động mẫu mà ta không thể tránh khỏi). Nói tóm lại, mẫu đất mà ta gọi là mẫu "nguyên dạng" thì sự nguyên dạng chỉ được gần 100% mà thôi.

Trong hình 1.2b ta có:

$p_o$  (tức là  $\sigma'_{vo}$ ) - ứng suất bản thân (địa tĩnh) tại hiện trường;

$p_c$  - áp lực tiền cố kết;

$C_c$  (compression) và  $C_r$  (recompression index) - chỉ số nén sơ cấp và thứ cấp.

Độ lún của lớp đất dày  $h_i$  là:

$$S_i = \left[ C_1 \log \frac{p}{p_c} + C_2 \log \frac{p_c}{p_o} \right] \frac{h_i}{1 + e_o} \quad (1.4)$$

Nếu  $p > p_c \geq p_o$ :  $C_1 = C_c$  và  $C_2 = C_r$ ;

Nếu  $p_c > p > p_o$ :  $C_1 = C_2 = C_r$ ;

Nếu  $p > p_o = p_c$ :  $C_1 = C_2 = C_c$ .

Với đất dính, ta có thể lấy mẫu về để thí nghiệm oedometer, từ đó, xác định  $e_i$ ,  $E$ ,  $M$ ,  $C_c$  hoặc  $C_r$ . Tuy nhiên, để tính lún, ở các nước Tây Âu - Bắc Mỹ, phương trình (1.3) rất ít khi được sử dụng, thay vào đó, họ sử dụng phương trình (1.4) (vì đường cong ở hình 1.2a và đường cong ① ở hình 1.2b là không đúng thực tế, cần được hiệu chỉnh).

Với đất rời, ta không thể lấy mẫu nguyên dạng để thí nghiệm oedometer được. Do đó, ta sử dụng phương trình (1.3b) hoặc (1.3c) để tính lún, và  $E$  (hoặc  $M$ ) bắt buộc phải được suy ra từ kết quả thí nghiệm hiện trường.

Từ hình 1.2 ta cũng có: Hệ số quá cố kết là  $OCR$  (tức là  $R_c$ ) =  $p_c / p_o$ ; và:

- Đất rất quá cố kết (heavily over-consolidated - HOC) có  $OCR \geq 4$ ;
- Đất quá cố kết ít (lightly over-consolidated - LOC) có  $OCR$  từ 2 đến 3 hoặc 4;
- Đất cố kết bình thường (Normally consolidated - NC) có  $OCR = 1$ , thậm chí tới 2 do những sai số khi tính toán;
- Đất dưới cố kết có  $OCR < 1$ .

Khái niệm về sự quá cố kết của cát, xin xem thêm phần 1.2.3.1.

$OCR$  luôn phải nhỏ hơn giới hạn trên là  $OCR_{limit}$  như sau:

$$OCR_{\text{limit}} \approx \left[ \frac{1 + \sin \varphi}{(1 - \sin \varphi)^2} \right]^{\frac{1}{\sin \varphi}} \quad (1.5)$$

### 1.1.2.2. Độ lún cố kết thắm theo thời gian

Với đất có tính thắm kém, lún xảy ra rất chậm theo thời gian. Tại thời điểm  $t$ , độ lún là  $S_t = U_t \cdot S$ ,

trong đó  $S$  - độ lún cố kết toàn phần (phương trình 1.3 và 1.4 ở phần 1.1.2.1),

$U_t$  (có giá trị từ 0 đến 1, tức là từ 0% đến 100%) được xác định như sau:

Bước 1: Xác định hệ số cố kết  $C_v$  (Taylor, Casagrande, ...);

Bước 2:  $T_v = C_v \cdot t / h^2$ ;

Bước 3: Tra biểu đồ quan hệ  $T_v - U$  để tìm  $U_t$  (hoặc sử dụng công thức tính  $U_t$ ).

$C_v$  phụ thuộc nhiều vào hệ số thắm  $k$ , và  $k = v / I$  (định luật Darcy với điều kiện dòng chảy tầng)

ở đây  $v$  - vận tốc của nước thắm trong đất;

$I$  - gradien thủy lực.

Với đất cát, hệ số thắm tương đối lớn ( $k > 10^{-4}$  cm/s). Còn với đất sét, hệ số thắm rất nhỏ ( $k < 10^{-7}$  cm/s), vì vậy, thời gian lún của đất sét khá lâu.

### 1.1.2.3. Độ lún tức thời

Ta sử dụng phương trình (1.3b) và (1.3c) để tính độ lún tức thời, tuy nhiên, ta dùng môđun không thoát nước. Môđun không thoát nước thu được bằng cách thí nghiệm oedometer (nén một trục) hoặc triaxial (nén ba trục) trong điều kiện không thoát nước; hoặc thu được bằng những tương quan với thí nghiệm hiện trường trong tài liệu này.

Môđun không thoát nước (cho đất sét, gia tải không thoát nước) có quan hệ sau với môđun biến dạng không nở hông  $M$ :

$$\begin{aligned} E_u &= M (1 + \mu_u) (1 - 2\mu') / (1 - \mu') \\ &= 1,5M \frac{1 - 2\mu'}{1 - \mu'} \end{aligned}$$

trong đó  $\mu_u$  - hệ số Poisson trong điều kiện không thoát nước,

$\mu_u = 0,5$  (bằng của nước);

$\mu'$  - hệ số Poisson trong điều kiện thoát nước.

#### 1.1.2.4. Độ lún từ biến

Độ lún từ biến tại năm thứ  $t_2$  được tính theo công thức lý thuyết sau:

$$S_t = C_{\alpha e} \log \frac{t_2}{t_1} h_i \quad (1.6)$$

trong đó

$t_1$  - thời điểm kết thúc cố kết thắm (tức là điểm  $t_{100}$  trên biểu đồ  $e$ - $\log(t)$  của Casagrande);

$C_{\alpha e}$  - chỉ số nén từ biến cải biên (là chỉ số nén tính từ đồ thị tải trọng-biến dạng).

$$\text{ở đây } C_{\alpha e} = \frac{C_{\alpha e}}{1 + e_1} = \frac{e_1 - e_2}{\log(t_2 / t_1)(1 + e_1)}$$

$C_{\alpha e}$  là chỉ số nén từ biến tính từ đồ thị tải trọng - hệ số rỗng.

Thông thường,  $C_{\alpha e} = (0,015 \div 0,032)$ .  $C_c$  và trong khoảng 0,025 đến 0,1. Với đất than bùn và hữu cơ thì  $C_{\alpha e}$  lớn hơn, khoảng 0,065.  $C_c$ , thậm chí cao hơn.

Với đất cát, Schmertmann cho rằng:

$$S_t = S_{o+c} \cdot 0,2 \cdot \log(10 t_2) \quad (1.7)$$

trong đó  $S_{o+c}$  - tổng của độ lún tức thời và lún cố kết, thường chỉ ký hiệu là  $S$ .

Dựa vào phương trình (1.7), thì ngay cả với cát, độ lún từ biến cũng không thể bỏ qua (ví dụ, sau 30 năm thì  $0,2 \cdot \log(300) = 0,5$ ; tức là lún từ biến bằng 50% của lún cố kết, hay bằng 33% của lún tổng).

#### 1.1.2.5. Hệ số nền

Trong mô hình nền Winkler, hệ số nền theo phương đứng ( $k_s$  hay  $C_z$ ) thường được sử dụng để tính toán móng băng (tức là dầm trên nền đàn hồi), móng bè; còn hệ số nền theo phương ngang ( $k_{hs}$ ) để tính toán cọc chịu tải trọng ngang.

Hệ số nền không những phụ thuộc vào cấp tải trọng, mà còn phụ thuộc vào kích thước móng. Vesic (1961) cho rằng, có thể ước lượng  $k_s$  (hay  $c_z$ ) như sau:

$$k_s = \frac{0,65}{B} \sqrt[12]{\frac{E \cdot B^4}{E_f I_f}} \frac{E}{1 - \mu^2}, \text{ kN/m}^3 \quad (1.8)$$

trong đó

$B$  - chiều rộng móng, m;

$E$ ;  $\mu$  - môđun biến dạng,  $\text{kN/m}^2$  và hệ số Poisson của đất;

$E_f$ ;  $I_f$  - môđun đàn hồi,  $\text{kN/m}^2$  và mômen uốn của móng,  $\text{m}^4$ .

Theo phương ngang, ta có thể tạm lấy:  $k_{hs} = K_o k_s$ , với  $K_o$  là hệ số nén ngang (xem phần 1.1.3).

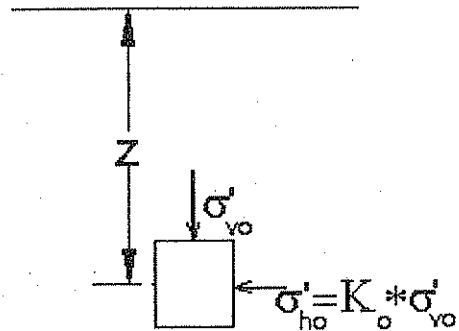
### 1.1.3. HỆ SỐ ÁP LỰC NGANG TÍNH $K_0$

Áp lực ngang tác dụng lên phân tử đất ( $\sigma'_{ho}$ ) rất khó được xác định trực tiếp và chính xác. Chúng thường được xác định thông qua áp lực đứng (ứng suất đứng -  $\sigma'_{vo}$ ) bằng biểu thức:

$$\sigma'_{ho} = K_0 \sigma'_{vo}$$

$K_0$  gọi là hệ số nén ngang (các tài liệu cơ đất cũ tại Việt Nam thường ký hiệu là  $\xi$ ). Giá trị của  $K_0$  khó xác định trực tiếp, do đó thường được ước tính gián tiếp qua thí nghiệm hiện trường.  $K_0$  được giới hạn bởi hệ số nén ngang chủ động ( $K_a$ , tức  $\lambda_c$ ) và hệ số nén ngang bị động ( $K_p$ , tức  $\lambda_b$ ):

$$\operatorname{tg}^2(45^\circ - \varphi/2) = \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} = K_a \leq K_0 \leq K_p = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} = \operatorname{tg}^2(45^\circ + \varphi/2)$$

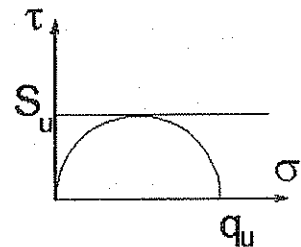


Hình 1.3

### 1.1.4. SỨC CHỐNG CẮT CỦA ĐẤT

#### 1.1.4.1. Sức chống cắt của đất sét

Khi được gia tải nhanh và đất hoàn toàn không thoát nước (UU), thì đất sét bão hòa không có ma sát trong ( $\varphi_u = 0$ ), sức kháng cắt hoàn toàn do lực dính sinh ra, ta gọi đó là sức kháng cắt không thoát nước  $S_u$  ( $\tau_{max} = S_u = q_u/2$ , hình 1.4). Khi gia tải chậm (CD), với đất cố kết thường, sức kháng cắt hoàn toàn do ma sát trong, còn lực dính  $c' = 0$ .



Hình 1.4

Tóm lại, ta có ba loại sức chống cắt tương ứng với ba sơ đồ sau:

- UU: Gia tải nhanh, tức thời, không thoát nước:  $\varphi_u = 0$ ;  $S_u > 0$  (còn gọi là  $c_u$ );
- CU: Gia tải cố kết chậm, cắt nhanh:  $\varphi > 0$ ;  $c > 0$ ;
- CD: Gia tải và cắt chậm, thoát nước hoàn toàn:  $\varphi' > 0$ ;  $c' = 0$  (với đất quá cố kết, ta vẫn có  $c' > 0$ , nhưng  $c'$  tương đối nhỏ).

Khi đất sét bị xáo trộn (ví dụ do tác dụng đóng cọc,...), sức kháng cắt không thoát nước của nó giảm xuống còn  $S_{ur}$  (sức kháng cắt xáo động). Đất sét có độ nhạy cảm cao rất dễ bị phá hoại và sạt lở. Bảng 1.4 phân loại mức độ nhạy cảm do Michell (1976) đề xuất.

trong đó  $S_t$  - độ nhạy cảm (hay tính nhạy) của đất sét và có giá trị là  $S_u/S_{ur}$ .

Bảng 1.4. Độ nhạy (tính nhạy) của đất sét

$S_t$	1	1 - 2	2 - 4	4 - 8	> 8
Độ nhạy cảm	không	ít	vừa	cao	rất cao

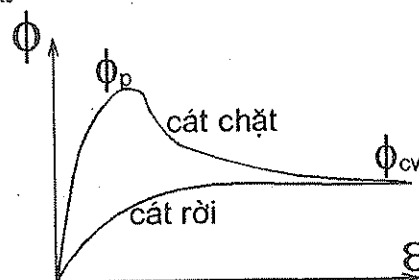
### 1.1.4.2. Sức chống cắt của đất cát

Đất cát thì không có lực dính ( $c = 0$ ), do đó, sức kháng cắt của đất cát được biểu hiện qua góc ma sát trong  $\varphi$  như sau:  $\tau_{max} = \sigma'_{vo} \cdot \text{tg}\varphi$ .

Tuy nhiên, góc ma sát trong  $\varphi$  lại phụ thuộc vào mức độ biến dạng -  $\varepsilon$  - của đất. Một loại đất cát nhưng để ở hai mẫu có trạng thái khác nhau, một mẫu cát chặt, một mẫu cát rời. Sau đó, đem thí nghiệm nén ba trục ta sẽ xác định được góc  $\varphi$  như hình 1.5.

Với cát chặt, ban đầu, góc  $\varphi$  đạt giá trị cực đại (peak) là  $\varphi_p$  (và nó thường là giá trị báo cáo từ thí nghiệm nén ba trục, do đó ký hiệu là  $\varphi_{tc}$  với tc là viết tắt của triaxial compression).

Tuy nhiên, cả cát chặt và cát rời (cùng loại cát, chỉ khác về độ chặt) sẽ cùng đạt giá trị  $\varphi_{cv}$  (cv có nghĩa là thể tích mẫu đất sau đó không đổi - constant volume) ở một biến dạng  $\varepsilon_{cv}$  khá lớn.



Hình 1.5

Tùy thuộc độ chặt và áp lực lên mẫu đất,  $\varphi_p$  có thể lớn hơn  $\varphi_{cv}$  từ 0 đến  $8^\circ$ , thậm chí còn hơn. Với cát rời,  $\varphi_p$  bằng  $\varphi_{cv}$ . Góc  $\varphi$  ước tính trong tài liệu này không được ghi chép đầy đủ bởi các nhà khoa học là  $\varphi_p$  hay  $\varphi_{cv}$ . Để an toàn, ta chọn  $\varphi_{cv}$  cho thiết kế. *Do đó với các loại cát chặt, ta có thể trừ bớt đi vài độ khi ước tính góc  $\varphi$  theo tài liệu này.*

### 1.1.5. TỶ SỐ ỨNG SUẤT CHU TRÌNH (KHÁNG CHẤN)

Để đánh giá khả năng biến loãng của đất cát khi có động đất, người ta dựa vào tỷ số ứng suất chu trình ( $\tau_i/\sigma'_{vo}$ ) tại các độ sâu khác nhau của đất.  $\tau_i/\sigma'_{vo}$  được xác định bởi thí nghiệm ba trục chu trình hoặc thí nghiệm cắt trực tiếp chu trình. Tokimatsu và Yoshimi qua thực nghiệm dự báo rằng:

$$\tau_i/\sigma'_{vo} = 0,1(M - 1) a_{max} (\sigma_{vo}/\sigma'_{vo}) (1 - 0,015 \cdot z) \quad (1.9)$$

trong đó  $\tau_i$  (hay  $\tau_{av}$ ) - ứng suất tiếp chu trình trung bình;

$\sigma_{vo}$ ,  $\sigma'_{vo}$  - ứng suất tổng và ứng suất hữu hiệu do bản thân đất (địa tĩnh);

M - cường độ động đất (thường là 7 đến 8);

$a_{max}$  (hay HPGA) - gia tốc ngang max, tính bằng g;

g - gia tốc trọng trường;

z - chiều sâu, m.

Tỷ số  $\tau_i/\sigma'_{vo}$  được dùng ở trục tung trong các hình vẽ ở mục 2.3.6, 3.3.5 và 4.4.7.

## 1.2. TƯƠNG QUAN GIỮA CÁC TÍNH CHẤT CƠ LÝ CỦA ĐẤT

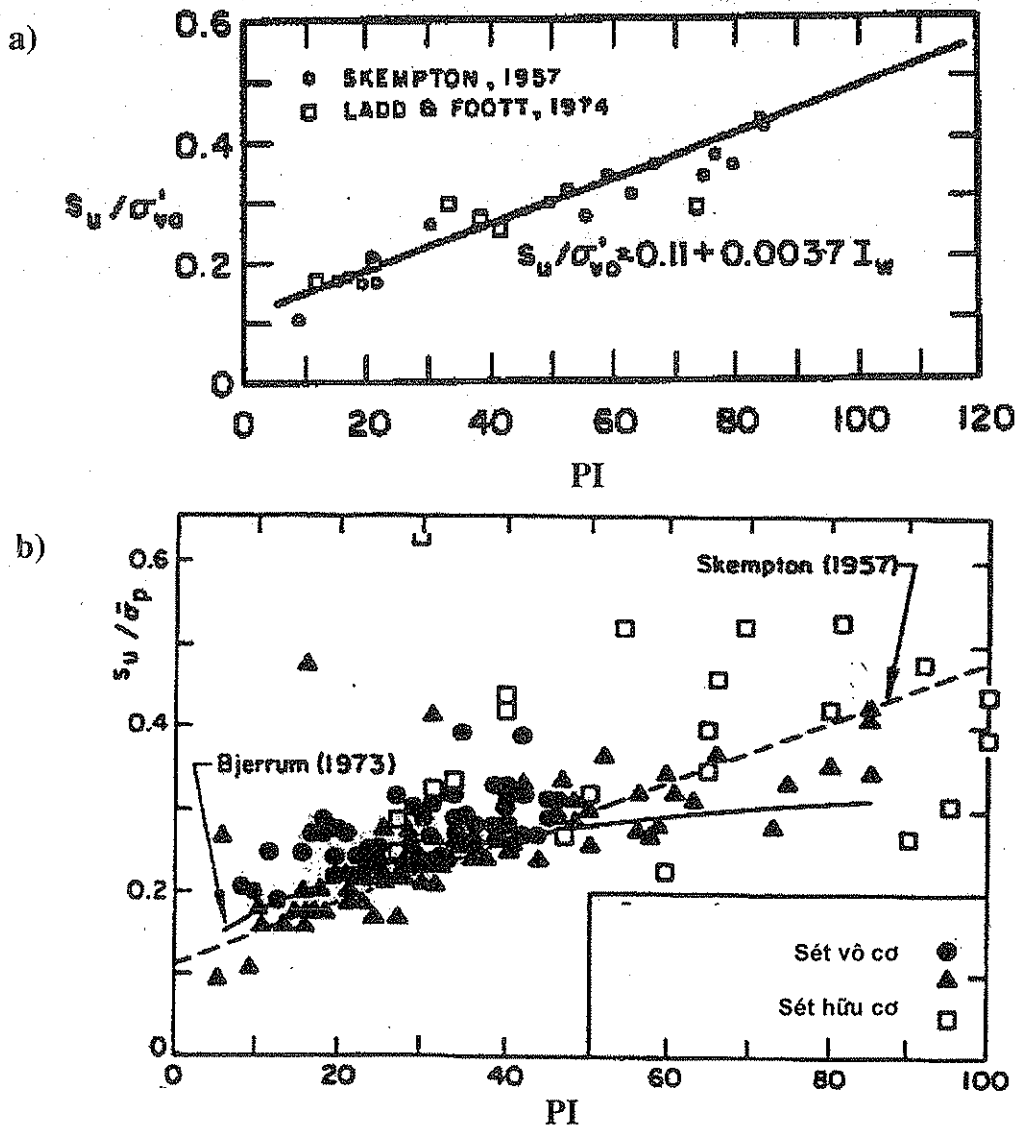
### 1.2.1. TƯƠNG QUAN GIỮA CHỈ SỐ DÈO PI VỚI SỨC KHÁNG CẮT $S_u$

Với đất cố kết thường, Skempton (1957) đề xuất quan hệ sau giữa chỉ số dẻo PI với sức kháng cắt không thoát nước  $S_u$  (hình 1.6a):

$$S_u / \sigma'_{vo} = 0,11 + 0,0037 PI \quad (1.10)$$

trong đó  $\sigma'_{vo}$  - ứng suất bản thân (hữu hiệu).

Hình 1.6b minh họa kết quả với mọi đất sét. Ta thấy rằng, với đất sét hữu cơ thì kết quả rất không ổn định, không theo một tương quan nào cả. Trong hình này,  $\sigma'_p$  là áp lực tiên cố kết.



Hình 1.6. Quan hệ chỉ số dẻo PI (tức là  $I_w$  hay  $I_p$ ) với  $S_u$

a) đất sét cố kết thường; b) mọi loại đất sét.

### 1.2.2. TƯƠNG QUAN VỚI TÍNH BIẾN DẠNG CỦA ĐẤT

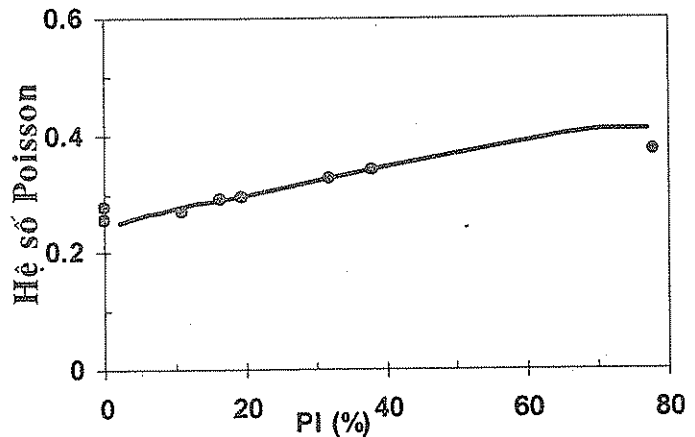
#### 1.2.2.1. Tương quan giữa hệ số Poisson (nở hông) và $\phi$ , PI

Hệ số Poisson (Poát hông) của đất cát được ước tính thông qua góc  $\phi$  bởi Trautman và Kulhawy (1987) như sau:

$$v \approx 0,1 + 0,015 (\phi' - 25^\circ) \quad (1.11)$$

Với đất sét bão hoà nước, trong thời gian ngắn sau khi gia tải thì nước không kịp thoát và thể tích của mẫu đất không đổi. Do đó, hệ số Poisson không thoát nước là  $v_u \approx 0,5$ .

Sau khi nước thoát đáng kể ra khỏi mẫu đất, hệ số  $v$  gần như tuyến tính với chỉ số dẻo PI như ở hình 1.7.



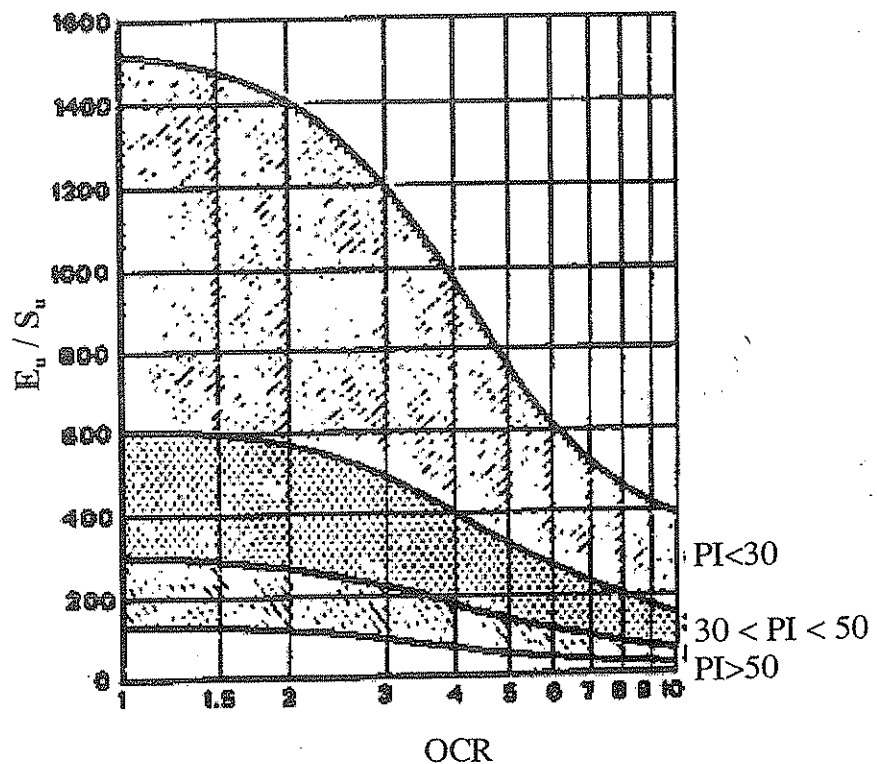
Hình 1.7. Hệ số  $\mu$  của sét quá cố kết ít

#### 1.2.2.2. Môđun không thoát nước của sét

Khi đất sét chịu nén không thoát nước, đất biến dạng như một vật thể đàn hồi và môđun đàn hồi là  $E_u$ . Ta có  $v_u = 0,5$  do đó:

$$E_u = 2G(1 + v_u) = 3G$$

Duncan, Buchignani (1976) thiết lập quan hệ giữa  $E_u/S_u$ , OCR và PI như trên hình 1.8.



Hình 1.8. Quan hệ  $E_u/S_u$  với OCR và PI (Duncan và Buchignani, 1976)

**1.2.2.3. Chỉ số nén**

Chỉ số nén sơ cấp  $C_c$  của đất sét có thể tạm thời lấy như sau:

- Sét tốt:  $C_c < 0,2$ ;
- Sét trung bình:  $C_c = 0,2 \div 0,4$ ;
- Sét yếu:  $C_c > 0,4$ .

Trên thế giới, người ta đã thiết lập hơn 70 tương quan khác nhau để ước tính  $C_c$  và  $C_r$  dựa trên các tính chất vật lý của đất, và giữa các tương quan, có sự khác nhau lớn. Ví dụ một số tương quan được dẫn trong bảng 1.5. Trong bảng này, Kulhawy và Mayne cho rằng, công thức của Terzaghi và Peck có sai số tương đối lớn, nhưng lại được dùng khá phổ biến.

Bảng 1.5. Ước tính  $C_c$ ,  $C_r$  và  $C_\alpha$  của đất dính

$C_c = 0,009 (w_L - 10)$ (sai số $\pm 30\%$ )	sét độ nhạy cảm thấp	Terzaghi và Peck, 1967
$C_c = 0,5 \Delta I_p / 100 \approx I_p / 74$		Wroth và Wood, 1978
$C_c = 0,046 + 0,0104 I_p$	cho đất có $I_p < 50\%$	Nasake và cộng sự, 1988
$C_c = 0,009w + 0,005LL$	các loại sét	Koppula, 1986
$C_c \approx 0,139 [S_u / \sigma'_{vo}]^{0,58} = 0,5$ đến $0,05$	$S_u / \sigma'_{vo} = 0,1$ đến $4$	Xấp xỉ từ bảng của Schmertmann
$C_r \approx 0,2 C_c$		Wroth và Wood, 1978
$C_r \approx (0,05$ đến $0,1) C_c$		Bowles, 1996
$C_r = 0,00194 (I_p - 4,6)$	cho đất có $I_p < 50\%$	Nasake và cộng sự, 1988
$C_\alpha = 0,00168 + 0,00033 I_p$		Nasake và cộng sự, 1988
$C_\alpha = 0,0001w$		NAFAC DM7 (Mỹ)
$C_\alpha = (0,03$ đến $0,09) C_c$		

**1.2.3. HỆ SỐ ÁP LỰC NGANG TĨNH  $K_0$  VÀ HỆ SỐ QUÁ CỐ KẾT OCR**

Đất có khả năng "ghi nhớ lịch sử ứng suất". Hình 1.9a tương đối quen thuộc với một số người, trong đó kết quả nén ép (p-e) được trình bày trên đồ thị bán log. Trên hình 1.9b, khía cạnh "ghi nhớ lịch sử ứng suất" được giải thích chi tiết hơn: Ta lấy ví dụ quá trình đầm chặt, lúc đầm ứng suất đứng  $\sigma'_{vo}$  tăng lên (đường nén sơ cấp a-b), ứng suất ngang  $\sigma'_{ho}$  cũng tăng lên. Hệ số nén ngang lúc này là  $K_{0NC}$ ;  $K_{0NC}$  là độ dốc đoạn a-b và là  $\sigma'_{ho} / \sigma'_{vo}$ . Khi thôi đầm (đường dỡ tải b-c), mặc dù ứng suất đứng  $\sigma'_{vo}$  giảm đi, nhưng đất vẫn "lưu" lại ứng suất ngang  $\sigma'_{ho}$  ( $\sigma'_{ho}$  có giảm, nhưng không giảm nhiều như  $\sigma'_{vo}$ ), do đó, hệ số nén ngang tăng lên ( $K_{ou}$  là độ dốc đoạn a-c); Khi đó đất chuyển sang trạng thái quá cố kết.

Với đất cố kết thường,  $K_0$  (tức là  $\xi$ ) được ký hiệu là  $K_{0NC}$ . Jaky (1948) cho rằng:

$$K_{0NC} \approx \frac{1 - \sin \varphi}{1 + \sin \varphi} (1 + 0,67 \sin \varphi) \tag{1.12}$$

Phương trình này được đơn giản hoá bởi Brooker và Ireland (1965):

$$K_{0NC} \approx 0,95 - \sin \varphi' \text{ hoặc } \approx 0,9 (1 - \sin \varphi') \quad (1.13)$$

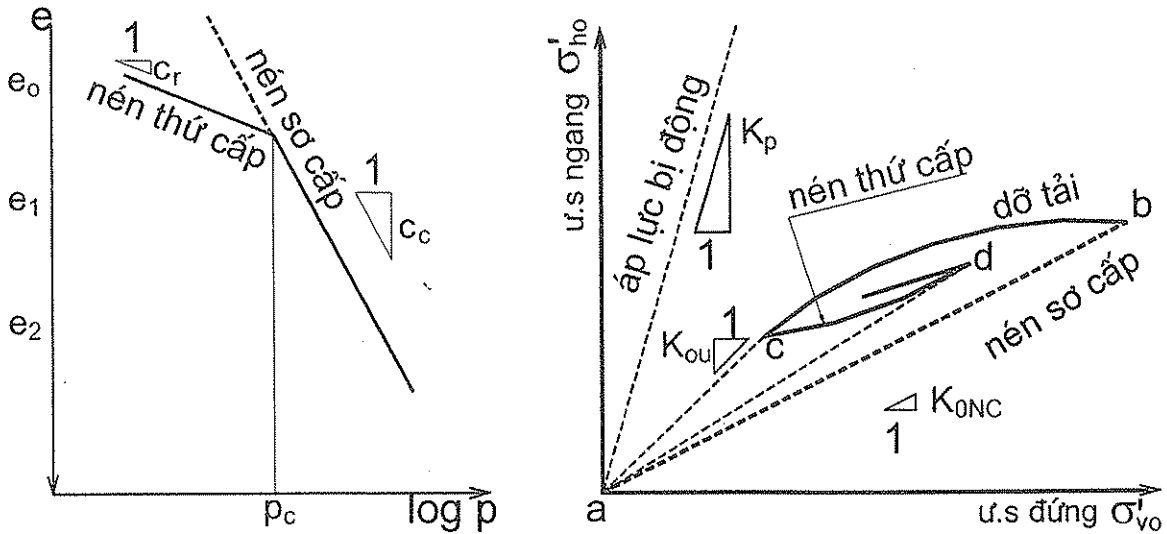
Tuy nhiên, phương trình (1.14) là dạng đơn giản hoá thường được dùng nhất:

$$K_{0NC} \approx 1 - \sin \varphi' \quad (1.14)$$

Với đất quá cố kết thì:

$$K_{o(OC)} \leq K_{ou} \approx (1 - \sin \varphi') \cdot OCR^{\sin \varphi'} \approx K_{0NC} \sqrt{OCR} \quad (1.15)$$

(Nếu là dỡ tải lần đầu tiên thì  $K_{o(OC)} = K_{ou}$ ) (u là viết tắt của unloading - dỡ tải)



Hình 1.9. Hệ số nén ngang  $K_0$  thay đổi tùy thuộc vào trạng thái cố kết

### 1.2.3.1. Hệ số quá cố kết OCR của cát

Đất cát đã từng bị nén trước cũng sẽ bị quá cố kết, và cũng tồn tại giá trị áp lực tiên cố kết  $p_c$  (hay  $\sigma'_c$ ). Tuy nhiên, vì ta không thể lấy mẫu cát, nên ta không thể xác định được  $p_c$  trong phòng thí nghiệm. Do đó, với nhiều người, hệ số OCR của cát có vẻ như một khái niệm trừu tượng, không có thực.

Ta hình dung một trong những quá trình "quá cố kết" đơn giản sau: Khi đầm đất, các hạt đất bị nén chặt lại. Sau khi đầm xong,  $K_0 = \sigma'_{ho} / \sigma'_{vo}$  tăng lên và lớn hơn giá trị ở phương trình (1.14). Đất đã bị "quá cố kết".

Như vậy, đất cát quá cố kết có thể định nghĩa đơn giản là đất có hệ số áp lực ngang tĩnh,  $K_0$ , lớn hơn nhiều so với  $(1 - \sin \varphi')$ . Cho phép có sai sót so thí nghiệm và tính toán, đất cát cố kết thường có thể coi là đất có  $K_0 = (1 \div 1,5) \times (1 - \sin \varphi')$ . Vì cát có tính thấm lớn, nên hầu như không có trường hợp cát dưới cố kết.

OCR được ước tính qua  $K_0$  như sau (Bullock 1983; Kulhawy và Mayne, 1990):

$$OCR = \left[ \frac{K_0}{1 - \sin \varphi'} \right]^{1,25 / \sin \varphi'} \quad (1.16)$$

1.2.3.2. Hệ số áp lực ngang tĩnh  $K_0$  và hệ số quá cố kết OCR của đất sét

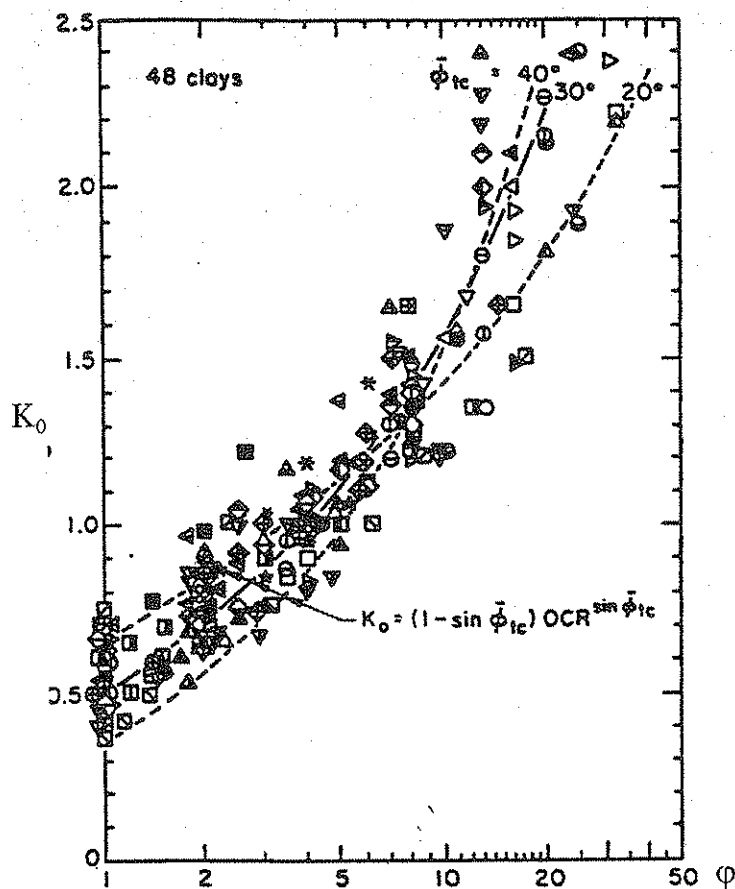
Ban đầu, nhiều tác giả liên hệ  $K_0$  với LI hoặc PI. Ví dụ, Alpan (1967) cho rằng:

$$K_{0NC} \approx 0,19 + 0,233 \log(I_p) \tag{1.17}$$

Holtz và Kovacs (1981) cho rằng:

$$K_{0NC} \approx 0,44 + 0,0042 I_p \tag{1.18}$$

Ngoài ra còn một số tác giả nữa như Larsson, Brooker và Ireland. Nhưng sau đó Mayne và Kulhawy (1990) cho rằng, các quan hệ đó có độ tin cậy rất thấp.



Hình 1.10. Kiểm nghiệm phương trình 1.14, 1.15 (Mayne và Kulhawy - 1982)

$K_0$  của đất sét nên ước tính qua thí nghiệm hiện trường hoặc qua các phương trình (1.14) và (1.15) - khi đó  $\phi'$  là góc ma sát trong hữu hiệu (thu được qua thí nghiệm cắt chậm cố kết - CD). Hình 1.10 chứng tỏ rằng phương trình (1.14), (1.15) có độ tin cậy tương đối cao.

Đối với đất sét, OCR ước tính trực tiếp qua thí nghiệm hiện trường là tương đối tin cậy. Trường hợp không thể ước tính trực tiếp được thì sử dụng những ước tính gián tiếp của các tác giả sau:

- Stas và Kulhawy (1984) đề xuất quan hệ sau giữa áp lực tiền cố kết và độ sệt LI

(còn gọi là  $I_L$  hoặc B):

$$\sigma'_c / p_a = 10^{1,11-1,62 LI} \quad (1.19a)$$

$$\text{hay } OCR = 10^{1,11-1,62 LI} / (\sigma'_{vo} / p_a) \quad (1.19b)$$

- Mayne và Bachus (1989), dựa trên thí nghiệm PMT tự khoan cho rằng:

$$OCR = 0,76 (S_u / p_a) \ln(I_r) \quad (1.20)$$

trong đó  $I_r$  - chỉ số độ cứng,

$$I_r = G/S_u \text{ (thông thường, } I_r \approx 150 \div 200, \text{ với đất chịu tải trọng ngang thì } I_r \approx 75 \div 100);$$

$G$  - môđun kháng cắt của đất;

$S_u$  - sức kháng cắt không thoát nước.

- Còn Schmertmann (1978) đề xuất cách ước tính dựa vào hình 1.11. Trong đó:

1. Ước tính  $S_u$ .

2. Tính  $S_u / \sigma'_{vo}$  (còn ký hiệu là:  $(S_u / \sigma'_{vo})_{OC}$ ).

3. Tính  $(S_u / \sigma'_{vo})_{NC} = 0,11 + 0,0037 I_p$  (hình 1.6);

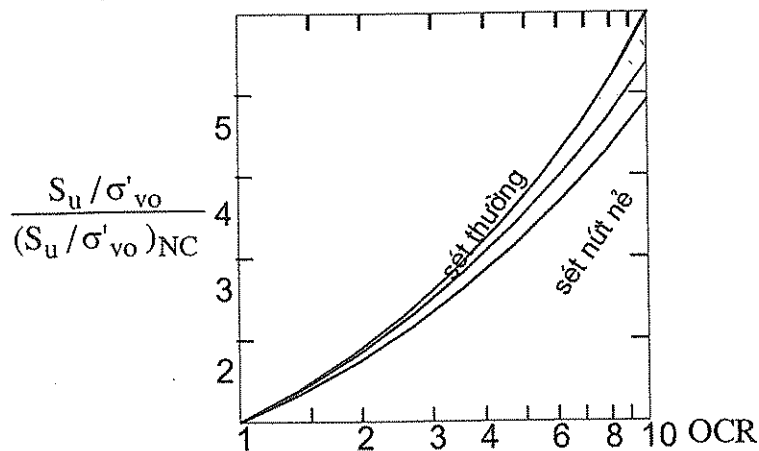
Nếu không có  $I_p$  thì giả sử  $(S_u / \sigma'_{vo})_{NC} = 0,33$ .

4. Tính  $\frac{S_u / \sigma'_{vo}}{(S_u / \sigma'_{vo})_{NC}}$  rồi tra hình 1.11 để tìm OCR.

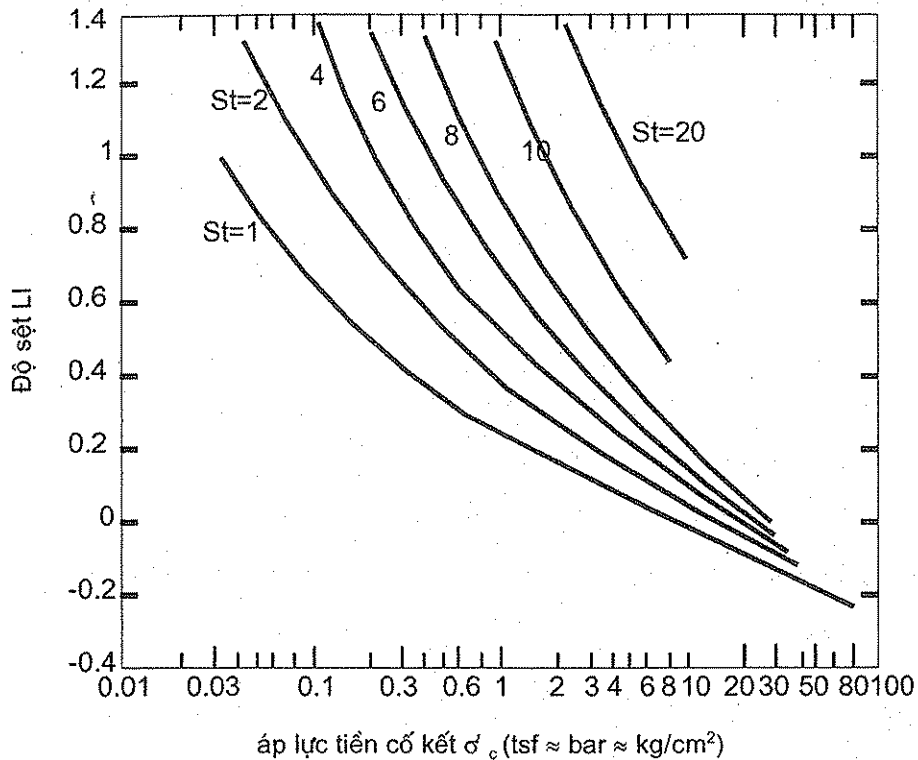
$$\text{Quan hệ này là: } \frac{(S_u / \sigma'_{vo})_{OC}}{(S_u / \sigma'_{vo})_{NC}} \approx OCR^{0,8}$$

$$\text{Mayne có quan hệ tương tự cho } K_o \text{ là: } K_o = 0,51 \left[ \frac{(S_u / \sigma'_{vo})_{OC}}{(S_u / \sigma'_{vo})_{NC}} \right]^{0,6}$$

- Cục kỹ thuật Hải quân Mỹ (NAVFAC, 1982) đề xuất quan hệ giữa  $\sigma'_c$  và  $LI$  ở hình 1.12, trong đó  $S_i$  là độ nhạy cảm (sensitivity) của đất sét.



Hình 1.11. Ước tính OCR (Schmertmann dựa trên Ladd, 1971)



Hình 1.12. Quan hệ  $\sigma'_c$ , LI và  $S_t$  (NAVFAC, 1982)

1.2.3.3. Nhận xét về giá trị  $K_0$

Áp dụng phương trình (1.14), ta sẽ có bảng sau:

Bảng 1.6. Giá trị  $K_0$  và  $\nu$  cho đất cố kết thường (NC)

Đất	Cát chặt	Cát rời	Sét cứng	Sét pha	Sét dẻo, nhão	nước
$K_0$ (hay $\xi$ )	0,25-0,33	0,33-0,43	0,25-0,43	0,49-0,59	0,61-0,72	1
$\mu$ (hay $\nu$ )	0,20-0,25	0,25-0,3	0,20-0,3	0,33-0,37	0,38-0,42	0,5

(với đất cố kết thường thì  $K_0 \approx \nu / (1-\nu)$ )

Bảng 1.6 thường được trích dẫn trong các tài liệu cơ học đất cũ. Tuy nhiên, bảng trên chỉ phù hợp với đất cố kết thường --NC. (các tài liệu cơ học đất cũ hiếm khi đề cập đến đất quá cố kết--OC). Trong bảng 1.6, đất càng tốt thì  $K_0$  càng nhỏ.

Ngược lại, với đất quá cố kết, thì đất càng quá cố kết (OCR, tức là  $R_c$  càng lớn) thì đất càng tốt, và  $K_0$  càng lớn. Từ phương trình (1.15) ta sẽ lập được bảng 1.7.

Bảng 1.7. Giá trị  $K_0$  cho đất quá cố kết

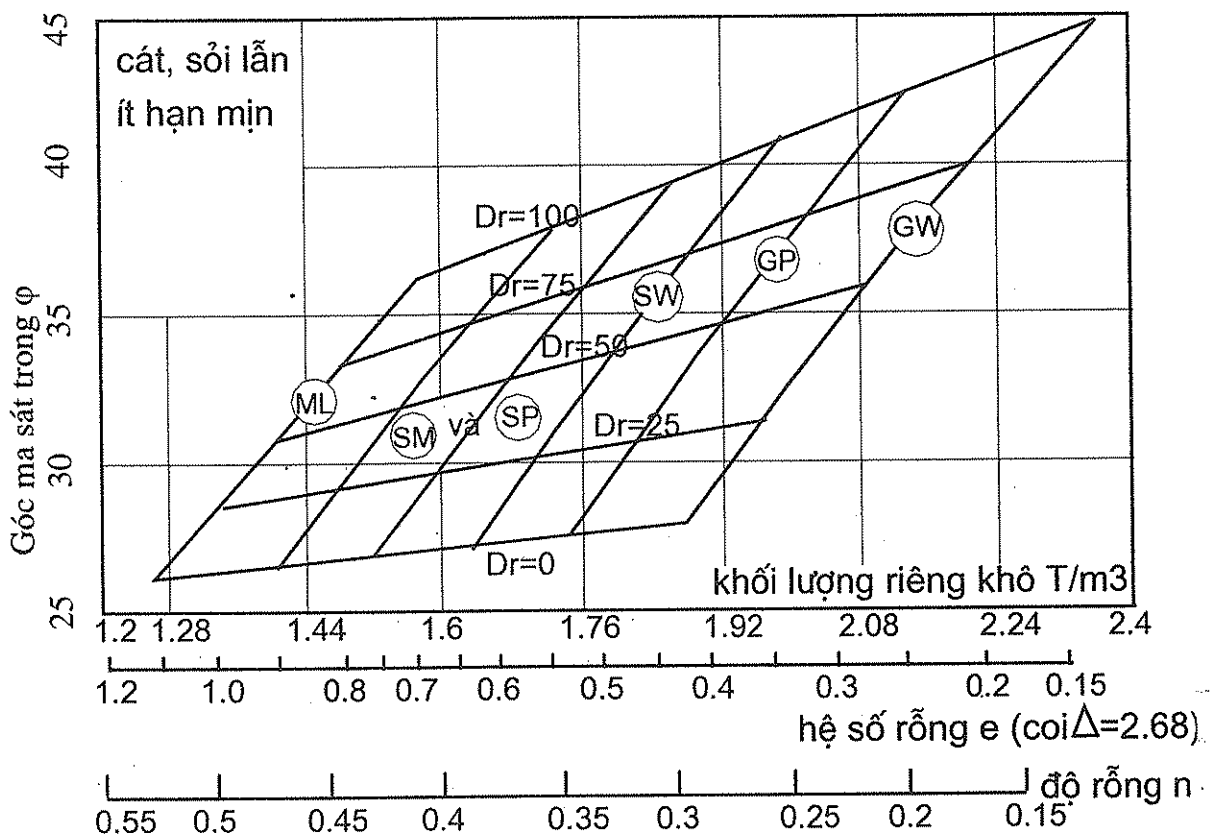
Đất	Sét quá cố kết	Đất đầm chặt
$K_0$ (hay $\xi$ )	1,0 - 4,0	0,7- 2,0

### 1.2.4. SỨC KHÁNG CẮT CỦA ĐẤT

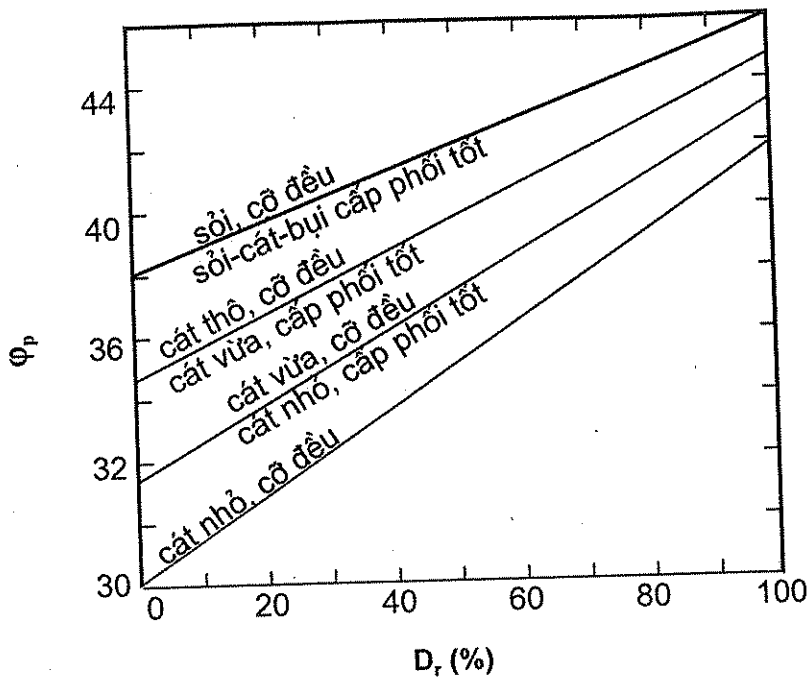
#### 1.2.4.1. Góc ma sát trong $\phi$ của đất cát

NAVFAC (Cục kỹ thuật Hải quân Mỹ) liên hệ giữa góc  $\phi$  với trọng lượng riêng khô của từng loại đất ký hiệu theo USCS ở hình 1.13. Trong đó, trục hoành là khối lượng riêng khô  $\gamma_D$  (tức là  $\gamma_k$ ). Bên dưới trục hoành còn có thang chia vạch cho hệ số rỗng  $e$  và độ rỗng  $n$ ;  $e$  và  $n$  được tính toán với giả thiết tỷ trọng riêng  $\Delta$  (còn ký hiệu là  $G$  hay  $G_s$ ) bằng 2,68.

Còn Schmertmann (1978) (Phát triển từ Burmister - 1948) liên hệ giữa góc  $\phi$  với độ chặt của cát như ở hình 1.14.



Hình 1.13. Xác định góc  $\phi$  từ tên đất (USCS) và trọng lượng riêng khô  $\gamma_D$



Hình 1.14. Xác định góc  $\varphi$  từ  $D_r$  của đất cát

#### 1.2.4.2. Sức kháng cắt của đất sét

Góc ma sát trong thoát nước (thí nghiệm CD,  $c' \approx 0$ ) của đất sét  $\varphi'_{cv (CD)}$  được Michell ước tính (hình 1.15) là:

$$\varphi'_{cv} = \arcsin (0,8 - 0,094 \ln PI) \quad (1.21)$$

trong đó PI - chỉ số dẻo (tức là IP hay  $I_p$  hay  $\Phi$ ).

Còn sức kháng cắt không thoát nước  $S_u$  (tức là  $c_u$  trong thí nghiệm UU,  $\varphi_u=0$ ) có thể có một trong các liên hệ sau:

- Liên hệ với PI (còn ký hiệu là A) (hình 1.6).
- Liên hệ với LI (còn ký hiệu là B) (hình 1.16).

Trong hình 1.16, Jamiolkowsky và Mesri nhận xét rằng với đất cố kết bình thường (NC) thì  $(S_u/\sigma'_{vo})_{NC} \approx 0,23 \pm 0,04$ .

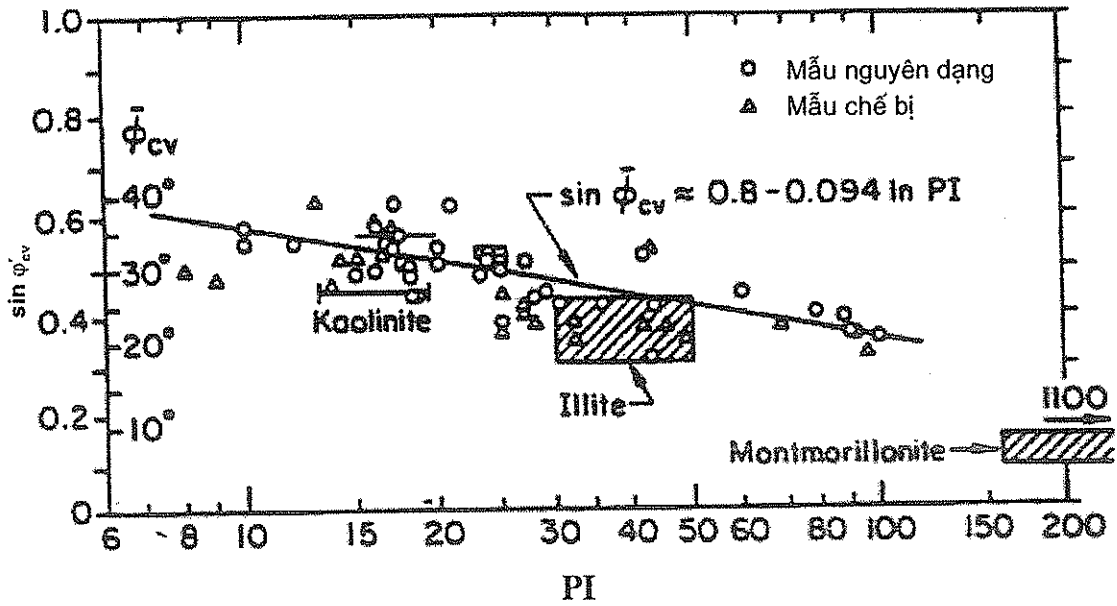
Với đất quá cố kết (OC) thì Ladd và cộng sự (1971) nhận xét rằng (hình 1.11):

$$\frac{(S_u/\sigma'_{vo})_{OC}}{(S_u/\sigma'_{vo})_{NC}} \approx OCR^{0,8} \quad (1.22a)$$

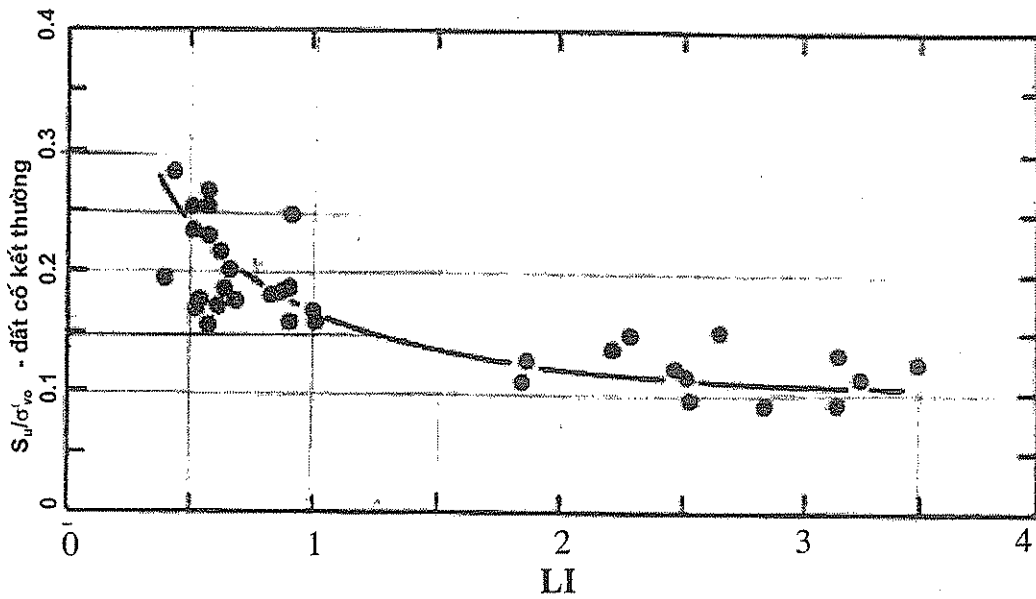
do đó:  $(S_u/\sigma'_{vo})_{OC} \approx (0,23 \pm 0,04) \cdot OCR^{0,8} \quad (1.22b)$

với  $OCR \approx 2$  thì

$$(S_u/\sigma'_{vo})_{OC} = (S_u/\sigma'_{vo})_{NC} / OCR \approx (0,23 \pm 0,04) \cdot 2^{-0,2} = 0,2 \pm 0,03 \quad (1.22c)$$



Hình 1.15. Xác định  $\phi'_{cv}$  của đất sét

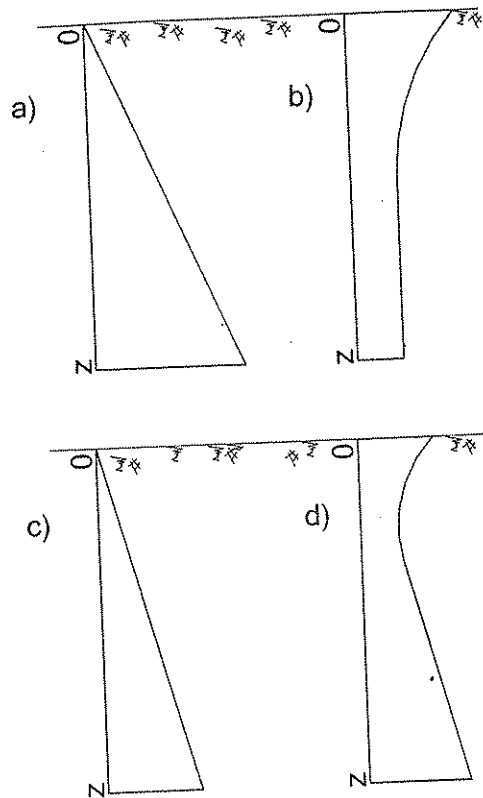


Hình 1.16. Xác định  $S_u$  từ LI (Bjerrum và Simons, 1960)

Dựa vào phương trình (1.22b), ta có nhận xét sau:

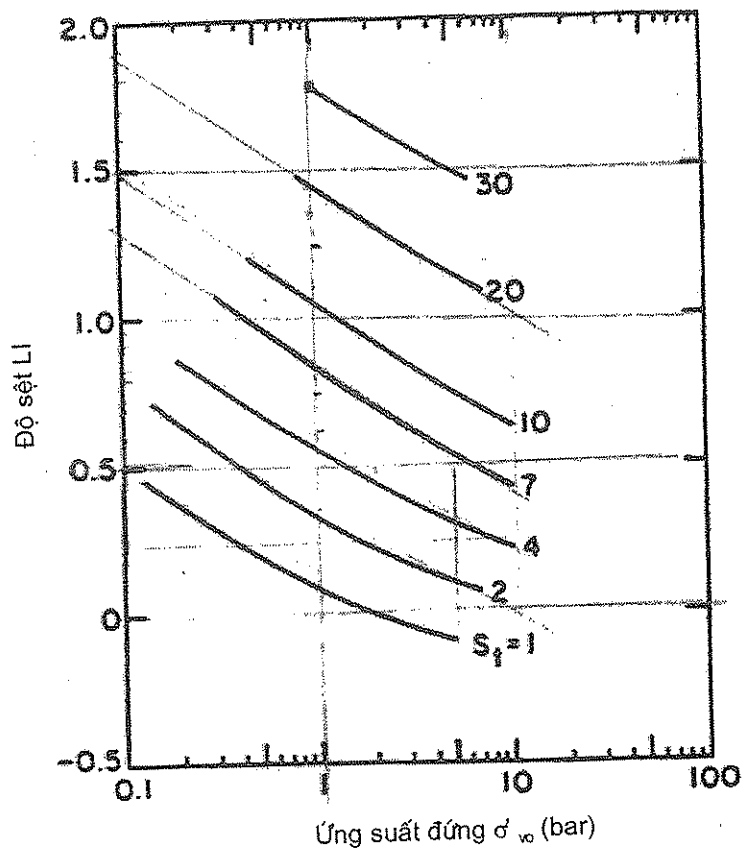
Giả thiết đất có trọng lượng riêng không đổi, khi đó, biểu đồ ứng suất bản thân sẽ có dạng ở hình 1.17a. Do đó, với đất cố kết bình thường (NC, có  $OCR = 1$  từ trên xuống), biểu đồ  $S_u$  sẽ có dạng ở hình 1.17c.

Tuy nhiên, vì biểu đồ OCR thường có dạng ở hình 1.17b (các lớp đất ở vỏ trái đất thường là quá cố kết), khi ta áp dụng phương trình (1.22b) với đất quá cố kết, biểu đồ  $S_u$  sẽ có dạng ở hình 1.17d.



Hình 1.17. Biểu đồ OCR,  $S_u$  theo chiều sâu  
a)  $\sigma'_{v0}$ ; b) OCR; c)  $S_u(NC)$ ; d)  $S_u(OC)$

Để xác định độ nhạy cảm của đất sét ( $S_t = S_u/S_{ur}$ , xem phần 1.1.4.1), ta có thể áp dụng hình 1.12 hoặc hình 1.18 (Michell, 1976).



Hình 1.18. Độ nhạy cảm của đất sét (Michell, 1976)

### 1.3. TÓM TẮT SỨC CHỊU TẢI DỌC CỦA CỌC ĐƠN

Sức chịu tải cực hạn của cọc được chia thành sức kháng bên và mũi như sau:

$$Q_u = Q_f + Q_p \quad (1.23)$$

Sức kháng bên:

$$Q_f = u \sum f_i \cdot \Delta z_i \quad (1.24)$$

ở đây  $f_i$  - là ma sát bên đơn vị của cọc (còn ký hiệu là  $\bar{\tau}_i$  hoặc  $q_s$  hoặc  $f_s$ );

$u$  - chu vi thân cọc;

$\Delta z_i$  - chiều dài đoạn phân tố cọc mà trên đó  $f_i$  được coi là hằng số;

$u \Delta z_i$  - diện tích xung quanh của đoạn phân tố cọc.

Sức kháng mũi:

$$Q_p = q_p A_c \quad (1.25)$$

ở đây  $q_p$  - sức kháng mũi đơn vị của cọc (hay ký hiệu là  $\bar{R}_i$ );

$A_c$  - tiết diện ngang mũi cọc;

Nếu cọc chịu kéo, mũi cọc có mở rộng chân thì  $A_c$  là phần mở rộng chân, mặt tiếp xúc giữa cọc với đất phía bên trên chỗ mở rộng. Nếu cọc không mở rộng chân thì  $A_c = 0$ .

Để dự báo sức chịu tải, ta có thể dùng ba nhóm phương pháp chính sau:

1. Dựa vào các đặc trưng cơ lý của đất nền;
2. Dựa vào kết quả thí nghiệm đất hiện trường. Các phần 2.5, 3.5 và 4.5 sẽ trình bày các cách dự báo sức chịu tải khác nhau theo thí nghiệm đất hiện trường;
3. Dựa vào các thí nghiệm kiểm chứng cọc, như nén tĩnh cọc (xem phụ lục 5), PDA, PIT, thí nghiệm động (bằng đóng cọc).

#### 1.3.1. THIẾT KẾ CỌC THEO ỨNG SUẤT (HAY SỨC CHỊU TẢI) CHO PHÉP

Sức chịu tải nén cho phép của cọc là:

$$[Q] \text{ (hay } Q_a, \text{ hay } [P]) = \frac{Q_u}{F_s} - (w_{\text{cọc}} - w_{\text{đất}}) = \frac{Q_u}{F_s} - w \quad (1.26)$$

trong đó

$F_s$  - hệ số an toàn, thường lấy từ 2 đến 4;

$w$  - hiệu số giữa khối lượng bản thân cọc và khối lượng bản thân đất do nó chiếm

chỗ, có xét đến lực đẩy Acsimét của phần cọc dưới mực nước ngầm;

Ví dụ, cọc có tiết diện  $0,09 \text{ m}^2$ , dài  $L = 20 \text{ m}$ , phần cọc nằm trên nước ngầm là  $12 \text{ m}$ , phần cọc nằm trong nước ngầm là  $8 \text{ m}$ . Trên mực nước ngầm,  $\gamma_{\text{cọc}} - \gamma_{\text{đất}} \approx 2,5 - 1,8 = 0,7 \text{ t/m}^3$ . Dưới mực nước ngầm,  $\gamma_{\text{cọc}} - \gamma_{\text{đất}} \approx 1,5 - 1,1 = 0,4 \text{ t/m}^3$  thì:

$$w = 0,09 \cdot (8 \text{ m} \cdot 0,4 \text{ t/m}^3 + 12 \text{ m} \cdot 0,7 \text{ t/m}^3) \approx 1 \text{ tấn.}$$

**Ghi chú:** Nếu ta tính sức chịu tải kéo, thì:

- Sức kháng mũi chỉ có nếu mũi cọc mở rộng chân. Lúc đó, sức kháng mũi có ở phần trên của đế mũi. Nếu không mở

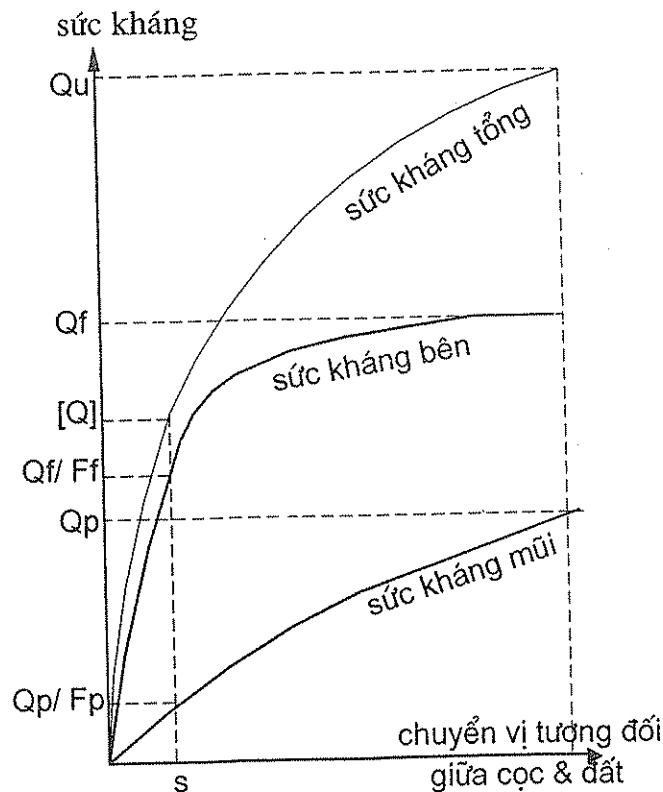
rộng chân thì:  $[Q] = \frac{Q_f}{F_f} + w_{\text{cọc}};$

- Hệ số an toàn  $F_f$  thường lớn hơn trường hợp cọc chịu nén.

Nhiều nghiên cứu thấy rằng (hình 1.19): Dưới tải trọng cho phép, chuyển vị của cọc  $[S]$  khá nhỏ. Mặc dù chuyển vị nhỏ, sức kháng bên của cọc vẫn được huy động khá lớn. Tuy nhiên, tại chuyển vị đó, sức kháng mũi mới chỉ được huy động một phần nhỏ. Do đó, ta nên dùng hai hệ số an toàn như sau:

$$[Q] = \frac{Q_f}{F_f} + \frac{Q_p}{F_p} - w \tag{1.27}$$

Hệ số an toàn cho sức kháng bên  $F_f$  thường bằng khoảng  $2 \div 2,5$ , còn hệ số an toàn cho sức kháng mũi  $F_p$  trong khoảng  $2,5 \div 3,5$  (thậm chí tới 6 như phương pháp Schmertmann SPT, phần 3.5.2).



Hình 1.19. Sự huy động sức kháng

Ta cần thiết kế sao cho tải trọng tác dụng lên cọc nhỏ hơn sức chịu tải, tức là:

$$P \leq [Q] \text{ hay } P = P_D + P_L \leq \frac{Q_f}{F_f} + \frac{Q_p}{F_p} - w \quad (1.28)$$

trong đó  $P_D$  - tĩnh tải;

$P_L$  - hoạt tải;

$P$  - tổng tải trọng (tĩnh tải và hoạt tải) tác dụng lên cọc.

### 1.3.2. THIẾT KẾ CỌC THEO HỆ SỐ THÀNH PHẦN (LRFD - LOAD AND RESISTANT FACTOR DESIGN)

Trong thiết kế theo các hệ số thành phần, phương trình "có vẻ tương tự" như phương trình (1.28):

$$\gamma_D P_D + \gamma_L P_L \leq \Phi_f Q_f + \Phi_p Q_p - \gamma_D w \quad (1.29)$$

trong đó  $P_D, P_L$  - tĩnh tải và hoạt tải;

$\gamma_D, \gamma_L$  - hệ số tĩnh tải ( $\gamma_D = 1,25$ ) và hệ số hoạt tải ( $\gamma_L = 1,75$ );

$\Phi_f, \Phi_p$  - hệ số sức kháng bên và hệ số sức kháng mũi.

Theo AASHTO 1994-2001 thì các hệ số  $\Phi_f, \Phi_p$  phụ thuộc vào phương pháp dự báo sức chịu tải, ví dụ như ở bảng 1.8. Hệ số sức kháng  $\Phi$  của cọc thép thường thấp hơn của cọc bê tông.

Bảng 1.8. Các hệ số sức kháng  $\Phi_f, \Phi_p$  cọc bê tông đóng

Loại đất	Phương pháp dự báo sức chịu tải	$\Phi_f$	$\Phi_p$
Hạt mịn (dính)	$\alpha$ -API	0,45	0,60÷0,70
	$\alpha$ -Tomlinson	0,35	
	$\beta$	0,32	
	$\lambda$	0,45	
Hạt thô (rời)	Nordlund	0,35	0,40÷0,60
	$\beta$	0,45	
Các loại đất	Schmertmann SPT (phần 3.5.2)	0,45	
	Schmertmann CPT (phần 2.5.2)	0,55	
	Thí nghiệm nén tĩnh	0,80	
	Thí nghiệm PDA	0,70	

