

CHƯƠNG 2

THÍ NGHIỆM XUYÊN CÔN (CPT)

2.1. GIỚI THIỆU

2.1.1. NGUYÊN LÝ

Thí nghiệm xuyên côn (CPT- Cone Penetration Test), còn được gọi là thí nghiệm xuyên tĩnh mà ở đó, người ta xuyên vào trong đất một chùy xuyên hình côn; lực làm xuyên là lực ép tĩnh. Trong quá trình xuyên, người ta đo sức kháng xuyên của đất ứng với mũi xuyên - ký hiệu là q_c - và sức kháng của đất với bề mặt mảng sòng thành bên của xuyên - ký hiệu là f_s .

2.1.2. LỊCH SỬ CPT

Thí nghiệm CPT đo bằng cơ học (MCPT, tức là mechanical CPT) đầu tiên được thực hiện vào năm 1931 tại Hà Lan. Năm 1946, cơ cấu gia lực tối đa của CPT là 2,5 tấn thì năm 1948 đã tăng lên đến 10 tấn. Năm 1953 cơ cấu gia lực bằng thủy lực lần đầu tiên được giới thiệu ở Pháp.

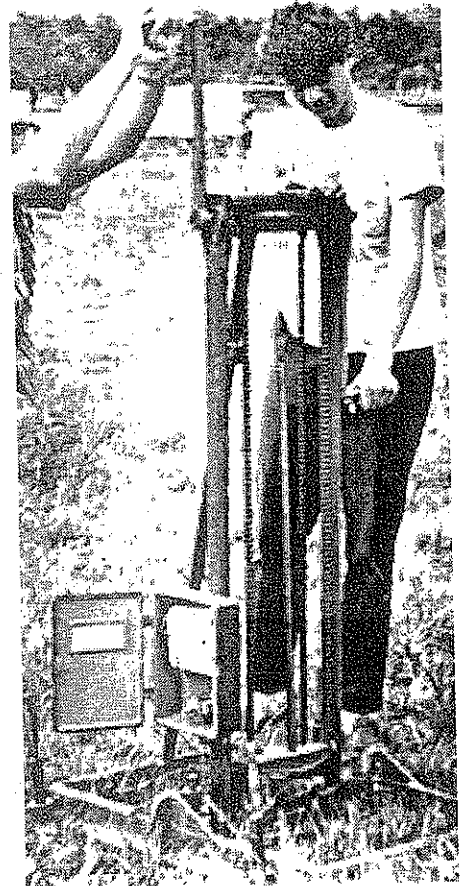
Năm 1948, nhiều công ty ở Hà Lan bắt đầu nghiên cứu đưa ra loại côn đo bằng điện (ECPT, tức là Electric CPT). Năm 1964, Công ty Furgo (Hà Lan) bắt đầu sử dụng ECPT rộng rãi.

Năm 1975, một vòng đá thấm để đo áp lực nước lỗ rỗng (u) lần đầu tiên được thử nghiệm. Thí nghiệm này gọi là CPTU hay Piezo-cone CPT. Ngày nay các thiết bị CPT hiện đại đều được đo bằng điện và có khả năng đo được áp lực nước lỗ rỗng, do đó CPTU thường được hiểu là ECPTU.

Những thí nghiệm CPT thô sơ thường không xuyên qua được các lớp cát tương đối chặt, sét dẻo cứng/ nửa cứng. Với sự phát triển như vũ bão của tiến bộ khoa học kỹ thuật, sự tinh xảo và khả năng của thí nghiệm CPT ngày càng được nâng cao. Hiện nay, CPT sử dụng đối trọng lớn (40 tấn, thậm chí lớn hơn) có thể xuyên qua mọi loại

đất, từ sét rất cứng, cát rất chặt đến ngay cả sỏi cuội chặt vừa cũng như một số loại đá. Máy xuyên AMAP'sols của Pháp [1] (mũi côn bằng thép tốt để tránh bị phá hoại), với đối trọng 26 tấn, đã có thể xuyên côn qua mọi loại đất, đá, sỏi mà sức kháng mũi lên tới 148 MPa. Khi gặp đá cứng hơn nữa, máy AMAP'sols sẽ chuyển sang chế độ xuyên động để công phá những lớp đá này. Tại một vùng đất ở Lyon (Pháp), máy xuyên Gouda chỉ có thể xuyên tới 3 hoặc 4 m vì gặp lớp đá phấn thì máy xuyên AMAP'sols có thể xuyên sâu khoảng 35 ÷ 45 m với 15 ÷ 24 m nằm trong đá phấn [1]. Với sức công phá lớn như vậy, các máy xuyên hiện đại thậm chí còn sử dụng để xuyên kiểm tra xem trụ vật liệu rời (trụ đá sỏi, cọc cát) có được thi công đủ chặt hay không. Còn về độ sâu, một trong những thí nghiệm CPT sâu nhất là ở Bologna (Ý) - độ sâu 300 m [2].

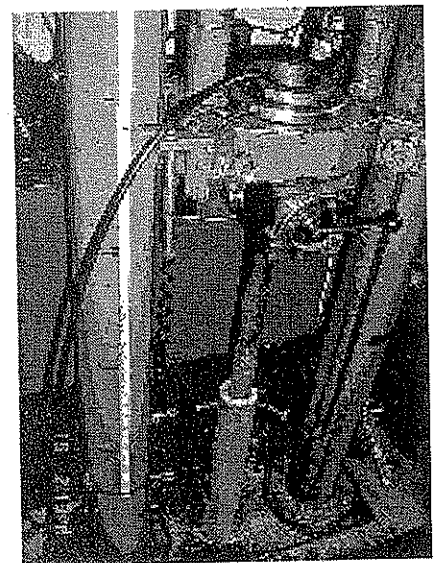
Các hình dưới đây minh họa các loại giàn khoan CPT có đối trọng nặng nhẹ khác nhau; thậm chí có loại giàn khoan bánh xích dùng để thi công trên mọi địa hình.



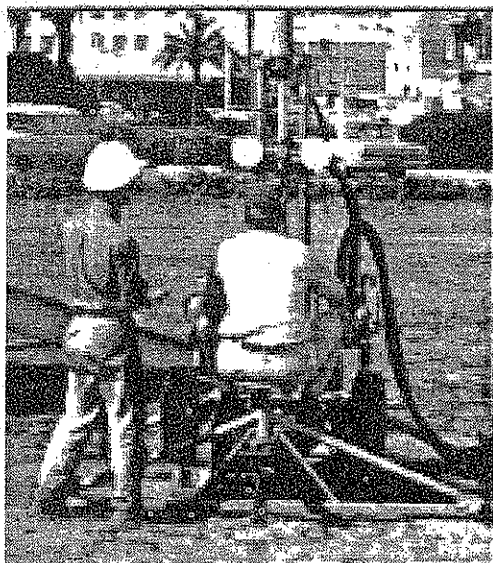
Hình 2.1. Thí nghiệm xuyên côn MCPT (đời cũ) loại quay tay của Thụy Điển



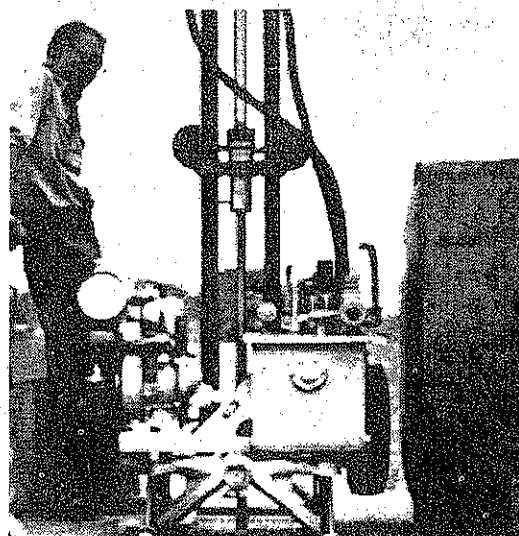
Hình 2.2. Giàn ECPT loại nhẹ



Hình 2.3. Hệ thống nén thủy lực đẩy cần xuyên



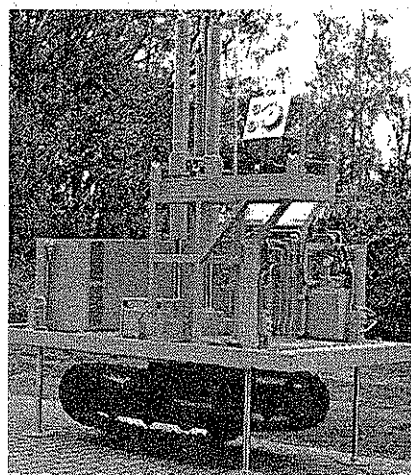
Hình 2.4. Neo trực tiếp MCPT xuống đất



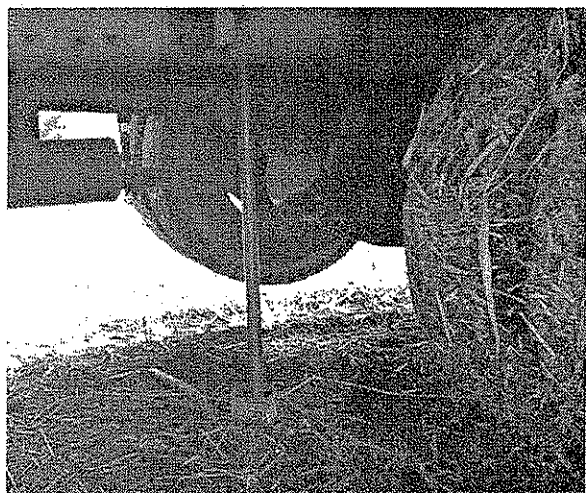
Hình 2.5. Cứng MCPT ở hình 2.4, có thể đặt nó lên thùng 1 chiếc xe tải để tăng thêm đối trọng



Hình 2.6. Xe CPT loại trung bình

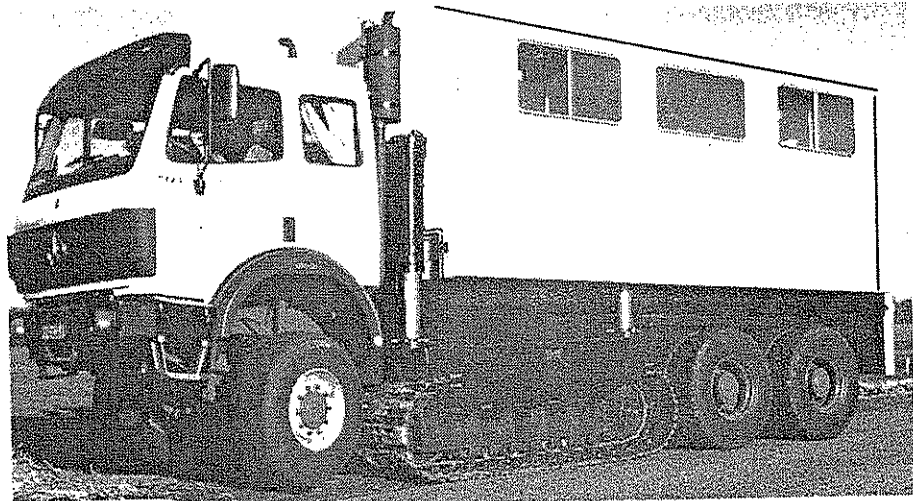


Hình 2.7. Giàn CPT bánh xích



Hình 2.8. Xuyền đang thực hiện dưới gầm xe và máy tính ghi kết quả xuyên





Hình 2.9. Một số loại xe CPT hạng nặng (trên 40 tấn)

2.2. NỘI DUNG THÍ NGHIỆM CPT

2.2.1. CÁC THÀNH PHẦN CỦA THIẾT BỊ

Những bộ phận chủ yếu của máy xuyên là chùy (hay đầu mũi) xuyên, măng xông, cần xuyên, cơ cấu gia lực và đo lực, giá đỡ và hệ neo.

Chùy xuyên có mũi côn nhọn góc ở đỉnh 60° , tiết diện ngang từ 5 đến 20 cm^2 (máy AMAP'sol có thể lắp các loại côn từ 10 đến 50 cm^2). Loại côn phổ dụng nhất có tiết diện ngang là $A_c = 10 \text{ cm}^2$ (đường kính là $d_c = 35,7 \text{ mm}$).

Măng xông (đặt phía trên mũi, dùng để đo sức kháng bên) có đường kính là d_s và phải thỏa mãn: $d_c < d_s < d_c + 0,35 \text{ mm}$; Măng xông có chiều dài là 132,6 mm và có diện tích xung quanh là $A_f = 150 \pm 0,03 \text{ cm}^2$.

Ở CPTU, để đo được áp lực nước lỗ rỗng u , trên mũi côn hoặc măng xông, người ta gắn thêm một hoặc vài vòng thấm bằng đá rỗng (hoặc làm bằng vật liệu rắn và rỗng bất kỳ). Vị trí của vòng đá thấm thường ở ngay phía sau cổ của mũi côn (u_r trên hình 2.16).

Cần xuyên là những ống rỗng từng đoạn dài 1,0 đến 1,5 m nối với nhau bằng ren. Với côn loại 10 cm^2 thì cần xuyên có đường kính 35,7 mm và đường kính rỗng là 16 mm. Đối với MCPT, trong lòng "cần ngoài" có một "cần trong" (Xem phần MCPT) đường kính 15 mm. Còn với ECPT, trong lòng "cần ngoài" là lõi cáp để truyền kết quả bằng điện. Với ECPT, sức kháng q_c và f_s được đo bằng điện, và được truyền vào máy tính.

Cơ cấu gia lực phổ biến hiện nay là thủy lực.

2.2.2. CHỌN ĐỘ SÂU MÀ XUYÊN CÓ THỂ LÀM VIỆC

Tùy thuộc vào khả năng của máy xuyên mà ta xem xét độ sâu mà máy xuyên CPT có thể xuyên tới được. Ở nước ta, thông thường máy xuyên CPT có khả năng gia lực từ 5 đến 10 tấn, vì vậy ta chọn giá trị ở bảng 2.2 hoặc lớn hơn một chút.

Bảng 2.1. Khả năng xuyên của CPT dùng xe tải 20 tấn [3]

Độ sâu (m)	Sét			Cát		
	Mềm	Cứng	Rắn	Rời	Chặt vừa	Rất chặt
5	✓	✓	✓	✓	✓	✓
10	✓	✓	✓	✓	✓	✓
18	✓	✓	✓	✓	✓	✓
27	✓	✓		✓	✓	
36	✓			✓		
45	✓			✓		
76	✓					

Bảng 2.2. Khả năng xuyên của CPT dùng máy nén 5 tấn [3]

Độ sâu (m)	Sét			Cát		
	Mềm	Cứng	Rắn	Rời	Chặt vừa	Rất chặt
1,5	✓	✓	✓	✓	✓	có thể
3,0	✓	✓		✓	✓	
4,5	✓	✓		✓	✓	
6	✓			✓	✓	
9	✓			✓		
15	✓			✓		
21	✓					

2.2.3. THÍ NGHIỆM XUYỀN CÔN ĐO BẰNG CƠ HỌC (MCPT - MECHANICAL CONE PENETRATION TEST)

Trong thí nghiệm xuyên côn đo cơ học (MCPT), cứ 20 cm thì ta đọc kết quả một lần. Mũi xuyên và măngxông được đẩy độc lập với nhau, cho phép tách biệt lực đo trên mũi và lực đo trên măngxông:

Trên hình 2.11, tại vị trí b), chỉ mũi côn tiến xuống do tác dụng ấn của cân trong. Áp lực đo được trên đồng hồ đo là G (kPa).

Từ hình 2.10, ta có sức kháng mũi là:

$$q_c = G \times \frac{\text{Tiết diện ngang xy lanh áp lực } (A_G)}{\text{Tiết diện ngang mũi xuyên } (A_C)}$$

Thông thường, $A_G = 20 \text{ cm}^2$ và $A_C = 10 \text{ cm}^2$, do đó $q_c = 2 G$.

Tại vị trí c), ấn tiếp cân trong. Áp lực đo được trên đồng hồ đo là B (kPa) hay còn viết là $G + \Delta G$.

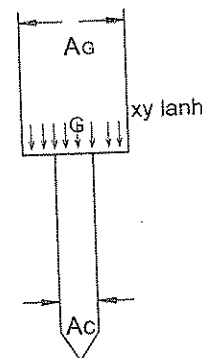
$$\text{Sức kháng bên } f_s = \Delta G \times \frac{\text{Tiết diện ngang xy lanh áp lực } (A_G)}{\text{Diện tích xung quanh măng xông } (A_F)}$$

Thông thường, $A_G = 20 \text{ cm}^2$ và $A_F = 150 \text{ cm}^2$, do đó, $f_s = 0,133 \Delta G$.

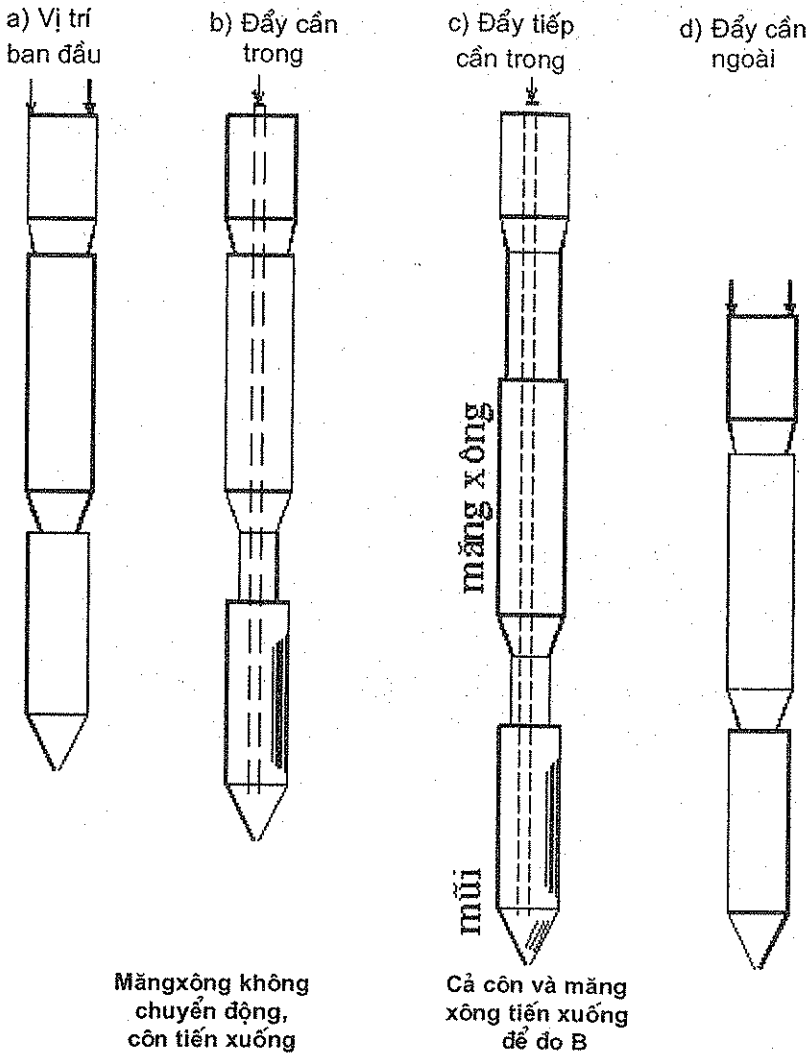
Tại vị trí d), cân ngoài nối với măngxông được ấn xuống, do đó cấu tạo của MCPT trở lại hình dáng đầu (vị trí a), chỉ khác là ở độ sâu 20 cm tiếp theo.

Tuy nhiên, vì măngxông nằm cao hơn mũi 20 cm, nên ΔG cũng như f_s phải được tính toán lệch nhau 20cm như ví dụ dưới đây:

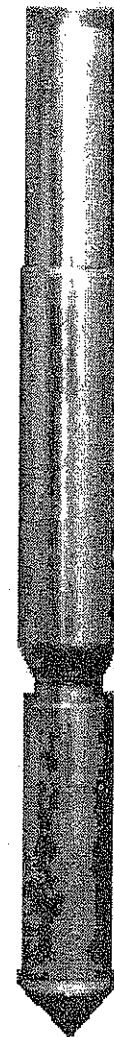
z (m)	G (bar \approx kg/cm ²)	$B = G + \Delta G$	ΔG	q_c (bar)	f_s (bar)	f_s (kPa)
0,2 m	3		$= 27 - 23 = 4$		0,53	53
0,4 m	23	27	$= 41 - 38 = 3$	46	0,40	40
0,6 m	38	41	$= 13 - 8 = 5$	76	0,67	67
0,8 m	8	13		16		



Hình 2.10



Hình 2.11. Nguyên lý đẩy của MCPT

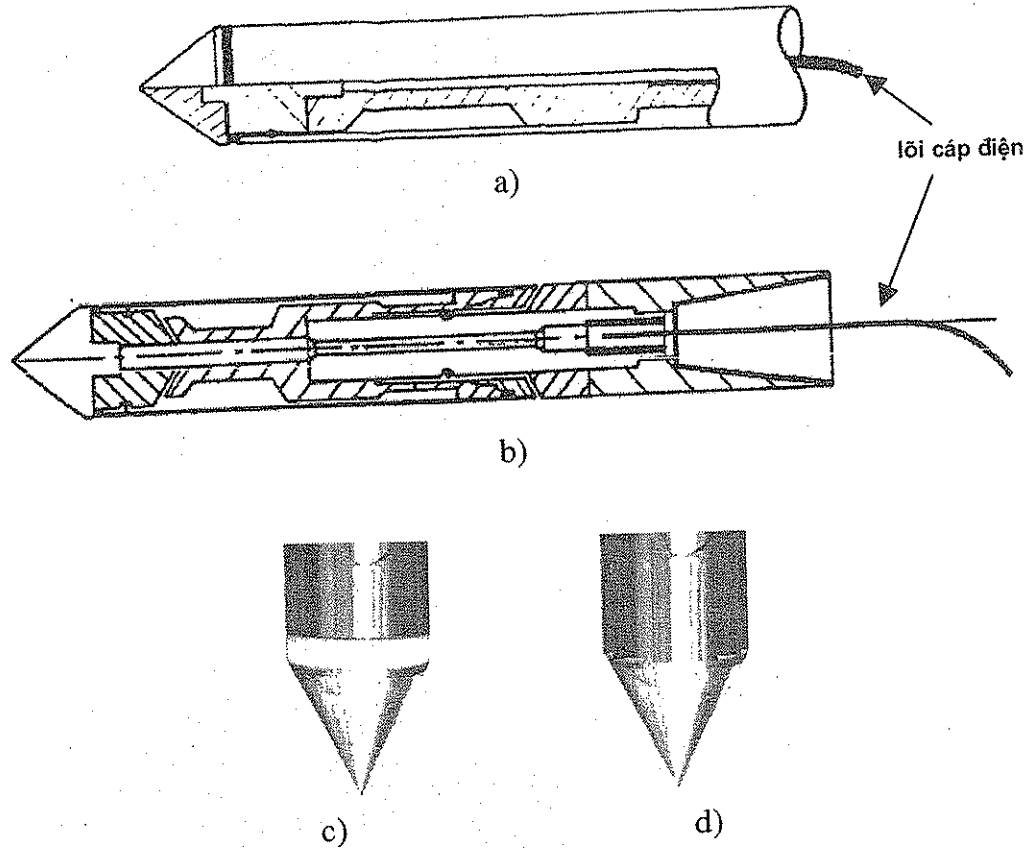


Hình 2.12. Côn Hà Lan (Dutch friction cone)

2.2.4. THÍ NGHIỆM XUYÊN CÔN ĐO BẰNG ĐIỆN ECPT (ELECTRIC CONE PENETRATION TEST)

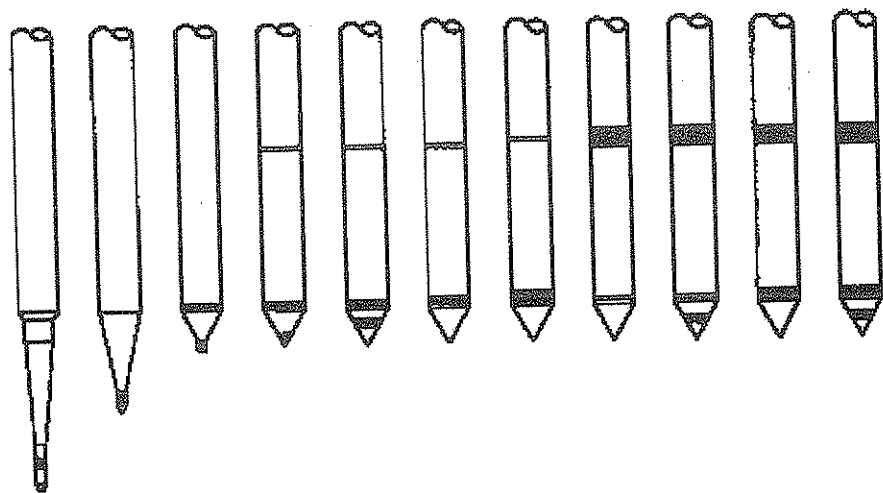
Trong thí nghiệm xuyên côn đo điện (ECPT), khoảng cách giữa các số đọc tùy thuộc vào người sử dụng thiết bị (thông thường là 5 cm). Sức kháng mũi q_c , sức kháng bên f_s (và áp lực nước lỗ rỗng u trong trường hợp CPTU) được đo riêng biệt qua những transducer (bộ chuyển tín hiệu) riêng biệt.

Trong thiết bị CPTU, cần có một vòng đá thấm để đo áp lực nước lỗ rỗng. Tuy nhiên, vị trí của vòng thấm này lại chưa được chuẩn hoá. Phổ biến nhất là vòng thấm ngay phía sau cổ của mũi côn (u_T trên hình 2.16). Trong chương này, các phương trình đều được phát triển dựa trên vị trí này của vòng đá thấm.

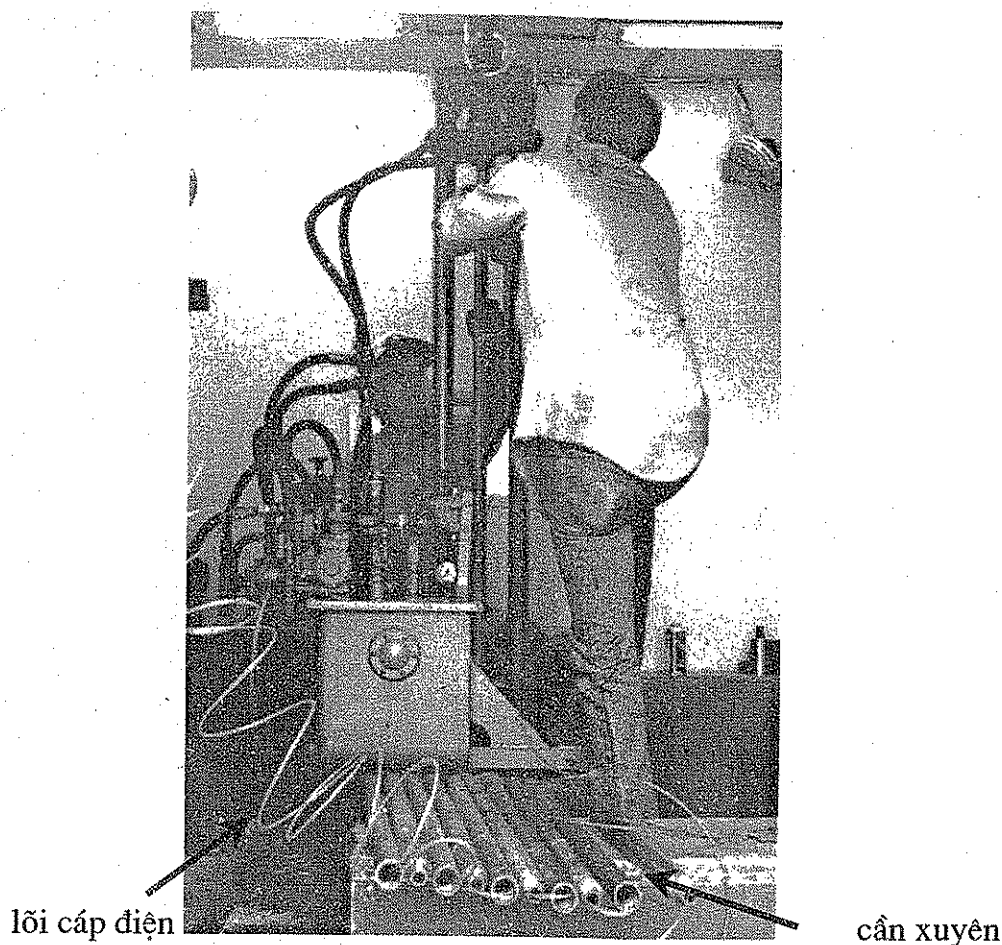


Hình 2.13. Chi tiết mũi côn đo điện

a) côn đo q_c ; b) côn đo q_c, f_s, u ; c) mũi côn có gắn vòng thấm (CPTU);
d) mũi côn không gắn vòng thấm



Hình 2.14. Hình dáng các loại côn khác nhau và vị trí của vòng đá thấm



Hình 2.15. Các bộ phận trong xe CPT

Hiện nay, một loại ECPT mới ra đời. Trong đó, q_c , f_s và/hoặc u được đo trực tiếp bằng các sensor và transducer đặt trong mũi côn như ở trên. Điểm khác duy nhất là tín hiệu truyền từ các sensor và transducer này về máy tính không phải qua lõi cáp điện như ở hình 2.15 mà bằng âm thanh như sau: q_c , f_s và/hoặc u được chuyển thành tín hiệu âm thanh, âm thanh truyền lên dọc theo cân xuyên, sau đó, lại được chuyển ngược lại thành q_c , f_s và u để lưu vào máy tính. Loại này có ưu điểm là không phải luồn lõi cáp điện vào cân xuyên.

2.2.4.1. Bảo hoà vòng đá thấm trong CPTU

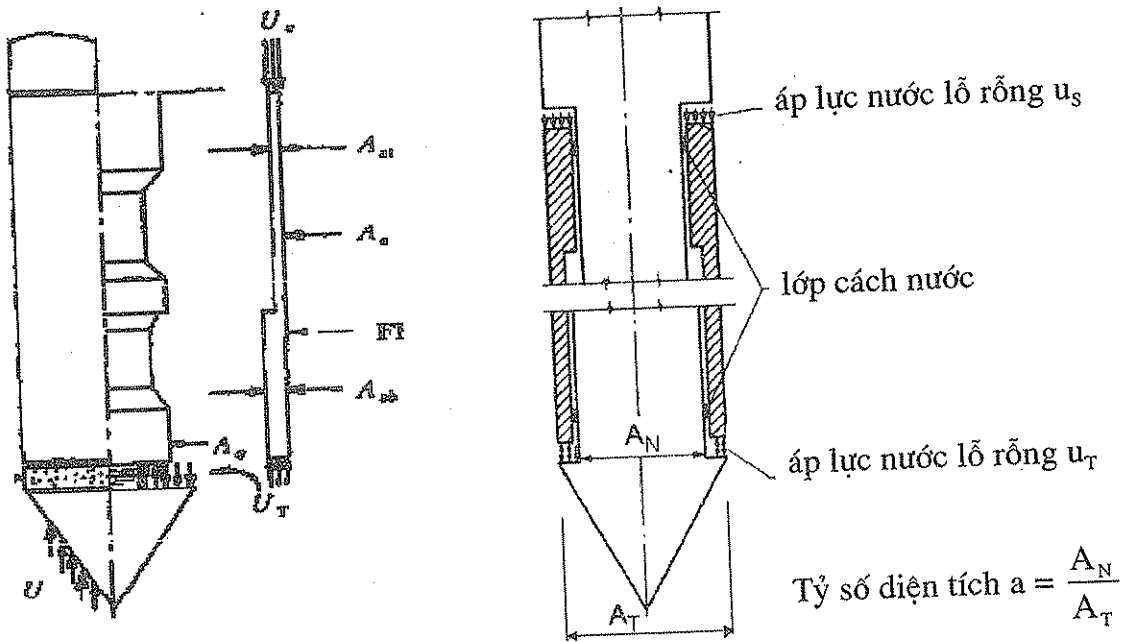
Để đo được áp lực nước lỗ rỗng chính xác, vòng đá thấm phải tuyệt đối bão hoà. Quy trình bão hoà tuyệt đối vòng đá thấm rất khó khăn:

1. Đặt vòng thấm trong dung dịch đặc biệt chân không ít nhất ba tiếng. Quá trình bão hoà "nên" được trợ giúp bằng sóng siêu âm;
2. Dung dịch đặc biệt thường là glycerin đã rút hết không khí;
3. Khi lắp vòng thấm vào côn, luôn luôn giữ cho cả côn và vòng thấm không bị mất dung dịch bằng cách nhúng chúng vào trong một chậu dung dịch;
4. Nếu mực nước ngầm không phải ngay bề mặt đất, ta phải khoan lỗ trước khi tiến hành thí nghiệm CPT. Trước khi hạ côn xuống lỗ, ta phải bọc côn trong một

màng cao su để côn không bị mất dung dịch. Khi côn bắt đầu tiến xuống đất, màng cao su này sẽ bị thủng ra.

Vòng đá thấm là một công cụ hữu ích để: xác định áp lực nước lỗ rỗng u (từ đó, giúp phân loại đất, giúp xác định mực nước ngầm), xác định đặc tính thấm của đất (bằng thí nghiệm tiêu tán - dissipation test). Tuy nhiên, nếu không có kinh nghiệm, ta sẽ gây ra nhiều sai sót lớn do có vòng đá thấm trong CPTU. Để tránh sai sót, nên thí nghiệm CPT thường (mũi côn không có vòng đá thấm), hoặc tự chế tạo một vòng thép bịt kín xung quanh vòng đá thấm.

2.2.4.2. Hiệu chỉnh sức kháng mũi trong CPTU



Hình 2.16. Hiệu chỉnh diện tích côn CPTU

Hình trên vẽ vòng đá thấm ở hai vị trí: ngay sau cổ côn (u_T) và ngay trên măngxông (u_s). Tuy nhiên, phần này chỉ đề cập đến vị trí ngay trên cổ côn (u_T).

Áp lực mà transducer đo được ở mũi là q_c . Tuy nhiên, trong CPTU, đây không phải áp lực thực tác dụng lên mũi côn. Áp lực thực tác dụng lên mũi côn là q_T . Ta có liên hệ sau:

$$q_T \cdot A_T = q_c \cdot A_T + u_T A_{sb}$$

- trong đó
- q_T - sức kháng hiệu chỉnh;
 - A_T - tiết diện ngang mũi côn (thường bằng 10 cm²);
 - A_{sb} - tiết diện ngang vòng đá thấm; $A_{sb} = A_T - A_N$;
 - A_N - tiết diện ngang mũi côn phía trong vòng đá thấm.

$$\Rightarrow q_T = q_c + u_T \frac{A_T - A_N}{A_T} = q_c + u_T (1 - a) \tag{2.1}$$

$a = \frac{A_N}{A_T}$; thông thường, $a = 0,80 \div 0,82$. Tuy nhiên, với một số loại côn

của hãng Geotech và Pagani thì $a = 0,58$.

u_T (còn ký hiệu là u hoặc u_{bt} tức là $u_{\text{behind tip}}$) là áp lực nước lỗ rỗng đo tại vòng đá thấm ngay phía sau cổ côn.

Nếu vòng đá thấm không ở sau cổ côn mà lại ở mũi hoặc lưng chùng mũi côn; áp lực nước lỗ rỗng tại vòng thấm này là u_1 thì u_T được quy đổi như sau:

$$u_T = u_0 + k (u_1 - u_0)$$

u_0 là áp lực nước địa tĩnh; $k = 0 \div 0,9$ tùy thuộc loại đất và vị trí của vòng thấm.

Lưu ý Sức kháng bên f_s cũng phải hiệu chỉnh nếu có vòng đá thấm phía trên mắngxông (vị trí u_s);

Đa số các phần mềm lưu giá trị q_c ở file số liệu gốc (raw data); một số phần mềm (của hãng đi kèm với thiết bị) có thể đã hiệu chỉnh sẵn và lưu giá trị q_T ở file này.

2.2.5. CHUẨN HOÁ SỐ ĐỌC

Ngoài việc hiệu chỉnh $q_T = q_c + u_T (1 - a)$ đối với CPTU như ở phương trình (2.1) (với CPT thường, $q_T = q_c$), để diễn dịch kết quả CPT, ta cần một số chuẩn hoá sau:

1. Tỷ số sức kháng $R_T = f_s / q_T \times 100\%$.
2. Sức kháng mũi chuẩn hoá (cũ): $q_{cn} = q_T / \sqrt{\sigma'_{v0}}$ (q_c, σ'_{v0} đo bằng bar).
3. Biểu thức này còn được viết là $q_{cn} = \frac{q_T / \text{pa}}{\sqrt{\sigma'_{v0} / \text{pa}}}$ (pa là ký hiệu của 1 bar).

4. $1/\sqrt{\sigma'_{v0}}$ được viết là C_q và gọi là hệ số hiệu chỉnh độ sâu. Hệ số này tương đương với hệ số C_N của thí nghiệm SPT; $q_{cn} = q_T \times C_q$.

5. Sức kháng mũi chuẩn hoá (mới - Robertson 1990): $Q_T = \frac{q_T - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}}$.

6. Tỷ số sức kháng chuẩn hoá: $F = \frac{f_s}{q_T - \sigma_{v0}} \times 100\%$.

7. Áp lực nước lỗ rỗng chuẩn hoá: $B_q = \frac{u_T - u_0}{q_T - \sigma_{v0}}$.

trong đó

u_0 - áp lực nước địa tĩnh;

σ_{v0} (hay σ_0) - ứng suất tổng do bản thân đất gây ra (địa tĩnh);

σ'_{v0} (hay σ'_0) - ứng suất hữu hiệu do bản thân đất gây ra:

$$\sigma'_{v0} = \sigma_{v0} - u_0.$$

2.2.6. SO SÁNH MCPT VÀ ECPT

Xuyên côn đo điện có độ chính xác cao hơn hẳn xuyên côn đo cơ học vì nhiều nguyên nhân, trong đó có các nguyên nhân chính sau:

1. Kết quả của ECPT được truyền trực tiếp vào máy tính; Kết quả trên đồng hồ đo lực của MCPT thì được đọc bằng mắt thường - trong khi đó - khi ta đang đọc thì số đọc trên đồng hồ lại luôn dao động.
2. Kết quả của ECPT đo trực tiếp tại mũi và tại măngxông của xuyên; Còn kết quả của MCPT lại được đọc gián tiếp trên đồng hồ đo áp lực của xy lanh. Nếu đồng hồ đo áp chỉ 100 bar (bar còn ký hiệu là pa), thì có khi áp lực lên xuyên chỉ còn 90 bar do mất mát lực dọc theo cần xuyên.
3. Mũi xuyên và măngxông của ECPT là một khối gắn liền, số đo được xác định bằng các đầu đo trực tiếp. Còn mũi xuyên và măngxông của MCPT có hai tư thế: rời và tách; trong khi đó, cần xuyên làm bằng thép có biến dạng đàn hồi. Nếu xuyên tại độ sâu 30 m, áp lực truyền từ hệ gia lực là 100 kN, môđul đàn hồi của thép là $2 \times 10^8 \text{ kN/m}^2$, thì cần trong bị nén lại là:

$$\Delta L = \frac{PL}{AE} = \frac{100 \text{ kN} \times 3000 \text{ cm}}{\pi \times 1,5^2 / 4 \text{ cm}^2 \times 2 \times 10^4 \text{ kN/cm}^2} = 8,5 \text{ cm}$$

Khi cần trong được ấn xuống (vị trí c. trong hình 2.11), do biến dạng nén lớn, măngxông có khi không bị kéo xuống theo, hoặc bị kéo rất ít, do đó dẫn đến các sai số.

Con số 8,5 cm nói trên là hơi cao, vì ở nước ta, thường ta chỉ xuyên dưới 25 m, tải gia lực khoảng 30 ÷ 50 kN, như vậy $\Delta L \approx 2,1 \div 3,5 \text{ cm}$.

4. Thiết bị điện của ECPT (các đầu đo-sensor) có độ chính xác hơn hẳn đồng hồ đo lực của MCPT. Tuy nhiên, sensors cũng là một nhược điểm của ECPT: Nếu người sử dụng không biết bảo quản đầu côn (bên trong có những sensor rất nhạy cảm), không bảo dưỡng thường xuyên, không chuẩn hoá (sensor calibration) thì các sensor này sẽ thậm chí đưa ra kết quả sai.

Ngoài ra, ECPT còn có những ưu thế khác so với MCPT, ví dụ như, kết quả của ECPT liên tục hơn so với MCPT (5 cm/1 lần đọc kết quả so với 20 cm/1 lần đọc kết quả của MCPT).

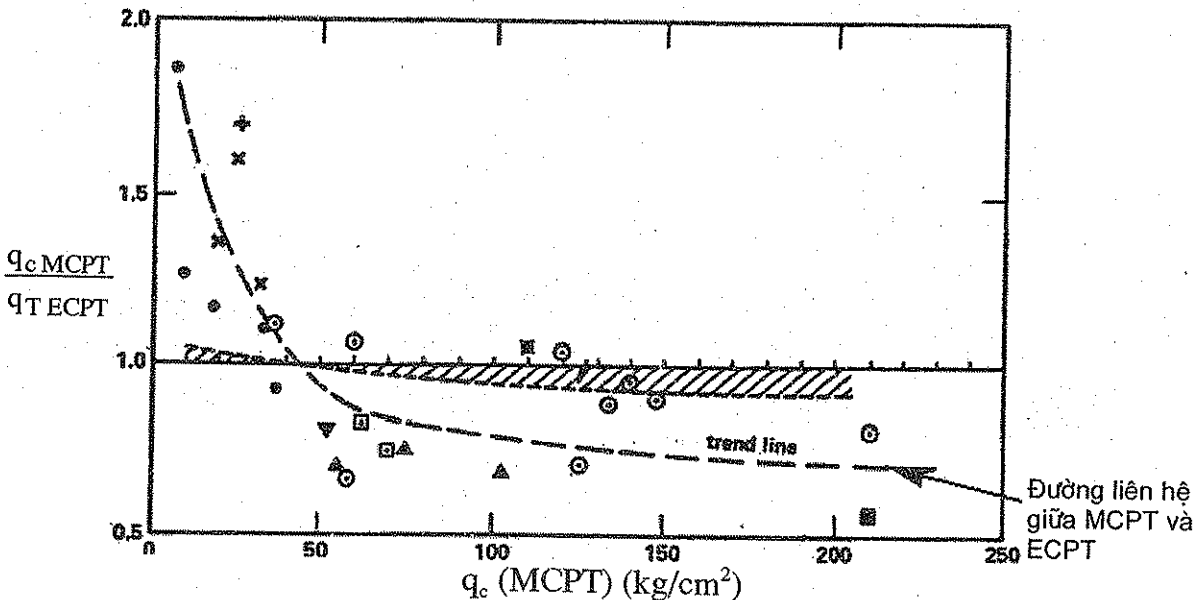
Theo Kulhawy và Mayne (1990) [5], sức kháng bên f_s đo được từ ECPT thường thấp hơn f_s đo từ MCPT; Đôi khi $\frac{f_{s(MCPT)}}{f_{s(ECPT)}}$ lên tới 2 với một số đất cát. Thậm chí f_s cũng khác nhau khá nhiều khi cùng thí nghiệm ECPT với các loại côn có kích thước khác nhau.

Sức kháng mũi q_c đo được từ MCPT và ECPT chỉ khác nhau đôi chút: ở đất rời, q_c đo bằng ECPT thường lớn hơn; ngược lại ở đất dính, $q_{T(ECPT)}$ nhỏ hơn $q_{c(MCPT)}$. Hình

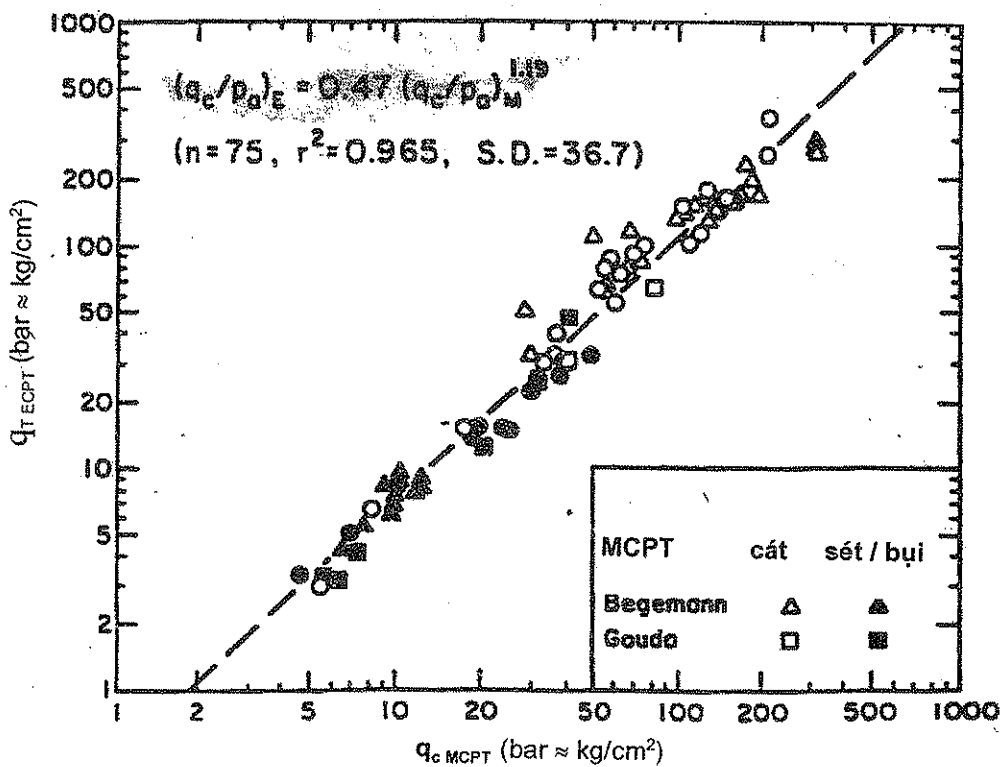
2.18 cho thấy $q_{T(BCPT)} \approx 0,47 q_{c(MCPT)}^{1,19}$ (q_c đo bằng bar).

Trên hình 2.17 (theo Schmertmann), khi $q_{c(MCPT)} < 48$ bar thì áp lực mũi đo bằng MCPT có xu hướng lớn hơn đo bằng ECPT và ngược lại.

Hình 2.18 cũng cho một tương quan tương tự: khi $q_{c(MCPT)} < 53$ bar thì áp lực mũi đo bằng MCPT có xu hướng lớn hơn đo bằng ECPT và ngược lại.



Hình 2.17. Tỷ số về số đọc giữ Delf MCPT và Fugro ECPT (Schmertmann)



Hình 2.18. Tương quan về số đọc q_c giữa MCPT và ECPT (Kulhawy & Mayne)

2.3. ƯỚC TÍNH CÁC CHỈ TIÊU CƠ LÝ CỦA ĐẤT DỰA TRÊN KẾT QUẢ CPT

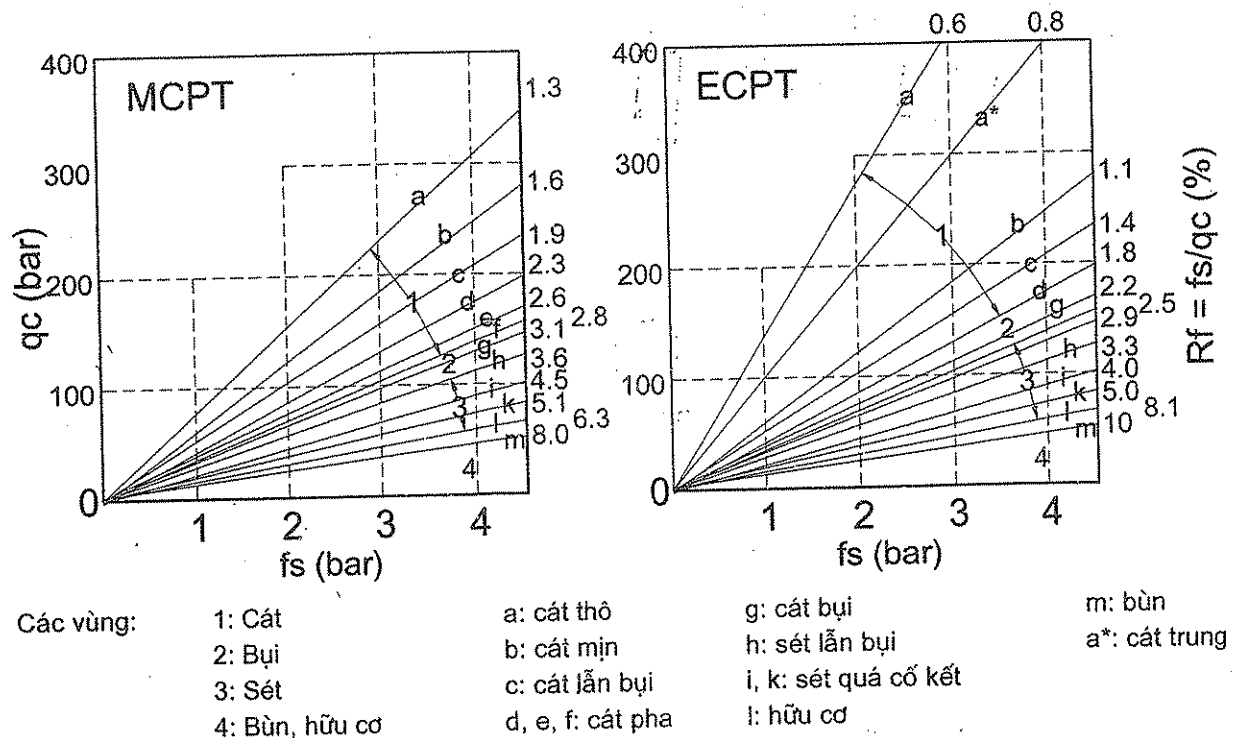
2.3.1. CÁC TÍNH CHẤT VẬT LÝ DỰA TRÊN KẾT QUẢ CPT

2.3.1.1. Phân loại đất dựa trên kết quả CPT

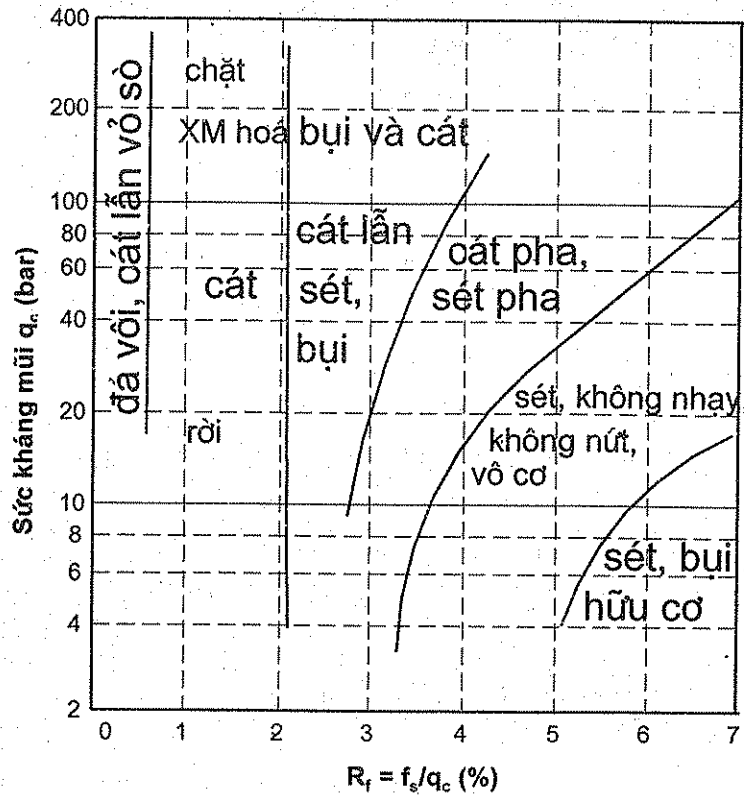
Từ vài chục năm gần đây, thí nghiệm CPT đã được dùng để phân loại đất tại hiện trường. (Tại Việt Nam, việc phân loại đất hiện trường theo thí nghiệm CPT lại chưa được sử dụng nhiều).

Đã có hàng chục tác giả khác nhau đề xuất nhiều đồ thị phân loại đất khác nhau, đồ thị sau càng chính xác và chặt chẽ hơn so với đồ thị trước. Những biểu đồ phân loại đất đầu tiên (cuối những năm 1970) dựa trên đặc trưng sau: với đất sét, tỷ số giữa sức kháng bên f_s và sức kháng mũi q_c thường lớn; ngược lại với đất cát, tỷ số này thường nhỏ. Hình 2.19 là hai ví dụ của những biểu đồ sơ khai đó. Trên hình này ta thấy tỷ số R_f (trục tung, vẽ bên tay phải) thường có giá trị từ 1,1% đến 10% cho các loại đất từ cát thô (ký hiệu a) đến bùn (ký hiệu m).

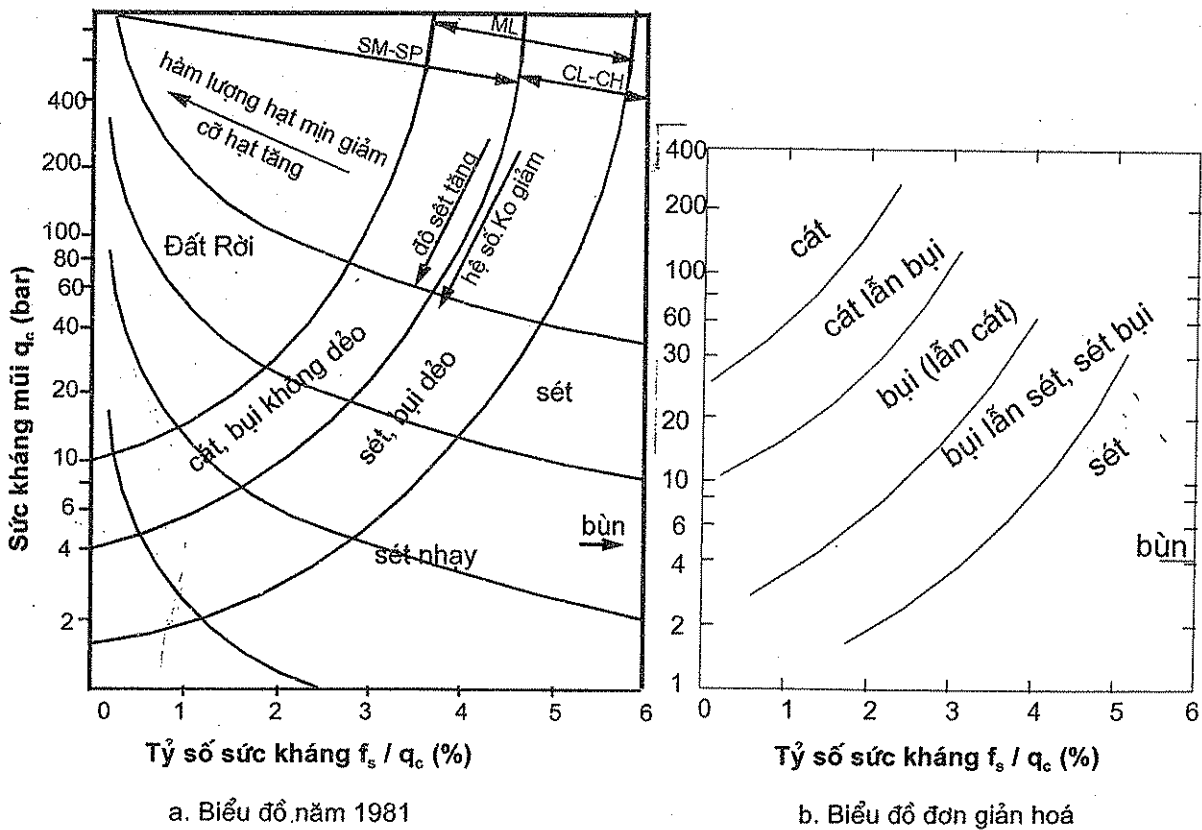
Hình 2.20, 2.21, 2.23 là các biểu đồ phân loại đất chính xác hơn. Biểu đồ hình 2.23 là một trong những biểu đồ chính xác và thông dụng nhất cho đến năm 1986. Các biểu đồ này vẫn dựa vào sức kháng chưa được chuẩn hoá.



Hình 2.19. Biểu đồ phân loại đất sơ bộ theo CPT (Laboratorium voor Grondmechnica)



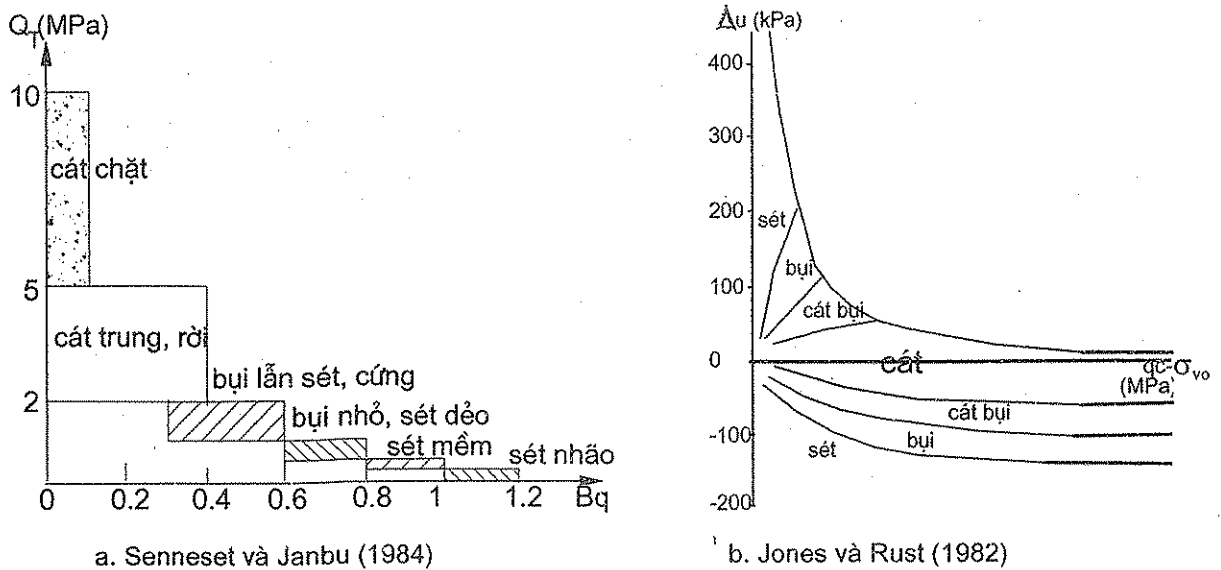
Hình 2.20. Phân loại đất (MCPT) theo Schmertmann (1978)



a. Biểu đồ năm 1981

b. Biểu đồ đơn giản hoá

Hình 2.21. Phân loại đất theo Douglas và Olsen (1981-1984)



Hình 2.22. Phân loại đất dựa trên kết quả CPTU

Biểu đồ ở hình 2.22; 2.23b và 2.24b ra đời khi CPTU bắt đầu được triển khai rộng hơn. Với cát rời (khi bị cắt thì thể tích mẫu bị nén lại), u (hay u_T) xấp xỉ lớn hơn và bằng áp lực nước địa tĩnh u_0 , do đó $B_q \approx 0,1 \div 0,3$. Với đất sét, do tính thấm kém, khi xuyên tiến xuống đất, nước không kịp thoát, do đó u_T lớn hơn khá nhiều so với u_0 (do đó $B_q > 0,6$). Điều này phản ánh ở hình 2.22a; 2.23b và 2.24b.

Tuy nhiên, vì quá trình bão hòa viên đá thấm và giữ được cho nó vẫn bão hòa trong quá trình thí nghiệm là rất khó, bởi vậy nhiều tác giả khuyên chỉ nên thí nghiệm CPT, không nên thí nghiệm CPTU và do đó không dùng các biểu đồ 2.22a; 2.23b và 2.24.b.

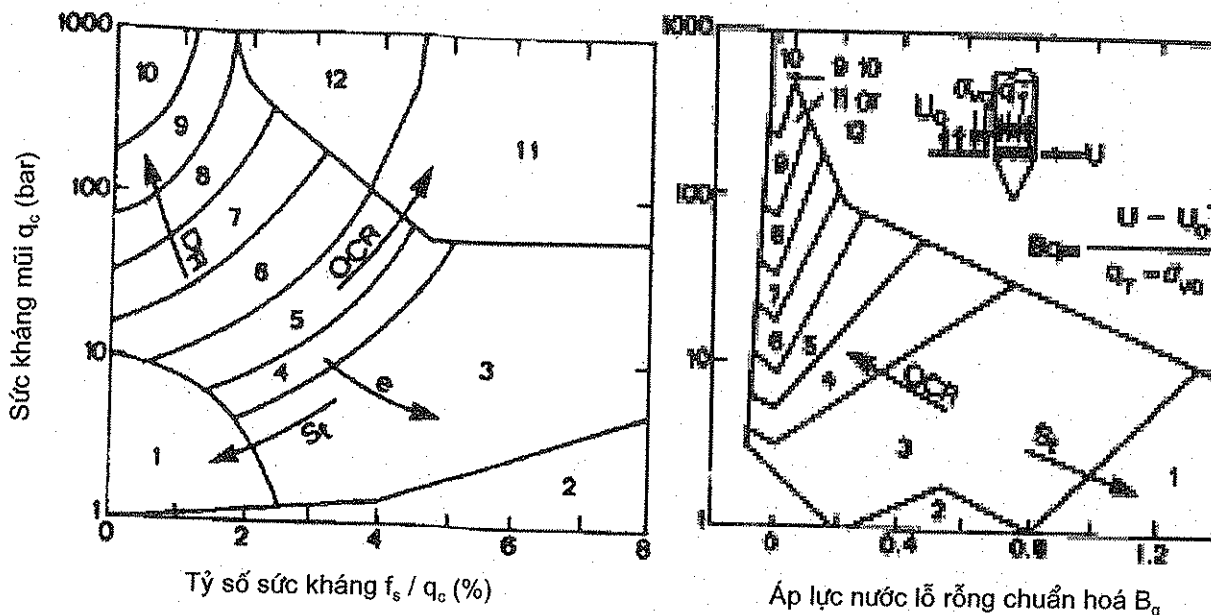
Sau đó còn nhiều tác giả khác cải tiến biểu đồ phân loại đất theo các số đọc chuẩn hoá, tuy nhiên biểu đồ theo Robertson (1990) ở hình 2.24 là thông dụng nhất.

Tuy nhiên biểu đồ hình 2.24 không phù hợp với độ sâu nhỏ hơn 2 m (khi chuẩn hoá theo $Q_T = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}}$, ở độ sâu nhỏ hơn 2 m, thì σ'_{v0} thường nhỏ hơn 0,35 bar, vì thế Q_T rất lớn mặc dù đất yếu). Với độ sâu nhỏ hơn 2 m, ta nên dùng biểu đồ 2.23.

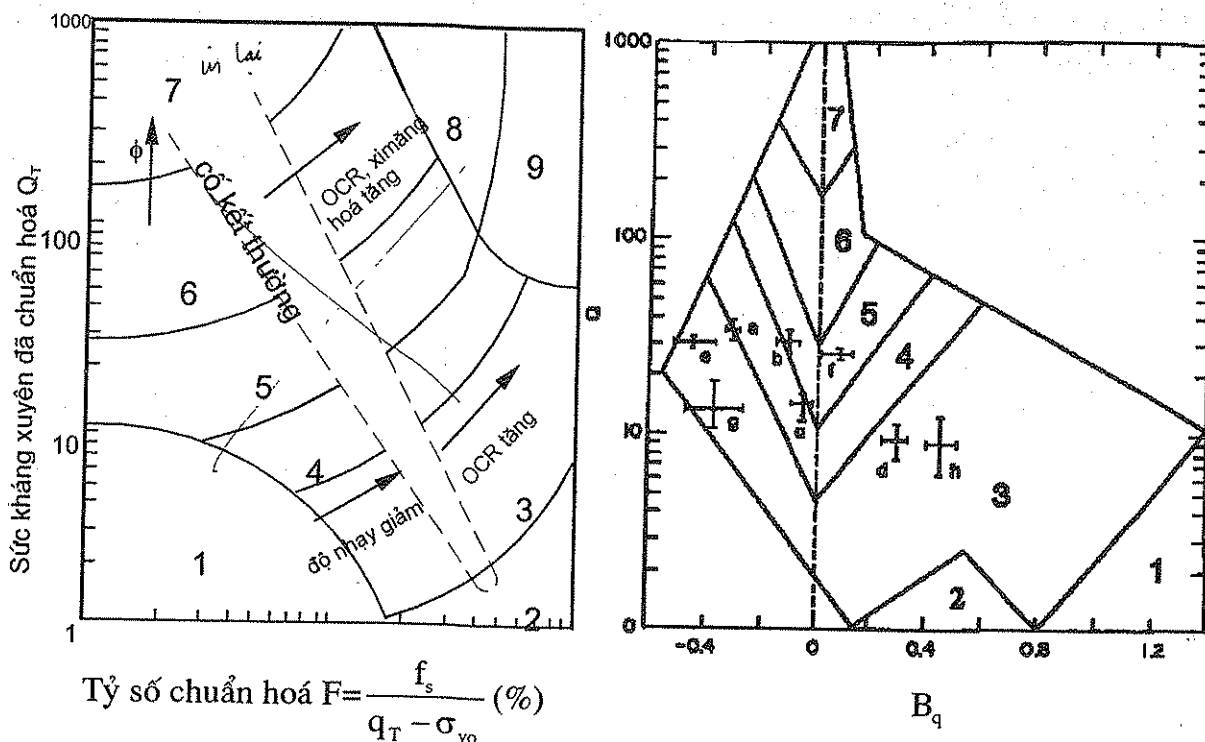
Các vùng trên biểu đồ 2.23:

- | | |
|--------------------------|------------------------------|
| 1. Đất hạt mịn, nhạy cảm | 7. Cát bụi tới Bụi cát |
| 2. Hữu cơ; bùn | 8. Bụi cát tới cát |
| 3. Sét | 9. Cát |
| 4. Sét tới bụi sét | 10. Cát tới Sỏi cát |
| 5. Bụi sét tới Sét bụi | 11. Đất hạt mịn rất cứng (*) |
| 6. Sét bụi tới Cát bụi | 12. Cát/á cát rất cứng (*) |

(*) Đất bị xi măng hoá hoặc quá cố kết



Hình 2.23. Phân loại đất theo Robertson (1986)



Hình 2.24. Phân loại đất theo Robertson (1991)

Các vùng :

- | | |
|------------------------------------|--------------------------------------|
| 1. Đất hạt mịn, nhạy cảm | 5. Cát lẫn bụi |
| 2. Hữu cơ; bùn | 6. Cát |
| 3. Sét, sét lẫn ít bụi | 7. Cát tới sỏi cát |
| 4. Bụi, bụi lẫn sét; sét nhiều bụi | 8. Cát/ á cát rất cứng (quá cố kết) |
| | 9. Đất hạt mịn rất cứng (quá cố kết) |

2.3.1.2. Đánh giá trạng thái của đất dựa trên kết quả CPT

Quan hệ sớm nhất giữa q_c và D_r (độ chặt tương đối của đất cát) được đưa ra vào khoảng 1956 bởi Meyerhof như ở bảng 2.3.

Bảng 2.3. Trạng thái của cát theo Meyerhof

q_c (bar \approx kg/cm ²)	Độ chặt	D_r
0 - 20	Rất rời	< 20%
20 - 40	Rời	20-40%
40 - 120	Chặt vừa	40-60%
120 - 200	Chặt	60-80%
> 200	Rất chặt	> 80%

Sau đó, các tác giả khác cải tiến được quan hệ chính xác hơn (hình 2.25 đến 2.27). Kulhawy mà Mayne (1990) tập hợp số liệu của Robertson & Campanella (hình 2.26), cùng rất nhiều số liệu khác đề xuất quan hệ khá thông dụng sau (tương tự phương trình (3.7) của thí nghiệm SPT):

$$D_r = \sqrt{\frac{1}{305 \cdot Q_c \cdot OCR^{0,18} \cdot q_{cn}}} \quad (2.2)$$

trong đó OCR - hệ số quá cố kết (xem phần 1.1.3 - Trạng thái ứng suất của đất);

Q_c - hệ số đặc trưng khả năng co do nén của cát:

$Q_c = 0,91$ cho cát có khả năng bị co cao (nhiều hạt mịn, hạt mica...);

$Q_c = 1,0$ cho cát có khả năng bị co trung bình (ít hạt mịn, ...);

$Q_c = 1,09$ cho cát có khả năng bị co ít (cát thạch anh, ...).

Quan hệ ở hình 2.27 (Jamiolkowsky) được dùng phổ biến hơn cả:

Nếu q_c và σ'_{vo} đo bằng bar thì $D_{r1} \approx 68 \times [\log(q_{cn}) - 1]$;

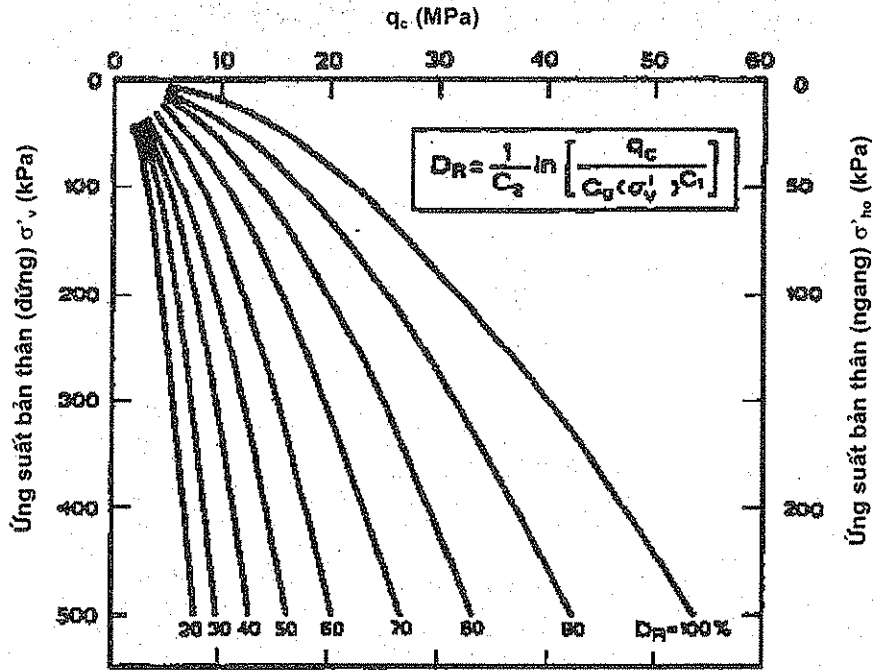
Nếu q_c và σ'_{vo} đo bằng t/m² thì $D_{r1} \approx 66 \times \log(q_c / \sqrt{\sigma'_{vo}}) - 98$.

Jamiolkowsky còn cho rằng, giá trị chính xác hơn của D_r phải được hiệu chỉnh bởi $Kq = 0,9 + D_{r1}/300$ theo công thức sau:

$$D_r \approx 68 \times \left[\log\left(\frac{q_{cn}}{Kq}\right) - 1 \right] \quad (2.3)$$

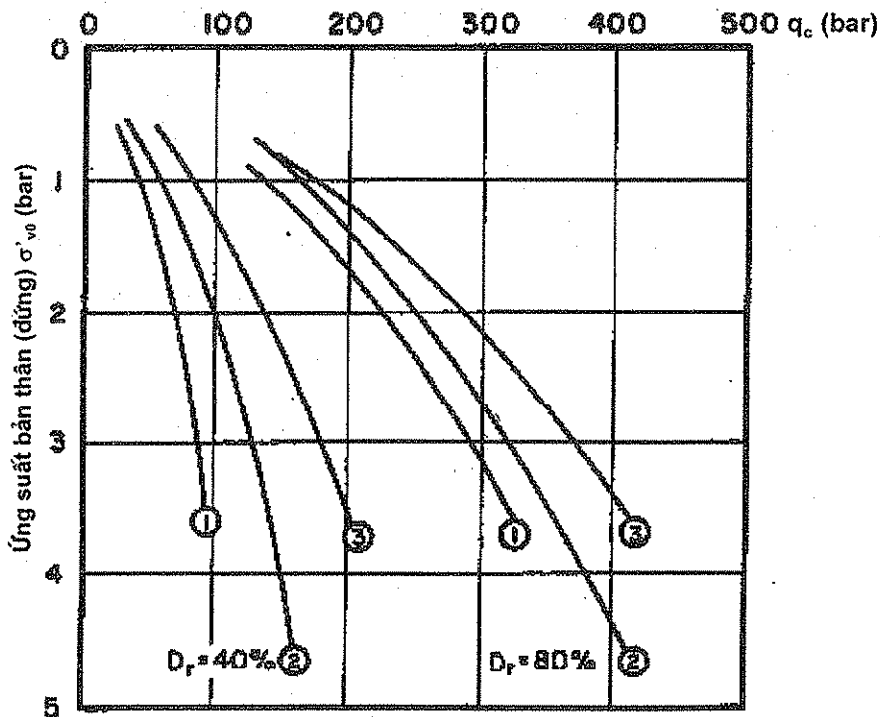
$$q_{cn} = q_c / \sqrt{\sigma'_{vo}} \quad q_c \text{ và } \sigma'_{vo} \text{ đo bằng bar .}$$

Mặc dù chưa có nghiên cứu nào về ảnh hưởng của già hóa (tuổi của đất) đến D_r , tuy nhiên, Kulhawy và Mayne (1990) cho rằng, ta cũng cần giảm D_r đi một đại lượng là C_A (phương trình 3.8) như ta làm với kết quả SPT (phương trình 3.7).



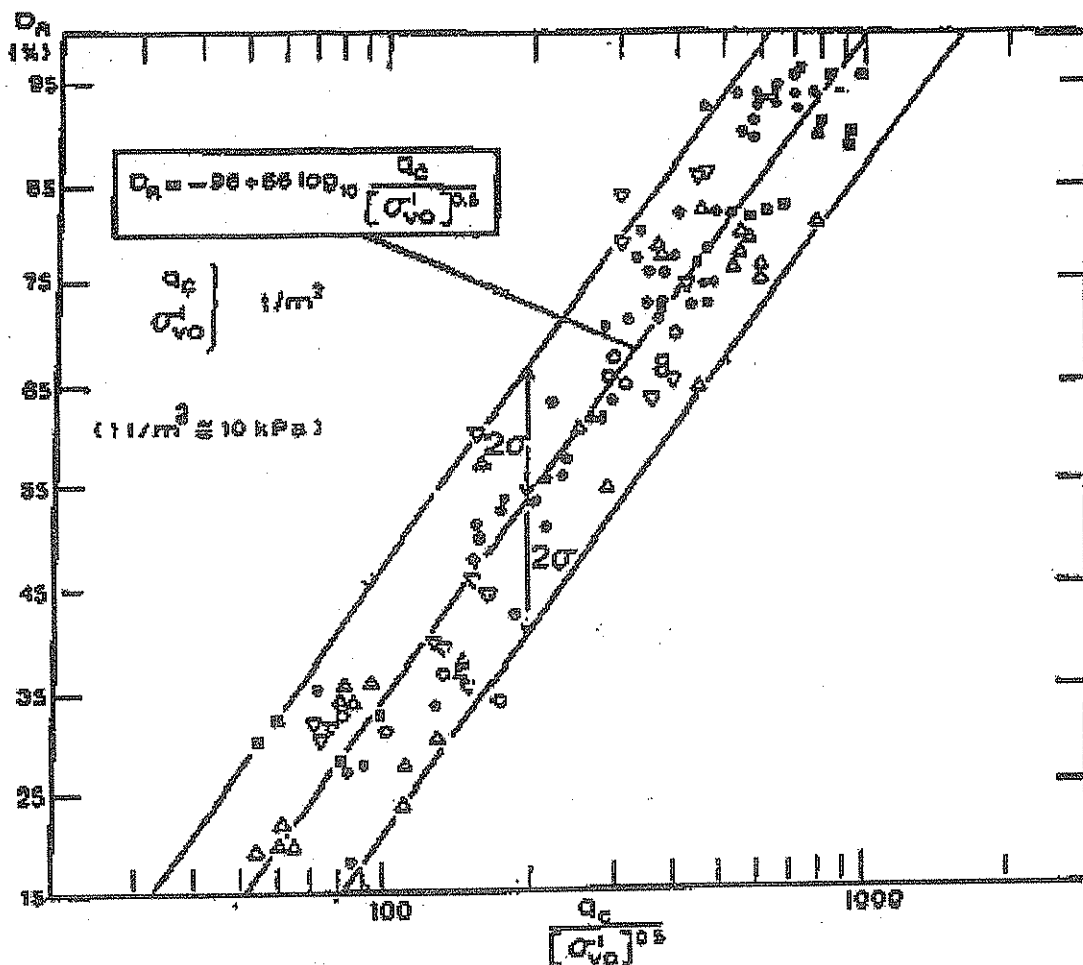
$C_0 = 157; C_1 = 0,55; C_2 = 2,41; R = 0,96$

Hình 2.25. Độ chặt tương đối D_r của cát Ticino cổ kết bình thường (Giả sử $K_0 = 0,45$) (Robertson và Campanella, 1983; Baldi và cộng sự -1986)



- ①: Cát ở mỏ Hilton tính cơ đo nén cao (Schmertmann, 1978);
- ②: Cát Ticino tính cơ đo nén trung bình (Baldi và cộng sự -1982);
- ③: Cát Monterey tính cơ đo nén thấp (Villet & Michell, 1981).

Hình 2.26. Quan hệ D_r và q_T (Robertson và Campanella, 1983)



q_c và σ'_{vo} đo bằng $t/m^2 = 0,1 \text{ kg/cm}^2 \approx 10 \text{ kPa}$

Hình 2.27. D_r của cát cố kết bình thường (Jamiolkowsky và cộng sự-1985)

Về trạng thái của đất dính, quan hệ giữa LI (độ sệt, còn ký hiệu là I_L hoặc B) và q_c có thể sơ bộ theo bảng sau (Szechy và Varga, 1978):

Bảng 2.4. Trạng thái của đất dính

q_c (CPT)	LI	trạng thái
< 5	> 0,5	mềm
5-15	0,25 ÷ 0,5	đẻo cứng
15-30	0 ÷ 0,25	nửa cứng
30-60	- 0,5 ÷ 0	cứng
> 60	< -0,5	rất rắn

Từ bảng trên, ta có thể thiết lập phương trình xấp xỉ sau:

$$LI = (-0,06 \cdot q_c^3 + 6,36 \cdot q_c^2 - 357 \cdot q_c) \cdot 10^{-4} + 0,66 \quad (2.4)$$

2.3.2. ĐÁNH GIÁ TÍNH THẨM CỦA ĐẤT DỰA TRÊN KẾT QUẢ CPT

Dựa vào đồ thị phân loại đất hình 2.24, Robertson cũng đề nghị bảng dưới đây ước lượng hệ số thẩm k đối với 9 vùng đất trên đồ thị 2.24. Bảng này cũng cho ta mối liên quan giữa các kết quả của thí nghiệm SPT với thí nghiệm CPT.

Bảng 2.5. Hệ số thẩm k; tỷ số q_T / N_{60}

Nhóm	Tên đất	Tỷ số q_T / N_{60} (CPT so với SPT)	Hệ số thẩm k (cm/s)
1	Đất hạt mịn, nhạy cảm	2	10^{-5}
2	Hữu cơ; bùn	1	10^{-5}
3	Sét, sét lẫn ít bụi	1,5	10^{-7}
4	Bụi, bụi lẫn sét; sét nhiều bụi	2	10^{-6}
5	Cát lẫn bụi	3	10^{-4}
6	Cát	4,5	10^{-2}
7	Cát tới sỏi cát	6	10^{-1}
8	Cát/ á cát rất cứng (quá cố kết)	2	10^{-5}
9	Đất hạt mịn rất cứng (quá cố kết)	1	10^{-6}

2.3.3. ĐÁNH GIÁ TÍNH BIẾN DẠNG CỦA ĐẤT DỰA TRÊN KẾT QUẢ CPT

2.3.3.1. Đánh giá môđun biến dạng của cát dựa trên kết quả CPT

Môđun biến dạng không nở hông M (còn ký hiệu là E_c):

Nhiều tác giả kiến nghị cách ước tính môđun biến dạng không nở hông như sau:

$$M = \alpha q_c \quad (2.5)$$

Hệ số α thường từ 3 đến 8. Tuy nhiên, hệ số α thay đổi khá mạnh, tùy theo độ chặt, độ cố kết:

Với đất cố kết thường (NC) thì: $\alpha \approx 10^{1,09 - 0,0075 \cdot D_r}$;

Còn với đất quá cố kết thì $\alpha \approx 10^{1,78 - 0,0122 \cdot D_r}$.

trong đó D_r (%) - độ chặt tương đối.

Như vậy, với cát chặt, thì $\alpha = 3,3 \div 5,5$.

Với đất cố kết thường (NC), Baldi và cộng sự (1981) ước tính môđun biến dạng không nở hông M qua q_c và σ'_{vo} như ở hình 2.28. Từ hình này, ta thấy $\alpha = 3 \div 11$.

Còn với đất quá cố kết (OC), hình 2.28 của Jamiolkowsky và cộng sự (1988) nên được sử dụng. Trong hình này, σ'_m là trung bình chung của ba ứng suất chính:

$$\sigma'_m = \frac{\sigma'_x + \sigma'_y + \sigma'_z}{3} = \frac{\sigma'_{vo} (1 + 2K_0)}{3} \quad (2.6)$$

Môđun biến dạng nở hông E:

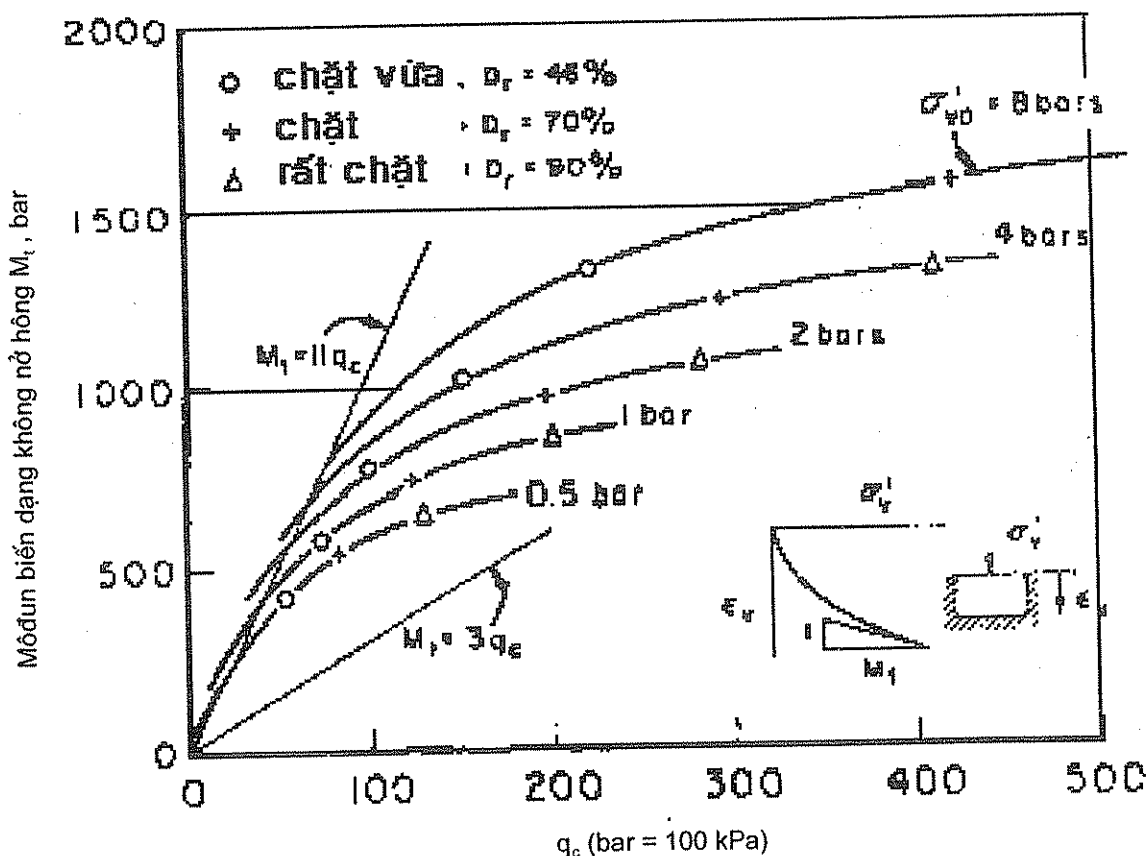
So sánh với thí nghiệm nén ba trục, Robertson đưa ra quan hệ ở hình 2.30 đối với cát cố kết thường (OCR = 1). Trên đó, ta thấy: $E_{25} \approx 2 q_c$ và $E_{50} \approx 1,33 q_c$.

E_{25} và E_{50} được định nghĩa như sau: Trong thí nghiệm nén ba trục, ứng suất cực đại mà mẫu có thể chịu được là σ'_{max} ; E_{25} là môđun biến dạng tương ứng với điểm có $\sigma' = 25\% \sigma'_{max}$; Tương tự như vậy với E_{50} .

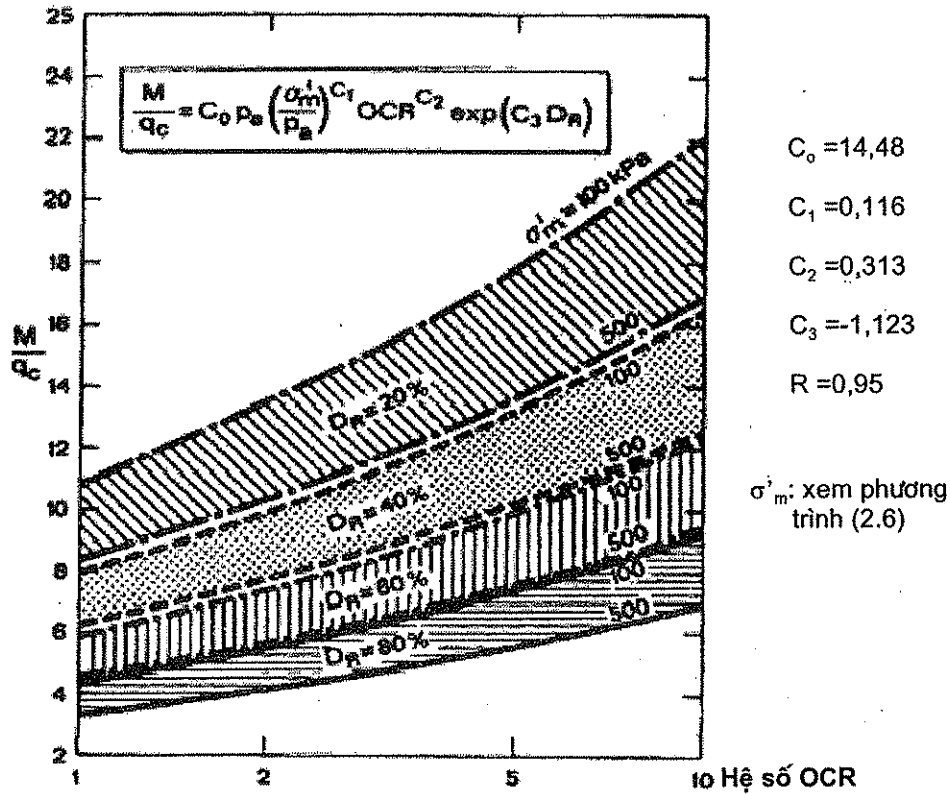
Khi $OCR \geq 1$, Baldi và cộng sự đưa ra đồ thị 2.31 để ước lượng E (trên hình vẽ, E tương ứng với biến dạng $\epsilon = 0,1\%$ trong thí nghiệm nén ba trục).

2.3.3.2. Đánh giá môđun đàn hồi (tức thời) của sét dựa trên kết quả CPT

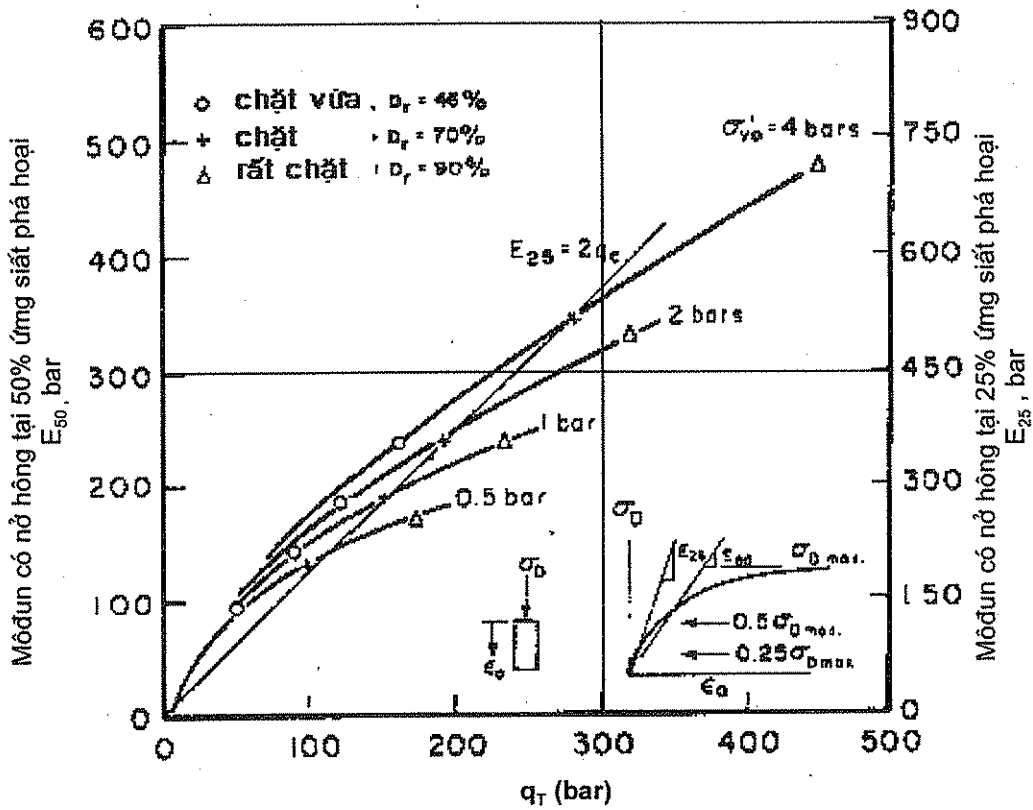
Hiện tại, chưa có tương quan nào có độ tin cậy tốt để ước tính môđun E_u trực tiếp từ kết quả của CPT.



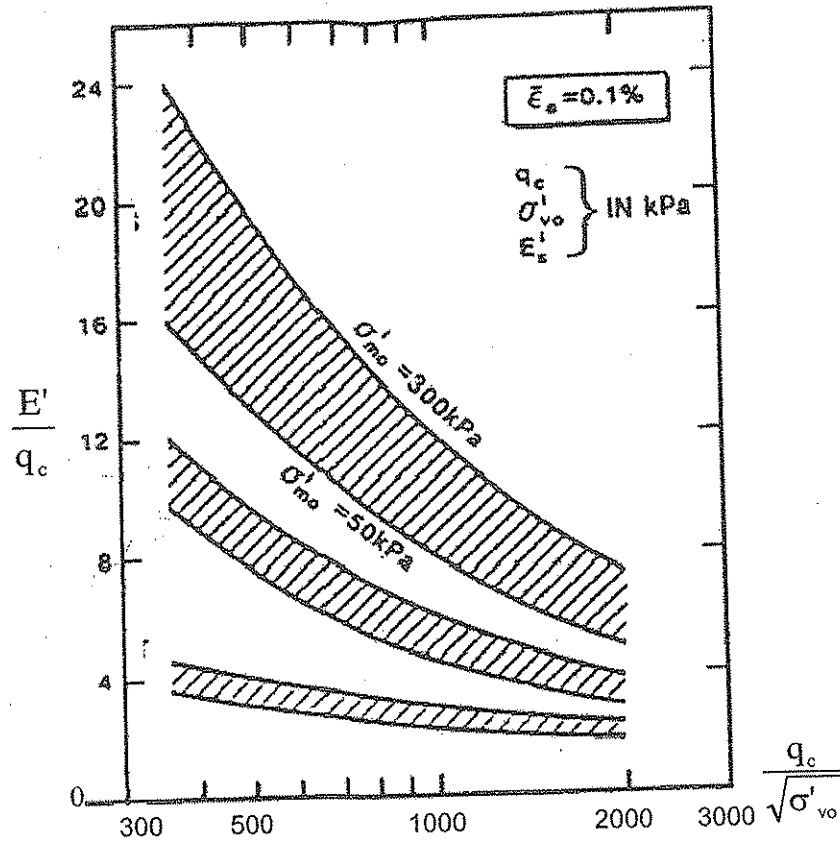
Hình 2.28. Môđun biến dạng không nở hông của cát cố kết thường (NC) (Baldi-1981)



Hình 2.29. M: Môđun biến dạng không nở hông của cát OC (Jamiołkowski và cộng sự -1988)



Hình 2.30. Môđun có nở hông của cát cố kết thường (Baldi và cộng sự - 1981, Robertson & Campanella - 1983)



Hình 2.31. Môđul có nở hông của cát (Baldi và cộng sự -1991)

2.3.3.3. Đánh giá môđun biến dạng của sét dựa trên kết quả CPT

Mayne (1988) sử dụng ECPT và kiến nghị tương quan sau:

$$M = 8,25 (q_T - \sigma_o) \tag{2.7}$$

trong đó σ_o - ứng suất bản thân (tổng);

$$q_T = q_c + u_T (1 - a);$$

với xuyên côn không có vòng đá thấm thì $q_T = q_c$.

Sanglerat (1972) đề nghị cách tính môđun biến dạng không nở hông của sét và cát theo bảng 2.6.

Bảng 2.6. Môđun biến dạng không nở hông M

q_c (bar)	Đất	$\alpha = M / q_c$
<7	Sét có độ dẻo thấp (CL)	3 ÷ 8
7 ÷ 20		2 ÷ 5
>20		1 ÷ 2,5
>20	Bụi có độ dẻo thấp (ML)	3 ÷ 6
<20		1 ÷ 3
<20	Đất dính độ dẻo cao (MH, CH)	2 ÷ 6
<12	Bụi chứa hữu cơ (OL)	2 ÷ 8

<7	Bùn và sét chứa hữu cơ (P_v, OH)	
	50 < w < 100	1,5 ÷ 4
	100 < w < 200	1 ÷ 1,5
	w > 200	0,4 ÷ 1
20 - 30	Đá phấn	2 ÷ 4
< 50	Cát	2
> 100		1,5

Chú ý: Sanglerat đã gộp cả độ lún từ biến khi ước lượng M theo bảng 2.6. Nói khác đi, khi ta sử dụng M ở bảng 2.6 để dự báo độ lún, thì đó là tổng độ lún ổn định (S_{∞}).

2.3.3.4. Đánh giá môđun cắt dựa trên kết quả CPT

G_{max} (hình 2.32) là môđun cắt dưới biến dạng nhỏ (động). Khi chịu tĩnh tải dài hạn (biến dạng lớn), môđun cắt thường bé hơn nhiều ($G = 5 \div 10\% G_{max}$).

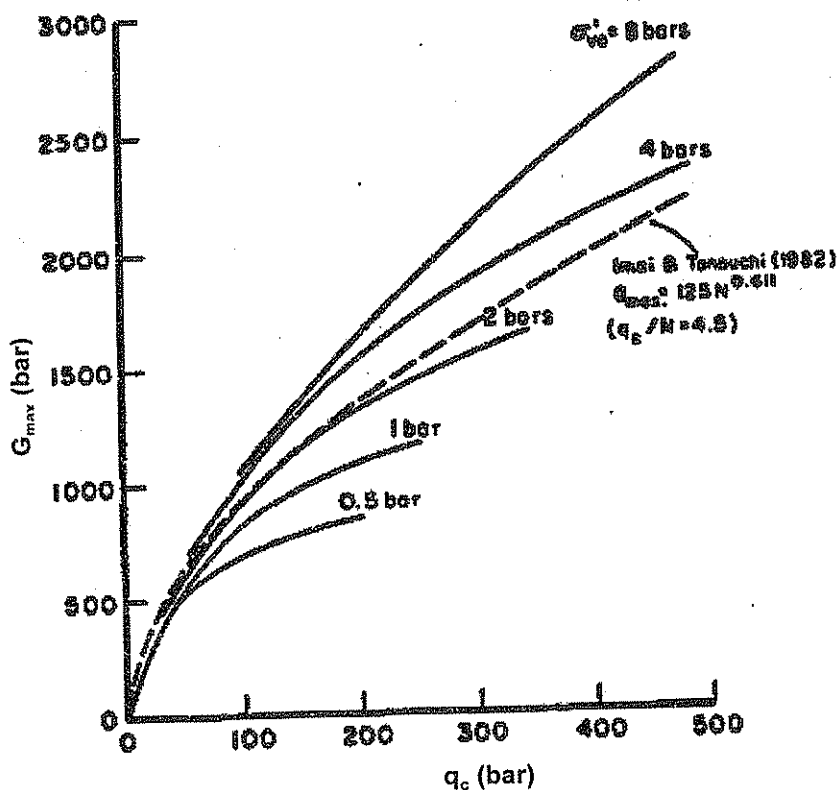
Với cát cố kết thường (NC), Imai và Tonouchi (1982) cho rằng:

$$G_{max} \approx 0,5 \cdot q_c^{0,611}, \text{ bar} \tag{2.8}$$

Còn Jamiolkowsky và cộng sự (1988) cho rằng:

$$G_{max} \approx 30,1 \sigma'_m^{-0,08} e^{-1,84 D_r}, \text{ bar} \tag{2.9}$$

σ'_m tính theo phương trình (2.6)



Hình 2.32. G_{max} của cát cố kết thường (Robertson và Campanella, 1983)

2.3.4. ĐÁNH GIÁ HỆ SỐ ÁP LỰC NGANG TÍNH K_0 VÀ HỆ SỐ QUÁ CỐ KẾT OCR

2.3.4.1. Đánh giá hệ số K_0 của đất cát dựa trên kết quả CPT

Hệ số quá cố kết OCR (tức là R_c) của đất cát rất khó ước tính được bằng thí nghiệm hiện trường cũng như trong phòng, vì vậy ta phải sử dụng phương trình (1.16) để xác định. Hệ số nén ngang K_0 được xác định bằng phương trình (1.14), (1.15) hoặc bằng các phương trình của Marchetti hoặc Kulhawy dưới đây.

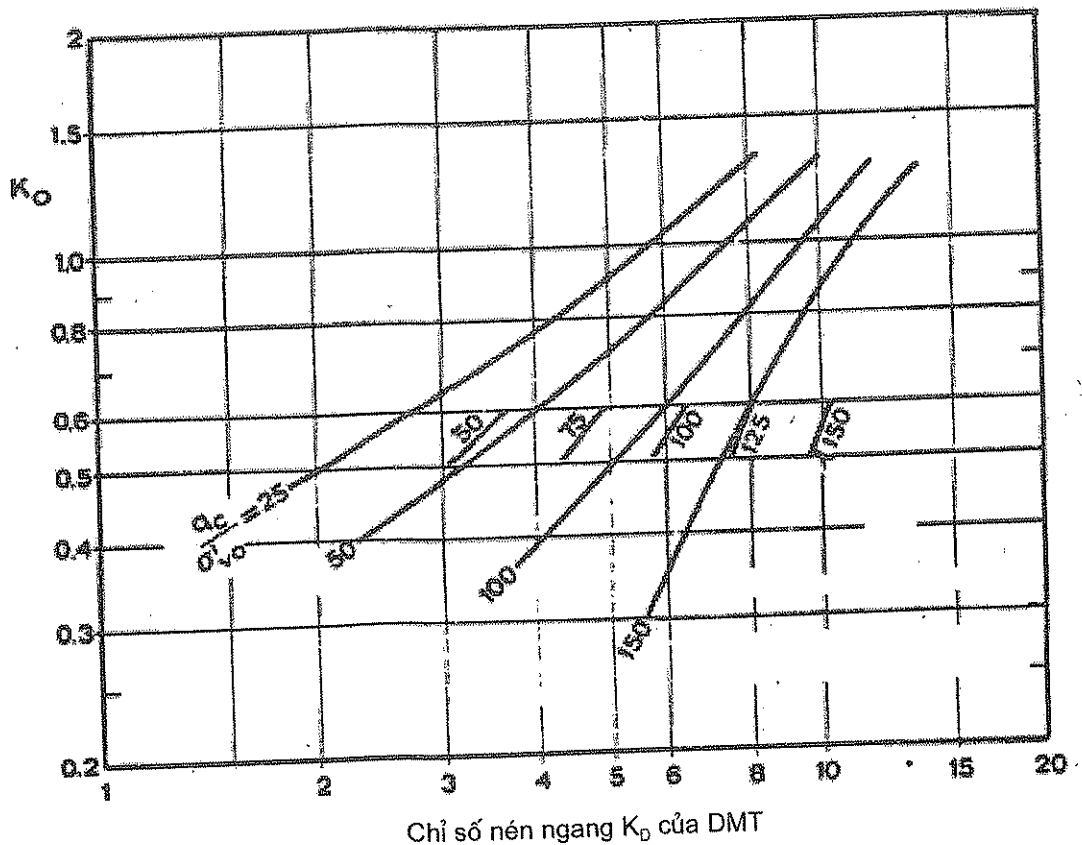
Marchetti (1985) đề xuất hình 2.33 để ước tính K_0 . Như vậy, ta phải kết hợp kết quả của cả CPT và DMT, vì vậy đề xuất này hiếm khi được dùng, vì rất ít khi cả hai loại thí nghiệm này lại cùng được thực hiện ở lân cận nhau. Phương trình đơn giản hoá của hình này là:

$$K_0 = 0,359 + 0,071 K_D - 0,00093 (q/\sigma'_{vo}) \quad (2.10)$$

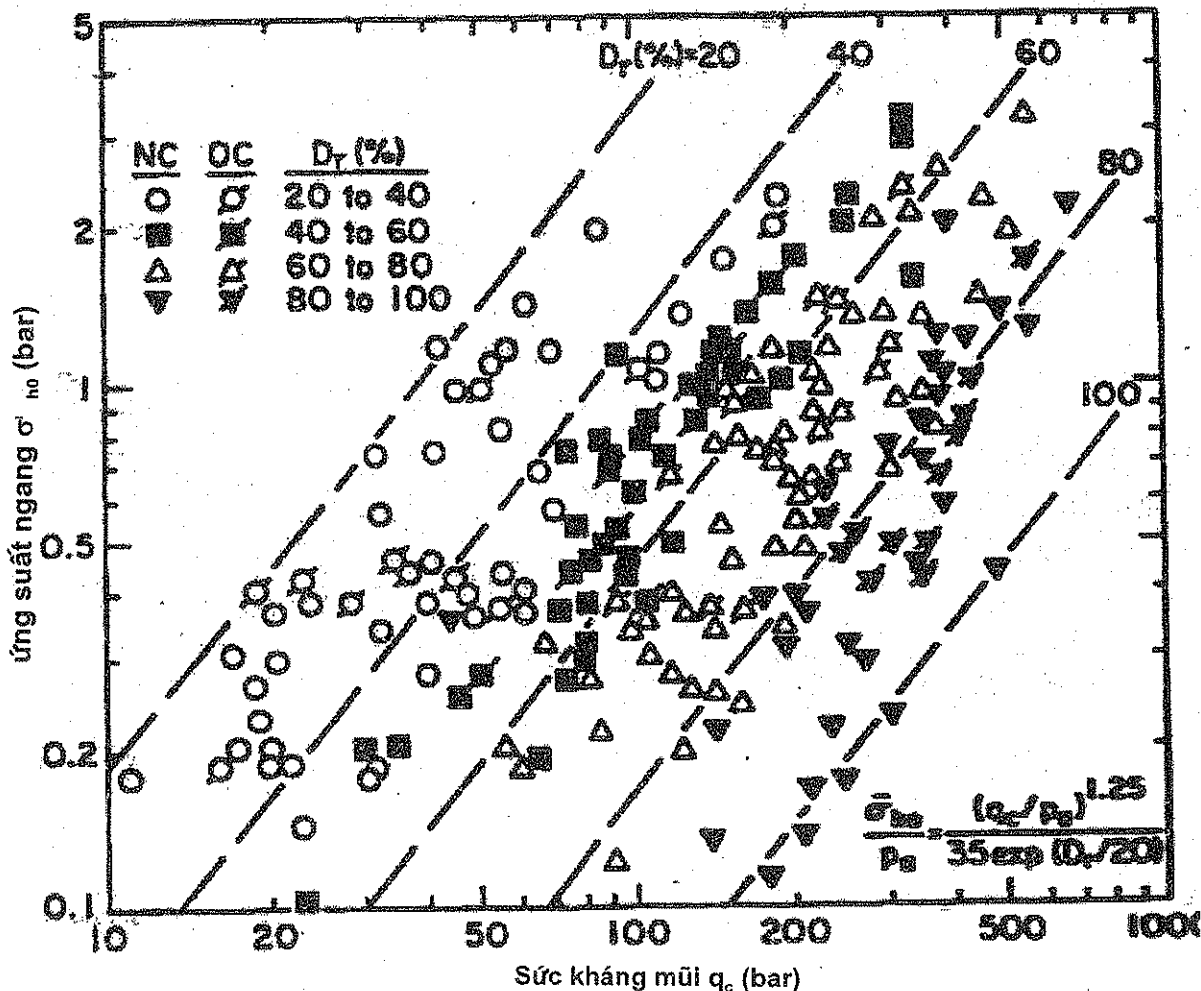
trong đó K_D - chỉ số nén ngang DMT.

Kulhawy và cộng sự (1989) đề xuất hình 2.34 cùng phương trình sau:

$$K_0 = \frac{(q_c / pa)^{1,25}}{35. e^{D_r/20}} / \sigma'_{vo} \quad (2.11)$$



Hình 2.33. Ước tính K_0 từ thí nghiệm CPT và DMT (Marchetti, 1985)



Hình 2.34. Ước tính K_0 từ thí nghiệm CPT (Kulhawy và cộng sự -1989)

2.3.4.2. Đánh giá hệ số K_0 và OCR của đất sét dựa trên kết quả CPT

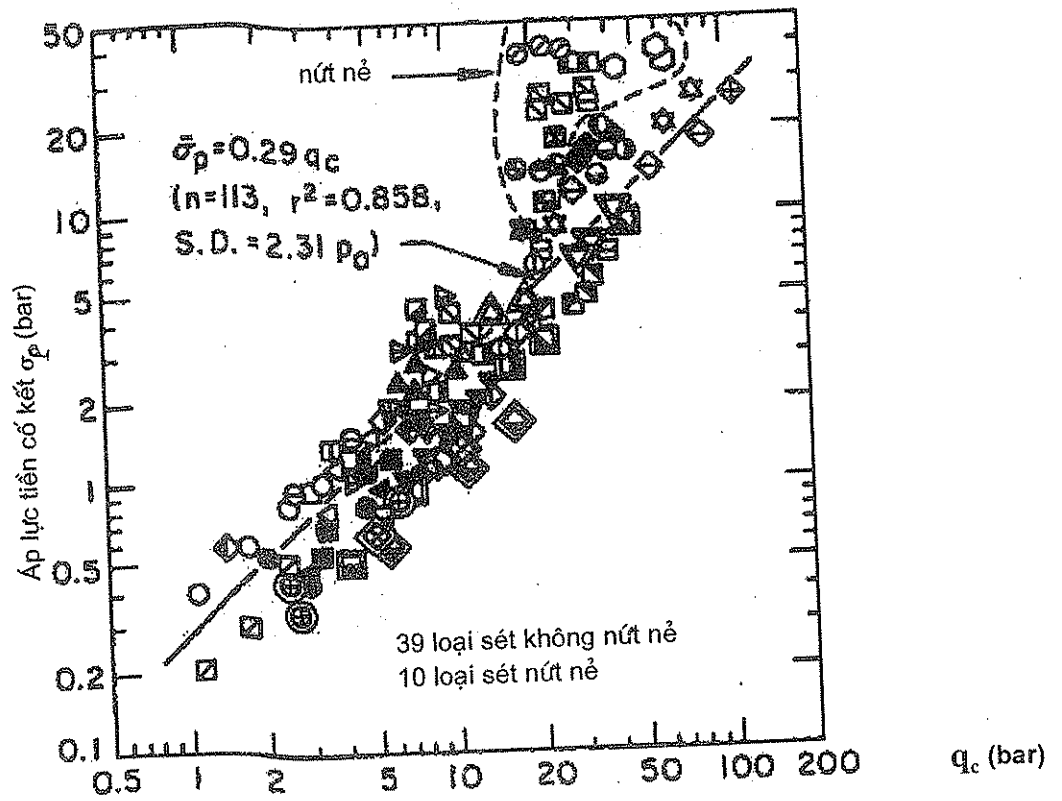
Mayne (1986) ước tính OCR dựa vào số liệu thu thập được ở hình 2.35:

$$OCR \approx 0,29 q_c / \sigma'_{vo} \tag{2.12}$$

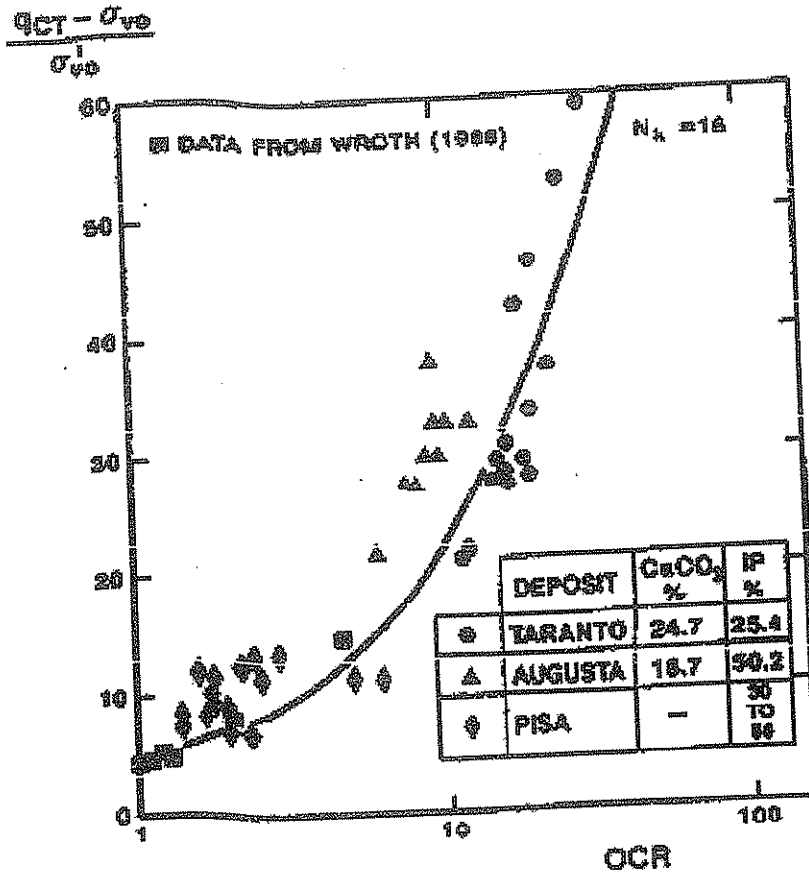
Còn Robertson (1990) đề xuất đường cong ước tính OCR ở hình 2.36 dựa vào sức kháng chuẩn hoá $Q_T = \frac{q_T - \sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}}$.

Căn cứ vào thí nghiệm CPTU cùng các số liệu ở hình 2.37, Mayne và Holtz đề xuất quan hệ sau:

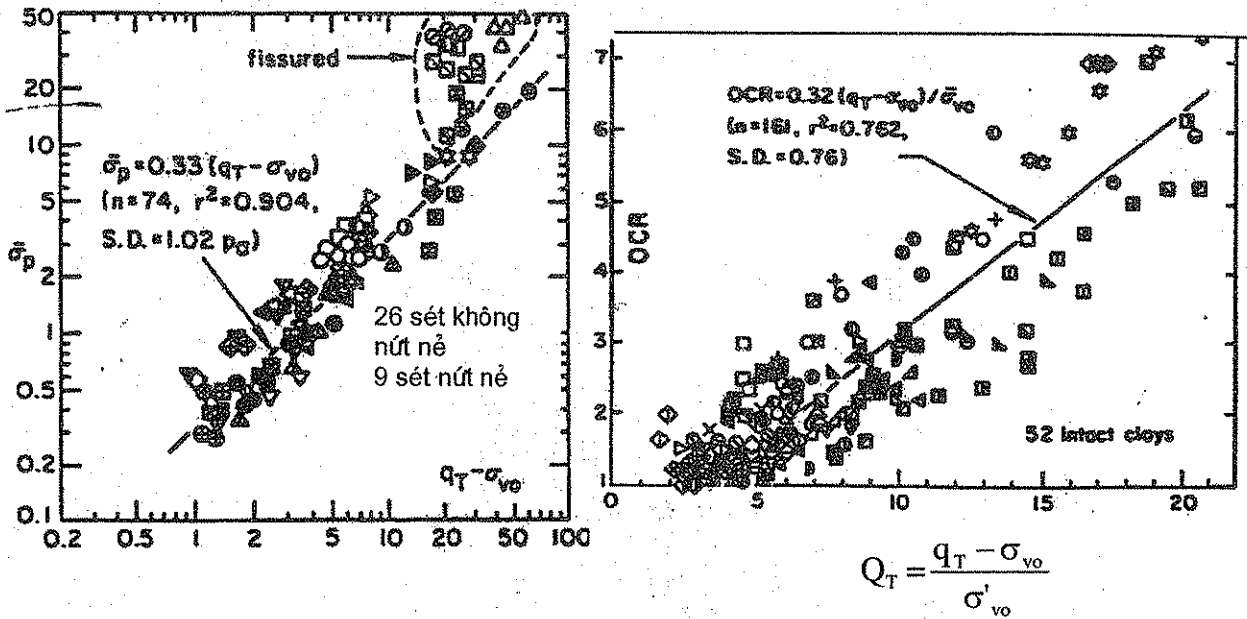
$$OCR \approx 0,325 Q_T = 0,325 (q_T - \sigma_{vo}) / \sigma'_{vo} \tag{2.13}$$



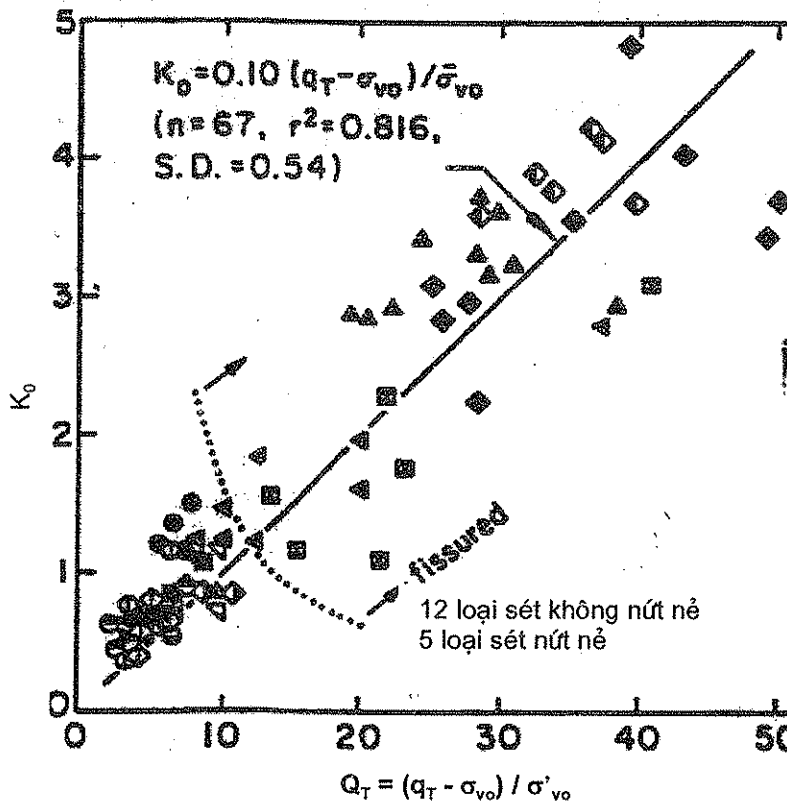
Hình 2.35. Quan hệ σ_p và q_c ($OCR = \sigma_p / \sigma'_0$) (Mayne, 1986)



Hình 2.36. Quan hệ OCR và Q_T (Robertson, 1990)



Hình 2.37. Quan hệ OCR (= σ_p / σ'_{vo}) với Q_T (Mayne và Holtz, 1988)



Hình 2.38. Quan hệ K₀ với Q_T (Kulhawy, 1989)

Kulhawy (1989) dựa trên số liệu ở hình 2.38 để xuất quan hệ ước tính K₀ sau:

$$K_0 \approx 0,1 Q_T = 0,1 (q_T - \sigma_{vo}) / \sigma'_{vo} \quad (2.14)$$

K_0 cũng có thể ước tính qua phương trình (1.15), với φ' là góc ma sát trong hữu hiệu của đất sét (thí nghiệm cắt CD). Thông thường, φ' của sét có giá trị từ 20 đến 30° (phương trình (1.21), phần 1.2.4.2).

Ngoài ra còn nhiều quan hệ khác giữa OCR, K_0 và áp lực nước lỗ rỗng (u_{bt}, \dots) đo được trong thí nghiệm CPTU. Tuy nhiên, áp lực nước lỗ rỗng chỉ đo được dưới mực nước ngầm, hơn nữa, việc giữ cho vòng thấm bão hoà rất khó khăn trong CPTU, nên các quan hệ đó không được trình bày ở đây.

2.3.5. ĐÁNH GIÁ SỨC KHÁNG CẮT CỦA ĐẤT DỰA TRÊN KẾT QUẢ CPT

2.3.5.1. Đánh giá sức kháng cắt của đất cát dựa trên kết quả CPT

Ban đầu, Meyerhof (1956) đề xuất cách ước tính φ dựa trên bảng 2.7 (tương đương với phương trình $\varphi = 10^{-5} q_c^3 - 0,0038 q_c^2 + 0,4458 q_c + 22,5$). Tuy nhiên, bảng này nay chỉ còn phù hợp với độ sâu nhỏ hơn 2 hoặc 3 m. Với độ sâu lớn hơn, ta sử dụng những đồ thị quan hệ chính xác hơn như ở hình 2.39 và 2.40.

Bảng 2.7. Bảng ước tính φ của Meyerhof (1956)

q_c (bar)	< 20	20 ÷ 40	40 ÷ 120	120 ÷ 200	> 200
trạng thái	rất rời	rời	chặt vừa	chặt	rất chặt
φ	< 30	30 ÷ 35	35 ÷ 40	40 ÷ 45	> 45

Quan hệ ở hình 2.39 được đề xuất bởi Robertson and Campanella (1983) là:

$$\varphi \approx \arctg[0,1 + 0,38 \cdot \log(q_c / \sigma'_{vo})] \quad (2.15)$$

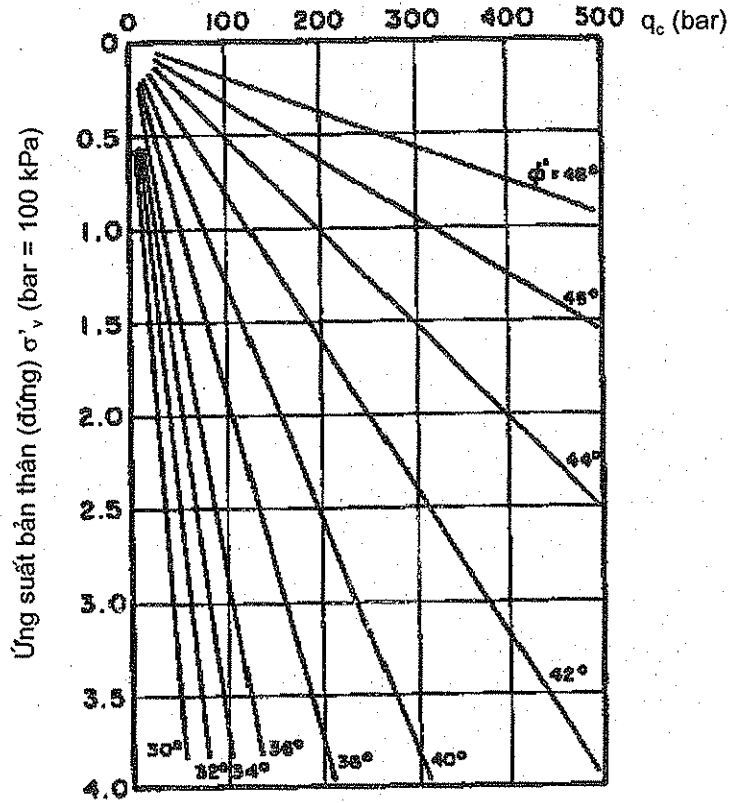
Quan hệ ở hình 2.40 được tập hợp từ nhiều nguồn số liệu bởi Kulhawy và Mayne (1990) là:

$$\varphi \approx 17,6 + 11 \cdot \log(q_{cn}) \quad (2.16)$$

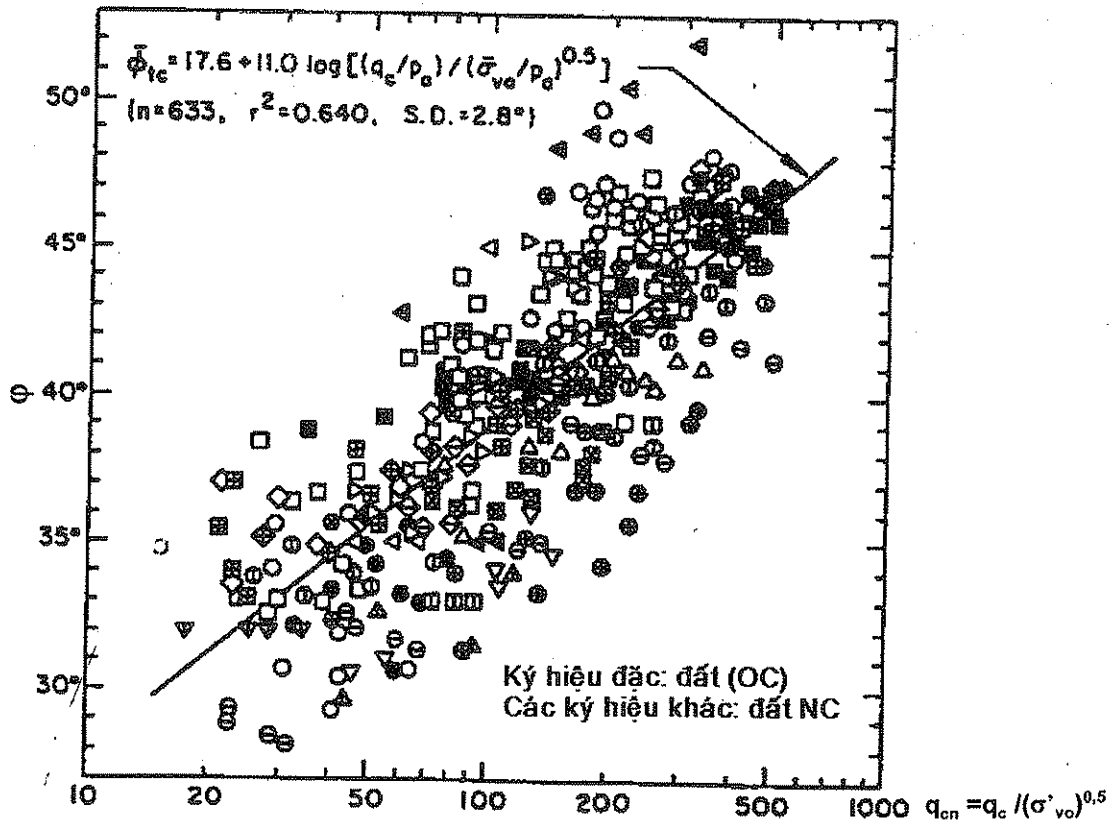
Trên hình 2.41 minh họa cách tính của Marchetti (1985). Ta dóng từ trục tung giá trị q_c / σ'_{vo} , từ trục hoành giá trị K_0 . Giao điểm của hai đường dóng là điểm tương ứng với giá trị φ (các đường cong ngang).

Nếu điểm đó nằm trên đường $K = 1 - \sin\varphi$ (đường cong đứng) thì đất này là cố kết thường. Còn nếu đường đó nằm bên phải đường $K = 1 - \sin\varphi$ thì đất là quá cố kết ($K_{0OC} > K_{0NC}$).

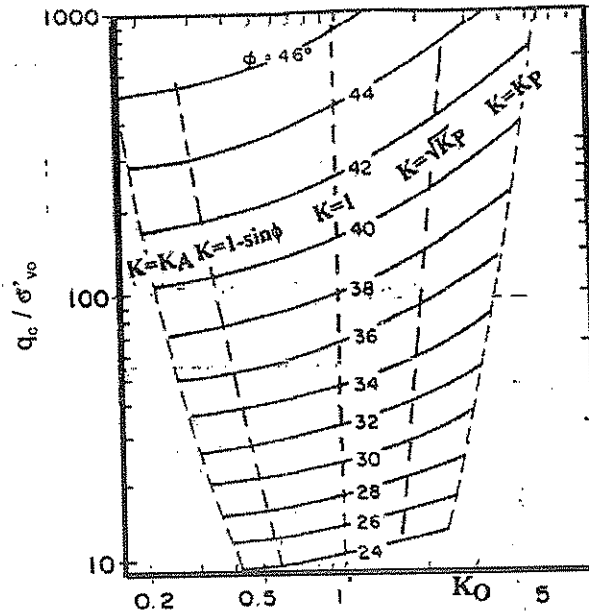
Ngược lại, nếu ta biết q_c và φ , ta có thể dùng hình 2.41 để ước lượng K_0 .



Hình 2.39. Quan hệ giữa sức kháng mũi và góc ma sát trong ϕ (Robertson, Campanella 1983)



Hình 2.40. Quan hệ giữa tỷ số q_c / σ'_{vo} và góc ma sát trong ϕ (Robertson, Campanella 1983)



Hình 2.41. Quan hệ q_c , σ'_{vo} , K_0 và ϕ (Marchetti, 1985)

2.3.5.2. Đánh giá sức kháng cắt của đất sét dựa trên kết quả CPT

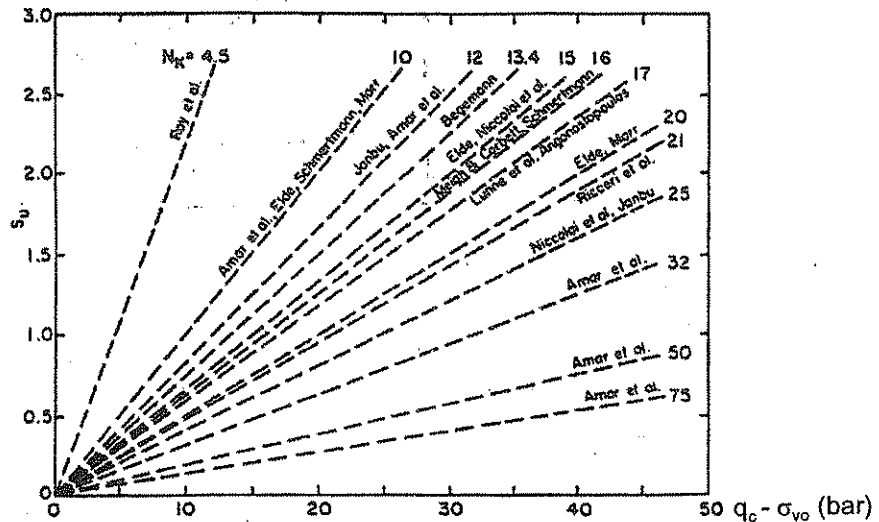
S_u thường được ước tính qua thí nghiệm CPT qua biểu thức sau:

$$S_u = \frac{q_T - \sigma_o}{N_k} \quad (q_c \text{ và } \sigma_o \text{ đo bằng bar}) \quad (2.17)$$

Tuy nhiên, N_k thay đổi rất nhiều phụ thuộc vào loại côn và loại đất (hình 2.42). Konrad và Law, sau đó là Keaveny và Michell cho rằng, N_k có thể ước tính như sau:

$$N_k = 2,57 + 1,33 \cdot [\ln(G / S_u) + 1] \quad (2.18)$$

Trong phương trình trên, G là môđun cắt của đất. Còn S_u được tính lập qua phương trình (2.17) sử dụng giả thiết ban đầu là $N_k = 11$ với MCPT và $N_k = 15$ với ECPT.

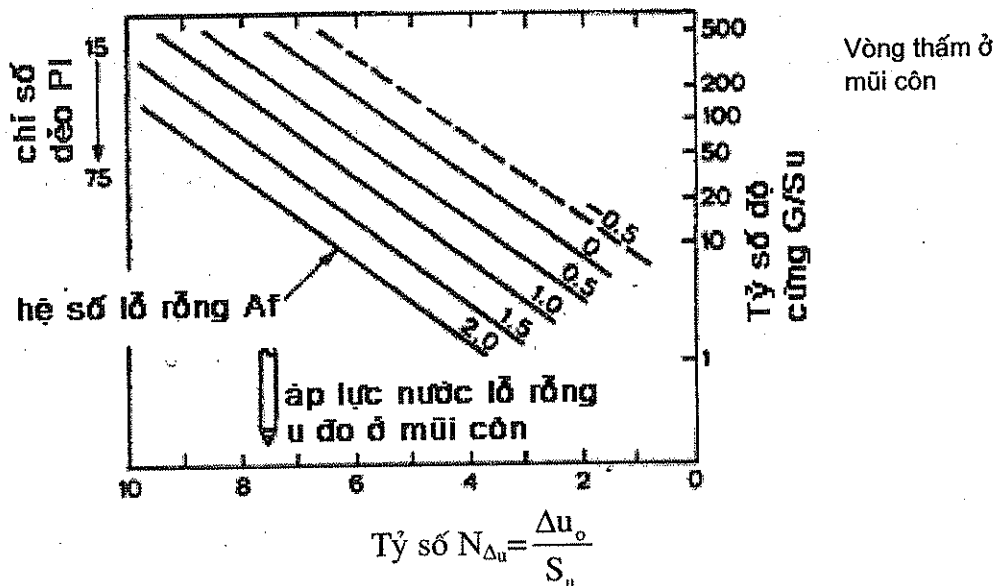
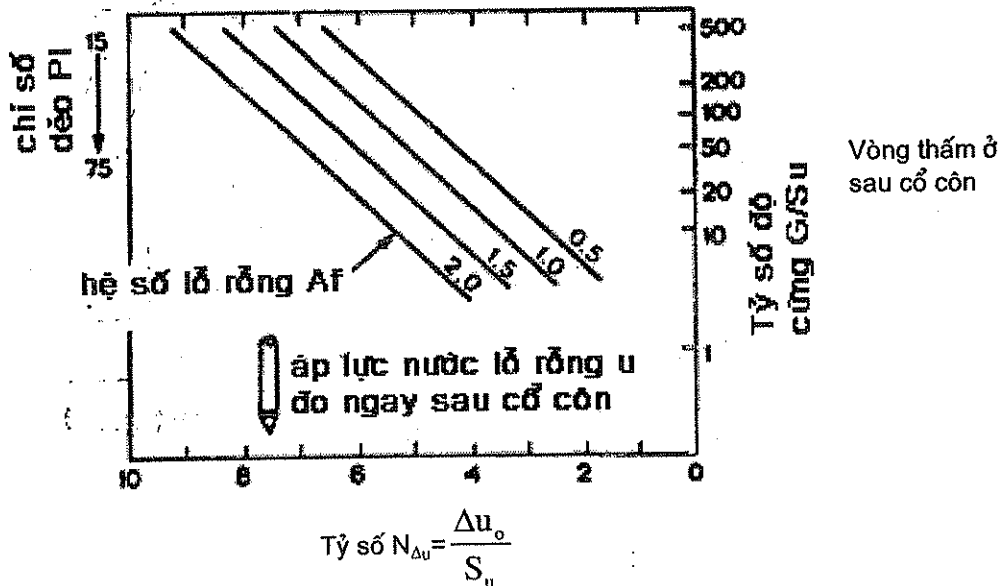


Hình 2.42. Các giá trị của N_k

Ngoài ra, S_u còn được ước tính (lập) qua áp lực nước lỗ rỗng thu được từ CPTU như ở hình 2.43. Trong đó, A_f lấy theo bảng sau:

Bảng 2.8. Giá trị A_f

Đất sét	nhạy cảm	cố kết thường	quá cố kết ít	rất quá cố kết
A_f	1,5 ÷ 3,0	0,7 ÷ 1,3	0,3 ÷ 0,7	-0,5 ÷ 0



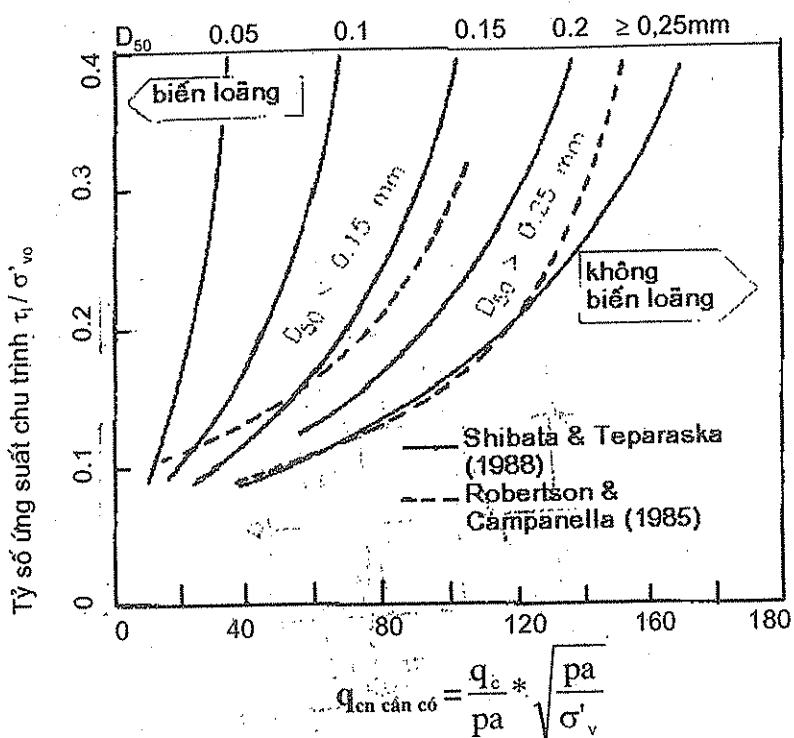
Hình 2.43. Ước tính S_u từ CPTU

Độ nhạy cảm của đất sét có thể tạm thời ước tính bởi hình 1.9 (NAVFAC) hoặc phương trình tương đối sau của Schmertmann (1978):

$$S_t \approx (6 \div 10) / R_f \tag{2.19}$$

$$R_f = f_s / q_T \cdot 100\% \text{ (xem phần 2.2.5).}$$

2.3.6. ĐÁNH GIÁ TÍNH BIẾN LOÃNG CỦA ĐẤT CÁT DỰA TRÊN KẾT QUẢ CPT



Hình 2.44. Khả năng hoá lỏng của cát

Hình 2.44 minh hoạ quan điểm của Shibata-Teparaska (đường liền nét) và của Robertson-Campanella (đường đứt nét) về khả năng hoá lỏng (biến loãng) của cát.

Phụ thuộc vào D_{50} (kích cỡ trung bình của cấp phối hạt), nếu điểm có tọa độ $(\tau_1/\sigma'_vo; q_{cn})$ nằm bên trái đường cong của hình 2.44 thì đất có khả năng biến loãng dưới tác dụng của động đất.

Phương trình của Shibata và Teparaska là: đất có khả năng biến loãng khi:

$$q_{cn} \leq C_2 \left[50 + 200 \frac{\tau_1/\sigma'_{vo} - 0,1}{\tau_1/\sigma'_{vo} + 0,1} \right] = q_{cn \text{ cân có}} \tag{2.20}$$

trong đó

$C_2 = 1$ với đất cát có $D_{50} \geq 0,25$ mm;

$C_2 = D_{50}/0,25$ với đất có $D_{50} < 0,25$ mm;

Cách xác định τ_1/σ'_{vo} xem phần 1.1.6.

2.4. ỨNG DỤNG TRỰC TIẾP KẾT QUẢ CPT VÀO THIẾT KẾ MÓNG NÔNG

2.4.1. DỰ BÁO SỨC CHỊU TẢI CỦA NỀN DỰA TRÊN KẾT QUẢ CPT

Các phân dưới đây trình bày những phương pháp dự báo sức chịu tải cực hạn q_u dưới móng nông. Sức chịu tải cho phép sẽ là $[p] = q_u / F_s$, với F_s là hệ số an toàn.

2.4.1.1. Cách tính của Schmertmann (1978)

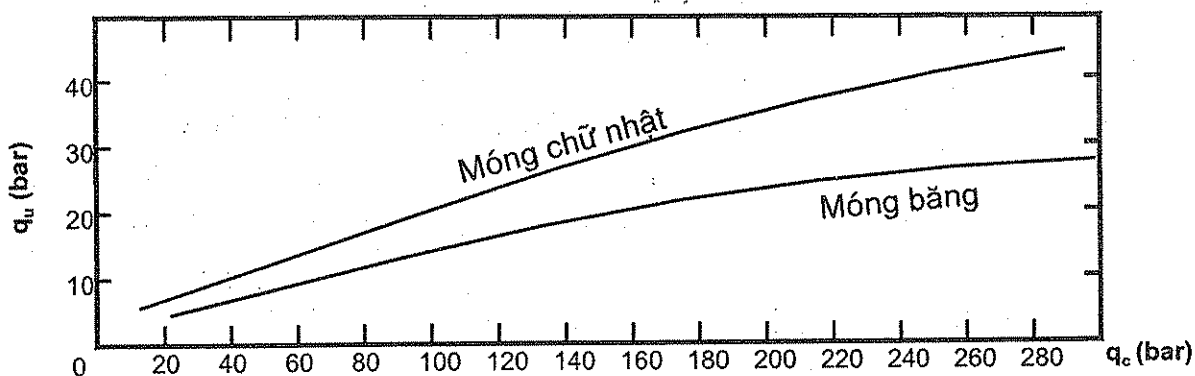
Schmertmann (1978) cho rằng với móng nông có $h_m / B \leq 1,5$ (Tỷ số chiều sâu chôn móng và bề rộng móng $\leq 1,5$), thì có thể ước đoán sức chịu tải giới hạn như sau:

1. Nền cát:

$$\text{Móng băng: } q_u = 28 - 0,0052 (300 - q_{cTB} / \text{pa})^{1,5}, \text{ bar} \quad (2.21)$$

$$\text{Móng đơn: } q_u = 48 - 0,0090 (300 - q_{cTB} / \text{pa})^{1,5}, \text{ bar} \quad (2.22)$$

Cách tính này được cho là dựa trên đồ thị 2.45 của Awkati (1970)



Hình 2.45. Sức chịu tải của móng nông trên nền cát

2. Nền sét:

$$\text{Móng băng: } q_u = 2 + 0,28 q_{cTB}, \text{ bar} \quad (2.23)$$

$$\text{Móng đơn: } q_u = 5 + 0,34 q_{cTB}, \text{ bar} \quad (2.24)$$

q_{cTB} được tính như sau:

$$q_{cTB} = (q_{c1} \times q_{c2})^{0,5} \quad (2.25)$$

trong đó

q_{c1} - giá trị trung bình của sức kháng mũi ở lớp đất từ 0 đến $0,5B$ dưới đế móng;

q_{c2} - giá trị trung bình từ $0,5B$ đến $1,5B$ dưới đế móng.

Cách tính này có nhược điểm là sức chịu tải dự báo không phụ thuộc kích thước móng, vì vậy chỉ nên áp dụng cho những móng có bề rộng nhỏ ($\leq 3m$).

2.4.1.2. Cách tính của Schmertmann dựa trên Terzaghi cho nền cát

$$q_u = q N_q + 1/2 \gamma B N_\gamma \tag{2.26}$$

trong đó q - tải trọng bản thân các lớp đất trên đáy móng, hoặc tải trọng bề phân áp:

$$q = \gamma h_m;$$

B, h_m - bề rộng và chiều sâu chôn móng;

$$N_q = N_\gamma = 1,25 q_{cTB}.$$

2.4.1.3. Cách tính của Meyerhof (1956) cho nền cát

$$q_u = q_{cB} \frac{B}{12} \left(1 + \frac{h_m}{B}\right) \tag{2.27}$$

trong đó q_{cB} - giá trị trung bình sức kháng mũi ở 1B dưới đế móng;

B, h_m - bề rộng và chiều sâu chôn móng, m.

2.4.1.4. Cách tính của Tand, Funegard và Briaud (1986) cho nền sét

Tand và cộng sự đề xuất cách tính sau:

1. Tính q_{cTB} như cách tính của Schmertmann.

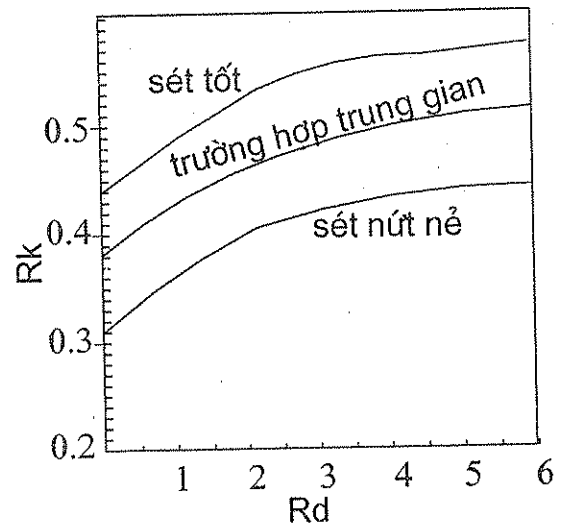
2. Tính độ sâu chôn móng quy đổi như sau:

$$D_e = \sum_{z=0}^{z=h_m} \Delta h_i \frac{q_{ci}}{q_{cTB}} \tag{2.28}$$

trong đó h_m - độ sâu chôn móng thực;

D_e - độ sâu chôn móng quy đổi;

q_{ci} - sức kháng xuyên mũi của lớp đất có độ dày h_i .



Hình 2.46. Hệ số sức chịu tải R_k

3. Tra hệ số sức chịu tải R_k từ hình 2.46 dựa trên

$$R_d = D_e / B.$$

4. Sức chịu tải giới hạn là:

$$q_u = R_k (q_{cTB} - \sigma_{vo}) + \sigma_{vo}$$

Ngoài các cách tính trên, ta còn có thể ước tính ϕ hoặc S_u từ CPT, rồi tính sức chịu tải theo các cách tính truyền thống.

Nếu móng chịu tải trọng lệch tâm, hoặc móng trên mái dốc, hoặc đế móng nghiêng, v.v. thì sức chịu tải cần phải hiệu chỉnh (ví dụ theo các hệ số của Hansen, Terzaghi).

2.4.2. DỰ BÁO ĐỘ LÚN ỔN ĐỊNH CỦA MÓNG DỰA TRÊN KẾT QUẢ CPT

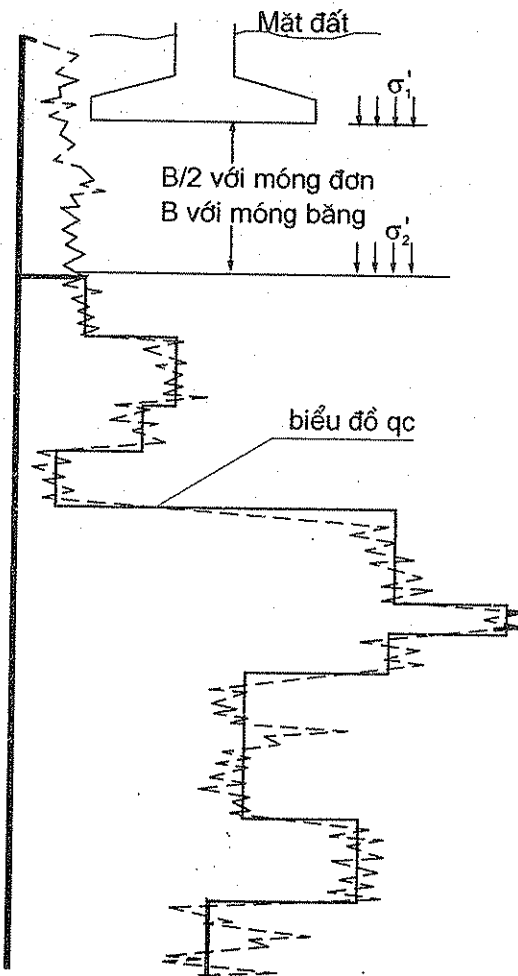
2.4.2.1. Cách tính của Meyerhof cho nền cát

Cách tính này cực kỳ đơn giản (và kém chính xác) như sau:

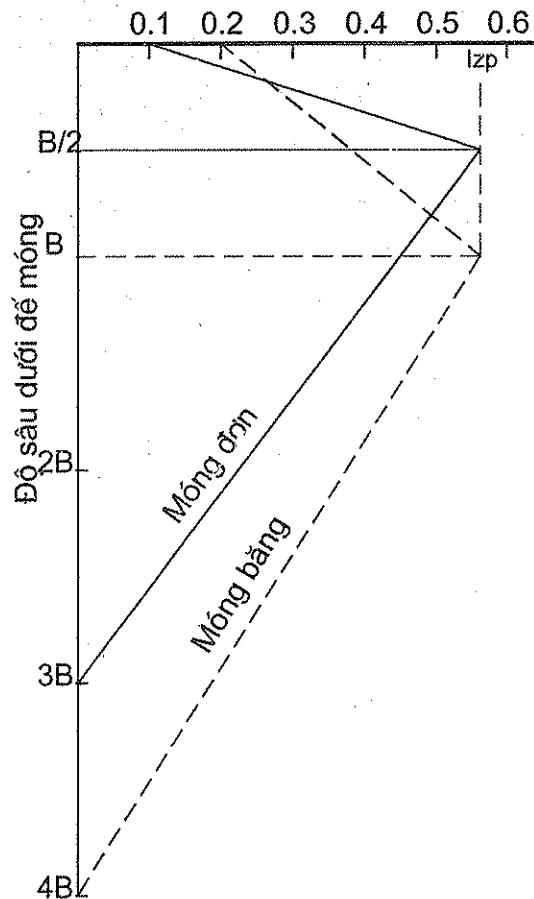
$$S = \frac{\sigma_{gl} B}{2 q_{cB}} \quad (2.29)$$

trong đó q_{cB} - giá trị trung bình sức kháng mũi ở 1B dưới đế móng.

2.4.2.2. Cách tính của Schmertmann cho nền cát



Hình 2.47. Biểu đồ q_c



Hình 2.48. Cách tính lún theo Schmertmann

Độ lún của móng nông trên nền cát sau t năm là:

$$S = C_1 C_2 \sigma'_{gl} \sum_{i=1}^N \frac{I_{zi} \Delta z_i}{x \cdot q_{ci}} \quad (2.30)$$

trong đó C_1 - hệ số hiệu chỉnh do độ sâu chôn móng:

$$C_1 = 1 - 0,5 \cdot \sigma'_1 / \sigma'_{gl};$$

C_2 - hệ số tính đến độ lún từ biến:

$$C_2 = 1 + 0,2 \log (10t);$$

σ'_{gl} - ứng suất gây lún ở đế móng:

$$\sigma'_{gl} = p - \sigma'_1;$$

σ'_1 - ứng suất bản thân ở mức đế móng (hình 2.47);

σ'_2 - ứng suất bản thân ở mức B/2 (móng đơn) hoặc B (móng băng) tính từ đế móng;

N - số lớp đất phân tố; ở mỗi lớp phân tố, áp lực xuyên là hằng số và là q_{ci} ;

Δz_i - bề dày lớp phân tố;

x. q_{ci} - môđun của lớp phân tố có xét đến hình dạng móng:

$$x = 2,5 \text{ với móng đơn};$$

$$x = 3,5 \text{ với móng băng};$$

Với đất quá cố kết, thì giá trị x được tăng từ 1,5 đến 2 lần tùy thuộc mức độ quá cố kết.

I_{zi} - hệ số lún có được từ 1 trong 2 đường gấp khúc ở hình 2.48:

Móng đơn: Đường gấp khúc bắt đầu từ (0,1; 0) đi đến (I_{zp} ; B/2) và kết thúc ở (0, 2B). I_{zp} là hệ số lún cực đại có giá trị là:

$$I_{zp} = 0,5 + 0,1 \sqrt{\frac{\sigma'_{gl}}{\sigma'_2}} \quad (2.31)$$

Móng băng: Đường gấp khúc bắt đầu từ (0,2; 0) đi đến (I_{zp} ; B) và kết thúc ở (0, 4B).

Nếu sử dụng máy tính để tính lún theo cách tính này, ta không cần chia lớp và tính q_c trung bình cho mỗi lớp như trên hình 2.47. Còn nếu tính toán bằng tay, thì để dễ dàng ta nên chia lớp như trên hình 2.47.

Giford xem xét 10 móng thực tế, Briaud xem xét 37 móng khác và thấy rằng, giá trị trung bình của $\frac{S_{Schmertmann}}{S_{Đo thực tế}}$ là 1,59; độ lệch chuẩn là 0,74. Cách tính của

Schmertmann trong khoảng 30% các trường hợp là ước đoán độ lún lớn hơn thực tế (tức là an toàn).

Ngoài ra, ta có thể ước tính E (hoặc M), C_c , C_r từ CPT, rồi tính lún theo các cách tính truyền thống. Sanglerat (1972) xem xét 19 móng thực tế, ông ước tính độ lún theo phương pháp cộng lún phân tố truyền thống (phương trình 1.3b), với giá trị môđun M

trong bảng 2.6. Kết quả là giá trị trung bình của $\frac{S_{Sanglerat}}{S_{Đo thực tế}}$ là 1,47; độ lệch chuẩn là 0,53.

2.4.2.3. Cách tính của Buisman và DeBeer cho nền cát

Đây là phương pháp cộng lún từng lớp, độ lún mỗi lớp phân tố là:

$$S = \sum S_i = \sum \frac{C_r}{C_c} CR \cdot \Delta h_i \cdot \log \frac{\sigma'_{v0} + \sigma'_{zi}}{\sigma'_{v0}} \quad (2.32)$$

trong đó Δh_i - bề dày lớp đất phân tố thứ i ;

$\sigma'_{v0}, \sigma'_{zi}$ - ứng suất bản thân và ứng suất do tải trọng ngoài tại giữa lớp phân tố;

C_c - chỉ số nén sơ cấp;

C_r - chỉ số nén thứ cấp;

Với đất cố kết thường thì $C_r/C_c = 1$, còn với đất quá cố kết (OC) thì $C_r/C_c < 1$.

$$CR = \frac{2,3}{\frac{3 \cdot q_c}{2 \cdot \sigma'_{v0}}} = 1,53 \frac{\sigma'_{v0}}{q_c};$$

Meyerhof cho rằng, CR nên lấy nhỏ hơn và là:

$$CR = 1,21 \frac{\sigma'_{v0}}{q_c}.$$

2.5. ỨNG DỤNG KẾT QUẢ CPT VÀO DỰ BÁO SỨC CHỊU TẢI DỌC CỦA CỌC

2.5.1. CÁCH TÍNH CỦA LCPC CHO MỌI LOẠI CỌC

2.5.1.1. Cách tính LCPC cũ (1982) (TCXD 205-1998)

Cách tính LCPC cũ của Bustamante và Gianceselli (Laboratoire Central des Ponts et Chaussées - Pháp) được đưa ra vào năm 1982 tại hội nghị châu Âu về "Thí nghiệm Xuyên". Sau đó cách tính được hiệu chỉnh vài lần. Tuy nhiên, chính hai tác giả trong hội nghị 1982 đã nêu ra rằng, cách tính này có độ tin cậy không cao lắm. Cách tính này là cách tính được trình bày trong quy phạm Việt Nam (TCXD 205-1998) cũng như trong một số giáo trình nền móng hiện hành.

2.5.1.2. Cách tính LCPC mới (1983-1992)

Cách tính LCPC mới về cơ bản vẫn giống cách tính LCPC cũ. Tuy nhiên các bảng số được thay bằng các đồ thị. Cách tính mới này được đánh giá là có độ tin cậy cao hơn.

Ma sát bên (sức kháng bên):

Các bước tính toán như sau:

Bước 1: Dựa vào bảng 2.9 để xác định ký hiệu nhóm của cọc thiết kế.

Bước 2: Tra bảng 2.10 để tìm ký hiệu đường cong.

Bước 3: Tra các hình 2.49 a, b, và c để tìm ma sát bên đơn vị f_i của cọc. Sau đó, áp dụng phương trình (1.24) để tìm tổng ma sát bên.

Bảng 2.9. Bảng phân nhóm cọc

Nhóm	Loại cọc
1. FS	Cọc khoan nhồi không sử dụng dung dịch khoan. Chỉ phù hợp với nền sét trên mực nước ngầm.
2. FB	Cọc khoan nhồi có sử dụng dung dịch khoan (bentonite, ...).
3. FT (FTU)	Cọc khoan nhồi sử dụng casing (ống đỡ thành) suốt dọc cọc nhồi. Khi rút casing thì cũng đổ bê tông xuống.
4. FTC	Cọc khoan nhồi đường kính nhỏ sử dụng khoan guồng xoắn (cọc augercast). Vữa bê tông độ sụt lớn được phun qua lỗ rỗng của cần guồng xoắn, đồng thời guồng xoắn vừa xoay vừa rút lên.
5. FPU	Cọc khoan nhồi vào lỗ đào thủ công.
6. FIG-BIG	Cọc khoan nhồi đường kính nhỏ (≤ 25 cm) có casing (micro pile loại I).

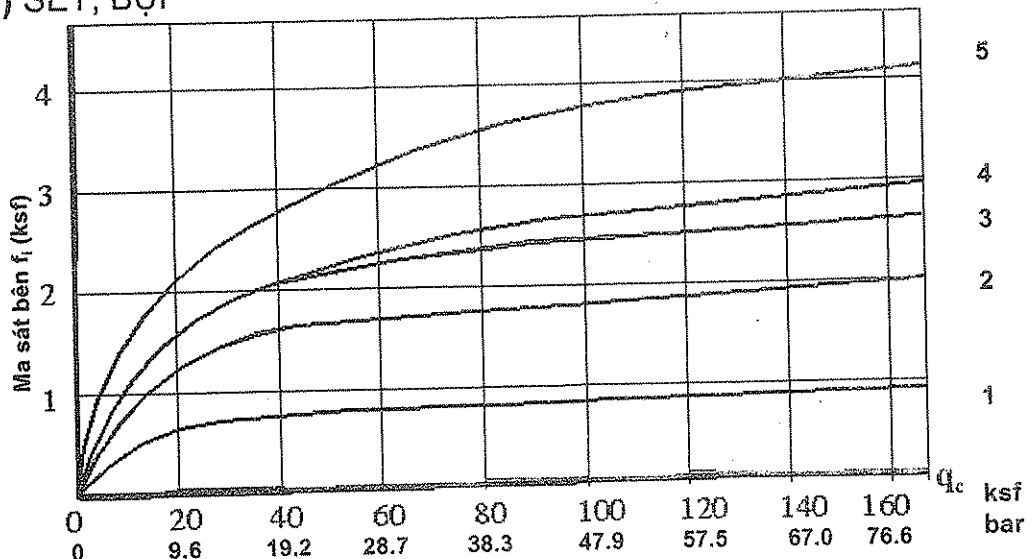
7. VMO	Cọc xoắn vào đất cát trên mực nước ngầm hoặc vào đất sét.
8. BE	Cọc thép đóng có phủ bề mặt bằng vữa xi măng.
9. BBA	Cọc bê tông (có thể ứng lực trước) đóng hoặc rung và đóng.
10. BM	Cọc thép đóng (không phủ mặt bằng vữa xi măng).
11. BPR	Cọc rỗng, tròn bằng bê tông. Các đoạn cọc thường dài 1,5÷3,0 m, đường kính ngoài 70÷90 cm, đường kính trong 40÷60 cm. Cọc nối với nhau bằng ứng lực trước.
12. BFR	Cọc rỗng: Khi rút casing thì đổ vữa xi măng độ sụt nhỏ vào và đầm chặt lên để bê tông ở đáy.
13. BMO	Cọc rỗng đổ vữa xi măng độ sụt vừa.
14. VBA	Cọc ép bê tông.
15. VME	Cọc ép thép.
16. FIP	Cọc khoan nhồi đường kính nhỏ (≤ 25 cm) (cọc micro pile loại II).
17. BIP	Cọc phun dưới áp suất lớn, đường kính cọc > 25 cm.

Bảng 2.10. Bảng ký hiệu đường cong

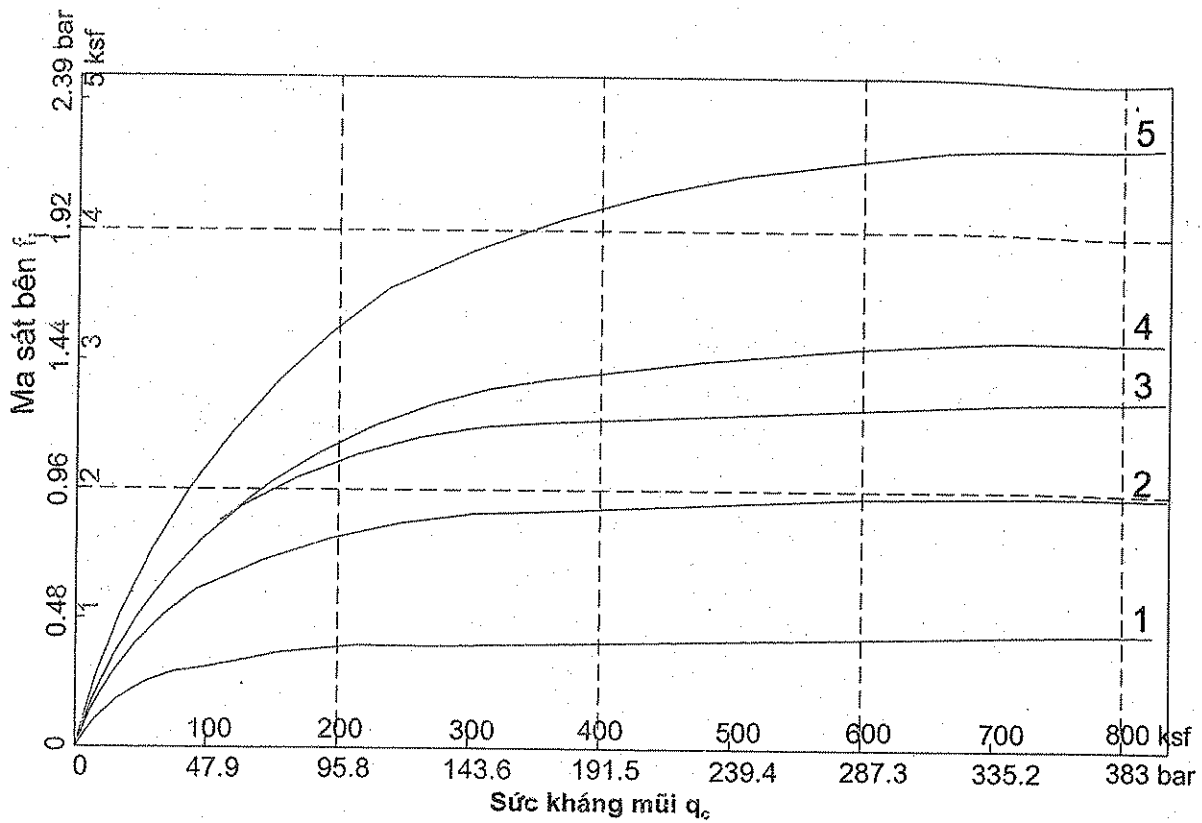
ĐẤT SÉT VÀ/HOẶC BỤI			
Đường cong #	q_c (bar)	nhóm (từ bảng 2.9)	Ghi chú
1	$< 7,3$	1÷17	
	$> 7,3$	1, 2	Đường cong 1 có ma sát bên thấp nhất, do đó thường dùng cho những trường hợp xấu.
2	$> 12,5$	4, 5, 8÷11, 13÷15	Với cọc thép (số 8, 10, 15), nếu đất có tính dính cao thì nên dùng đường cong #1 cho an toàn. Với cọc đóng bê tông, nếu đất có tính dính thấp (đất lẫn nhiều cát, cuội), thì ma sát bên có thể cao hơn, ta có thể dùng đường cong #3.
	$> 12,5$	7	
	$> 12,5$	1, 2	Nếu thi cọc cọc nhồi được giám sát chặt chẽ, thành hố khoan được làm sạch và nhám, bê tông đổ ngay, đất có $q_c > 47$ bar thì có thể dùng đường cong #3.
	$> 12,5$	3	Nếu thi công cọc nhồi dưới mực nước ngầm đòi hỏi bơm hút nước liên tục, do đó phải di chuyển casing thì nên dùng đường cong #1 cho an toàn.
3	12,5÷20,9	12	
5	$> 20,9$	16, 17	Dùng nếu chất lượng thi công tốt.

ĐẤT CÁT - SỎI			
1	<36,5	2-4, 6÷15	
2	>36,5	6, 7, 9÷15	Với cát mịn: • Cọc thép: nên dùng đường cong #1 cho an toàn • Cọc bê tông: nếu $q_c > 78,3$ bar thì dùng đường cong #2; ngược lại, dùng giá trị giữa đường #1 và #2
	>52,2	2,3	Nếu cọc nhồi dài hơn 30m trong cát mịn, nên dùng giá trị giữa đường #1 và #2.
	>52,2	4	
3	>78,3	6,7,9,10, 13÷15,17	Thường là với cát sỏi. Nếu cọc bê tông, có thể dùng giá trị lớn hơn đường cong #3.
	>78,3	2,3	Cho cọc nhồi ngắn hơn 30 m. Nếu vào cuối sỏi có $q_c > 42$ bar, có thể dùng đường #4.
4	>78,3	8,12	Cho cát sỏi và cuội.
5	>52,2	16,17	Dùng nếu chất lượng thi công tốt.
ĐÁ PHẦN			
1	<31,3	1÷4, 6÷15	
3	>31,3	7÷11, 13÷15	Dùng đường cong #2 nếu: $q_c < 73$ bar, dưới mực nước ngầm, cọc thép hoặc bê tông thành nhẵn; Dùng giá trị lớn hơn đường cong #3 nếu $q_c > 125$ bar.
	>47	6,8	
	>47	1÷3,5,7	Cọc nhồi trên mực nước ngầm và bê tông được đổ ngay sau khi khoan; Nếu $q_c > 125$ bar và trên mực nước ngầm thì có thể dùng giá trị lớn hơn đường cong #3. Nếu đá dưới mực nước ngầm, thành hố khoan nhẵn, hay đá phần xáo trộn nhiều ở thành hố khoan thì nên giảm ma sát bên xuống bằng đường cong #2.
4	>47	12	
	>47	16,17	Dùng nếu chất lượng thi công tốt.

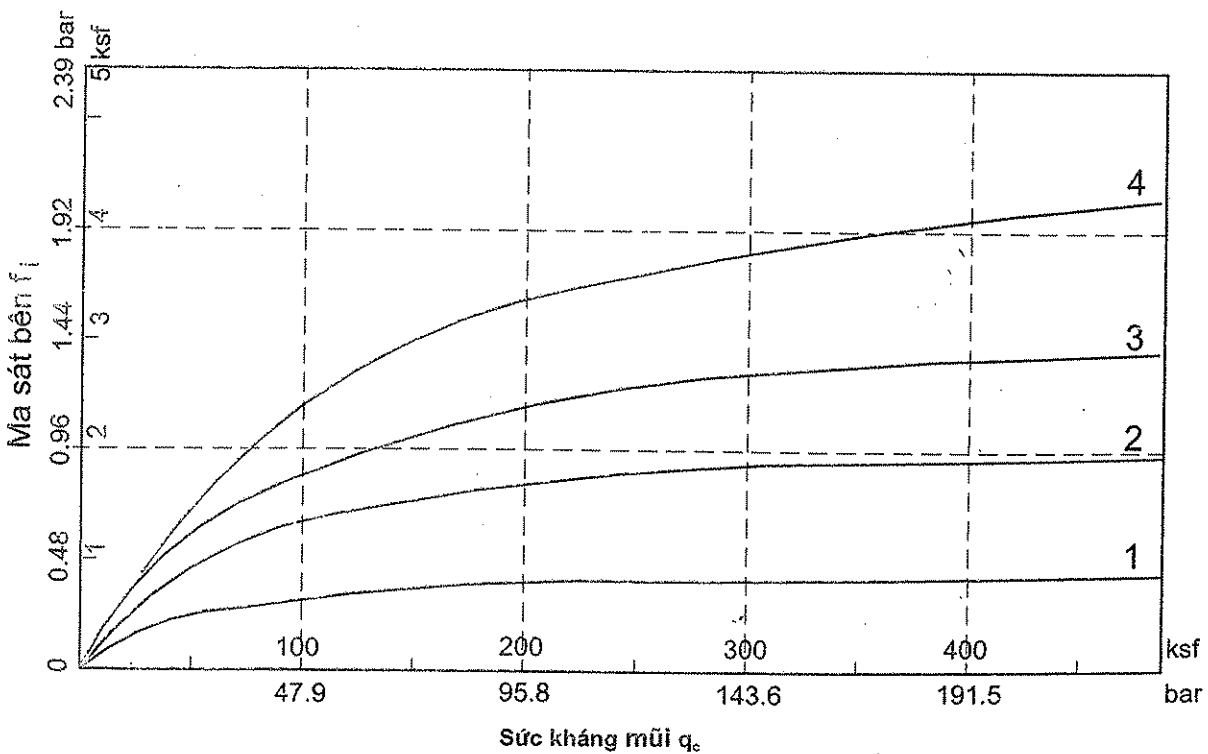
a) SÉT; BỤI



b) CÁT - SỎI



c) ĐÁ PHẤN



Hình 2.49. Ma sát bên của cọc trong các loại đất/ đá (LCPC)

Sức kháng mũi:

Sức kháng mũi đơn vị là: $q_p = K_c \cdot q_c$;

K_c là hệ số quy đổi từ CPT sang cọc - tra bảng 2.11;

q_c là sức kháng mũi đo được từ CPT, thường là giá trị trung bình trong khoảng 1B từ mũi cọc xuống. (B là đường kính cọc).

Sau đó áp dụng phương trình (1.25) để tìm tổng sức kháng mũi.

Bảng 2.11. Hệ số K_c cho sức kháng mũi

Loại đất	Sét - bụi	Cát - sỏi	Đá phấn
Cọc nhồi	0,375	0,150	0,200
Cọc đóng	0,600	0,375	0,400

2.5.2. CÁCH TÍNH CỦA SCHMERTMANN CPT CHO CỌC CHẾ SẴN

Ma sát bên (sức kháng bên)

Trong đất cát, sức kháng bên đơn vị f_1 là giá trị tối thiểu trong ba giá trị sau:

$$f_1 = K \cdot f_s \cdot \min\left(1, \frac{l}{8B}\right) \tag{2.33}$$

$$f_2 = 0,12 \text{ MPa} = 1,2 \text{ bar} \approx 2,4 \text{ ksf}$$

$$f_3 = c \cdot q_c \tag{2.34}$$

trong đó q_c và f_s - kết quả thí nghiệm CPT;

K - giá trị tra trong hình 2.50;

c - giá trị trong bảng 2.12;

L - chiều dài cọc;

l - độ sâu từ mặt đất đến điểm tính f_1 ;

B - đường kính cọc.

Nếu f_1 là giá trị tối thiểu, dựa trên phương trình (2.33) và (1.24), ta có thể viết lại tổng ma sát bên của cọc trong đất cát theo phương trình đơn giản sau:

$$Q_f = u \sum f_i \cdot \Delta z_i = u \left[\frac{1}{2} \sum_{z=0}^{8B} K \cdot f_s \cdot \Delta z_i + \sum_{z=8B}^L K \cdot f_s \cdot \Delta z_i \right] \tag{2.35}$$

Bảng 2.12. Hệ số c cho sức kháng bên trong đất cát (Schmertmann)

Loại cọc	Bê tông	Bê tông mở rộng mũi	Cọc rung	Gỗ	Thép (ống mũi kín)	Thép (H, hoặc ống mũi hở)
c	0,012	0,009	0,018		0,012	0,008

Trong đất dính, sức kháng bên đơn vị f_1 là giá trị tối thiểu trong 2 giá trị sau:

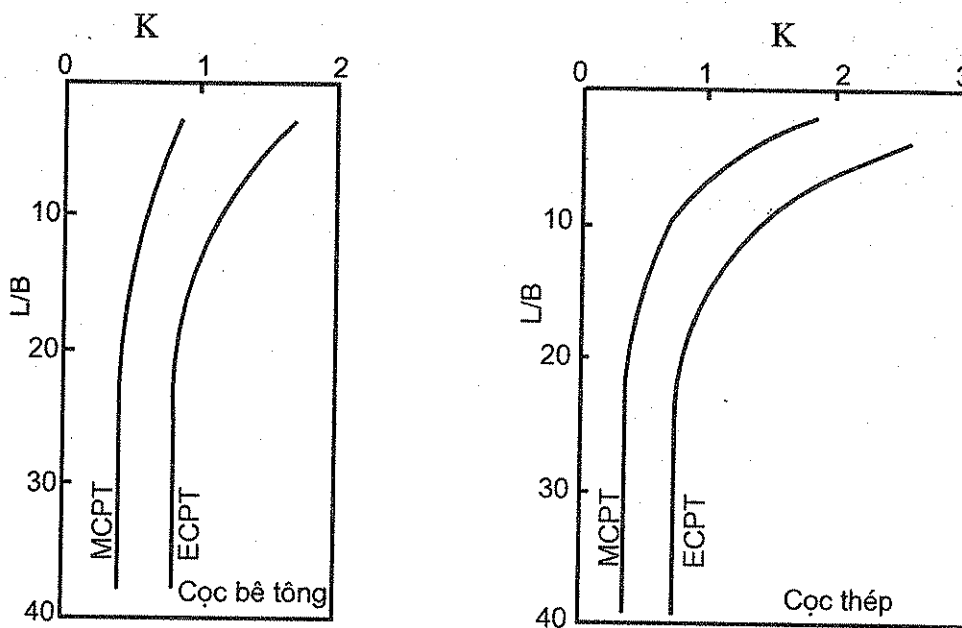
$$f_1 = \alpha \cdot f_s \cdot \min\left(1, \frac{1}{8B}\right) \quad (2.36)$$

$$f_2 = \alpha \cdot S_u \quad (2.37)$$

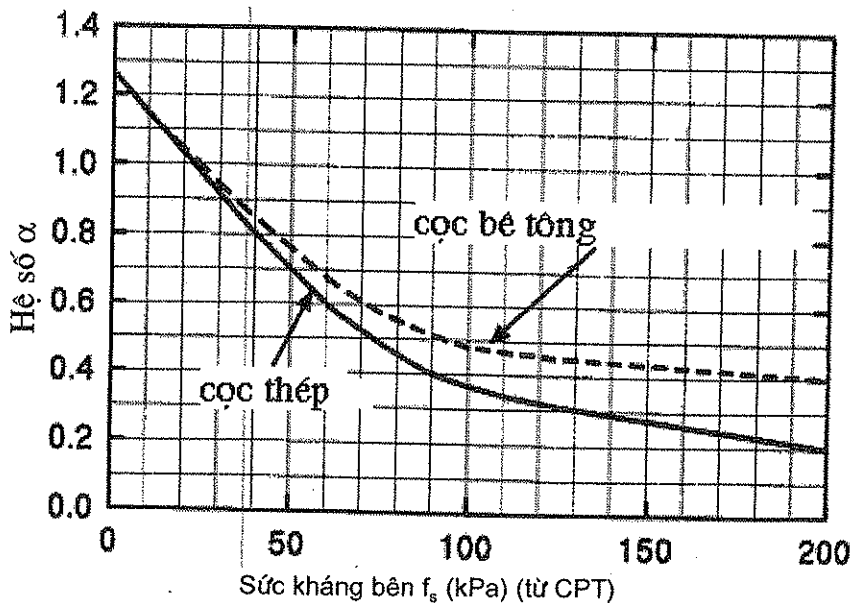
α là giá trị trong hình 2.51; S_u là sức kháng cắt không thoát nước (nếu biết S_u).

Sức kháng mũi:

Theo Schmertmann, sức kháng mũi của cọc lấy theo cách tính của De Ruitter và Beringen (phần 2.5.3).



Hình 2.50. Hệ số K tính toán ma sát bên của cọc trong đất cát (Schmertmann)



Hình 2.51. Ma sát bên của cọc trong đất dính (Schmertmann)

2.5.3. CÁCH TÍNH CỦA DE RUITER VÀ BERINGEN CHO CỌC CHẾ SẴN

Ma sát bên (sức kháng bên)

Ma sát bên của cọc lấy hơi khác một chút so với cách tính Schmertmann:

Trong đất cát, sức kháng bên đơn vị f_1 là giá trị tối thiểu trong ba giá trị sau:

- $f_1 = f_s$ của thí nghiệm CPT ;
- $f_2 = 0,12 \text{ MPa} = 1,2 \text{ bar} \approx 2,4 \text{ ksf}$;
- $f_3 = c \cdot q_c$;

Để tính sức chịu tải nén: $c = 1/300$;

Để tính sức chịu tải kéo: $c = 1/400$.

Trong đất sét, $f_1 = \alpha S_u$;

Đất sét cố kết thường (NC): $\alpha = 1,0$;

Đất sét quá cố kết (OC): $\alpha = 0,5$.

Sức kháng mũi:

Sức kháng mũi đơn vị chính bằng giá trị trung bình của sức kháng mũi đo được từ CPT. Tuy nhiên, quá trình tính "trung bình" rất đặc biệt và hơi phức tạp:

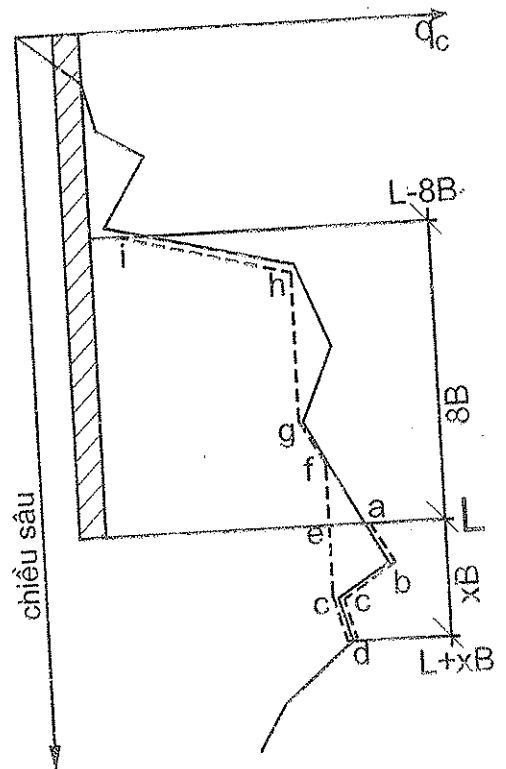
$$q_p = \frac{q_{c1} + q_{c2}}{2} \quad (2.38)$$

trong đó

q_{c1} - giá trị nhỏ nhất trong các giá trị q_{cx} ;

q_{cx} - giá trị trung bình q_c (sức kháng mũi CPT) từ L đến $L+xB$ (giá trị thực), rồi từ $L+xB$ ngược lên L (giá trị nhỏ nhất). Ví dụ trên hình 2.52, ta sẽ tính q_{cx} trung bình trên quãng đường a-b-c-d-c-e. Đoạn a-b-c-d là đoạn giá trị thực từ xuyên CPT. Đoạn d-c-e (đi lên) là đoạn đường theo giá trị nhỏ nhất;

q_{c2} - giá trị trung bình từ L ngược lên $L-8B$ (giá trị nhỏ nhất). Trong hình 2.52, ta cần tìm q_{c2} theo đoạn đường e-f-g-h-i.



Hình 2.52. Ví dụ tìm q_p

L : chiều dài cọc, B : đường kính cọc,
 $x = 0,7 \div 3,75$ (đôi khi x lấy từ 0.7 đến 4)

Trong đất sét, sức kháng mũi đơn vị có thể còn được tính là:

$$(2.39)$$

Trong mọi trường hợp, q_p phải nhỏ hơn giá trị giới hạn q_{pL} :

$$q_{pL} = 150 \text{ kg/cm}^2 \text{ (15MPa) với đất rời chặt, rất chặt ;}$$

$$q_{pL} = 100 \text{ kg/cm}^2 \text{ (10 MPa) với các loại đất khác .}$$

2.5.4. CÁCH TÍNH ALSAMMAN (1995) CHO CỌC NHỒI

Năm 1995, trong cuốn luận án Tiến sỹ dày 300 trang tại trường Illinois - Urbana-Champaign, Alsamman đã trình bày cách tính sức chịu tải của cọc nhồi. Các công thức của Alsamman dựa trên những tính toán ngược từ kết quả nhiều thí nghiệm nén tĩnh. Phần này chỉ trình bày tóm tắt kết quả của Alsamman.

Ma sát bên (sức kháng bên):

Trong đất dính:

$$f_i = 0,0225 q_c \quad \text{nếu } q_c \leq 37,8 \text{ bar ;}$$

$$f_i = 0,85 \text{ bar} \quad \text{nếu } q_c > 37,8 \text{ bar .}$$

Trong đất cát, cát lẫn bụi:

$$f_i = 0,015 q_c \quad \text{nếu } q_c \leq 47,2 \text{ bar ;}$$

$$f_i = 0,71 + 0,00167[q_c - 47,2] \quad \text{nếu } 47,2 < q_c \leq 189 \text{ bar ;}$$

$$f_i = 0,945 \text{ bar} \quad \text{nếu } q_c > 189 \text{ bar .}$$

Trong đá dăm, đất cát lẫn sỏi:

$$f_i = 0,02 q_c \quad \text{nếu } q_c \leq 47,2 \text{ bar ;}$$

$$f_i = 0,945 + 0,0025 [q_c - 47,2] \quad \text{nếu } 47,2 < q_c \leq 189 \text{ bar ;}$$

$$f_i = 1,3 \text{ bar} \quad \text{nếu } q_c > 189 \text{ bar .}$$

Sức kháng mũi:

$$\text{Trong đất dính: } q_p = 0,27 (q_{cb} - \sigma_{vo}) ;$$

$$\text{Trong đất rời: } q_p = 0,15 q_{cb} \quad \text{nếu } q_{cb} \leq 94,5 \text{ bar ;}$$

$$q_p = 14,2 + 0,075 [q_{cb} - 94,5] \quad \text{nếu } 94,5 < q_{cb} \leq 283,4 \text{ bar ;}$$

$$q_p = 28,3 \text{ bar} \quad \text{nếu } q_{cb} > 283,4 \text{ bar .}$$

trong đó q_{cb} - giá trị trung bình của q_c trong khoảng 1B kể từ mũi cọc;

σ_{vo} - ứng suất bản thân tại mũi cọc.

Ghi chú: Các công thức trên, Alsamman áp dụng với kết quả xuyên đo bằng cơ học (MCPT). Nếu sử dụng xuyên đo bằng điện, ta cần sử dụng công thức chuyển đổi của Kulhawy và Mayne (phần 2.2.6):

$$q_{T(ECPT)} \approx 0,47 q_{c(MCPT)}^{1,19} \Rightarrow q_{c(MCPT)} = 1,886 q_{T(ECPT)}^{0,84}$$

Tất cả các thứ nguyên đều là bar.

2.6. VÍ DỤ TÍNH TOÁN

Cho kết quả thí nghiệm xuyên như ở hình 2.53. Mực nước ngầm tại 3 m. Trên mực nước ngầm tạm lấy $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$; dưới mực nước ngầm $\gamma_{\text{nm}} = 21 \text{ kN/m}^3$.

Có các yêu cầu sau:

Ví dụ 1: Tìm các đặc trưng cơ lý của đất từ 0 đến 1 m, 3 đến 4 m, và từ 8 đến 9 m.

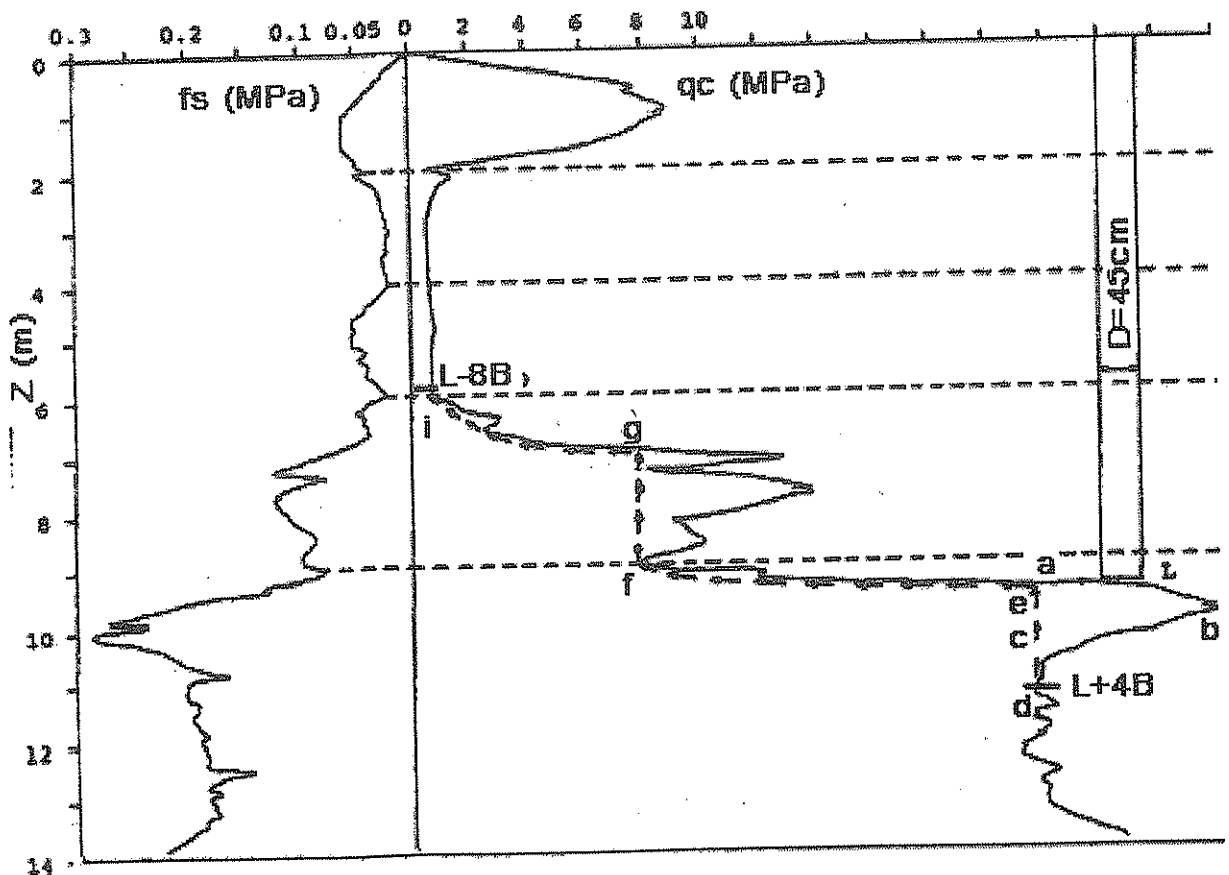
Ví dụ 2: Nếu đặt móng nông kích thước $b. a = 1.1, 5 \text{ m}$, ở độ sâu $h_m = 0,5 \text{ m}$, tải trọng chuẩn $N_{1c} = 54 \text{ tấn}$, tải trọng tính toán $N_{1t} = 64,8 \text{ tấn}$.

- Tính sức chịu tải ;
- Dự báo độ lún .

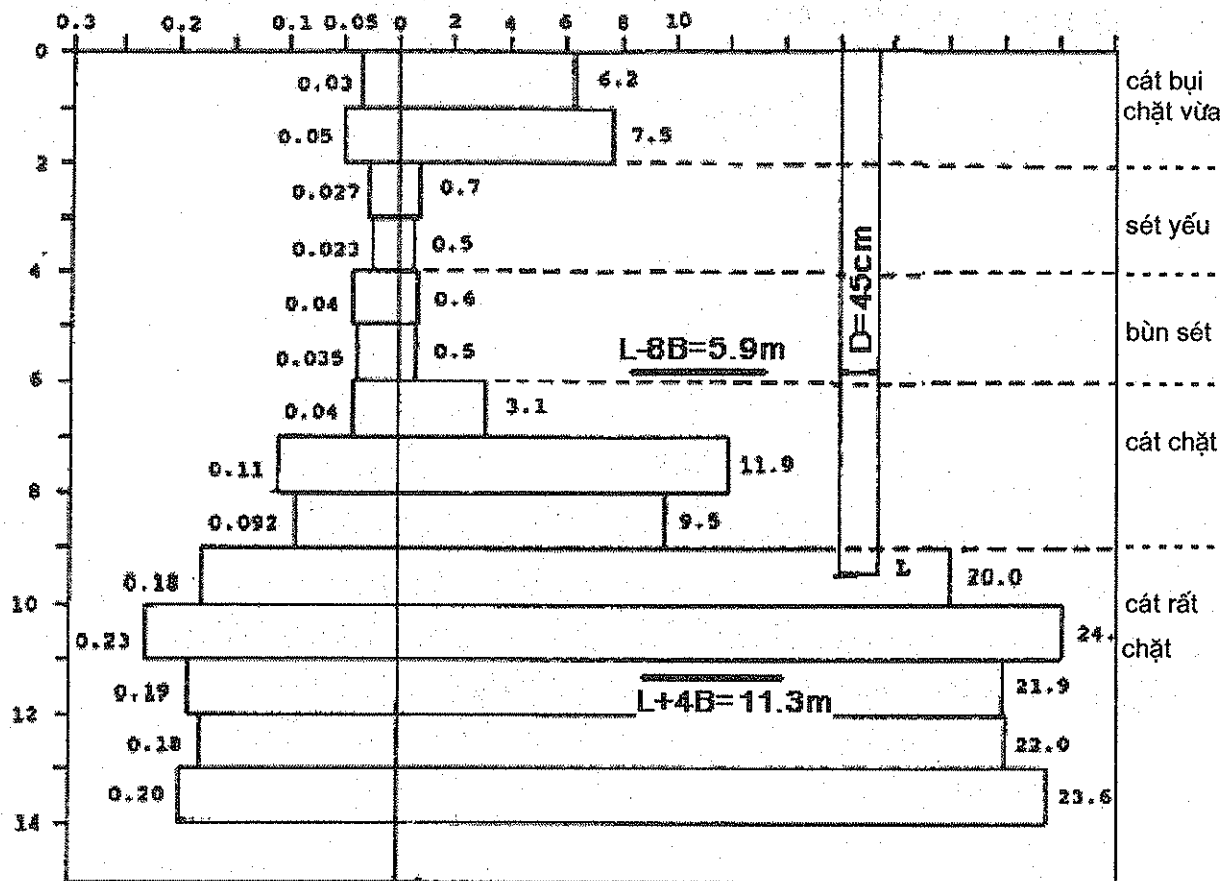
Ví dụ 3: Nếu đặt móng cọc thép tròn bịt kín mũi đường kính $\Phi 45 \text{ cm}$, có chiều dài $L = 9,5 \text{ m}$ (hình 2.53), sức chịu tải của cọc sẽ khoảng bao nhiêu.

Để giải ba ví dụ này, nếu dùng các phần mềm máy tính, ta không cần chia lớp, chương trình sẽ tính dọc xuống theo từng số liệu (q_c, f_s) đo được.

Tuy nhiên, vì chúng ta tính bằng tay, nên để đơn giản chúng ta chia nền đất đã cho thành các lớp phân tố dày 1m. Giá trị q_c và f_s trung bình của các lớp đất phân tố được trình bày ở hình 2.54.



Hình 2.53. Ví dụ kết quả xuyên



Hình 2.54. Chia nền đất thành các lớp phân tố

2.6.1. VÍ DỤ 1: ĐẶC TRƯNG CƠ LÝ

2.6.1.1. Phân loại đất

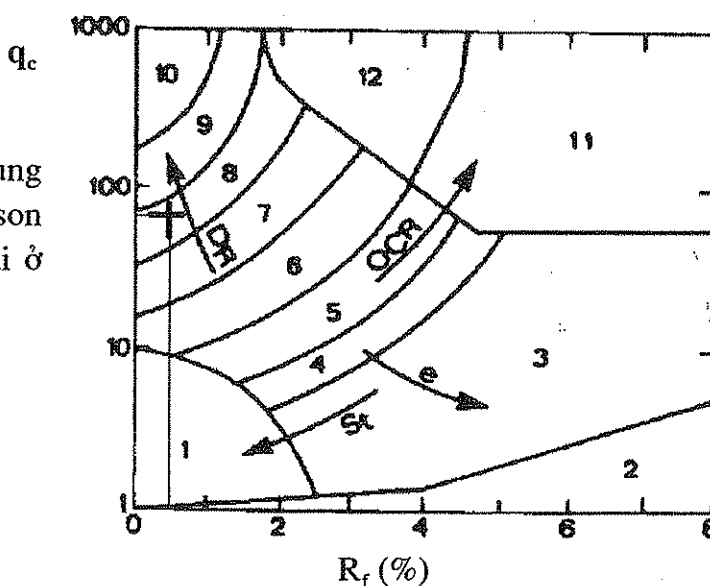
Từ 0 đến 1m:

Vì độ sâu nhỏ, nên ta sử dụng biểu đồ phân loại đất của Robertson (1986) trên hình 2.23 (thể hiện lại ở hình 2.55).

$$q_c = 62 \text{ bar}; f_s = 0,3 \text{ bar};$$

$$R_f = f_s / q_c = 0,484 \%$$

Tra đồ thị 2.55 ta được đất số hiệu 8, tức là cát, có thể lẫn ít bụi.



Hình 2.55. Phân loại đất (0- 1m)

Từ 3 đến 4m:

Ta sử dụng biểu đồ phân loại đất của Robertson (1991) trên hình 2.24.

$$q_c = 5 \text{ bar}; f_s = 0,23 \text{ bar};$$

Ta coi đây là thí nghiệm không đo

áp lực nước lỗ rỗng $\Rightarrow q_T = 5 \text{ bar};$

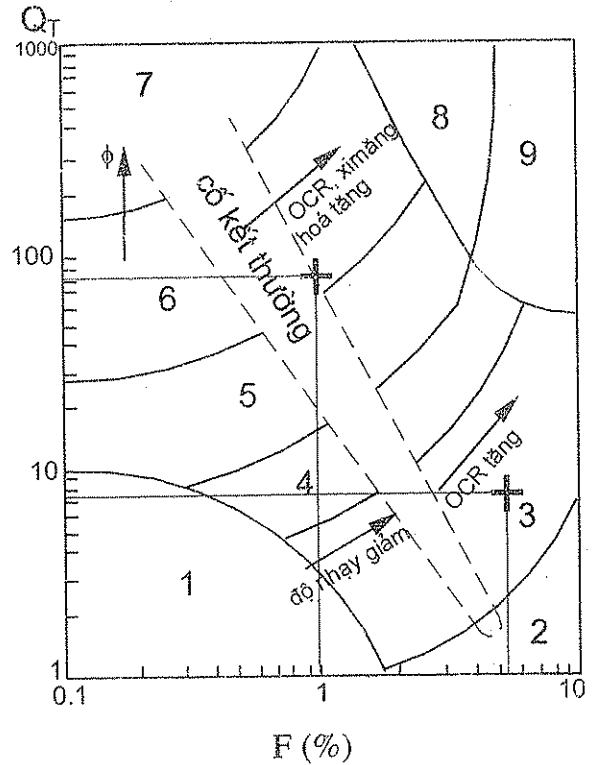
$$\begin{aligned} \sigma_{v0} \text{ tại } 3,5\text{m} &\approx 3 \cdot 18 + 0,5 \cdot 21 \\ &= 64,5 \text{ kPa} = 0,645 \text{ bar}; \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \sigma'_{v0} \text{ tại } 3,5\text{m} &\approx 3 \cdot 18 + 0,5 \cdot 11 \\ &= 59,5 \text{ kPa} = 0,595 \text{ bar}; \end{aligned}$$

$$Q_T = \frac{q_T - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} = \frac{4,355}{0,595} = 7,32;$$

$$F = \frac{f_s}{q_T - \sigma_{v0}} \cdot 100\% = \frac{0,23}{4,355} = 5,28 \%$$

Tra đồ thị hình 2.24 (thể hiện lại ở hình 2.56), ta được đất số hiệu 3, là sét /sét lẫn ít bụi.



Hình 2.56. Phân loại đất

Từ 8 đến 9m:

Ta sử dụng biểu đồ phân loại đất của Robertson (1991) trên hình 2.24.

$$q_c = 95 \text{ bar}; f_s = 0,92 \text{ bar};$$

Ta coi đây là thí nghiệm không đo áp lực nước lỗ rỗng $\Rightarrow q_T = 95 \text{ bar};$

$$\sigma_{v0} \text{ tại } 8,5\text{m} \approx 3 \cdot 18 + 5,5 \cdot 21 = 169,5 \text{ kPa} = 1,695 \text{ bar};$$

$$\sigma'_{v0} \text{ tại } 8,5\text{m} \approx 3 \cdot 18 + 5,5 \cdot 11 = 114,5 \text{ kPa} = 1,145 \text{ bar};$$

$$Q_T = \frac{q_T - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}} = \frac{93,305}{1,145} = 81,5;$$

$$F = \frac{f_s}{q_T - \sigma_{v0}} \cdot 100\% = \frac{0,92}{93,305} = 0,986 \%$$

Tra đồ thị hình 2.24 (thể hiện lại ở hình 2.56), ta được đất số hiệu 6, lại khá sát với ranh giới của vùng đất 5, nên đất này được dự báo là cát có thể lẫn ít bụi.

Trên cả hai đồ thị 2.55 và 2.56, ta thấy rằng phân tố đất ở 0,5 m là cố kết thường; điểm trên đồ thị nằm dưới vùng cố kết thường; Hai phân tố đất còn lại (ở 3,5 và 8,5 m)

đều quá cố kết ít: chúng nằm gần vùng cố kết thường (normally consolidated), có thể phán đoán $OCR = 1,1 \div 2,0$. (Ghi chú: Vùng cố kết thường là vùng chéo từ góc trái trên xuống góc phải dưới);

Căn cứ vào tính toán từ chương trình máy tính và các hố khoan lấy mẫu lân cận đó, tên và trạng thái của tất cả các lớp đất được vẽ trên hình 2.54. Các chương trình máy tính phân loại đất không phải theo phương pháp "chấm điểm" trên đồ thị như vừa trình bày ở đây. Ví dụ, chúng sử dụng thuật toán sau:

- Nếu $Q_T \leq 0,7219 \cdot e^{0,2351 \cdot F}$ thì đất thuộc loại hữu cơ, bùn;
- Nếu $Q_T > \frac{1000}{\frac{-4,481}{30,65e^F}}$ thì đất thuộc loại quá cố kết, v.v...

Trong đó, các phương trình kể trên chính là các đường ranh giới trong hình 2.24.

2.6.1.2. Đánh giá trạng thái

Từ 0 đến 1m:

$$\sigma'_{vo \text{ tại } 0,5m} \approx 18 \cdot 0,5 = 9 \text{ kPa} = 0,09 \text{ bar};$$

$$q_{cn} = q_T / \sqrt{\sigma'_{vo}} = 62 / 0,3 = 206,67.$$

Theo Jamiolkowsky (phương trình 2.3), ta có:

$$D_{r1} = 68 \cdot [\log(q_{cn}) - 1] = 89\%;$$

$$K_q = 0,9 + D_{r1} / 300 = 1,2;$$

$$D_r = 68 \cdot [\log(q_{cn} / K_q) - 1] = 84\% \Rightarrow \text{Đất ở trạng thái chặt.}$$

Lưu ý rằng, ở độ sâu nhỏ ($\leq 2m$), các giá trị q_{cn} , Q_T thường quá cao. Do đó, D_r dự báo theo cách này hơi lớn (Cũng vì lý do này, ở độ sâu $\leq 2m$, để phân loại đất ta nên dùng đồ thị 2.23 chứ không dùng đồ thị 2.24). Nếu theo bảng của Meyerhof thì với $q_c = 62 \text{ bar}$, D_r sẽ bằng khoảng 50% (chặt vừa).

Kết luận: Có thể lấy $D_r = (50 + 84) / 2 \approx 70\%$ (chặt vừa đến chặt).

Từ 3 đến 4m:

Theo phương trình (2.4) ta có, với $q_c = 5 \text{ bar}$:

$$\text{Độ sệt LI} = (-0,06 \cdot q_c^3 + 6,36 \cdot q_c^2 - 357 \cdot q_c) \cdot 10^{-4} + 0,66 = 0,5;$$

Như vậy đất ở trạng thái mềm.

Từ 8 đến 9m:

$$q_{cn} = q_T / \sqrt{\sigma'_{vo}} = 95 / \sqrt{1,145} = 88,78;$$

Theo Jamiolkowsky $D_{r1} = 68 \cdot [\log(q_{cn}) - 1] = 64\%$:

$D_r = 61\% \Rightarrow \text{Đất ở trạng thái chặt vừa đến chặt.}$

2.6.1.3. Đánh giá sức kháng cắt

Từ 0 đến 1m:

Theo Kulhawy và Mayne (Phương trình 2.16):

$$\varphi' = 17,6 + 11 \cdot \log(q_{cn}) \approx 43^\circ;$$

Tuy nhiên, chỉ nên kết luận $\varphi' \approx 37^\circ$ vì ba lý do:

- Đây là đất cát có thể lẫn ít bụi chứ không phải cát sạch;
- Với đất rời ở trạng thái chặt, góc φ_{dr} (φ_{cv}) thường thấp hơn góc $\varphi_{đinh}$ (φ_p);
- Vì ở độ sâu nhỏ, nên q_{cn} quá cao. Tương tự như trên, các công thức liên quan đến σ'_{vo} và σ_{vo} thường không phù hợp cho độ sâu $\leq 2m$.

Từ 3 đến 4m:

Theo phương trình (2.17), sức kháng cắt không thoát nước của đất sét này là:

$$S_u = \frac{q_T - \sigma_o}{N_k} \approx 0,36 \text{ bar} = 36 \text{ kPa}.$$

Giá trị S_u này là của sét yếu.

Từ 8 đến 9m:

Theo Kulhawy và Mayne, $\varphi' = 17,6 + 11 \cdot \log(q_{cn}) \approx 39^\circ$.

Vì đất ở trạng thái chặt vừa/ chặt, góc φ_{dr} thấp hơn góc $\varphi_{đinh}$, ta chọn $\varphi' \approx 37^\circ$.

2.6.1.4. Đánh giá hệ số K_0 , OCR

Từ 3 đến 4m (sét):

Theo phương trình (2.14) của Kulhawy (1989): $K_0 = 0,1 \cdot Q_T = 0,1 \cdot 7,32 = 0,73$;

Theo phương trình (2.12) của Mayne:

$$OCR = 0,29 \cdot q_c / \sigma'_{vo} = 0,29 \cdot 5 / 0,595 = 2,44;$$

$$S_u / \sqrt{\sigma'_{vo}} = 36 / 0,595 \approx 0,6 \Rightarrow \frac{S_u / \sigma'_{vo}}{(S_u / \sigma'_{vo})_{NC}} \approx 0,6 / 0,33 = 1,82;$$

\Rightarrow Nếu theo Schmertmann (hình 1.11, phần 1.2.3.2) thì $OCR = 1,82^{(1/0,8)} = 2,11$;

Nếu theo Mayne và Michell (1986) thì $OCR \approx 3,3 S_u / \sigma'_{vo} \approx 2,00$;

Kết luận $OCR \approx 2,1$.

Từ 8 đến 9m (cát):

Theo phương trình (2.11) của Kulhawy và cộng sự:
$$K_0 = \frac{95^{1,25}}{35e^{61/20}} = 0,35;$$

Ta thấy, 0,35 nhỏ hơn $1 - \sin\phi' = 0,4$; mà đây là đất cát, nên không xảy ra trường hợp dưới cố kết, do đó, $K_0 = 0,4$ và $OCR = 1$ (nếu K_0 lớn hơn $1 - \sin\phi'$ thì ta sẽ sử dụng phương trình 1.16 để tính OCR).

Các kết quả OCR và K_0 của hai loại đất trên đều phù hợp với nhận xét rút ra từ hình 2.56 (phần 2.6.1.1).

2.6.1.5. Đánh giá môđun biến dạng (kể cả yếu tố từ biến)

Dựa vào bảng 2.6 của Sanglerat:

Từ 0 ÷ 1 m: cát bụi chặt vừa: $\alpha = 1,8; M = 1,8 \cdot 62 = 111,6 \text{ bar};$

Từ 3 ÷ 4 m: sét yếu không biết độ dẻo: $\alpha = 3,0; M = 3 \cdot 5 = 15 \text{ bar};$

Từ 8 ÷ 9 m: cát chặt: $\alpha = 1,5; M = 1,5 \cdot 95 = 142 \text{ bar}.$

2.6.1.6. Đánh giá hệ số Poisson

Từ phần 1.2.2.1, với đất cát ta có $\nu = 0,1 + 0,015(\phi' - 25);$

Từ 0 ÷ 1m và 8 ÷ 9 m: đất cát có $\nu = 0,28;$

Còn từ 3 ÷ 4 m: đất sét ước tính có $\nu = 0,35.$

2.6.2. VÍ DỤ 2: MÓNG NÔNG

Áp lực tiếp xúc:
$$p_{tc} = \frac{N_{tc}}{ab} + \gamma_{tb} h_m = \frac{54}{1 \cdot 1,5} + 2 \cdot 0,5 = 37 \text{ t/m}^2;$$

$$p_{tt} = \frac{N_{tt}}{ab} + \gamma_{tb} h_m = \frac{64,8}{1 \cdot 1,5} + 2 \cdot 0,5 = 44,2 \text{ t/m}^2.$$

Áp lực gây lún:
$$p_{gl} = p_{tc} - q = 37 - 1,8 \cdot 0,5 = 36,1 \text{ t/m}^2 \quad (\text{với } q = \gamma h_m = 0,9).$$

2.6.2.1. Dự báo sức chịu tải

Tại đáy móng:

Cách tính Schmertmann 1978:

Trung bình q_c từ 0,5 đến 1 m: $q_{c1} \approx 7 \text{ MPa} = 70 \text{ bar}$ (từ hình 2.53);

$$q_{cTB} = (70 \times 75)^{0,5} = 72,45 \text{ bar};$$

$$q_u = 48 - 0,0090 (300 - q_{cTB}/\text{pa})^{1,5} \approx 17,1 \text{ bar} \approx 171 \text{ t/m}^2;$$

$$\Rightarrow \text{Hệ số an toàn là } F_s = q_u / p_{tt} = 171 / 44,2 = 3,9.$$

Cách tính Schmertmann dựa trên phương trình của Terzaghi :

$$N_q = N_\gamma = 1,25 \times 72,45 = 90,56;$$

$$q_u = q N_q + 0,5 \gamma B N_\gamma = 1,8 \cdot 0,5 \cdot 90,56 + 0,5 \cdot 1,8 \cdot 1 \cdot 90,56 = 163 \text{ t/m}^2;$$

$$\Rightarrow \text{Hệ số an toàn là } F_s = q_u / p_{tt} = 163 / 44,2 = 3,7.$$

Cách tính Meyerhof 1956 :

$$q_{cB} \approx 80 \text{ bar (dự báo từ hình 2.53);}$$

$$q_u = q_{cB} \frac{B}{12} \left(1 + \frac{h_m}{B}\right) = 6,67 \cdot 1,5 = 10 \text{ bar} \approx 100 \text{ t/m}^2 \text{ (theo (2.27));}$$

$$\Rightarrow \text{Hệ số an toàn là } F_s = q_u / p_{tt} = 100 / 44,2 = 2,3.$$

Cách tính sử dụng góc ma sát trong $\varphi = 37$ đến 39° :

$$\text{Theo Terzaghi: } q_u = 99,3 \text{ đến } 138 \text{ t/m}^2;$$

$$\text{Theo Meyerhof: } q_u = 121 \text{ đến } 171 \text{ t/m}^2;$$

$$\text{Theo Hansen: } q_u = 96,2 \text{ đến } 130 \text{ t/m}^2;$$

$$\text{Theo Vesic: } q_u = 109 \text{ đến } 147 \text{ t/m}^2.$$

Tóm lại, q_u trong khoảng 100 đến 170 t/m^2 và hệ số an toàn từ 2,3 đến 3,9.

Tại mặt lớp sét yếu (cách đáy móng 1,5 m; cách mặt đất 2 m):

$$\sigma'_z = k_0 \cdot (p_{tt} - \gamma h_m) = 0,245 \cdot 43,3 = 10,6 \text{ t/m}^2 \text{ (} k_0 \text{ tra bảng tính ứng suất tại tâm);}$$

$$\text{Áp lực tiếp xúc tại mặt lớp yếu: } p_z = \sigma'_z + \sigma'_{bt} = 10,6 + 1,8 \text{ t/m}^3 \cdot 2 \text{ m} = 14,2 \text{ t/m}^2.$$

Kích thước móng tương đương tại mặt lớp yếu:

$$b_{td} = b / \sqrt{k_0} = 2,02 \text{ m};$$

$$a_{td} = a / \sqrt{k_0} = 3,03 \text{ m}.$$

Cách tính Schmertmann 1978:

$$q_{c1} = 7 \text{ bar}; q_{c2} = 5,5 \text{ bar (từ hình 2.53)} \Rightarrow q_{cTB} = 6,2 \text{ bar};$$

$$q_u = 5 + 0,34 q_{cTB} = 7,1 \text{ bar} = 71 \text{ t/m}^2;$$

$$\Rightarrow \text{Hệ số an toàn là } F_s = q_u / p_z = 71 / 14,2 = 5,0.$$

Cách tính Tand, Funegard và Briaud:

$$q_{cTB} = 6,2 \text{ bar} = 62 \text{ t/m}^2 \text{ (kết quả đã tính ở trên);}$$

$$D_e = \sum_0^{2m} \frac{1 \cdot 62 + 1 \cdot 75}{6,2} = 22,1 \text{ (theo phương trình (2.28));}$$

$$R_D = D_e / B_{id} = 22,1 / 2,02 > 6 \Rightarrow R_K \approx 0,5 \text{ (hình 2.46) ;}$$

$$q_u = R_k (q_{cTB} - \sigma_{vo}) + \sigma_{vo} = 0,5 \cdot (62 - 2 \cdot 1,8) + 2 \cdot 1,8 = 32,8 \text{ t/m}^2 ;$$

$$\Rightarrow \text{Hệ số an toàn là } F_s = q_u / p_z = 32,8 / 14,2 = 2,3 .$$

Cách tính sức chịu tải tức thời (không thoát nước) dựa vào $S_u = 36 \text{ kPa}$:

Theo Terzaghi: $q_u = 29,4 \text{ t/m}^2 \Rightarrow F_s = 2,07 ;$

Theo Meyerhof: $q_u = 28,7 \text{ t/m}^2 \Rightarrow F_s = 2,02 ;$

Theo Hansen & Vesic: $q_u = 31,9 \text{ t/m}^2 \Rightarrow F_s = 2,25 .$

Tóm lại, móng an toàn về khả năng chịu tải (cả ở đáy móng và lớp yếu).

2.6.2.2. Dự báo độ lún

Cách tính theo lý thuyết:

Từ phương trình (1.3b) ta có độ lún không nở hông là:

$$S_i = \frac{1}{M} p h_i .$$

Sử dụng kết quả ước tính giá trị môđun biến dạng M (với $\alpha = 1,5 \div 3,0$) ở phần 2.6.1.5, ta có bảng tính toán 2.13. Vì móng này khá nhỏ ($1 \times 1,5 \text{ m}$), cho nên độ lún sẽ có sự nở hông, do đó độ lún có thể lớn hơn kết quả trong bảng 2.13.

Bảng 2.13. Ví dụ tính độ lún theo môđun M (có tính đến từ biến) của Sanglerat

Chiều sâu từ mặt đất	Điểm giữa lớp phân tố (m)	ứng suất bản thân σ'_{vo} (kPa)	ứng suất gây lún σ'_{z1} (kPa)	Môđun biến dạng M (bar)	Độ lún phân tố S_i (cm)	
0,5			361,0	111,6		
	0,625	11,3	358,4		0,664	
0,75						
	0,875	15,8	315,1		0,583	
1,0				135		
	1,125	20,3	243,2		0,450	
	1,375	24,8	179,9		0,333	
	1,625	29,3	133,4		0,247	
	1,875	33,8	100,8		0,187	
2,0	Tổng lún của lớp cát 1 = 2,46 cm					

3,5	2,125	38,3	78,0	21	0,929	
	2,375	42,8	61,7		0,735	
	2,625	47,3	49,8		0,593	
	2,875	51,8	40,9		0,487	
	3,125	55,4	34,2	15	0,570	
	3,375	58,1	28,9		0,482	
	Tổng lún đến 3,5m = 6,26 cm					
	6,0	3,625	60,9	24,8	15	0,413
		3,875	63,6	21,4		0,357
		4,125	66,4	18,7	12	0,390
4,375		69,1	16,5	0,343		
4,625		71,9	14,6	0,304		
4,875		74,6	13,0	0,272		
5,125		77,4	11,7	10	0,293	
5,375		80,1	10,6		0,264	
5,625		82,9	9,6		0,240	
5,875		85,6	8,7		0,219	
Tổng lún đến 6 m = 9,39 cm						
6,0	6,125	88,4	8,0	62	0,032	
	6,375	91,1	7,3		0,030	
	6,625	93,9	6,8		0,027	
	6,875	96,6	6,3		0,025	
	7,125	99,4	5,8	178,5	0,008	
	7,375	102,1	5,4		0,008	
	7,625	104,9	5,0		0,007	
	7,875	107,6	4,7		0,007	
8,0		109,0				

$$S = \sum S_i = 9,5 \text{ cm}$$

Cách tính Schmertmann:

$$\sigma'_{1 \text{ (tại 0,5m)}} = 0,9 \text{ t/m}^2;$$

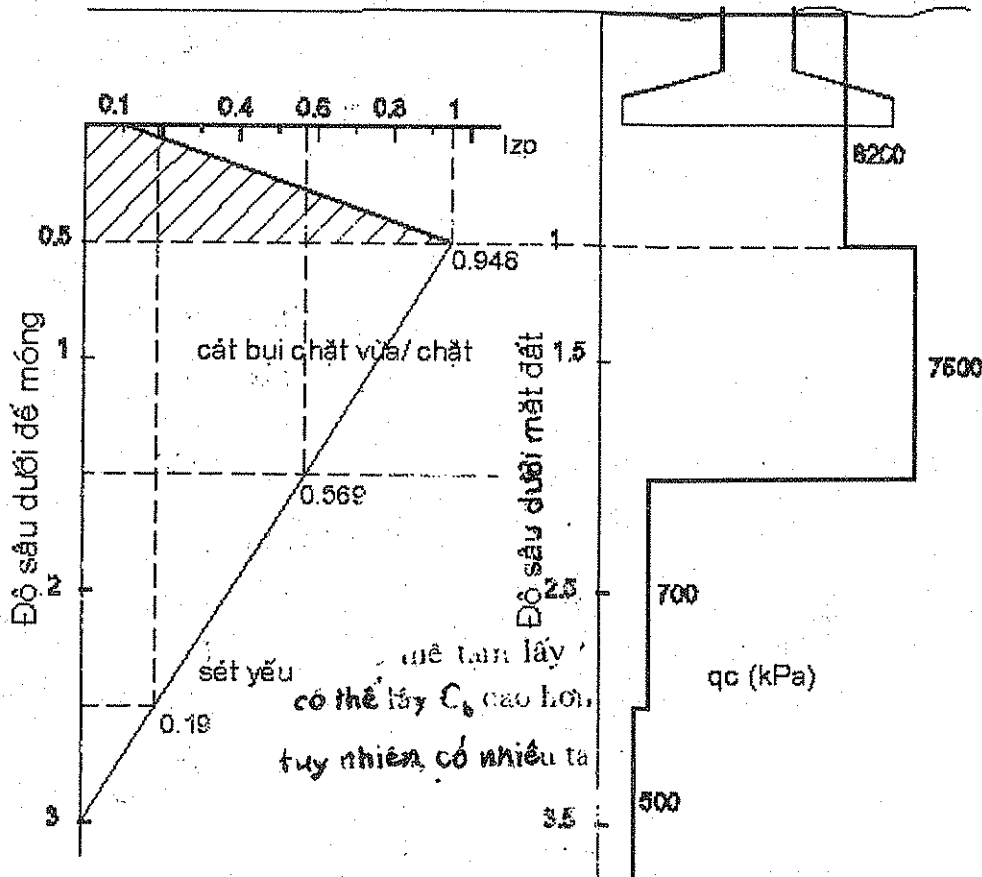
$$\sigma'_{2 \text{ (tại 1,0m)}} = 1,8 \text{ t/m}^2;$$

$$C_1 = 1 - 0,5 \cdot \sigma'_{1} / \sigma'_{gl} = 1 - 0,5 \cdot 0,9 / 36,1 = 0,987;$$

Sau 10 năm thì hệ số C_2 là $C_2 = 1 + 0,2 \cdot \log(10 \cdot 10) = 1,4$;

Từ hình 2.48 ta có hệ số lún cực đại là:

$$I_{zp} = 0,5 + 0,1 \sqrt{\frac{\sigma'_{gl}}{\sigma'_2}} = 0,5 + 0,1 \sqrt{\frac{36,1}{1,8}} = 0,948.$$



Hình 2.57. Ví dụ tính lún theo cách tính Schmertmann

Nếu bỏ qua độ lún từ biến thì độ lún của lớp cát 1 là:

$$S_1 = C_1 \sigma'_{gl} \sum_1^N \frac{I_{zi} \Delta z_i}{x \cdot q_{ci}}$$

$$= 0,987 \cdot 361 \text{ kN/m}^2 \left[\frac{0,1+0,948}{2} \cdot \frac{0,5 \text{ m}^3}{2,5 \cdot 6200 \text{ kN}} + \frac{0,948+0,569}{2} \cdot \frac{1,0 \text{ m}^3}{2,5 \cdot 7500 \text{ kN}} \right]$$

$$= 0,0204 \text{ m} = 2,04 \text{ cm} .$$

Ghi chú: $I_{zi} \Delta z_i$ từ 0 đến 0,5 m (tính từ đáy móng) chính là diện tích phần gạch chéo trên hình 2.57. Tương tự như vậy khi tính $\sum_1^N I_{zi} \Delta z_i$.

Về nguyên tắc, cách tính Schmertmann không áp dụng cho đất dính, đặc biệt là tính chất từ biến của đất sét rất thay đổi. Tuy nhiên, dựa vào các quan hệ giữa các hệ số α ở phần 2.6.1.5, ta có thể tạm lấy $x = 4,0$ cho lớp đất sét yếu để tính lún tiếp:

Độ lún của đất từ 2 đến 3,5 m (thuộc lớp sét yếu) là:

$$S_2 = C_1 \sigma'_{gl} \sum_1^N \frac{I_{zi} \Delta z_i}{x \cdot q_{ci}}$$

$$= 0,987 \cdot 361 \text{ kN/m}^2 \cdot \frac{0,569 + 0,19}{2} \cdot 1,0 \text{ m}^3 \text{ kN} + \frac{0,19}{2} \cdot 0,5 \text{ m}^3 \text{ kN}$$

$$= 0,0568 \text{ m} = 5,68 \text{ cm} .$$

Như vậy, tổng độ lún không kể đến từ biến là: $2,04 + 5,68 = 7,72 \text{ cm}$;

Độ lún của lớp cát 1 sau 10 năm (có từ biến) là: $2,04 \cdot C_2 = 2,86 \text{ cm}$;

Tổng độ lún sau 10 năm (có từ biến) là: $7,72 \cdot C_2 = 10,8 \text{ cm}$.

Tóm tắt

Trong bảng 2.13, có tính độ lún đến các độ sâu sau:

- 2 m: hết lớp cát. Kết quả này khá phù hợp với cách tính Schmertmann;
- 3,5 m: hết vùng ảnh hưởng L_{zi} trên đồ thị 2.57 ;
- 6 m: hết vùng ảnh hưởng lún theo quy phạm Việt Nam ($\sigma'_{vo} \approx 10$ lần σ'_{zi}) .

Kết luận: Mặc dù móng đủ sức chịu tải, nhưng độ lún quá lớn (khoảng 8 ÷ 11 cm), do đó, móng không an toàn.

Nói chung, với nền đất đã cho (lớp đất tốt bên trên chỉ dày 2 m, lớp yếu bên dưới dày 4 m), nếu thiết kế móng nông thì nên thỏa mãn những điều sau:

- Móng bé ($1,0 \times 1,5 \text{ m}$ trở xuống), đặt rất nông (0,5 m). Nếu móng lớn hơn và đặt sâu hơn, thì ảnh hưởng của lớp đất yếu sẽ trầm trọng hơn ;
- Tải trọng nhỏ ($10 \div 15 \text{ t/m}^2$ trở xuống).

2.6.3. VÍ DỤ 3: SỨC CHỊU TẢI CỦA MÓNG CỌC

2.6.3.1. Cách tính De Ruiter và Beringen

Sức kháng mũi:

q_{c2} là giá trị trung bình q_c từ L đi ngược lên L-8B ($8B = 3,6 \text{ m}$) theo con đường có giá trị q_c nhỏ nhất, tức là đường e-f-g-i trên hình 2.53:

Đoạn	e-f	f-g	g-i	
$q_{ci} \cdot \Delta z_i$	$\frac{22+8}{2} \cdot 0,5 = 7,5$	$8 \cdot 2 = 16$	$\frac{8+0,6}{2} \cdot 1,1 = 4,73$	$\Sigma = 28,23$

$$\Rightarrow q_{c2} = 28,23 / 3,6 = 7,84 \text{ MPa}.$$

q_{cex1} là giá trị trung bình q_c từ L xuống L + 4B ($4B = 1.8 \text{ m}$) theo con đường thực a-b-d trên hình 2.53:

Đoạn	a-b	b-d	
$q_{ci} \cdot \Delta z_i$	$\frac{23,2 + 28}{2} \cdot 0,5 = 12,8$	$\frac{28 + 22}{2} \cdot 1,3 = 32,5$	$\Sigma = 45,3$

$\Rightarrow q_{cx1} = 45,3 / 1,8 = 25,17 \text{ MPa} .$

q_{cx2} là giá trị trung bình q_c từ L xuống L+4B (4B = 1,8 m) theo con đường có q_c nhỏ nhất a-c-d trên hình 2.53. Ta có ngay $q_{cx2} = 22 \text{ MPa} .$

$\Rightarrow q_{cx} = (q_{cx1} + q_{cx2}) / 2 = 23,58 \text{ MPa} .$

Từ hình 2.53, ta thấy rằng từ 0,7B đến 4B dưới mũi cọc, giá trị q_{cx} vừa tính là nhỏ nhất (vì khi $xB < 4B$ thì cả q_{cx1} và q_{cx2} đều lớn hơn). Do đó, $q_{c1} = q_{cx} = 23,58 \text{ MPa} .$

$\Rightarrow q_p = (q_{c1} + q_{c2}) / 2 = (23,58 + 7,84) / 2 = 15,71 \text{ MPa} .$

Tuy nhiên, q_p phải nhỏ hơn q_{pL} , do đó, $q_p = 15 \text{ MPa} .$

\Rightarrow Sức kháng mũi $Q_p = q_p \cdot A_c = 15 \cdot [\pi/4 \cdot 0,45^2] = 2,45 \text{ MN} = 245 \text{ tấn} .$

Sức kháng bên:

Chia cọc thành các đoạn có $\Delta z_i = 1\text{m}$, riêng ở mũi cọc thì $\Delta z_i = 0,5 \text{ m}$. Kết quả tính toán được lập thành bảng sau:

Bảng 2.14. Bảng tính toán sức kháng bên - De Ruiter & Beringen

	Sâu (m)	q_c (kPa) hình 2.54	$f_1 = f_s$ (kPa)	f_2 (kPa)	f_3 (kPa) $= q_c/300$	f_i (kPa) $= \min$	$f_i \cdot \Delta z_i$ (kN/m)
CÁT	0÷1	6200	30	120	20,67	20,67	20,67
	1÷2	7500	50		25,00	25,00	25,00
	6÷7	3100	40		10,33	10,33	10,33
	7÷8	11900	110		39,67	39,67	39,67
	8÷9	9500	92		31,67	31,67	31,67
	9÷9,5	20000	180		66,67	66,67	33,33
SÉT/ BÙN		q_c (kPa) hình 2.54	σ_{vo} (kPa)	$S_u = \frac{q_c - \sigma_{vo}}{11 \rightarrow 15}$	f_i (kPa) $= \alpha S_u$	$f_i \cdot \Delta z_i$ (kN/m)	
	2÷3	700	45	55	55	55	
	3÷4	500	64,5	36	36	36	
	4÷5	600	85,5	34	34	34	
	5÷6	500	106,5	26	26	26	

$\Sigma f_i \cdot \Delta z_i = 311,67 \text{ kN/m} .$

Từ phương trình (1.24) ta có:

$Q_f = u \Sigma f_i \cdot \Delta z_i = [\pi \cdot 0,45] \cdot 311,67 = 440,6 \text{ kN} = 44 \text{ tấn} .$

Vậy sức chịu tải cực hạn là: $Q_u = Q_p + Q_f = 245 + 44 = 289 \text{ tấn} .$

Cọc chủ yếu làm việc nhờ sức kháng mũi (cọc chống), mà sức kháng mũi thường chỉ huy động hết khi chuyển vị của cọc lớn. Do đó, sức chịu tải cho phép là:

$$[Q] = Q_p / 3 + Q_f / 2 - w = 245 / 3 + 44 / 2 - 3 = 100,6 \text{ tấn} .$$

($w = 3$ tấn là khối lượng bản thân cọc thép).

2.6.3.2. Cách tính Schmertmann:

Sức kháng mũi:

$$Q_p = 245 \text{ tấn (theo phần 2.6.3.1).}$$

Sức kháng bên:

Tương tự, ta lập được bảng tính toán sau:

Bảng 2.15. Bảng tính toán sức kháng bên - Schmertmann

	Sâu (m)	q_c (kPa)	f_1 (kPa)	f_2 (kPa)	f_3 (kPa) = c . q_c	f_i (kPa)	$f_i \cdot \Delta z_i$ (kN/m)
		hình 2.54					
CÁT	0+1	6200	3,2	120	74,4	3,2	3,2
	1+2	7500	16,2		90,0	16,2	16,2
	6+7	3100	31,2		37,2	31,2	31,2
	7+8	11900	85,8		142,8	85,8	85,8
	8+9	9500	71,8		114,0	71,8	71,8
	9+9,5	20000	140,4		240,0	120	60
SÉT/ BÙN	Sâu (m)	q_c (kPa)	f_s (kPa)	S_u (kPa)	α	f (kPa)	$f_i \cdot \Delta z_i$ (kN/m)
	2+3	700	27	55	0,92	17,25	17,25
	3+4	500	23	36	0,94	21,02	21,02
	4+5	600	40	34	0,80	27,2	27,2
	5+6	500	35	26	0,85	22,1	22,1

Trong bảng trên, f_1 được tính dựa trên hệ số $K = 0,78$ (tra từ hình 2.50, cọc thép, $L/B = 21,1$ sử dụng xuyên ECPT); còn f_3 được tính dựa vào $c = 0,012$ từ bảng 2.12.

Từ bảng 2.15, ta có: $\sum f_i \cdot \Delta z_i = 355,8 \text{ kN/m}$;

$$Q_f = u \sum f_i \cdot \Delta z_i = [\pi \cdot 0,45] \cdot 355,8 = 503 \text{ kN} \approx 50 \text{ tấn} ;$$

$$Q_u = Q_p + Q_f = 245 + 50 = 295 \text{ tấn} ;$$

$$[Q] = Q_p / 3 + Q_f / 2 - w = 245/3 + 50/2 - 3 = 103,6 \text{ tấn} .$$

2.6.3.3. Cách tính LCPC mới

Sức kháng mũi:

Từ bảng 2.11, đất tại mũi cọc là cát, cọc đóng $\Rightarrow K_c = 0,375$.

q_c trung bình trong khoảng 1B từ mũi cọc xuống là 23,4 MPa (hình 2.53).

$$\Rightarrow q_p = K_c q_c = 8,8 \text{ MPa.}$$

$$\Rightarrow Q_p = 8,8 * \pi/4 * 0,45^2 = 1,44 \text{ MN} = 144 \text{ tấn.}$$

Sức kháng bên:

Từ bảng 2.9, cọc này thuộc loại nhóm 10 (cọc BM)

Từ bảng 2.10:

- Đất sét/ bùn (từ 2 đến 6 m): Vì $q_c < 7,3$ bar và cọc nhóm 10 nên ta sử dụng đường cong 1 (hình 2.49a).
- Đất cát: Khi $q_c > 78,3$ bar (chặt), ta dùng đường cong 3; nếu $36,5 < q_c \leq 78,3$ bar (chặt vừa) ta dùng đường cong 2 (hình 2.49b).

Giá trị tính toán lập thành bảng 2.16.

Bảng 2.16. Bảng tính toán sức kháng bên - LCPC

	Sâu (m)	q_c (MPa)	q_c (ksf)	Đường cong	f_i (ksf)	f_i (kPa)	$f_i \cdot \Delta z_i$ (kN/m)
CÁT	0÷1	6,2	124	2; hình 2.49b	1,30	65	65
	1÷2	7,5	150		1,38	69	69
	6÷7	3,1	62		1,14	57	57
	7÷8	11,9	238	3; hình 2.49b	2,24	112	112
	8÷9	9,5	190		2,10	105	105
	9÷9,5	20,0	400		2,40	120	60
SÉT/ BÙN	2÷3	0,7	14	1; hình 2.49b	0,48	24	24
	3÷4	0,5	10		0,38	19	19
	4÷5	0,6	12		0,42	21	21
	5÷6	0,5	10		0,38	19	19

$$\sum f_i \cdot \Delta z_i = 551 \text{ kN/m.}$$

$$Q_f = u \sum f_i \cdot \Delta z_i = [\pi \cdot 0,45] \cdot 551 = 779 \text{ kN} = 77,9 \text{ tấn.}$$

$$Q_u = Q_p + Q_f = 144 + 77,9 \approx 222 \text{ tấn.}$$

$$[Q] = Q_p / 3 + Q_f / 2 - w = 144 / 3 + 77,9 / 2 - 3 \approx 84 \text{ tấn.}$$

Nhận xét: Trong ví dụ cụ thể này, phương pháp LCPC đánh giá sức chống mũi thấp hơn rất nhiều so với hai phương pháp kia. Tuy nhiên, ma sát bên tính theo LCPC lại nhỉnh hơn một chút.

Tóm lại, có thể dự báo rằng sức chịu tải của cọc từ khoảng 85 đến 100 tấn.

2.7. TRÌNH BÀY KẾT QUẢ

Hiện nay, có rất nhiều phần mềm (chương trình) tính toán và diễn dịch kết quả thí nghiệm CPT, do đó ta không cần phải tính toán bằng tay như ở phần 2.6.

Một trong những chương trình² diễn dịch kết quả của thí nghiệm CPT được trình bày dưới đây. Các hình 2.58 đến hình 2.61 xử lý kết quả CPT của một hố xuyên khác với ví dụ trong phần 2.6. Dữ liệu đầu vào của CPT được lưu ở những ô đậm màu (chiều sâu, q_T và f_s). Kết quả được tính toán và lưu ở những ô màu trắng, sau đó kết quả được vẽ lên các đồ thị thể hiện sự liên tục của các lớp đất. Trong các đồ thị, độ sâu được biểu diễn ở trục tung, còn các chỉ tiêu thí nghiệm và chỉ tiêu cơ lý (tên đất, q_c , f_s , R_f , D_r , φ , S_u , PI , K_0 , OCR , G , M) được biểu diễn ở từng trục hoành của từng đồ thị nhỏ.

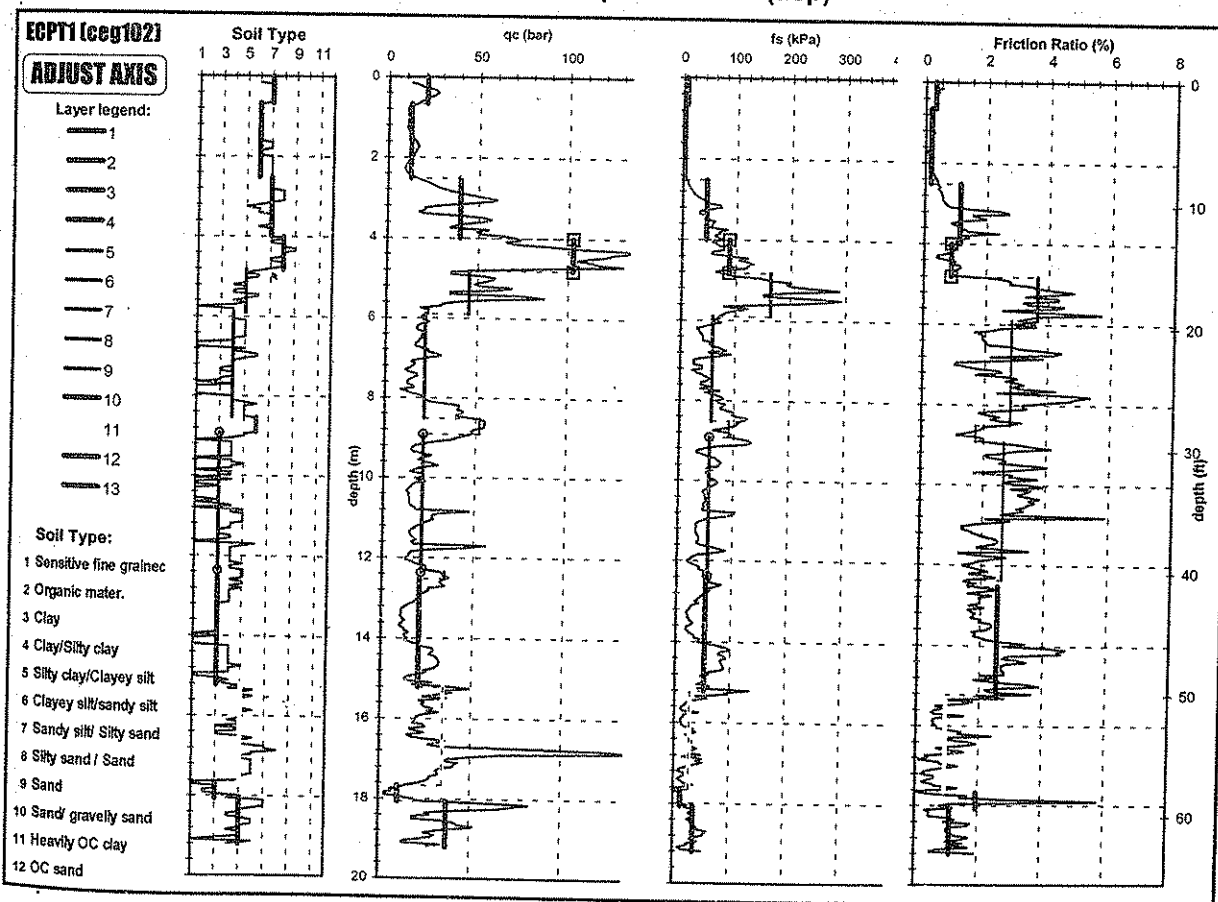
SAVE		NEW		ECPT1 (cegi02)		Case # 1		1		OPEN	
Soil Classification based on:				Properties are correlated based on soil types in column		in predicting S_u : $Nk=constant?$		Relative density D_r by:			
mix (recommended)				F ? <input type="checkbox"/>		15		Jamiolkowski (recommended)			
								Density D_r is corrected by K_q ? <input checked="" type="checkbox"/>			
depth	q_t	f_s	Soil type		σ'_{vo}	Convert	S_u	Indirect correlations			
m	bar	kPa	friction ratio	Average	bar	ed SPT N	(bar) e4.61	$S_u/\sigma'c$	PI (F3.8)	LI (T 2.14)	Sensitivity F.4.28
0	0			G	-						
0.15	12.6	6.4	0.51	6	7	0.03	4	-	-	-	-
0.2	16.4	4.8	0.29	7	7	0.04	6	-	-	-	-
0.25	18.5	7.4	0.40	7	7	0.05	6	-	-	-	-
0.3	24.301	7.4	0.30	7	7	0.05	8	-	-	-	-
0.35	26.4	8	0.30	7	7	0.06	9	-	-	-	-
0.4	26.9	8.7	0.32	7	7	0.07	9	-	-	-	-
0.45	25.601	7.8	0.30	7	7	0.08	9	-	-	-	-
0.5	23.001	6.1	0.27	7	7	0.09	8	-	-	-	-
0.55	20.2	5.3	0.26	7	7	0.10	7	-	-	-	-
0.6	18.101	4.9	0.27	7	7	0.11	6	-	-	-	-

Hình 2.58. Dữ liệu nhập vào và kết quả tính toán

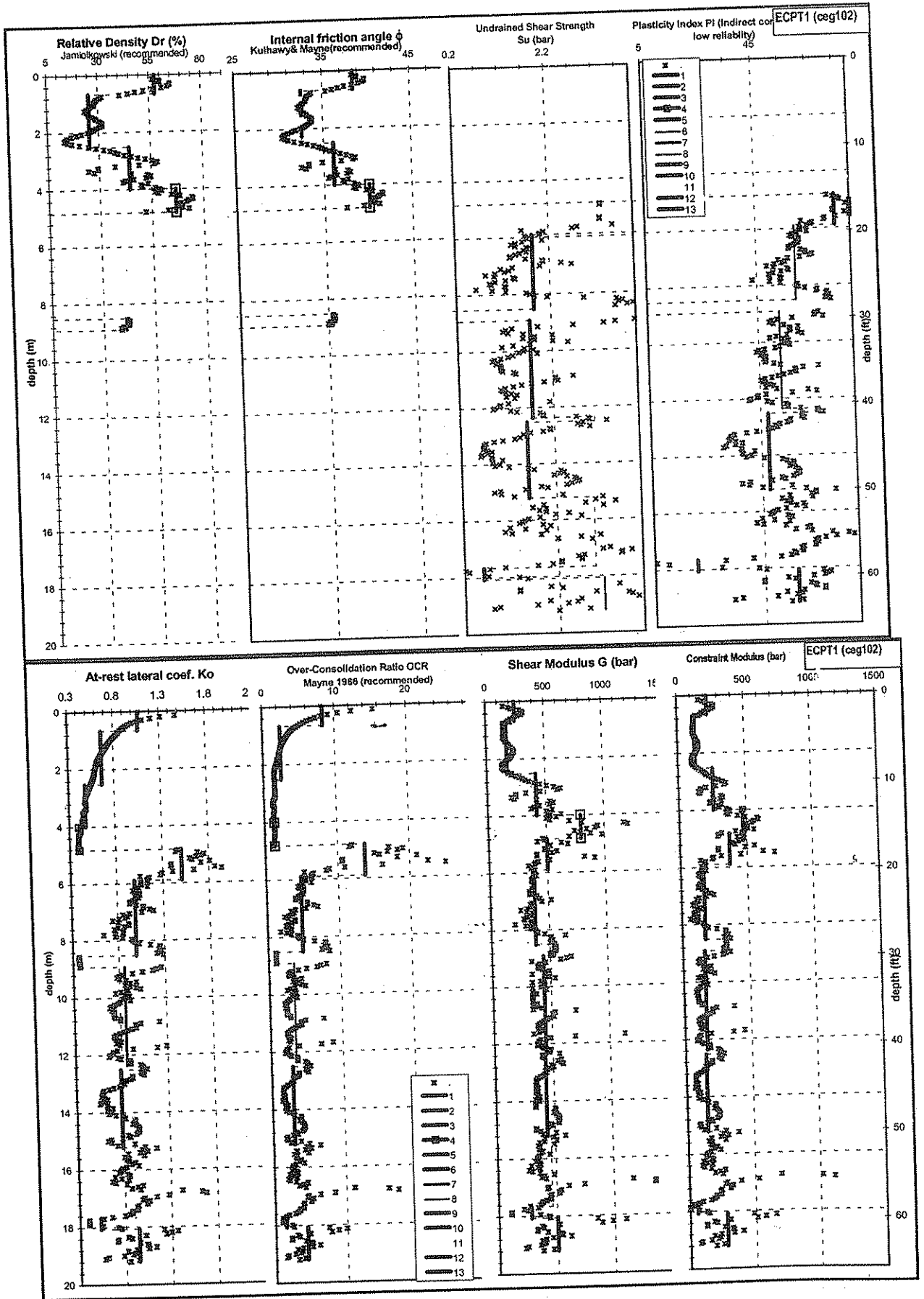
² Chương trình có tại Bộ môn Cơ học Đất, Đại học Xây dựng. ctf@fpt.vn; ngthai@ufl.edu

DELETE		DELETE All		ECPT1 (ceg102)			
Internal angle friction ϕ by:				OCR for clay is correlated by:			
Kulhawy& Mayne(recommended) ▼				Mayne 1986 (recommended) ▼			
Limit ϕ below: 45				Ground Water GWT (m) 9.6			
Dr %	ϕ		Ko	OCR Mayne 1986 (recommen ded)	Constr modulus F5.16; 5.17; 6.10 (Pa)	Indirect correlations	
	Jamiolkowsk i (recommen ded)	Kulhawy& Mayne(reco mmended)				Marchetti	G (bar)
57	38.3	43.7	1.47	15.39	162	149	0.30
60	38.9	43.9	1.31	12.33	195	194	0.31
60	38.9	43.6	1.21	10.44	211	219	0.31
65	39.8	44.1	1.12	9.12	259	288	0.32
65	39.8	43.9	1.05	8.14	272	313	0.32
64	39.6	43.6	1.00	7.38	271	318	0.32
61	39.1	43.0	0.97	6.74	257	303	0.31
57	38.3	42.3	0.94	6.19	232	272	0.30
52	37.5	41.4	0.91	5.72	207	239	0.29
48	36.8	40.7	0.89	5.31	188	214	0.28

Hình 2.59. Kết quả tính toán (tiếp)



Hình 2.60. Đồ thị kết quả (tên đất, q_c , f_s , R_f)



Hình 2.61. Đồ thị kết quả (D_r , ϕ , S_u , PI , K_0 , OCR , G , M)

2.8. ĐỘ TIN CẬY CỦA THÍ NGHIỆM CPT

Mặc dù CPT là một trong những thí nghiệm hiện trường đáng tin cậy nhất, nhưng bất kỳ thí nghiệm nào cũng có sai số. Sai số của CPT được tóm tắt trong bảng 2.17. Bảng 2.18 trình bày số liệu thống kê về độ tin cậy của CPT (xem thêm phụ lục 2). Trong đó, khái niệm về COV xin xem phụ lục 1; còn S_u và ϕ là các giá trị ước tính từ thí nghiệm CPT.

Bảng 2.17. Tóm tắt những sai số của CPT

Do thiết bị	Sai số do kích thước hình học của côn.
	Mũi côn bị mòn, gỉ, ...: Bề mặt côn gồ ghề hơn, do đó, làm tăng sức kháng.
	Măngxông của MCPT có thể bị tắc không đi xuống khi đẩy cần trong.
	Cần trong của MCPT có thể bị gỉ, do đó khó ấn xuống được.
	Cần trong của MCPT bị nén đàn hồi, măngxông tiến xuống ít.
	Thiết bị điện trong ECPT có thể bị hạn gỉ, hỏng hóc do gioăng chắn nước bị hở.
Do thí nghiệm	Do không chuẩn hoá số đọc của thiết bị. Do đọc số đọc 0 (zero reading) trước và sau khi thí nghiệm không đúng.
	Vòng thấm không bão hoà hoàn toàn, dẫn đến sai số của áp lực nước lỗ rỗng.
	Tốc độ xuyên không đúng theo tiêu chuẩn (2 cm /s).
	Côn không đi thẳng: Gạch đá, sỏi có thể làm chệch hướng đi của mũi côn, gây ra kết quả sai lầm.

Bảng 2.18. Thống kê về độ tin cậy của CPT

	$q_{c(MCPT)}$	$q_{t(ECPT)}$	f_s	S_u		ϕ	
				Coi $COV_{CPT}=0$	Gộp cả COV_{CPT}	Coi $COV_{CPT}=0$	Gộp cả COV_{CPT}
σ_x	10%	5%	20%				
COV	0,15-0,25	0,07-0,15		0,30-0,40	0,30-0,47	0,10-0,15	0,12-0,29

2.9. GIÁ THÀNH

Giá thành của thiết bị CPT chủ yếu tập trung vào giá của xe tải hạng nặng. Tuy nhiên, cùng một giàn gia lực trên xe tải này, cả ba thiết bị sau có thể được lắp đặt và thí nghiệm: CPT, DMT và selfboring PMT. Thiết bị CPT sử dụng xe tải 20 tấn có thể thí nghiệm được 170÷200 m một ngày.

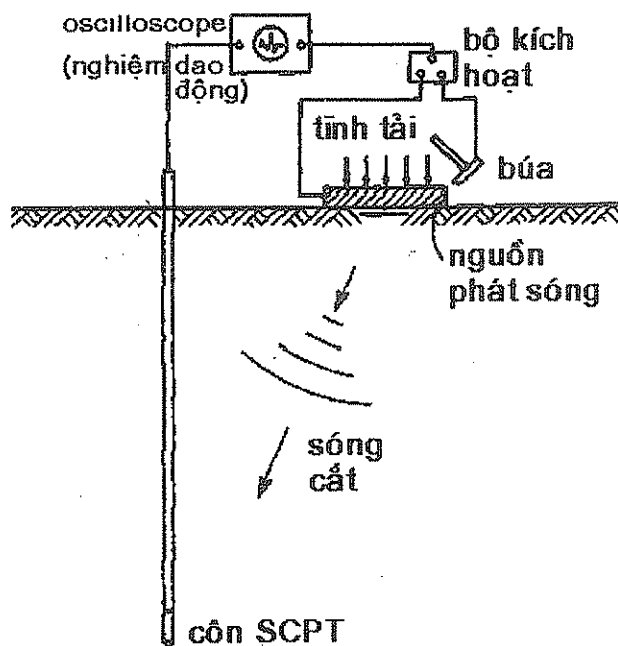
Vào thời điểm 1992, tại Mỹ, giá của một chiếc xe tải 20 tấn (kể cả kích thủy lực, v.v...) là 200.000 USD. Giá của đầu côn đo điện là 4.000 đến 6.000 USD. Giá của thiết bị đo (các đầu đo, máy tính, máy in, v.v...) là 15.000-25.000 USD. Giá thành thí nghiệm là 20÷30 USD/ 1m chưa kể công chuyên chở. Giá thành thí nghiệm tại nước ta khoảng 100.000 đồng/ 1m.

2.10. NHỮNG CẢI TIẾN MỚI VỚI THÍ NGHIỆM CPT

Bảng dưới đây liệt kê các cải tiến của các thiết bị CPT khác nhau. Tuy nhiên, chỉ hai loại CPT đầu tiên (CPT thường và CPTU) là thông dụng và do đó được đề cập trong chương này.

Bảng 2.19. Các thiết bị CPT khác nhau

<p>1. CPT thường Đo sức kháng mũi q_c và kháng bên f_s</p>	<p>6. CPT hạt nhân Đo thêm khả năng dẫn phóng xạ cấp thấp, phát hiện trọng lượng riêng và độ ẩm tại hiện trường</p>
<p>2. CPTU (tức là piezo-cone CPT) Đo thêm áp lực nước lỗ rỗng u</p>	<p>7. CPT nén ngang Đo thêm ứng xử của đất dưới tác dụng nén ngang</p>
<p>3. CPT điện trở Đo thêm điện trở của đất, từ đó trợ giúp vào việc phân loại đất; xác định mực nước ngầm; phát hiện nước thải ô nhiễm</p>	<p>8. CPT lấy mẫu nước Lấy thêm mẫu nước trong khi xuyên</p>
<p>4. CPT nhiệt Đo thêm khả năng dẫn nhiệt của đất, từ đó trợ giúp vào việc phân loại đất</p>	<p>9. CPT âm học Đo thêm khả năng dẫn âm của đất, trợ giúp phân loại đất</p>
<p>5. CPT sóng chấn động (hình 2.62) Đo thêm khả năng dẫn sóng chấn động trợ giúp việc thiết kế móng trong vùng động đất</p>	<p>10. CPT phát hiện ion, độ pH và hàm lượng muối khoáng</p> <p>11. CPT rung</p>



Hình 2.62. CPT sóng chấn động

2.11. TÓM TẮT THÍ NGHIỆM CPT

1) Thí nghiệm CPT đo sức kháng mũi (q_c) và sức kháng bên (f_s) của đất lên mũi và thành bên của thiết bị còn khi ấn thiết bị liên tục xuống đất.

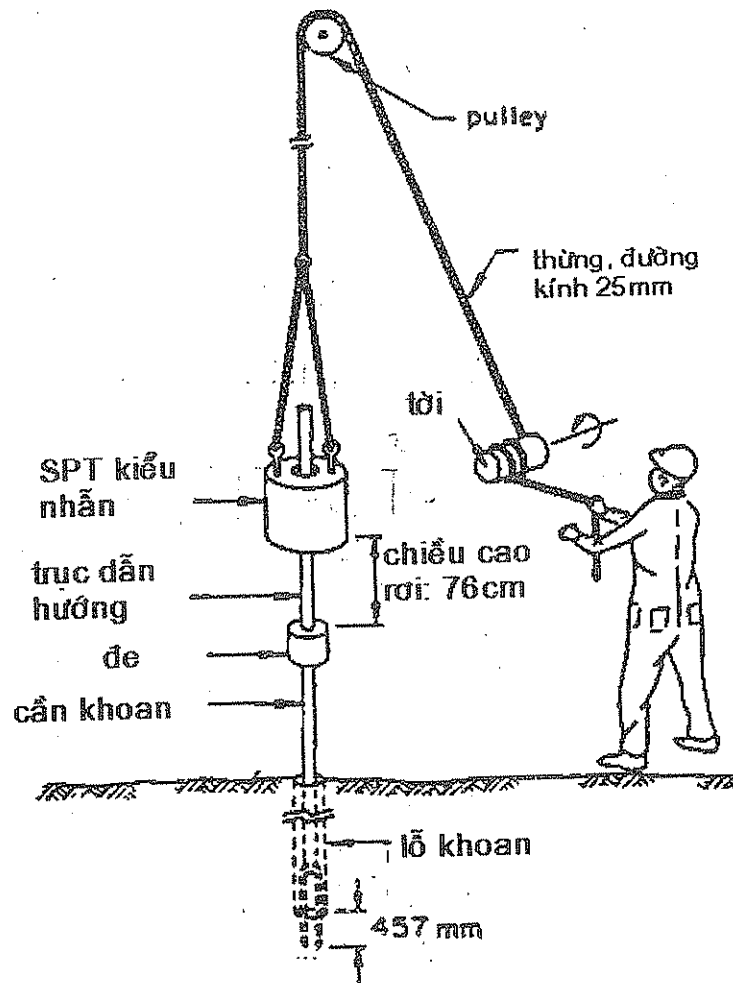
2) Trong khi một số thí nghiệm khác chỉ đọc kết quả ở các khoảng cách 1 đến 3 m (ví dụ SPT, PMT), thí nghiệm CPT cho kết quả liên tục (5÷20 cm) và chi tiết.

3) Dù thí nghiệm CPT không cho ta mẫu đất để đem về thí nghiệm trong phòng, nhưng CPT cho ta một cột đất liên tục, khá chính xác. Hơn nữa, các thấu kính đất (yếu hoặc tốt) đều được phát hiện dưới một mũi xuyên liên tục, tỷ mỉ.

4) Là một thí nghiệm được nghiên cứu nhiều nhất, bởi vậy từ CPT ta cũng có thể ước tính được nhiều nhất các chỉ tiêu cơ lý cũng như ứng dụng trực tiếp vào thiết kế nền móng (từ quan hệ thực nghiệm).

5) Đặc biệt, số đo từ CPT là sức kháng (q_c và f_s)- Bởi vậy những ứng dụng trong ước tính sức chịu tải (của cọc hoặc móng nông), trong ước tính chỉ tiêu kháng cắt (φ , S_u) có độ tin cậy khá cao. Các ứng dụng khác (ước tính độ lún, trạng thái ứng suất, ...) có độ tin cậy thấp hơn.

6) Cũng nên lưu ý rằng, các quan hệ thực nghiệm thường dựa trên đất tương đối đồng nhất (cát hoặc sét). Vì vậy cần cẩn thận khi sử dụng CPT để ước tính các chỉ tiêu cho những đất pha tạp (cát pha, sét pha), hoặc đất phong hoá khác thường.



Thiết bị SPT kiểu nhấn