

CHƯƠNG 3

THÍ NGHIỆM XUYÊN TIÊU CHUẨN (SPT)

3.1. GIỚI THIỆU

3.1.1. NGUYÊN LÝ

Trong thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn (SPT-Standard Penetration Test), ta đóng một ống lấy mẫu (kích thước tiêu chuẩn) vào trong đất dưới năng lượng đóng tiêu chuẩn. Ta đếm số nhát đập để ống mẫu ngập vào trong đất một đoạn là 30 cm.

3.1.2. LỊCH SỬ SPT

Năm 1902, công ty C.R. Gow thí nghiệm SPT đầu tiên với ống lấy mẫu đường kính 2,54 cm (1"), quả tạ để đập SPT nặng 50 kg. Đến năm 1922, thí nghiệm bắt đầu rộng rãi ở Bắc Mỹ khi công ty Gow sát nhập vào công ty Raymond Concrete Pile.



Hình 3.1. Giàn SPT nhỏ

Năm 1927, thí nghiệm SPT được chuẩn hoá như hiện nay (ống lấy mẫu 2", quả tạ 63,6 kg). Năm 1948, Terzaghi và Peck mô tả chi tiết thí nghiệm SPT trong cuốn sách "Cơ học đất - Lý thuyết và Thực tiễn". Từ đó cho đến những năm 1995/1996, SPT trở thành thí nghiệm phổ thông nhất ở Bắc Mỹ. Tuy nhiên, tất cả các nhà khoa học ở Bắc Mỹ đều cho rằng, đây là thí nghiệm bị các nhà thầu lạm dụng nhất (theo nghĩa, nhẽ ra nên kết hợp cùng thí nghiệm CPT, hoặc DMT hoặc thí nghiệm khác, thì, vì quá quen thuộc và có sẵn thiết bị, người ta lại chỉ tiến hành SPT).

3.2. NỘI DUNG THÍ NGHIỆM SPT

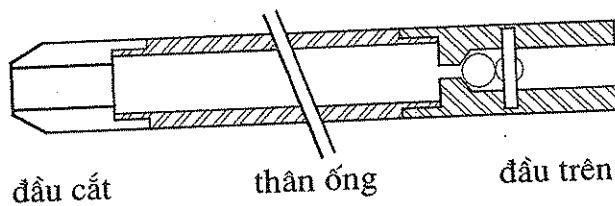
3.2.1. CÁC THÀNH PHẦN CỦA THIẾT BỊ

Thiết bị SPT gồm có: thiết bị khoan tạo lỗ (có thể là khoan guồng xoắn, hoặc khoan dung dịch), ống lấy mẫu (hình 3.2), quả tạ.

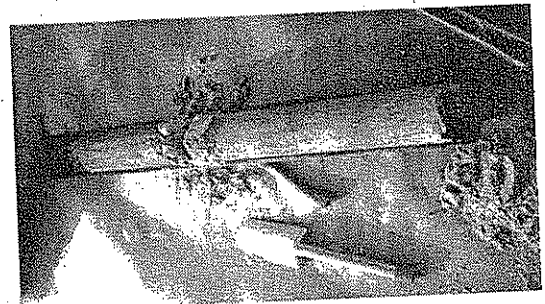
Nếu khoan tạo lỗ giữ thành bằng dung dịch luân chuyển (bentonite), thì dung dịch phải có tỷ trọng tối thiểu là 1,05, và lỗ khoan luôn luôn phải đầy dung dịch. Nên hạn chế dùng ống casing giữ thành. Nếu có dùng casing, đáy của casing phải cách vị trí đập SPT ít nhất 1,5m.

Ống lấy mẫu (dạng bở đôi) có đường kính trong là 30,8 mm (1,5"), đường kính ngoài 50,8 mm (2,0").

Quả tạ nặng 63,6 kg (140 lbs) và rơi ở độ cao 76,2 cm (30").



Hình 3.2. Ống lấy mẫu SPT



Hình 3.3. Đất trong ống (sau khi bở đôi)

3.2.2. TRÌNH TỰ THÍ NGHIỆM

- 1) Khoan tạo lỗ đến độ sâu thí nghiệm.
 - 2) Lắp ống lấy mẫu vào cần, đưa xuống đáy hố khoan.
 - 3) Cho rơi quả tạ xuống đầu cần.
 - Đập ống xuyên để ngập 15 cm. Ta không cần đếm số nhát đập này;
 - Đập tiếp, đếm số nhát đập N_1 để ống xuyên được 15 cm (từ cm thứ 15 đến cm thứ 30);
 - Đếm số nhát N_2 để ống xuyên tiếp 15 cm nữa (từ cm thứ 30 đến cm thứ 45);
 - Kết quả của thí nghiệm là $N = N_1 + N_2$.
- Như vậy, N là số nhát đập để ống xuyên được 30 cm, ở Việt Nam, chúng ta ký hiệu là N_{30} . Tuy nhiên, đây là ký hiệu sai, các nước phương Tây sẽ hiểu là năng lượng thực mà ống lấy mẫu nhận được tại các công trình ở Việt Nam chỉ là 30% (xem phần 3.2.3).
- 4) Rút ống lấy mẫu lên, bở đôi và thu lấy mẫu đất, đem về thí nghiệm trong phòng.

- 5) Lập lại các bước 1 đến 4. Thường, ta cứ thí nghiệm 1,5 m sâu một lần.
- 6) Nếu đã đập quá 100 nhát đập rồi mà ống xuyên vẫn chưa qua được 30 cm thì ta cũng dừng thí nghiệm lại.

3.2.3. CHUẨN HOÁ SỐ ĐỌC

Trong tất cả các thí nghiệm hiện trường, SPT là một trong những thí nghiệm không chính xác nhất. Nếu hai người khác nhau, sử dụng hai thiết bị khác nhau, thí nghiệm lân cận nhau trên nền đồng nhất, thì kết quả N thể khác nhau đến hơn 100% (tuy nhiên, N_{60} sẽ xấp xỉ nhau, nếu ta biết chính xác năng lượng hiệu quả).

Năng lượng toàn phần do búa rơi là: $E = 63,6 \text{ kg} \times 0,762 \text{ m} \approx 48,4 \text{ kgm}$.

Tuy nhiên, năng lượng E này không hoàn toàn chuyển tới ống lấy mẫu. Sự mất mát năng lượng xảy ra ở các phần chính sau:

- Mất mát năng lượng do ma sát giữa búa rơi với trục dẫn hướng; ma sát giữa dây kéo với ròng rọc.
- Mất mát năng lượng do người thí nghiệm (loại búa kéo bằng dây qua ròng rọc): Khi thả dây để búa rơi, người thí nghiệm không thả tự do mà vẫn hơi nín dây lại (sợ vướng dây, mất công đi nhặt). Đôi khi vì nguyên nhân này mà năng lượng mất đến hơn 20%.
- Mất mát năng lượng do ma sát giữa đất lỗ khoan với cần xuyên, v.v...

Bảng 3.1 trình bày năng lượng hiệu quả trung bình thống kê ở một số nước. Ở các nước đang phát triển, thiết bị SPT phổ biến vẫn là loại nhẫn (donut), sử dụng dây kéo trên ròng rọc. Với loại này, ở các nước tiên tiến, năng lượng hiệu quả là 45÷65%, ở các nước đang phát triển, con số này chắc còn tồi hơn. Hơn nữa, giá trị trong bảng là giá trị trung bình, do đó, nếu có thí nghiệm SPT mà năng lượng hiệu quả chỉ có 20% thì cũng không phải điều lạ (như vậy, nếu $N = 40$, ta tưởng là đất rất tốt, nhưng thực ra là đất xấu vì $N_{100} = 40 \cdot 20/100 = 8$, và $N_{60} = 40 \cdot 20/60 = 13$). Tại Việt Nam, chúng ta chưa có thống kê, nhưng để an toàn, có thể tạm lấy năng lượng hữu ích từ khoảng 30 đến 55%.

Bảng 3.1. Năng lượng hiệu quả (%) của một số thiết bị SPT

Loại SPT	Loại nhẫn (donut)		Loại an toàn (safety)	
	Dây+ròng rọc	Tự động	Dây+ròng rọc	Tự động
Bắc Mỹ	45		70 ÷ 80	80 ÷ 100
Nhật	67	78		
Anh			50	60

Do đó, ta phải chuẩn hoá N về một giá trị có cùng năng lượng hiệu quả. Ở các nước tiên tiến, người ta coi 60% là năng lượng hữu ích trung bình. Do đó, thường quy đổi N về N_{60} (60% năng lượng hữu ích).

Ngoài ra, cùng một loại đất, nếu $N_{60} = 10$ tại 1 m, thì tại 30 m, N_{60} có thể lên tới 20. Đó là do, tại 30 m, áp lực ngang lớn hơn rất nhiều so với tại 1 m, do đó, cần phải đập nhiều nhất đập hơn.

Như vậy, ta cần hai loại hệ số chuẩn hoá chính như dưới đây:

$$N'_{60} = N_{60} \times C_N = N \times C_E \times C_N \quad (3.1)$$

$$(N_{60} = N \times C_E) \quad (3.2)$$

trong đó N'_{60} còn được ký hiệu là $(N_1)_{60}$;

C_E (hay η_1) - hệ số hiệu quả:

$$C_E = \frac{E_h}{60};$$

ở đây E_h - năng lượng hiệu quả có thực của thiết bị;

60 - năng lượng hiệu quả tiêu chuẩn (60%);

Ở nước ta, có thể tạm lấy $C_E = 0,5 \div 0,9$; Khi thiết bị tiên tiến hơn, ta có thể lấy C_E cao hơn;

C_N - hệ số độ sâu. Tuy nhiên, có nhiều tác giả đề nghị các hệ số C_N (gần giống nhau) như sau:

$$\text{Liao \& Whitman (1986): } C_N = (0,9576 / \sigma'_{v0})^{0.5} \quad (3.3)$$

$$\text{Peck (1974): } C_N = 0,77 \cdot \log(20 / 1,05 / \sigma'_{v0}) \quad (3.4)$$

$$\text{Skempton (1986): } C_N = 2 / (1 + \sigma'_{v0}) \quad (3.5)$$

ở đây σ'_{v0} - ứng suất hữu hiệu theo phương đứng, bar ($\approx \text{kg/cm}^2$).

C_N ở phương trình (3.3) tuy đơn giản, nhưng nếu độ sâu nhỏ hơn 2 m thì nên dùng phương trình (3.4) hoặc (3.5) vì phương trình (3.3) cho C_N khá lớn.

Ngoài ra, Bowles (1996) còn đề nghị các hệ số khác (η_2, η_3, η_4), tuy nhiên, các hệ số này không quan trọng so với C_E và C_N :

- $\eta_2 = \min(1,0; 0,03L + 0,7)$ với L là chiều dài cần.
- $\eta_3 = 1,0$ với ống lấy mẫu không có lớp lót;
 $= 0,9$ với ống lấy mẫu có lớp lót, đất cát rời;
 $= 0,8$ với ống lấy mẫu có lớp lót, đất cát chặt hoặc đất sét.
- $\eta_4 = 1,0$ nếu lỗ khoan có đường kính $60 \div 120 \text{ mm}$;
 $= 1,05$ nếu lỗ khoan có đường kính 150 mm ;
 $= 1,15$ nếu lỗ khoan có đường kính 200 mm .

3.3. ƯỚC TÍNH CÁC CHỈ TIÊU CƠ LÝ CỦA ĐẤT DỰA TRÊN KẾT QUẢ SPT

Từ thí nghiệm SPT, ta có thể dự báo rất nhiều chỉ tiêu cơ lý, và số lượng các phương pháp thiết kế móng (móng nông, móng cọc) dựa trực tiếp trên SPT là nhiều nhất (so với các thí nghiệm hiện trường khác). Tuy nhiên, các tương quan này, cũng như những ứng dụng thiết kế nền móng, có độ tin cậy nhỏ do ba lý do chính sau:

- Năng lượng hữu hiệu của thiết bị SPT không biết.
- Thí nghiệm SPT là động, trong khi đó, đa số các chỉ tiêu cơ lý là chỉ tiêu tĩnh.
- SPT ra đời được 70 năm thì người ta mới bắt đầu quan tâm đến việc chuẩn hoá số đọc, do đó, rất nhiều tương quan thực nghiệm (mà ngày nay vẫn đang dùng) lại lấy số đọc thô N (chưa chuẩn hóa) để làm thước đo.

3.3.1. ĐÁNH GIÁ CÁC TÍNH CHẤT VẬT LÝ DỰA TRÊN KẾT QUẢ SPT

3.3.1.1. Đánh giá độ chặt tương đối của đất rời dựa trên kết quả SPT

Terzaghi và Peck (1967) đầu tiên đưa ra tương quan D_r - N (không chuẩn hoá) như ở bảng 3.2:

Bảng 3.2. Độ chặt tương đối D_r

N	0÷4	4÷10	10÷30	30÷50	> 50
$D_r(\%)$	0÷15	15÷35	35÷65	65÷85	85÷100
Trạng thái	rất rời	rời	chặt vừa	chặt	rất chặt

Sau đó, Gibbs và Holtz (1979) chứng minh rằng, D_r còn phụ thuộc vào cấp ứng suất (σ'_{v0}) - đây chính là khái niệm hệ số độ sâu C_N - tuy nhiên, lúc đó khái niệm C_N chưa phổ biến nên Gibbs và Holtz đưa ra đồ thị ở hình 3.4.

Kulhawy và Mayne (1990) trích dẫn phương trình phức tạp (3.6) từ Marcuson và Bieganski, trong đó, D_r phụ thuộc vào cấp ứng suất (σ'_{v0}), cấp phối hạt (qua hệ số đồng nhất $C_u = D_{60}/D_{10}$) và lịch sử ứng suất (OCR):

$$D_r(\%) = 12,2 + 0,75 \sqrt{222N_{60} + 2311 - 711OCR - 779\sigma'_{v0}/p_a - 50C_u^2} \quad (3.6)$$

Ngoài ra, Kulhawy và Mayne (1990) còn trích dẫn phương trình (3.7) (tương tự phương trình 2.2 của CPT), trong đó sử dụng số đọc chuẩn hoá N'_{60} :

$$D_r = \sqrt{\frac{N'_{60}}{(60 + 25 \log D_{50}) \text{OCR}^{0,18} (1,2 + 0,05 \log(t/100))}} \quad (3.7)$$

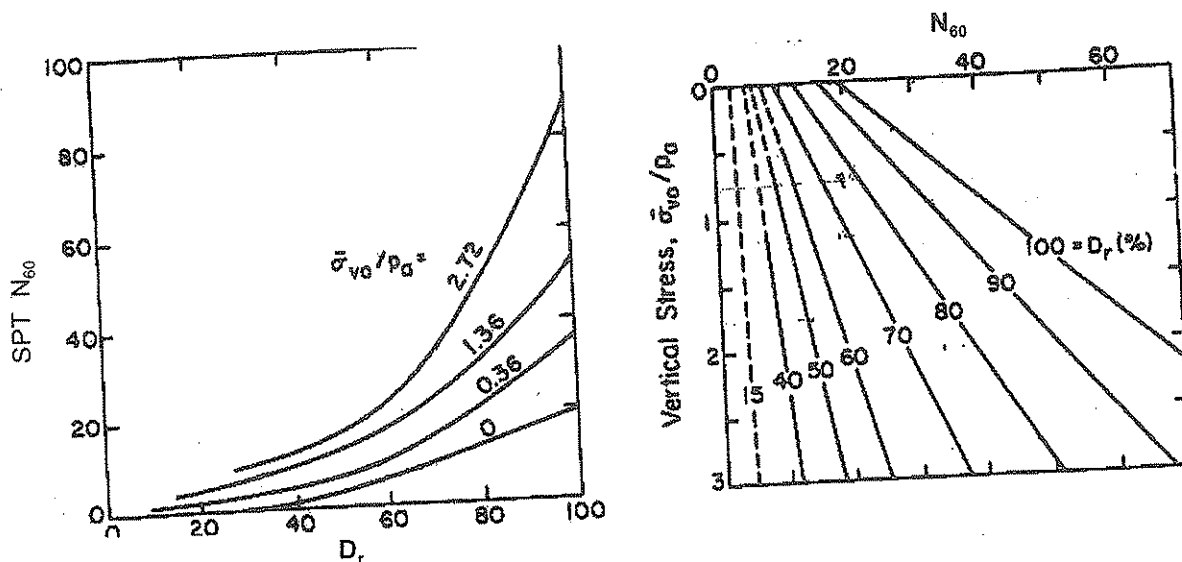
trong đó D_{50} - kích thước trung bình của thành phần hạt, mm;

OCR- hệ số quá cố kết (σ'_c/σ'_{v0});

t - tuổi của đất, năm.

Trong phương trình (3.7), ta có tính đến yếu tố già hoá (tuổi của đất), đại lượng này gọi là C_A và bằng:

$$C_A = 1,2 + 0,05 \log(t / 100) \quad (3.8)$$



Hình 3.4. Quan hệ D_r - N --ứng suất (Gibbs và Holtz, 1979)

3.3.1.2. Đánh giá trạng thái của đất dính dựa trên kết quả SPT

Tương quan giữa LI (độ sệt - liquidity index - còn ký hiệu là B) được trình bày ở bảng 3.3. Tuy nhiên, độ tin cậy của bảng này không cao lắm, vì các đất có độ nhạy cảm khác nhau sẽ có tương quan khác đi.

Bảng 3.3. Trạng thái của đất dính (Szechy và Varga, 1978)

N_{60}	<2	2÷8	5÷15	15÷30	> 30
LI	>0,5	0,25÷0,5	0÷0,25	-0,5÷0	< -0,5
Trạng thái	mềm	dẻo cứng	nửa cứng	cứng	rất rắn

3.3.2. ĐÁNH GIÁ TÍNH BIẾN DẠNG CỦA ĐẤT DỰA TRÊN KẾT QUẢ SPT

3.3.2.1. Đánh giá môđun biến dạng của cát dựa trên kết quả SPT

Môđun biến dạng của cát có thể xác định sơ bộ như sau:

$$E = k N_{60}, \text{ bar} \quad (10^2 \text{ kN/m}^2) \quad (3.9)$$

trong đó

$k = 5$ với đất cát lẫn bụi, sét;

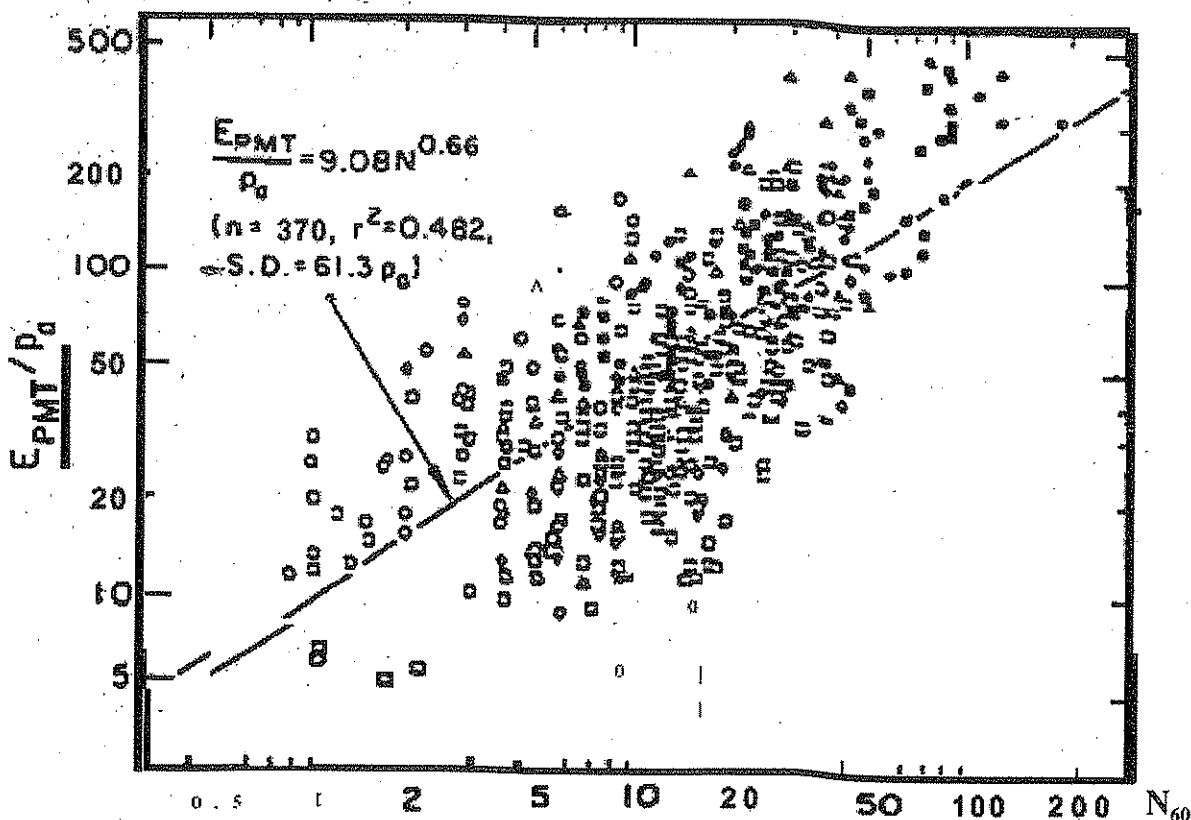
$k = 10$ với đất cát sạch có kết thường;

$k = 15$ với đất cát sạch quá cố kết.

Ohya và cộng sự (1982) cho rằng, thông qua kết quả thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn SPT, ta có thể sơ bộ dự báo môđun biến dạng như ở hình 3.5. Tuy nhiên, như ta thấy trên hình vẽ, độ tin cậy của tương quan không cao lắm. Trong hình vẽ, E được ký hiệu là E_{PMT} , đó là môđun biến dạng xác định thông qua thí nghiệm PMT. Với thí nghiệm PMT trong đất cát, E được coi là môđun biến dạng thoát nước. Trong hình này, phương trình tương quan là:

$$E = 9,08 N_{60}^{0,66}, \text{ bar} \quad (3.10)$$

Ngoài ra, ta cũng có thể sử dụng tương quan $M = C_1 + C_2 N$ của Đức (Cơ học Đất, Vũ Công Ngử, Nguyễn Văn Dũng).



Hình 3.5. Môđun biến dạng của cát E_{0+c} (Ohya)

3.3.2.2. Đánh giá môđun đàn hồi tức thời của sét dựa trên kết quả SPT

Ohya và cộng sự (1982) cho rằng môđun đàn hồi tức thời E_u của sét có thể tạm tính như hình 3.6:

$$E_u \approx (6 \text{ đến } 50) N_{60}^{0,63}, \text{ bar} \quad (3.11a)$$

$$\text{Giá trị trung bình là } E_u \approx 19,3 N_{60}^{0,63} \quad (3.11b)$$

3.3.2.3. Đánh giá môđun biến dạng của sét dựa trên kết quả SPT

Stroud (1974) kiến nghị cách ước tính môđun biến dạng không nở hông như sau:

$$M = 4,1 N_{60} \quad \text{nếu } I_p \text{ (hay PI - chỉ số dẻo)} \geq 30;$$

$$M = (8,6 - 0,15I_p) N_{60} \quad \text{nếu } I_p < 30.$$

Ngoài ra, ta cũng có thể sử dụng tương quan $M = C_1 + C_2 N$ của Đức (Cơ học Đất, Vũ Công Ngữ, Nguyễn Văn Dũng).

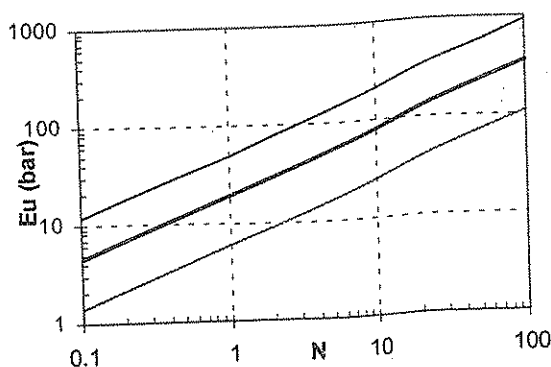
3.3.2.4. Đánh giá môđun cắt của đất dựa trên kết quả SPT

Wroth và cộng sự (1979) cho rằng môđun cắt tức thời G_{\max} (để tính toán kháng chấn) có thể tạm tính như trên hình 3.7:

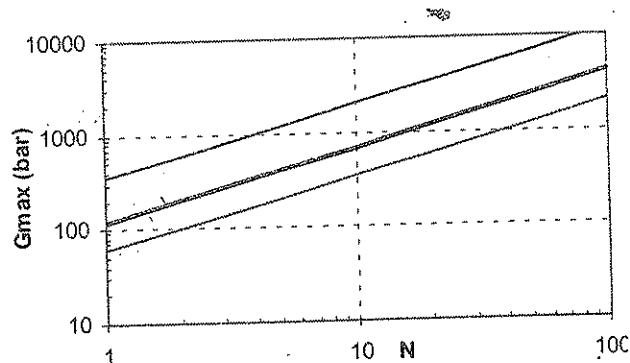
$$G_{\max} \approx (60 \div 350) N_{60}^{0,77}, \text{ bar} \quad (3.12a)$$

$$\text{Giá trị trung bình là } G_{\max} \approx 120 N_{60}^{0,77} \quad (3.12b)$$

Môđun cắt (dưới tải lâu dài) thông thường chỉ bằng 5 đến 10% của môđun cắt cực đại G_{\max} .



Hình 3.6. E_u của sét



Hình 3.7. G_{\max} của sét

3.3.3. ĐÁNH GIÁ HỆ SỐ K_0 VÀ OCR CỦA ĐẤT DỰA TRÊN KẾT QUẢ SPT

3.3.3.1. Đánh giá hệ số K_0 và OCR đất cát dựa trên kết quả SPT

Nói chung, không có một tương quan nào (có độ tin cậy tốt) để dự báo trạng thái ứng suất của đất cát sử dụng kết quả SPT

3.3.3.2. Đánh giá hệ số K_0 và OCR đất sét dựa trên kết quả SPT

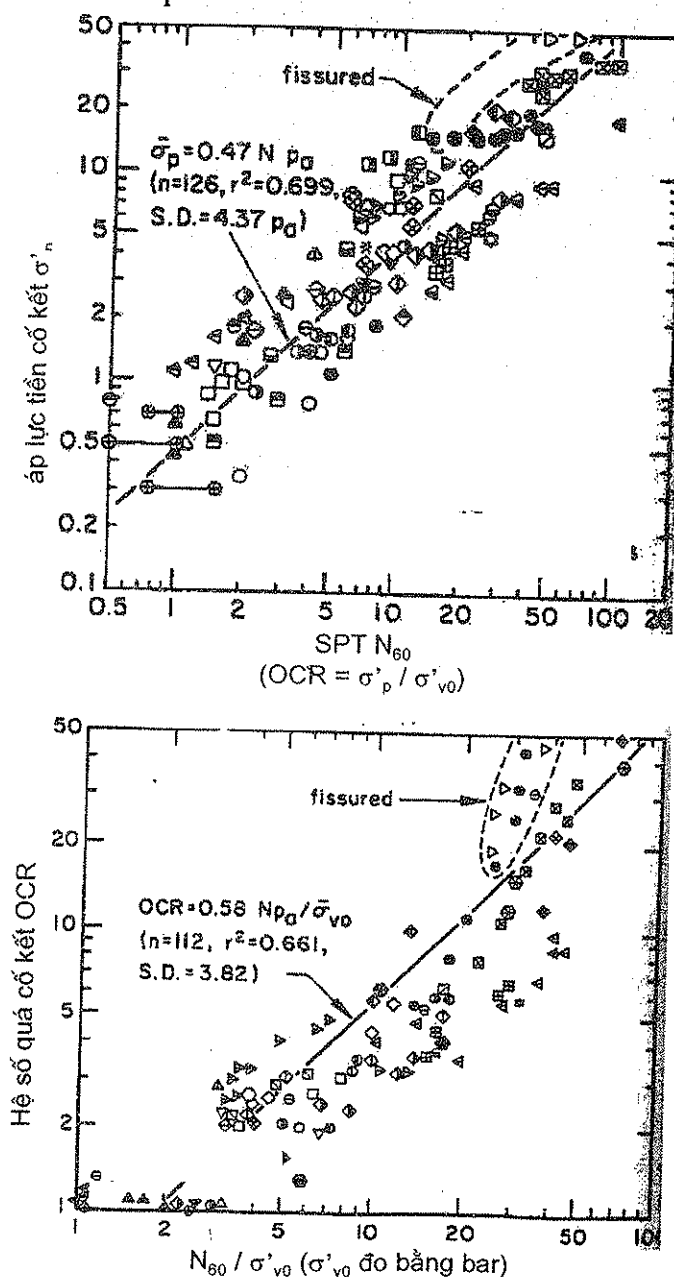
Có rất ít nghiên cứu tìm tương quan giữa N và OCR hay K_0 . Trong số đó, Mayne và Kemper (hình 3.8) cho rằng:

$$\text{OCR} \approx (0,47 \text{ đến } 0,58) \cdot N_{60} / \sigma'_{vo} \quad (3.13)$$

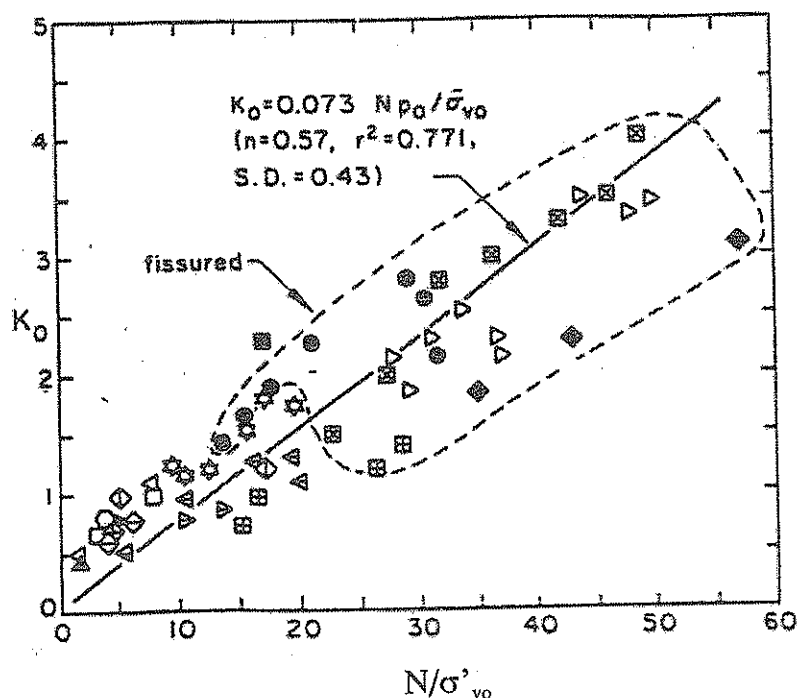
σ'_{vo} tính bằng bar .

Tuy nhiên, nhược điểm trong quan hệ này là đường hồi quy có độ tin cậy không cao lắm. Tương tự như vậy, quan hệ trên hình 3.9 là:

$$K_0 \approx 0,073 \frac{N_{60}}{\sigma'_{vo}} \quad (3.14)$$



Hình 3.8. Quan hệ OCR--N (Kulhawy and Mayne, 1990)



Hình 3.9. Quan hệ K_0 -- N (Kulhawy, 1989); σ'_{vo} tính bằng bar

3.3.4. ĐÁNH GIÁ SỨC KHÁNG CẮT CỦA ĐẤT DỰA TRÊN KẾT QUẢ SPT

3.3.4.1. Đánh giá sức kháng cắt của đất cát dựa trên kết quả SPT

Thô sơ nhất (và cũng có độ tin cậy thấp nhất) là ước lượng ϕ theo bảng 3.4. Cách tính của Peck, Hanson và Thornburn thể hiện trên hình 3.10 có lẽ là thông dụng nhất. Phương trình thể hiện trên hình này là:

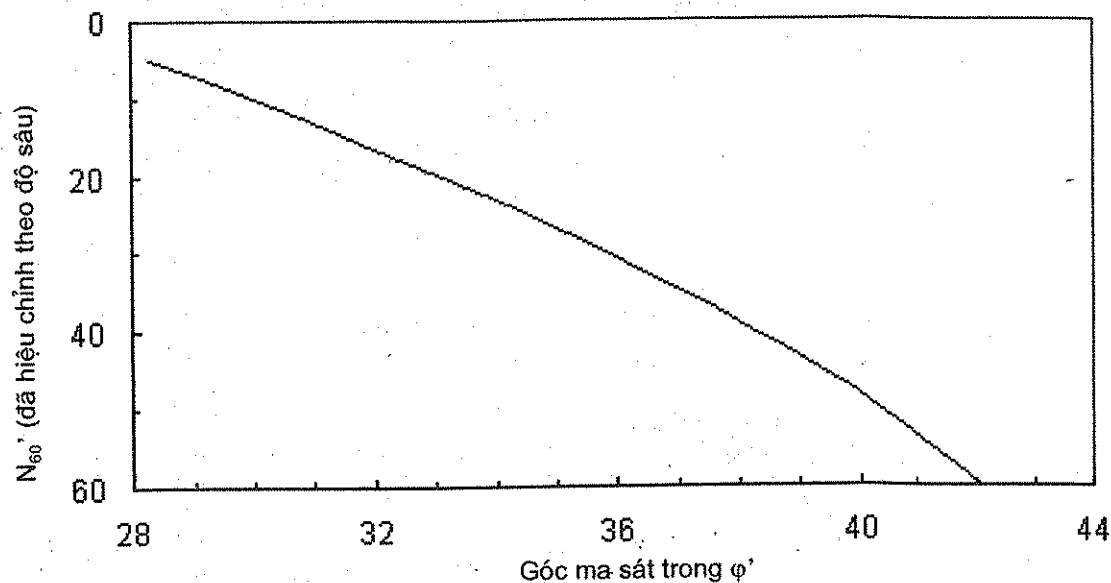
$$\phi \approx 54 - 27,6034 e^{-0,014N'_{60}} \quad (3.15)$$

Hình 3.11 thể hiện cách tính của Schmertmann. Cách tính này được cho là có độ tin cậy tốt, tuy nhiên, không nên dùng với độ sâu nông (nhỏ hơn 2 m):

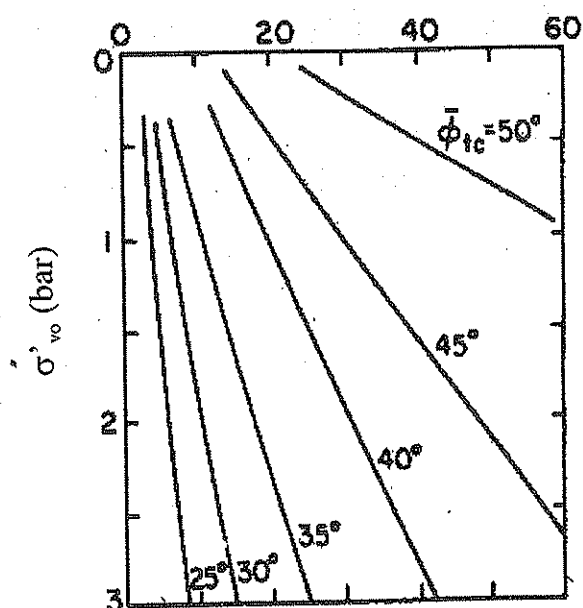
$$\phi \approx \arctg \left[N_{60} / (12,2 + 20,3 \sigma'_{vo}) \right]^{0,34} \quad (3.16)$$

Bảng 3.4. Tương quan N và ϕ

N	$0 \div 4$	$4 \div 10$	$10 \div 30$	$30 \div 50$	> 50
Theo Peck và cộng sự	< 28	$28 \div 30$	$30 \div 36$	$36 \div 41$	> 41
Theo Meyerhof	< 30	$30 \div 35$	$35 \div 40$	$40 \div 45$	> 45
Độ chặt tương đối	rất rời	rời	chặt vừa	chặt	rất chặt



Hình 3.10. ϕ' ước tính từ N_{60}' (Peck, Hanson và Thornburn)



Hình 3.11. ϕ ước tính từ N_{60} (Schmertmann)

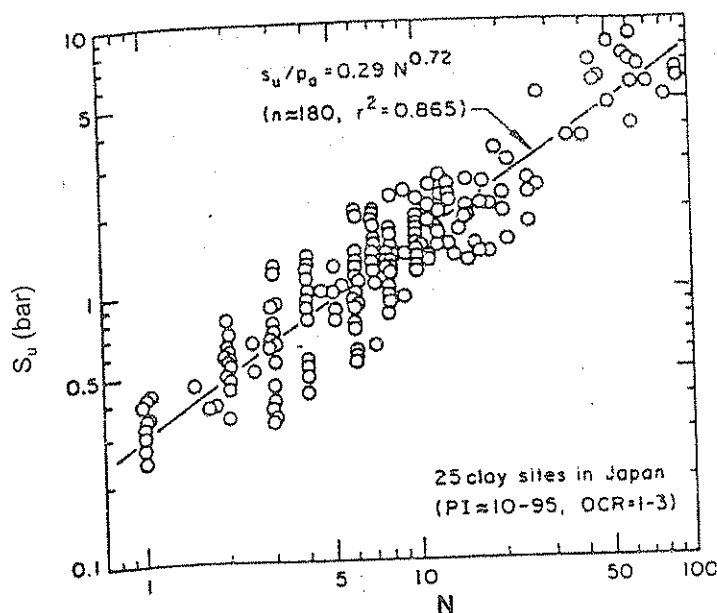
3.3.4.2. Đánh giá sức kháng cắt của đất sét dựa trên kết quả SPT

Các quan hệ giữa sức chống cắt không thoát nước S_u và thí nghiệm SPT thường có độ tin cậy thấp. Trong đó, hai quan hệ phổ biến nhất là:

$$\text{Terzaghi và Peck (1967): } S_u = 0,06 N_{60}, \text{ bar} \quad (3.17)$$

$$\text{Hara (1974): } S_u = 0,29 N_{60}^{0,72}, \text{ bar} \quad (3.18)$$

Nên lưu ý rằng, tương quan N và S_u phụ thuộc vào rất nhiều yếu tố khác, ví dụ như tính nhạy cảm của đất sét.

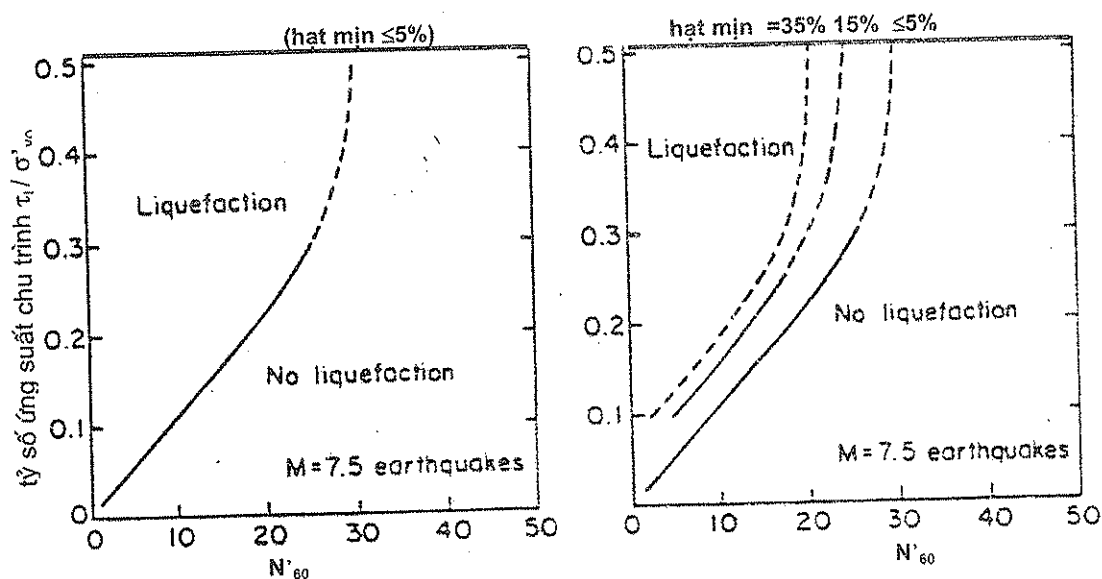


Hình 3.12. Ước tính S_u từ thí nghiệm SPT (Hara, 1974)

3.3.5. ĐÁNH GIÁ KHẢ NĂNG BIẾN LOÃNG CỦA ĐẤT DỰA TRÊN KẾT QUẢ SPT

Dựa vào số liệu ở châu Mỹ, Nhật và Trung Quốc, Seed và de Alba đã thiết lập nên tương quan giữa N'_{60} (hiệu chỉnh theo cả năng lượng và độ sâu) với khả năng biến loãng của đất rời. Kết quả được minh họa ở hình 3.13. Nếu điểm có tọa độ $(\tau_1 / \sigma'_{vo}; N'_{60})$ nằm phía trên đường cong của hình 3.13 thì đất có khả năng biến loãng dưới tác dụng của động đất. Cách xác định τ_1 / σ'_{vo} xem phần 1.1.6.

Trên hình 3.13, ta thấy với cùng giá trị N'_{60} , đất tốt hơn (có khả năng kháng chấn cao hơn) là đất có hàm lượng hạt mịn nhiều hơn trong cấp phối của cát.



Hình 3.13. Khả năng biến loãng của cát dựa trên SPT

a. cát sạch, b. cát lẫn bụi

3.4. ỨNG DỤNG TRỰC TIẾP KẾT QUẢ SPT VÀO THIẾT KẾ MÓNG NÔNG

3.4.1. ĐÁNH GIÁ SỨC CHỊU TẢI CỦA NỀN DỰA TRÊN KẾT QUẢ SPT

3.4.2. DỰ BÁO ĐỘ LÚN DỰA TRÊN KẾT QUẢ SPT

Trong các cách tính trong phần này, các ký hiệu chung sau được sử dụng:

S - độ lún cố kết cuối cùng của móng nông;

B - bề rộng móng, m;

σ'_c - áp lực tiền cố kết của đất (tại độ sâu ở đáy móng);

p_o - áp lực đáy móng:

$$p_o = \frac{\text{tải trọng cột}}{\text{diện tích móng}} + \gamma_{\text{Bê tông \& Đất}} h_m$$

σ'_{gl} - áp lực gây lún:

$$\sigma'_{gl} = p_o - \gamma_{\text{đất}} h_m$$

3.4.2.1. Cách tính của Burland và Burbridge; móng trên nền đất hạt thô

$$S = f_s f_L [(p_o - 0,667\sigma'_c) B^{0,7} I_c], \text{ mm} \quad (3.19)$$

trong đó:

p_o và σ'_c lấy thứ nguyên là kPa (tức là kN/m²);

$$I_c = \frac{1,71}{\bar{N}^{1,4}} \text{ với đất cố kết thường (NC);}$$

$$= \frac{0,57}{\bar{N}^{1,4}} \text{ với đất rất quá cố kết (OC);}$$

với đất quá cố kết ít, ta dùng giá trị I_c trung gian.

ở đây \bar{N} - giá trị trung bình của N_{60} từ đáy móng đến độ sâu 2B.

Nếu đất cát mịn hoặc cát lẫn bụi nằm dưới mực nước ngầm, và $N_{60} > 15$ thì giảm số đọc N_{60} xuống còn: $7,5 + 0,5N_{60}$

$$f_s = \left[\frac{1,25 \frac{L}{B}}{\frac{L}{B} + 0,25} \right]^{0,25}; \quad f_L = \frac{H}{2B(2 - \frac{H}{2B})}$$

ở đây H - bề dày từ đáy móng đến hết các lớp đất cát, sỏi.

3.4.2.2. Cách tính của D'Appolonia; móng trên nền đất hạt thô

Cách tính này áp dụng cho móng đặt trên nền một lớp có bề dày hữu hạn là H (kể từ đáy móng). Độ lún cuối cùng dự báo là:

$$S = \frac{p_0 B}{M} \mu_0 \mu_1 \quad (3.20)$$

trong đó μ_0 - hệ số hiệu chỉnh độ sâu, tra trên hình 3.14a;

μ_1 - hệ số hiệu chỉnh do bề dày các lớp cát sỏi, tra trên hình 3.14b;

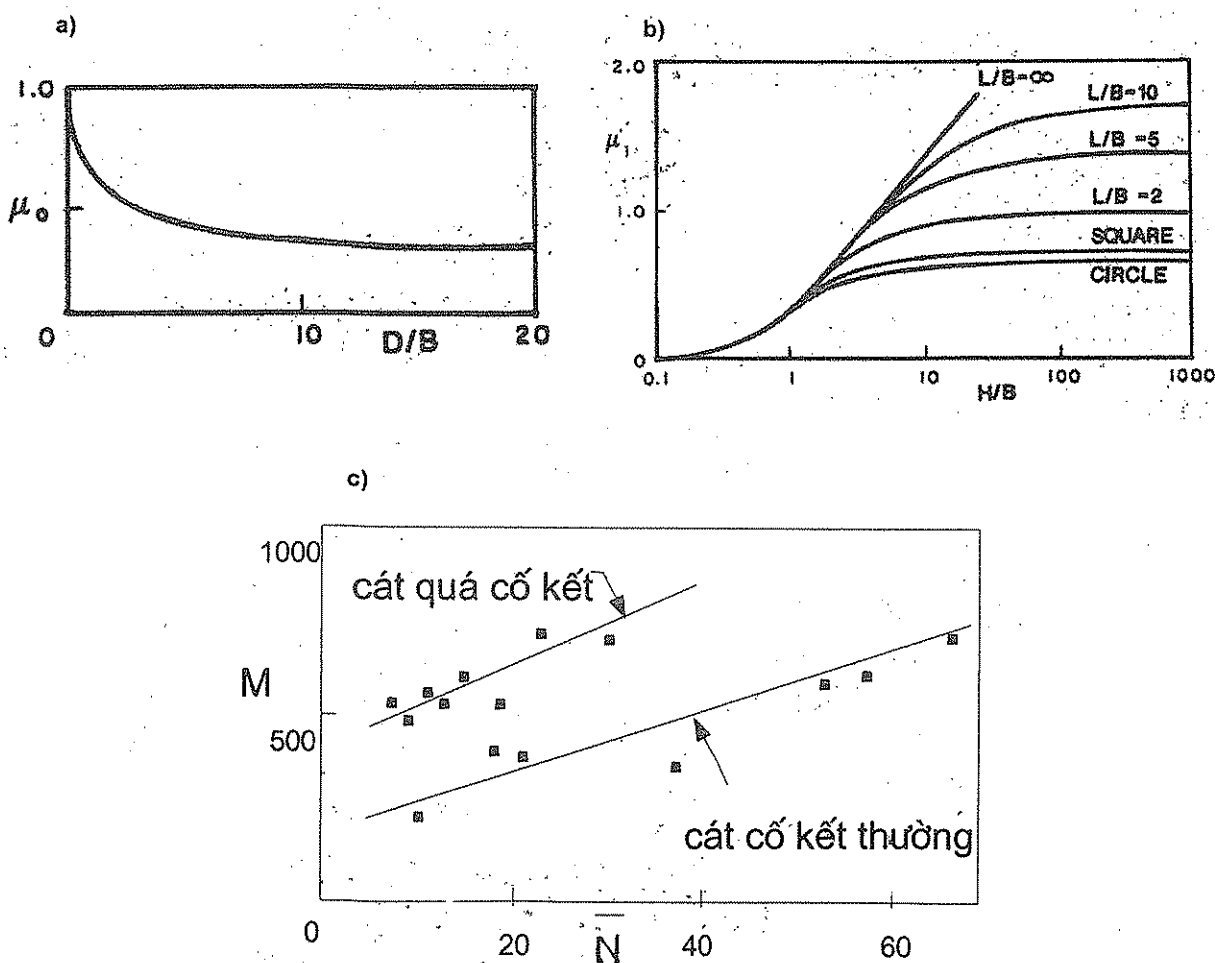
M - tra trên hình 3.14c, và \bar{N} tính trung bình từ đáy móng xuống 1B;

D - chiều sâu chôn móng;

B - bề rộng móng;

L - chiều dài móng;

M và p_0 lấy thứ nguyên là kg/cm^2 (hay bar) .



Hình 3.14. Cách tính của D'Appolonia

a) Hệ số μ_0 ; b) Hệ số μ_1 ; c) Hệ số M

3.4.2.3. Cách tính của Hough; móng trên nền đất hạt thô

Cách tính của Hough tương tự cách tính của Buisman và DeBeer trong phần 2.4.2.3. Đây là phương pháp cộng lún từng lớp, độ lún mỗi lớp phân tố là:

$$S = \sum S_i = \sum \frac{C_r}{C_c} CR \cdot \Delta h_i \cdot \log \frac{\sigma'_{vo} + \sigma'_{zi}}{\sigma'_{vo}} \quad (3.21)$$

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

σ'_{vo} và σ'_{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 (NC) thì $C_r / C_c = 1$; Còn với đất quá cố kết thì $C_r / C_c < 1$;

CR tra trên hình 3.15 dựa trên số đọc hiệu chỉnh theo năng lượng N_{60} của SPT;

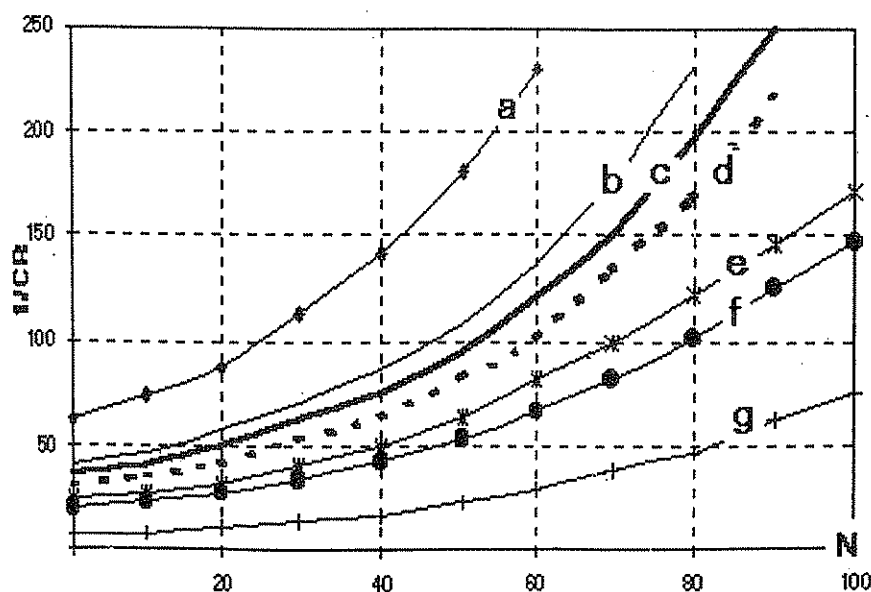
Từ hình vẽ, có thể lấy CR xấp xỉ như sau:

$$1 / CR = 10^{[(1,0771 \cdot N_{60} \cdot c_1 + 80,87 \cdot c_2) / 100]};$$

ở đây, c_1 và c_2 lấy theo bảng 3.5 dưới đây.

Bảng 3.5. Các hệ số c_1 và c_2

Khả năng lún	rất ít		trung bình			rất lớn	
Đất	cát trung, rất sạch, đều	bụi (vô cơ) rất sạch, đều	cát, sỏi (lẫn bụi), cấp phối tốt	cát cấp phối tốt	cát lẫn bụi cấp phối rất tốt	bụi lẫn cát	bụi, nhiều hữu cơ, ít sét
Đường cong	a	b	c	d	e	f	g
c_1	0,902	0,885	0,889	0,905	0,843	0,859	1
c_2	2,188	1,947	1,873	1,778	1,664	1,555	1



Hình 3.15. Quan hệ giữa $1/CR$ và N

3.4.2.4. Cách tính của Peck và Bazaraa

$$S = 2,54 \frac{\sigma_{B/2}}{\sigma'_{B/2}} \left[1 - 0,4 \sqrt{\frac{\gamma \cdot h_m}{p_0}} \right] \frac{2p_0}{N'_{60}} C_B, \text{ cm} \quad (3.22)$$

trong đó $\sigma_{B/2}$ và $\sigma'_{B/2}$ - ứng suất tổng và ứng suất hữu hiệu tại độ sâu $B/2$ kể từ đáy móng;

N'_{60} - kết quả SPT đã hiệu chỉnh theo cả năng lượng vào độ sâu;

γ , h_m và p_0 lấy thứ nguyên là t/m^3 , m và t/m^2 ;

$$C_B = \left(\frac{2B}{B + 0,3} \right)^2;$$

Tuy nhiên, Ladd cho rằng, C_B nên thay đổi như sau:

Đất	Đất yếu ($N'_{60} < 10$)	Đất trung bình ($N'_{60} = 10 + 50$)	Đất rất tốt ($N'_{60} > 50$)
C_B	$\left(\frac{5B}{B + 1,22} \right)^2$	$\left(\frac{2,5B}{B + 0,46} \right)^2$	$\left(\frac{2B}{B + 0,3} \right)^2$

3.4.2.5. Nghiên cứu của FHWA về độ tin cậy của các cách tính

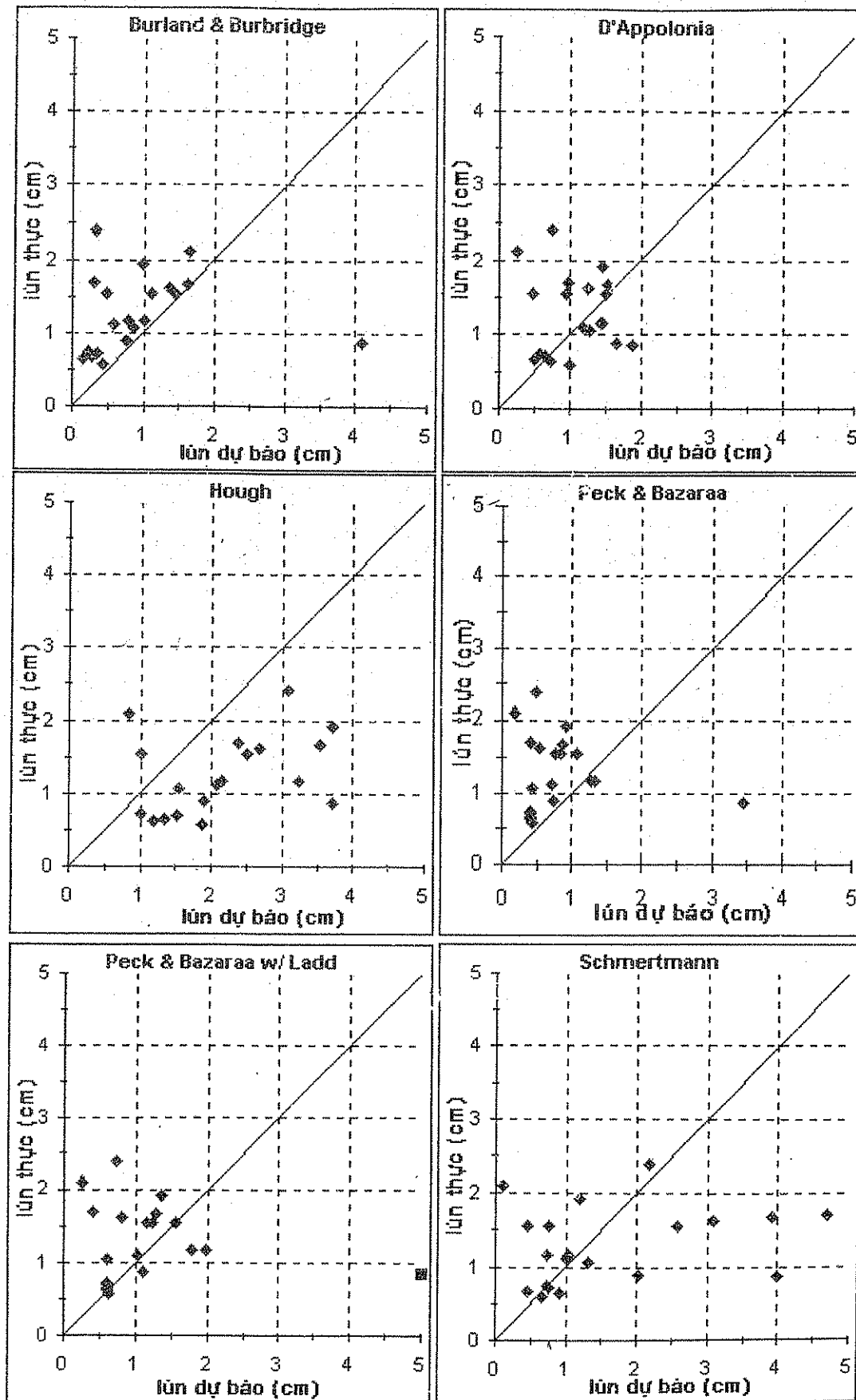
FHWA (Hiệp hội quản lý đường bộ Mỹ) đã tiến hành quan trắc 21 móng nông và tính toán tỷ số (TS) giữa độ lún dự báo và độ lún thực. Giá trị trung bình và độ lệch chuẩn của tỷ số TS đó được trình bày trong bảng 3.6. Đồ thị so sánh (theo từng cách dự báo độ lún) được vẽ trên hình 3.16.

Dựa vào kết quả này, ta có nhận xét sau:

- Cách tính D'Appolonia (phần 3.4.2.2) có độ tin cậy cao nhất: Độ lún dự báo gần với độ lún thực nhất (tỷ số độ lún dự báo và lún thực là $TS = 0,99$, sát với 1,0); Và độ lệch chuẩn là nhỏ nhất (0,51);
- Các cách tính có TS lớn hơn 1 là các cách tính thiên về an toàn (dự báo lớn). Trong các cách tính an toàn ($TS > 1$), thì cách tính Schmertmann (CPT) (phần 2.4.2.2) có độ tin cậy cao nhất. Cách tính của Hough mặc dù có độ lệch chuẩn nhỏ hơn nhưng lại có tỷ số TS quá lớn.

Bảng 3.6. Tỷ số TS giữa độ lún dự báo và độ lún thực (FHWA)

Cách tính	Trung bình TS	Độ lệch chuẩn
Burland & Burbridge	0,83	0,94
D'Appolonia	0,99	0,51
Hough	1,9	0,82
Peck & Bazaraa	0,75	0,79
Peck & Bazaraa w/ Ladd	1,56	3,27
Schmertmann (CPT)	1,39	1,04



Hình 3.16. So sánh giữa độ lún dự báo và độ lún thực

3.5. ỨNG DỤNG VÀO DỰ BÁO SỨC CHỊU TẢI CỦA CỌC

3.5.1. CÁCH TÍNH CỦA MEYERHOF (ĐẤT RỜI) CHO CỌC CHẾ SẴN VÀ CỌC NHỎI

Meyerhof kiến nghị cách tính sức chịu tải của cọc *bê tông trong đất cát* vào năm 1976. Tuy nhiên, hiện nay có tới hơn bốn phiên bản khác nhau của cách tính Meyerhof. Trong phần này sẽ trình bày các phiên bản đó. Tuy nhiên, người viết khuyên bạn đọc nên dùng cách tính của Schmertmann (phần 3.5.2), vì nó áp dụng được cho mọi loại đất và đáng tin cậy hơn nhiều.

3.5.1.1. Sức kháng bên

- Theo AASHTO 1996/2000: $f_i = k_2 N_{60}$ (kPa) ;
- Theo Meyerhof 1976/1981: $f_i = k N_{60}$ (kPa) ;
- Theo Bowles, 1996: $f_i = k N'_{60}$ (kPa) .

trong đó N_{60} - số đọc từ thí nghiệm SPT;

N'_{60} - số đọc hiệu chỉnh theo phương trình (3.1);

$k = 2$ với cọc bê tông, cọc ống thép bịt kín đầu trước khi đóng;

$k = 1$ với cọc ống thép hở đầu, cọc H, cọc nhỏi;

$k_2 = 0,96 k$ (do AASHTO quy định chặt chẽ về việc đổi thứ nguyên);

Trong bất cứ trường hợp nào, ma sát bên đơn vị f_i cũng phải nhỏ hơn 100 kPa.

3.5.1.2. Sức kháng mũi

- Theo AASHTO 1996/2000:

$$q_p = 0,38 N'_i L / B, \text{ bar};$$

trong đó

N'_i - giá trị N'_{60} trung bình gần mũi cọc (hiệu chỉnh theo phương trình 3.1);

L - chiều dài đoạn cọc nằm trong đất rời;

B - đường kính cọc.

- Theo Bowles, 1996 (tương tự AASHTO):

$$q_p = 0,4 N'_{8+3B} L / B, \text{ bar};$$

trong đó

N'_{8+3B} - giá trị N'_{60} trung bình $8B$ lên trên và $3,5B$ xuống dưới mũi cọc

(đã hiệu chỉnh theo phương trình 3.1).

- Theo Meyerhof, 1976/1981: $q_p = 0,4 N_t L / B$, bar ;

trong đó N_t - giá trị N_{60} (không hiệu chỉnh theo độ sâu) lấy trung bình gần mũi cọc.

- Theo U.S. Army CORPS of Engineers, 1992 (Tương tự Meyerhof):

$$q_p = 0,38 N_{8+3B} L / B, \text{ bar}$$

trong đó

N_{8+3B} - giá trị N_{60} (không hiệu chỉnh theo độ sâu) lấy trung bình ở 8B và 3,5B gần mũi cọc.

- Ngoài ra, sức kháng mũi còn phải nhỏ hơn giá trị cực đại q_L (*bar*) cho dưới đây:

Theo AASHTO 1996/2000:

$$q_L = 4 N', \text{ khi mũi cọc trong đất cát;}$$

$$= 3 N', \text{ khi mũi cọc trong đất bụi;}$$

Theo Bowles, 1996: $q_L = 3,8 N'_{8+3B}$;

Theo Meyerhof, 1976/1981: $q_L = 4 N_t$ khi mũi cọc trong đất cát;

$$= 3 N_t \text{ khi mũi cọc trong đất cát;}$$

Theo U.S. Army, 1992: $q_L = 3,8 N_{8+3B}$.

3.5.2. CÁCH TÍNH CỦA SCHMERTMANN SPT CHO CỌC CHẾ SẴN

Cách tính của Meyerhof đã được tập thể nhiều tác giả (Schmertmann, Lai, Graham, McVay, v.v...) sửa đổi bổ xung liên tục trong hơn 10 năm qua để áp dụng cho mọi loại cọc đúc sẵn, trong mọi loại đất và với độ tin cậy cao hơn. Cách tính này ban đầu được đặt tên là SPT91, rồi SPT94, rồi SPT97, v.v... Sau đó, để thống nhất, người ta gọi là cách tính Schmertmann.

Đầu tiên, số đọc N_{60} từ thí nghiệm SPT được giới hạn như sau:

- Nếu $N_{60} < 5$ thì lấy $N_{60} = 0$ (bỏ qua ma sát bên khi đất yếu. Tuy nhiên, sau này nhiều tác giả kiến nghị nên thay tiêu chí quá an toàn $N_{60} < 5$ bằng tiêu chí $N_{60} < 4$ hoặc 3);
- Nếu $N_{60} \geq 60$ thì $N_{60} = 60$.

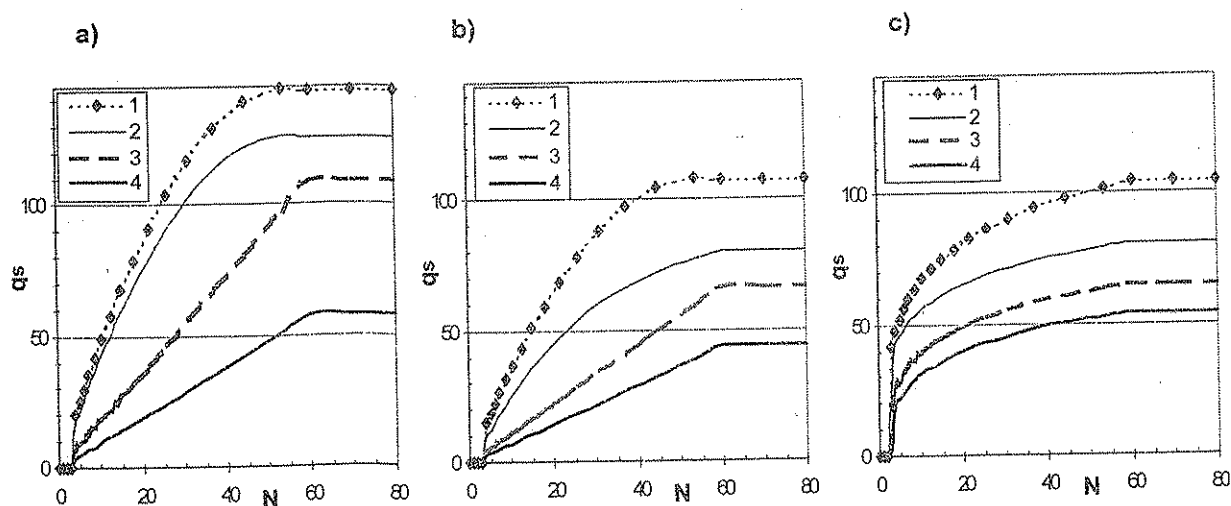
3.5.2.1. Sức kháng bên

Sức kháng bên cực hạn đơn vị được lấy theo bảng 3.7 và được vẽ minh họa trên hình 3.17. Từ hình 3.17 ta thấy rằng, sức kháng bên của cọc trong đất sét (ký hiệu là 1) là cao nhất, giá trị đó giảm dần với đất cát (3) và cuối cùng là đá vôi (4). Ta cũng thấy rằng, sức kháng bên của cọc bê tông là lớn hơn với cọc thép.

Bảng 3.7. Sức kháng bên f_t (hay q_s) (kPa), cách tính Schmertmann SPT

Ký hiệu	Loại đất	Bê tông	Cọc H	Cọc ống thép
1	Đất sét	$\frac{2,0 N (110 - N)}{41,84}$	$\frac{2 N (110 - N)}{55,72}$	$18,58 + 20,93 \ln N$
2	Hỗn hợp sét-bụi-cát; Cát rất nhiều bụi; Bụi	$\frac{2,0 N (110 - N)}{47,86}$	$-2,174 + 3,16 N - 0,044 N^2 + 2,36 \times 10^{-4} N^3$	$23,27 + 14,08 \ln N$
3	Cát	1,82 N	1,11 N	$5,55 + 14,56 \ln N$
4	Đá vôi mềm; Cát lẫn nhiều vỏ sò, hến	0,96 N	0,73 N	$1,72 + 12,83 \ln N$

Ghi chú: Trong bảng 3.7, để cho gọn khi trình bày bảng, N_{60} được viết là N.



Hình 3.17. Sức kháng bên, cách tính Schmertmann SPT

a) cọc bê tông; b) cọc H; c) cọc ống thép.

3.5.2.2. Sức kháng mũi

Ta gọi đất ở mũi cọc là điểm A. Khi đó, giá trị sức kháng mũi q_p trung bình ở điểm A được tính như sau:

$$q_{p@A} = \frac{\text{trung bình trọng số } q_{pi} \text{ ở } 8B \text{ trên A} + \text{trung bình trọng số } q_{pi} \text{ ở } 3,5B \text{ dưới A}}{2}$$

Giá trị q_{pi} được tính toán dựa trên bảng 3.8. Ta thấy rằng, ngược lại với phần 3.5.2.1, sức kháng mũi của đất sét (1) là thấp nhất, sau đó tăng dần với các loại đất ký hiệu từ số 2 đến số 4.

Bảng 3.8. Sức kháng mũi q_p (kPa), cách tính Schmertmann SPT

Ký hiệu	Loại đất	Bê tông và cọc H	Cọc ống thép
1	Đất sét	67 N	46 N
2	Hỗn hợp sét-bụi-cát; Cát rất nhiều bụi; Bụi	153 N	92 N
3	Cát	306 N	126 N
4	Đá vôi mềm; Cát lẫn nhiều vỏ sò, hến	345 N	184 N

Sau khi tính Q_f và Q_p từ phương trình (1.24) và (1.25), trong cách tính của Schmertmann, còn có thêm khái niệm sức chịu tải huy động, đó là:

$$\text{Với cọc bê tông và H: } Q_{hd} = Q_f + Q_p/3 \quad (3.23)$$

$$\text{Với cọc ống thép: } Q_{hd} = Q_f + Q_p/2 \quad (3.24)$$

Và sức chịu tải cho phép được coi là: $[Q] = Q_{hd}/2$

Như vậy, theo cách tính này, hệ số an toàn cho sức kháng bên là $F_f = 2$, và hệ số an toàn cho sức kháng mũi là $F_p = 2 \times 3 = 6$ cho cọc bê tông và cọc H; $F_p = 2 \times 2 = 4$ cho cọc ống thép.

3.5.2.3. Chiều sâu ngàm đủ

Nếu chiều sâu ngàm của đoạn cọc trong lớp đất chịu tải (đất tốt) là đủ lớn, thì sức kháng bên và mũi sẽ được tính toán như ở phần 3.5.2.1 và 3.5.2.2. Tuy nhiên, nếu chiều sâu ngàm không đủ, thì sức kháng mũi sẽ bị giảm đi.

Ta gọi D_A (actual) là chiều sâu ngàm thực (của cọc vào lớp đất tốt), và D_C (critical) là chiều sâu ngàm cần thiết. D_C phụ thuộc vào loại đất như ở bảng 3.9. Trong bảng, B là đường kính cọc.

Bảng 3.9. Chiều sâu ngàm cần thiết

Ký hiệu	Loại đất	D_C/B
1	Đất sét	2
2	Hỗn hợp sét-bụi-cát; Cát rất nhiều bụi; Bụi	4
3	Cát có: $N \leq 12$	6
	$N = 13 - 29$	9
	$N \geq 30$	12
4	Đá vôi mềm; Cát lẫn nhiều vỏ sò, hến	6

Khi lớp đất ở mũi cọc xấu hơn lớp đất bên trên (hiếm khi thiết kế như vậy) thì ta không cần hiệu chỉnh sức chịu tải tính được.

KHI LỚP ĐẤT Ở MŨI CỌC TỐT HƠN LỚP ĐẤT BÊN TRÊN VÀ:

Nếu $D_A < D_C$ (hình 3.18a), thì phải hiệu chỉnh như sau:

$$q_p = q_{LC} + \frac{D_A}{D_C}(q_T - q_{LC}) \quad (3.25)$$

$$f_i = \frac{f_{io}}{q_T} \left[q_{LC} + \frac{D_A}{2D_C}(q_T - q_{LC}) \right] \quad (3.26)$$

trong đó q_p - sức kháng mũi hiệu chỉnh;

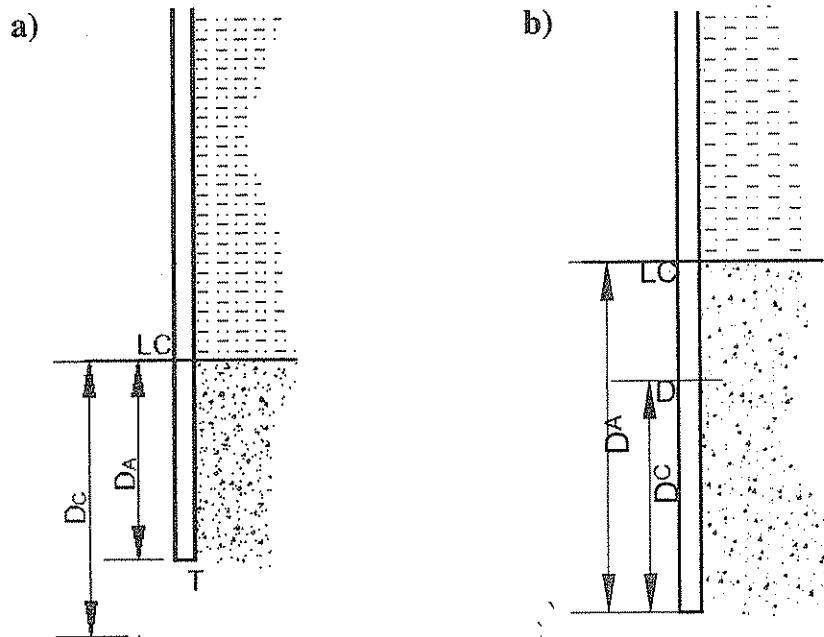
q_{LC} - sức kháng mũi tính ở mặt phân lớp như ở bước 3.5.2.2;

q_T - sức kháng mũi (chưa hiệu chỉnh) tính ở mũi cọc như ở bước 3.5.2.2;

f_i - sức kháng bên hiệu chỉnh của phần cọc trong lớp đất tốt ở đoạn cuối cọc;

f_{io} - sức kháng bên (chưa hiệu chỉnh) của cùng phần cọc như khi tính f_i .

Trong phương trình (3.25) và (3.26), cả q_p và f_i đều nhỏ hơn giá trị chưa hiệu chỉnh (q_T và f_{io}).



Hình 3.18. Hiệu chỉnh sức kháng

Nếu $D_A > D_C$ (hình 3.18b), thì phải hiệu chỉnh như sau:

$$f_{iLC-D} = \frac{f_{ioLC-D}}{q_{CD}} [q_{LC} + 0,5(q_{CD} - q_{LC})] \quad (3.27)$$

trong đó f_{iLC-D} - sức kháng bên hiệu chỉnh cho đoạn cọc từ điểm LC (mặt phân lớp, tức là layer change) tới điểm D;

f_{ioLC-D} - sức kháng bên chưa hiệu chỉnh cho đoạn LC-D;

q_{CD} - sức kháng mũi tính tại điểm D (không hiệu chỉnh).

Sức kháng mũi q_p không cần hiệu chỉnh.

3.6. QUAN HỆ GIỮA CPT VÀ SPT

Quan hệ giữa kết quả CPT và SPT không phải là tuyến tính. Tỷ số q_T / N còn phụ thuộc vào tên đất (xem bảng 2.5). Trước đó (1986), Robertson phân loại đất ra 12 vùng như ở hình 2.23; trong đó, quan hệ q_T và N lấy theo bảng 3.10.

Ngoài ra, với cát, tỷ số này còn phụ thuộc vào đường kính trung bình cỡ hạt D_{50} như hình 3.19.

Bảng 3.10. Tương quan giữa CPT và SPT theo Robertson - 1986

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

Quan hệ ở hình 3.19 là:

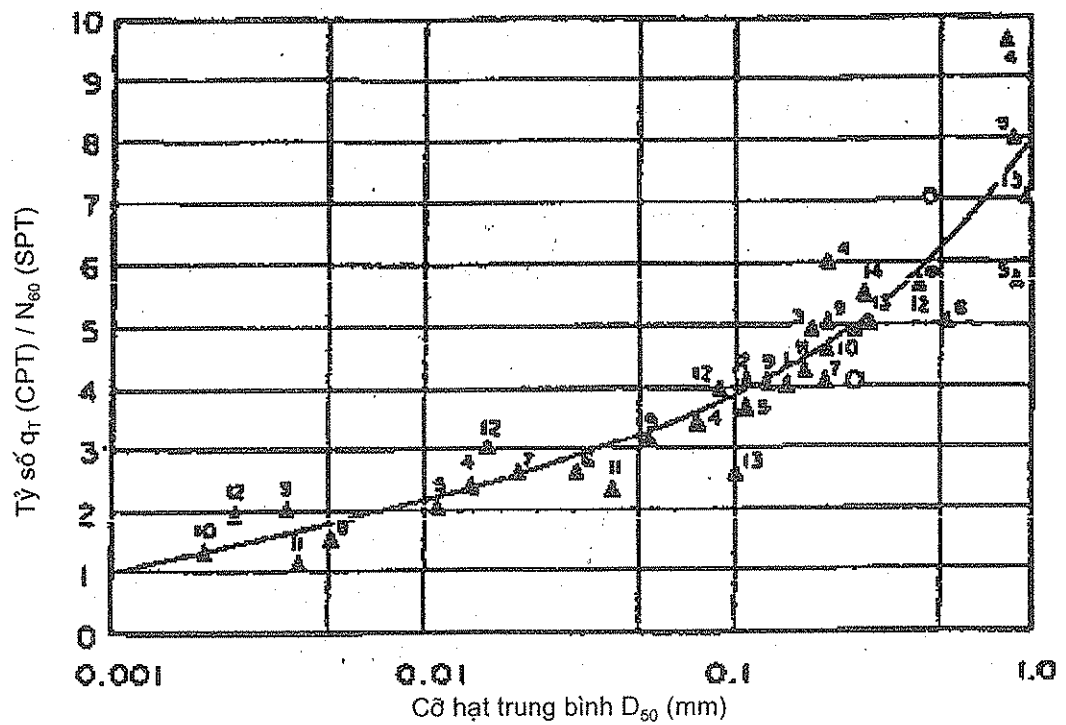
$$q_T / N \approx 5,44 D_{50}^{0,26} \quad (3.28)$$

(q_T đo bằng bar)

Với đất chứa nhiều hạt mịn thì:

$$q_T / N \approx 4,25 - P_{0,074} / 41,3 \quad (3.29)$$

trong đó $P_{0,074}$ - hàm lượng tích lũy hạt lọt qua sàng 0,074 mm (sàng số 200).



Hình 3.19. Tương quan giữa kết quả CPT và SPT

3.7. VÍ DỤ TÍNH TOÁN

3.7.1. VÍ DỤ 1: XÁC ĐỊNH TÍNH CHẤT CƠ HỌC CỦA ĐẤT

Cho kết quả thí nghiệm SPT như trong bảng 3.11. Trong đó:

Cột 1 là độ sâu thí nghiệm, cột 2 là số nhát đập để ống lấy mẫu đi được 30 cm, cột 3 là kết quả phân loại đất trong phòng từ mẫu đất thu được.

Xác định góc φ và môđun biến dạng E. Biết mực nước ngầm tại 3,5 m.

Bảng 3.11. Kết quả thí nghiệm SPT

1	2	3	4	5	6	7
z (m)	N	đất	N_{60}	σ'_{vo} (bar)	φ Schmertmann	
1,52	3	bụi rời	2	0,25	25,66	30,03
3,05	9		6	0,50	32,58	
4,57	9		6	0,65	31,51	
6,10	12		8	0,74	33,38	
6,86	15	bụi chặt vừa	10	0,80	35,02	38,21
7,62	21		14	0,86	37,77	
8,38	24		16	0,92	38,67	
9,14	33		22	0,97	41,36	
9,91	30	cát chặt vừa /chặt	20	1,04	40,03	41,51
10,67	35		23	1,11	40,98	
11,43	27		18	1,18	38,26	
12,19	63		42	1,25	45,00	
13,72	33		22	1,39	39,12	
14,48	38		25	1,46	40,01	
15,24	60		40	1,53	44,25	
16,00	60		40	1,60	43,94	
16,76	72	cát (rất) chặt	48	1,69	45,00	45,00
17,53	114		76	1,79	45,00	
18,29	138		92	1,88	45,00	

Cột 4 là số đọc SPT hiệu chỉnh theo năng lượng tiêu chuẩn 60%:

$$N_{60} = N \cdot C_E$$

Cho rằng, năng lượng hữu ích của thí nghiệm SPT này là 40%:

$$\Rightarrow C_E = 40 / 60.$$

Cột 5 là ứng suất bản thân hữu hiệu.

Cột 6 là góc ma sát trong tính theo công thức Schmertmann (phương trình 3.16):

$$\varphi \approx \arctg[N_{60} / (12,2 + 20,3 \sigma'_{vo})]^{0,34}$$

Cột 7 là giá trị φ trung bình của các lớp đất tính từ các giá trị ở cột 6.

Ngoài ra, ta còn có thể tính góc φ theo công thức của Peck, Hanson và Thornburn (phương trình 3.15):

$$\varphi \approx 54 - 27,6034 e^{-0,014 \cdot N'_{60}}$$

trong đó

$$N'_{60} = N_{60} \cdot C_N.$$

C_N có thể sử dụng công thức (3.3) của Liao và Whitman. Các kết quả được lập thành bảng 3.12. Trong bảng này, cột N_{60} là giá trị trung bình của từng lớp đất. Ta có thể dùng góc φ ở bảng 3.12 để tính toán, thiết kế cho an toàn.

Bảng 3.13 trình bày kết quả tính toán môđun biến dạng E. Từ bảng 3.13, ta thấy công thức $E = 9,08 N_{60}^{0,66}$ đem lại kết quả có vẻ hợp lý nhất và thiên về an toàn (so với hai công thức kia). Do đó, ta chọn giá trị trong cột tính toán này.

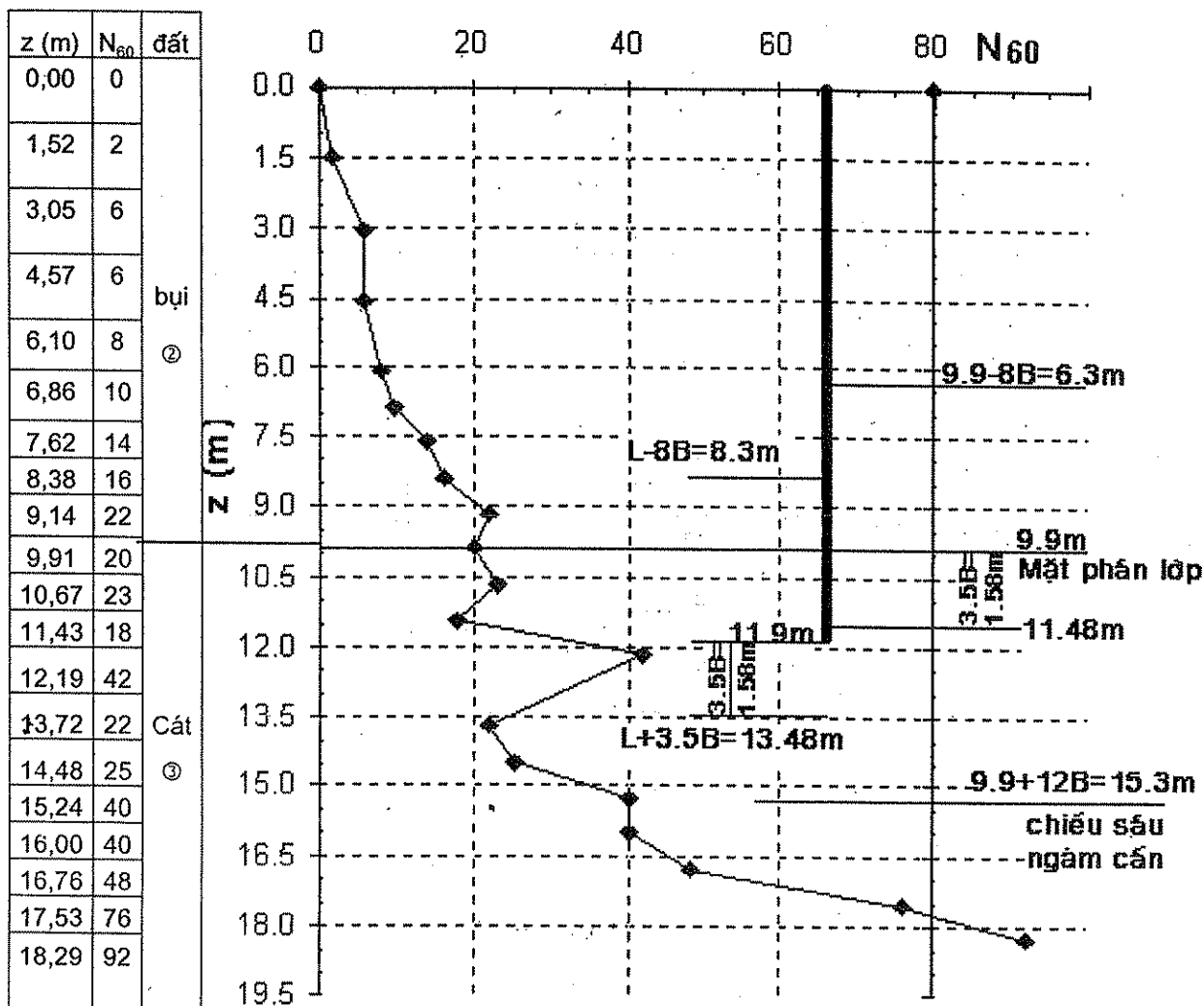
Bảng 3.12. Tính góc ma sát trong φ theo Peck, Hanson và Thornburn

Lớp	Đất	N_{60}	σ'_{vo} (bar)	N'_{60}	φ (Peck, ...)
1	bụi rời	4,7	0,57	6,1	28,66
2	bụi chặt vừa	15,4	0,91	15,8	31,88
3	cát chặt vừa/ chặt	29,2	1,33	24,8	34,49
4	cát (rất) chặt	67,6	1,78	49,6	40,21

Bảng 3.13. Môđun biến dạng E (bar)

lớp	đất	N_{60}	$E = 9,08 N_{60}^{0,66}$ (xem (3.10))	k	$E = k N_{60} \cdot 100$ (xem (3.9))	$E = C_1 + C_2 N$ (Đức)
1	bụi rời	4,7	25,14	5	23,5	48,91
2	bụi chặt vừa	15,4	55,15	5	77,0	105,62
3	cát chặt vừa/ chặt	29,2	84,28	8	233,6	170,4
4	cát (rất) chặt	67,6	146,46	8	540,8	343,2

3.7.2. VÍ DỤ 2: SỨC CHỊU TẢI CỦA CỌC THEO CÁCH TÍNH SCHMERTMANN



Hình 3.20. Ví dụ về sức chịu tải của cọc

Cho cọc bê tông đúc sẵn kích thước $45 \times 45 \text{ cm}^2$, cọc này nằm trong móng cọc đài cao, phần cọc nằm trong đất dài 11,9 m, đặt trong nền đất ở ví dụ 1 (hình 3.20). Ta dự báo sức chịu tải theo cách tính Schmertmann.

Từ bốn lớp đất ở ví dụ 1, ta chia lại thành hai lớp đất như hình 3.20. Lớp 1 là bụi có ký hiệu là đất ② theo Schmertmann, lớp 2 là cát có ký hiệu là đất ③ theo Schmertmann (theo bảng 3.7).

3.7.2.1. Sức kháng bên chưa hiệu chỉnh

Sức kháng bên đơn vị của cọc trong lớp đất bụi (f_{bui}) được tính trong bảng 3.14, còn sức kháng bên đơn vị của cọc trong lớp cát ($f_{o\text{ cát}}$) được tính trong bảng 3.15.

Bảng 3.14. Sức kháng bên trong lớp bụi - f_{bui} (kPa)

z (m)	N_{60}	$f_i = 2N_{60} (110 - N_{60}) / 47,86$	f_i ở giữa lớp phân tố	Δz_i (m)	$f_i \Delta z_i$
0,00	0	0	0,00	1,52	0,00
1,52	0 (*)	0,00	13,04	1,53	19,95
3,05	6	26,08	26,08	1,52	39,64
4,57	6	26,08	30,09	1,53	46,03
6,10	8	34,10	37,94	0,76	28,84
6,86	10	41,79	48,98	0,76	37,22
7,62	14	56,16	59,51	0,76	45,23
8,38	16	62,85	71,88	0,76	54,63
9,14	22	80,90	58,65	0,76	44,58
9,9	20	36,40(**)	$\Sigma = 316,10$		
			$f_{bui} = 316,10 / 9,9 = 31,93 \text{ kPa}$		

(*) : Vì $N_{60} = 2$ nên bỏ qua ma sát bên ;

(**): Giá trị này lấy từ bảng 3.15 .

Bảng 3.15. Sức kháng bên trong lớp cát - $f_{o\text{ cát}}$ (kPa)

z (m)	N_{60}	$f_i = 1,82 \cdot N_{60}$	f_i ở giữa lớp phân tố	Δz_i (m)	$f_i \Delta z_i$
9,9	20	36,40	39,13	0,77	30,13
10,67	23	41,86	37,31	0,76	28,36
11,43	18	32,76	46,27	0,47	21,75
11,9		59,77 (nội suy)	$\Sigma = 80,23$		
12,19	42	76,44	$f_{o\text{ cát}} = 80,23 / (11,9 - 9,9) = 40,12 \text{ kPa}$		

3.7.2.2. Sức kháng mũi chưa hiệu chỉnh

Bảng 3.16 trình bày kết quả tính q_{p1} và q_{p2} . Trong đó, q_{p1} là giá trị trung bình trọng số ở 8B trên mũi cọc, còn q_{p2} là giá trị trung bình trọng số ở 3,5B dưới mũi cọc.

Bảng 3.16. Tính q_{p1} và q_{p2} tại lân cận 11,9 m

z (m)	N ₆₀	đất	q _p	q _{pi} ở giữa lớp phân tố	Δz _i (m)	q _{pi} · Δz _i	Σq _{pi} Δz _i	
7,62	14	② q _p = 153N60 (kPa)	2142					
L - 8B = 8,3 m			2415,8 nội suy	(2415,8+2448)/2 =2431,9	0,08	194,55	19448	q _{p1} = $\frac{19448}{8B}$ =5402 kpa
8,38	16		2448	2907	0,76	2209,32		
9,14	22		3366	4743	0,77	3652,11		
9,91	20	③ q _p = 306N ₆₀ (kPa)	6120	6579	0,76	5000,04	16525	q _{p2} = $\frac{16525}{3,5B}$ = 10459
10,67	23		7038	6273	0,76	4767,48		
11,43	18		5508	7711,2	0,47	3624,26		
L = 11,9 m			9914,4 nội suy	11383	0,29	3301,13		
12,19	42		12852	10251	1,29	13223,8		
L+3,5B=13,48			7650 nội suy					
13,72	22		6732					

Từ đó, ta có sức kháng mũi đơn vị cực hạn q_p là:

$$q_T = (q_{p1} + q_{p2})/2 = (5402 + 10459) / 2 = 7930,5 \text{ kPa} .$$

3.7.2.3. Hiệu chỉnh sức kháng

Mũi cọc nằm trong đất cát có N_{60} trung bình gần mũi cọc ≈ 30 . Do đó, chiều sâu ngàm cần thiết là $D_c = 12B = 5,4 \text{ m}$ (bảng 3.9). Như vậy, để huy động tối đa sức kháng, thì mũi cọc cần phải ở độ sâu $9,9 + 5,4 = 15,3 \text{ m}$.

Trong khi đó, chiều sâu ngàm thực là:

$$D_A = 11,9 - 9,9 = 2,0 \text{ m} .$$

Như vậy, ta cần phải hiệu chỉnh sức kháng. Trước hết, ta cần tính sức kháng mũi đơn vị tại độ sâu 9,9 m (mặt phân lớp). Quá trình tính thể hiện ở bảng 3.17, tương tự với bảng 3.16.

Bảng 3.17. Tính q_{p1} và q_{p2} tại lân cận 9,9 m

z (m)	N ₆₀	đất	q _p	q _{pi} ở giữa lớp phân tố	Δz _i (m)	q _{pi} · Δz _i	Σq _{pi} Δz _i	
6,1	8	② q _p = 153N ₆₀ (kPa)	1224					
9,9- 8B = 6,3m			1304,5 nội suy				9794,6	q _{p1} = $\frac{9794.6}{8B}$ =2713,2kpa
6,86	10		1530	1417,3	0,56	793,7		
7,62	14		2142	1836	0,76	1395,4		
8,38	16		2448	2295	0,76	1744,2		
9,14	22		3366	2907	0,76	2209,3		
			4743	0,77	3652,1			
9,91	20	③ q _p = 306N ₆₀ (kPa)	6120	6579	0,76	5000,0	10055	q _{p2} =10055/3,5B = 6404,5
10,67	23		7038	6273	0,76	4767,5		
11,43	18		5508	5749,6	0,05	287,5		
9,9+ 3,5B = 11,48m			5991,2 nội suy					
12,19	42		12852					

$$\Rightarrow q_p \text{ tại mặt phân lớp} = q_{LC} = (2713,2 + 6404,5) / 2 = 4558,8 \text{ kPa}.$$

Do lớp 1 yếu hơn lớp 2 nên:

$$q_p = q_{LC} + \frac{D_A}{D_C} (q_T - q_{LC}) = 4558,8 + \frac{2}{5,4} (7930,5 - 4558,8) = 5807,6; \quad kPa$$

$$\begin{aligned} f_{\text{cát hiệu chỉnh}} &= \frac{f_{\text{ocát}}}{q_T} \left[q_{LC} + \frac{D_A}{2D_C} (q_T - q_{LC}) \right] \\ &= \frac{40,12}{7930,5} \left[4558,8 + \frac{2}{2 \cdot 5,4} (7930,5 - 4558,8) \right] \\ &= 26,22 \text{ kPa}; \end{aligned}$$

$$\Rightarrow Q_p = 5807,6 \cdot 0,45^2 = 1176 \text{ kN} = 117,6 \text{ tấn}$$

$$\begin{aligned} Q_f &= 4 \cdot 0,45 \cdot (f_{\text{bụi}} \cdot 9,9 \text{ m} + f_{\text{cát hc}} \cdot 2 \text{ m}) \\ &= 1,8 \cdot (31,93 \cdot 9,9 + 26,22 \cdot 2) \\ &= 663,4 \text{ kN} \approx 66,3 \text{ tấn}. \end{aligned}$$

Như vậy, sức chịu tải cực hạn là: $Q_u = 117,6 + 66,3 \approx 184 \text{ tấn}$;

sức chịu tải huy động là: $Q_{hd} = 117,6/3 + 66,3 \approx 105,5 \text{ tấn}$ (theo (3.23));

sức chịu tải cho phép là: $[Q] = 105,5 / 2 = 52,8 \text{ tấn}$.

3.8. TRÌNH BÀY KẾT QUẢ

Một trong những chương trình³ diễn dịch kết quả của thí nghiệm SPT được trình bày dưới đây. Dữ liệu đầu vào của SPT được lưu ở những ô đậm màu (chiều sâu, và N_{60}). 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 (N , N' , M , G , ϕ , D_r , ...) được biểu diễn ở trục hoành của từng đồ thị nhỏ.

Hình 3.21 đến 3.23 trình bày kết quả xử lý số liệu từ ví dụ 1.

<div>case # 12</div>		<div>OPEN</div>	<div>NEW</div>	<div>Export to Pile Capacity.ngt</div>							
		<div>SAVE</div>	<div>DELETE</div>	<div>DELETE All Database</div>							
SI Unit ? <input checked="" type="checkbox"/>			Depth correction factor Cn:			Engineer: Thai					
Boring: SPT 57 - 4			<div>Liao & Whitman: (0.9576/p'o)^0.5</div>			Date: 3/3/01					
GWT m 3.50											
Depth m	N ₆₀	Soil type	Depth m	σ _o (bar)	σ' _o (bar)	correction C _n	N' corrected	OCR - F3.9 F3.18	K _o - e3.31 F3.30	Dr(%) F2.13; 2.14	φ - F4.13 e4.11
1.5	2.0	2	1.5	0.25	0.25	1.96	3.9	-	-	21.0	25.66
3.1	6.0	2	3.1	0.50	0.50	1.38	8.3	-	-	38.2	32.58
4.6	8.0	2	4.6	0.75	0.65	1.22	7.3	-	-	34.8	31.51
6.1	8.0	2	6.1	1.00	0.74	1.13	9.1	-	-	40.7	33.38
6.9	10.0	2	6.9	1.14	0.80	1.09	10.9	-	-	46.0	35.02
7.6	14.0	2	7.6	1.27	0.86	1.06	14.8	-	-	54.4	37.77
8.4	16.0	2	8.4	1.41	0.92	1.02	16.3	-	-	57.0	38.67
9.1	22.0	2	9.1	1.54	0.97	0.99	21.8	-	-	63.2	41.36
9.9	20.0	3	9.9	1.69	1.04	0.96	19.1	-	-	60.7	40.03
10.7	23.0	3	10.7	1.83	1.11	0.93	21.3	-	-	62.8	40.98
11.4	18.0	3	11.4	1.98	1.18	0.90	16.2	-	-	56.8	38.26
12.2	42.0	3	12.2	2.12	1.25	0.87	36.7	-	-	71.4	45.00
13.7	22.0	3	13.7	2.41	1.39	0.83	18.3	-	-	59.7	39.12
14.5	25.0	3	14.5	2.56	1.46	0.81	20.3	-	-	61.8	40.01
15.2	40.0	3	15.2	2.70	1.53	0.79	31.7	-	-	68.4	44.25
16.0	40.0	3	16.0	2.85	1.60	0.77	31.0	-	-	68.0	43.94
16.8	48.0	3	16.8	3.02	1.69	0.75	36.1	-	-	70.9	45.00
17.5	76.0	3	17.5	3.19	1.79	0.73	55.7	-	-	90.0	45.00
18.3	92.0	3	18.3	3.36	1.88	0.71	65.7	-	-	90.0	45.00
16.0	40.0	3	16.0	2.85	1.60	0.77	31.0	-	-	68.0	43.94

Layer #	z (m)	N60	N'60	Poisson ν	Dr%	φ			
						Schmertmann	Peck,... F4.12	Bowles e3.5 [Shioi+Fukui] Bridge Building	
1	6.5	4.7	6.1	0.18	31.79	30.03	28.66	25.49	28.68
2	9.5	15.4	15.8	0.30	55.18	38.21	31.88	31.88	32.54
3	16.4	29.2	24.8	0.35	63.90	41.51	34.49	36.12	37.53
4	18.3	67.6	49.6	0.40	82.36	45.00	40.21	44.87	45.00

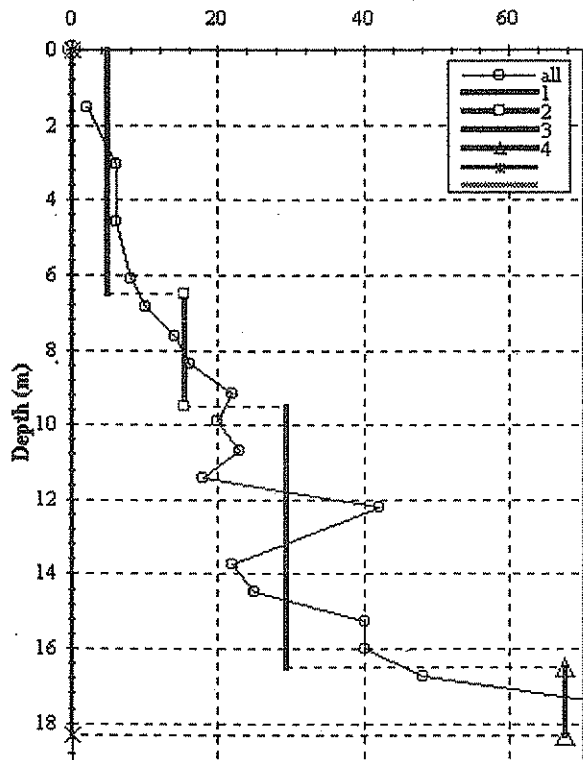
Hình 3.21. Dữ liệu nhập vào và kết quả tính toán

³ Chương trình có tại Bộ môn Cơ học Đất, Đại học Xây dựng. Ctte@fpt.vn; Nghai@ufl.edu

SPT 57 - 4

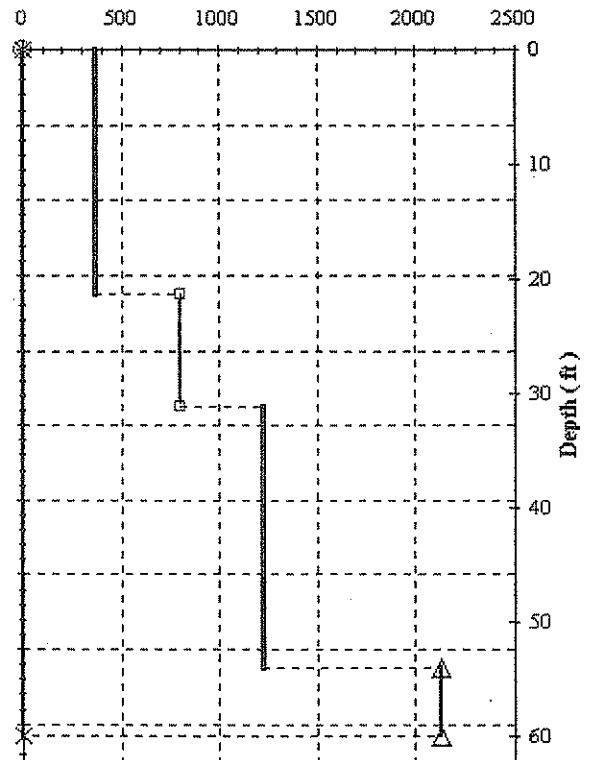
Adjust axis

SPT boring: Uncorrected N

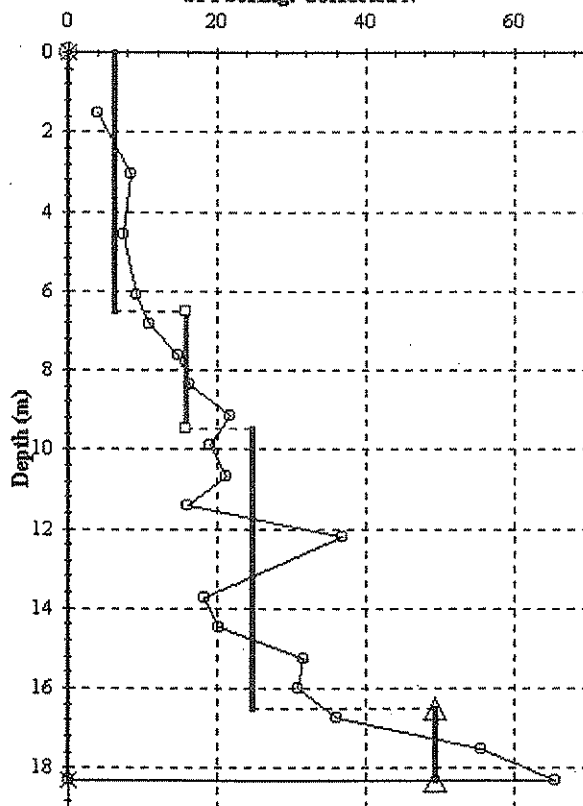


Drained modulus from fig. 5.14- Oniyra
(other wise, from equation 5.26)

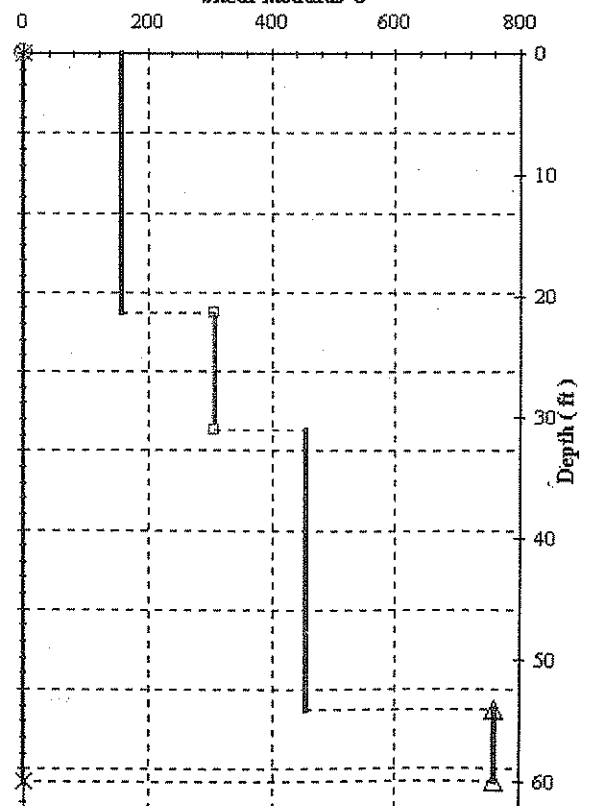
Modulus (undrained for clay, drained for sand) (psi)



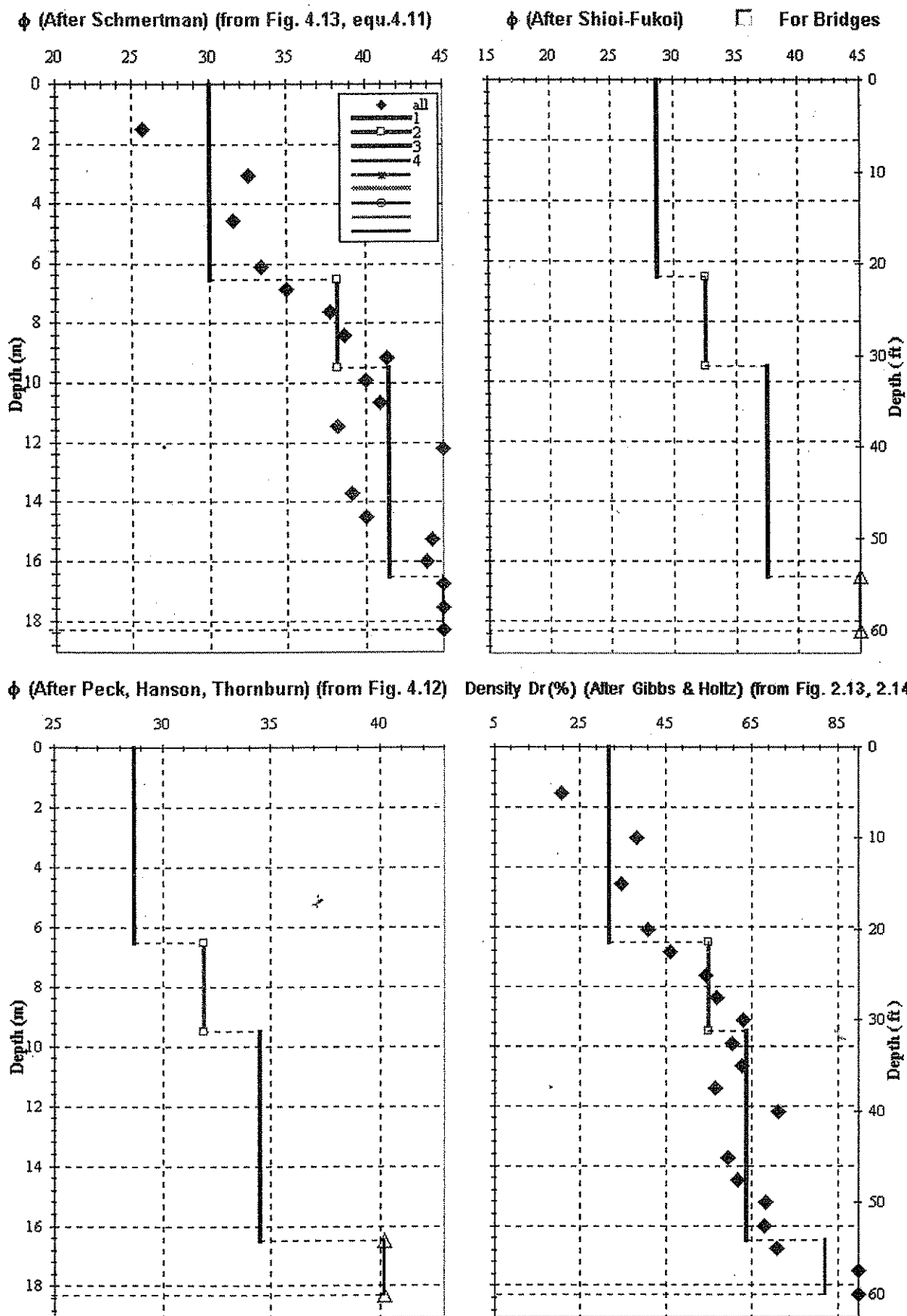
SPT boring: Corrected N'



Shear modulus G



Hình 3.22. Đồ thị kết quả N, N', M, G



Hình 3.23. Đồ thị kết quả ϕ , D_r

3.9. ĐỘ TIN CẬY CỦA THÍ NGHIỆM SPT

Sai số của SPT được tóm tắt trong bảng sau:

Bảng 3.18. Tóm tắt những sai số của SPT

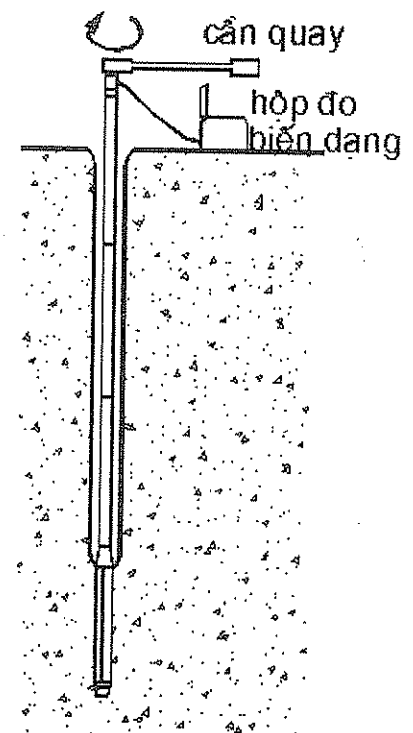
Do thiết bị	Ống lấy mẫu không đúng tiêu chuẩn hoặc bị hư mòn
	Cần xuyên: đường kính, chiều dài, trọng lượng bản thân cần
	Loại búa, trọng lượng búa, chiều cao rơi, cỡ của đe
	Loại thiết bị (nhấn hay an toàn)
	Năng lượng hữu ích của thiết bị không thống nhất
Do thí nghiệm	Cỡ của hố khoan
	Phương pháp giữ thành hố khoan
	Độ sạch của hố khoan

Theo Kulhawy và Trautmann (1996) và nhiều tác giả khác, trong tất cả các thí nghiệm hiện trường, thí nghiệm SPT là thí nghiệm có độ tin cậy kém nhất: COV thường có giá trị từ 0,15 đến 0,45 ; thậm chí có thể lên tới 1,0 (xem phụ lục 1 và 2).

Các chỉ tiêu ước tính từ thí nghiệm SPT thường cũng có độ tin cậy thấp. Tuy nhiên, thí nghiệm này lại bị lạm dụng nhất (được sử dụng nhiều nhất).

3.10. NHỮNG CẢI TIẾN MỚI VỚI THÍ NGHIỆM SPT

Thí nghiệm SPT xoắn (ký hiệu là SPT-T, tức là Standard Penetration Test with Torque) là một cải tiến mới với SPT. Trong đó, sau khi đếm số nhát đập N, người ta xoắn (quay) cần và ống lấy mẫu, từ đó đo được lực ma sát giữa đất và thành ống lấy mẫu (hình 3.24). Như vậy, ta có thêm được một thông số của nền đất.



Hình 3.24. Thí nghiệm SPT-T (xoắn)

3.11. TÓM TẮT THÍ NGHIỆM SPT

1) Thí nghiệm SPT đo số nhát đập (N) để cho ống lấy mẫu đi được 30 cm.

2) Trong các thí nghiệm hiện trường, SPT là thí nghiệm kém chính xác nhất, tuy nhiên nó lại được sử dụng nhiều nhất do lịch sử ra đời sớm và do những ưu thế khác của nó.

3) Ưu thế lớn nhất của SPT là: Từ thí nghiệm, ta thu được mẫu đất phục vụ cho các thí nghiệm trong phòng; Chi phí cho thiết bị thí nghiệm không quá đắt; Thí nghiệm có thể xuyên qua hầu hết mọi loại đất; Thí nghiệm tương đối đơn giản.

4) Đặc biệt, số đo từ SPT là sức kháng của đất đối với ống lấy mẫu (N) - Bởi vậy phù hợp với những ứng dụng trong ước tính sức chịu tải (của cọc hoặc móng nông), trong ước tính chỉ tiêu kháng cắt (ϕ , S_u). Các ứng dụng khác (ước tính độ lún, trạng thái ứng suất, ...) có độ tin cậy rất thấp.

5) 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 SPT để ước tính các chỉ tiêu cho những đất pha tạp (cát pha, sét pha), hoặc đất phong hoá khác thường.