

## DANH MỤC

### MỘT SỐ PHƯƠNG PHÁP THÍ NGHIỆM HIỆN TRƯỜNG ỨNG DỤNG TRONG PHÂN TÍCH ĐỊA KỸ THUẬT VÀ THIẾT KẾ CÔNG TRÌNH

#### **A Các phương pháp thí nghiệm hiện trường ứng dụng trong phân tích địa kỹ thuật và thiết kế công trình**

##### **1. Thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn SPT**

1.1. Giới thiệu chung về thí nghiệm SPT và Hiệu chỉnh giá trị Sức kháng xuyên tiêu chuẩn SPT.

1.2. Phân tích các chỉ tiêu cơ lý của đất dựa trên kết quả SPT và tương quan giữa chúng.

1.3. Đánh giá cường độ của đá ở hiện trường theo giá trị SPT.

1.4. Ứng dụng kết quả SPT trong phân tích nền móng.

##### **2. Thí nghiệm xuyên côn CPT, CPTu**

2.1. Giới thiệu chung về thí nghiệm CPT, CPTu

2.1.1. Giới thiệu chung về thí nghiệm xuyên côn CPT

2.1.2. Giới thiệu chung về thí nghiệm xuyên côn CPTu (Đo áp lực nước lỗ rỗng)

2.1.3. Một số thiết bị thí nghiệm CPT, CPTu của các nước đang thực hiện

2.2. Các chỉ tiêu cơ lý của đất dựa trên kết quả CPT, CPTu và tương quan giữa chúng

2.2.1. Các chỉ tiêu cơ lý của đất dựa trên kết quả CPT và tương quan giữa chúng

2.2.2. Các chỉ tiêu cơ lý của đất dựa trên kết quả CPTu và tương quan giữa chúng

2.3. Ứng dụng kết quả CPT, CPTu trong phân tích nền móng

##### **3. Thí nghiệm cắt cánh VST**

3.1. Giới thiệu chung về thí nghiệm VST

3.2. Các chỉ tiêu cơ lý của đất dựa trên kết quả VST và tương quan giữa chúng

##### **4. Thí nghiệm nén ngang trong đất PMT (TN xuyên không liên tục)**

4.1. Giới thiệu chung về thí nghiệm PMT

4.2. Các chỉ tiêu cơ lý của đất dựa trên kết quả PMT và tương quan giữa chúng

4.3. Dự báo độ lún của móng nông dựa trên kết quả PMT

##### **5. Thí nghiệm nén ngang trong đất DMT (TN xuyên liên tục)**

5.1. Giới thiệu chung về thí nghiệm DMT

5.2. Các chỉ tiêu cơ lý của đất dựa trên kết quả DMT và tương quan giữa chúng

5.3. Ứng dụng kết quả DMT vào dự báo sức chịu tải của cọc

##### **6. Thí nghiệm mô đun biến dạng bằng tấm nén phẳng $E_{BD}$**

6.1. Giới thiệu chung và nội dung của thí nghiệm  $E_{BD}$

6.2. Các chỉ tiêu cơ lý của đất dựa trên kết quả  $E_{BD}$  và tương quan giữa chúng

## **7.Thí nghiệm mô đun biến dạng và ứng suất của bề mặt đá bằng PP kích phẳng Es**

## **8.Thí nghiệm mô đun biến dạng của khối đá theo phương pháp chất tải bàn nén cứng, bàn nén mềm**

8.1. *Thí nghiệm mô đun biến dạng của khối đá theo phương pháp chất tải bàn nén cứng*

8.2. *Thí nghiệm mô đun biến dạng của khối đá theo phương pháp chất tải bàn nén mềm*

## **9. Thí nghiệm độ thấm nước của đất, đá**

9.1. *Thí nghiệm đổ nước trong hố đào, hố khoan*

A. *Thí nghiệm đổ nước trong hố đào theo phương pháp cột nước không đổi:*

- Phương pháp của A.K.Bônđurep
- Phương pháp thí nghiệm của N.X. Netxterôp (phương pháp chỉ định)

B. *Thí nghiệm đổ nước trong hố khoan*

- Phương pháp của V.M.Naxberg (Cột nước không đổi)
- Phương pháp của G.I.Barenblat và B.I.Sextacop(Cột nước thay đổi)

9.2. *Thí nghiệm hút nước từ các lỗ khoan.*

9.3. *Thí nghiệm ép nước vào hố khoan*

## **10. Các phương pháp quan trắc**

10.1. *Đo độ lún*

- Phương pháp đo cao hình học;
- Phương pháp đo cao lượng giác;
- Phương pháp đo cao thủy tĩnh;
- Phương pháp chụp ảnh.

10.2. *Đo áp lực nước lỗ rỗng*

10.3. *Đo dịch chuyển ngang của công trình*

10.4. *Đo độ nghiêng của công trình*

10.5. *Đo vết nứt của công trình*

10.6. *Đo biến dạng bề mặt của công trình,..*

## **11. Các phương pháp thăm dò địa vật lý**

11.1. *Các phương pháp điện trở (Mặt cắt điện, đo sâu điện)*

11.2. *Các phương pháp đo địa chấn (Phản xạ, khúc xạ)*

## **B Một số nhận xét và kiến nghị khi sử dụng các phương pháp trong phân tích địa kỹ thuật và thiết kế công trình**

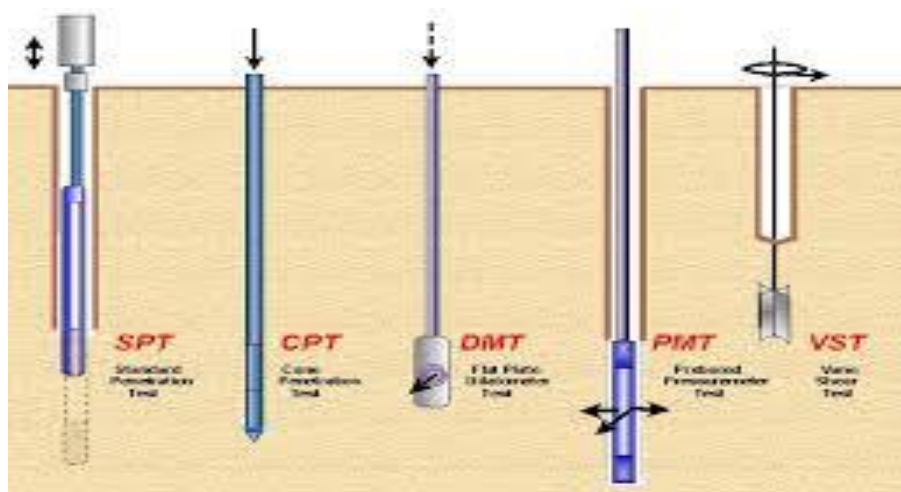
**Mục đích:** Hệ thống hóa các phương pháp thí nghiệm hiện trường đang được áp dụng tại Việt Nam và các nước trên thế giới thông qua phép tương quan giữa các phương pháp ứng dụng cho phân tích địa kỹ thuật và tạo điều kiện thuận lợi để phục vụ cho thiết kế các công trình.

**A Các phương pháp thí nghiệm hiện trường ứng dụng trong phân tích địa kỹ thuật và thiết kế công trình**

Các thí nghiệm tại hiện trường được tiến hành để xác định sức kháng, biến dạng và đặc tính chống thấm của các lớp đất và đá phù hợp với loại móng được kiến nghị.

Các thí nghiệm hiện trường trong nghiên cứu địa kỹ thuật nhìn chung bao gồm những phương pháp chính sau:

Symbol	Test	Measurement
DCP	Dynamic cone penetrometer	Blows/100 mm
SPT	Standard penetration test	Blows/300 mm
CPT	Cone penetration test	Cone resistance $q_c$ (MPa); friction ratio (%);
CPTu	Cone penetration test with pore pressure measurement (Piezocone)	Cone resistance $q_c$ (MPa); friction ratio (%); Pore Pressure (kPa). Time for pore pressuredissipation $t$ (sec)
PT	Pressuremeter test	Lift-off and limit pressures (kPa), Volume change ( $cm^3$ )
PLT	Plate loading test	Load (kN), deflection (mm)
DMT	Dilatometer test	Lift-off and expansion pressures (kPa)
PP	Pocket penetrometer test	kPa
VST	Vane shear test	Nm, kPa
WPT	Water pressure (Packer) test	Lugeons



❖ Summary of in situ test methods for determining preconsolidation stress

(Mục 6.12 – Evaluation of preconsolidation stress from in situ tests – U.S.Department of Transportation, Publication No. FHWA NHI-16-072 April 2017- Geotechnical Engineering Circular No.5; Geotechnical Site Characterization)

Test	Very soft-Soft	Medium Stiff	Stiff	Very Stiff-Hard	Comment
CPT/CPTu	✓	✓	✓		Highest quality interpretation; Theoretical and empirical data base
DMT	✓	✓	✓		Highest quality interpretation; Empirical data base
FVT	✓	✓			Highest quality interpretation; Theoretical and empirical data base
PMT		✓	✓	✓	Medium quality interpretation; Empirical data base
SPT		✓	✓	✓	Low quality; Rough estimate only; Empirical data base

❖ Theo Bowles, 1996 thì phạm vi áp dụng của các phương pháp này như sau:

TN	Nhận biết đất	Mật cắt đứng ổn định	Tương quan dung trọng Dr	Góc ma sát φ	Cường độ cắt không thoát nước	Áp lực lỗ rỗng u	OCR và Ko	Mô đun: Es, G <sup>r</sup>	Hệ số nén mv và chỉ số nén Cc	Hệ số cố kết ch và cv	Hệ số thấm k	Đường cong cung ứng suất	Sức chấn lại sự hòa lỏng
Thâm trong lỗ khoan	C					A				B	A		
Xuyên hình côn													
DCP	C	A	B	C	C		C						C
CPT	B	A	B	C	B		C	B	C				B
CPTu	A	A	B	B	B	A	A	B	B	A	B	B	A
Cơ học	B	A	B	C	B		C	B	C				B
Địa chân lỗ khoan	C	C	C				A	A				B	B
Dilatometer (DMT)	B	A	B	C	B		B	B	C			C	B
Hydraulic fracture						B	B			C	C		
TN tỷ trọng hạt nhân			A	B				C					
Plate load tests (PLT)	C	C	B	B	C		B	A	B	C	C	B	B
Pressure meter menard	B	B	C	B	B		C	B	B			C	C
Self-boring pressure	B	B	A	A	A	A	A	A	A	A	B	A	A
Screw plate	C	C	B	C	B		B	A	B	C	C	B	B
Seismic down-hole	C	C	C					A				B	B
Seismic refraction	C	C						B					B
Shear vane	B	C			A		B						
Standard penetration test (SPT)	B	B	B	C	C				C				A

Ch = Vertical consolidation with horizontal drainage; Cv = Vertical consolidation with vertical drainage.

Code: A = most applicable.

B = may be used.

C = least applicable.

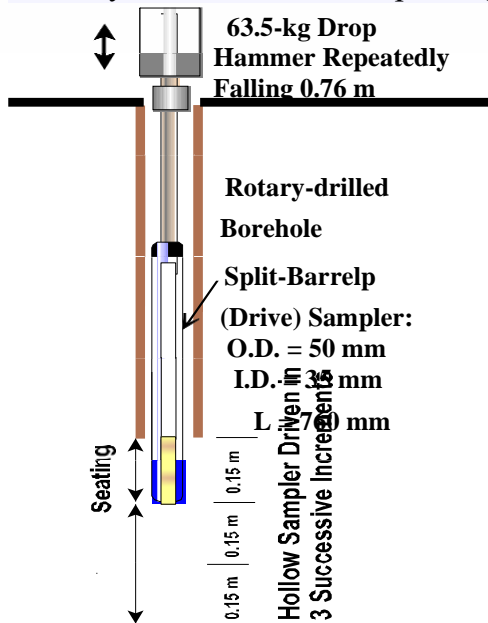
(T42 - Handbook of Geotechnical Investigation and Design Tables)

## 1. Thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn (SPT)

### 1.1. Giới thiệu chung về thí nghiệm SPT và Hiệu chỉnh giá trị Sức kháng xuyên tiêu chuẩn SPT.

#### 1.1.1. Giới thiệu thí nghiệm SPT

Thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn (SPT) là thí nghiệm ngoài trời được thực hiện rất phổ biến hiện nay ở VN và các nước phương Tây.



Standard Penetration Test (SPT)

Procedures: ASTM D1586 N = measured Number of Blows to drive sampler 300 mm into soil.

– **Phạm vi áp dụng:** Thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn SPT được đề cập đến theo TCVN 9351-2012, AASHTO T206, ASTM D1586, BS 1377 - phần 9.

– Thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn SPT (Standard penetration test) là phương pháp xác định sức kháng xuyên tiêu chuẩn tại đáy hố khoan khi xuyên ống mẫu bằng cách đóng búa theo tiêu chuẩn và lấy mẫu phá hủy để làm các thí nghiệm phân loại.

– **Kết quả thí nghiệm SPT được dùng cho các mục đích sau:**

- Phân chia địa tầng, phát hiện các lớp kẹp, các thấu kính đất hạt rời, phân biệt các đất hạt rời với chế độ chặt khác nhau theo diện và theo độ sâu.
- Đánh giá giá trị của một số chỉ tiêu cơ lí như:
  - + Độ chặt, góc ma sát trong của đất hạt rời;
  - + Độ sệt, độ bền nén có nở hông của đất dính;
  - + Môđun biến dạng của đất rời;
  - + Sức kháng xuyên tĩnh của đất.
- Đánh giá một số chỉ tiêu động lực của đất như:
  - + Khả năng biến loãng của đất rời;
  - + Tốc độ truyền sóng trong đất.
- Dự báo sức chịu tải của một số loại móng:
  - + Sức chịu tải của móng nông trên đất rời;
  - + Sức chịu tải của cọc, chủ yếu là cọc chống, đặc biệt cọc khoan nhồi.



Thiết bị xuyên tiêu chuẩn SPT

❖ **Phương pháp thí nghiệm:**

- Thiết bị và phương pháp thí nghiệm được chỉ ra rất rõ trong TCVN 9351-2012.
- Tổng chiều sâu xuyên: 45cm, số búa/15cm được ghi lại lần lượt (N1, N2, N3).
- Giá trị N30 - Sức kháng xuyên tiêu chuẩn là số búa cần thiết để đưa mũi xuyên đi xuống tính cho 30cm cuối ( $N_{30} = N2 + N3$ ).
- Nếu sau 50 lần búa rơi mà không đạt được độ sâu xuyên 30cm thì dừng thí nghiệm.
- Khi xuyên trong đá mềm thì sẽ dừng thí nghiệm nếu sau 100 lần đóng búa mà vẫn không xuyên qua được 30cm.

**1.1.2. Hiệu chỉnh giá trị Sức kháng xuyên tiêu chuẩn SPT**

Năng lượng toàn phần E của búa không hoàn toàn chuyển tới ống lấy mẫu. Sự mất mát năng lượng xảy ra ở các phần chính sau:

Ở các nước tiên tiến, năng lượng hiệu quả là  $45 \div 65\%$ , tại Việt Nam để an toàn, có thể tạm lấy năng lượng hữu ích khoảng từ  $30 \div 55\%$ . Do đó ta phải chuẩn hóa N về một giá trị có cùng năng lượng hiệu quả. Các nước tiên tiến, coi 60% là năng lượng hữu ích trung bình và thường quy đổi N về  $N_{60}$  (60% năng lượng hữu ích). Có nhiều phương pháp hiệu chỉnh giá trị Sức kháng xuyên tiêu chuẩn SPT, sau đây chỉ xin trình bày một số phương pháp:

a) Theo thí nghiệm đất hiện trường và ứng dụng trong phân tích nền móng (T112) ta có:

$$N_{60} = N_{60} \times C_N = N \times C_E \times C_N \text{ (SPT hiệu chỉnh theo hiệu quả và độ sâu của búa):}$$

- Hệ số hiệu quả  $C_E = E_h/60$  ( $E_h$ : Năng lực hiệu quả có thực của thiết bị)

Ở nước ta, tạm lấy  $C_E = 0.5 \div 0.9$ . Thiết bị tiên tiến hơn có thể lấy  $C_E$  cao hơn.

- $C_N$ : Hệ số độ sâu. Nhiều tác giả đề nghị các hệ số  $C_N$  gần giống nhau như sau :

$$+ \text{ Liao \& Whitman (1986) : } C_N = (0,9576 / \sigma'_{vo})^{0,50} \quad (1)$$

$$+ \text{ Peck (1974) : } C_N = 0,77 \log(20/1,05 / \sigma'_{vo}) \quad (2)$$

$$+ \text{ Skempton (1986) : } C_N = 2 / (1 + \sigma'_{vo}) \quad (3)$$

Nếu ở độ sâu <2m : Nên dùng (2) hoặc (3) vì (1) cho  $C_N$  khá lớn.

(Trong đó  $C_E$  và  $C_N$  xem kỹ hơn ở trang 112)

\**Tương tự với công thức mục a) theo TCVN11823-10 :2017 (Mục 4.6.2.4 trang 19) giá trị hiệu chỉnh kết quả SPT với  $ER = C_E$ : Hệ số hiệu quả được chỉ ra cụ thể hơn theo hệ búa thực dùng. Nếu không có số liệu của hệ búa thì có thể dùng trị số  $ER = 60\%$  cho hệ búa thông thường dùng dây và đầu mèo,  $ER = 80\%$  đối với hệ búa có hành trình tự động.*

b) Theo Handbook of Geotechnical Investigation and Design Tables (T44, T45) ta có:

• **Hệ số hiệu chỉnh kết quả SPT đối với áp lực lớp phủ**

Hệ số hiệu chỉnh cho giá trị SPT được áp dụng cho đất dạng hạt:  $N_0 = C_N \cdot N$

SPT correction factors to account for overburden pressure (adapted from Skempton, 1986).

Effective overburden (kPa)	Correction factor, $C_N$		Approximate depth of soil (metres) to achieve nominated effective overburden pressure for various ground water level ( $z_w$ )			
	Fine sands	Coarse sands	At surface $z_w = 0\text{ m}$	$z_w = 2\text{ m}$	$z_w = 5\text{ m}$	$z_w = 10\text{ m}$
0	2.0	1.5	0.0 m	0.0 m	0.0 m	0.0 m
25	1.6	1.3	3.1 m	1.4 m	1.4 m	1.4 m
50	1.3	1.2	6.2 m	3.7 m	2.8 m	2.8 m
100	1.0	1.0	12.5 m	10.0 m	6.2 m	5.6 m
200	0.7	0.8	25.0 m	22.5 m	18.8 m	12.5 m
300	0.5	0.6	37.5 m	35.0 m	31.2 m	25.0 m
400	0.5	0.5	50.0 m	47.5 m	43.7 m	37.5 m

• **Hệ số hiệu chỉnh năng lượng SPT đối với loại thiết bị và kích thước lỗ khoan**

$C_{ER}$  - Hệ số năng lượng thường chiếm 60% tổng năng lượng.

$$(N_0)_{60} = C_N C_{ER} N.$$

$$C_{ER} = C_H C_R C_S C_B$$

Energy ratio correction factors to be applied to SPT value to account for equipment and borehole size (adapted from Skempton, 1986 and Takimatsu and Seed, 1987).

To account for	Parameter	Correction factor
<i>Hammer – release – country</i>		
Hammer ( $C_H$ )	• Donut – free fall (Tombi) – Japan	1.3
	• Donut – rope and pulley – Japan	1.1
	• Safety – rope and pulley – USA	1.0
	• Donut – free fall (Trip) – Europe, China, Australia	1.0
	• Donut – rope and pulley – China	0.8
Rod length ( $C_R$ )	• Donut – rope and pulley – USA	0.75
	• 10 m	1.0
	• 10 m to 6 m	0.95
	• 6 m to 4 m	0.85
Sampler ( $C_S$ )	• 4 m to 3 m	0.75
	• Standard	1.0
Borehole Diameter ( $C_B$ )	• US sampler without liners	1.2
	• 65 mm – 115 mm	1.0
	• 150 mm	1.05
	• 200 mm	1.15

c) Theo Advanced Engineering Geology & Geotechnics Spring 2004/ D6066/ Skempton ta có:

- **Hiệu chỉnh năng lượng ( $N_{60}$ ):**

$$N_{60} = N_m \times C_E \times C_S \times C_B \times C_R \quad (\text{Skempton, 1986})$$

Trong đó:

$N_m$ : giá trị  $N_{30}$  đo được tại hiện trường

$C_E$ : hệ số ảnh hưởng bởi loại búa SPT sử dụng, búa vành khăn  $C_E = 0.75$ , búa an toàn  $C_E = 1-1.14$ , búa tự động  $C_E = 1.14-1.43$ ; (Theo Bowles 1996);

$C_S$ : hệ số ảnh hưởng bởi phương pháp lấy mẫu, ống mẫu tiêu chuẩn,  $C_S = 1.0$

$C_R$ : hiệu chỉnh chiều dài cần khoan, <3.0m ( $C_R = 0.75$ ), 3-4m ( $C_R = 0.80$ ), 4-6m ( $C_R = 0.85$ ), 6-10m ( $C_R = 0.95$ ), 10-30m ( $C_R = 1.0$ )

$C_B$ : hiệu chỉnh đường kính lỗ khoan, 65-115mm ( $C_B = 1.0$ ), 150mm ( $C_B = 1.05$ )

- **Hiệu chỉnh SPT theo độ sâu (Theo áp lực địa tầng)  $N_{1(60)}$ :**

$$N_{1(60)} = N_{60} \times C_N$$

Trong đó:

$C_N$  – hệ số hiệu chỉnh theo độ sâu (theo áp lực địa tầng)

$$C_N = (1/\sigma_v')^{0.50}$$

Trong đó:

$\sigma_v'$  = áp lực hiệu quả tại vị trí thí nghiệm ( $\text{kg/cm}^2$ ) :

$$\sigma_v' = \sum h_{us} \times \gamma_{wet} + \sum h_s \times (\gamma_{sat} - \gamma_{water})$$

$h_{us}$  = chiều dày của mỗi lớp đất trên mực nước ngầm

$\gamma_{wet}$  = khối lượng thể tích ướt của các lớp đất trên mực nước ngầm

$h_s$  = chiều dày của đất trầm tích bão hòa dưới mực nước ngầm

$\gamma_{sat}$  = khối lượng thể tích bão hòa của các lớp đất

$\gamma_{water}$  = khối lượng thể tích của nước.

d) Theo Paul W. Mayne, PhD, P.E. Professor, Geosystems civil & Environmental Engineering – Science for a Changing World ta có:

- $N_{measured}$  = Raw SPT Resistance (ASTM D 1586).
- $N_{60} = (ER/60) N_{measured}$  = Energy-Corrected N Value where ER = energy ratio (ASTM D 4633). Note: 30% < ER < 100% with **average ER = 60% in the U.S.**
- $N_{60} \approx C_E C_B C_S C_R N_{meas}$  = Estimated corrected N.
- $(N_1)_{60} = C_N N_{60}$  = Energy - Corrected SPT Value normalized to an effective overburden stress of one atmosphere:  $(N_1)_{60} = (N_{60})/(\sigma_{vo}')^{0.5}$  with stress given in atm. (Note: 1 atm = 1 bar = 100 kPa = 1 tsf) -  $P_a=100$  kPa

Effect	Variable	Term	Value
Overburden Stress	$\sigma_{vo}'$	$C_N$	$(P_a/\sigma_{vo}')^{0.5}$ but $\leq 2$
Energy Ratio <sup>1</sup>	Safety Hammer · Donut Hammer · Automatic Hammer	$C_E$	0.6 to 0.85 0.3 to 0.6 0.85 to 1.0
Borehole Diameter	65 to 115 mm 150 mm 200 mm	$C_B$	1.00 1.05 1.15
Sampling Method	Standard sampler · Sampler without	$C_S$	1.0 1.1 to 1.3
Rod Length	10 m to 30 m · 6 to 10 m · 4 to 6 m · 3 to 4 m	$C_R$	1.0 0.95 0.85 0.75
Particle Size	Median Grain Size ( $D_{50}$ ) of Sand in mm	$C_P$	$60 + 25 \log D_{50}$
Aging	Time (t) in years since deposition	$C_A$	$1.2 + 0.05 \log (t/100)$
Overconsolidation	OCR	$C_{OCR}$	$OCR^{0.2}$

(Obtain by energy measurement per ASTM D4633)

e) Theo Dr Win Naing – Site Investigation SPT, CPT – 19 September 2010, ta có công thức hiệu chỉnh SPT tương tự như phần trên (d).

f) Theo Maryland Department of Transportation State Highway Administration - Parris N. Glendening Governor, John D. Porcari Secretary, Parker F. Williams Administrator:

$$N_{60} = N_f \times (ER_f / 60)$$

$N_{60}$  = SPT N value corrected to 60% of the theoretical free fall hammer energy

$N_f$  = SPT N value obtained in the field



$ER_f$  = rod energy ratio for hammer used in the investigation (measured)

$$N_{60} = N_f \times n_1 \times n_2 \times n_3 \times n_4 \times n_5 \times n_6$$

$n_1$  = energy correction factor =  $ER_f/60$  ( $ER_f$  is the average energy ratio determined in the field).

$n_2$  = rod length correction factor ;

$n_3$  = liner correction factor;  $n_4$  = borehole diameter correction factor ;

$n_5$  = anvil correction factor;  $n_6$  = blow count frequency correction factor

Length of Drill Rod	Robertson & Wride (1997)- $n_2$	Seed (1984) Per McGregor and Duncan (1998) $n_2$	Bowles (1996) $n_2$	Skempton (1986) $n_2$
Length over 30 m (+100 ft)	Less than 1	1	1	1
'10 – 30 m (30–100 ft)	1	1	1	1
'6 – 10 m (20–30 ft)	0.95	1	0.95	0.95
'4 – 6 m (13–20 ft)	0.85	1	0.85	0.85
'3 – 4 m (10–13 ft)	0.75	1	0.75	0.75
'0 – 3 m (0–10 ft)	–	0.75	0.75	0.75

Corrections for Blow Rate (CBF)	Decourt, 1990 per McGregor and Duncan (1998) - $n_6$	
	Frequency of Hammer Blows	Bdf
Less than 20	10–20 blows/minute	0.95
Greater than 20	10–20 blows/minute	1.05

Anvil	Tokimatsu (1988) Per McGregor and Duncan (1998) - $n_5$	Skempton (1986) - $n_5$
Small (4.4 lbs)	0.85	0.7 – 0.8
Large (26.5 lbs)	0.7	0.6 – 0.7
Safety 5.5 lbs	0.9	0.7 – 0.8

Bore Hole Diameter	Robertson & Wride (1997) - $n_4$	Bowles (1996) - $n_4$	Skempton (1986) - $n_4$
Pamameter		N4	
60 – 120 mm	1	1	1
150 mm	1.05	1.05	1.05
200 mm	1.15	1.15	1.15

Sampler	Robertson & Wride (1997) - $n_3$	Bowles (1996) - $n_3$	Skempton (1986) - $n_3$
No liner	1.1 – 1.3	1	1.2
With liner: loose sand	1	0.9	1
With liner: dense sand, clay	1	0.8	1

Hammer Type	Seed (1984) per McGregor and Duncan (1998)	Robertson & Wride (1997)	Bowles (1996) - $n_1$
Automatic	1.67	0.8 – 1.5	1.14 – 1.43
Pulley Safety Hammer	1	0.7 – 1.2	1 – 1.14
Donut	0.75	0.5 – 1.0	0.64

\* where  $n_1 = (Er/70)$  example for ER = 80% – 100%  $n_1 = 1.14 – 1.43$

g) Một số hiệu chỉnh SPT khác :

(Cẩm nang dùng cho kỹ sư địa kỹ thuật)

✓ **Hiệu chỉnh cát mịn lẫn bụi theo Terzaghi and Peck:**

$N_{cor} = 15 + 0.5(N - 15)$  Trong đó: N - Chỉ số búa đóng thực tế.  
 $N_{cor}$  - Chỉ số búa hiệu chỉnh.

✓ **Hiệu chỉnh theo độ sâu:**

$N_{cor} = N + \frac{35}{7 + \gamma h}$  Trong đó: h - Chiều sâu thí nghiệm (m)  
 $\gamma$  - Dung trọng ( $t/m^3$ ), trên mực nước. Dưới mực nước sử dụng  $\gamma'$  đẩy nổi .

✓ **Hiệu chỉnh nước dưới đất:**

$N_{cor} = 0.5N + 7.5$

✓ **Hiệu chỉnh năng lượng búa:** Được áp dụng rộng rãi ở Mỹ, gọi là sức kháng  $N_{60}$  (Tham khảo: thí nghiệm đất hiện trường và ứng dụng trong phân tích nền móng T112).

**1.2. Phân tích các chỉ tiêu cơ lý của đất dựa trên kết quả SPT và tương quan giữa chúng**

Kết quả thí nghiệm SPT dùng để đánh giá: sức chịu tải của đất nền, độ chặt tương đối của nền đất cát, trạng thái của đất loại sét, độ bền nén 1 trục qu của đất sét, kết hợp lấy mẫu để phân loại đất,...

**1.2.1. Một số chỉ tiêu cơ lý của đất dựa trên kết quả SPT và tương quan giữa chúng**

(Theo một số sách và quy trình trong nước)

❖ Theo TCVN9351-2012:

- Giá trị sức kháng xuyên tiêu chuẩn  $N_{spt}$  của một số loại đất vùng Hà Nội – Phụ lục C;
- Quan hệ giữa sức kháng xuyên tiêu chuẩn  $N_{spt}$  và sức kháng xuyên tĩnh đầu mũi  $q_c$  - Phụ lục D;
- Đánh giá một số chỉ tiêu cơ lý của đất theo kết quả SPT – Phụ lục E;

Đối với đất rời:

- Độ chặt tương đối ( $D_r$ ) và góc ma sát trong ( $\varphi$ )
- Quan hệ giữa góc ma sát trong và sức kháng xuyên tiêu chuẩn (Theo Terzaghi, Peck, Meyerthof...)
- Mô đun biến dạng E (MPa) - Theo Tassios, Anagnostopoulos

Đối với đất dính: Quan hệ  $N_{spt}$ , độ sệt và độ bền nén có nở hông  $q_u$

❖ *Độ bền kháng nén 1 trục có thể được xác định tùy thuộc vào giá trị SPT:*

- Đất sét:  $q_u = N/4$
- Đất sét bụi:  $q_u = N/5$
- Đất sét pha và đất bụi:  $q_u = N/7.5$

❖ *Đánh giá tính biến dạng của đất dựa trên kết quả SPT*

(T115, 116– Thí nghiệm đất hiện trường và ứng dụng trong phân tích nền móng).

❖ *Tính chất nén lún của đất nền ( $E_o=1/m_v$ ) có thể xác định theo tương quan của Tassios & Anagnostopulos. (T130, T131- Cẩm nang dành cho kỹ sư địa kỹ thuật)*

$$E_o=1/m_v=[a+C.(N+6)]/10$$

❖ *Đánh giá hệ số  $K_0$  và OCR của đất dựa trên kết quả SPT*

(T116, 117– Thí nghiệm đất hiện trường và ứng dụng trong phân tích nền móng).

❖ *Đánh giá khả năng biến loãng của đất dựa trên kết quả SPT*

(T120– Thí nghiệm đất hiện trường và ứng dụng trong phân tích nền móng).

### **1.2.2. Một số chỉ tiêu cơ lý của đất dựa trên kết quả SPT và tương quan giữa chúng**

(Theo một số sách, hội thảo khoa học,... của nước ngoài )

❖ **Những thông số Cường độ của đất từ giá trị SPT**

(T54, T55 - Handbook of Geotechnical Investigation and Design Tables)

• **Cường độ của đất sét từ giá trị SPT**

- Nhìn chung cường độ kháng cắt không thoát nước  $C_u=5$  SPT (Thường  $C_u= 5 \div 8$  SPT)
- Với đất sét thì giá trị SPT không phải hiệu chỉnh lớp phủ.
- Độ nhảy của đất sét có ảnh hưởng đến kết quả.

Loại vật liệu	Trạng thái	SPT – N (Số búa/300mm)	Cường độ (kPa)
Sét	Chảy	$\leq 2$	0-12
	Đẻo chảy	2-5	12-25
	Đẻo mềm	5-10	25-50
	Đẻo cứng	10-20	50-100
	Nửa cứng	20-40	100-200
	Cứng	$>40$	$>200$

- Giá trị hiệu chỉnh được chỉ ra như sau:

+ Đồ thị Sower' dùng  $C_u=4$  N - Đối sét có tính dẻo cao và tăng dần

$C_u = 15N$  - Đối với sét có tính dẻo thấp.

+ Đối lập với đồ thị của Stroud và Butler's (1975)  $C_u= 4.5N$  - Đối PI  $>30\%$  và  $C_u= 8N$  đối sét có tính dẻo thấp (PI=15%).

- Vì vậy ta phải cẩn thận đối với một số trường hợp hiệu chỉnh.

• **Cường độ của cát vừa sạch từ giá trị SPT**

Mô tả	Tương quan độ chặt	SPT - N (số búa/300mm)		Cường độ
		Giá trị không hiệu chỉnh ở hiện trường	Giá trị đã hiệu chỉnh	Góc ma sát
Rất rời	< 15%	$N \leq 4$	$No_{60} \leq 3$	$\emptyset < 28^\circ$
Rời	15-35%	$N = 4-10$	$No_{60} = 3-8$	$\emptyset = 28-30^\circ$
Chặt vừa	35-65%	$N = 10-30$	$No_{60} = 8-25$	$\emptyset = 30-40^\circ$
Chặt	65-85%	$N = 30-50$	$No_{60} = 25-42$	$\emptyset = 40-45^\circ$
Rất chặt	> 85%	$N > 50$	$No_{60} > 42$	$\emptyset = 45-50^\circ$
	100%		$No_{60} = 60$	$\emptyset = 50^\circ$

- Đối cát sét: góc ma sát  $\emptyset$  giảm đi  $5^\circ$
- Đối với cát lẫn sỏi: góc ma sát  $\emptyset$  tăng lên  $5^\circ$

• **Cường độ của cát mịn đến thô từ giá trị SPT**

Description	Relative density $D_r$	Corrected SPT-N (blow/300mm)			Strength
		Fine sand	Medium sand	Coarse sand	Friction angle
V.loose	<15%	$No_{60} \leq 3$	$No_{60} \leq 3$	$No_{60} \leq 3$	$\emptyset < 28^\circ$
Loose	15-35%	$No_{60} = 3-7$	$No_{60} = 3-8$	$No_{60} = 3-8$	$\emptyset = 28-30^\circ$
Medium denser	35-65%	$No_{60} = 7-23$	$No_{60} = 8-25$	$No_{60} = 8-27$	$\emptyset = 30-40^\circ$
Dense	65-85%	$No_{60} = 23-40$	$No_{60} = 25-43$	$No_{60} = 27-47$	$\emptyset = 40-45^\circ$
V. Dense	>85%	$No_{60} > 40$	$No_{60} > 43$	$No_{60} > 47$	$\emptyset = 45-50^\circ$
	100%	$No_{60} = 55$	$No_{60} = 60$	$No_{60} = 65$	$\emptyset = 50^\circ$

Skempton (1988) đã đưa ra bảng trên:

- $No_{60}/D_r^2 = 55$  - Đối với cát mịn.
- $No_{60}/D_r^2 = 60$  - Đối với cát vừa.
- $No_{60}/D_r^2 = 55$  - Đối với cát thô.

❖ **Theo Dr Win Naing – Site Investigation SPT, CPT – 19 September 2010**

✓ **Correlation between Friction Angle (f) SPT(N) Value**

Hatakanda and Uchida Equation (1996)

Modified

$$f = 3.5 \times (N)^{0.5} + 20 \text{ fine sand}$$

$$f = 3.5 \times (N)^{0.5} + 21 \text{ medium sand}$$

$$f = 3.5 \times (N)^{0.5} + 22 \text{ coarse sand; where, } f = \text{friction angle, } N = \text{SPT value}$$

✓ **SPT vs. Coefficient of sub-grade reaction**

SPT	8	10	15	20	30
$K = \text{KN/m}^3$	2.67E-6	4.08E-6	7.38E-6	9.74E-6	1.45E-6

(Johnson, S. M, and Kavanaugh, T. C., 1968. The Design of Foundation for Buildings. McGraw-Hill, New York).

❖ **Độ chặt của cát và cường độ của sét từ giá trị SPT**

(From Terzaghi and Peck, 1948)

Relative density of Sand		Strength of Clay		
Penetration Resistance - N (Blow/305mm)	Relative Density	Penetration Resistance N (Blow/305mm)	Unconfined Compress Strength (KN/m <sup>2</sup> )	Consistency
0-4	Rất rời	<2	<24	Very soft
4-10	Rời	2-4	24-48	Soft
10-30	Chặt vừa	4-8	48-96	Medium
30-50	Chặt	15-30	96-192	Stiff
>50	Rất chặt	>30	>388	Hard

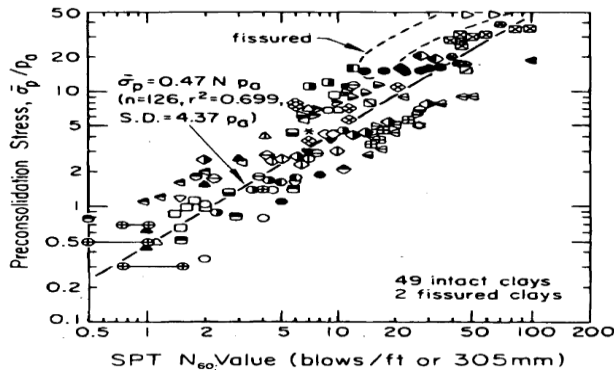
(T328-Geotechnical Engineering & Soil Testing - Al-Khafaji & Andersland)

❖ **Sự tương quan giữa góc ma sát thoát nước với SPT của đất rời.**

N <sub>60</sub> từ SPT	φ(°)
<4	25-30
4	27-32
10	30-35
30	35-40
50	38-43

(T5/13 - Engineering Properties of Soil and Rock)

❖ **Giá trị áp lực tiền cố kết từ CPT - Transformation from SPT N<sub>60</sub> to σ<sub>p</sub>' (from Mayne, 1995).**



Trang 6-35 - (U.S.Department of Transportation, Publication No. FHWA NHI-16-072 April 2017.

Geotechnical Engineering Circular No.5; Geotechnical Site Characterization).

❖ **Những thông số biến dạng**

- **Hệ số nén thể tích nhận được từ SPT (Stroud và Butler, 1975)**

(T129- Handbook of Geotechnical Investigation and Design Tables)

Chỉ số dẻo (%)	Hệ số biến đổi (f <sub>2</sub> )	Giá trị m <sub>v</sub> từ giá trị SPT (m <sub>v</sub> =1/f <sub>2</sub> N)				
		N=10	20	30	40	50
10	800	0.12	0.06	0.04	0.03	0.02
20	525	0.19	0.09	0.06	0.05	0.04
30	475	0.21	0.10	0.07	0.05	0.04
40	450	0.22	0.11	0.07	0.07	0.04

- **Mô đun của đất sét từ giá trị SPT**

$E'$  thoát nước và  $E_u$  không thoát nước từ giá trị SPT (CIRIA, 1995)

Vật liệu	$E'/N$ (MPa)	$E_u/N$ (MPa)
Sét	0.6-0.7	1.0-1.2
	0.9 (với $q/q_{ult} = 0.4-0.1$ )	6.3-10.4 (với ứng suất nhỏ $q/q_{ult} < 0.1$ )
Đá yếu		0.5-2.0 đối với $N=60$

- $E_u/N=1$  is appropriate for footings.
- For rafts, where smaller movements occur  $E_u/N=2$ .
- For very small strain movements for friction piles  $E_u/N=3$ .

- **Mô đun của đất từ giá trị SPT và chỉ số dẻo** (Industrial floors and pavements Guidelines, 1999) (T131- Handbook of Geotechnical Investigation and Design Tables)

$E_s/N$	Vật liệu
3.5	Đất ít dính và Cát, sỏi, cuội
2.5	PI thấp (<12%)
1.5	PI trung bình (12%<PI<22%)
1.0	PI cao (22%<PI<32%)
0.5	PI rất cao (PI>32%)

- Áp dụng đối với nền cứng
- Không dùng đối với sét mềm yếu

### 1.3. Đánh giá cường độ của đá ở hiện trường theo giá trị SPT

( Handbook of Geotechnical investigation and Design tables – T67)

Trong quá trình khảo sát ở ngoài hiện trường, có những phương pháp dùng để đánh giá cường độ đá nguyên trạng. Phương pháp SPT là PP đầu tiên được sử dụng để đánh giá cường độ của đá.

Cường độ	Mô tả			SPT - Giá trị N
	Bằng tay	Điểm dâm	Búa đập vào mẫu	
Cực thấp	Dễ bẻ vụn bằng 1 tay			<100
Rất thấp				60-150
Thấp	Bị gãy thành những miếng nhỏ bằng 1 tay	Vết vạch sâu 5 mm		100-350
Trung bình	Bị gãy thành những miếng khác nhau bằng 2 tay	Sâu từ 1-3 mm	Đập nhẹ búa dễ gãy	250-600
Cao			Đập mạnh búa bị gãy	500
Rất cao			>1 búa bị gãy	>600
Cực cao			Đập vài búa bị gãy - tóe lữa	

### 1.4. Ứng dụng kết quả SPT trong phân tích nền móng

❖ **Tính toán móng theo kết quả SPT (Theo TCVN 9351:2012 – phụ lục F, T19)**

❖ **Sức chịu tải cho phép của đất dạng hạt (Meyerhof, 1956)**

Foundation width B (m)	Allowable bearing capacity (kPa)					
	Very loose	Loose	Medium dense	Dense		Very dense
	N = 5	N = 10	N = 20	N = 30	N = 40	N = 50
1	50	100	225	350	475	600
2			200	300	425	525
3	25	75	175	275	375	475
4					350	450
5				250		

❖ **Theo Dr Win Naing – Site Investigation SPT, CPT – 19 September 2010 - Singapore**

✓ **Bearing capacity methods using N60:**

Meyerhof, 1976 (based on 25mm settlement)

$$q_a = N_{60} \cdot K_d / F_1 \quad B \leq F_4$$

$$q_a = N_{60} \cdot K_d \cdot (B + F_3) / (B \cdot F_2) \quad B > F_4$$

where:

$$K_d = 1 + D_f / (3B) \leq 1.33, \text{ F1 to F4 defined as SI units:}$$

- $F_1 = 0.05, F_2 = 0.08, F_3 = 0.30, F_4 = 1.20$

- $N_{60}$  = average SPT blow counts from 0.5B above to 2B below the foundation level.

✓ **Bearing capacity methods using N60 (contd.):**

Burland and Burbidge, 1985 (based on 25 mm settlement)

$$q_a = 2540 \cdot N_{60}^{1.4} / (10^T \cdot B^{0.75})$$

Where  $N_{60}$  = average SPT blow counts to a depth of  $B \cdot 0.75$  below footing  $T \sim 2.23$

Parry, 1977 (based on 25mm settlement)

The allowable bearing capacity for cohesionless soil:  $q_a = 30N_{60} \quad D_f \leq B$

Where  $N_{60}$  = average SPT blow counts below  $0.75B$  underneath the footing.

✓ **General Terzaghi Formula**

The following Terzaghi equation is used for indirect estimation of bearing capacity of shallow footing on cohesionless soil.

$$q_{ult} = (qN_q) + (0.5\gamma BN\gamma)$$

where:

$q$  = the overburden stress at foundation level ( $D_f$ ).

$$N_q = e [p \cdot \tan(f)] [\tan(p/4 + f/2)]^2 \quad \text{Bowles 1996}$$

$$N_\gamma = 1.5(N_q - 1) \cdot \tan(f) \quad \text{Brinch \& Hansen 1970}$$

$f$  = friction angle correlated by Hatanaka and Uchida (1996) equation, based on SPT at foundation level.

✓ **Peck, 1974 - Allowable bearing capacity using  $N_{1(60)}$**

$$q_a = 10.6N_{1(60)} \quad N_{1(60)} = C_n \cdot N_{60}$$

✓ **End bearing capacity of piles in sandy soil**

$$q = c \times N \text{ (MN/m}^2\text{)} \quad q = 20.88 \times c \times N \text{ (ksf)}$$

$q$  = end bearing capacity of the pile; Total end bearing =  $q \times \text{area (} p \cdot d/4\text{)}$

$N = \text{SPT-N value (per 30.48cm)}$ ;  $c = 0.45$  for pure sand;  $c = 0.35$  for silty sand

(Martin, R. E, Seli, J. J., Powell, G. W. , and Bertoulin, M. 1987. *Concrete Pile Design in Tide-water Virginia. ASCE Journal of Geotechnical Engineering* 113(6):568-585)

✓ **End bearing capacity in Clay (bored pile)**

Shioi and Fukui (1982)

$q = C \cdot N$  ;MN/m<sup>2</sup> ( $q = \text{end bearing capacity}$ ;  $C = 0.15$ ;  $N = \text{SPT value at pile tip}$ )

✓ **End bearing capacity in Clay (driven pile)**

Martin et al., 1987

$q = C \cdot N$  (MN/m<sup>2</sup>) ( $C = 0.20$ ;  $N = \text{SPT value at pile tip}$ )

❖ **Xác định sức chịu tải của cọc theo kết quả thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn SPT**

(Phụ lục G3 – TCVN10304:2014 – Móng cọc- Tiêu chuẩn thiết kế)

- Công thức của Meyerhof (1976)
- Công thức của Viện kiến trúc Nhật Bản (1988)

❖ **Sự lún nền của đất dạng hạt(Meyerhof, 1965)**

Settlements may be estimated from the SPT N- value in granular soils.

The settlement estimate is based on the size and type of foundation.

<i>Footing size</i>	<i>Relationship for settlement</i>
$B < 1.25 \text{ m}$	$1.9 q/N$
$B > 1.25 \text{ m}$	$2.84 q/N [B/(B + 0.33)]^2$
Large Rafts	$2.84 q/N$

- $N = \text{average over a depth} = \text{width of footing (B)}$ .
- $q = \text{applied foundation pressure}$ .

❖ **Xác định sức kháng cọc theo đất nền bằng thí nghiệm SPT**

(Theo TCVN11823-10:2017, Mục 7.3.8.6.7 và Mục 8.3.5.2 - Tr 86, 87, 108, 109)

**2. Thí nghiệm xuyên côn CPT, CPTu**

**2.1 Giới thiệu chung về thí nghiệm xuyên côn CPT, CPTu**

**2.1.1. Giới thiệu chung về thí nghiệm xuyên côn CPT**

Symbol	Test
$q_c$	Measured cone resistance (MPa)
$q_T$	Corrected cone tip resistance (MPa): $q_T = q_c + (1 - a_N) u_b$
$a_N$	Net area ratio provided by manufacturer 0.75 < $a_N$ < 0.82 for most 10 cm <sup>2</sup> penetrometers 0.65 < $a_N$ < 0.8 for most 15 cm <sup>2</sup> penetrometers
$F_s$	Sleeve frictional resistance
FR	Friction ratio = $F_s / q_c$



$u_o$	In – situ pore pressure
$B_q$	Pore pressure parameter – excess pore pressure ratio $B_q = (u_d - u_o) / (q_r - P'_o)$
$P_o$	Effective overburden pressure
	Measured pore pressure (kPa)
$\Delta u$	$\Delta u = u_d - u_o$
$T$	Time for pore pressure dissipation (sec)
$t_{50}$	Time for 50% dissipation (minutes)

(T46 - Handbook of Geotechnical Investigation and Design Tables)

**Phạm vi áp dụng:**

- Thí nghiệm xuyên tĩnh CPT (Cone penetration test) được đề cập đến theo TCVN 9352-2012, AASHTO T , ASTM D3441, BS 1377 - phần 9.
- Thí nghiệm xuyên tĩnh là ấn vào trong đất một đầu xuyên cùng với hệ thống cần xuyên bằng lực tĩnh, để xác định sức kháng xuyên của đất.
- Kết quả thí nghiệm xuyên tĩnh được sử dụng trong khảo sát địa chất công trình và phục vụ thiết kế nền móng: làm rõ tính đồng nhất của địa tầng, đặc tính biến dạng và sức chịu tải của đất nền, dự tính sức chịu tải của cọc đơn.v.v và cung cấp thêm các thông tin để thiết kế và thi công các phần ngầm có độ sâu không lớn.
- *Thí nghiệm xuyên tĩnh chỉ sử dụng trong đất dính và đất rời có hàm lượng các hạt lớn hơn 10 mm nhỏ hơn 25%:*
  - + Xác định ranh giới các lớp đất và bề mặt lớp đất và bề mặt lớp đất đá cứng, xác định độ đồng nhất của các lớp đất và khoan định dị thường khác của đất;
  - + Xác định độ chặt của đất loại cát;
  - + Đối chứng với khoan thăm dò và thí nghiệm trong phòng để phân chia loại đất và xác định một số đặc trưng cơ - lý của các lớp đất, phục vụ thiết kế nền móng trong điều kiện cho phép;
  - + Xác định sức chịu tải của móng cọc.

**❖ Phương pháp thí nghiệm:**

Thí nghiệm xuyên tĩnh được chỉ ra rất rõ theo TCVN 9352-2012, có 2 loại thiết bị xuyên: xuyên điện và xuyên cơ học và quy định cho hai loại mũi côn: mũi côn di động và mũi côn cố định. Thí nghiệm xuyên tĩnh có 2 kiểu xuyên là: xuyên liên tục và xuyên gián đoạn.

- Sức kháng đơn vị mũi côn,  $q_c = Q_c / A_c$  ( $Q_c$ : lực tác dụng thẳng đứng KN;  $A_c$ : Tiết diện đáy mũi côn  $cm^2$ ).
- Ma sát thành đơn vị  $f_s = Q_s / A_s$  ( $Q_s$ : lực tác dụng lên bề mặt măng xông;  $A_s$ : diện tích của măng xông).

**❖ Đặc tính kỹ thuật của một số thiết bị xuyên tĩnh thông dụng**

Đặc trưng thiết bị	Xuyên cơ học		Xuyên điện
	Liên Xô cũ	Hà Lan	Pháp
Loại mũi côn	Mũi côn di động	Mũi côn di động	Mũi côn cố định
Đường kính mũi côn (mm)	35,7	35,7	40,5
Góc nhọn mũi côn (0)	60	60	60
Tiết diện mũi côn (cm <sup>2</sup> )	10	10	15
Đường kính cần ngoài (mm)	37,5	37,5	45,0
Đường kính cần trong (mm)	18	15	-
Chiều dài cần xuyên (mm)	1 000	1 000	1 500
Vận tốc xuyên (cm/s)	1 đến 2	2	2
Cách thức thí nghiệm	Gián đoạn	Gián đoạn	Liên tục
Cách thức đo ghi	Gián đoạn	Gián đoạn	Điện, tự ghi và vẽ biểu đồ
Đối trọng	Neo	Neo	
Khả năng ấn (kN)	100	100	100

### 2.1.2. Giới thiệu chung về thí nghiệm xuyên côn CPTu (Đo áp lực nước lỗ rỗng)

#### ❖ Phạm vi áp dụng:

- Thí nghiệm xuyên tĩnh có đo áp lực nước lỗ rỗng CPTu được đề cập đến theo TCVN 9846-2013, ASTM D5778, BS 1377 - phần 9.
- Thí nghiệm xuyên tĩnh có đo áp lực nước lỗ rỗng trong suốt quá trình xuyên và sự tiêu tán áp lực nước lỗ rỗng sau khi xuyên.

#### ❖ Phương pháp thí nghiệm:

- Các bộ phận thiết bị chủ yếu đã được nêu trong TCVN9352:2012.

Trong tiêu chuẩn TCVN 9846-2013:

- + Đầu xuyên đo áp lực nước lỗ rỗng: Là đầu xuyên điện có lắp đặt bộ phận đo áp lực nước lỗ rỗng tại mũi côn để đo áp lực nước lỗ rỗng trong quá trình xuyên.

#### *The Pagani TG 73-200 machine*

- + Áp lực nước lỗ rỗng là áp lực nước đo được trong quá trình xuyên và được đo bằng bộ phận cảm biến
- + Áp lực thủy tĩnh là áp lực nước lỗ rỗng ở trạng thái tĩnh  $u_0$
- + Áp lực nước lỗ rỗng dư ( $\Delta u$ )

#### – Thí nghiệm tiêu tán – đối với trường hợp xuyên đo áp lực nước lỗ rỗng

Khi dừng xuyên áp lực nước lỗ rỗng dư xung quanh mũi côn bắt đầu tiêu giảm. Thí nghiệm tiêu tán là thí nghiệm ghi lại sự tiêu giảm áp lực nước lỗ rỗng dư theo thời gian ở độ sâu bất kỳ. Độ tiêu tán  $U$  tính bằng % và được xác định theo công thức:



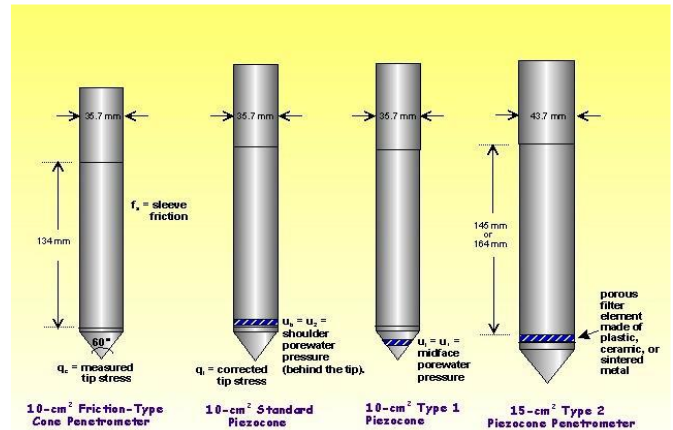
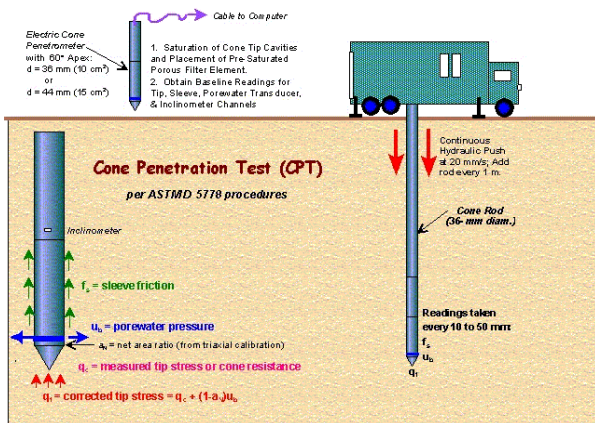
$$U = \frac{u_t - u_0}{u_t - u_0} 100\% \quad (10)$$

Thí nghiệm tiêu tán được coi là kết thúc khi độ tiêu tán  $U = 50\%$ . Khi có yêu cầu xác định áp lực thủy tĩnh thì thí nghiệm tiêu tán được tiến hành cho đến khi áp lực nước lỗ rỗng ổn định, khi đó coi bằng  $u_t = u_0$ .

– **Kết quả thí nghiệm xuyên CPTu cho ta các thông số sau:**

- + Tổng ma sát thành,  $Q_{st}$
- + Tỷ sức kháng,  $Fr$
- + Sức kháng xuyên đầu mũi,  $q_c$
- + Áp lực nước lỗ rỗng dư,  $\Delta u = u_2 - u_0$
- + Ma sát thành đơn vị,  $f_s$
- + Hệ số áp lực nước lỗ rỗng,  $B_q = \frac{\Delta u}{q_t - \sigma_{vo}}$  đang

**2.1.3. Một số thiết bị thí nghiệm CPT, CPTu của các nước**



thực hiện:

**Thiết bị thí nghiệm CPT của Hà Lan:**



**TECHNICAL SPECIFICATIONS**

**Point resistance (qc)**

- Accuracy
- Resolution
- Net area factor, cone

**Sleeve friction (fs)**

- Accuracy
- Resolution
- Net area factor, sleeve friction

**Dynamic por pressure (u)**

- Accuracy
- Resolution

**Tilt sensor**

**Weight**

**Length**

**Nova**

- 20, 50, 100 MPa
- < 0.2% FS
- < 0.0025% FS
- 0.82
- 0.5 and 1 MPa
- < 0.2% FS
- < 0.0025% FS
- 0.0
- 1, 1.5 and 5 MPa
- < 0.4% FS
- < 0.0025% FS
- 0-40 deg.
- ~ 1.25 kg
- 230 mm

**Classic**

- 10, 50, 100 MPa
- < 0.4% FS
- < 0.08% FS
- 0.58
- 0.5 MPa
- < 0.4% FS
- < 0.08% FS
- 0.014
- 2.5 MPa
- < 0.5% FS
- < 0.08% FS
- 0-40 deg.
- ~ 2,1 kg
- 470 mm



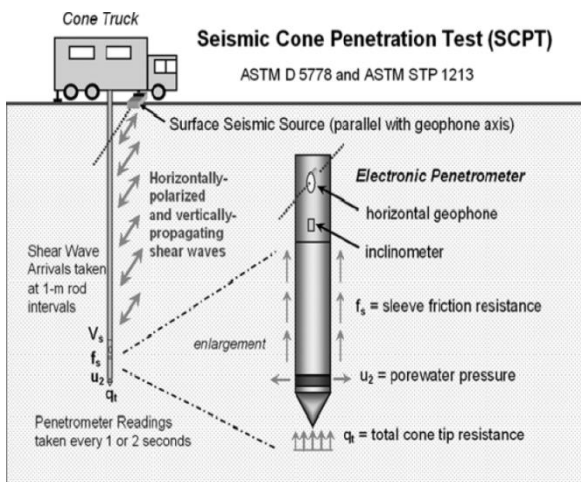
Thiết bị thí nghiệm xuyên tĩnh CPT/CPTu của

**Gouda Geo – Hà Lan:**

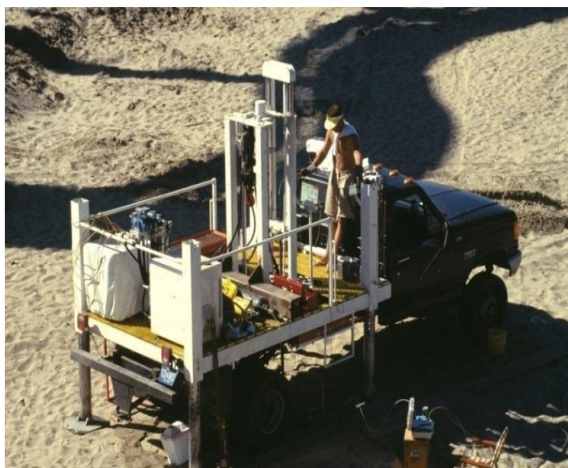
➤ **Thiết bị thí nghiệm CPT của Mỹ:**

The fully equipped system contains data and image acquisition equipment for: hệ thống được trang bị đầy đủ có chứa thiết bị thu thập dữ liệu và hình ảnh gồm:

- Piezocone (uCPT):
- Seismic cone (SCPT) testing
- Vision cone penetration (VisCPT) testing
- Flat plate dilatometer (DMT) testing
- Soil sampling housing

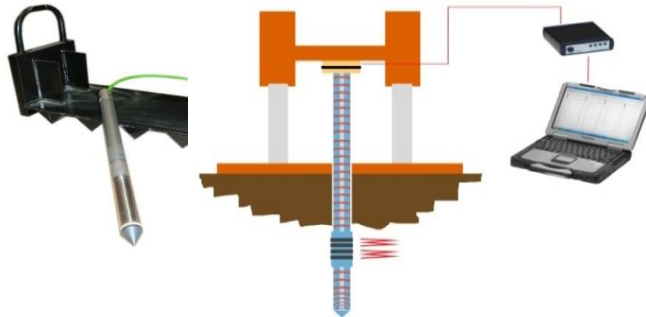


*The University of Michigan CPT rig*



+ Seismic test are carried out to measure shear (S wave) and compression wave (P wave) velocities in soils. The SCPT method combines the seismic test with results from the CPTU probe, and will give you a good basis for evaluation of a number of critical soil properties, e.g. the risk for liquefaction.

+ With the ECPT sensor you measure the conductivity of the soil while performing standard CPTU test. Test results can be used for analysing salinity and detection of pollutants.



*Seismic cone (SCPT) testing*



*Electric conductivity sensor (ECPT)*

✓ *National Cooperative Highway Research Programme – NCHRP Synthesis 368 – Cone Penetration Testing - Transportation Research Board, Washington, D.C 2007.*

Geomil có tên cũ là Gouda, phát triển và sản xuất máy móc trong lĩnh vực khảo sát địa chất hơn 80 năm (Từ năm 1932) và chuyên sản xuất thiết bị xuyên tĩnh. Trụ sở chính của



Geomil ở lân cận Gouda là nơi phát triển và sản xuất cả thiết bị CPT khảo sát cả trên bờ và khảo sát trên biển:

- Máy xuyên tĩnh độc lập Fox-100, Fox-200:
- Đầu xuyên tĩnh kỹ thuật số (Digital CPTu): hệ thống thu dữ liệu tự động, thích hợp cho các ứng dụng ở trên bờ và ngoài khơi.
- Đầu xuyên tĩnh điện tử (CPTu): Buồng lực chất lượng cao, hiệu chuẩn chính xác. Áp suất nước lỗ rỗng u được đo bằng cảm biến piezometer và gia tốc kế dùng để theo dõi

độ nghiêng theo chiều X và Y. Đầu xuyên tĩnh có thể gắn thêm cảm biến đo nhiệt độ và môi trường hay các đầu nổi tương thích địa chấn (Seismic). Đối với đất cứng hay có nhiều thay đổi thì không sử dụng được xuyên tĩnh điện tử. So với xuyên tĩnh cơ học thì xuyên tĩnh điện tử cho: Số đọc chính xác hơn và nhiều tùy chọn thông số đo hơn (áp lực nước lỗ rỗng, độ nghiêng).

– Đầu xuyên tĩnh cơ học (CPT): phương pháp sử dụng đơn giản, bền chắc và giá thành thấp.

**2.2. Các chỉ tiêu cơ lý của đất dựa trên kết quả CPT, CPTu và tương quan giữa chúng**

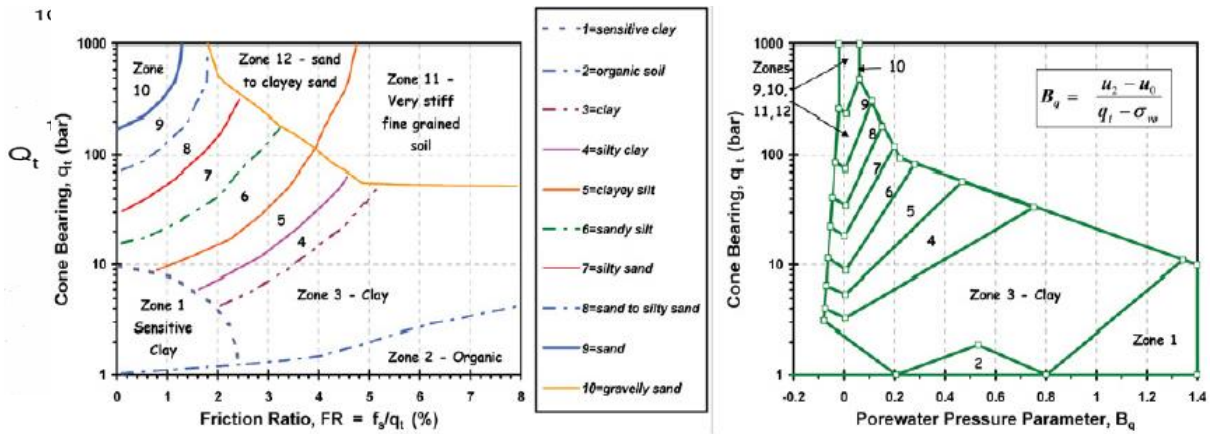
**2.2.1. Các chỉ tiêu cơ lý của đất dựa trên kết quả CPT và tương quan giữa chúng**

**A. Các chỉ tiêu cơ lý và phân loại đất dựa trên kết quả CPT**

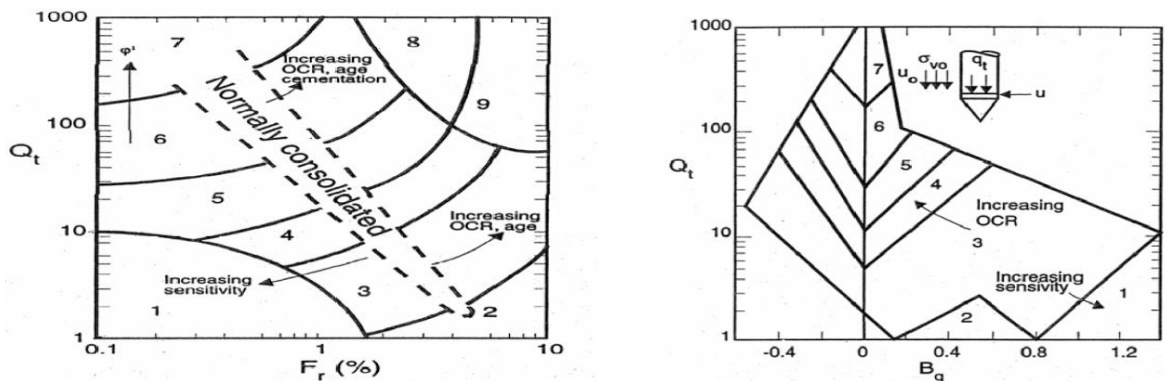
• **Soil behavior type (SBT)**

(Michael Bailey, P.G - U.S. Army Corps of Engineers, Savannah District  
National Cooperative Highway Research Programme - NCHRP Synthesis 368–Cone Penetration Testing)

Source: NCHRP Synthesis 368 (after Robertson et al. 1986)



Source: Robertson and Campanella 1990



• Theo Handbook of Geotechnical Investigation and Design Tables (T59÷T63)

✓ Phân loại đất từ thí nghiệm xuyên côn (Meigh, 1987 and Robertson, 1986)

Parameter	Value	Non cohesive soil type	Cohesive soil type
Measured cone	<1.2MPa	-	Normally to lightly overconsolidate
Resistance, $q_c$	>1.2MPa	Sand	Overconsolidated

Friction ratio (FR)	<1.5% >3.0%	Non cohesive -	- Conhesive
Pore pressure Parameter Bq	0.0-0.2 0.0-0.4 0.2 to 0.8 0.8 to 1.0 >0.8	Dense sand (qt>5MPa) Medium/loose sand (2MPa<qt<5MPa)	Hard/stiff soil(O.C) (qt>5MPa) Stiff clay/silt (1MPa<qt<2MPa) Firm clay/fine silt(qt<1MPa) Soft clay(qt<0.5MPa) Very soft clay(qt<0.2MPa)
Measure pore Pressure (ud -kPa)	~0 50-200kPa >100kPa	Dense sand (qt-Po'>12MPa) Medium sand (qt-Po'>5MPa) Loose sand (qt-Po'>2MPa)	Silt/stiff clay(qt-Po'>1MPa) Soft to firm clay(qt-Po'<1MPa)

✓ **Những thông số của sét từ thí nghiệm xuyên côn**

Parameter	Relationship	Comments
Undrained strength(Cu-kPa)	$C_u = q_c/N_k$ $C_u = \Delta u/N_u$	Cone factor ( $N_k$ ) = 17-20 17-18 for normally consolidated clays 20 for over-consolidated clays Cone factor ( $N_u$ )= 2-8
Undrained strength(Cu-kPa) Corrected for overburden	$C_u = (q_c - Po')/N_k'$	Cone factor ( $N_k'$ )= 15-19 15-16 for normally consolidated clays 18-19 for over consolidated clays
Coefficient of horizontal Consolidation ( $C_h$ -sq m/year)	$C_h = 300/t_{50}$	$t_{50}$ – minutes (time for 50% dissipation)
Coefficient of vertical Consolidation ( $C_v$ -sq m/year)	$C_h = 2 C_v$	Value may vary from 1 to 10

✓ **Cường độ của đất sét từ thí nghiệm xuyên côn**

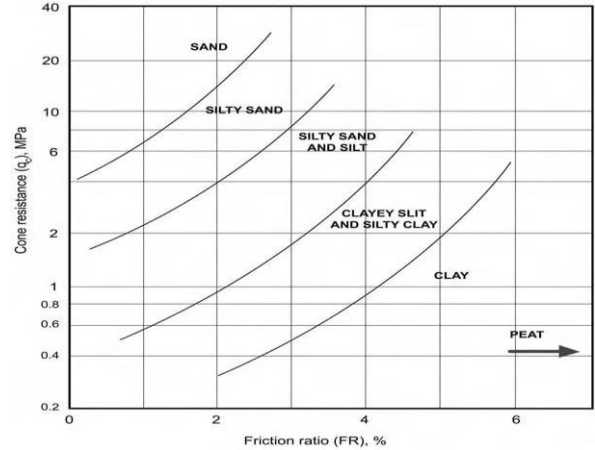
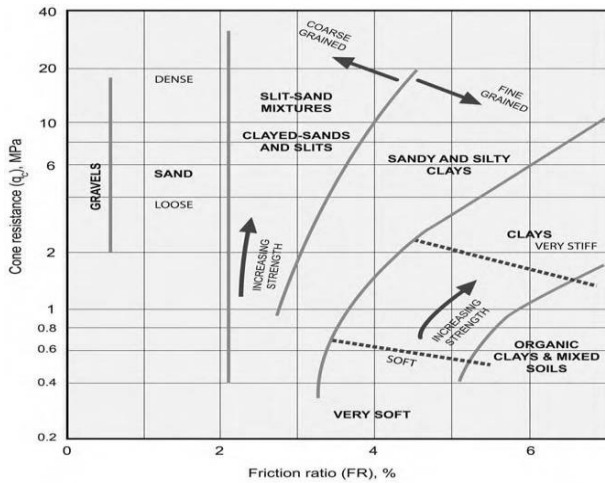
Soils classification	Approximate, $q_c$ (MPa)	Assumption. Not corrected for overburden
V.Soft $C_u=0-12$ kPa	<0.2	$N_k=17$ (Đất có kết bình thường)
Soft $C_u=12-25$ kPa	0.2-0.4	$N_k=17$ (Đất có kết bình thường)
Firm $C_u=25-50$ kPa	0.4-0.9	$N_k=18$ (Đất quá cô kết nhẹ)
Stiff $C_u=50-100$ kPa	0.9-2.0	$N_k=18$ (Đất quá cô kết nhẹ)
V.stiff $C_u=100-200$ kPa	2.0-4.2	$N_k=19$ (Đất quá cô kết )
Hard $C_u >200$ kPa	>4.0	$N_k=20$ (Đất quá cô kết )

✓ **Cường độ của cát từ thí nghiệm xuyên côn**

Relative density $D_r$ (%)	Cone resistance, $q_c$ (MPa)	Type $\phi^0$
V.loose $D_r < 15$	< 2.5	< 30 <sup>0</sup>
Loose $D_r = 15-35$	2.5 - 5.0	30-35 <sup>0</sup>
Med dense $D_r = 35-65$	5.0 - 10	30-35 <sup>0</sup>
Dense $D_r = 65-85$	10 - 20	40-45 <sup>0</sup>
V.Dense $D_r > 85$	> 20	> 45 <sup>0</sup>

• **Xuyên côn điện và xuyên côn cơ học cho giá trị khác nhau.**

Hình sau cho ta những kết quả CPT khác nhau:



Đặc tính của CPT và sự thay đổi cường độ đối với côn cơ học (Schertman, 1978)

Đặc tính của CPT và sự thay đổi cường độ đối với côn điện (Robertson và Campanella, 1983)

• **Một số đặc trưng cơ lý của đất nền bằng kết quả thí nghiệm xuyên tĩnh**

(TCVN9352-2012 - Phụ lục E)

- ✓ **Độ chặt của đất loại cát được xác định theo sức kháng mũi côn  $q_c$ ,**
- ✓ **Tỷ kháng  $F_r$  của thiết bị xuyên tĩnh có mũi côn đơn giản cho đất nền vùng Hà Nội**
- ✓ **Góc ma sát trong của đất loại cát được xác định theo sức kháng xuyên  $q_c$**
- ✓ **Lực dính kết không thoát nước  $C_u$  của đất loại sét ( $\varphi = 0$ ) được xác định theo sức kháng xuyên  $q_c$ .**
- ✓ **Tính biến dạng của đất dựa trên kết quả CPT**

– Mô đun biến dạng ( $E_o = \alpha_c \cdot q_c$ ) của đất nền vùng Hà Nội dựa vào sức kháng xuyên  $q_c$

Loại đất	Giới hạn $q_c$ ( $10^5$ Pa)	Giá trị $\alpha_c$
Sét, sét pha	$q_c < 15$	$5 < \alpha_c < 8$
Chặt, cứng	$q_c > 15$	$3 < \alpha_c < 6$
sét, sét pha	$q_c > 8$	$4,5 < \alpha_c < 7,5$
Đẻo mềm, dẻo chảy	$q_c < 7$	$3 < \alpha_c < 6$
Bùn sét	$W (\%) < 70$	$3 < \alpha_c < 6$
Bùn sét pha	$q_c < 6; W (\%) > 70$	$2 < \alpha_c < 4$
Cát pha	$10 < \alpha_c < 35$	$3 < \alpha_c < 5$
Cát	$q_c > 20$	$1,5 < \alpha_c < 3$

– Giá trị  $E_o = \alpha_o q_c$ , trong đó  $E_o$  là mô đun nén một trục trong phòng thí nghiệm, có đơn vị đo là  $10^5$  Pa.

$$E_o = \frac{1+e_0}{a} \tag{E.1}$$



- **Các chỉ tiêu cơ lý của đất và tương quan của chúng dựa trên kết quả CPT**  
(Thí nghiệm đất hiện trường và ứng dụng trong phân tích nền móng từ T54 ÷ T79)
  - ✓ **Trạng thái của đất cát được đưa ra bởi Meyerhof**

$q_c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	Độ chặt	Dr(%)
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

- ✓ **Trạng thái của đất dính, quan hệ giữa độ sệt và  $q_c$**   
(T60 – Thí nghiệm đất hiện trường và ứng dụng trong phân tích nền móng)

$q_c$ (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

- ✓ **Tính thấm của đất dựa trên kết quả CPT (Robertson)**
- ✓ **Tính biến dạng của đất dựa trên kết quả CPT (Robertson, Baldi, Campanella,...)**
- ✓ **Hệ số áp lực ngang tĩnh  $K_0$  và hệ số quá cố kết OCR (Marchetti, Kulhawy, Mayne, Holtz,...).**
- ✓ **Sức kháng cắt của đất dựa trên kết quả CPT (Robertson, Campanella, Marchetti, ...)**
- ✓ **Ứng dụng kết quả CPT vào thiết kế móng nông**
- **Những thông số biến dạng từ kết quả CPT**

- ✓ **Sức kháng mũi côn và tính biến dạng của đất:**

Tương quan giữa thông số biến dạng với sức kháng mũi côn  $E_0 = \alpha \cdot q_c$  được nhiều tác giả nghiên cứu. Đặc biệt là giáo sư Sanglerat thuộc trường đại học Lion Pháp với 600 cặp so sánh đã đưa ra kết quả hệ số tương quan  $\alpha$

#### Hệ số tương quan $\alpha$ cho các loại đất (theo Sanglerat)

Loại đất	Sức kháng mũi côn	Hệ số $\alpha$
CL-Sét ít dẻo	$q_c < 7 \text{ kg/cm}^2$	$4 < \alpha < 6.5$
	$7 < q_c < 20 \text{ kg/cm}^2$	$3 < \alpha < 4$
	$q_c > 20 \text{ kg/cm}^2$	$1.3 < \alpha < 2.5$
ML-Bụi bột ít dẻo	$q_c < 20 \text{ kg/cm}^2$	$3 < \alpha < 6$

	$q_c > 20 \text{ kg/cm}^2$	$1 < \alpha < 3$
CH-OH Sét dẻo cao, rất cao	$q_c < 20 \text{ kg/cm}^2$	$2.5 < \alpha < 5$
MH-OH Bụi bột dẻo cao, rất cao	$q_c > 20 \text{ kg/cm}^2$	$1 < \alpha < 2$
OL Bụi nhiều hữu cơ	$q_c > 12 \text{ kg/cm}^2$	$2 < \alpha < 8$
	$q_c < 12 \text{ kg/cm}^2$	$0.5 < \alpha < 4$
T-OH Than bùn và bùn nhiều hữu cơ	$q_c < 7 \text{ kg/cm}^2$	
	$50 < W < 100 \text{ kg/cm}^2$	$1.5 < \alpha < 4$
	$100 < W < 200 \text{ kg/cm}^2$	$1 < \alpha < 1.5$
	$200 < W$	$0.4 < \alpha < 1$
S cát	$q_c < 100 \text{ kg/cm}^2$	$\alpha = 2$
S-G Cát sạn chặt	$q_c > 100 \text{ kg/cm}^2$	$\alpha = 2-3$
Đá phần	$20 < q_c < 30 \text{ kg/cm}^2$	$2 < \alpha < 4$
	$q_c > 30 \text{ kg/cm}^2$	$1.5 < \alpha < 3$

(Đất nền Hà nội, các tác giả Vũ Công Ngữ, Trần Văn Kiệt, Nguyễn Vũ Tùng và Đỗ Văn Hải)

✓ **Những thông số biến dạng từ kết quả CPT (Fugro, 1996; Meigh, 1987)**

Thông số	Tương quan	Chú giải
Hệ số thay đổi thể tích, mv	$mv = 1/(\alpha q_c)$	Đối với đất quá cô kết từ nhẹ đến trung bình. $\alpha=5$ đối loại đất: CH, MH, ML $\alpha=6$ đối loại đất: CL, OL $\alpha=1.5$ đối loại đất: OH với độ ẩm > 100% for với đất quá cô kết $\alpha=4$ đối loại đất: CH, MH, CL, ML $\alpha=2$ đối loại đất: ML, CL with $q_c > 2 \text{ MPa}$
Constrained modulus, M	$M=3q_c$	$M=1/mv$
Elastic (Young's) modulus, E	$E=2.5 q_c$ $E=3.5 q_c$	Square pad footing – axisymmetric Strip footings – plane strain

(T129 - Handbook of Geotechnical Investigation and Design Tables)

✓ **Mô đun đàn hồi thoát nước ban đầu của cát từ thí nghiệm xuyên côn**

Dung trọng	Sức chống đầu mũi côn, $q_c$ (MPa)	Mô đun đàn hồi thoát nước $E'$ , MPa
V.loose	<2.5	<10
Loose	2.5-5.0	10-20
Med dense	5.0-10.0	20-30
Dense	10.0-20.0	30-60
V.dense	>20.0	>60

(T129 - Handbook of Geotechnical Investigation and Design Tables)

✓ **Equations for stress-strain modulus  $E_s$  by several test methods**

$E_s$  in kPa for SPT and units of  $q_c$  for CPT; divide kPa by 50 to obtain ksf. The N values should be estimated as N55 and not N70. Refer also to tables 2-7 and 2-8.

Soil	SPT	CPT
Sand (normally consolidated)	$E_s = 500(N + 15)$ $= 7000$ $= 600N$	$E_s = (2 \text{ to } 4)qu$ $= 8000$
Sand (saturated)	$E_s = 250(N + 15)$	$E_s = Fxqc$ ( $e = 1.0$ ; $F = 3.5$ ) ( $e = 0.6$ ; $F = 7.0$ )
Sands, all (norm. Consol. Sand (overconsolidated))	$E_s = (2600 \text{ to } 2900)N$	
$E_s = 40000 + 1050N$	$E_s = (6 \text{ to } 30)q_c$	
Gravelly sand	$E_s = 1200(N + 6)$ $= 600(N + 6)$ ; $N \leq 15$ $= 600(N + 6) + 2000$ ; $N > 15$	
Clayey sand	$E_s = 320(N + 15)$	$E_s = (3 \text{ to } 6)q_c$
Silts, sandy silt, or clayey silt	$E_s = 300(N + 6)$ If $q_c < 2500$ kPa use 2500 $< q_c < 5000$ use Where	$E_s = (1 \text{ to } 2)q_c$ $E's = 2.5q_c$ $E's = 4q_c + 5000$
	$E's = \text{constrained modulus} = 1/mv = \frac{E_s(1 - \mu)}{(1 + \mu)(1 - 2\mu)}$	
Soft clay or clayey silt	$E_s = (3 \text{ to } 8)q_c$	

(T 316 - Foundation analysis and design – Joseph E.Bowles)

✓ **Equations for stress-strain modulus  $E_s$  by several test methods (continued)**

$E_s$  in kPa for SPT and units of  $q_c$  for CPT; divide kPa by 50 to obtain ksf. The  $N$  values should be estimated as  $N_{55}$  and not  $N_{70}$ . Refer also to tables 2-7 and 2-8.

**Soil**

**Use the undrained shear strength  $s_u$  in units of  $s_u$**

Clay and silt	$I_p > 30$ or <i>organic</i>	$E_s = (100 \text{ to } 500)s_u$
Silty or sandy clay	$I_p < 30$ or <i>stiff</i>	$E_s = (500 \text{ to } 1500)s_u$

Again,  $E_{s,OCR} \sim E_{s,nc} \sqrt{OCR}$

Use smaller  $s_u$  -coefficient for highly plastic clay.

Of general application in clays is  $E_s = Ksu$  (units of  $s_u$ ) (a)

where  $K$  is defined as  $K = 4200 - 142.54I_p + 1.73 I_p^2 - 0.007 I_p^3$  (b)

and  $I_p$  = plasticity index in **percent**. Use  $20\% \leq I_p \leq 100\%$  and round  $K$  to the nearest multiple of 10

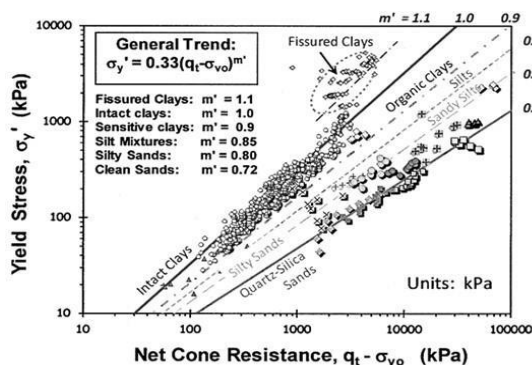
Another equation of general application is

$$E_s = 9400 - 8900 I_p + 11600 I_c - 8800 s_u \text{ (kPa)}$$

(Notes: Xem kỹ hơn tại trang 317)

(T 317 - Foundation analysis and design – Joseph E.Bowles)

• **Giá trị áp lực tiền cố kết từ CPT, CPTu.**



**Figure 6-23 - Transformation from corrected net cone tip resistance to preconsolidation stress, or “ yield stress” (from Mayne, 2014)**

(U.S.Department of Transportation, Publication No. FHWA NHI-16-072 April 2017. Geotechnical Engineering Circular No.5; Geotechnical Site Characterization)

**B. Tương quan giữa CPT và các thí nghiệm hiện trường khác**

❖ **Sự tương quan giữa SPT và CPT**

Soil Type	Qc/N
Silts, sandy silts, slightly cohesive silt-sand mixture	2
Clean, fine to medium sands and slightly silty sand	3.5
Coarse sand and sands with little gravel	5
Sandy gravel and gravel	6

(Schmertmann, 1970) – (T330-Al-Khafaji & Andersland)

❖ **Theo Dr Win Naing – Site Investigation SPT, CPT – 19 September 2010 – Singapor**

✓ **Sự tương quan giữa SPT và CPT**

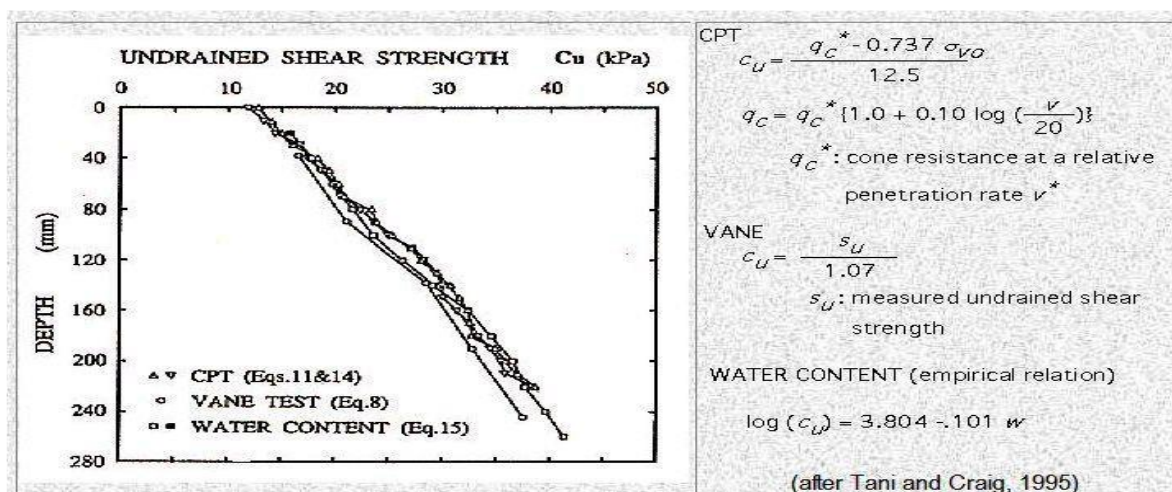
Soil type	Mean grain size(D 50 ), mm	Qc /N
Clay	0.001	1.0
Silty Clay	0.005	1.7
Clayey Silt	0.01	2.1
Sandy Clay	0.05	3.0
Silty Sand	0.01	4.0
Sand	0.5	5.7
	1.0	7.0

✓ **Sự tương quan của N<sub>60</sub> và q<sub>t</sub>**

$$N_{60} = (q_t / p_a) / [8.5(1 - I_c/4.6)]$$

(Jefferies, M. G. and Davies, M. P., (1993), "Use of CPTu to estimate equivalent SPT N60", ASTM Geotechnical Testing Journal, Vol. 16, No. 4)

✓ **Comparison of derived parameters based on CPT, FVT and Water Content**



❖ **Áp lực tiền cố kết từ sức chống đầu mũi xuyên (Theo Mayne et al., 2002).**

(T83 - Handbook of Geotechnical Investigation and Design Tables)

Net cone stress	$q_t - P'_o$	kPa	100	200	500	1000	1500	3000	5000
Preconsolidation pressure	$P'_c$	kPa	33	67	167	333	500	1000	1667
Excess pore water pressure	$\Delta u$	kPa	67	133	333	667	1000	2000	3333

Ghi chú: - Chỉ đối với đất sét còn nguyên dạng.

- Đối với sét bị nứt nẻ:  $P'_c = 2000 \div 6000$  với  $\Delta u = 600 \div 3000$  kPa.

- Giá trị này chỉ đúng với TN CPTu. Không thích hợp với TN CPT.

❖ **CPT tương quan với đất dính**

(T 172, T 175 - Foundation analysis and design – Joseph E. Bowles)

$$Q_c = N_k S_u + p_o$$

$$S_u = (q_c - p_o) / N_k \quad (N_k : \text{cone factor} = 15-20)$$

$$S_u = (q_T - p_o) / N_{kT} \quad (N_{kT} : \text{cone factor} = 15-20)$$

❖ **Tương quan giữa xuyên tĩnh và SPT**

(T211 – Cẩm nang dùng cho kỹ sư địa kỹ thuật)

Tương quan giữa  $q_c$  và  $N$  được tổng hợp theo kết quả nghiên cứu của Meyerhof, Terzaghi – Peck – Tschebotariof và theo Sanglerat thống kê kết quả của hàng Franki, cho ta các mối quan hệ sau:

- Với đất loại cát lẫn sạn:  $q_c = 0.5N$  (MPa)
- Với đất loại cát:  $q_c = 0.4N$  (MPa)
- Với đất loại cát pha bụi:  $q_c = 0.3 \div 0.5N$  (MPa)
- Với đất loại bụi lẫn sét:  $q_c = 0.2N$  (MPa)
- Với đất loại sét:  $q_c = 0.1 \div 0.2N$  (MPa)

**2.2.2. Các chỉ tiêu cơ lý của đất dựa trên kết quả CPTu và tương quan giữa chúng**

❖ **Phân loại đất, Sức kháng cắt không thoát nước của đất loại sét, Hệ số cố kết ngang và hệ số thấm ngang với CPTu.**

(Phụ lục E - TCVN9846-2013- Thí nghiệm xuyên tĩnh có đo áp lực nước lỗ rỗng - Dùng để tham khảo)

• **Phân loại đất**

Việc xử dụng kết quả xuyên tĩnh để phân loại đất hiện được áp dụng rộng rãi trên thế giới. Tuy nhiên các biểu đồ phân loại đất này đều mang tính kinh nghiệm và chỉ phù hợp cho đất ở các khu vực nhất định đã được nghiên cứu. Ở Việt Nam vấn đề này chưa được nghiên cứu đầy đủ.

• **Sức kháng cắt không thoát nước của đất loại sét**

Xác định sức kháng cắt từ kết quả xuyên tĩnh chỉ phù hợp đối với đất loại sét cố kết bình thường và quá cố kết nhẹ.

- ✓ Khi sử dụng kết quả của CPT: sức kháng cắt không thoát nước  $S_u$  được xác định theo công thức sau:

$$S_u = \frac{q_c - \sigma_{vo}}{N_k}$$

- ✓ Khi sử dụng kết quả của CPTu: sức kháng cắt không thoát nước  $S_u$  được xác định theo công thức sau:

$$S_u = \frac{q_t - \sigma_{vo}}{N_{kt}}$$

- **Hệ số cố kết ngang và hệ số thấm ngang**

- ✓ Hệ số thấm ngang được xác định theo công thức Baligh và Levadoux như sau:

$$k_h = \frac{\gamma_w}{2.3\sigma'_{vo}} RR.c_h$$

- ✓ Hệ số cố kết ngang: Từ kết quả thí nghiệm tiêu tán, hệ số cố kết ngang của đất được xác định theo công thức của Teh và Houlsby như sau:

$$c_h = \frac{T^* r^2 \sqrt{I_r}}{t_{50}}$$

- ❖ **Tương quan giữa OCR,  $\sigma'_p$  và CPTu**

(CPTu Tests – Các trang 6-8, 6-11, 6-12)

- Bartlett và Alcorn năm 2004 đã đưa ra:

$$\sigma'_p / \sigma_{vo} = 0.311955 \left( q_t / \sigma_{vo} \right)^{0.6818076}$$

- Mayne năm 1986 đã đưa ra:

$$\sigma'_p = 0.29 q_c$$

- Mayne và Kemper năm 1988 đã đưa ra:

$$OCR = 0.37 \left[ (q_c - \sigma_{vo}) / \sigma'_{vo} \right]$$

- Sugawara và Kemper năm 1988 đã đưa ra quan hệ đối với đất sét ở Nhật:

$$OCR = (q_t - \sigma_{vo}) / k\sigma_{vo} \quad (2.5 < k < 5)$$

- Mayne và Bachus năm 1989 đã đưa ra:

$$OCR = 0.38 \left[ (\Delta u / \sigma'_{vo}) - 1 \right]^{1.33}$$

- ❖ **Giá trị áp lực tiền cố kết từ CPTu.**

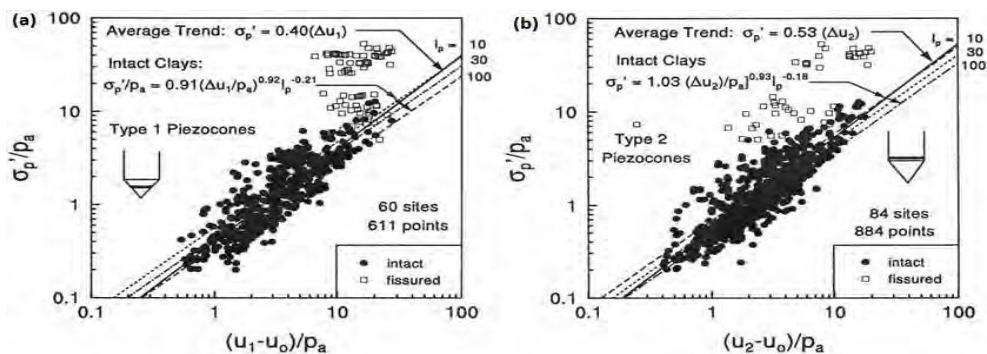


Figure 6-24 Transformations from measured CPTU pore pressure to preconsolidation stress for clays: (a) Type 1 piezocones, and (b) Type 2 piezocones (from Mayne, 2007).

(U.S. Department of Transportation, Publication No. FHWA NHI-16-072 April 2017. Geotechnical Engineering Circular No.5; Geotechnical Site Characterization)

### 2.3. Ứng dụng kết quả CPT, CPTu trong phân tích nền móng

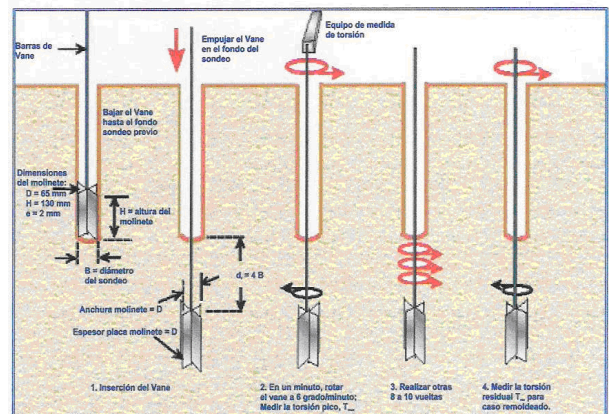
1. Sức chịu tải cho phép của móng nông quy ước (có bề rộng B xấp xỉ bằng chiều sâu đặt móng D), đối với đất loại sét dựa vào sức kháng mũi côn qc  
(T25 - Phụ lục E TCVN9352-2012)
2. Xác định sức chịu tải của móng cọc bằng kết quả thí nghiệm xuyên tĩnh  
(Phụ lục F – T27, 28, 29 - TCVN 9352-2012)
3. Sức chịu tải của cọc theo sức kháng mũi xuyên tĩnh  $q_c$   
(Phụ lục G4 – TCVN10304:2014 – Móng cọc- Tiêu chuẩn thiết kế)
4. Sức chịu tải móng nông theo thí nghiệm xuyên tĩnh CPT  
(T227 ÷ T 230 - Cẩm nang dùng cho kỹ sư địa kỹ thuật)
5. Xác định sức kháng cọc theo đất nền bằng thí nghiệm SPT  
(Theo TCVN11823-10:2017, Mục 7.3.8.6.7 - Tr 87)

### 3. Thí nghiệm cắt cánh VST

#### 3.1. Giới thiệu chung về thí nghiệm VST

Hiện nay có khá nhiều loại thiết bị cắt cánh khác nhau, nhưng chủ yếu là 2 loại sau:

- Loại nhẹ: đọc ngay kết quả Model H-60, H-70 chỉ thí nghiệm ở độ sâu nhỏ, thí nghiệm rất đơn giản.
- Loại ghi đồ thị lên giấy vẽ (Cắt cánh cơ học)



#### ❖ Phạm vi áp dụng:

- Thí nghiệm cắt cánh được đề cập đến theo 22TCN 355-06, AASHTO T223, ASTM D2573.
- Thí nghiệm cắt cánh hiện trường xác định sức kháng cắt không thoát nước của đất, được sử dụng cho các loại đất dính mềm yếu, bão hòa nước. Thí nghiệm này không áp dụng đối với loại đất thoát nước nhanh (Đất loại cát, đất hòn lớn), đất trương nở, đất lẫn nhiều mảnh đá, vò sò. Phương pháp thí nghiệm này xác định một cách nhanh chóng sức kháng cắt không thoát nước của đất yếu. Đất bị cắt trong thời gian khá nhanh, nước không kịp thoát ra nên thí nghiệm được xem là theo sơ đồ UU
- **Phương pháp thí nghiệm:** Thiết bị và phương pháp thí nghiệm được chỉ ra rất rõ trong 22TCN 355-06. Thí nghiệm được thực hiện trong hoặc ngoài các lỗ khoan (Án trực tiếp từ mặt đất), cự ly các điểm cắt không nhỏ hơn 1m:

$$\text{Độ lớn Mô men yêu cầu để cắt đất: } T = S_u \times K \quad S_u = T/K$$

$$\text{Trị số K tính đơn giản: } K = 3,66 \times 10^{-6} \times D^3$$

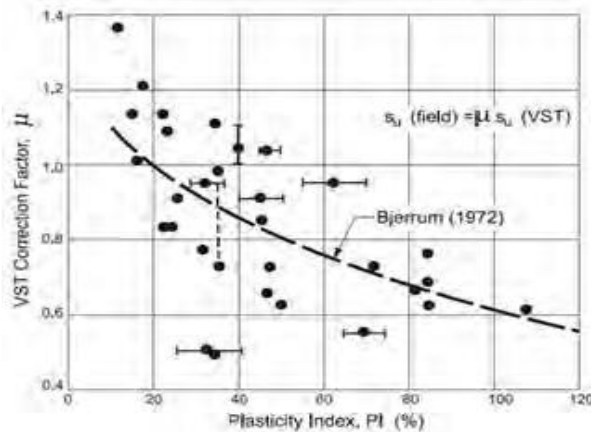
- ❖ Tại các nước Phương tây, độ lớn Mô men yêu cầu để cắt đất được tính như sau:

$$S_{uv} = 6 T_{\max}/(7\pi D^3) \text{ với } H/D=2$$

Trong đó:

- +  $T_{\max}$ : giá trị lớn nhất của mô men cắt.
- +  $S_{uv}$  (peak): Cường độ cắt lớn nhất của đất nguyên dạng(kPa)
- +  $S_{uv}$  (remould): Cường độ cắt lớn nhất của đất không nguyên dạng(kPa)
- +  $\mu$ : Hệ số hiệu chỉnh sức kháng cắt của Vane. ( $S_{uv}(\text{corr}) = \mu S_{uv}$ )

❖ **Vane shear correction factor (Base on Bjerrum, 1972)**



Plasticity index (%)	Vane correction factor (μ)
20%	1.0
30%	0.9
40%	0.85
50%	0.75
60%	0.7
70%	0.7
80%	0.65
90%	0.65
100%	0.65

(T48 - Handbook of Geotechnical Investigation and Design Tables)

❖ **Độ nhạy  $S_t$**  
$$S_t = \frac{s_u - FVT}{s_{ur} - FVT}$$

❖ **Theo AASHTO T223 kiến nghị sử dụng các kích thước của thiết bị cắt cánh**

**Bảng 1 - Các kích thước thiết bị cắt cánh cho thí nghiệm cắt cánh**

Loại thí nghiệm	Loại	§ - đường kính		Chiều cao		Chiều dày cánh		§ - đường kính cần	
		mm	inch	mm	inch	mm	inch	mm	inch
Loại Acker	A	38.1	1.5	76.2	3	1.59	0.0625	12.7	0.5
	B	50.8	2	102	4	1.59	0.0625	12.7	0.5
	N	63.5	2.5	127	5	3.18	0.125	12.7	0.5
	H	92.1	3.625	184	7.25	3.18	0.125	12.7	0.5
Loại Sgi <sup>b</sup>	H	55	2.17	110	4.33	2	0.078	11	0.43
	H	65	2.56	130	5.12	2	0.078	11	0.43
Loại Nilcon <sup>c</sup>	B	50	1.97	110	4.33	2 <sup>d</sup>	0.078	20	0.79
	N	65	2.56	130	5.12	2	0.078	20	0.79
Loại Nilcon <sup>c</sup>	H	80	3.15	172	6.77	2	0.078	20	0.79

<sup>a</sup> Sự lựa chọn kính cỡ cắt cánh liên quan trực tiếp đến trạng thái đất thí nghiệm, đất càng yếu đường kính càng lớn.

<sup>b</sup> Đây là loại máy xách tay, tích hợp toàn bộ, có khả năng tự tạo lỗ. Khi đất lớp trên quá cứng, cần dùng thành ống cho loại 77-OD mm cỡ mạng xông.

<sup>c</sup> Đây là loại máy xách tay, tích hợp toàn bộ, có khả năng ấn trực tiếp vào đất. Cánh cắt theo sau bằng môi nôi trượt trong quá trình xuyên, nó cho phép đo chính xác mà không cần phải dùng ống đỡ.

<sup>d</sup> Đây là bề dày trung bình. Cánh cắt được vát 2.5 mm (0.098in) tại thành ở mép đến 1.5 mm (0.059 in)

❖ Theo ASTM D2573 kiến nghị sử dụng các kích thước và thiết bị cắt cánh LPC (Pháp) (T151- Cẩm nang dùng cho kỹ sư địa kỹ thuật) có các kích thước như trong bảng sau:

**Đặc trưng thiết bị cắt cánh theo ASTM D2573 (Mỹ)**

Kích cỡ ống chống	Đường kính D (mm)	Chiều cao H (mm)	Bề dày (mm)	Đường kính cần (mm)
AX	38.1	76.2	1.6	12.7
BX	50.8	101.6	1.6	12.7



NX	63.5	127	3.2	12.7
101.6	92.1	184	3.2	12.7

### Đặc trưng thiết bị cắt cánh LPC (Pháp)

(T151- Cẩm nang dùng cho kỹ sư địa kỹ thuật)

Đường kính cánh D, mm	60	70	100
Chiều cao cánh H, mm	120	140	200
Đường kính cần, mm	20	20	20
Đường kính ống chống, mm	44	44	44
Hộp đo ngẫu lực	Dùng thanh ngẫu lực		
Vận tốc góc quay cánh	1/10 đến 3/10 độ cho một giây		
Khoảng đo sức kháng cắt	Từ 0.05 đến 1.0 kg/cm <sup>2</sup>		
Chiều sâu thí nghiệm	15 - 20 m		

Các thiết bị cắt cánh đang sử dụng tại Việt Nam thường có các chủng loại là:

- ✓ **GEONOR H-70:** chiều sâu TN là 10m, gồm 2 loại cánh cắt: Vane, 60x120mm: 0-160 kPa và Vane, 75.8 x151.5mm: 0-80 kPa.

TECHNICAL SPECIFICATIONS		
Installation: sledge hammer, portable rock drill or pressed down		
Instrument accuracy: +/- 3% of full range		
Two sizes of vanes: range of measurement from 0 to 80 kPa (0-8 T/m <sup>2</sup> ) and 0 to 160 kPa (0-16 T/m <sup>2</sup> )		
ORDER REFERENCES		
Quantity	Part No.	Description
	21500	Vane tester complete for 10m depth:
10	10200	Extension rod, 25 x 1000 m
10	10500	Connection piece, M18 x 1.5
1	10900	Drive head, hexagonal, 24mm, M18
2	12200	Spanner for extension rods
1	21501	Instrument for field inspection vane
1	21502	Adaptor, hexagonal, 24mm
1	21503	Lower part for field inspection vane
1	21504	Vane, 60 x 120 mm: 0-160 kPa
1	21505	Vane, 75.8 x 151.5 mm: 0-80 kPa
1	14600	Extractor for ø 22 & 25 mm extension rods
1	15100	Ball cone clamp, 21-28 mm
1	19000	Crow bar
1	19100	Transport case, steel



- ✓ **Bộ TN cắt cánh đất trong hố khoan**

**Model: ZSZ-1**

Xuất xứ: Trung Quốc

Kích thước cánh cắt: D75mm x 150mm;

D50mm x 100mm

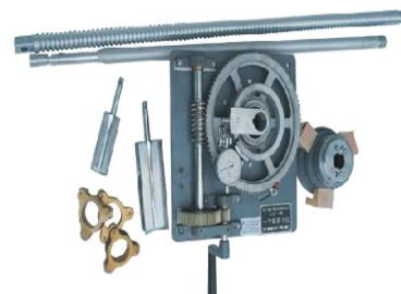
Mô men xoắn của vòng thép: 80N.m

Độ chính xác: 0.55N.m

Kích thước cần dẫn hướng: D30mm x 1040mm

Kích thước: 430x910x220 mm

Trọng lượng: 40 kg



**3.2. Phân tích các chỉ tiêu cơ lý của đất dựa trên kết quả VST và tương quan giữa chúng.**

❖ **Một số tương quan của các tác giả tại**

(T187, 188 - Foundation analysis and design – Joseph E. Bowles)

- Silvestri and Aubertin 1988:  $S_{u,vh}/S_{u,vv} \sim 1.14$  to 1,4
- Chandler 1988 :  $S_{u,vv} / p_o = S_1(OCR)^m$  (Normally consolidated clays  $m \sim 0.95$ ,  $S_1 \sim 0.25$ )
- Bjerrum 1972:  $S_{u, design} = \lambda S_{u, v}$
- Arman et al. 1975 and Foott et al. 1980 :  $S_{u, v} = 2 q_u$

❖ **Tương quan áp lực tiền cố kết – Chỉ số dẻo với VST**

Trang 6-33 - (U.S. Department of Transportation, Publication No. FHWA NHI-16-072 April 2017. Geotechnical Engineering Circular No.5; Geotechnical Site Characterization).

Áp lực tiền cố kết được ước tính là :  $\sigma'_p = \alpha_{FV} S_{u-FV}$

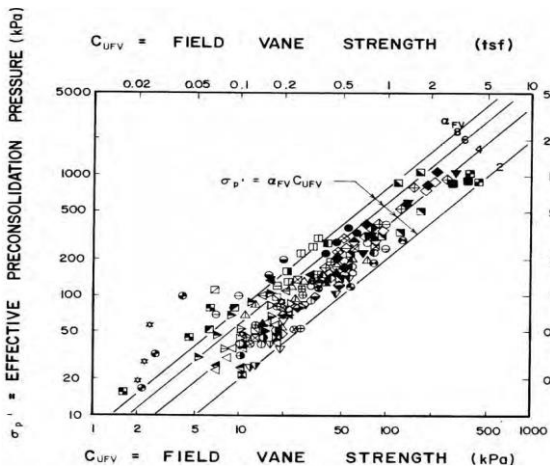


Figure 6-26 Transformation from field vane shear

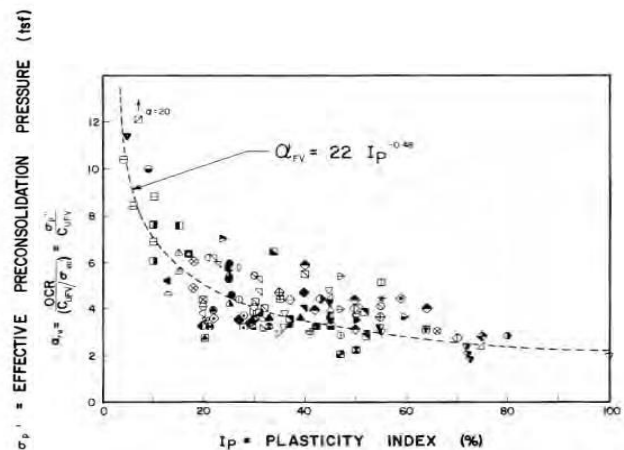


Figure 6-27 Relationship between  $\alpha_{FV}$  and plasticity index (from Mayne

strength to preconsolidation stress (from Mayne and Mitchell 1999)

❖ **Tương quan giữa cắt cánh và xuyên tĩnh:**

(T 210- Cẩm nang dùng cho kỹ sư địa kỹ thuật)

Xuyên tĩnh của một số loại đất do Hãng cầu đường Pháp (LCPC) cho các kết quả sau:

- Với đất sét dẻo mềm-dẻo cứng:  $(q_c - p'_o)/C_u = 15$
- Với đất bụi bão hòa nước:  $(q_c - p'_o)/C_u = 12 \div 14$
- Với đất bùn và than bùn  $(q_c - p'_o)/C_u = 9 \div 13$

Trong đó:  $q_c$ : là sức kháng mũi côn kiểu Delf,  $p_o$ : áp lực cột đất hữu hiệu,  $C_u$ : sức kháng cắt không thoát nước của thí nghiệm cắt cánh.

• **Dự báo hệ số OCR từ kết quả thí nghiệm cắt cánh:**

(T 194- Thí nghiệm đất hiện trường và ứng dụng trong phân tích nền móng)

Hệ số quá cố kết OCR có thể dự báo được từ  $S_u$  của đất sét không nứt nẻ như sau:

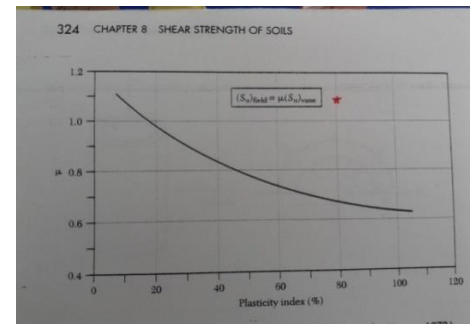
$$OCR \sim \alpha_{VST} S_{u(VST)} / \sigma'_{vo}$$

Mayne và Mitchell (1988) cho rằng:

- Thông thường:  $\alpha_{VST} \sim 3.22 \div 3.54$
- Tổng quát:  $\alpha_{VST} \sim 22PI^{-0.48}$

- **Tương quan sức kháng cắt không thoát nước hiện trường  $S_{u,HT}$  và sức kháng cắt không thoát nước xác định bằng Vane  $S_{u,Vane}$**

(T324-Geotechnical Engineering & soil testing)



- **Theo Foundation analysisic and design – Joseph E.Blowles (T187 ÷ T188)**

- Silvestri và Aubertin (1988) với các loại Vane khác nhau:  $S_{u,vh} / S_{u,vv} \sim 1.14 \div 1.4$
- Chandler (1988):  $S_{u,vv} = S_1 (OCR)^m P_o$
- Với đất sét cô kết bình thường:  $m \sim 0.95 (0.8 \div 1.35)$  và  $S_1 \sim 0.25 (0.16 \div 0.33)$
- Bjerrum (1972) đối với sự phá hủy của nền đường trên đất sét mềm yếu:  $S_{u,deign} = \lambda S_{u,v}$   
( $I_p < 20 \rightarrow \lambda > 1$ )
- Arman et al (1975) và Foott et al (1986) :  $S_{u,v} = 2q_u$

- **Theo Skempton(1957) – Geotechnical properties of soil (T57):**

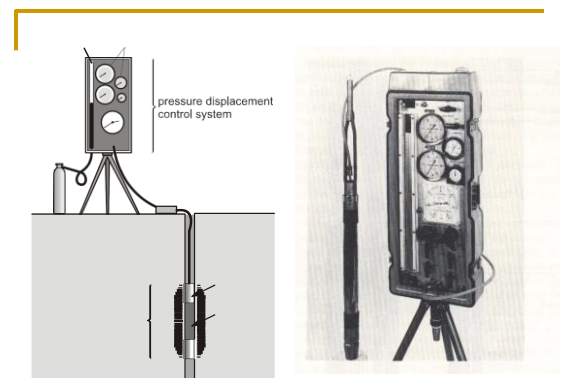
$$C_{u(VST)}/\sigma'_o = 0.11 + 0.00037 (PI)$$

#### 4. Thí nghiệm nén ngang trong đất PMT (TN xuyên không liên tục)

##### 4.1. Giới thiệu chung về thí nghiệm PMT

###### ❖ Phạm vi áp dụng:

- Phương pháp thí nghiệm này là thí nghiệm *xuyên không liên tục* đo áp lực đất, là một thí nghiệm ứng suất-biến dạng tại hiện trường được thực hiện trên thành của lỗ khoan bằng một máy dò hình trụ có thể mở rộng được bán kính. Để xác định các kết quả thí nghiệm chủ yếu, phải hạn chế tối đa sự xáo trộn thành hố khoan.
- Thí nghiệm nén ngang trong hố khoan được sử dụng cho các lớp đất rời và đất dính và thực hiện được ở các độ sâu khác nhau để xác định đặc tính biến dạng và mô đun biến dạng ngang của đất đá.



##### Thí nghiệm nén ngang tại cầu Thanh trì (Hà nội)

###### ❖ Phương pháp thí nghiệm:

- Thí nghiệm nén ngang được đề cập đến theo TCXD 112-1984, ASTM D4719. Máy thí nghiệm Menard Pressuremeter do hãng APAGEO của Pháp sản xuất.

– Mục đích: *Xác định mô đun biến dạng và áp lực nén giới hạn của đất đá.*

– Thí nghiệm đo áp lực bao gồm việc đặt một máy dò hình trụ có thể làm **phồng** trong một hố khoan sẵn và kéo dài máy dò này trong khi đo sự thay đổi thể tích và áp lực trong máy dò. Máy dò bị phồng lên dưới các cấp áp lực đều (Qui trình A) hoặc cấp thể tích đều (Qui trình B) và phải dừng thí nghiệm khi sự chảy dẻo trong đất trở lên lớn một cách không tương xứng. Xác định được áp lực giới hạn qui ước từ một vài số đọc cuối của thí nghiệm và tính mô đun nén ngang từ số đọc và tính mô đun áp lực từ số đọc thay đổi trong quá trình thí nghiệm.

– Áp lực tÝnh to<sub>n</sub> P<sub>c</sub> x<sub>c</sub> ®Pnh theo c«ng thøc:

$$P_c = P + P_\sigma - P_c$$

Trong ®ã:

P<sub>c</sub> lµ ,p lực tÝnh to<sub>n</sub>

P lµ ,p lực thÝ nghiÖm

P<sub>σ</sub> lµ ,p lực thñy tÛnh

P<sub>c</sub> lµ ,p lực chuÈn gel

- Vĩ ®-êng cong quan hÖ gi÷a ,p lực vµ biÖn ®æi thÓ tÝch tÿi thêi ®iÖm 60'', (P, V<sub>60''</sub>). C<sub>c</sub> ®-êng cong nuy ®-íc sô dông ®Ó x<sub>c</sub> ®Pnh P<sub>0</sub>, P<sub>f</sub>, P<sub>1</sub>, V<sub>0</sub>, V<sub>f</sub>.

- M« ®un nÐn ngang ®-íc x<sub>c</sub> ®Pnh theo c«ng thøc sau:

$$E_p = 2.66 \times (V_c + V_m) \times d_p / d_v$$

Trong ®ã

V<sub>c</sub> lµ thÓ tÝch ban ®Çu cña buàng ®o, V<sub>c</sub>=537 cm<sup>3</sup>

$$V_m = (V_f + V_0) / 2, \quad d_p = P_f - P_0, \quad d_v = V_f - V_0$$

$$E_p = K \frac{\Delta p}{\Delta v} \quad (\text{Trong đó } K = 2 \cdot (V_c + V_m) \cdot (1 + v))$$

### Máy dò thông thường và kích thước hố khoan

Loại đường kính lỗ	Đường kính máy dò, mm	Đường kính hố khoan	
		Bình thường, mm	Lớn nhất, mm
Ax	44	45	53
Bx	58	60	70
Nx	74	76	89

#### 4.2. Các chỉ tiêu cơ lý của đất dựa trên kết quả PMT và tương quan giữa chúng

- Theo Foundation analysis and design – Joseph E. Blowles (T196)

Áp lực nén ngang  $P_c = (1.5 \div 1.7) S_{u, v}$

Sức kháng cắt của PMT :  $S_{u, PMT} = (1.3 \div 1.5) S_{u, 3 \text{ trục}}$

- *Tương quan áp lực tiền cố kết  $\sigma'_p$  – Chỉ số dẻo với PMT*

Trang 6-34 - (U.S. Department of Transportation, Publication No. FHWA NHI-16-072 April 2017. Geotechnical Engineering Circular No.5; Geotechnical Site Characterization).

Áp lực tiền cố kết được ước tính là:  $\sigma'_p = 0.76 \left( \frac{s_u}{p_a} \right) \ln I_r$

Figure 6-28 Transformation from self-boring PMT  $p_L$  to preconsolidation stress (from Kulhawy and Mayne, 1990).

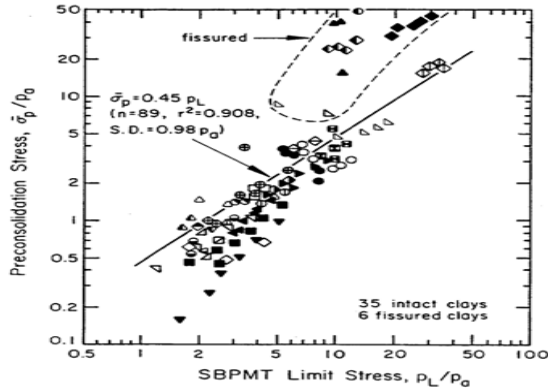
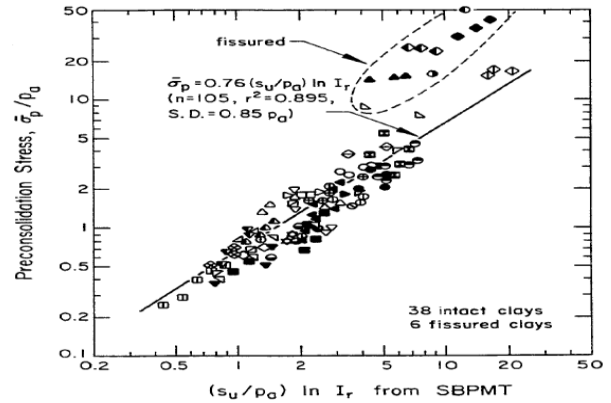


Figure 6-29 Transformation from PMT undrained shear strength and rigidity index to preconsolidation stress (from Kulhawy and Mayne, 1990).



- **Cẩm nang dành cho kỹ sư địa kỹ thuật)**

Mô đun cắt là cơ sở của lý thuyết nén ngang Menard.

Mô đun cắt liên hệ với mô đun đàn hồi:  $G = E / 2(1+\nu)$

(T34, T35- Cẩm nang dành cho kỹ sư địa kỹ thuật)

- **Theo Canadian Foundation Engineering**

Quan hệ giữa Menard modulus ( $E_M$ ) và Limit Pressure ( $P_1$ ) đối với các loại đất như sau :

Loại đất	Limit Pressure ( $P_1$ )	$E_M/ P_1$
Soft clay	50-300	10
Firm clay	300-800	10
Stiff clay	600-2500	15
Loose silty sand	100-500	5
Silty	200-1500	8
Sand and Gravel	1200-5000	7
Till	1000-5000	8
Old Fill	400-1000	12
Recent Fill	50-300	12

- **Dự báo Mô đun biến dạng của đất dựa trên kết quả PMT**

(Xem trong T186 - Thí nghiệm đất hiện trường và ứng dụng trong phân tích nền móng)

- **Dự báo hệ số OCR và  $K_0$  của đất sét dựa trên kết quả PMT**

(Xem trong T186 - Thí nghiệm đất hiện trường và ứng dụng trong phân tích nền móng)

### 4.3. Dự báo độ lún của móng nông dựa trên kết quả PMT

(Xem trong T186 - Thí nghiệm đất hiện trường và ứng dụng trong phân tích nền móng)

## 5. Thí nghiệm nén ngang trong đất DMT - Dilatometer test (TN xuyên liên tục)

### 5.1. Giới thiệu chung về thí nghiệm DMT

#### ❖ Phạm vi áp dụng:

Thí nghiệm nén ngang DMT thô sơ đầu tiên được thử nghiệm theo ý tưởng của giáo sư S. Marchetti (Italia, 1974) và đến năm 1980 thí nghiệm này bắt đầu được nhiều nước biết đến. Ngày nay thí nghiệm DMT là một trong 3 thí nghiệm hiện trường mạnh nhất và phổ biến nhất trên thế giới (SPT, CPT và DMT). Thiết bị thí nghiệm nén ngang (DMT) của Hãng Studio Prof Marchetti (Italia)



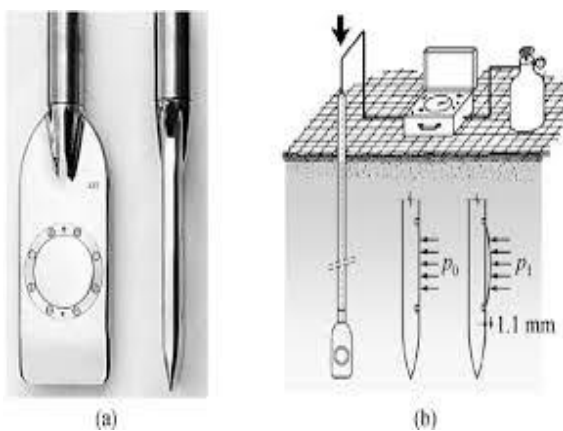
– Nguyên lý thí nghiệm là dùng một lực đẩy mũi xuyên phẳng đến vị trí cần thí nghiệm. Kết quả của thí nghiệm cho các áp suất  $p_0$ ,  $p_1$ ,  $p_2$  tương ứng với các chuyển vị màng thép.

– Các kết quả thu được từ thí nghiệm DMT nhiều hơn và đáng tin cậy hơn so với thí nghiệm nén ngang PMT (xuyên không liên tục). DMT là thí nghiệm *xuyên liên tục*, đồng thời lại đơn giản trong thí nghiệm và hiệu chỉnh.

#### ❖ Phương pháp thí nghiệm:

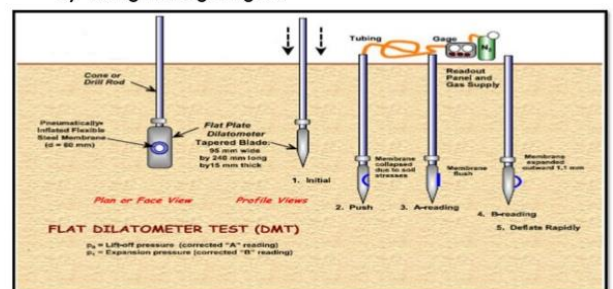
– Thí nghiệm nén ngang DMT được đề cập đến theo thí nghiệm đất hiện trường và ứng dụng trong phân tích nền móng – Vũ Công Ngữ và ASTM D 6635 (D 4535 đối với đá).

– Thí nghiệm tiêu tán áp lực nước lỗ rỗng (đối với đất dính): đối với đất có tính thấm kém, khi xuyên DMT sẽ tạo ra áp lực nước lỗ rỗng dư, do đó áp lực nước lỗ rỗng lớn hơn áp lực nước lỗ rỗng thường  $U$ . Sử dụng DMT có thể tiến hành thí nghiệm tiêu tán áp lực nước lỗ rỗng để xác định tính thấm và các tham số cố kết của đất dính.



### Test Procedure

□ DMT in-situ testing involves expanding membrane by using nitrogen gas.



## 5.2. Các chỉ tiêu cơ lý của đất dựa trên kết quả DMT và tương quan giữa chúng

**Bảng tóm tắt các tham số của DMT (T159 – TN đất hiện trường..)**

SYMBOL	DESCRIPTION	BASIC DMT REDUCTION FORMULAE	
$p_0$	Corrected First Reading	$p_0 = 1.05 (A - Z_M + \Delta A) - 0.05 (B - Z_M - \Delta B)$	$Z_M$ = Gage reading when vented to atm. If $\Delta A$ & $\Delta B$ are measured with the same gage used for current readings A & B, set $Z_M = 0$ ( $Z_M$ is compensated)
$p_1$	Corrected Second Reading	$p_1 = B - Z_M - \Delta B$	
$I_D$	Material Index	$I_D = (p_1 - p_0) / (p_0 - u_0)$	$u_0$ = pre-insertion pore pressure
$K_D$	Horizontal Stress Index	$K_D = (p_0 - u_0) / \sigma'_{v0}$	$\sigma'_{v0}$ = pre-insertion overburden stress
$E_D$	Dilatometer Modulus	$E_D = 34.7 (p_1 - p_0)$	$E_D$ is NOT a Young's modulus E. $E_D$ should be used only AFTER combining it with $K_D$ (Stress History). First obtain $M_{DMT} = R_M E_D$ , then e.g. $E \approx 0.8 M_{DMT}$
$K_0$	Coeff. Earth Pressure in Situ	$K_{0,DMT} = (K_D / 1.5)^{0.47} - 0.6$	for $I_D < 1.2$
OCR	Overconsolidation Ratio	$OCR_{DMT} = (0.5 K_D)^{1.56}$	for $I_D < 1.2$
$c_u$	Undrained Shear Strength	$c_{u,DMT} = 0.22 \sigma'_{v0} (0.5 K_D)^{1.25}$	for $I_D < 1.2$
$\Phi$	Friction Angle	$\Phi_{safe,DMT} = 28^\circ + 14.6^\circ \log K_D - 2.1^\circ \log^2 K_D$	for $I_D > 1.8$
$c_h$	Coefficient of Consolidation	$c_{h,DMTA} \approx 7 \text{ cm}^2 / t_{flex}$	$t_{flex}$ from A-log t DMT-A decay curve
$k_h$	Coefficient of Permeability	$k_h = c_h \gamma_w / M_h$ ( $M_h \approx K_0 M_{DMT}$ )	
$\gamma$	Unit Weight and Description	(see chart in Fig. 16)	
$M$	Vertical Drained Constrained Modulus	$M_{DMT} = R_M E_D$ if $I_D \leq 0.6$ $R_M = 0.14 + 2.36 \log K_D$ if $I_D \geq 3$ $R_M = 0.5 + 2 \log K_D$ if $0.6 < I_D < 3$ $R_M = R_{M,0} + (2.5 - R_{M,0}) \log K_D$ with $R_{M,0} = 0.14 + 0.15 (I_D - 0.6)$ if $K_D > 10$ $R_M = 0.32 + 2.18 \log K_D$ if $R_M < 0.85$ set $R_M = 0.85$	
$u_0$	Equilibrium Pore Pressure	$u_0 = p_2 - C - Z_M + \Delta A$	In free-draining soils

### 5.2.1. Các chỉ tiêu cơ lý của đất dựa trên kết quả DMT

❖ Từ kết quả đọc được từ thí nghiệm DMT ta xác định được các thông số gọi là các chỉ số DMT:

– Chỉ số đất:  $I_D = \frac{P_1 - P_0}{P_{o_{-}} - U_0}$       Chỉ số nén ngang  $K_D = \frac{P_{o_{-}} - U_0}{\sigma'_{v0}}$

– Mô đun DMT:  $E_D = 34.7 (P_1 - P_0)$

– Hệ số áp lực nước lỗ rỗng:  $U_D = \frac{P_2 - P_0}{P_{o_{-}} - U_0}$

Trong đó:  $U_0$  và  $\sigma'_{v0}$ : Áp lực nước lỗ rỗng và ứng suất bản thân

❖ **Đánh giá các tính chất vật lý của đất dựa vào kết quả DMT:**

(T160, T161 - Thí nghiệm đất hiện trường và ứng dụng trong phân tích nền móng – Vũ Công Ngừ).

- Phân loại đất dựa vào kết quả DMT
- Đánh giá trạng thái của đất dựa vào kết quả DMT

❖ **Đánh giá tính biến dạng của đất dựa vào kết quả DMT**

(T163, T164 - Thí nghiệm đất hiện trường và ứng dụng trong phân tích nền móng – Vũ Công Ngữ).

- Đánh giá Mô đun biến dạng của cát và sét dựa vào kết quả DMT
- Đánh giá Hệ số nền dựa vào kết quả DMT

❖ **Đánh giá sức chống cắt của đất dựa vào kết quả DMT**

(T167, T168 - Thí nghiệm đất hiện trường và ứng dụng trong phân tích nền móng – Vũ Công Ngữ).

- Đánh giá góc ma sát trong của đất cát dựa vào kết quả DMT
- Đánh giá sức kháng cắt  $S_u$  của đất sét dựa vào kết quả DMT

❖ **Đánh giá hệ số nén ngang  $K_o$  và hệ số quá cố kết OCR của đất dựa vào kết quả DMT**

(T164 ÷ T167 - Thí nghiệm đất hiện trường và ứng dụng trong phân tích nền móng – Vũ Công Ngữ).

- Đánh giá hệ số  $K_o$  và OCR của đất sét dựa vào kết quả DMT
- Đánh giá hệ số  $K_o$  và OCR của đất cát dựa vào kết quả DMT

**5.2.2. Tương quan giữa DMT và các thí nghiệm hiện trường, trong phòng khác:**

❖ **Loại đất được xác định từ chỉ số vật liệu đất  $I_D$ :**

**Mô tả đất từ thí nghiệm DMT (Marchetti, 1980)**

$I_D$	<0.6	0.6-1.8	>1.8
Loại vật liệu	Đất sét	Đất bụi	Đất cát

(T63 - Handbook of Geotechnical Investigation and Design Tables)

❖ **Áp lực đất ngang từ thí nghiệm DMT**

Hệ số áp lực đất ngang  $K_o$  (hay  $K_D$ ) = Ứng suất ngang hiệu quả / Ứng suất lớp phủ hiệu quả.

**Hệ số áp lực đất ngang  $K_o$  từ thí nghiệm DMT**

Loại sét	Thông số kinh nghiệm $\beta_K$	Hệ số áp lực đất ngang $K_o$				
		Công thức	2	5	10	15
Sét không nhảy	1.5	$(K_D/1.5)^{0.47} - 0.6$	0.5	1.2	1.8	2.4
Sét nhảy	2.0	$(K_D/2.0)^{0.47} - 0.6$	0.4	0.9	1.5	N/A
Sét băng hà	3.0	$(K_D/3.0)^{0.47} - 0.6$	N/A	0.7	1.2	1.5
Sét nút nẻ	0.9	$(K_D/0.9)^{0.47} - 0.6$	N/A	1.6	2.5	3.2

$K_D < 2$  : có thể xảy ra hiện tượng trượt bề mặt trong quá trình khảo sát ổn định mái dốc (Theo Marchetti et al, 1993) -(T63- Handbook of Geotechnical Investigation and Design Tables)

❖ **DMT Dissipation Tests:**

(Trang 6-39 ÷ 6-42 - U.S.Department of Transportation, Publication No. FHWA NHI-16-072 April 2017. Geotechnical Engineering Circular No.5; Geotechnical Site Characterization).



– **Hệ số cố kết ngang:**

$$C_h = \frac{5 \text{ to } 10 \text{ cm}^2}{T_{flex}}$$

– **Rating of consolidation speed based on  $T_{flex}$  (Marchetti and Totani, 1989).**

<u><math>T_{flex}</math> (min)</u>	<u>Rating</u>
< 10	Very fast
10 to 30	Fast
30 to 80	Medium
80 to 200	Slow
> 200	Very slow

$$C_{hDMT} = \frac{(25)(7.5\text{mm})^2}{t_{50}} = \frac{14.06\text{mm}^2}{t_{50}}$$

❖ **Soils strength of sand from dilatometer testing**

<u>Description</u>	<u>Strength</u>		<u><math>K_D</math></u>
V.loose	Dr < 15%	$\emptyset < 30^\circ$	< 1.5
Loose	Dr = 15-35%	$\emptyset = 30^\circ-35^\circ$	1.5-2.5
Med dense	Dr = 35-65%	$\emptyset = 35^\circ-40^\circ$	2.5-4.5
Dense	Dr = 65-85%	$\emptyset = 40^\circ-45^\circ$	4.5-9.0
V.Dense	Dr > 85%	$\emptyset > 45^\circ$	> 9.0

(T64 - Handbook of Geotechnical Investigation and Design Tables)

❖ **Over consolidation from dilatometer testing using the above relationship.**

$K_D =$	1.5-3.0	2.5-6	3-8	5-10	8-20	12-35	20-50
OCR =	1	2	3	5	10	20	30

- For intact clays only
- For fissured clays OCR = 25 to 80 with  $K_D = 7$  to 20

(T85 - Handbook of Geotechnical Investigation and Design Tables)

❖ **Tương quan với PMT:**

Theo Schmertman (1987) cho rằng:  $P_o/P_L \sim 0.8$ ;  $P_1/P_L \sim 1.2$ .

Theo Kalteziotis và cộng sự (1991) cho rằng:  $P_1/P_L \sim 1.25$ ;  $E_{PMT} \sim 0.4E_D$

( $P_L$ : là áp lực giới hạn của PMT).

**5.3. Ứng dụng kết quả DMT vào dự báo sức chịu tải của cọc**

(T170 ÷ T172 - Thí nghiệm đất hiện trường và ứng dụng trong phân tích nền móng – Vũ Công Ngữ).

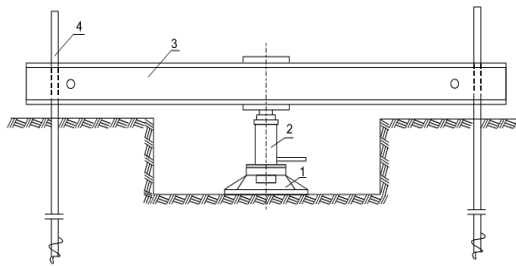
- Cách tính sức chịu tải nén dọc trục của cọc đúc sẵn trong đất sét của Powell
- Tính toán cọc chịu tải trọng ngang

## 6.Thí nghiệm mô đun biến dạng bằng tấm nén phẳng $E_{BD}$

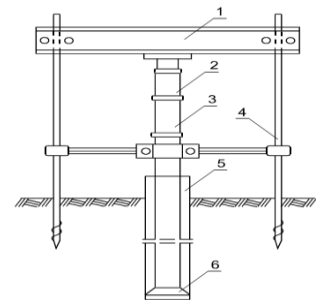
### 6.1. Giới thiệu chung về thí nghiệm $E_{BD}$

#### ❖ Phạm vi áp dụng:

- Phương pháp xác định mô đun biến dạng của đất nền trong phạm vi chiều dày bằng hai đến ba lần đường kính tấm nén, nhằm tính toán độ lún của công trình;  
Áp dụng cho đất loại sét, đất loại cát và đất hòn lớn trong điều kiện hiện trường. Ở thể nằm và độ ẩm tự nhiên hoặc sau khi san lấp và đầm, nén đến độ chặt yêu cầu.
- Phương pháp này không áp dụng cho đá, đất trương nở và đất nhiễm mặn khi thí nghiệm chúng trong điều kiện thấm ướt. Đất có tính lún nhiều và đột ngột khi bị thấm ướt được thí nghiệm theo quy định riêng, nêu ở Phụ lục C, D và E (TCVN9354-2012)



CHÚ DẪN:  
1 Dầm định vị  
2 Lực kế  
3 Kịch  
4 Các cọc neo vít  
5 Ống vách  
6 Tấm nén



Sơ đồ t/bị TNo đất trong hố đào bằng gia tải tĩnh

Sơ đồ t/bị TNo đất bằng gia tải tĩnh trong LK

#### ❖ Phương pháp thí nghiệm:

- Phương pháp xác định Mô đun biến dạng bằng tấm nén phẳng được đề cập đến theo TCVN9354-2012, được xác định theo biểu đồ liên hệ giữa độ lún tấm nén với áp lực tác dụng lên tấm nén.
- Thí nghiệm đất bằng gia tải tấm nén được tiến hành trong hố đào, hố móng, giếng đào hoặc lỗ khoan, được bố trí các điểm thăm dò kỹ thuật từ 1,5 m đến 2,0 m. Tấm nén có dạng hình tròn hoặc vuông, có 3 loại kiểu tấm nén (Diện tích từ 600÷5000 cm<sup>2</sup>). Kiểu và diện tích tấm nén được quy định tùy theo đất thí nghiệm
- Mô đun biến dạng đất E (MPa), được tính toán cho đoạn tuyến tính của biểu đồ  $S = f(P)$ , theo công thức:

$$E = (1 - \mu^2) \times \omega \times d \frac{\times \Delta P}{\Delta S} \quad (1)$$

### 6.2.Các chỉ tiêu cơ lý của đất dựa trên kết quả $E_{BD}$ và tương quan giữa chúng

#### ➤ Tương quan giữa Mô đun biến dạng đất $E_{BD}$ trong phòng và hiện trường cho đất sét pha cát khu vực TP.Hồ Chí Minh:

Theo tài liệu của Trần Xuân Thọ, Nguyễn Lê Du:

- Đối với đất sét pha cát, trạng thái dẻo mềm, với hệ số rỗng trung bình  $e = 0.6 \rightarrow$  Chênh lệch  $E_{BD}$  hiện trường và  $E_{BD}$  trong phòng từ 2 ÷ 4 lần
- Đối với đất sét pha cát, trạng thái dẻo cứng, với hệ số rỗng trung bình  $e = 0.7 \rightarrow$  Chênh lệch  $E_{BD}$  hiện trường và  $E_{BD}$  trong phòng từ 3 ÷ 4 lần.

➤ **Tương quan giữa Môđun biến dạng đất  $E_{BD}$  trong phòng và hiện trường cho đất sét pha cát khu vực TP. Thái Nguyên:**

Theo tài liệu của Dương Việt Hà, Chu Văn Tâm, Ma Văn Ngọc :

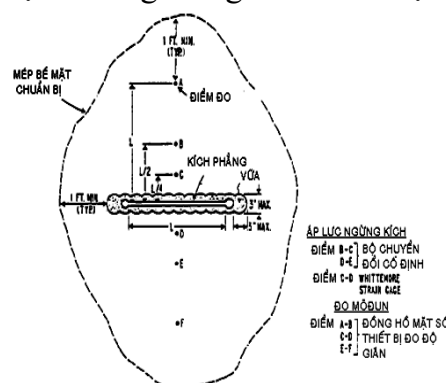
- Đối với đất sét pha cát, trạng thái dẻo cứng, với hệ số rỗng trung bình  $e=0.85$  → Chênh lệch  $E_{BD}$  hiện trường và  $E_{BD}$  trong phòng từ  $3 \div 3.8$  lần
  - Đối với đất sét pha cát, trạng thái nửa cứng, với hệ số rỗng trung bình  $e=0.75$  → Chênh lệch  $E_{BD}$  hiện trường và  $E_{BD}$  trong phòng từ  $2.7 \div 4.5$  lần
- Đối với cấp áp lực càng lớn thì sự chênh lệch này càng giảm.

**7.Thí nghiệm mô đun biến dạng và ứng suất của bề mặt đá bằng PP kích phẳng Es**

❖ **Phạm vi áp dụng:** Thí nghiệm kích phẳng đo ứng suất tại bề mặt đá. Thí nghiệm này cũng còn để xác định môđun biến dạng và đặc trưng biến dạng dài hạn (từ biến).

❖ **Dụng cụ và thiết bị:** kích phẳng, thiết bị đo đặc (áp lực, biến dạng, đồng hồ), thiết bị چرا mạch

**Phương pháp thí nghiệm:** Phương pháp xác định Mô đun biến dạng và ứng suất của bề mặt đá được đề cập đến theo **ASTM D4729**. Ứng suất hiện trường trong khối đá được làm giảm đi bằng cách cắt vào khối đá một đường rãnh vuông góc với bề mặt của buồng thí nghiệm. Đo biến dạng do ứng suất gây ra bởi việc giảm ứng suất này. Đặt một kích phẳng lên đường rãnh đó và tạo áp lực cho tới khi trị số biến dạng đo được ở trên bị huỷ bỏ. Ứng suất tác dụng trở lại này xấp xỉ bằng ứng suất trong khối đá tại vị trí thí nghiệm theo phương vuông góc với mặt phẳng kích. Chất tải từng cấp lên kích phẳng và đo biến dạng để xác định các đặc trưng biến dạng của khối đá.



**Dãy kích phẳng để đo, đo tại bề mặt**

Trình tự thí nghiệm: Chuẩn bị bề mặt → Lắp đặt bộ chuyển đổi và các điểm đo → Cắt đường rãnh → Đo độ chùng → Lắp đặt kích phẳng và thí nghiệm → Đọc kết quả

❖ **Tính toán: Xem kỹ hơn trong quy trình**

Môđun biến dạng – Tính toán môđun biến dạng cũng nằm trong hai loại. Khi đo biến dạng trên một phía của đường rãnh, môđun E được tính toán như sau:

$$E, \text{ lbf/in.}^2 \text{ (GPa)} = (PLR / 2\pi\Delta Y)$$

Khi tiến hành đo biến dạng ngang với đường rãnh, sắp xếp lại phương trình 5 để tính ra môđun, E:

$$E, \text{ lbf/in.}^2 \text{ (GPa)} = K(P / \Delta Y)$$

## 8. Thí nghiệm Mô đun biến dạng của khối đá theo phương pháp chất tải bàn nén cứng và bàn nén mềm

### 8.1. Mô đun biến dạng của khối đá theo phương pháp chất tải bàn nén cứng

#### ❖ Phạm vi áp dụng:

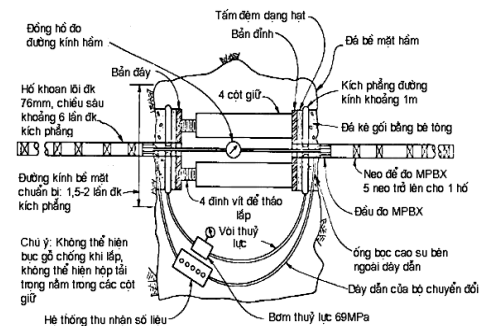
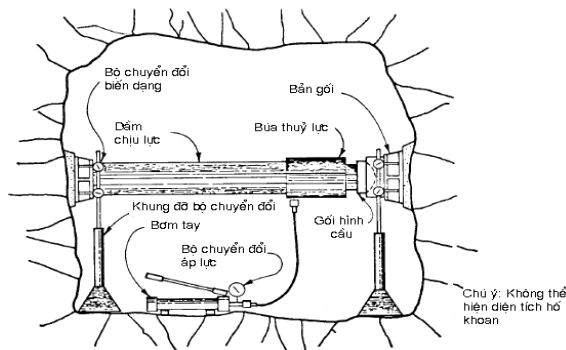
– Kết quả từ phương pháp thí nghiệm này được dùng để dự đoán sự dịch chuyển trong khối đá do tải trọng từ công trình hoặc từ việc thi công ngầm. Đây là một trong số các thí nghiệm thường được áp dụng. Các môđun xác định tại hiện trường thường nhỏ hơn môđun đàn hồi xác định trong phòng thí nghiệm.

– Giá trị môđun được xác định theo kết quả bài toán lý thuyết đàn hồi khi tác dụng một tải trọng rải đều (ứng suất đều) lên một diện tích tròn trong một bán không gian vô hạn đàn hồi và gây ra một biến dạng đứng của môi trường bán không gian vô hạn đàn hồi tại diện chất tải là hằng số.

– Thông thường, thí nghiệm này được tiến hành ở nhiệt độ phòng, tuy nhiên có thể thực hiện thí nghiệm ở các nhiệt độ khác khi các thiết bị được hiệu chỉnh hoặc thay thế.

#### ❖ Thiết bị:

- Thiết bị thăm dò hố khoan
- Thiết bị đo biến dạng: thiết bị đo độ giãn lỗ khoan và đồng hồ đo đường kính hố đào, đồng hồ đo biến dạng bề mặt.
- Thiết bị gia tải: gồm thiết bị tạo lực và bộ phận chịu áp lực.
- Hộp tải trọng và bộ chuyển đổi,...



#### Sơ đồ lắp đặt bàn nén cứng

#### Sơ đồ bố trí thí nghiệm bàn nén mềm

#### ❖ Phương pháp thí nghiệm:

Phương pháp thí nghiệm xác định Mô đun biến dạng của khối đá theo phương pháp chất tải bàn nén cứng được đề cập đến theo **ASTM D4394**.

Trình tự thí nghiệm: Chuẩn bị bề mặt chịu tải → Lập bình đồ địa chất và địa hình và mặt cắt ngang của vị trí thí nghiệm → Thi công đá kê gối → Các điểm đo → Kiểm tra trước khi thí nghiệm → Chu trình tạo áp lực:

- Diện tích hai mặt song song đối diện của buồng thí nghiệm phải phẳng và nhẵn.
- Đá kê gối bằng vữa và các tấm kim loại cứng được lắp tỳ vào mỗi mặt và hệ thống chất tải thủy lực được đặt giữa các tấm cứng.

- Nếu độ võng được đo bên trong khối đá, cần phải lắp đặt các thiết bị đo độ giãn trong đá theo quy định ở D 4403.
- Hai mặt được gia tải và dỡ tải từng cấp và biến dạng của khối đá tại bề mặt hay bên trong khối đá được đo sau mỗi cấp tải trọng. Sau đó tính môđun biến dạng.

❖ **Tính toán:**

- Tính môđun  $E$ , từ độ võng trung bình tại tâm của diện tích chịu tải hình tròn trên bề mặt đá như sau:

$$E = \frac{(1 - \mu^2)P}{2W_a.R}$$

- Nếu đo được số liệu biến dạng dưới mặt đá, thì tính môđun  $E$ , theo độ võng tại một điểm nằm trong khối đá bên dưới tâm của diện tích chịu tải hình tròn như sau:

$$E = \frac{(1 + \mu).P}{2.\pi.W_z.R} \left[ (2 - 2\mu). \arcsin \left( \frac{R}{(R^2 + Z^2)^{0.5}} + \frac{R.Z}{R^2 + Z^2} \right) \right]$$

## 8.2. Mô đun biến dạng của khối đá theo phương pháp chất tải bàn nén mềm

❖ **Phạm vi áp dụng:**

- Phương pháp thí nghiệm này tương tự như phương pháp thí nghiệm trên (Chất tải bàn nén cứng).
- Phương pháp thí nghiệm này được thiết kế để thực hiện trong một buồng nhỏ nằm dưới bề mặt; tuy nhiên có thể tiến hành phương pháp này trên bề mặt nếu điều chỉnh phù hợp. Thí nghiệm thường được tiến hành song song hoặc vuông góc với trục áp lực đã biết trước, theo tải trọng thiết kế.
- Có thể thực hiện các thí nghiệm theo thời gian mà tiêu chuẩn này không nêu ra nhưng đã được nêu trong một tiêu chuẩn khác.

❖ **Thiết bị:** (tương tự như phương pháp thí nghiệm trên)

❖ **Phương pháp thí nghiệm:**

Phương pháp thí nghiệm xác định Mô đun biến dạng của khối đá theo phương pháp chất tải bàn nén mềm được đề cập đến theo ASTM D4395.

Trình tự thí nghiệm: (tương tự như phương pháp thí nghiệm trên)

## 9. Thí nghiệm độ thấm nước của đất, đá

### 9.1. Thí nghiệm đổ nước trong hố đào, hố khoan

9.1.1. **Phạm vi áp dụng:**

– Phương pháp xác định độ thấm nước của đất bằng thí nghiệm đổ nước trong hố đào và trong hố khoan đối với các lớp đất có chiều dày khoảng 3 m đến 5 m hoặc hơn, có mặt lớp xuất lộ hoặc ở nông, thuộc đới thông khí, không bão hòa nước và được xem là đồng nhất đẳng hướng về phương diện thấm.

– Tiêu chuẩn này áp dụng cho các loại đất hạt mịn, đất cát chứa sạn sỏi và đất sạn sỏi, có kết cấu tự nhiên hoặc được đầm chặt lại, trong xây dựng công trình thủy lợi. Tiêu chuẩn này không áp dụng cho đất cuội dăm và đất hòn tảng.

– Đối với đất nằm dưới mực nước ngầm thí áp dụng phương pháp thí nghiệm mức nước hoặc bơm hút nước trong hố đào hoặc trong hố khoan, theo chỉ dẫn ở tiêu chuẩn khác.

– Phương pháp thí nghiệm xác định hệ số thấm nước của đất bằng thí nghiệm đổ nước trong hố đào và trong hố khoan được đề cập đến theo TCVN 8731-2012.

### **9.1.2. Phương pháp thí nghiệm:**

#### **A. Thí nghiệm đổ nước trong hố đào theo phương pháp cột nước không đổi:**

❖ Phương pháp của A.K.Bônđurep:

*Phạm vi áp dụng:* Phương pháp thí nghiệm này áp dụng thích hợp đối với các loại đất chứa nhiều sạn sỏi, có mặt lớp xuất lộ hoặc ở tại độ sâu không quá 1,5 m, không bão hòa, có tính thấm tương đối lớn đến lớn.

❖ Phương pháp thí nghiệm của N.X. Netxterôp (phương pháp chỉ định)

*Phạm vi áp dụng:* Phương pháp này thích hợp áp dụng đối với các loại đất hạt nhỏ và đất hạt mịn chứa nhiều sạn sỏi, có mặt lớp xuất lộ hoặc nằm ở độ sâu không quá từ 1,5 m, không bão hòa nước, có tính thấm nước từ trung bình đến yếu.

#### **B. Thí nghiệm đổ nước trong hố khoan**

*Phạm vi áp dụng:* tương tự như đối với 9.1.1

Thí nghiệm đổ nước trong hố khoan được tiến hành theo 2 phương pháp: phương pháp cột nước không đổi và phương pháp cột nước thay đổi, tùy thuộc vào điều kiện áp dụng cụ thể.

❖ Phương pháp cột nước không đổi – PP của V.M.Naxberg (PP chỉ định)

❖ Phương pháp cột nước thay đổi – PP của G.I.Barenblat và B.I.Sextacop (PP chỉ định)

### **9.2. Thí nghiệm hút nước từ các lỗ khoan.**

*Phạm vi áp dụng:* để xác định hệ số thấm của đất đá chứa nước có cấu trúc tự nhiên dùng trong xây dựng các công trình thủy lợi (bao gồm cả thủy điện).

*Phương pháp thí nghiệm:* xác định hệ số thấm của đất, đá bằng PP hút nước thí nghiệm từ các lỗ khoan được đề cập đến theo TCVN 9148-2012.

### **9.3. Thí nghiệm ép nước vào hố khoan**

❖ *Phạm vi áp dụng:*

– Phương pháp thí nghiệm ép nước vào lỗ khoan nhằm chỉ ra các vùng, đới đá có mức độ thấm nước khác nhau, các biến dạng thấm có thể xảy ra dưới tác dụng của dòng thấm ở nền và thân công trình thủy lợi, thủy điện và từ đó chọn các biện pháp chống thấm hay sửa chữa thích hợp khi cần thiết.

– Thí nghiệm ép nước được áp dụng cho môi trường cứng: đá, bê tông, đá xây trong các điều kiện địa chất khác nhau (bão hòa hay không bão hòa nước với nhiều độ sâu khác nhau dưới mặt đất).

❖ *Phương pháp thí nghiệm:*

Phương pháp thí nghiệm xác định hệ số thấm của đất, đá bằng PP ép nước thí nghiệm từ các lỗ khoan được đề cập đến theo TCVN 9149-2012.

## 10. Các phương pháp quan trắc

– Quan trắc địa kỹ thuật có ý nghĩa quan trọng trong việc thi công các công trình ngầm là các công trình rất “nhạy cảm” với sự thay đổi với các tính chất cơ lý, thủy văn của nền đất nơi đặt công trình xây dựng.

– Quan trắc địa kỹ thuật bao gồm các phương pháp sau: đo độ lún, đo áp lực nước lỗ rỗng, đo dịch chuyển ngang, đo độ nghiêng, đo vết nứt, đo ứng suất,...

– Quan trắc địa kỹ thuật để điều tra, khảo sát mô tả các điều kiện hiện trường ban đầu. Các thông số thường được quan tâm là áp lực nước lỗ rỗng, tính thấm của đất, ổn định mái dốc.

– Quan trắc để kiểm chứng các giả định của thiết kế, để điều chỉnh thiết kế.

– Quan trắc để kiểm tra, giám sát các ảnh hưởng của thi công, các số liệu quan trắc có thể giúp cho kỹ sư có các quyết định đúng trong thi công mà không gặp sự cố.

– Quan trắc có thể để kiểm tra chất lượng thi công, cảnh báo sớm các sự cố có thể xảy ra giúp kỹ sư có các quyết định kịp thời hoặc sơ tán và xử lý gia cố các khu vực nguy cơ đảm bảo an toàn lao động,...

– Một số thiết bị quan trắc đang được sử dụng: Hiện nay thiết bị quan trắc địa kỹ thuật chủ yếu được cung cấp bởi các hãng: Slop indicator company USA, GEOKON USA, GTC Engineering Co., Ltd Hàn quốc ...

### 10.1. Đo độ lún:

Kết quả đo độ lún công trình dùng để đánh giá, kiểm chứng lại lý thuyết của các giải pháp thiết kế nền và móng. Đồng thời nó còn làm cơ sở để đưa ra những biện pháp cần thiết phòng chống sự cố có thể xảy ra. Kết quả đo độ lún còn được xem xét kết hợp với những tài liệu về địa kỹ thuật và các tài liệu thí nghiệm về cơ học đất.

Các công trình xây dựng thuộc những đối tượng sau đây đều phải tiến hành đo và xác định độ lún:

- Các công trình cao tầng có khả năng bị lún;
- Các công trình nhạy cảm với lún không đều;
- Các công trình đặt trên nền đất yếu;
- Các loại đối tượng công trình khác khi có yêu cầu đo và xác định độ lún.

Độ lún của nền móng công trình cần phải đo một cách hệ thống và thông báo kết quả kịp thời theo chu kỳ, để nhận được các thông số đặc trưng về độ lún và độ ổn định của nền móng đồng thời kiểm tra những số liệu dự tính về độ lún của công trình cho các loại đất nền.

Việc đo độ lún công trình cần tiến hành thường xuyên cho đến khi đạt được độ ổn định về độ lún (tốc độ lún của công trình từ 1 mm trong một năm đến 2 mm trong một năm). Đồng thời việc đo độ lún công trình cũng có thể dừng lại nếu như trong quá trình đo giá

trị độ lún theo chu kỳ của các điểm đo dao động trong giới hạn độ chính xác cho phép. Trong trường hợp nếu thấy công trình có những dấu hiệu chuyển dịch đột biến (lún nhiều, nứt, nghiêng, trượt) cần tổ chức đo kịp thời, để xác định các thông số chuyển dịch, tìm ra nguyên nhân và mức độ nguy hiểm đối với công trình, trên cơ sở đó đưa ra những kiến nghị và giải pháp cần thiết.

Các phương pháp quan trắc lún phổ biến khi đo độ lún của nhà và công trình có thể sử dụng một trong các phương pháp sau:

- Phương pháp đo cao hình học
- Phương pháp đo cao lượng giác;
- Phương pháp đo cao thủy tĩnh;
- Phương pháp chụp ảnh.



Trong thực tế sản xuất, đo cao hình học là phương pháp được sử dụng phổ biến nhất để quan trắc độ lún. Các phương pháp đo cao khác chỉ được dùng như biện pháp bổ trợ, khi yêu cầu độ chính xác quan trắc không cao hoặc điều kiện thực tế không cho phép áp dụng được đo cao hình học.

Các phương pháp quan trắc lún truyền thống như: Bàn đo lún nông (Trong thi công đường,...); Đo lún sâu (Hố khoan) bằng dẫn nở kế; Thiết bị đo Lún kế (Quan trắc lún trong quá trình thi công đắp và sau khi hoàn thành đắp)

### 10.2. Đo áp lực nước lỗ rỗng

- Quan trắc mực nước dưới đất. Phục vụ tính toán tải trọng nền đất dưới đáy móng công trình, kiểm tra độ hạ thấp mực nước trong quá trình bơm hạ thi công tầng hầm,...
- Quan trắc áp lực nước lỗ rỗng (Piezometer) là quá trình theo dõi sự thay đổi áp lực nước lỗ rỗng trong quá trình thi công nhằm cảnh báo những rủi ro có thể xảy ra do áp lực nước lỗ rỗng tăng gây ra sự giảm cường độ của đất.
- Thông số tham khảo để điều tra nguyên nhân khi có sự cố về tường vây.

Sự thay đổi áp lực nước lỗ rỗng thặng dư có thể đánh giá quá trình cố kết của đất nền bên dưới móng dưới tác dụng của tải trọng.

STT	Tên thiết bị	Đơn vị	Số lượng	Nguồn gốc/ hãng sản xuất	Mục đích sử dụng
1	Cảm biến GK 4500	Cái	06	Geokon/ USA	Đo áp lực nước
2	Máy Model GK-405 Vibrating Wire Readout	Cái	01	Geokon/ USA	Đọc và ghi số liệu





### Thiết bị quan trắc áp lực nước lỗ rỗng

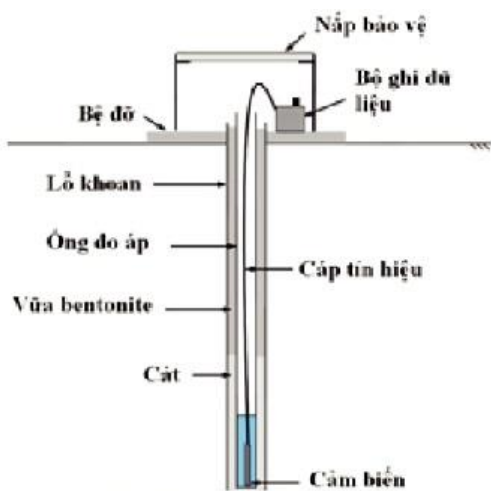


### Một số hình ảnh quan trắc Piezometer

#### Phương pháp thí nghiệm:

Phương pháp thí nghiệm xác định sự biến đổi áp lực nước lỗ rỗng tại hiện trường đất tự nhiên trong xây dựng được đề cập đến theo TCVN 8869-2011. Các phương pháp đo áp lực nước lỗ rỗng của các nước tiên tiến như: Máy đo sách tay GK404, Piezometer dây rung tự động,...

- Các hệ thống đo: Hệ thống đo áp lực nước lỗ rỗng loại hở và loại kín



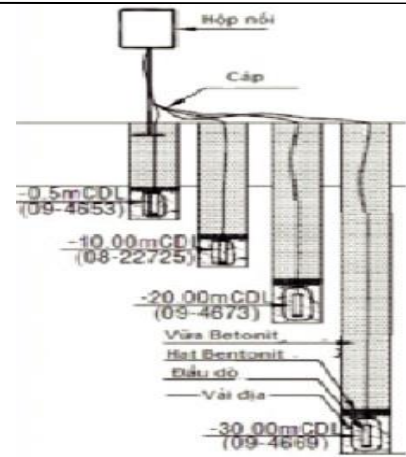
#### PP đo áp lực nước lỗ rỗng loại hở

- Mật độ bố trí hệ thống quan trắc: Theo tính chất công trình; Theo quy mô của công trình; Theo tiêu chuẩn và yêu cầu thiết kế kỹ thuật của Dự án.
- Quan trắc:
  - + Quan trắc áp lực nước lỗ rỗng.
  - + Quan trắc mực nước ngầm.

#### PP đo áp lực nước lỗ rỗng loại kín

### **Tự động hóa đo áp lực nước lỗ rỗng (ALNLR) phục vụ xây dựng công trình trên nền đất yếu:**

Công tác đo ALNLR trong xây dựng các công trình giao thông, thủy lợi, thủy điện... Thông qua đó, giới thiệu một hệ thống thiết bị đo ALNLR tự động, phù hợp môi trường và yêu cầu sử dụng trong thi công các công trình xây dựng trên nền đất yếu ở Việt Nam, được thiết kế, chế tạo hoàn toàn trong nước, do nhóm nghiên cứu của Viện Khoa học và Công nghệ- GTVT thực hiện.



#### **Bố trí các cảm biến đo ALNLR tại hiện trường**

Các kết quả đo được để biết trạng thái thực tế của đất yếu dưới công trình, để kiểm tra giá trị của một số tham số dùng khi thiết kế.

Những yếu tố ảnh hưởng thường gặp và cách khắc phục trong quá trình đo:

+ Đầu đo hệ hở: áp lực dư chính là sự khác nhau giữa cao độ của nước trong giếng và cao độ của mức nước ngầm.

+ Đầu đo hệ kín: hầu hết các thiết bị đầu đo điện và khí nén là đo tổng áp lực nước tại một điểm và bởi vậy áp lực dư trong đất được xác định bằng cách trừ đi phần khác nhau về cao độ giữa đầu đo và mức nước ngầm xung quanh khỏi các kết quả đọc được của máy.

Sử dụng kết quả đo áp lực lỗ rỗng trong đất kết hợp với các tài liệu liên quan khác thường được sử dụng để đánh giá sự tăng độ bền cát hoặc độ lún còn lại trong các điều kiện tải đã biết. Vì các áp lực lỗ rỗng chỉ là một phép đo gián tiếp các đặc tính này, nên cần phải hết sức cẩn thận để diễn giải kết quả chính xác. Các thông tin sau cần được xem xét khi hiệu chỉnh các kết quả đo áp lực lỗ rỗng:

+ Tổng tải trọng áp dụng và tốc độ chất tải.

+ Sự dao động theo mùa của mực nước ngầm xung quanh (cần có giếng quan trắc nông và các đầu đọc) tại vùng xung quanh. Việc này là cần thiết tại khu vực có nước thủy triều. Số lượng và vị trí tùy thuộc vào địa hình xung quanh.

+ Sự phân bố áp lực lỗ rỗng thực tế trong lớp đất đang được theo dõi theo cả phương dọc và ngang. Điều này thường đòi hỏi phải có 3 đầu đo áp lực hoặc nhiều hơn tại các cao độ khác nhau và 3 đầu đo hoặc nhiều hơn tại các vị trí khác nhau tính từ tâm tải trọng.

Áp lực nước lỗ rỗng (ALNLR) làm giảm sức kháng cắt của mặt đất, thậm chí có thể hóa lỏng, gây nên phá hoại nền đất và các công trình trên nó. Trong quá trình thi công xử lý nền móng công trình, việc xác định ALNLR có tác dụng giúp cho đơn vị thi công có thể tính toán để điều chỉnh tốc độ đắp nền, khối lượng đắp nền. Sau khi đắp đủ tải theo thiết kế, lúc này việc xác định ALNLR nhằm mục đích đánh giá chất lượng của nền đất sau khi thi công. Do vậy, việc nghiên cứu, chế tạo các thiết bị đo, các hệ thống quan trắc là hết sức cần thiết.

*Qua nghiên cứu nguyên lý, thiết bị đo do nhóm thực hiện đề tài nghiên cứu, thiết kế và chế tạo có một số tính năng mở rộng mà các thiết bị đo cầm tay nước ngoài không có:*

- Bổ sung bộ nhớ có dung lượng lớn, có thể thực hiện đo liên tục, cung cấp dữ liệu theo thời gian thực, lưu trữ dữ liệu trong thời gian dài, cho phép lập ngân hàng dữ liệu ALNLR ứng dụng với các công trình khác nhau trong từng khu vực;
- Có khả năng tính toán đưa ra kết quả cuối cùng theo áp suất (kPa) trực tiếp, giảm thời gian xử lý dữ liệu, do đó, tiết kiệm đáng kể thời gian và chi phí thi công công trình.
- Ngoài ra, thiết bị đo còn có khả năng trực tiếp hoặc gián tiếp kết nối với máy tính qua các thiết bị truyền dẫn theo các phương thức GPRS, 3G, Wifi, Internet...

Đo áp lực nước lỗ rỗng kết hợp với kết quả quan trắc lún và tốc độ gia tải tại hiện trường có thể được sử dụng phân tích đánh giá quá trình cố kết của nền đất. Một số kết quả đo khác dùng để (kiểm tra chéo) xem trạng thái thực tế của công trình có gần với trạng thái tính toán khi thiết kế không để quyết định các biện pháp khẩn cấp tại hiện trường (ngừng đắp hoặc giữ bớt đất, hoặc thay đổi tốc độ đắp).

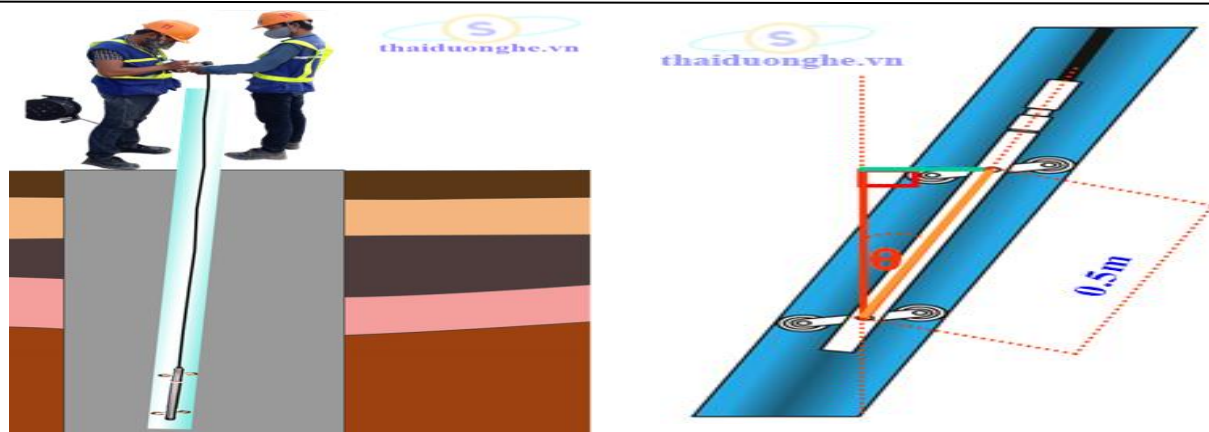
### **10.3. Đo dịch chuyển ngang của công trình:**

– Theo dõi độ dịch chuyển ngang, hướng và tốc độ dịch chuyển ngang của cọc vây, tường vây hoặc đất trong vùng ảnh hưởng của công trình nhằm đánh giá mức độ, dự báo diễn biến của các dịch chuyển, từ đó có các giải pháp xử lý cho những vấn đề về dịch chuyển ngang gây ra. Thông qua quan trắc ở hiện trường, có thể so sánh số liệu với lý thuyết tính toán đồng thời tổng hợp kinh nghiệm về thiết kế và thi công cho các công trình trong tương lai.

– Thiết bị Inclinator được dùng để đo dịch chuyển ngang nhờ một đầu dò được kết nối với thiết bị thu số liệu, đầu dò sẽ được kéo dọc theo ống đo nghiêng từ đáy lên tới đỉnh ống. Ống đo nghiêng được lắp đặt trong lỗ khoan chờ sẵn trong tường vây hoặc trong đất. Một số ứng dụng đặc trưng của nó như sau:

- + Xác định được khu vực có sự trượt lở đất.
- + Quan trắc chuyển vị ngang của đập đất, nền đắp trên đất yếu, hố đào sâu hoặc tunnel.
- + Quan trắc độ dịch chuyển của cọc vây, tường vây, hoặc tường chắn đất.
- Tiêu chuẩn ASTM D6230 “Standard Test Method for Monitoring Ground Movement Using Probe-Type Inclinator”, AASHTO T 254: "Installing, Monitoring, & Processing Data of the Traveling Type Slope Inclinator".

– Nguyên lý đo và xử lý số liệu: Thả đầu dò đến đáy ống, những gia tốc bên trong đầu đo sẽ xác định được góc nghiêng của mỗi đoạn 0.5m, kéo đầu đo lên 0.5m đo đoạn ống tiếp theo. Quá trình đo lặp lại đến khi hết chiều dài ống .



– *Thiết bị Inclinometer gồm có 4 bộ phận chính như sau:*

- + Ống vách casing có thể được làm bằng nhựa dẻo, nhôm hợp kim, sợi thủy tinh hoặc thép. Nó có các đường rãnh để định hướng cho đầu dò, và được lắp đặt gần như thẳng đứng.
- + Đầu dò có bộ cảm biến trọng lực.
- + Bộ thu số liệu.
- + Dây cáp điện tử kết nối đầu dò với bộ thu số liệu.
- + Bộ hiển thị cầm tay có thể kết nối Bluetooth.

***Các bộ phận của thiết bị Inclinometer của hãng Geokon.***



Đề đo chuyển dịch ngang nhà và công trình có thể sử dụng riêng biệt một trong các phương pháp quan trắc lún công trình sau hoặc sử dụng kết hợp một số phương pháp sau:

- Phương pháp hướng chuẩn;
- Phương pháp đo góc – cạnh.

Đo chuyển dịch ngang theo phương pháp hướng chuẩn: thực chất là đo khoảng cách từ các điểm kiểm tra đến mặt phẳng thẳng đứng (hướng chuẩn) tại các thời điểm khác nhau bằng phương pháp đo góc nhỏ hoặc phương pháp băng ngắm di động. Trong trường hợp không thể thành lập được hướng chuẩn để quan trắc chuyển dịch ngang cần sử dụng một số phương pháp sau:

- + Phương pháp giao hội góc, giao hội cạnh hoặc giao hội góc – cạnh;
- + Phương pháp tam giác;
- + Phương pháp đường chuyền đa giác.

#### **10.4. Đo độ nghiêng công trình:**

Xác định các giá trị nghiêng, độ chuyển dịch tuyệt đối và tương đối của công trình so với trạng thái ban đầu.

Đánh giá khả năng làm việc, độ ổn định của nền móng công trình trong quá trình xây dựng và khai thác sử dụng sau này.

Tìm và phát hiện sớm sự chuyển vị nguy hiểm, trên cơ sở đó đưa ra các giải pháp phù hợp nhằm phòng ngừa các sự cố có thể xảy ra.

Tùy theo điều kiện cụ thể của khu vực, chiều cao của công trình và độ chính xác cần thiết để lựa chọn các phương pháp đo độ nghiêng sau đây:

- Phương pháp tọa độ;
- Phương pháp đo góc ngang;
- Phương pháp đo góc nhỏ;
- Phương pháp chiếu đứng;
- Phương pháp đo khoảng thiên đỉnh nhỏ.

Độ nghiêng của công trình trong giai đoạn khai thác sử dụng xuất hiện do nhiều nguyên nhân: Do tác động của tải trọng, tác động của gió, do ảnh hưởng của độ lún không đều. Vì vậy việc xác định độ nghiêng của công trình trong giai đoạn này cần phải được thực hiện lặp đi lặp lại theo các chu kỳ để theo dõi và đánh giá sự phát triển của nó theo thời gian. Chu kỳ đo được chọn dài hay ngắn tùy thuộc vào tốc độ phát triển của độ nghiêng và do cơ quan thiết kế hoặc Ban quản lý công trình quyết định.

#### **10.5. Đo vết nứt của công trình:**

– Việc đo có hệ thống sự phát triển của các vết nứt ngay từ khi chúng xuất hiện trên kết cấu nhà và công trình nhằm đánh giá các đặc trưng về biến dạng và mức độ nguy hiểm đối với quá trình sử dụng công trình.

– Khi đo vết nứt theo chiều dài cần tiến hành theo các chu kỳ cố định, đánh dấu vị trí và ngày quan trắc.

– Khi đo vết nứt theo chiều rộng cần phải sử dụng các dụng cụ hoặc thiết bị chuyên dùng, đánh dấu vị trí và ngày **quan trắc lún công trình** của các chu kỳ.

– Khi chiều rộng của vết nứt lớn hơn 1 mm cần phải đo chiều sâu của nó.

### 10.6. Đo biến dạng bề mặt của công trình

Các biện pháp đo biến dạng bề mặt bao gồm: đo sự co giãn trên mặt bằng giãn kế (extensometers); đo dịch chuyển nghiêng theo chiều sâu (tiltmeters); đo sự chuyển động trên mặt đất bằng các phương pháp khảo sát địa hình như: đo các mặt cắt ngang, đo theo mạng lưới, đo bằng máy toàn đạc điện tử tự động hoặc máy quét laser từ phía đối diện mái dốc, theo dõi các mốc GPS, theo dõi các mốc GNSS từ vệ tinh (Hình 1).

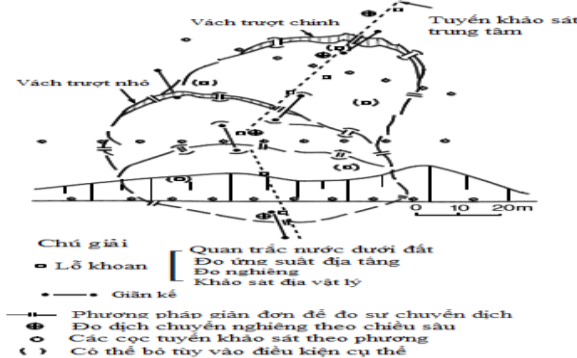
Chi tiết các biện pháp đo biến dạng bề mặt được mô tả như dưới đây.

#### (1) Phương pháp giãn đơn để đo sự chuyển dịch

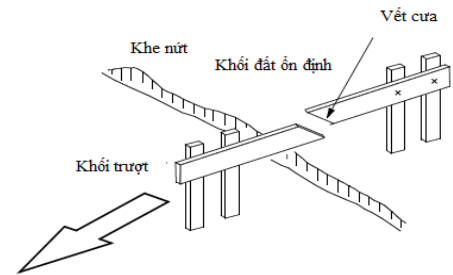
Một trong những phương pháp đơn giản nhất để xác định chuyển động của trượt lở đất là đóng các cọc dọc theo hướng chuyển dịch của khối trượt vắt ngang qua các vết nứt, trên các cọc cố định một thanh gỗ ngang và cưa rìi thanh gỗ 1 khoảng cố định, khoảng cắt tương ứng với vị trí có vết nứt của mặt đất. Bất kỳ sự chuyển dịch nào (co, giãn) sẽ được quan trắc bằng cách đo khoảng cách hở giữa phần cưa của thanh gỗ ngang (Hình 2).

#### (2) Giãn kế (Extensometer)

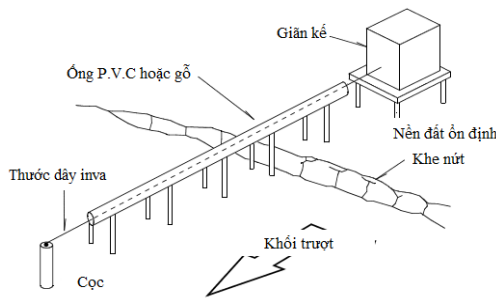
Giãn kế được sử dụng để đo sự chuyển dịch bằng cách so sánh sự co-giãn giữa hai điểm. Giãn kế thường được lắp đặt vắt ngang qua các vách trượt chính, vết nứt ngang ở khu vực chân hoặc phần trước của khối trượt và song song với hướng dịch chuyển. (Hình 3). Giãn kế sẽ tự động ghi lại sự dịch chuyển của nền đất theo thời gian, phép đo nên cài đặt khoảng 0.2mm/lần ghi. Song song với việc lắp đặt giãn kế, thiết bị quan trắc nước dưới đất, thùng đo lưu lượng mưa cũng nên lắp đặt gần đây. Mục tiêu là thiết lập được quan hệ sự dịch chuyển - lượng mưa - địa chất thủy văn theo thời gian và qua đó phân tích, dự báo, cảnh báo khả năng, mức độ xảy ra trượt lở đất (Hình 4).



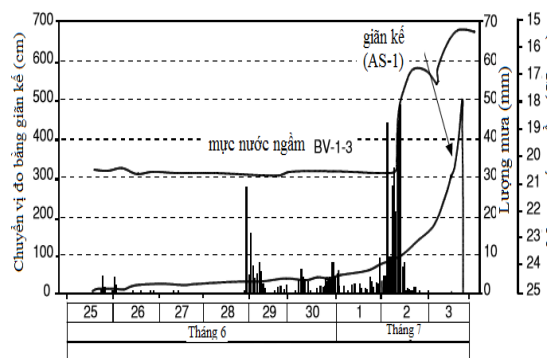
Hình 1: Ví dụ về bố trí thiết bị khảo sát quan trắc biến dạng bề mặt



Hình 2: Phương pháp giãn đơn để quan trắc biến dạng bề mặt



Hình 3: Mô hình lắp đặt giãn kế



Hình 4: Kết quả quan trắc bằng giãn kế

#### (3) Khảo sát sự biến đổi bề mặt bằng máy toàn đạc điện tử (Total station)

Máy toàn đạc điện tử được đặt ở phía đối diện mái dốc nghiên cứu, vị trí ổn định không có sự dịch chuyển nào. Trên mái dốc nghiên cứu đặt các có gương trắc địa trong phạm vi quét của máy. Máy toàn đạc được cài đặt chế độ quét tự động, bắt điểm bằng tia laser có thể liên tục hoặc 30 phút, 1 giờ.../lần và ghi lại tọa độ hiện tại của các điểm khảo sát, qua đó xác định được sự dịch chuyển, hướng dịch chuyển của bề mặt mái dốc.

#### (4) Hệ thống vệ tinh định vị toàn cầu (Global Navigation Satellite System - GNSS)

GNSS là một công nghệ hiện đại được sử dụng trong khảo sát, nghiên cứu và theo dõi rủi ro do trượt lở đất trong thời gian gần đây và cho kết quả tin cậy, thành công cao.

Về nguyên lý là trên mái dốc khảo sát, lắp đặt các mốc GNSS và sử dụng tín hiệu vệ tinh để ghi lại tọa độ ba chiều của các mốc này. Qua đó xác định được sự dịch chuyển, hướng dịch chuyển của bề mặt mái dốc.

### 11. Các phương pháp thăm dò địa vật lý

Công tác thăm dò địa vật lý được kết hợp với khoan nhằm nghiên cứu chi tiết hơn đặc điểm địa chất khu vực trên cơ sở phân tích các số liệu đo về vận tốc truyền sóng địa chấn, điện trở suất của đất đá,... Thông thường để giảm giá thành khảo sát công tác địa vật lý được tiến hành trước công tác khoan và kết quả đo địa vật lý được sử dụng làm cơ sở để bố trí mạng lưới và chiều sâu các lỗ khoan thăm dò,... Các phương pháp thăm dò địa vật lý hay được sử dụng là: Các phương pháp điện trở, PP địa chấn, PP đo Karota các lỗ khoan,...

#### 11.1. Các phương pháp điện trở (Mặt cắt điện, đo sâu điện)

**Giới thiệu chung:** Phương pháp thăm dò điện trở là phương pháp địa vật lý nghiên cứu sự thay đổi điện trở suất của đất đá khi có dòng điện một chiều (hoặc xoay chiều tần số thấp) đi qua. Phương pháp thăm dò điện trở để giải quyết nhiệm vụ điều tra địa chất; khảo sát, đánh giá, thăm dò khoáng sản có ích; địa chất môi trường; tai biến địa chất; địa chất thủy văn; địa chất công trình và các lĩnh vực khác. Phương pháp này được chỉ ra rất rõ trong TCVN9432:2012.

##### A. Đo mặt cắt điện trở:

+ Căn cứ vào nhiệm vụ của đề án, đặc điểm địa chất, chiều sâu thể nằm của đối tượng cần nghiên cứu và điều kiện công tác để lựa chọn các dạng đo mặt cắt điện trở, kích thước thiết bị thu, phát, mạng lưới đo đạc và máy đo thích hợp.

+ Các phương pháp mặt cắt điện trở đối xứng bao gồm: các hệ thiết bị đối xứng AMNB, đối xứng phức tạp AA'MNB'B, mặt cắt lưỡng cực ABMN được sử dụng để giải quyết các nhiệm vụ đo vẽ lập bản đồ địa chất kể cả điều tra theo tuyến với tỷ lệ 1:10.000 và lớn hơn. Căn cứ vào yêu cầu chiều sâu khảo sát để lựa chọn khoảng cách AB của thiết bị AA'MNBB' phù hợp. Các thiết bị AMNB và ABMN với khoảng cách giữa các điện cực phát ( $I_{AB}$ ) và khoảng cách giữa tâm của lưỡng cực phát AB và lưỡng cực thu MN ( $l_{oo'}$ ) bằng 200 m và nhỏ hơn được sử dụng để điều tra ở các chiều sâu không lớn, mặt cắt điện - địa chất tương đối đơn giản. Khi các điều kiện điện - địa chất tương đối phức tạp phải áp dụng thiết bị AA'MNB'B hoặc ABA'B'MN.

+ Các phương pháp mặt cắt điện trở liên hợp, lưỡng cực và các biến thể của phương pháp gradien được ứng dụng cho các mục đích đánh giá, khảo sát và thăm dò các khoáng sản có ích (các thân quặng sulfur, các mạch pecmatit, thạch anh, các via than v.v...) và đo vẽ bản đồ chi tiết.

### B. Phương pháp đo sâu điện trở.

+ Phương pháp đo sâu điện trở (ĐSĐT) nghiên cứu sự thay đổi của điện trở suất biểu kiến theo chiều sâu tại một điểm đo trên mặt đất bằng việc mở rộng dần kích thước của hệ điện cực để tăng dần chiều sâu nghiên cứu.

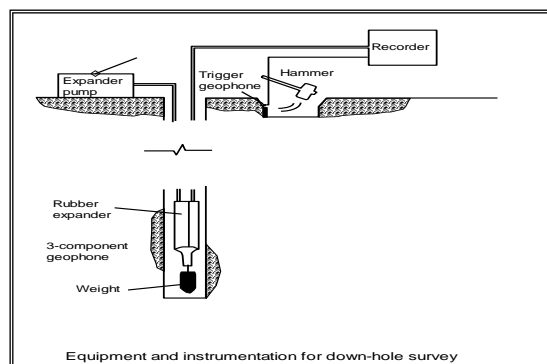
+ Phương pháp ĐSĐT được tiến hành ở mọi tỉ lệ của công tác điều tra địa chất, địa chất thủy văn, địa chất công trình; đánh giá, khảo sát và thăm dò khoáng sản có ích, nước dưới đất, nước khoáng, nước nóng; địa chất môi trường, tai biến địa chất; khảo sát thiết kế các công trình xây dựng, thủy điện, thủy lợi và các lĩnh vực khác.

+ Điều kiện thuận lợi để áp dụng phương pháp ĐSĐT: Các đối tượng nghiên cứu có dạng nằm ngang hoặc gần nằm ngang (góc nghiêng của các ranh giới điện - địa chất nhỏ hơn hoặc bằng  $20^\circ$ ); không có các tầng chắn (tầng có điện trở suất biểu kiến quá cao hoặc quá thấp) nằm ở trên đối tượng nghiên cứu.

+ Các phương pháp đo sâu điện trở sử dụng các hệ thiết bị thông dụng sau: đo sâu điện trở đối xứng, đo sâu lưỡng cực. Tùy thuộc vào độ sâu, hình dạng, thể nằm, kích thước của đối tượng nghiên cứu và đặc điểm địa điện của lát cắt địa chất để lựa chọn hệ thiết bị đo phù hợp.

### 11.2. Các phương pháp đo địa chấn

**Giới thiệu chung:** Phương pháp địa chấn, dựa trên sự lan truyền của sóng đàn hồi trong đất đá, nhằm xác định các tham số về cấu trúc môi trường, các tham số liên quan trực tiếp tới tính chất cơ lý và kết cấu của đất đá trong thể nằm tự nhiên.



Sơ đồ bố trí thiết bị thí nghiệm địa chấn

### Những nhiệm vụ địa chất của phương pháp:

Khả năng giải quyết nhiệm vụ của phương pháp được xác định theo điều kiện địa chất, địa chất thủy văn, địa vật lý cũng như tỷ lệ khảo sát và điều kiện thi công cụ thể:

+ Xác định ranh giới giữa các lớp đất đá có thành phần và tính chất cơ lý khác nhau (chiều dày phong hóa, tầng phong hóa mạnh, phong hóa trung bình, yếu... đá gốc nứt nẻ, đá gốc nguyên dạng...).

+ Xác định đới đứt gãy, đới phá hủy kiến tạo, hang động, nứt nẻ cactơ...

+ Xác định bề mặt gương nước ngầm.

+ Xác định các tham số đàn hồi và cơ lý của khối đất đá trong thể nằm tự nhiên.

+ Xác định tương quan thực nghiệm giữa các tham số truyền sóng với các modul đàn hồi Ed, hệ số Poisson... với các tham số vật lý khác, với các tham số ĐCCT (hệ số biến dạng, mật độ, độ rỗng, độ ẩm và các tham số có quan hệ với cấu trúc đất đá khác.



**Phạm vi ứng dụng:**

+ Đo vẽ bản đồ ĐCCT tỷ lệ 1:10000 và nhỏ hơn ( như khảo sát thủy điện, công trình xây dựng lớn) chủ yếu dùng phương pháp sóng khúc xạ, bố trí mạng lưới gồm các tuyến dọc mặt cắt và các tuyến ngang mặt cắt để liên kết theo diện nghiên cứu. Hệ quan sát lựa chọn theo cấu trúc địa chất, độ sâu nền đá nguyên dạng dự kiến.

+ Khi lập mặt cắt điển hình cho đo vẽ bản đồ ĐCCT và cho các công trình xây dựng có thể dùng phương pháp sóng khúc xạ, chiếu sáng, đo lỗ khoan, đo hầm lò... Tuyến nghiên cứu đủ dài và trùng tuyến lập mặt cắt địa chất.

+ Khi đo với nhiệm vụ cung cấp tài liệu tựa cho các phương pháp khác thì thực hiện các tuyến thăm dò điểm( tuyến ngắn 200–500 mét), rải rác trên diện nghiên cứu trên cơ sở thống nhất với các dạng công tác khác như khoan, đào, thí nghiệm cơ lý và các phương pháp ĐVL khác.

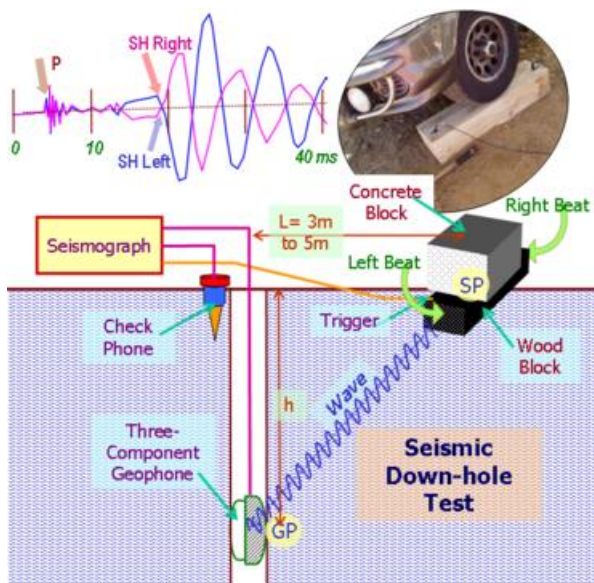
+ Khi tiến hành trên vùng lầy, ngập nước xử dụng phương pháp nổ xung điện Boomer, Spacker( hiện chỉ có ở Liên đoàn vật lý địa chất).

+ Độ sâu khảo sát phụ thuộc nhiều vào cường độ nguồn phát: Búa đập : độ sâu khoảng 35 mét; Nguồn nổ, máy rung (chỉ có ở liên đoàn Vật lý địa chất) có độ sâu nghiên cứu lớn hơn.

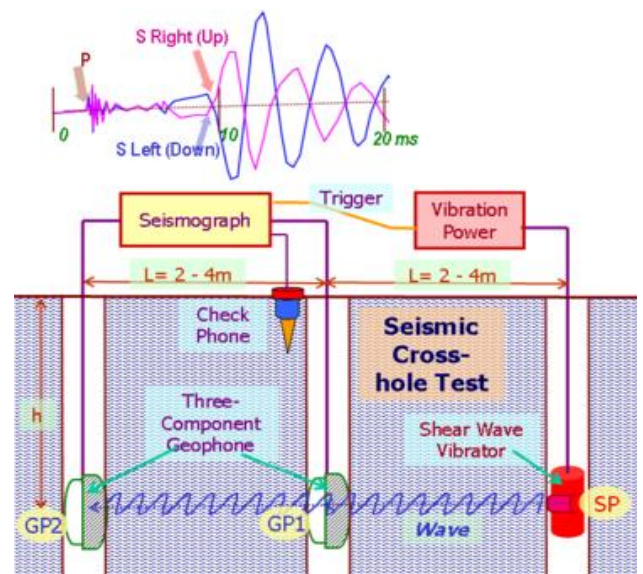
– **Thiết bị máy móc:**

+ Máy đo địa chấn MARK-6 do Thụy điển sản xuất.

+ Máy đo địa chấn GEODE-24 do Mỹ sản xuất.



Thí nghiệm sóng truyền xuống hố khoan



Thí nghiệm sóng xuyên hố khoan

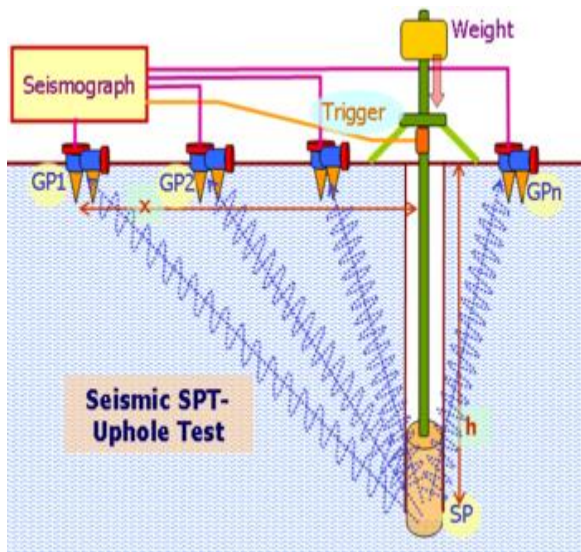
❖ **Sóng truyền xuống hố khoan**

Thí nghiệm *Sóng truyền xuống* (Seismic Down-Hole Test) được dùng nhiều ở Việt Nam. Nó được mô tả chi tiết trong tiêu chuẩn ASTM D7400-08 của Mỹ.

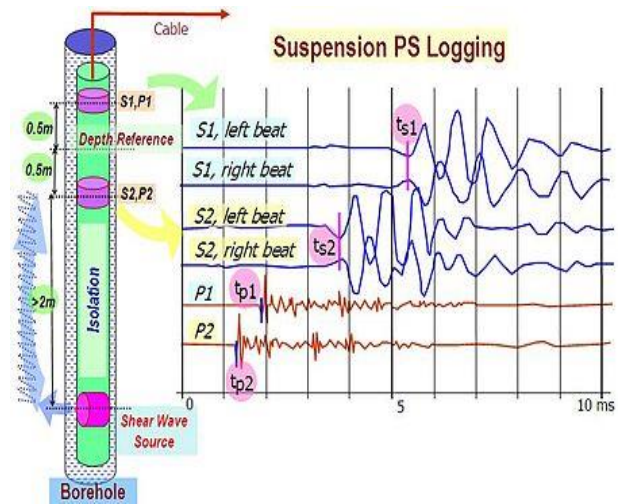
❖ **Sóng xuyên giữa các hố khoan**

Thí nghiệm *Sóng xuyên* (Seismic Cross-Hole Test) được mô tả chi tiết trong Chuẩn D4428 / D4428M-14 của Mỹ.

Tại Việt Nam các khảo sát dự án nhiệt điện có đưa yêu cầu đo thí nghiệm Sóng xuyên, tuy nhiên các cơ sở đo đạc thì lúng túng vì không có được *nguồn phát sóng ngang trong hố khoan*.



Thí nghiệm sóng truyền lên hố khoan



Thí nghiệm sóng trong hố khoan

#### ❖ Sóng truyền lên hố khoan

– Thí nghiệm Sóng truyền lên hố khoan là Thí nghiệm *Sóng truyền lên* (Seismic SPT-Uphole Test) bố trí dây thu GP theo bước thu 2 - 3m trên mặt đất theo tuyến qua hố khoan, và dùng búa của thăm kế để gõ vào đáy hố để tạo sóng SV (Shear Vertical).

– Phương pháp được hình thành dựa trên dùng nguồn sóng là búa thăm kế SPT nên được gọi là SPT-Uphole. Tuy nhiên nếu có *nguồn phát sóng ngang trong hố khoan* chuyên dụng (thường là phát sóng SH), thì việc đo sóng truyền lên với nguồn này sẽ thuận lợi và kết quả đồng nhất hơn dạng đo *sóng truyền xuống*.

#### ❖ Sóng truyền trong hố khoan

*Sóng truyền trong hố khoan* (Inhole Test) là phương pháp thí nghiệm do Park Chul-Soo, Jung Jae-Woo và Mok Young-Jin ở Kyunghee University, **Hàn Quốc** đưa ra. Tuy nhiên không tìm được tư liệu chi tiết.

Về nguyên tắc, quan sát *sóng truyền trong hố khoan* nêu trong *PS Log* dưới đây là đầy đủ và hợp lý.

#### Suspension PS Logging

*Suspension PS Logging* hay *PS Log* là hệ thống đo thí nghiệm địa chấn với dạng *sóng truyền trong hố khoan*, trong đó nguồn phát sóng và các đầu thu được cố kết thành một đầu dò để thả vào hố khoan. Khi **hố khoan** sâu trên 50 m thì các thí nghiệm *sóng truyền xuống* và *sóng truyền lên* gặp khó khăn do nguồn sóng yếu, cũng như các đường tia sóng quá dài sẽ gây sai số tích lũy lên kết quả đo.

Hệ thống đo được các nhà nghiên cứu của OYO Corporation (Nhật Bản) phát triển vào giữa những năm 1970.

## **B Một số nhận xét và kiến nghị khi sử dụng các phương pháp trong phân tích địa kỹ thuật và thiết kế công trình:**

Các PP thí nghiệm hiện trường là một trong những PP thí nghiệm tại chỗ nhằm xác định các đặc trưng của nền đất hoặc đá:

– Đối với yêu cầu về khảo sát ĐCCT cho thi công móng cọc thì khoan lấy mẫu kết hợp xuyên tiêu chuẩn, thí nghiệm trong phòng, thí nghiệm xuyên tĩnh, là những công tác khảo sát chính, không phụ thuộc vào tầm quan trọng của công trình và loại móng cọc.

– Đối với các công trình thuộc tầm quan trọng cao và trung bình thì ngoài các yêu cầu trên nên bổ sung các thí nghiệm đất như thí nghiệm nén ngang, thí nghiệm kháng chấn và thí nghiệm cọc ngoài hiện trường.

– Đối với công trình xây dựng là các nhà cao tầng thuộc tầm quan trọng cao và các công trình có phần ngầm sâu, nếu cần thiết có thể bổ sung công tác thăm dò địa vật lý để làm chính xác hơn cấu tạo nền đất giữa các hố khoan, xác định chiều dày của các lớp đất yếu, chiều sâu mực nước, hướng và vận tốc chuyển động của nước ngầm, còn trong những vùng có castơ - độ sâu phân bố tầng đá và đất castơ, mức độ nứt nẻ và castơ hóa.

– Thí nghiệm thử cọc, tẩm nén và nén ngang, theo nguyên tắc, tiến hành ở khu vực được chọn lựa trên cơ sở kết quả khoan (xuyên) khảo sát ở vị trí mà điều kiện đất đặc trưng nhất, móng chịu tải lớn nhất và cả ở nơi mà việc hạ cọc theo điều kiện đất còn chưa rõ ràng.

– Việc thử đất bằng tải trọng tĩnh một cách hợp lý là thực hiện bằng tẩm nén hình xoắn ốc với diện tích  $600 \text{ cm}^2$  trong hố khoan với mục đích xác định mô đun biến dạng và làm chính xác thêm hệ số chuyển đổi trong các tài liệu tiêu chuẩn hướng dẫn hiện hành giữa mô đun biến dạng của đất và số liệu thí nghiệm xuyên và nén ngang lỗ khoan.

– Công tác thí nghiệm hiện trường là hạng mục quan trọng không thể thiếu được trong quá trình khảo sát địa kỹ thuật để xây dựng hầm qua núi.

### **1. Thí nghiệm SPT:**

- Ưu điểm của SPT là giá thành thấp, thao tác đơn giản và kết quả thí nghiệm phản ánh khá chính xác trạng thái của đất nền. SPT có khả năng tiến hành ở độ sâu lớn và lấy được mẫu lên, điều đó không có ở xuyên tĩnh.

- Giá trị N30 thu được từ thí nghiệm SPT thường được sử dụng để tính toán sức chịu tải của móng cọc, đánh giá trạng thái của đất, bên cạnh chỉ tiêu độ sệt được xác định trong phòng thí nghiệm. Nhìn chung thường có độ vênh nhỏ khi đánh giá trạng thái đất theo hai chỉ tiêu này, các kỹ sư khi thiết kế thường có xu hướng tin tưởng hơn vào thí nghiệm SPT do nó được thực hiện trực tiếp tại thực địa, ít bị ảnh hưởng bởi các yếu tố chủ quan.

- Không thể nói SPT chỉ chính xác khi thí nghiệm trong đất cát mà không chính xác trong đất sét, chỉ đơn giản là trong đất cát không lấy được mẫu nguyên dạng và cũng không thể thí nghiệm được chỉ tiêu độ sệt nên bắt buộc phải lấy giá trị N30 để đánh giá trạng thái của đất. Thậm chí khi thí nghiệm SPT trong lớp cát nằm dưới mực nước ngầm, kết quả thu được sẽ phải hiệu chỉnh do cát dễ thoát nước làm tăng độ chặt cục bộ quanh mũi xuyên.

- Thí nghiệm xuyên SPT: trường hợp thí nghiệm trong tầng sạn, sỏi, cuội hoặc đá phong hóa thì đầu xuyên sẽ được thay thế bằng chùy xuyên (Cone 600).

- *Hiệu chỉnh giá trị SPT*: Tùy theo mức độ quan trọng của từng công trình và địa tầng địa chất tại khu vực, cho thấy việc phải hiệu chỉnh giá trị SPT là cần thiết, nên có thể áp dụng như sau:

+ Đối với đất dạng hạt: nên hiệu chỉnh theo mục 1.1.2 – phần b.

+ Đối với đất bình thường: nên hiệu chỉnh theo mục 1.1.2 – phần c, d, e, f.

## 2. Thí nghiệm xuyên côn CPT, CPTu

- CPT cung cấp tình trạng địa chất, áp lực nước ngầm,... có thể được ghi nhận lại và truyền về máy tính qua hệ thống dây cáp hoặc mạng không dây (wireless) để xử lý. *Khác với thí nghiệm xuyên SPT xuyên CPT có nhiều đặc điểm nổi trội hơn về mức độ chính xác và đầy đủ của dữ liệu về đặc điểm địa chất khu vực được tiến hành đo đạc.*

- Thí nghiệm xuyên tĩnh hoặc gọi là xuyên côn là phát minh nổi bật của người Hà Lan, giúp người thiết kế và xây dựng công trình trên toàn thế giới hiểu nhanh đặc điểm vùng đất và nắm được các yêu cầu tối thiểu về vùng đất.

## 3. Thí nghiệm cắt cánh VST

*Giá trị sức kháng cắt của đất (Su hay qu) thu được qua thí nghiệm cắt cánh VST hoặc thí nghiệm nén ba trục nhìn chung không được sử dụng để phân trạng thái của đất. Tuy nhiên kỹ sư thiết kế có thể sử dụng Su để đánh giá sơ bộ điều kiện đất nền công trình (cũng giống như với các chỉ tiêu hệ số rỗng, độ bão hòa, hệ số nén lún, mô đun tổng biến dạng,...)*

## 4. Thí nghiệm nén ngang trong đất PMT

- PMT là thí nghiệm nén ngang cho kết quả là quan hệ “Áp lực – Chuyển vị” của đất. Từ PMT ta có thể ước tính Mô đun biến dạng của đất, dự báo độ lún của móng và dự báo sức chịu tải của cọc theo phương ngang.

- Các quan hệ thực nghiệm thường dựa trên đất tương đối đồng nhất (Cát hoặc sét). Vì vậy *cần thận khi sử dụng PMT để ước tính các chỉ tiêu cho những đất pha tạp (cát pha, sét pha) hoặc đất phong hóa khác thường.*

- Không nên tìm mối liên hệ trực tiếp giữa mô đun nén ngang Ep và mô đun đàn hồi thoát nước cũng như không thoát nước vì chúng dựa theo các nguyên lý khác nhau. Mô đun nén ngang Ep chỉ có thể tính toán biến dạng đất khi áp dụng phương pháp và công thức riêng do Menard đề xuất. (T52, T53- Cẩm nang dành cho kỹ sư địa kỹ thuật).

- Khi tiến hành thí nghiệm trong tầng đá cứng và nửa cứng: cần sử dụng thiết bị đầu dò có độ nhạy cao, sự biến dạng của đầu dò được xác định trên cơ sở sự thay đổi nhỏ của ứng suất qua bộ cảm biến điện.

- *Thí nghiệm PMT thường tiến hành trong hố khoan sẵn, không liên tục, rất phức tạp trong thí nghiệm và hiệu chỉnh.*

- Sai số của PMT là do :

+ Thiết bị : Kích thước của ống thăm, màng giãn nở, ống dẫn dung dịch

+ Thí nghiệm: Phương pháp khoan, chuẩn bị lỗ thí nghiệm, tốc độ giãn nở ống thăm, thời gian nghỉ trước khi đọc số đọc.

## 5. Thí nghiệm nén ngang trong đất DMT

### **Ưu điểm:**

- Ưu điểm lớn nhất của DMT là có sự xáo trộn đất ít nhất, vì với các thí nghiệm SPT, CPT có bề dày của thiết bị lớn nên đất bị xáo trộn nhiều (có thể bị nén chặt), do đó các tính chất có được thiếu chính xác.

- DMT là thí nghiệm nén ngang kết hợp với xuyên liên tục, có độ chính xác cao nhất trong các thí nghiệm hiện trường, đồng thời lại là thí nghiệm nhanh và đơn giản và phù hợp với các loại đất đá có cường độ kháng cắt không thoát nước thay đổi từ  $0.02\text{kg/cm}^2$  (đất bùn) đến  $10\text{kg/cm}^2$  (đá mềm, đá macno) và các loại đá có Mô đun biến dạng khoảng  $4 \times 10^3\text{kg/cm}^2$ .

- Trong quá trình cố kết thâm 3 chiều, tính thâm theo phương ngang ( $C_h$  và  $K_h$ ) có thể sai khác nhiều so với tính thâm theo phương đứng ( $C_v$  và  $K_v$ ). Sử dụng DMT, ta có thể phán đoán khá chính xác ( $C_h$  và  $K_h$ ).

- Tính quá cố kết của đất rất quan trọng và được thể hiện qua OCR và  $K_o$ . Việc thí nghiệm trong phòng làm cho mẫu đất mất đi một phần (hay hoàn toàn) tính quá cố kết. Nếu thí nghiệm Oedometer cho kết quả Mô đun biến dạng theo phương đứng  $E_{BD}$  giống nhau cho 2 loại đất: thì đất có hệ số áp lực ngang tĩnh  $K_o$  và ứng suất ngang  $\sigma'_h$  lớn hơn sẽ có độ lún nhỏ hơn. Thí nghiệm DMT là nén ngang nên rất phù hợp cho ứng dụng này.

- DMT ứng dụng trong ước tính mô đun, biến dạng, sức chịu tải trọng ngang của cọc, trạng thái ứng suất và sức kháng cắt không thoát nước ( $S_u$ ) có độ tin cậy khá cao.

### **Nhược điểm:**

- Nền đất làm việc chủ yếu theo phương đứng, trong khi thí nghiệm DMT nén đất theo phương ngang.
- Việc ứng dụng vào dự báo sức chịu tải dọc trục của cọc là thấp (vì bản chất của DMT không phải là đo sức kháng dọc trục).

## 6. Thí nghiệm Mô đun biến dạng bằng tấm nén phẳng $E_{BD}$

Trị số Mô đun biến dạng xác định theo thí nghiệm nén ở hiện trường bao giờ cũng lớn hơn trị số module biến dạng suy ra từ thí nghiệm nén trong phòng. Có rất nhiều nguyên nhân của sự chênh lệch này như: khi lấy mẫu đất ra khỏi lớp đất nó đã bị giảm tải hần và liên kết kết cấu của đất bị yếu đi, trong quá trình lấy mẫu, vận chuyển, bảo quản và cho đến khi thí nghiệm lấy đất vào dao đất bị nhiễu tác động cơ học phá hoại, kết cấu của nó bị hư hỏng ít nhiều, đặc tính tăng tải và điều kiện thoát nước của 2 thí nghiệm là khác nhau...

Trị số Mô đun biến dạng xác định theo thí nghiệm nén ở hiện trường là đáng tin cậy hơn vì nó gần với điều kiện làm việc thực tế của nền và công trình hơn. Ở Việt Nam đã có một số nghiên cứu so sánh giữa 2 thí nghiệm này bằng cách thống kê nhiều kết quả thí nghiệm xác định E theo 2 phương pháp, người ta rút ra với mỗi loại đất khác nhau, trị số 2 phương pháp chênh lệch nhau khoảng 2-3 lần. Như vậy muốn có trị số module biến dạng như thí nghiệm nén ở hiện trường, cần đem trị số module biến dạng theo kết quả thí nghiệm nén trong phòng nhân với hệ số điều chỉnh  $m$  nào đó (điều này không đúng với đất sét dẻo nhão và nhão).

## 7. Thí nghiệm mô đun biến dạng và ứng suất của bê mặt đá bằng PP kích phẳng Es

– Hạn chế: Thí nghiệm kích phẳng đo ứng suất trung bình vuông góc với bề mặt của buồng thí nghiệm. Mức ứng suất không bị xáo trộn phải được xác định bằng diễn giải lý thuyết từ số liệu này.

– Các giả thiết và các yếu tố ảnh hưởng đến số liệu:

+ Sự giảm ứng suất được giả thiết là một quá trình đàn hồi, thuận nghịch. Trong các vật liệu không đồng nhất và đứt gãy lớn thì giả thiết này không hoàn toàn đúng.

+ Các phương trình giả thiết rằng khối đá đồng nhất và đẳng hướng. Tác động của không đẳng hướng có thể được xác định bằng thí nghiệm theo các hướng khác nhau.

+ Kích phẳng được giả định đạt hiệu suất 100%. Phải xác định các yêu cầu thiết kế và kích thước để đảm bảo các yêu cầu này chỉ sai số vài phần trăm.

+ Kích được giả thiết là thẳng hàng với ứng suất chính trên bề mặt của lỗ. Ứng suất cắt không bị xoá bỏ bởi áp lực kích.

## 8. Thí nghiệm Mô đun biến dạng của khối đá theo phương pháp chất tải bàn nén cứng và bàn nén mềm

### *Hạn chế của phương pháp:*

– Khó đặt một bản hoàn toàn cứng để chất tải lên bề mặt đá.

– Đá bên dưới vùng chịu tải thường không đồng nhất, vì vậy công tác đo độ võng tại các điểm khác nhau trên bề mặt đá không chính xác (bị ảnh hưởng nhiều bởi đặc trưng biến dạng của khối đá) dẫn đến các kết quả nhận được có thể không đại diện cho khối đá.

– Việc đo độ võng trong khối đá bị hạn chế bởi 3 lý do sau:

+ Cấu trúc vi mô, khe nứt, và tính không liên tục khác trong khối đá.

+ Sự xáo trộn do gắn các bộ chuyển đổi độ võng trong khối đá rất khó xác định.

+ Trong đá có mô đun rất lớn, độ chính xác của các thiết bị không đủ để cho kết quả tin cậy.

– Phương pháp này nhạy cảm với hệ số Poisson. Hệ số Poisson phải được giả định hoặc xác định từ thí nghiệm trong phòng.

## 10. Các phương pháp quan trắc

Quan trắc địa kỹ thuật phải đạt độ chính xác cao, tin cậy, dễ kiểm soát, dễ theo dõi. Đồng thời thu thập được các thông tin tin cậy, những bài học quý từ thực tế. Góp phần nâng cao kiến thức kinh nghiệm. Hiểu biết về đất đá, nước khí, đã “ nghĩ ” gì về ứng xử như thế nào với các tải trọng và tác động. Các kết quả nghiệm thu công tác nền móng và công tác địa kỹ thuật cần phải thực hiện ngay trong quá trình thi công:

Công việc đo độ lún và đo chuyển dịch nền móng của nhà và công trình được tiến hành trong thời gian xây dựng và sử dụng cho đến khi đạt được độ ổn định về độ lún và chuyển dịch. Việc đo chuyển dịch trong thời gian sử dụng công trình còn được tiến hành khi phát hiện thấy công trình xuất hiện các vết nứt lớn hoặc có sự thay đổi rõ nét về điều kiện làm việc của nhà và công trình. Sử dụng máy toàn đạc điện tử tiến hành đo các điểm quan trắc nghiêng bằng phương pháp tọa độ phẳng và cao độ.

**Một số nhận xét về công tác đo ALNLR ở Việt Nam hiện nay như sau:**

- Việc đo ALNLR chưa được thực hiện liên tục, việc đo đạc các giá trị ALNLR tại hiện trường vẫn được thực hiện theo cách thủ công;
- Các thiết bị đọc số liệu không chỉ thị trực tiếp giá trị ALNLR mà chỉ đưa ra giá trị tần số rung, từ giá trị này, các kỹ thuật viên phải tính toán qui đổi ra giá trị áp lực;
- Các hệ thống thiết bị đo được sử dụng hoàn toàn được nhập khẩu từ nước ngoài, với những hãng tên tuổi như GEOKON, SLOPE (Mỹ), ROCKTEST (Canada), GeoMil (Hà Lan)... Các hệ thống đo này thường đắt tiền và đôi khi chưa phù hợp với yêu cầu và điều kiện thực tế sử dụng ở Việt Nam.

Từ các phân tích trên có thể thấy, việc nghiên cứu, thiết kế và chế tạo hệ thống quan trắc ALNLR phục vụ xử lý nền tại các công trình xây dựng trên nền đất yếu có ý nghĩa thực tế rất lớn. Bài báo sẽ trình bày một hệ thống thiết bị quan trắc ALNLR do Viện KH và CN Giao thông Vận tải nghiên cứu, thiết kế và chế tạo. Ngoài các chức năng cơ bản đáp ứng độ chính xác yêu cầu, hệ thống này có nhiều tính năng mở rộng mà các thiết bị đo cầm tay nhập ngoại hiện chưa cung cấp, cho phép thực hiện công tác tự động hóa đo, ghi dữ liệu ALNLR một cách liên tục, có khả năng mở rộng quản lý, hiệu chỉnh từ xa, tạo điều kiện cung cấp dữ liệu đo thời gian thực cho bộ phận kỹ thuật ra các quyết định kịp thời, chính xác, đầy nhanh tiến độ thi công an toàn, nhằm nâng cao hiệu quả, hiệu suất thi công công trình.

*Đối với công trình Hàm đường bộ qua núi:*

Công tác quan trắc và đo đạc được tiến hành trong cả 4 giai đoạn khảo sát và đặc biệt quan trọng trong giai đoạn thi công đường hầm. Đây là biện pháp cơ bản nhất để xác định sự biến đổi các điều kiện địa kỹ thuật tự nhiên của khối đất đá dọc theo trục tim đường hầm, lựa chọn nguyên tắc, phương pháp thi công cho gương hầm tiếp theo nhằm mục đích đảm bảo sự ổn định và an toàn trong quá trình xây dựng hầm. Công tác quan trắc bao gồm:

- + Quan trắc điều kiện địa chất thủy văn
- + Quan trắc độ ổn định của mái dốc cửa hầm và lún vòm hầm trong thi công
- + Quan trắc độ dịch chuyển và sự phân bố ứng suất của khối đất đá trước và sau khi đào hầm. Quan trắc độ dẫn và sự phân bố ứng suất vòm sau khi lắp đặt các kết cấu chống đỡ.
- + Quan trắc và đo vẽ địa kỹ thuật bề mặt gương hầm nhằm cung cấp các thông tin và số liệu cho việc lựa chọn hoặc hiệu chỉnh các loại kết cấu chống đỡ.

**11. Các phương pháp đo địa chấn:**

Các PP Đo địa chấn phục vụ điều tra khảo sát địa chất công trình và tiến hành trên các đoạn tuyến có điều kiện ĐCCT điển hình. Cung cấp các tài liệu về cấu trúc ĐC, ĐCCT, ĐCTV và các tính chất cơ lý đất đá, làm chuẩn mực cho các phương pháp ĐVL khác. Công tác được sử dụng vào việc phục vụ đo vẽ bản đồ ĐCCT tỉ lệ từ 1:10000 đến nhỏ hơn và khảo sát nền móng các công trình xây dựng theo yêu cầu.

Công tác đo địa chấn được tiến hành trong tổ hợp các phương pháp khảo sát ĐCCT, ĐCTV và các phương pháp ĐVL khác, nó được tiến hành đồng thời hoặc chậm hơn sau khi đã có các tài liệu ĐC-ĐVL sơ bộ.

*Ưu điểm: là tính đơn nghiệm của kết quả phân tích, độ chính xác cao.*

*Nhược điểm: là giá thành cao, thi công công kênh.*

**Kết luận:**

- Các thí nghiệm tại hiện trường: SPT, CPT, CPTu, VST, PMT, DMT,... để thu thập các số liệu về sức kháng và biến dạng của đất nền hoặc đá dùng cho thiết kế hoặc phân tích. Thí nghiệm tại hiện trường nên tiến hành ở nơi đất yếu khó lấy mẫu nguyên dạng để xác định các chỉ tiêu thiết kế. Khi số liệu thí nghiệm tại hiện trường dùng để xác định thông số cho thiết kế thông qua phép tương quan thì các tương quan ấy nên được thiết lập dựa trên sự phổ biến trong thời gian dài, đã được áp dụng hoặc thông qua đo đạc chi tiết mà minh họa tính chính xác của tương quan.
- Khi đánh giá lún đàn hồi là không chế việc thiết kế móng hoặc lựa chọn loại móng thì nên dùng các phương pháp thí nghiệm hiện trường như PMT hay DMT để xác định mô đun của lớp đất.
- Các thí nghiệm địa vật lý chỉ nên dùng kết hợp với các phương pháp thí nghiệm trực tiếp như là: SPT, CPT, v.v, để xác định các lớp địa tầng, mặt cắt các lớp đất ở trên đá gốc và chất lượng đá, chiều sâu mực nước ngầm, các giới hạn các loại đất trầm tích, sự tồn tại các lỗ rỗng, các loại ống chôn ngầm và chiều dày các móng hiện có.



## Tài liệu tham khảo

1. Handbook of Geotechnical Investigation and Design Tables
2. Foundation analysis and design – Joseph E.Bowles)
3. Handbook of Geotechnical Investigation and Design Tables
4. Geotechnical Engineering & Soil Testing - Al-Khafaji & Andersland)
5. Geotechnical Properties of Soil.
6. Thí nghiệm đất hiện trường và ứng dụng trong phân tích nền móng.
7. Cẩm nang dùng cho kỹ sư địa kỹ thuật.
8. Nghiên cứu tổng quan về khảo sát, thiết lập hệ thống quan trắc, cảnh báo sớm rủi ro, trượt lở đất và bước đầu ứng dụng tại Việt Nam – Tác giả Th.S Nguyễn Vũ Thức; K.S Lê Ngọc An và Trung tâm ĐKT&TVXDCT - Công ty CP TVTK - Kiểm định và Địa kỹ thuật.
9. Bài báo: “Tự động hóa trong quá trình đo áp lực nước lỗ rỗng phục vụ xây dựng công trình trên nền đất yếu” - Nhóm nghiên cứu của Viện Khoa học và Công nghệ- GTVT thực hiện.
10. Michael Bailey, P.G - U.S. Army Corps of Engineers, Savannah District  
National Cooperative Highway Research Programe – NCHRP Synthesis 368 – Cone Penetration Testing – A Synthesis of Highway Practice – Consultance PAUL W. MAYNE Geogia Institute of Technology Atlanta Georgia – Transportation Research Board, Washington, D.C 2007.
11. Paul W. Mayne, PhD, P.E. Professor, Geosystems Civil & Enviromental Engineering – Science fore a Changing World (USGS).
12. Dr Win Naing – Site Investigation SPT, CPT – 19 September 2010.
13. U.S.Department of Transportation - Publication No. FHWA NHI-16-072 April 2017.  
Geotechnical Engineering Circular No.5; **Geotechnical Site Characterization.**
14. Soil Dynamics Prof. Deepankar Choudhury Department of Civil Engineering Indian Institute of Technology, Bombay.
15. Maryland Department of Transportation State Highway Administration - Parris N. Glendening Governor, John D. Porcari Secretary, Parker F. Williams Administrator - RESEARCH REPORT - STANDARD PENETRATION TEST (SPT) CORRECTION.

