DANH MỤC

" HỆ THỐNG HÓA CÁC ĐẶC TRƯNG BIẾN DẠNG – ĐỘ BỀN CỦA ĐẤT PHỤC VỤ CÔNG TÁC THIẾT KẾ XÂY DỰNG CÔNG TRÌNH"

I. MỘT SỐ KHÁI NIỆM

I.1. Tính nén của đất

– Nén chặt
– Nén không nở hông: Chỉ số nén, chỉ số nén lại, chỉ số nở, chỉ số nén thứ cấp, hệ số nén, hệ số nén thứ cấp (hay từ biến), hệ số nén thể tích.

I.2. Tính cố kết của đất

– Đất cố kết bình thường, đất quá cố kết và tỉ số quá cố kết
– Giá trị và độ tin cậy của thí nghiệm cố kết

I.3. Tính biến dạng của đất

– Biến dạng đàn hồi
– Biến dạng không đàn hồi (Biến dạng dư)
– Mô đun biến dạng, mô đun biến dạng không nở hông, mô đun thoát nước, mô đun không thoát nước

I.4. Tính lún của nền đất

I.4.1. Lún tức thời

I.4.2. Lún cố kết thấm

I.4.3. Lún từ biến (hay lún thứ cấp)

I.5. Đánh giá tính nén trong thực tế

I.6. Một số nhận xét về kết quả thí nghiệm và sử dụng

II . THÍ NGHIỆM GIA TẢI LIÊN TỤC

II.1. Các loại thí nghiệm gia tải liên tục

II.2. Thí nghiệm tốc độ biến dạng là hằng số (CRS – D4186 hoặc JIS A1227)

II.2.1. Các kết quả nghiên cứu trong nước - ngoài nước

II.2.2. Ưu, nhược điểm của phương pháp

III. ĐẶC TÍNH CỐ KẾT CỦA MỘT SỐ LOẠI ĐẤT ĐẶC BIỆT

III.1. Đất sét có độ nhạy cảm

III.2. Đất dính có độ nhạy cao – Hiện tượng lún sập

III.3. Đất chưa bão hòa – Đất lún ướt

III.4. Đất tàn tích

III.5. Đất cát

IV. MỘT SỐ TƯƠNG QUAN VÀ CÁCH DÙNG ĐỐI VỚI CÁC LOẠI ĐẤT

1. **Hệ số cố kết: C_v, C_h**
2. **Chỉ số nén: C_c**
3. **Chỉ số nở: C_s**
4. **Chỉ số nén lại: C_r**
5. **Hệ số nén thứ cấp: C_α**
6. **Hệ số nén thể tích: m_v**
7. **Mô đun: M, E**
8. **Hệ số quá cố kết: OCR**

V. CÔNG TÁC KHẢO SÁT ĐỊA KỸ THUẬT VÀ LỰA CHỌN CHỈ TIÊU CƠ LÝ DÙNG TRONG TÍNH TOÁN PHỤC VỤ CÔNG TÁC THIẾT KẾ XỬ LÝ NỀN ĐẤT YẾU.

V.1. Điều tra địa chất công trình

V.2. Khảo sát nền đất yếu

V.3. Nâng cao chất lượng công tác khảo sát địa kỹ thuật

V.4. Lựa chọn chỉ tiêu cơ lý dùng trong tính toán.

VI.TƯƠNG QUAN GIỮA CÁC THÍ NGHIỆM HIỆN TRƯỜNG VÀ TRONG PHÒNG ĐỂ LỰA CHỌN CÁC SỐ LIỆU SỬ DỤNG TRONG THIẾT KẾ XỬ LÝ NỀN ĐẤT YẾU.

VI.1.Tương quan với thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn SPT

(Tương quan giữa SPT với Cu, Eo, m_v E, Eu, OCR, CPT,…)

VI.2. Tương quan với thí nghiệm cắt cánh VST

(Tương quan giữa VST với OCR, q_c, q_u, Pc(σ'_p), Su_{HT},…)

VI.3. Tương quan với thí nghiệm CPT

(Tương quan giữa CPT với Cu, m_v, M, E, P_c, K, OCR, Ko,…)

VI.4. Tương quan với thí nghiệm CPTu

(Tương quan giữa CPTu với Su, OCR, Cu, Eo, S'_p, P_c,…)

VI.5. Tương quan với thí nghiệm nén ngang trong đất PMT(TN xuyên không liên tục)

(Tương quan giữa PMT với Su, $Su_{3trục}$, Pc(σ'_p), OCR, E_{BD},…)

VI.6. Tương quan với thí nghiệm nén ngang trong đất DMT (TN xuyên liên tục)

(Tương quan giữa DMT với OCR, Cu, C_h, K_h, M_{DMT}, K_o…)

VII. THIẾT KẾ, THI CÔNG VÀ NGHIỆM THU CÔNG TÁC ĐỊA KỸ THUẬT ĐẶC BIỆT - XỬ LÝ NỀN ĐẤT YẾU.

Mục đích: "Hệ thống hóa các đặc trưng Biến dạng – Độ bền của đất phục vụ công tác thiết kế xây dựng công trình " nhằm cung cấp cho các kỹ sư Địa kỹ thuật các khái niệm cơ bản, các chỉ tiêu cơ lý của đất thông qua các thí nghiệm hiện trường, trong phòng đang được thực hiện, áp dụng tại Việt nam và các nước trên thế giới nhằm tạo điều kiện thuận lợi cho công tác khảo sát địa kỹ thuật phục vụ thiết kế xây dựng các công trình.

I.MỘT SỐ KHÁI NIỆM

I.1. Tính nén của đất:

- ***Nén chặt*:** là quá trình các hạt đất bị ép chuyển sang trạng thái lèn chặt hơn cùng với sự giảm tương ứng về thể tích và khí thoát ra (Đất bị nén không những do áp suất đều mọi phía mà còn bị nén do độ lệch áp suất).
- ***Nén không nở hông:*** còn gọi là nén 1 hướng (One-dimentional compression). Sơ đồ nén 1hướng được thực hiện bằng máy nén không nở hông (Odometer): là sự nén thuần túy chấp nhận được với kích thước được khống chế thích hợp.
- ***Đường nén thí nghiệm và đường nén hiện trường.***

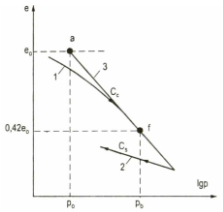
✓ **Hiệu chỉnh đường nén thí nghiệm**

– Đường nén mẫu đất nguyên dạng gọi là đường nén thí nghiệm.

Đến nay, các thiết bị lấy mẫu đã được cải tiến nhiều tuy nhiên với những thao tác lấy mẫu, chế tạo mẫu để thí nghiệm không thể không ảnh hưởng đến sự bảo toàn tính chất của mẫu đất thí nghiệm so với đất nền hiện trường. Do vậy cần hiệu chỉnh đường nén thí nghiệm cho phù hợp với đất hiện trường.

– Đường nén thí nghiệm đã được hiệu chỉnh gọi là đường nén hiện trường. *Đường nén hiện trường dùng để tính lún của công trình.*

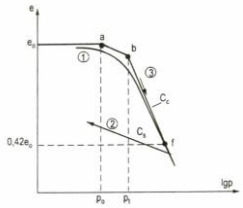
✓ **Đường nén hiện trường của đất nén bình thường (NC)**



Ngay từ năm 1967 (Terzaghi và Peck) và sau đó đã được kiểm chứng (Schmertmann,1955) nhận thấy đường nén thí nghiệm những mẫu đất cùng loại nhưng bị xáo động với mức độ khác nhau đều đồng quy tại một điểm nằm trên đường nén đất chế bị (đường nén chuẩn) tại một điểm ứng với hệ số rỗng bằng $0{,}42e_o$.

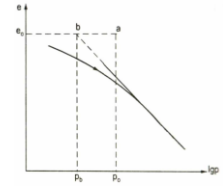
Trong đó: e_o, C_c và C_s: Hệ số rỗng, chỉ số nén và chỉ số nở,

(T121- Cơ học đất ứng dụng và tính toán công trình trên nền đất theo trạng thái giới hạn).



✓ **Đường nén hiện trường của đất nén quá (OC)**

Đất nén quá đã từng chịu ít nhất một chu kì tăng - giảm tải trons quá trình tồn tại. Đường nén thí nghiệm của mẫu đất nén quá chính là đường nén lại khi áp lực nén p nhỏ hơn áp lực nén trước p_t mà đất đã từng chịu nén trước đây.



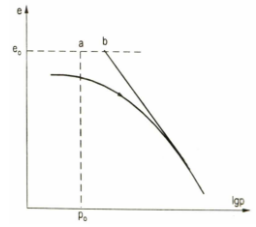
C_c và C_s: Chỉ số nén và chỉ số nở

(T123- Cơ học đất ứng dụng và tính toán công trình trên nền đất theo trạng thái giới hạn).

- ***Nhận biết đất nén bình thường và đất nén quá***

Trong quá trình thành tạo và tồn tại đến nay, đất nén bình thường là loại đất chưa bao giờ chịu áp lực nén vượt quá áp lực nén hiện tại. Nói cách khác là đất nén bình thường luôn

chịu sự tăng tải, lúc tốc độ tăng tải nhanh, lúc tốc độ tăng tải chậm nhưng tốc độ tăng tải đều nhỏ hơn tốc độ thoát nước trong đất và chưa bao giờ chịu tác dụng của sự giảm tải.



Do đó, đất nén bình thường chưa bao giờ chịu tác dụng của sự trương nở do giảm tải hoặc do hút ẩm:

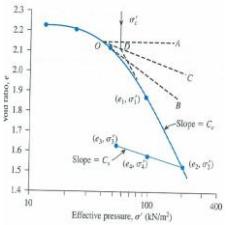
+ Nếu điểm b nằm trong điểm a, ta có $p_b < p_a$ thì đất thuộc loại được nén bình thường.

+ Nếu điểm b nằm ngoài điểm a thì đất nền là đất nén quá.

(T123,124- Cơ học đất ứng dụng và tính toán công trình trên nền đất theo trạng thái giới hạn).

- ***Chỉ số nén, chỉ số nở của đất:***

Kết quả thí nghiệm nén không nở hông trong phòng thí nghiệm được thể hiện bằng đường nén, đường nở của đất.



– ***Chỉ số nén:*** $C_c = \Delta_e/\mathbf{lgP_2/P_1}$

+Với đất cố kết bình thường: thì độ lún càng tăng khi chỉ số Cc càng lớn.

+Các khoảng giá trị sau được đánh giá cho mức độ nén lún của đất nền:

$C_c < 0.02$ - Đất hầu như không nén lún

$0.02 < C_c < 0.05$- Đất nén lún rất ít

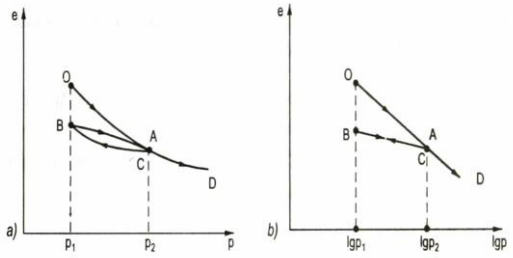
$0.05 < C_c < 0.1$ - Đất nén lún ít

$0.1 < C_c < 0.2$ - Đất nén lún trung bình

$0.2 < C_c < 0.3$ - Đất nén lún khá mạnh

$0.3 < C_c < 0.5$ - Đất nén lún mạnh

$C_c > 0.5$ - Đất nén lún rất mạnh



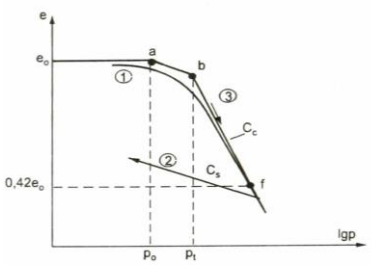
Theo kinh nghiệm của Terzaghi và Peck(1976), C_c cho đất sét không bị phá hoại được tính bằng: $C_c = 0{,}009(W_L - 10)$

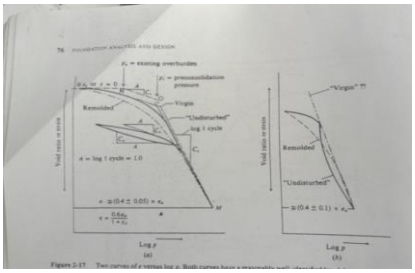
Theo Holtz và Kovus(1981), chỉ số nén C_c có thể thao khảo dưới đây:

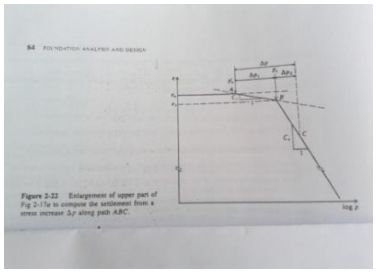
Trị số tiêu biểu của chỉ số nén C_c

Đất nền	C_c
Đất sét cố kết bình thường, độ nhậy trung bình	0,2 – 0,5
Đất sét cát bụi (CL)	0,15 – 0,3
Đất sét xanh (CL)	0,3 – 0,5
Đất sét (CL)	0,5 – 0,6
Đất sét Thụy Điển (CL - CH)	1,0 – 3,0
Đất sét Mehico (MH)	7 – 100
Đất sét hữu cơ (OM)	≥4
Than bùn	10 – 15
Cát bụi hữu cơ và cát sét (ML - MH)	1,5 – 4,0
Đất sét San Francisco (CH)	0,7 – 0,9
Đất sét Bangkok	0,4

- ***Hệ số nén*: C_c'$= C_c/(1+e_o)$**
- ***Chỉ số nở:*** $C_s = \Delta e_s/\lg P_2/P_1$ ***Chỉ số nén lại*:** $C_r = \Delta e_r/\lg P_2/P_1$







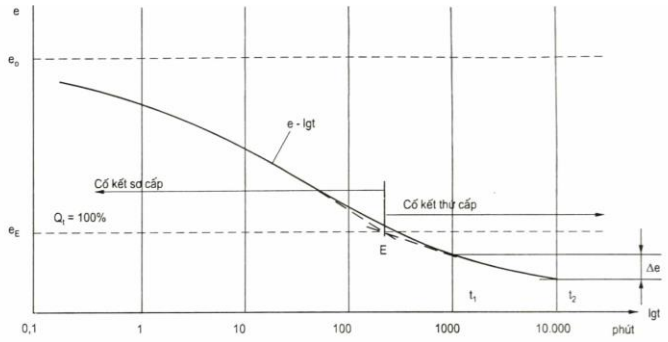
- ***Chỉ số nén thứ cấp:*** $C_t = \Delta e_s/\lg t_2/t_1$
- ***Hệ số nén thứ cấp:*** $C_\alpha = C_t/(1+e_E)$
  - *Hệ số cố kết từ biến C_α của một số loại đất sét :*

+Đất sét quá cố kết: $C_\alpha \leq 0.005$

+ Đất sét cố kết thông thường: $C_\alpha = 0.005 \div 0.05$

+ Đất hữu cơ: $C_\alpha = 0.05 \div 0.5$

+ Đất tự nhiên: $C_\alpha/C_c = 0.025 \div 0.1$ (Đối với đất hữu cơ: giá trị cao hơn)–Mesri và Godlewski, 1977).



(T414,T415 - Cơ học đất ứng dụng và tính toán công trình trên nền đất theo trạng thái giới hạn – Giáo sư tiến sỹ địa kỹ thuật Phan Trường Phiệt)

- *Những loại giá trị của trị số nén thứ cấp C_α (Từ Ladd, 1967)*

Loại đất	C_α
Đất sét cố kết bình thường	0.005÷0.02
Đất sét rất dẻo, đất hữu cơ	≥0.03
Đất sét nén lại với OCR>2	<0.001

(T420 – Soil mechanics- T.WILLIAM LAMBE and ROBERT V.WHITMAN)

- ***Hệ số nén thể tích* : $m_v = a_v/(1+e_o)$**

Tiêu chí mô tả và đánh giá mức độ nén lún đất

Mô tả mức độ nén lún	Hệ số nén thể tích
Rất thấp	< 0.05
Thấp	0.05-0.10
Trung bình	0.10-0.30
Cao	0.30-1.50
Rất cao	> 1.5

I.2. Tính cố kết của đất

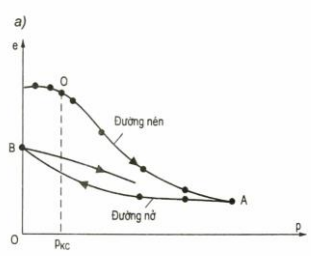
- ***Đất cố kết bình thường, đất quá cố kết và tỉ số quá cố kết***

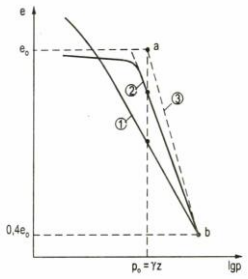
(T116-T120 – Cơ học đất ứng dụng và tính toán công trình trên nền đất theo trạng thái giới hạn)

– **Cố kết:** Quá trình nước lỗ rỗng trong đất dính bão hòa thoát ra do tải trọng tác dụng tăng lên gọi là quá trình cố kết.

Quá trình nén chặt vật liệu trầm tích trong nước trong giai đoạn tạo đất là sự cố kết thấm của đất bão hòa nước: đất chặt lại đồng thời với nước lỗ rỗng thấm thoát ra ngoài.

Đất cố kết bình thường:

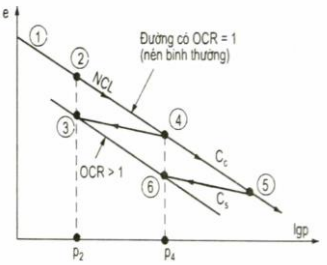




Đường nén đất cố kết bình thường có dạng chung của đường nén chuẩn và có phương trình: $e = e_{oc} – C_c lgp$

Đất cố kết bình thường là đất chưa bao giờ chịu áp lực nén lớn hơn áp lực nén hiện tại. Áp lực hiện tại $P_o = \gamma . z$

(Trong đó: γ - trọng lượng đơn vị của đất nền; z - độ sâu lấy mẫu)



– **Đất quá cố kết:** là loại đất đã được cố kết ổn định dưới tác dụng của một áp lực nén trước p_t với $p_t > p_o$ trong quá khứ.

– Đường nén của đất quá cố kết gồm hai phần: phần thứ nhất phải là đường nén lại trong phạm vi biến thiên áp lực nén từ trị số 0 đến trị số áp lực nén trước p_t. Đường nén lại này có độ dốc bằng độ dốc của đường nở C_s; phần thứ hai phải là đường nén bình thường có độ dốc là C_c khi $p > p_t$.

– Mức độ nén trước càng lớn nếu áp lực nén trước p_t càng lớn, so với áp lực nén hiện tại p_0. Dùng tỉ số nén trước OCR (Overconsolidation ratio) để chỉ mức độ nén trước:
$OCR = p_t/p_o$ - Đất có OCR = 1 là đất cố kết bình thường. Đất có OCR > 1 là đất quá cố kết.

- ***Giá trị và độ tin cậy của thí nghiệm cố kết***

(T 233 - Cơ học đất của R.WHITLOW – Bản dịch tiếng Việt)

– Một số tốc độ lún quan trắc được (Taylor – 1948 và David, Raymond – 1965) cho đất sét cố kết thông thường → Tương tự với dự đoán bằng phương pháp Terzaghi.

– Hầu hết các quan trắc ở hiện trường cho thấy là Tốc độ lún thực Cv thường lớn hơn tốc độ dự đoán bằng bất kỳ thí nghiệm nào đó ở trong phòng, mặc dù giá trị thí nghiệm gia tải dường như gần các giá trị ở hiện trường hơn so với các giá trị của TN nén. Các sự khác nhau này có thể một phần là do ảnh hưởng của các biến đổi về kết cấu đất và các biến đổi từ sự phân bố ứng suất được giả định. Điều kiện thoát nước dị hướng là do có các đặc trưng như : các lớp cát hoặc bùn, phân phiến và nứt nẻ, sự có mặt vật chất hữu cơ hay các lỗ rỗng nhỏ. Ở nơi có tồn tại điều kiện như thế, cần thí nghiệm nhiều mẫu trong hộp nén thủy lực (Hộp nén Rowe và Barden đề xuất năm 1966).

– Ảnh hưởng cố kết thứ cấp trong giai đoạn đầu cũng làm sai lệch số đo của C_v, bởi vì giá trị tỷ lệ của cố kết thứ cấp C_α tăng lên khi bề dày mẫu giảm và dẫn đến biểu hiện thí nghiệm trong phòng rõ ràng hơn thí nghiệm ngoài trời. Giá trị tỷ lệ của cố kết thứ cấp cũng tăng lên khi tỷ số $\Delta\sigma'/\sigma'$giảm xuống (σ': Ứng suất pháp hiệu quả). Vì nguyên nhân này, số gia tăng ứng suất phải luôn[2] bằng giá trị ứng suất hiện có, tức là giá trị ứng suất tác dụng mỗi lần cần được tăng gấp đôi để giữ $\Delta\sigma'/\sigma'$không đổi. Giá trị cố kết thứ cấp trong đất sét cố kết thông thường lớn hơn trong đất sét quá cố kết, mặc dù tỷ số của cố kết thứ cấp với cố kết sơ cấp có thể nhỏ hơn. ***Cố kết thứ cấp lớn nhất trong đất hữu cơ.***

I.3. Tính biến dạng của đất

Dưới tác dụng của tải trọng công trình và trọng lượng bản thân của đất, nền sẽ bị biến dạng và làm cho công trình bị lún. Trong nhiều trường hợp tuy tải trọng công trình tác dụng chưa đạt đến giới hạn về cường độ nhưng đất nền đã bị biến dạng quá lớn làm ảnh hưởng đến sự việc bình thường của nhà và công trình. Độ lún của toàn bộ công trình mà đều thì không gây những ứng suất phụ thêm trong kết cấu của nó, nhưng khi độ lún của từng phần công trình mà khác nhau thì sẽ gây ra các ứng suất phụ cho móng và kết cấu bên trên ảnh hưởng xấu đến độ bền của công trình. Vì vậy khi thiết kế cần phải khống chế độ lún tuyệt đối cũng như độ lún không đều giữa các bộ phận của công trình trong một giới hạn cho phép.

Vì đất là một vật thể phức tạp nên biến dạng của nó phụ thuộc vào biến thiên thể tích lỗ rỗng (Nén, nở) cũng như sự phụ thuộc tính chất biến dạng của bản than của bản than các thành phần hợp thành đất (tính từ biến của cốt đất, tính nén của nước lỗ rỗng và khí). Các loại biến dạng khác nhau của đất và nguyên nhân gây ra chúng có thể hệ thống theo bảng sau.

Trong thực tế cần xác định độ lún của nền đất hoặc móng bao gồm cả biến dạng dư và biến dạng đàn hồi. Tuy nhiên tùy từng trường hợp mà hoặc là biến dạng đàn hồi có ý nghĩa chủ yếu (khi nền đất chịu tải trọng động), hoặc là biến dạng dư có ý nghĩa chủ yếu (như tính móng cứng theo biến dạng của nền).

Các nguyên nhân vật lý chủ yếu của các biến dạng của đất:

Loại biến dạng	Nguyên nhân của biến dạng
Biến dạng đàn hồi: - Biến dạng thể tích - Thay đổi hình dáng	- Lực phân tử đàn hồi của hạt rắn, của nước màng mỏng và của khí. - Lực phân tử đàn hồi của, thay đổi của dạng liên kết cấu trúc
Biến dạng dư (không đàn hồi): - Nén lún - Nở - Từ biến - Biến dạng dư thuần túy	- Giảm thể tích lỗ rỗng - Tác dụng của lực điện phân tử - Sự trượt giữa các hạt - Sự phá hoại kết cấu

Có nhiều nguyên nhân làm cho khối đất bị biến dạng: như sự co ngót do hút nước, sự co khô khi nước bị bốc hơi,… Trường hợp nền đất đã ổn định về lún dưới tác dụng của trọng lượng bản thân thì chỉ có phần tải trọng tác dụng ngoài làm cho nền bị lún. Trong trường hợp nền đất chưa ổn định về lún thì cả do trọng lượng bản thân và trọng lượng công trình đều gây lún. *Ứng suất chính gây ra làm cho nền đất bị nén lún được gọi là ứng suất nén lún.*

Trên thực tế các phương pháp tính toán độ lún ổn định của nền đất dưới tác dụng của ứng suất nén lún đều dựa trên nguyên lý biến dạng tuyến tính của nền đất. Do đó, tải trọng tác dụng lên nền cần được khống chế để đất nền làm việc trong giai đoạn tuyến tính giữa ứng suất và biến dạng. Dưới tác dụng của tải trọng, độ lún của nền đất không đạt ngay giá trị ổn định cuối cùng mà phải trải qua một thời gian dài hay ngắn tùy thuộc theo từng loại đất. Vì vậy ngoài việc tính toán độ lún ổn định còn cần phải xác định diễn biến của lún theo thời gian, đặc biệt là đối với nền đất dính.

Việc xác định **Tính biến dạng** của đất với giả thiết đất là vật thể liên tục biến dạng tuyến tính.

Sự nén chặt đất tạo nên biến dạng của đất nhưng có trường hợp đất có biến dạng nhưng không có sự nén chặt – tức thể tích rỗng không thay đổi.

- **Mô đun biến dạng (có nở hông) E =** $\beta/m_v = \beta/a_o$ với $\beta = 1 - \frac{2\mu^2}{1-\mu}$

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

- **Mô đun biến dạng không nở hông (Mô đun nén 1 trục)**
  E_s hay $M = 1/m_v = (1+e_o)/a_v$

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

- **Mô đun thoát nước:** $E' = (1 - \frac{2\mu'^2}{1-\mu'})\ M' = \beta \cdot M'$
- **Mô đun không thoát nước E_u** (cho đất sét, gia tải không thoát nước) có quan hệ với mô đun biến dạng không nở hông M sau: $E_u = M(1+\mu_u)(1-2\mu')/(1-\mu')$

$E_u = 1.5M\ (\frac{1-2\mu'}{1-\mu'})$

Trong đó: μ_u – hệ số Poisson trong điều kiện không thoát nước, μ_u=0.5(bằng của nước).

(T20 ÷ T22: thí nghiệm đất ở hiện trường và ứng dụng trong phân tích nền móng.)

I.4. Tính lún của nền đất

Theo các số liệu thống kê khoảng 70% các sự cố trong lĩnh vực xây dựng là do lún quá mức cho phép. Độ lún của đất nền dưới nền đất đắp và tải trọng công trình được tính bằng:

- Đối với đất hạt mịn: $S = S_u + S_c + S_s$
- Đối với đất hạt thô: $S = S_u$

Loại đất	Thành phần độ lún tổng của nền đất		
	S_u	S_c	S_s
Cát	Rất cần thiết	Xét chung với độ lún	Không cần
Sét	Cần thiết	Rất cần thiết	Cần thiết
Hữu cơ	Rất cần thiết	Cần thiết	Không cần

Trong đó: S = Độ lún tổng cộng
S_c = Độ lún do cố kết
S_u = Độ lún tức thời
S_s = Độ lún do cố kết thứ cấp

Độ lún tức thì không tạo nên sự thay đổi thể tích của đất nền. Độ lún do cố kết chiếm giá trị lớn và kéo dài theo thời gian. Có sự thay đổi thể tích của lỗ rỗng trong đất và thay đổi theo thời gian nước được thoát ra. Đối với đất đắp có kích thước lớn sự thay đổi của hệ số lỗ rỗng Δ_e, trị số hệ số rỗng ban đầu e_o, chiều sâu lớp đất yếu H_o quyết định trị độ lún cố kết.

Thường phân biệt 3 trường hợp tính lún đối với *đất nền bão hòa nước:*

– ***Độ lún tức thời hoặc độ lún không thoát nước*** $\mathbf{S_u}$ *(Undrainage consolidation settlement)*: Lún trong điều kiện nước trong đất không thể thoát ra hoặc chưa kịp thoát ra.
– ***Độ lún cố kết thấm*** $\mathbf{S_c}$ *(Drainage consolidation settlement):* Lún trong điều kiện nước trong đất có đủ thời gian thoát ra và nước trong đất không còn cản trở sự sắp xếp lại của các hạt đất. Độ lún cố kết thấm là độ lún xảy ra ở giai đoạn đầu của quá trình lún cố kết có tên gọi là Độ lún sơ sinh *(Primary consolidation settlement).*
– ***Độ lún từ biến*** $\mathbf{S_s}$ (Creep settlement) *hay (Lún thứ cấp)*: Lún trong trường hợp sau khi sự thấm, thoát nước lỗ rỗng đã kết thúc và đất là vật thể dẻo – nhớt. Độ lún từ biến xảy ra ở giai đoạn tiếp sau nên được gọi là Độ lún hậu sinh *(Secondary consolidation settlement)*

Khi chịu tải trọng thì tất cả vật liệu rắn đều biến dạng. Trong tất cả các loại đất, thì biến dạng đàn hồi xảy ra hầu như ngay sau khi tải trọng tác dụng; độ lún gây ra bởi quá trình này gọi là *Độ lún tức thời.*

Có tác giả gọi *Độ lún tức thời là Độ lún đàn hồi* (Elastic settlement): là sự biến dạng tức thời của khối đất xảy ra khi đất chịu tải. Trong đất gần như bão hòa hoặc đất dính bão hòa, tải trọng tác động lúc đầu chịu bởi áp lực nước mao dẫn bị đẩy ra từ các khe.

Có tác giả gọi chung Độ lún cố kết thấm và Độ lún từ biến là *Độ lún cố kết* .

- **Lún do cố kết:**

Quá trình cố kết: Trong quá trình trầm tích tự nhiên các loại đất hạt mịn như đất bụi và đất sét đã diễn ra quá trình cố kết – Nước ở giữa các hạt dần dần thoát ra do trọng lượng của các lớp trầm đọng ở trên. Sau một thời gian (có thể là khá nhiều năm), trạng thái cân bằng đạt được và hiện tượng nén dừng lại.

Lún cố kết là một trong những nội dung quan trọng nhất trong các vấn đề địa kỹ thuật nền móng. Những hiểu biết về lún cố kết cùng với các thí nghiệm thích hợp sẽ cho chúng ta tính được tổng lún cũng như tốc độ lún một cách gần với thực tế nhất.

Khi tiến hành xây dựng công trình trên nền đất thiên nhiên thì hiện tượng lún cố kết sẽ phụ thuộc vào bản chất của các lớp đất của nền đất:

+ *Đất chưa cố kết (UC):* ngoài lún cố kết do tải trọng công trình, nền đất vẫn tiếp tục lún do chính bản thân áp lực của cột địa tầng.

+ *Đất hoàn toàn cố kết (CC)*: khi thể tích là hằng số ở trạng thái ứng suất không đổi.

+ *Đất cố kết thông thường (NC):* nền đất chỉ còn phần lún do tải trọng công trình gây ra (Đất hiện nay ở trạng thái tương ứng với áp lực cố kết cuối cùng -Áp lực tiền cố kết)

+ *Đất quá cố kết (OC):* nền đất không những chịu lún do tải trọng công trình gây ra mà còn chịu lún nén lại – Quá trình nén lại Recompressure – (Khi áp lực phủ hiện nay nhỏ hơn áp lực cố kết cuối cùng đôi khi đã có trong quá khứ (Đất ở trạng thái bị gia tải trước hay quá cố kết vì nó bị cố kết trước dưới áp lực Cố kết trước lớn hơn áp lực hiện đang cân bằng).

- **Lún thứ cấp:** xảy ra do điều chỉnh liên tục cốt đất dưới tải trọng kéo dài. Lún thứ cấp là quan trọng nhất đối với các loại sét có độ dẻo cao, các loại đất hữu cơ và có mica. Vì chưa có hiểu biết kỹ về cơ chế của *Lún thứ cấp*, cho nên các dự đoán về lún thứ cấp cần được xem như các dự tính gần đúng mà thôi.

➢ ***Kết luận:***

– *Lún tức thời*: thường xảy ra nhiều ở đất không dính và đất dính không bão hòa.
– *Lún cố kết: xảy ra nhiều trong đất dính hạt nhỏ có độ bão hòa lớn hơn khoảng 80%.*
– *Lún thứ cấp (hay lún từ biến): cần quan tâm chủ yếu trong trầm tích đất có độ dẻo cao hoặc đất hữu cơ.*

Trong quy trình thường bỏ qua Lún thứ cấp, tuy nhiên cần có những nghiên cứu đánh giá thực tế ảnh hưởng của độ lún thứ cấp này đến kết quả xử lý nền đất yếu cũng như sự hình thành và phát triển của nó trong quá trình khai thác nền đường.

– *Lún đàn hồi: bộ phận biến dạng chính đối với đế móng trên đá là lún đàn hồi, trừ khi đá hay các đứt gãy trong đó lộ ra dễ nhận thấy tính chất phụ thuộc vào thời gian.*

Đối với Cầu:

+ *Lún của đất không dính:* xảy ra chủ yếu ngay khi móng chịu tải. Do đó tầm quan trọng của lún đó đối với sự làm việc của phần lớn các kết cấu cầu sẽ không lớn bởi vì lún xảy ra trước khi các bộ phận chính yếu của cầu được xây dựng.

+ Khó mà có được các dự tính chính xác của *Lún đàn hồi* bởi vì các phân tích chỉ dựa trên một giá trị độc nhất của mô đun đất. Do đó, để chọn lựa một giá trị thích hợp cho mô đun đất, cần xem xét ảnh hưởng của các lớp đất, tầng đá gốc ở độ sâu nhỏ và các đế móng gần bên.

+ *Đế móng trên đất dính*: thường tựa trên đất sét quá cố kết và lún có thể dự tính bằng cách dùng lý thuyết đàn hồi hoặc phương pháp mô đun tiếp tuyến. Lún của đế móng trên sét quá cố kết thường xảy ra nhanh hơn, xấp xỉ một cấp hoặc một độ so với đất không cố kết trước và sẽ là hợp lý nếu giả định rằng lún đó xảy ra ngay khi có tải trọng tác động.

+ *Các tính toán để dự kiến lượng thời gian cố kết* dựa trên kết quả các thí nghiệm trong phòng nói chung có khuynh hướng dự tính quá mức thời gian thực tế cần cho việc cố kết ở hiện trường. Dự tính quá mức này là do:

- Có các lớp thoát nước mỏng trong lớp đất chịu nén không quan sát được từ khảo sát lớp dưới mặt, cũng không được xét đến trong tính toán lún;
- Các ảnh hưởng của sự tiêu tán 3 chiều của các áp lực nước mao dẫn ở hiện trường, khác với sự tiêu tán 1 chiều như yêu cầu của các thí nghiệm cố kết trong phòng và như giả định trong các phân tích;
- Các ảnh hưởng của sự không nguyên dạng của mẫu, có chiều hướng làm giảm khả năng thẩm thấu của các mẫu thí nghiệm trong phòng.

Với đất sét, những nghiên cứu mới cho thấy:

- ***Độ lún tức thời***: *là nhỏ, tuy nhiên có khi không phải là nhỏ quá để có thể bỏ qua. Trong một số trường hợp chúng có thể chiếm tới 10% độ lún tổng.* Độ lún tức thời được tính qua mô đun đàn hồi không thoát nước, hay còn gọi là ***Mô đun đàn hồi tức thời*** E_u**.** Mô đun không thoát nước thu được bằng cách thí nghiệm Oedometer (nén 1 trục) hoặc nén 3 trục trong điều kiện không thoát nước; hoặc thu được bằng các tương quan với thí nghiệm hiện trường.
- ***Độ lún từ biến (Hay lún thứ cấp)***: *không nhỏ, nhất là đối với các đất sét yếu, rất yếu. Đôi khi, chúng có thể chiếm tới 40-50% độ lún tổng.*
- ***Độ lún cố kết* thấm *(Hay cố kết sơ cấp):*** là phần chủ yếu, *thường chiếm trên 90%* độ lún tổng. Tuy nhiên, trong *một số ít trường hợp nó chỉ chiếm khoảng 50% độ lún tổng.*

***Độ lún cố kết được tính qua*:**

– Mô đun biến dạng thoát nước E (Hoặc Mô đun biến dạng không nở hông M hay E_s)

– C_c, C_r (Các chỉ số nén).

– Qua đường cong nén ép **e** – **p.**

Với đất cát: tính thấm quá nhanh, do đó *không thể tách rời Lún tức thời và lún cố kết được*. Vì vậy, $S = S_{o+c} + S_t$:

S_{o+c}: là độ lún tức thời và cố kết (Thường hiểu là lún cố kết, vì lún tức thời của cát quá nhỏ, được tính qua mô đun biến dạng E_{o+c}, trị số E_{o+c} sẽ được xác định qua thí nghiệm hiện trường.

I.4.1. Lún tức thời

Độ lún tức thời xảy ra ngay sau khi tải trọng tác dụng nên thường không chú ý đến. Thực tế đã chứng minh không ít trường hợp độ lún tức thời có trị số không nhỏ.

- *Xác định độ lún tức thời bằng công thức lí thuyết đàn hồi*
- *Xác định độ lún tức thời của công trình trên nền đất dính bão hòa nước*
- *Xác định mô đun biến dạng của đất để tính độ lún tức thời*

Hiện nay thường dùng các phương pháp: nén không thoát nước bằng máy ba trục (lấy bằng môđun tiếp tuyến ban đầu). Các thí nghiệm xuyên hiện trường. Nếu không có điều kiện thí nghiệm thì tham khảo trị số cho trong bảng sau:

Nhiều thí nghiệm khảo sát nhận thấy mô đun đàn hồi E_e có quan hệ thống kê với trị số N của thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn SPT.

- *Đối với cát*

– Nếu dùng thí nghiêm xuyên tiêu chuẩn Theo Schmertman (1970) có:

E_e (kN/m^2) = 766.N (trị số N của SPT).

– Nếu dùng thí nghiêm xuyên côn tĩnh (CPT) thì trị số E, xác định theo trị số kháng xuyên tĩnh q_c theo Schmertman và Hartman (1978) có:

Kích thước móng LxB	Cát	
	Nén bình thường (NC)	**Nén quá (OC)**
L/B = 1	$E_e = 2.5\ q_c$	$E_e = 5\ q_c$
L/B >1	$E_e = 3.5\ q_c$	$E_e = 7\ q_c$
Chú ý: E_e và q_c có cùng đơn vị kN/m^2		

- *Đối với đất dính*

Đối với đất hạt mịn, dùng môđun biến dạng không thoát nước E_u thay cho E, để tính độ lún tức thời: theo Schmertman và Hartman (1978). Trị số E có quan hệ với lực dính không thoát nước c_u

	Đất nén bình thường (NC)	**Đất nén quá (OC)**
$c_u = (q_c - \sigma_{zd})/N_k$ (σ_{zd}=ứng suất bản thân tính đến độ sâu thí nghiệm)	N_k = 15÷21 E_e = (250 ÷ 500) Cu	N_k = 24÷30 E_e = (750 ÷ 1000) Cu
Chú ý: N_k là hệ số của côn ; E_u và C_u có cùng đơn vị kN/m^2		

- *Các trị số mô đun đàn hồi tham khảo dùng để tính lún tức thời* E_e

Loại đất	**E_e (E_u)**
Cát xốp	10.35-24.15
Cát chặt vừa	17.25-27.6
Cát chặt	34.5-55.2
Á cát	10.35-17.25
Cát lẫn sỏi	69-172.5
Đất sét mềm	4.1-20.7
Đất sét cứng vừa	20.7-41.4
Đất sét cứng	41.4-96.6
Số liệu lấy theoBraja M.Das.Principles of Foundation Engineering, Third Edition-1995	

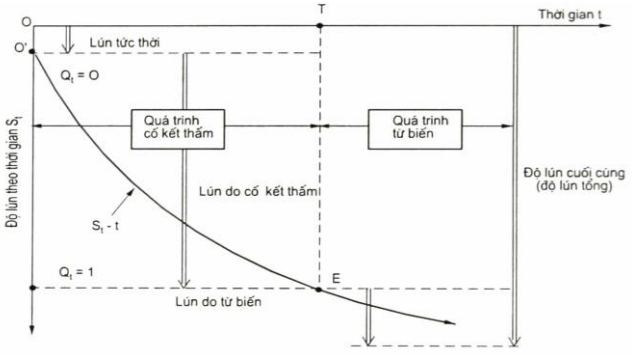
➢ *Xác định độ lún tức thời bằng số liệu thí nghiệm nén không nở hông*

➢ *Tính độ lún ổn định theo lí thuyết biến dạng tuyến tính*

(Xem kỹ hơn tại T368÷T376 - Cơ học đất ứng dụng và tính toán công trình trên nền đất theo trạng thái giới hạn – Giáo sư tiến sỹ địa kỹ thuật Phan Trường Phiệt)

I.4.2. Lún cố kết thấm

Lún do cố kết thấm thường được gọi tắt là lún cố kết thấm. Lún cố kết thấm xảy ra trong một thời gian nhất định hoặc dài hoặc ngắn tùy thuộc tính thấm nước của đất và điều kiện biên về thoát nước.



Trị số S_c được quy ước gọi là *Độ lún cố kết thấm ổn định* hay gọi tắt là *độ lún ổn định.*Quá trình lún theo thời gian thể hiện rất rõ ràng đối với đất hạt mịn. Ngược lại đối với đất hạt thô, ví dụ đối với đất cát, quá trình lún kết thúc quá nhanh. Do đó trong thực tế tính toán: thường gộp độ lún ổn định $\mathbf{S_c}$ của đất cát với độ lún tức thời $\mathbf{S_u}$.

Xác định hệ số cố kết C_v bằng thí nghiệm nén không nở hông

Theo định nghĩa, C_v được tính theo công thức:

$$C_v = \frac{k(1+e_o)}{a\gamma_n}$$

Muốn tính được C_v phải có các trị số hệ số rỗng ban đầu của đất e_0, hệ số nén lún a, hệ số thấm k. Các sai số mắc phải khi tính e_0, a, k hợp thành sai số lớn khi tính Cv theo công thức trên. Hiện thường dùng hai phương pháp: phương pháp Taylor và phương pháp Casagrande.

Hai phương pháp đã nêu đều có một mục đích là xác định hệ số cố kết C_v và đều có giá trị thực tiễn như nhau, tuy nhiên, tùy trường hợp mà sử dụng phương pháp $\sqrt{t}$ hoặc phương pháp lgt hoặc dùng đồng thời cả hai phương pháp.

a) Nói chung phương pháp lgt cho trị số C_v lớn hơn so với trị số C_v xác định theo phương pháp $\sqrt{t}$.

b) Xác định trị số độ lún tức thời từ trị số $Q_t = 0$ theo phương pháp $\sqrt{t}$ là chính xác hơn phương pháp lgt.

c) Trong thực tế thí nghiệm, mỗi cấp tải trọng kéo dài từ 24h đến 48h thì dùng phương pháp $\sqrt{t}$ để xác định Q_t.

(Xem kỹ hơn tại T396÷T412 - Cơ học đất ứng dụng và tính toán công trình trên nền đất theo trạng thái giới hạn – Giáo sư tiến sỹ địa kỹ thuật Phan Trường Phiệt)

I.4.3. Lún từ biến

1. Từ biến

Từ biến là quá trình biến dạng của vật liệu theo thời gian dưới tải trọng tác dụng không đổi. Từ biến của đất nền liên quan đến các công trình xây dựng, được biểu hiện trong nhiều hiện tượng như: lún kéo dài của nhà và công trình, chuyển vị tường chắn, mất ổn định các sườn dốc, lún bề mặt đất liên quan đến xây dựng và khai thác các công trình ngầm,… và có thể quan sát thấy trong khoảng thời gian cỡ tuổi thọ của công trình.

2. Phương pháp thí nghiệm trong phòng xác định đặc trưng từ biến

+ Từ biến của đất: Tất cả các loại đất loại sét yếu đến đá cứng qua các số liệu thí nghiệm đều có các biểu hiện biến dạng theo các quy luật chung của từ biến. Dạng từ biến và vai trò của chúng trong tổng biến dạng từ biến được quyết định bởi loại đất, chính xác hơn là bởi bản chất liên kết kiến trúc của đất.

+ Dưới tác dụng của tải trọng nén, đất chịu biến dạng thể tích. Biến dạng thể tích của đất dưới tải trọng có thể phân biệt thành hai dạng:

Dạng biến dạng thứ nhất: gọi là *biến dạng thấm* vì liên quan đến quá trình thoát nước lỗ rỗng ra khỏi đất và quá trình này gọi là *cố kết thấm.*

Dạng biến dạng thứ hai: liên quan đến quá trình *biến dạng của khung đất*, sự trượt cắt của mối liên kết giữa các hạt đất, cụ thể là sự biến dạng của màng nước liên kết chặt trên bề mặt các hạt khoáng tạo đất.

+ Có thể thấy rằng:

- Đất loại sét với mức độ nén chặt bình thường hoặc chưa bị nén chặt*: biến dạng thấm chiếm ưu thế*, vượt trội hơn biến dạng khung đất vì độ lỗ rỗng của chúng là lớn.
- Đất loại sét càng bị nén chặt: càng có kết cấu chặt xít, biến dạng thấm càng nhỏ đi và thay thế bằng *biến dạng trượt khung.*

+ Quá trình biến dạng thấm được nghiên cứu và mô hình hóa đầu tiên bằng lý thuyết cố kết thấm của Terzaghi trong đất bão hòa nước. Lý thuyết này giả thuyết rằng: cố kết thấm xảy ra do sự thoát nước ra khỏi các lỗ rỗng của đất dưới tác dụng của ngoại tải và quá trình thoát nước lỗ rỗng tuân theo định luật thấm của Darcy.

+ Các số liệu thực nghiệm cho thấy: tồn tại một độ bền cấu trúc σ_{ct} và đất chỉ biến dạng khi tải trọng ngoài vượt quá áp lực này. Một yếu tố khác cũng ảnh hưởng đến quá trình cố kết là gradient áp lực ban đầu i_o tương đương với sức căng bề mặt của màng nước liên kết trên bề mặt hạt đất và quá trình thấm thoát nước lỗ rỗng chỉ xảy ra khi gradient thủy lực của nước lỗ rỗng vượt quá giá trị này. Biến dạng khung đất phát triển theo thời gian do sức kháng nhớt của mối liên kết giữa các hạt khoáng tạo đất, không liên quan gì đến quá trình thoát nước lỗ rỗng và chỉ liên quan đến nước liên kết phân bố trên bề mặt.

+ Tương quan giữa biến dạng thấm và biến dạng khung đất trong quá trình cố kết của đất, tồn tại 2 quan điểm:

- Quan điểm 1: Hai dạng biến dạng này xảy ra đồng thời trong suốt quá trình cố kết ngay từ khi bắt đầu tác dụng tải trọng.

- Quan điểm 2: Quá trình biến dạng thể tích của đất dưới tải trọng bắt đầu bằng quá trình cố kết thấm và quá trình biến dạng trượt khung đất chỉ xảy ra sau khi cố kết thấm đã kết thúc tức là khi áp lực nước lỗ rỗng tiêu tán hết và toàn bộ tải trọng ngoài

chuyển thành áp lực hữu hiệu. ***Quá trình cố kết thấm được gọi là Cố kết nguyên sinh*** (Cố kết thứ nhất) và ***quá trình biến dạng sau chúng là Cố kết thứ sinh*** (Cố kết thứ hai) và thường gọi là ***quá trình Cố kết từ biến***. Trong thực tế: Cố kết thấm và Cố kết từ biến có thể xảy ra đồng thời, song hiển nhiên là giai đoạn cố kết đầu thì Cố kết thấm chiếm ưu thế và chủ yếu. Khi đất bị nén chặt đáng kể, nước trọng lực đã bị ép hết ra ngoài, nước trong đất chỉ còn lại là nước liên kết và từ đây quá trình trượt khung đất diễn ra thay thế hoàn toàn cố kết thấm và quá trình Từ biến bắt đầu.

+ Phân biệt quá trình biến dạng của đất thành 2 giai đoạn liên tục, kế tiếp nhau làm thuận tiện hơn cho công tác mô hình hóa mô phỏng chúng, xác định các đặc trưng biến dạng của từng giai đoạn cố kết và áp dụng cho các giai đoạn tính toán nền móng, dự báo độ lún của công trình.

+ *Dấu hiệu xác nhận thời điểm chuyển tiếp từ cố kết thấm sang cố kết từ biến:* sự phân tán áp lực nước lỗ rỗng tới 0.

3. Đặc trưng tính chất từ biến của đất

- *Từ biến của đất*: được nghiên cứu thông qua mối quan hệ giữa biến dạng và thời gian ở các cấp tải trọng khác nhau. Đường cong biểu diễn quá trình cố kết từ biến là một đoạn trên đường cong, biến dạng cố kết bắt đầu từ khi cố kết thấm đạt 100%.

Hệ số cố kết từ biến được tính theo biểu thức sau: $\mathbf{C_\alpha = de/dlgt}$

Nếu xem đoạn đường cong từ biến là đường thẳng trong khoảng thời gian từ t_2 đến t_1 thì:

$$C_\alpha = \Delta e/lgt_2/t_1$$

- *Hệ số cố kết từ biến C_α*: không phải là hằng số, mà thay đổi tùy thuộc vào giá trị tải trọng tác dụng và cũng thay đổi ngay trong thời gian tác dụng của một bậc tải. Kết quả thí nghiệm nén không nở hông cho thấy rõ điều này:

Giá trị C_α rất nhỏ khi: $\sigma << \sigma_c$ — Giá trị C_α tăng theo thời gian cố kết khi: $\sigma \sim \sigma_c$

Giá trị C_α tăng lên khi: $\sigma \rightarrow \sigma_c$ — Giá trị C_α theo thời gian giảm dần khi: $\sigma > \sigma_{c\alpha}$

- ***Phương pháp thí nghiệm trong phòng xác định hệ số cố kết từ biến của đất:***
  - *Nguyên tắc chung:*

Bản chất của PP dựa trên giả thiết về quá trình cố kết 2 giai đoạn: Giai đoạn cố kết thấm và giai đoạn cố kết từ biến.

Thí nghiệm nén xác định hệ số cố kết từ biến C_α nên được tiến hành song song đồng thời với thí nghiệm xác định các thông số cố kết thấm trên cùng 1 mẫu đất sử dụng cho thí nghiệm.

Khi nền đất gồm nhiều lớp, nên chọn lựa để thí nghiệm cố kết từ biến cho các lớp được dự đoán có lượng lún từ biến là lớn.

– *Về phương pháp:* PP nén một trục không nở hông có hoặc không đo áp lực nước lỗ rỗng.

– *Về trang thiết bị:*

Đối với thí nghiệm không đo áp lực nước lỗ rỗng: thiết bị và dụng cụ thí nghiệm tuân thủ các yêu cầu quy định trong tiêu chuẩn TCVN 4200:2012.

Đối với thí nghiệm đo áp lực nước lỗ rỗng: thiết bị và dụng cụ thí nghiệm ngoài các yêu cầu quy định trong tiêu chuẩn TCVN 4200:2012, cần thêm các yêu cầu sau: Hộp nén phải có cấu tạo đặc biệt tạo thành một hệ kín tránh tổn hao áp lực, cho phép đo được áp lực nước lỗ rỗng với độ chính xác chấp nhận được và có bộ phận đo áp lực nước lỗ rỗng với cơ cấu thích hợp.

– Về mẫu đất thí nghiệm: như mẫu đất đã sử dụng trong thí nghiệm song song xác định các thông số cố kết thấm.

– *Về quy trình thí nghiệm:*

Mẫu đất thí nghiệm xác định hệ số cố kết từ biến được nén ở cấp tải trọng nén tương đương với phụ tải phát sinh trong đất trong quá trình chịu tải lâu dài, thường bằng giá trị phụ tải tại giữa lớp đất gây lún cần dự báo độ lún cố kết từ biến.

Dữ liệu đo ghi trong quá trình thí nghiệm: là biến dạng lún của mẫu đất tương đương với thời gian. Thời điểm đo ghi cần tính toán như thế nào để có thể sử lý số liệu cố kết thấm theo cả 2 PP Taylor và Casagrande.

Đối với các thí nghiệm có đo áp lực nước lỗ rỗng, áp lực nước lỗ rỗng cũng được ghi đồng thời với biến dạng lún cho đến khi triệt tiêu hoàn toàn.

Thời điểm đo ghi có thể như sau:

15”,30”,45”,1’,1.5’,2’,2.5’,3’,3.5’,4’,5’,6’,7’,8’,9’,10’,12’,14’,16’,18’,20’,25’,30’40’,50’, 1h,1.5h,2h,2.5h,3h,3.5h,4h và sau đó qua mỗi một giờ cho đến khi hết giờ làm việc. Các ngày tiếp theo, đo ghi tiến hành tại đầu và cuối giờ làm việc cho đến khi độ lún được xem là ổn định.

Điều kiện ổn định lún cho thí nghiệm xác định các thông số biến dạng từ biến: là biến dạng lún của mẫu đất thí nghiệm không quá 0.001mm trong 96h (4 ngày đêm).

– *Về chỉnh lý các dữ liệu thí nghiệm:*

Các thông số cơ bản được xác định: thông số cố kết thấm và thông số cố kết từ biến. Các thông số đặc trưng cho quá trình cố kết từ biến: Thời gian kết thúc cố kết thấm (Hoặc thời gian bắt đầu cố kết từ biến) t_{th} và Hệ số cố kết từ biến C_α.

Thời gian kết thúc cố kết thấm hoặc thời gian bắt đầu cố kết từ biến (t_{tb}) được xác định theo 3 cách sau đây:

Cách 1: Tại thời điểm giá trị áp lực nước lỗ rỗng U giảm đến 0 trên đồ thị biểu diễn áp lực nước lỗ rỗng theo thời gian U= f(t).

Cách2: Theo PP Taylor hoặc theo PP Casagrade (TCVN4200:2012). Thuận tiện hơn là PP Casagrade S=f(logt) vì cho phép xác định trực tiếp t_{100}(Tại đó mẫu đất đã cố kết được 100%).

Cách 3: Xem như cố kết thấm đã hoàn toàn kết thúc sau 24h kể từ thời điểm tác dụng áp lực nén.

Hệ số cố kết từ biến C_α được xác định trên đồ thị biểu diễn quan hệ Hệ số rỗng (Biến dạng lún) – Logt với giả thiết cho rằng quan hệ trong khoảng thời gian Δt đang xét là tuyến tính và được tính theo công thức:

$C_\alpha = \Delta e/\Delta lgt$ và $\alpha_c = \Delta €/\Delta lgt$

Trong đó Δe, Δ€ là gia số của hệ số rỗng và biến dạng tương đối trong khoảng thời gian Δt kể từ khi cố kết thấm kết thúc.

Một cách tổng quát, hệ số cố kết từ biến chính là độ dốc của tiếp tuyến với đường cong quan hệ e (€)=f(lgt) trong đoạn cố kết từ biến. Ta có: $\alpha_c = C_\alpha/(1+e_o)$.

Để thuận tiện cho việc tính toán nên chọn khoảng thời gian $\Delta t=t_2-t_1$ với t_2 gấp 10 lần t_1 vì khi ấy ta có $lg(t_2/t_1)=1$.

4. Tính toán dự báo độ lún từ biến

Độ lún của đất nền dưới tải trọng sẽ là: **$S = S_{tt} + S_t + S_{tb}$**

Trong đó:

- S: Độ lún của nền đất dưới tải trọng
- S_{tt}: Độ lún tức thời
- S_t: Độ lún cố kết thấm
- S_{tb}: Độ lún cố kết từ biến

Độ lún cố kết từ biến được dự báo theo công thức sau:

$$S_{tb} = C_\alpha H \, lg(t/t_{th})/(1+e_{th})$$

Trong đó:

- S_{tb}: Độ lún cố kết từ biến
- H: Bề dày lớp gây lún cần tính toán độ lún từ biến
- C_α: Hệ số cố kết từ biến
- t: Thời gian cần tính toán độ lún có kể đến từ biến
- t_{th}: Thời gian kết thúc cố kết thấm
- e_{th}: Hệ số rỗng của đất tại thời điểm kết thúc cố kết thấm

Đối với nền có nhiều lớp, độ lún do từ biến của nền đất dưới tải trọng là tổng của các độ lún từ biến của từng lớp. Thời gian kết thúc cố kết thấm t_{th} tính toán được cho từng lớp đất gây lún, khi độ cố kết thấm đạt 100% theo phương pháp tính toán độ lún cố kết thấm theo thời gian.

Thời gian cần thiết t để tính toán dự báo độ lún từ biến được chọn xuất phát từ yêu cầu sử dụng công trình, thường là tuổi thọ của chúng (ví dụ cho nhà dân dụng khoảng 50-100 năm).

I.5. Đánh giá tính nén trong thực tế

(Foundation Engineering – Ralph B.Peck-Walter E.Hanson-Thomas H.Thornburn)

– ***Trầm tích sét chịu tải bình thường và không cực nhạy:*** Có thể đánh giá tính nén với mức chính xác hợp lý bằng một trong 3 phương pháp sau:

+ Tiến hành thí nghiệm cố kết của mẫu nguyên dạng và xác định đường cong hiện trường K như đã nêu trên hình .

+ Tiến hành thí nghiệm cố kết trên mẫu phá hoại hay chế bị lại và xác định tương tự đường cong ngoài trời K như đã nêu trên hình.

+ Nếu không tiến hành thí nghiệm cố kết, có thể đánh giá trị số nén dựa trên giới hạn chảy và quan hệ thống kê theo phương trình Cc = 0.009(LL-10).

– ***Đất sét là cực nhạy:*** Tính nén thực có thể lớn hơn nhiều tính nén được xác định theo bất kỳ phương pháp nào, trừ khi thí nghiệm cố kết được xác định trên mẫu giữ được nguyên dạng tốt nhất.
– ***Đất sét bị gia tải trước:*** Tính nén tại áp lực nhỏ hơn áp lực cố kết trước có thể nhỏ hơn nhiều so với tính nén của đất sét chịu tải bình thường có các đặc trưng khác tương tự. Ngay cả với mẫu không nguyên dạng tốt nhất, độ lún tính được từ thí nghiệm cố kết có thể là quá lớn.
– ***So với thực tế:*** Mẫu sét thí nghiệm cố kết trong phòng chịu gia tải tăng nhanh hơn nhiều so với trầm tích. Thí nghiệm trong phòng, thời gian mẫu sét chịu mỗi lượng tăng tải nhiều nhất là vài ngày, trong khi thời gian tồn tại của công trình đặt trên trầm tích sét có thể là vài năm. Vì những lí do đó và những sự khác nhau khác, độ lún dự tính và độ lún thực tế có thể khác nhau nhiều. Kinh nghiệm đã chỉ ra rằng, việc dự đoán độ lún cuối cùng, đặc biệt ở trên trầm tích mềm yếu là những bước quan trọng trong thiết kế và khi có sự xét đoán hợp lý, thì có thể dựa vào các tính toán đó. Tuy nhiên, độ lún cuối cùng của một trầm tích sét khi tải trọng thay đổi không xảy ra tức thì mà thường phát triển từ trong nhiều tháng, nhiều năm. Vì vậy, trong thực tế cũng cần đánh giá tốc độ lún. Độ lún xảy ra thường chậm sau khi tăng tải chủ yếu là do sức cản dòng thấm của các lỗ rỗng của sét.

I.6. Một số nhận xét về kết quả thí nghiệm và sử dụng

(T190 – Cẩm nang dùng cho kỹ sư địa kỹ thuật)

Lý do cố kết của Terzaghi (năm 1925), Ông đã đưa ra lý thuyết đánh giá cố kết sơ cấp với các giả thuyết như sau:

– Đất bão hòa hoàn toàn và đồng nhất.
– Cả nước và hạt đất đều không chịu nén.
– Dùng định luật Darcy cho dòng thấm.
– Sự thay đổi thể tích là 1 chiều theo hướng của ứng suất tác dụng.
– Hệ số thấm theo hướng này là hằng số.
– Sự thay đổi thể tích tương ứng sự thay đổi hệ số rỗng và $\partial e/\partial \sigma$ luôn là hằng số.

Thực tế thấy rằng: những điều kiện áp dụng và các hạn chế nội tại của thí nghiệm cũng như của cơ sở lý thuyết.

✓*Các thông số tính lún* C_c, m_v *hoặc* E_o: khá dễ dàng khai thác từ thí nghiệm. Kết quả quan trắc thực tế thấy rằng, chỉ cần một số hiệu chỉnh cho đúng các điều kiện làm việc, thì kết quả tính toán độ lún dưới các kết cấu là khá sát với thực tế.

✓*Với hệ số cố kết* C_v: ta thấy ngay từ cơ sở lý thuyết đã rất phức tạp. Một số giả thuyết được áp dụng mà phần lớn trong số đó khó phù hợp ở điều kiện thực tế (Ví dụ: như với điều kiện đất đồng nhất, đẳng hướng, thoát nước thẳng đứng là khác xa thực tế của các trầm tích sông, hồ, ở đó đất được phân lớp mạnh và có các vỉa cát bụi, cát pha xen kẹp.

Một số loại đất lại có cấu trúc đặc biệt (như nứt nẻ) thì cần xác định hệ số C_v ở hiện trường theo biểu thức sau:

$$C_v = \frac{K}{\gamma_w m_v} = \frac{kE_o}{\gamma_w}$$

✓ Đất [illegible] hoá [illegible]ong hóa nhiệt đới: đường cố kết theo thời gian thường không thể lập được như lý thuyết, vì đất thường có cấu trúc hở (nứt nẻ) và không bão

hòa. Do đó, khi mẫu thí nghiệm cho ngập trong nước thì cấu trúc của đất biến đổi, bị lún sụt hoặc trương nở làm vỡ kết cấu đất. Tất cả các vấn đề nêu trên đều nằm ngoài các giả thuyết của lý thuyết cố kết Terxaghi.

Trong trường hợp này, chỉ nên xác định các thông số liên quan đến tính toán độ lún tuyệt đối C_c, m_v hoặc E_o. Nên thí nghiệm nhiều mẫu trong điều kiện khác nhau như sau:

- Dao vòng đầu tiên thí nghiệm: không cho bão hòa nước.
- Dao vòng thứ 2: chỉ cho bão hòa nước ở cấp áp lực cuối cùng.
- Dao vòng thứ 3: cho bão hòa nước 2 cấp cuối cùng và cứ như thế cho đến cấp đầu tiên.

Như vậy, ta có thể xác định được đặc trưng nén lún ở điều kiện tự nhiên của đất. Nhìn chung, quan niệm về giá trị C_v không có ý nghĩa cho đất không bão hòa nước hoàn toàn, nên việc dự báo thời gian cố kết cho loại đất này, không thể xác định được qua thí nghiệm. Tuy nhiên, độ lún của đất tàn tích diễn ra nhanh nên vấn đề thời gian cố kết không cần thiết, trường hợp tương tự cũng như xảy ra với đất hoàng thổ.

II .THÍ NGHIỆM GIA TẢI LIÊN TỤC

Nghiên cứu đặc tính cố kết của đất có ý nghĩa hết sức quan trọng trong việc tính lún nền móng công trình. Ở Việt Nam hiện nay hầu hết việc xác định đặc tính cố kết của đất chỉ được thực hiện theo phương pháp nén cố kết gia tải từng cấp.

Một số loại phương pháp gia tải liên tục có thiết bị: chủ yếu là một buồng nén thủy lực như hộp nén Rowe, việc điều hành và giám sát được trợ giúp bằng máy tính là đặc trưng cốt yếu của các loại thí nghiệm này. Các thí nghiệm này cho được một đường cong liên tục e – σ’ hay e - lg σ’với sự phong phú các điểm vẽ đồ thị vì thế có được số liệu tin cậy cao, một số thí nghiệm sẽ rẻ tiền hơn so với thí nghiệm gia tải từng cấp.

II.1. Các loại thí nghiệm gia tải liên tục

Các dạng thí nghiệm gia tải liên tục bao gồm các loại chính như sau:

+ Thí nghiệm tốc độ biến dạng là hằng số (CRS)

+ Thí nghiệm tốc độ gia tải là hằng số(CRL)

+ Thí nghiệm gradien là hằng số(CG)

+ Thí nghiệm hệ số áp lực nước lỗ rỗng là hằng số (CPR)

(Xem cụ thể từng loại thí nghiệm trong Whitlow tập II)

❖ ***Ưu điểm***

+ Có thể giảm khoảng thời gian để hoàn thành thí nghiệm

+ Có thể chọn tốc độ thí nghiệm, vì thế đất có hệ số thấm cao hơn có thể thí nghiệm nhanh hơn(chọn khoảng 2 h đối cho đất Kaolin hay 48h cho một số đất sét khác)

+ Trình tự gia tải: có thể tự động hóa

+ Các số liệu liên tục về ứng suất, biến dạng, thời gian được thu thập sẽ cung cấp các tài liệu rõ nét và tin cậy hơn.

+ Kiểm tra được độ bão hòa của mẫu nên tăng cường được tính chính xác trong tính toán theo lý thuyết cố kết thấm của Terzaghi.

+ Có thể làm được nhiều cách thức gia tải và tiêu chuẩn như: Tốc độ biến dạng không đổi, tốc độ tăng ứng suất là không đổi, hệ số áp lực nước lỗ rỗng là không đổi,…

+ Ghi chép tự động các số liệu và giám sát kỹ thuật dễ dàng.

+ Dễ dàng giảm số liệu, nhất là khi dùng máy tính để in và vẽ đồ thị.

❖ ***Nhược điểm***: thiết bị yêu cầu thường là phức tạp, đắt tiền và đòi hỏi các kỹ thuật viên được huấn luyện tốt để thao tác thí nghiệm.

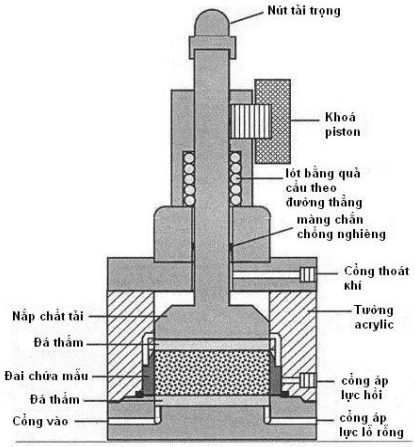
II.2. Thí nghiệm tốc độ biến dạng là hằng số (CRS – D4186 hoặc JIS A1227)

Các kết quả nghiên cứu trong - ngoài nước và ưu, nhược điểm của phương pháp

Các đóng góp đáng kể đối với phương pháp thí nghiệm nén cố kết theo tốc độ biến dạng không đổi đã được thực hiện từ năm 1964 qua các công trình của Crawford, 1964 [10], Byrne, 1969 [6], Smith, 1969 [42] và Wissa, 1971 [58] đặt nền tảng cho lý thuyết cố kết tốc độ biến dạng không đổi.

Mô hình thiết bị cố kết CRS

Sơ đồ thí nghiệm được thực hiện theo tiêu chuẩn ASTM D4186-2012 [2] hoặc JIS A1227-2009 [22], với sơ đồ nguyên lý của thiết bị thí nghiệm như thể hiện ở hình trên. Mẫu đất (giới hạn cho trầm tích Holocene ở Việt Nam) được đưa vào hộp nén và thực hiện nén cố kết một chiều với tốc độ biến dạng không đổi được điều khiển tự động thông qua sensor đo chuyển vị LVDT (Linear Variable Displacement Transducer). Trong quá trình nén với tốc độ biến dạng không đổi, áp lực nước lỗ rỗng ở đáy mẫu cũng được đo một cách tự động.



Hiện nay, phương pháp CRS đã được áp dụng như là một phương pháp thí nghiệm nén cố kết tiêu chuẩn ở các nước Anh, Mỹ, Thụy Điển,…

II.2.1.Các kết quả nghiên cứu trong nước và ngoài nước

➢ ***Kết quả nghiên cứu trong nước***

– Đặng Công Thuận, 2005 đã nghiên cứu ứng dụng phương pháp thí nghiệm nén cố kết với tốc độ biến dạng không đổi (CRS) cho đất sét yếu đồng bằng sông Cửu Long;

– Suzuki & Nguyễn Công Oanh, 2011, 2013 đã báo cáo một số kết quả có được từ thí nghiệm CRS cho đất sét yếu, tuy nhiên không có phân tích tính toán sử dụng trực tiếp số liệu CRS này cho bài toán cố kết có sử dụng bấc thấm PVD kết hợp gia tải trước/chân không;

– Đào Thị Vân Trâm và cộng sự, 2013 đã sử dụng kết quả thí nghiệm CRS cho bài toán phân tích hố đào sâu trong đất yếu ở Thị Vải, kết quả cho thấy rằng dùng thí nghiệm CRS là phù hợp;

– Nguyễn Công Oanh, 2019 đã công bố một số dữ liệu liên quan đến ứng dụng kết quả thí nghiệm CRS vào phân tích bài toán cố kết có sử dụng bấc thấm đứng đối với các công trình ở Việt Nam (Tương quan giữa áp lực tiền cố kết từ thí nghiệm CRS và thí nghiệm IL; Tương quan giữa áp lực tiền cố kết với tốc độ biến dạng trong thí nghiệm CRS,…)

(Xem kỹ hơn trong đề tài của các tác giả đã nêu ở trên)

➢ ***Kết quả nghiên cứu ngoài nước***

– Nghiên cứu của Byrne, 1969, Smith, 1969 và sau đó là Wissa, 1971 đã đưa ra cơ sở lý thuyết cho thí nghiệm CRS;

– Umehara, 1983 sử dụng kết quả thí nghiệm CRS trong bài toán tính toán độ lún cho đê chắn sóng ở Nhật Bản xây dựng trên đất sét yếu có thành phần bụi chiếm đa số đã kết luận rằng thí nghiệm CRS phù hợp trong việc xác định các thông số tính toán cho bài toán cố kết với đất có tính thấm tương đối lớn.

– Suzuki, 2004, 2008, đã báo cáo các ứng dụng thành công thí nghiệm CRS vào phân tích độ lún mặt cho các công trình có sử dụng bấc thấm kết hợp gia tải trước là sân bay Kansai ở vịnh Osaka, dự án san lấp mặt bằng tại quận Isogo, Yokohama, Nhật Bản, đê biển ở cửa sông Banjarmasin, đảo Kalimantan, Indonesia vào tính toán độ lún của công trình san lấp mặt bằng và xử lý nền tại Nhật Bản;

– Hiện nay thí nghiệm này đã được đề cập trong tiêu chuẩn về phương pháp thí nghiệm theo ASTM D4186-2012 và JIS A1227-2009;

– Nghiên cứu của Umehara, 1975,1979 để xác định các thông số cố kết cho đất sét yếu có kể đến ảnh hưởng của trọng lượng bản thân mẫu;

– Nghiên cứu của Leroueil, 1983 ảnh hưởng của tốc độ biến dạng lên áp lực tiền cố kết trên nhiều loại thí nghiệm khác nhau trong đó có thí nghiệm CRS;

– Nhiều nhà nghiên cứu tin rằng: đường cong ứng suất biến dạng có được từ thí nghiệm CRS không thể áp dụng vào thực tế tính toán cho bài toán cố kết. Leroueil, 1983 và Korhonen, 1997 đã báo cáo rằng áp lực tiền cố kết theo PP truyền thống IL gần với giá trị thực tại hiện trường hơn là từ thí nghiệm CRS;

– Gorman, C. T. 1976 và 1981 đề xuất tốc độ biến dạng đảm bảo tỷ số áp lực nước lỗ rỗng đối với ứng suất tổng u_b/σ_v biến thiên từ 3 % đến 30 % ở giai đoạn ứng suất lớn hơn áp lực tiền cố kết trong quá trình thí nghiệm. Jia et al. 2010 sử dụng tốc độ biến dạng 0.02 %/phút và 0.20 %/phút cho 114 mẫu thí nghiệm CRS trên đất sét Ariake, Nhật Bản và báo cáo rằng với tốc độ biến dạng 0.02 %/phút thì kết quả thí nghiệm CRS cho các giá trị áp lực tiền cố kết và hệ số cố kết Cv tương thích với các giá trị có được từ thí nghiệm IL.

– Chai, J. C. et al. 2012 nghiên cứu tính dị hướng trong ứng xử cố kết của mẫu đất sét yếu Ariake, Nhật Bản và kết quả cho thấy rằng tỷ số hệ số thấm ngang đối với hệ số thấm đứng dao động từ 1.54 đến 1.65 trên mẫu đất nguyên dạng dưới tốc độ biến dạng 0.02 %/phút và 0.20 %/phút.

– Ozer, A.T., 2012 đề xuất phương pháp bán thực nghiệm để xác định tốc độ biến dạng thích hợp cho CRS dựa trên thí nghiệm IL.

– Kassim et al., 2016 đã đề xuất một số tiêu chuẩn để lựa chọn tốc độ biến dạng cho thí nghiệm CRS dựa vào thành phần hạt sét trong đó có kết luận rằng với giá trị tốc độ biến

dạng thấp dẫn đến giá trị hệ số cố kết C_v(CRS) cao một cách bất hợp lý. Tốc độ biến dạng chuẩn hóa hợp lý được đề xuất nằm trong khoảng 35 % đến 68 % tỷ lệ phần trăm hàm lượng hạt sét, tức tốc độ biến dạng rơi vào khoảng 0.0125 mm/phút đến 0.1000 mm/ phút (tương đương 0.049 %/phút đến 0.390 %/phút).

– Mesri, G. 2018 đề xuất tốc độ biến dạng có giá trị dao động từ 1 đến 10 lần tốc độ biến dạng ở thời điểm kết thúc cố kết sơ cấp để đảm bảo rằng tỷ số áp lực nước lỗ rỗng đối với ứng suất tổng u_b/ σ_v nhỏ hơn 15 %.

Các nghiên cứu chỉ thực hiện trên mẫu nguyên dạng trong phòng thí nghiệm và không có sự kiểm chứng với kết quả quan trắc hiện trường trên công trình thực để xác định tính đúng đắn của tốc độ biến dạng lựa chọn.

II.2.2 Ưu, nhược điểm.

Một số ưu điểm của PP CRS cố kết 1 chiều và gia tải liên tục so với PP nén cố kết 1 chiều và gia tải từng cấp IL:

+ Thời gian thí nghiệm nhanh, chỉ mất thường từ 2 đến 48 h (Tùy từng loại đất), còn IL mất từ 8 đến 10 ngày.

+ Đường cong nén lún e – lgp là đường cong trơn liên tục dễ dàng xác định Áp lực tiền cố kết.

+ Hệ số C_v và m_v được xác định tại giá trị áp lực nén bất kỳ nên thuận tiện cho tính toán nền móng. *Đây là ưu điểm nổi bật của thí nghiệm CRS so với nén cố kết gia tải từng cấp IL.*

+ Trong thí nghiệm CRS luôn[2] tồn tại áp lực lỗ rỗng dư trong mẫu nên kết quả của nó *chỉ phản ánh ở giai đoạn cố kết thấm mà không phản ánh giai đoạn cố kết từ biến.*

Ở Việt Nam phương pháp này chỉ mới được thực hiện trong một số công trình: Cái Mép (Vũng Tàu), Nhà Bè (TP. HCM), Chùa Vẽ (Hải Phòng), Cà Mau Cà Mau, Thị Vải (Vũng Tàu), Cần Giuộc (Long An), Bình Chánh (TP. HCM), Đa Phước (TP. HCM), Tân An (Long An),…

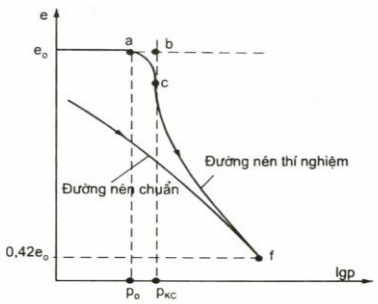
Việt Nam hiện nay chưa có nghiên cứu toàn diện, để có thể ứng dụng loại thí nghiệm này vào việc xác định các thông số cần thiết trong công tác thiết kế, thực hành xử lý nền bằng lõi thấm đứng. Do đó, cần nghiên cứu để đưa vào ứng dụng thực tiễn tại Việt Nam.

Thí nghiệm CRS là một phương pháp thí nghiệm nhanh, hiện đại, nên cần được áp dụng rộng rãi và nghiên cứu nhiều hơn ở Việt Nam về các nội dung sau :

- *Tiến hành thí nghiệm cho nhiều loại đất sét khác nhau, ở các khu vực khác nhau để có những số liệu tổng kết tin cậy.*
- *Quy trình bão hòa mẫu: áp lực ngược tối đa áp dụng để bão hòa mẫu, giá trị các khoảng áp lực ngược áp dụng ?*
- *Tốc độ biến dạng phù hợp cho từng loại đất sét ở Việt Nam.*

III. ĐẶC TÍNH CỐ KẾT CỦA MỘT SỐ LOẠI ĐẤT ĐẶC BIỆT

III.1. Đất sét có độ nhạy cảm



Không giống như tính toán lún của sét nhạy bình thường, các tính toán lún cho sét nhạy cao sẽ thiên về phía không an toàn nếu dựa trên kết quả thí nghiệm của mẫu chế bị.
Vì vậy, chỉ được phép dùng mẫu nguyên dạng hoàn toàn để thí nghiệm.

III.2. Đất dính có độ nhạy cao - Hiện tượng lún sập

Trong quá trình tồn tại, liên kết kết cấu thứ sinh trong đất đươc hình thành. Các loại liên kết thứ sinh, có bản chất của liên kết cứng: liên kết xi măng và liên kết tinh, làm cho đất tăng cao khả năng chống nén và chống cắt. Do vậy sự khác biệt về cường độ chống nén nở hông tự do không thoát nước của mẫu đất nguyên dạng và mẫu đất chế bị cho biết độ nhạy của đất, tức sự giảm sụt cường độ của đất khi liên kết cứng bị phá hoại hoàn toàn.
Độ nhạy của đất được đánh giá định lượng là S:

$S = q_u$ (đất nguyên dạng)/q_u (đất chế bị)

Đất dính có độ nhạy trong khoảng từ 1 đến 8, thông thường vào khoảng 4. Đất dính có kết cấu bông có độ nhạy rất cao từ 10 đến 80. Đất dính bão hoà nước có độ nhạy rất cao thuộc loại đất chảy ngầm: sự phá hoại kết cấu làm cho đất chuyển đột ngột sang trạng thái lỏng và gây nên hiện tượng trượt dòng (flow - slide).
Theo độ nhạy, đất dính được phân loại theo bảng sau:

Độ nhạy S	Mức độ nhạy của đất dính
1	Đất không nhạy (đất chế bị)
1 - 4	Đất nhạy thấp
4 - 8	Đất nhạy
8 - 16	Đất cực nhạy
> 16	Đất chảy ngầm* (Quick)

* *Chảy ngầm*: đất thể hiện trạng thái cứng khi kết cấu chưa bị phá hoại và thể hiện trạng thái

Hiện tượng lún sập của đất xảy ra khi $P = P_{kc} > P_o$. Trị số P_b được quy ước gọi là độ bền kết cấu của đất (P_{kc})- Độ lún sập không phải xảy ra tức thời dưới áp lực tĩnh P_{kc} mà có thể kéo dài trong khoảng từ vài chục giây đến vài chục phút (Peck và Hanson).

Khi áp lực nén P vượt quá trị sô' Po một đại lượng $\Delta p = P_{kc} - P_a$ không lớn, sự lún thêm đột ngột của mẫu đất nguyên dạng sẽ xảy ra để đường nén thí nghiệm tiến sát đến đường nén chuẩn và trùng với đường nén chuẩn tại điểm f ứng với trị số $e = 0,42e_o$.

Hiện tượng này được quy ước gọi là sự lún sập của đất do kết cấu của đất bị phá hoại. Căn cứ vào sự sai khác giữa đường nén thí nghiệm với đường nén chuẩn để dự báo quá trình lún sập của đất nền khi áp lực nén tăng thêm. Với một áp lực nén, xác định được độ giảm hệ số rỗng giữa đường nén thí nghiệm và đường nén chuẩn, từ đó tính được độ lún sập lớn nhất của đất ứng với áp lực nén tĩnh $P = P_{kc}$ và độ lún của đất sau khi đã lún sập.

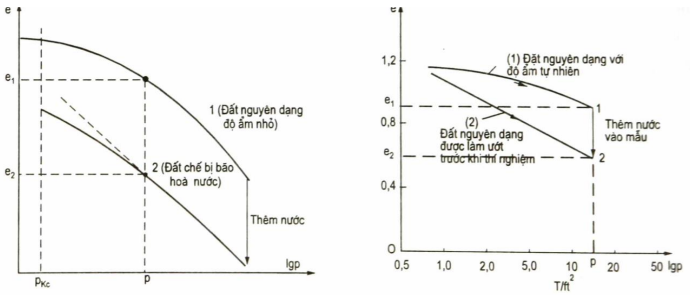
Cần lưu ý rằng, đối với đất dính có độ nhạy cao, quá trình lún sập xảy ra nhanh chóng khi chịu lực phức hợp: nén và cắt. Độ ẩm của đất bão hoà làm yếu cường độ của liên kết

tạo điều kiện cho sự lún sập của đất phát triển thuận lợi hơn chứ không phải là nguyên nhân chính gây sự lún sập.

III.3. Đất chưa bão hòa - Đất lún ướt

Nhiều loại đất được tạo thành trong điều kiện khô ráo và tồn tại trong điều kiện ẩm ít nên nén chặt chỉ được thực hiện nửa vời. Đất đầm trong điều kiện khô, các loại đất trầm tích gió nói chung đều thể hiện tính lún ướt. Hoàng thổ là loại đất điển hình về loại đất lún ướt. Đất đầm nện chưa chặt do độ ẩm thấp, mặc dù liên kết cứng coi như đã bị phá hoại, có đường nén thí nghiệm nằm trọn vẹn trong miền đất chưa chặt. Hoàng thổ có độ bền kết cấu do có liên kết cứng nhưng không lớn, nên với vài cấp áp lực nén đầu tiên, liên kết cứng của đất coi như đã bị phá hoại.

Dưới một áp lực nén tĩnh bất kì P, nếu cho thêm nước vào mẫu, đường nén thí nghiệm có đoạn sụt 1-2 và tạo nên độ chênh lệch hệ số rỗng $\Delta e = e_1 - e_2$. Độ lún sụt ứng với độ giảm hệ số rỗng $\Delta e = e_1 - e_2$ được quy ước gọi là độ lún ướt của đất khô.



Về cơ chế cũng như về nguyên nhân, hiện tượng lún ướt khác với hiện tượng lún sập.

Nước thêm vào mẫu có tác dụng làm yếu hoặc làm mất liên kết kết cấu thứ sinh (liên kết ximăng, kết tinh) những nguyên nhân chủ yếu của sự lún ướt là tác dụng của nước làm giảm lực cản nội tại để hiệu quả nén chặt của áp lực nén tĩnh tăng lên. Có thể căn cứ vào đường nén thí nghiệm và đường nén chuẩn để xác định độ lún ướt lớn nhất có thể có ứng với một áp lực nén tĩnh bất kì theo trị số $\Delta e = e_1 - e_2$.

III.4. Đất tàn tích

Đất tàn tích có đường cong nén tương tự các đường cong của sét vận tích có độ nhạy từ trung bình đến cao, đã bị gia tải trước, nhưng áp lực cố kết trước biểu kiến là do liên kết dính dư giữa các hạt chứ không phải do áp lực hiệu quả được tạo ra bởi lớp phủ trước đó hoặc bởi sự làm khô. Một đới vật liệu nén cao, mềm yếu, có độ ẩm tự nhiên gần hạn chảy đôi khi gặp ở phần dưới của tàn tích, đặc biệt khi có đá gốc kém phong hóa nằm dưới là không thấm, đủ để gây ra sự thấm ngang của nước ngầm qua vật liệu phong hóa nằm ở trên. Trong đới này, sự phá hoại liên kết dính do biến đổi hóa học có thể tiến triển tới giai đoạn mà lực liên kết vừa đủ cân bằng với trọng lượng của các vật liệu nằm trên. *Do đó đất có thể có các đặc tính nén của sét chịu tải bình thường, đôi khi có độ nhạy cao.*

III.5. Đất cát

Đường cong nén của cát chịu nén không nở hông giống đường cong của sét gia tải trước. Tính nén của cát phụ thuộc nhiều vào chỉ số độ chặt. Cát xốp có tính nén lớn hơn nhiều so với cát chặt; ngay cả khi áp lực rất lớn cũng không thể làm giảm hệ số rỗng của cát xốp tới hệ số rỗng của cùng loại cát đó ở điều kiện chặt. Mặt khác, hệ số rỗng của cùng loại cát xốp có thể dễ giảm tới giá trị của cát chặt chỉ nhờ chấn động.

Cùng hình dạng hạt và chỉ số độ chặt, cát cấp phối tốt có tính nén nhỏ hơn cát đều hạt hay cấp phối gián đoạn. Cát gồm các hạt tròn cạnh thường có tính nén nhỏ hơn loại có các hạt tương đối góc cạnh.

IV. MỘT SỐ TƯƠNG QUAN VÀ CÁCH DÙNG ĐỐI VỚI CÁC LOẠI ĐẤT

1. *Hệ số cố kết C_v, C_h*

Tương quan giữa hệ số cố kết và hệ số thấm

Thông số	Sự tương quan
Coefficient of vertical consolidation	$C_v=k/(m_v.\gamma_w)$
Coefficient of permeability	K
Unit weight of water	γ_w
Coefficient of compressibility	m_v
Coefficient of horizontal consolidation	C_h=2 to 10 Cv
Coefficient of vertical permeability	k_v
Coefficient of horizontal permeability	k_h=2 to 10 k_v

(T96 - Hanbook of Geotechnical Investigation and Design Tables)

Theo tiêu chuẩn ngành 22TCN260-2000, quy trình khảo sát nền đường ô tô đắp trên đất yếu thì: Hệ số cố kết theo phương ngang C_h (cm^2/sec) cũng có thể được xác định thông qua thí nghiệm nén lún không nở hông đối với các mẫu nguyên dạng lấy theo phương nằm ngang theo TCVN 4200-86. Nếu vùng ðất yếu cố kết gồm nhiều lớp đất có C_h khác nhau thì trị số dùng để tính toán là trị số C_h trung bình gia quyền theo bề dày các lớp khác nhau ðó. Ở giai đoạn lập dự án khả thi, cho phép tạm dùng quan hệ sau để xác định trị số C_h đưa vào tính toán: $C_h = (2\div5)C_v$

Giá trị hệ số cố kết với giới hạn chảy (NAVFAC, 1988)

Liquid limit	30	40	50	60	70	80	90	100	110
Hệ số cố kết, C_vm^2/yr									
Undisturebed-Virgin compression	120	50	20	10	5	3	1.5	1.0	0.9
Undisturebed-Recompression	20	10	5	3	2	1	0.8	0.6	0.5
Remoulded	4	2	1.5	1.0	0.6	0.4	0.35	0.3	0.25

Ghi chú: - LL > 50% còn phải phụ thuộc vào Sét/ Bụi có tính dẻo cao.

- LL > 50% còn phải phụ thuộc vào Sét/ Bụi có tính dẻo thấp.

(T97 - Hanbook of Geotechnical Investigation and Design Tables)

2. *Chỉ số nén: Cc*

Theo Geotechnical Properties of Soils - T35, T36 ta có sự tương quan như sau:

- Skempton (1944): $Cc = 0.009(LL-10)$
- Rendon-Herrero (1983): $Cc = 0.141G_s^{1.2}\left(\frac{1+eo}{Gs}\right)^{2.38}$
- Nagaraj và Murty (1985): $Cc = 0.2343\left[\frac{LL(\%)}{100}\right]G_s$
- Park và Koumoto (2004): $Cc = \frac{no}{371.747-4.275no}$

- Wroth và Wood (1978): $Cc = 0.5G_s(\frac{PI(\%)}{100})$ (Nếu G_s=2.7)
- Kulhawy và Mayne, (1990): $Cc = \frac{PI(\%)}{74}$ (1)
- Theo Cơ học đất ứng dụng và tính toán công trình trên nền đất theo trạng thái giới hạn– T105 ta có: a = 0.435Cc/p (p=$\sqrt{p1p2}$)

3.Chỉ số nở: **C_s**

– Theo Geotechnical Properties of Soils - T36 ta có sự tương quan như sau:

$$C_s = \frac{e3 - e4}{\log(\frac{\sigma 4'}{\sigma 3'}}$$

– Theo Nagraj và Murthy (1985) – (Theo Cơ học đất ứng dụng và tính toán công trình trên nền đất theo trạng thái giới hạn –T122), có C_s = 0.0463(W_{ch}/100)Δ

Hầu hết các trường hợp, giá trị C_s = 1/4÷1/5 C_c

Đối với đất sét quá cố kết, thì việc xác định C_s là quan trọng và cần thiết của quá trình lún cố kết. (Theo Geotechnical Properties of Soils-T37) ta có:

– Theo Kulhawy và Mayne (1990): $C_s = \frac{PI(\%)}{370}$ (2)

Từ (1) và (2) ta có: $C_s \sim 1/5\ C_c$

4.Chỉ số nén lại: **Cr**

5. Hệ số nén thứ cấp: **Cα**

Correlation equations for soil compressibility/consolidation

Compression index, *Cc*	**Comments**	**Source/Reference**
$Cc = 0.009(w_L - 10)$ (±30% error)	Clays of moderate *St*	Terzaghi and Peck (1967)
$Cc = 0.31(eo + 0.003w_L + 0.0004w_N - 0.34)$	678 data points	Azzouz et al. (1976)
$Cc = 0.141Gs\ (\gamma_{sat} / \gamma_{dry})^{24}$	All clays	Rendon-Herrero (1983)
$Cc = 0.0093W_N$	109 data points	Koppula (1981)
$Cc = -0.0997 + 0.009w_L + 0.0014Ip +$ $+0.0036W_N + 0.1165eo + 0.0025C_P$	109 data points	Koppula (1981)
$Cc = 0.329[W_N G_s - 0.027W_P +$ $0.0133/I_P (l. 192 + Cp/Ip)$	All inorganic clays	Carrier (1985)
$Cc = 0.046 + 0.0104/Ip$	Best for *IP* < 50%	Nakase et al. (1988)
$Cc = 0.00234w_L Gs$	All inorganic clays	Nagaraj and Srinivasa Murthy (1985, 1986)
$Cc = 1.15(eo - 0.35)$	All clays	Nishida (1956)
$Cc = 0.009W_N + 0.005W$	All clays	Koppula (1986)
$Cc = -0.156 + 0.411e_0 + 0.00058W_L$	72 data points	Al-Khafajiand Andersland (1992)

Recompression index, *Cr*		
$Cr = 0.000463W_LGs$		Nagaraj and Srinivasa Murthy (1985)
$Cr = 0.00194(I_P - 4.6)$	Best for $I_P < 50\%$	Nakase et al. (1988)
$= 0.05$ to $0.1\ Cc$	In desperation	
Secondary compression index, *Ca*		
$Ca = 0.00168 + 0.00033Ip$		Nakase et al. (1988)
$= 0.0001W_N$		NAFAC DM7.1 p. 7.1-237
$Ca = 0.032Cc$	$0.025 < Ca < 0.1$	Mesri and Godlewski (1977)
$= 0.06$ to $0.07Cc$	Peats and organic soil	Mesri (1986)
$= 0.015$ to $0.03Cc$	Sandy clays	Mesri et al. (1990)

Notes: 1. Use W_L, *Wp*, W_N, *Ip* as percent, not decimal.

2. One may compute the in situ void ratio as $eo = W_N Gs$ if $S \longrightarrow$ 100 percent.

3. *Cp* = percent clay (usually material finer than 0.002 mm).

4. Equations that use e_o, W_N and W_L are for both normally and overconsolidated soils.

(T 89 - Foundation analysis and design – Joseph E.Bowles)

6. Hệ số nén thể tích : m_v

Hệ số nén thể tích (after Carter, 1983)

Loại sét	Cường độ	Tính nén	Hệ số nén thể tích m_v (10^{-3} kPa^{-1})	Constrained Modulus, 1/ m_v (MPa)
Sét tảng, đá bùn phong hóa quá cố kết nặng	Cứng	Rất thấp	<0.05	>20
Sét tảng, sét đỏ nhiệt đới, quá cố kết trung bình	Rất cứng	Thấp	0.05 ÷ 0.1	10 ÷ 20
Trầm tích hồ, sét mac nơ đã bị phong hóa, các loại sét cố kết từ ít đến bình	Cứng vừa	Trung bình	0.1 ÷ 0.3	3.3 ÷ 10
Sét bồi tích cố kết bình thường (Trầm tích ở của sông, bãi bồi và sét nhạy.	Mềm	Cao	0.3 ÷ 1.0(Không nhạy) 0.5 ÷ 2.0(Đất hữu cơ, nhạy)	0.7 ÷ 3.3
Sét và bùn bồi tích lẫn nhiều hữu cơ.	Rất mềm	Rất cao	>1.5	<0.7

(T128 - Handbook of Geotechnical Investigation and Design Tables)

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

Chỉ số dẻo (%)	Hệ số chuyển đổi (f_2)	$m_v(10^{-3}kPa^{-1})$; $m_v = 1/(f_2N)$				
		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	0.06	0.04

(T129 - Handbook of Geotechnical Investigation and Design Tables)

7. Mô đun: M, E

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

Thông số	Tương quan	Chú giải
Hệ số nén thể tích m_v	$m_v = 1/(\alpha\ q_c)$	Đối đất quá cố kết nhẹ và trung bình
		α =5- Loại đất : CH, MH, ML
		α =6- Loại đất : CL, OL.
		α = 1.5 - Loại đất : OH với độ ẩm >100%, với đất sét quá cố kết.
		α = 4 – Loại đất: CH, MH, CL, ML
		α = 2 – Loại đất: ML, CL với q_c >2MPa
Constrained modulus, M	$M = 3\ q_c$	$M = 1/\ m_v$
Modun đàn hồi (Young's)	$E = 2.5\ q_c$	
	$E = 3.5\ q_c$	

8. Hệ số quá cố kết OCR

Hệ số quá cố kết OCR

Hệ số quá cố kết OCR	**$OCR = P'_c / P'_o$**
Áp lực tiền cố kết	P'_c
Áp lực lớp phủ hiện tại	$P'_o = \sum \gamma' z$
Độ sâu của lớp phủ	z
Khối lượng thể tích hiệu quả	γ'
Đất cố kết bình thường	OCR~1 nhưng <1.5
Đất quá cố kết nhẹ	OCR = 1.5 ÷ 4
Đất quá cố kết nặng	OCR > 4

- For aged glacial clays OCR =1.5 – 2.0 for PI > 20% (Bjerrum, 1972).
- Normally consolidated soils can strengthen with time when loaded.
- Overconsolidated soils can have strength loss with time when unloaded (a cutting or excavation) or when high strains apply.

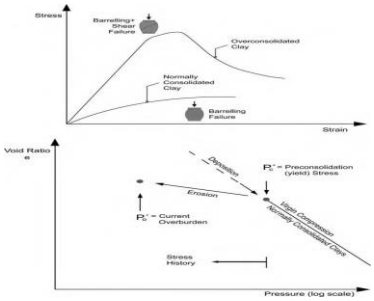
(T83 - Handbook of Geotechnical Investigation and Design Tables)

Áp lực tiền cố kết từ thí nghiệm xuyên côn

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

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	**Δu**	kPa	67	133	333	667	1000	2000	3333

(T83 - Hanbook of Geotechnical Investigation and Design Tables)



Ghi chú:

-Chỉ đối với đất sét còn nguyên dạng.

-Đối với sét bị nứt nẻ: P'_c= 2000 ÷ 6000 với Δu= 600÷ 3000 kPa.

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

Áp lực tiền cố kết từ Dilatometer

Áp lực tiền cố kết từ sức chống đầu mũi xuyên

(Theo Mayne et al., 2002).(T84 - Hanbook of Geotechnical Investigation and Design Tables)

Overconsolidation Concept

Net contact pressure	**$P'_o - u_o$**	kPa	100	200	500	1000	1500	3000	5000
Preconsolidation pressure	**P'_c**	kPa	50	100	250	500	750	1500	2500

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

- Đối với sét bị nứt nẻ: P'_c= 1000 ÷ 5000 với Po-u_o= 600÷ 4000 kPa.

Overconsolidation from dilatometer testing using the above relationship.

- K_D = 1.5 đối với trầm tích cát tự nhiên (Cố kết bình thường)
- K_D = 2 đối với sét (Cố kết bình thường)
- OCR = $(0.5\ K_D)^{56}$ (Kulhawy and Mayne, 1990).
- Bảng sau chỉ đối với sét nhạy.

KD =	**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

(T85 - Hanbook of Geotechnical Investigation and Design Tables)

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

- Đối với sét bị nứt nẻ: OCR = 25 ÷ 80 với K_D= 7 ÷ 20.

Hệ số quá cố kết từ hệ số cường độ không thoát nước

• The friction angle of the soil influences the OCR of the soil.
• Sensitive CH clays are likely to have a lower friction angle.
• CL sandy clays are likely to have the 30 degree friction angles.
• Clayey sands are likely to have the higher friction angles.

Over consolidation from undrained strength ratio (after Mayne et al., 2001).

Cu/ σ'v	*0.2*	*0.22*	*0.3*	*0.4*	*0.5*	*0.7*	*1.0*	*1.25*	*1.5*	*2.0*
Friction angle	***Over consolidation ratio (0CR)***									
20°	1.5	1.7	2.3	3.1	3.8	5	8	10	11	15
30°	1.0	1.0	1.4	1.9	2.4	3.3	5	6	7	10
40°	1.0	1.0	1.0	1.4	1.7	2.4	3.5	4	5	7

- Applies for unstructured and uncemented clays.
- Value of 0.22 highlighted in the table as this is the most common value typically adopted

- **Hệ số cường độ không thoát nước phụ thuộc vào độ quá cố kết (After Ladd et al., 1977)**

Hệ số quá cố kết OCR	C_u/σ'_V		
	Sét OH	Sét CH	Sét/Bụi CL
1	0.25 ÷ 0.35	0.2 ÷ 0.3	0.15 ÷ 0.20
2	0.45 ÷ 0.35	0.4 ÷ 0.5	0.25 ÷ 0.35
4	0.8 ÷ 0.9	0.7 ÷ 0.8	0.4 ÷ 0.6
8	1.2 ÷ 1.5	0.9 ÷ 1.2	0.7 ÷ 1.0
10	1.5 ÷ 1.7	1.3 ÷ 1.5	0.8 ÷ 1.2

(T86 - Hanbook of Geotechnical Investigation and Design Tables)

- **Mô đun không thoát nước của sét đối với những giá trị thay đổi của OCR**

Mô đun không thoát nước phụ thuộc vào sức chống cắt, tính dẻo và hệ số quá cố kết của đất.

Sự biến đổi của Mô đun không thoát nước tương ứng với hệ số quá cố kết OCR *(Jamiolkowski et al., 1979)*

OCR	Chỉ số dẻo của đất PI	E_u/C_u
<2	PI< 30%	600-1500
2-4		400-1400
4-6		300-1000
6-10		200-600
<2	PI=30-50%	300-600
2-4		200-500
4-10		100-400
<2	PI>50%	100-300
2-10		50-250

(T130 - Hanbook of Geotechnical Investigation and Design Tables)

V. CÔNG TÁC KHẢO SÁT ĐỊA KỸ THUẬT VÀ LỰA CHỌN CHỈ TIÊU CƠ LÝ DÙNG TRONG TÍNH TOÁN PHỤC VỤ CÔNG TÁC THIẾT KẾ XỬ LÝ NỀN ĐẤT YẾU.

V.1. Điều tra địa chất công trình

Điều tra địa chất công trình đầu tiên cần thu thập, tổng hợp những tài liệu đã nghiên cứu và khảo sát trước đây trong khu vực để có những có những nét khái quát cũng như có được những thông tin ban đầu để vạch ra phương án khảo sát, điều tra địa chất công trình cho khu vực.

Dựa vào địa hình, địa mạo, vết lộ tự nhiên, nhân tạo để sơ bộ xác định được phạm vi phân bố của vùng đất yếu cả về diện phân bố, chiều sâu phân bố và độ dốc ngang đáy lớp đất yếu dưới cùng để xem xét các phương án cho tuyến vòng tránh hoặc cho tuyến cắt qua đất yếu ở chỗ ít bất lợi nhất. Cũng cần điều tra xác định nguồn gây ẩm, khả năng thoát nước, cũng như vị trí và khả năng khai thác các mỏ đất dùng để đắp nền đường.

V.2. Khảo sát nền đất yếu

– Công tác khảo sát ĐCCT, địa kỹ thuật phục vụ cho công tác thiết kế xử lý nền đất yếu nói chung là các công tác hết sức quan trọng, bao gồm:

* Thu thập, tổng hợp tài liệu khảo sát trong khu vực ở giai đoạn trước đây;

* Thực hiện công tác khảo sát nền đất yếu tại hiện trường bao gồm:

+ Công tác khoan, đào thăm dò,

+ Thực hiện các thí nghiệm hiện trường, công tác lấy mẫu;

+ Công tác thí nghiệm trong phòng;

* Tổng hợp, chỉnh lý các tài liệu khảo sát, đánh giá và báo cáo kết quả khảo sát nền đất yếu.

Công tác khảo sát nhằm cung cấp đầy đủ các thông số sử dụng để thiết kế công trình trên nền đất yếu như: loại đất yếu, bề dày đất yếu, phạm vi phân bố đất yếu, cung cấp các thông tin chỉ tiêu về đất yếu như: Dung trọng thiên nhiên; góc ma sát trong;lực dính kết; hệ số thấm; hệ số cố kết; sức kháng cắt không thoát nước; hệ số rỗng tự nhiên,…Các chỉ tiêu đặc biệt trong quá trình tính toán dự báo độ lún như: áp lực tiền cố kết Pc, chỉ số nén lún và Cc, chỉ số nén lại Cr, hệ số rỗng theo từng cấp áp lực nén trong thí nghiệm cố kết,…. Các chỉ tiêu này cũng phải được xác định riêng cho mỗi lớp đất yếu khác nhau. Tuy nhiên, trong những năm gần đây các công tác khảo sát này vẫn chưa được chú ý và đầu tư đúng cách để nâng cao thêm chất lượng cho công tác khảo sát.

– Thí nghiệm trong phòng với ưu điểm giá thành rẻ, dễ thực hiện nên thường các chỉ tiêu vật lý và cơ học của đất được xác định bằng phương pháp này. Thí nghiệm trong phòng nhiều khi độ tin cậy thấp do phụ thuộc quá nhiều yếu tố, đặc biệt là tính không nguyên trạng của các mẫu đất yếu. Các thí nghiệm hiện trường thường hạn chế được những ảnh hưởng này, có nhiều ưu điểm vượt trội (VD: TN CPT, CPTu, PMT, DMT,… hiện nay đều ở dạng tự động, các số liệu đọc ghi và phân tích bằng các phần mềm xử lý, trực tiếp cho các kết quả thí nghiệm,…)

– Khối lượng khảo sát hiện trường và thí nghiệm mẫu trong phòng phải đầy đủ đảm bảo các lớp đất đều có số liệu đáng tin cậy sau khi xử lý bằng phương pháp xác suất thống kê.

a) Thí nghiệm tại hiện trường:

– Thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn SPT: nhằm xác định trạng thái, độ chặt, sức chịu tải và để tính sức kháng cắt của đất.

– Thí nghiệm xuyên tĩnh CPT, CPTu: Xác định ranh giới địa tầng, phân loại đất, xác định trạng thái, độ chặt, sức chịu tải, xác định sức kháng xuyên, tính sức kháng cắt, xác định áp lực nước lỗ rỗng trong đất và hệ số thấm ngang của đất.

– Thí nghiệm cắt cánh VST: xác định sức kháng cắt nguyên trạng của đất (Su).

– Thí nghiệm nén ngang PMT(xuyên không liên tục): xác định áp lực nén ngang (Pc), mô đun nén ngang (Ep)

– Thí nghiệm nén ngang DMT(xuyên liên tục): xác định chỉ số đất(I_D), chỉ số nén ngang(K_D), Mô đun ngang DMT(E_D), hệ số áp lực nước lỗ rỗng(U_D).

b) Thí nghiệm trong phòng:

– Thí nghiệm mẫu nguyên dạng và không nguyên dạng, xác định các chỉ tiêu thông thường phục vụ phân loại đất; kết hợp tính toán các thông số xác định sức chịu tải và sức kháng cắt của đất.

- Thí nghiệm cố kết Cv: Trên cơ sở thí nghiệm nén lún, tính toán xác định hệ số cố kết theo phương đứng (Cv), giá trị áp lực tiền cố kết (Pc), chỉ số nén (Cc), chỉ số nén lại (Cr), chỉ số nở Cs, hệ số quá cố kết (OCR) và hệ số nén thể tích $m_{V,...}$.
- Thí nghiệm nén 3 trục (sơ đồ UU): xác định sức kháng cắt không thoát nước, không cố kết của đất yếu (Su).
- Thí nghiệm nén 3 trục (sơ đồ CU): xác định hệ số tăng sức kháng cắt của đất ($m=tg\ \varphi_{cu}$) ở trạng thái cố kết không thoát nước.
- Thí nghiệm nén 1 trục (q_u): xác định sức kháng cắt Su ở trạng thái nở hông của đất

Trong những năm gần đây các công tác khảo sát địa kỹ thuật hiện trường đã được áp dụng trong công tác khảo sát cho đường ô tô, tuy nhiên còn hạn chế. Hiện tại vẫn chỉ là các công tác như khoan, thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn là chính. Trong các bước thiết kế kỹ thuật thì có thể bổ sung công tác thí nghiệm cắt cánh hiện trường VST. Thí nghiệm xuyên tĩnh CPT thông thường hoặc có kết hợp đo áp lực nước lỗ rỗng CPTu,… gần như chỉ được áp dụng trong các dự án có yếu tố nước ngoài, với các công trình vốn đầu tư trong nước thường không được chấp thuận trừ một số công trình có tính chất quan trọng.

V.3. Nâng cao chất lượng công tác khảo sát địa kỹ thuật

Để đáp ứng được yêu cầu thiết kế xử lý nền đất yếu thì yêu cầu phải có đủ các thông số về tính chất của đất nền. Tuy nhiên, cần căn cứ vào từng giai đoạn cụ thể mà nên tiến hành các công tác khảo sát thích hợp nhằm cung cấp các thông tin đầy đủ và phản ánh chính xác nhất có thể điều kiện của các lớp đất yếu trong khu vực xây dựng công trình.

Với mục tiêu đưa ra phương án xử lý nền đất yếu thích hợp, lựa chọn phương án tuyến tránh các vùng đất yếu, cung cấp số liệu phục vụ công tác dự báo lún và đánh giá đúng mức độ ổn định của công trình nền đường đắp trên nền đất yếu.

Kết quả khảo sát Địa kỹ thuật cần phải được coi trọng đặc biệt là các công tác thu thập các số liệu về các lớp đất yếu, cần chú trọng đầu tư máy móc cho các công tác khảo sát hiện trường như khoan, CPT, CPTu, SPT, VST, PMT, DMT,… đặc biệt cần giám sát kỹ chất lượng của công tác lấy mẫu, vận chuyển mẫu, lưu mẫu và công tác thí nghiệm để có được số liệu tốt nhất cho công tác tính toán xử lý nền đất yếu.

Các giải pháp xử lý nền đất yếu nếu thiếu các số liệu khảo sát, dự báo và quan trắc rồi đắp bù là một giải pháp bị động và khó kiểm soát do đó cần phải dự báo tương đối chính xác về độ lún, thời gian lún, xác định chính xác bề dày đất yếu, cao độ đắp nền, các điều kiện thoát nước của nền. Các thông số nêu trên hoàn toàn phụ thuộc vào các kết quả thí nghiệm hiện trường và trong phòng, vì vậy việc tuân thủ các yêu cầu được quy định trong các yêu cầu khảo sát và thiết kế là hết sức quan trọng và có ảnh hưởng đến độ chính xác của các dự báo.

V.4. Lựa chọn chỉ tiêu cơ lý dùng trong tính toán.

✓ *Phương pháp tính toán mức độ ổn định của nền đắp, giá trị cường độ kháng cắt không thoát nước S_u được lựa chọn theo 3 phương pháp:*

+ Chọn giá trị Su (TN cắt cánh) thì Su phải được hiệu chỉnh theo chỉ số dẻo:

Theo Skempton(1957): $S_{u(VST)}/\sigma'_o = 0.11+0.00037\ (PI)$

+ Chọn giá trị S_u theo thí nghiệm nén 1 trục nở hông $S_u = q_u/2$.

+ Chọn giá trị S_u theo thí nghiệm nén 3 trục (sơ đồ UU): đối với giai đoạn thi công; hoặc Su theo thí nghiệm nén 3 trục (sơ đồ CU): đối với giai đoạn khai thác.

✓ ***Đối với xử lý đất yếu bằng bấc thấm – Theo tác giả ThS. Phạm Hữu Sơn - ThS. Đặng Công Thuận:***

Hệ số cố kết đứng C_v và hệ số cố kết ngang C_h được coi là hằng số trong cả lý thuyết của Terzaghi hoặc Barron.Tuy nhiên trong thực tế cả C_v và C_h không phải là một hằng số. Giá trị của nó bị ảnh hưởng bởi nhiều yếu tố (như hệ số quá cố kết OCR, trạng thái ứng suất, kết cấu của đất, phương pháp xác định,…). Do đó, cần thiết lập mối quan hệ giữa hệ số thấm và hệ số rỗng, hệ số cố kết và trạng thái ứng suất. Phương án khảo sát địa chất cần xác định không chỉ các tham số của đất mà còn để hiểu chúng thay đổi thế nào theo trạng thái ứng suất và điều kiện chất tải.

Sử dụng thí nghiệm xuyên tĩnh có đo áp lực nước lỗ rỗng (CPTu) là rất có giá trị để xác định các lớp cát xen kẹp mỏng, đây là các lớp ảnh hưởng đến việc ngoại suy lún theo thời gian. Các thí nghiệm tiêu tán áp lực lỗ rỗng có thể được áp dụng để xác định hệ số cố kết ngang C_h của đất tại hiện trường, mặc dù các tài liệu đã chỉ ra rằng C_h thu được từ thí nghiệm (CPTu) thường thay đổi một nửa so với giá trị thực. Hệ số cố kết ngang C_h có thể được xác định từ các thí nghiệm nén cố kết trong phòng. Ngay cả với các phòng thí nghiệm phù hợp và mẫu nguyên trạng có chất lượng cao thì giá trị cũng chỉ bằng khoảng 50% hệ số cố kết thực tế. Thông thường, hệ số cố kết thẳng đứng C_v được xác định từ các thí nghiệm nén cố kết tiêu chuẩn từ đó ước tính hệ số cố kết ngang C_h.

✓ ***Tác giả Quách Thị Thu đã kiến nghị phương pháp lựa chọn các thông số tính lún cho nền đất gia cố cho nền đường thiết kế bằng bấc thấm:***

+ Áp lực tiền cố kết Pc được xác định dựa vào mẫu nén cố kết bằng PP Casagrande cần phải xây dựng lại đường cong cố kết thực tế để hiệu chỉnh giá trị Pc cho đúng (Vì Pc của lớp đất thứ i xác định tương ứng với Pc ở giữa lớp đất yếu i).

+ Giá trị hệ số cố kết theo phương ngang được lựa chọn như sau: $C_h \cong 1.5 \div 2.5\ C_v$ và giá trị giới hạn cho phép không nên vượt quá các giá trị đã cho trong bảng sau:

Loại đất nền	**C_h (m^2/s)**
Cát bụi	$1x10^{-7} \div 1x10^{-6}$
Bùn sét, bùn sét pha	$1x10^{-8} \div 1x10^{-6}$
Sét, sét pha yếu bão hòa nước	$1x10^{-8} \div 1x10^{-6}$

+ Hệ số thấm ngang K_h cho các loại đất:

Loại đất nền	**k_h (m/s)**	**k_h/q_w (m^2)**
Cát bụi	$1x10^{-9} \div 1x10^{-6}$	0.001 ÷ 1
Bùn sét-bùn sét pha	$1x10^{-9} \div 1x10^{-7}$	0.001 ÷ 0.1
Sét yếu bão hòa nước	$1x10^{-11} \div 1x10^{-9}$	0.00001 ÷ 0.001

✓ ***Theo tác giả Nguyễn Đình Thứ:***

– ***Đối với dự án QL1A đoạn HàNội – Lạng Sơn xử lý đất yếu bằng giải pháp thoát nước thẳng đứng (bấc thấm, giếng cát):***

+ Kiến nghị lấy $C_h = 1.5\ C_v$ – khi đất yếu là bùn sét;

+ Kiến nghị lấy $C_h = 2.0 \div 2.5\ C_v$ – khi đất yếu là sét pha.

(Trong 22TCN262-2000 tỷ số này được lấy $C_h = 2.0 \div 5.0\ C_v$; Trong các tính toán hiện nay C_h đều được xác định gián tiếp thông qua C_v*).*

– ***Đối với dự án đất yếu tại khu đô thị mới Nhà Bè:***

+ Thí nghiệm xuyên tĩnh CPT, CPTu: Nếu có điều kiện thí nghiệm hiện trường, thì nên sử dụng thiết bị thí nghiệm ECPT hoặc ECPTu đối với đất bùn sét. Giá trị Su (CPTu) cần hiệu chỉnh theo Su (UU) với hệ số thiết lập sau: Su (CPTu) ≅ 1.42 Su (UU).

+ Quan hệ Sức chống cắt không thoát nước từ thí nghiệm cắt trực tiếp (DST) và thí nghiệm nén 3 trục (UU): Su (DST) ≅ 1.3 Su (UU).

+ Quan hệ Sức chống cắt không thoát nước từ thí nghiệm xuyên tĩnh điện Su (CPT) và thí nghiệm cắt trực tiếp (DST): Su (CPT) ≅ 1.07 Su (DST).

– ***Đối với dự án Quản lý tài sản đường bộ Việt nam GT CP14 – Đoạn Vô Hối – Diêm Điền:***

+ Các chỉ tiêu cơ lý của đất dùng tính lún là các giá trị tiêu chuẩn hoặc giá trị tính toán. Tuy nhên các chỉ tiêu biến động trong khoảng khá lớn và địa tầng cũng không đồng nhất và thay đổi mạnh theo chiều sâu và chiều rộng nên giá trị lún thực và lún tính toán thay đổi khá nhiều tùy thuộc vào cấu tạo địa tầng thực của đoạn tính toán;

+ Các giá trị từ thí nghiệm cố kết như: Cc, Cs, Pc, Cv phụ thuộc rất nhiều vào tính chất nguyên trạng của mẫu và do đó giá trị lún khi tính theo phương pháp Pc/Cc phụ thuộc nhiều vào kết quả thí nghiệm và dẫn đến sự sai khác giữ lún thực và lún tính toán.

+ Khi tính toán độ lún cố kết không xem xét hiện tượng đẩy ngang và đây cũng là một nguyên nhân dẫn đến chênh lún giữa lún tính toán và lún thực;

+ Giá trị độ lún cố kết dự tính trong TKKT và độ lún trong thời gian thi công phụ thuộc vào nhiều yếu tố như: cấu tạo địa tầng, chỉ tiêu cơ lý, tiến trình đắp; do đó muốn áp dụng giải pháp đắp trực tiếp không xử lý nền kiến nghị phải có đoạn thi công thử kết hợp với quan trắc để đánh giá lún trước khi thi công đại trà.

Kết luận: *Tính toán xử lý nền đất yếu chỉ có tính dự báo vì có quá nhiều các yếu tố ảnh hưởng, đã có sự khác biệt giữa tính toán và thực tế thi công. Cần thiết*

phân tích ngược để có các điều chỉnh các thông số tính toán, nhất là các giả thiết từ đó kịp thời điều chỉnh thiết kế. Để làm được điều này, nhất thiết các nhà thầu thi công phải có đội ngũ chuyên gia Địa kỹ thuật. Việc lựa chọn các thông số tính toán, nhất là các chỉ tiêu cơ lý của đất, kể cả các giả thiết liên quan đến các chỉ tiêu cơ lý là rất quan trọng và cần được trình bày rõ trong các đồ án tính toán thiết kế. Tuy nhiên, ngoài yếu tố chuyên môn, việc này chỉ có thể thực hiện được qua quá trình tích lũy kinh nghiệm thực tế, cả khảo sát, thiết kế và thi công.

VI. TƯƠNG QUAN GIỮA CÁC THÍ NGHIỆM HIỆN TRƯỜNG VÀ TRONG PHÒNG ĐỂ LỰA CHỌN CÁC SỐ LIỆU SỬ DỤNG TRONG THIẾT KẾ XỬ LÝ NỀN ĐẤT YẾU.

Hiện nay trên thế giới đã có nhiều tác giả đã đưa ra các mối tương quan giữa các thí nghiệm hiện trường và trong phòng, người thiết kế có thể tham khảo để lựa chọn các số liệu hợp lý, chính xác sử dụng trong thiết kế xử lý nền đường đất yếu:

VI.1.Tương quan với thí nghiệm xuyên tiêu chuẩn SPT

✓ Sức kháng cắt không thoát nước của đất sét thuần túy ($c \neq 0$, $\varphi \neq 0$) được XĐ:

- C_u (kg/cm^2) = N/10 Sét dẻo cao
- C_u (kg/cm^2) = N/15 Sét dẻo vừa
- C_u (kg/cm^2) = N/20 Sét dẻo ít

Góc ma sát trong φ (c=0) được XĐ:

$$\varphi = \sqrt{N + C}\ (C = 15,17,20)$$

✓ *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*

Theo tương quan của Tassios & Anagnostopulos.(T130, T131- Cẩm nang dành cho kỹ sư địa kỹ thuật)

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

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

(T116, T117,T118 – Thí nghiệm đất hiện trường và ứng dụng trong phân tích nền móng).

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

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

+ Nhìn chung cường độ kháng cắt không thoát nước C_u=5 SPT(Thường C_u= 5÷ 8 SPT)

+ Với đất sét thì giá trị SPT không phải hiệu chỉnh lớp phủ.

+ Độ nhạy của đất sét có ảnh hưởng đến kết quả.

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

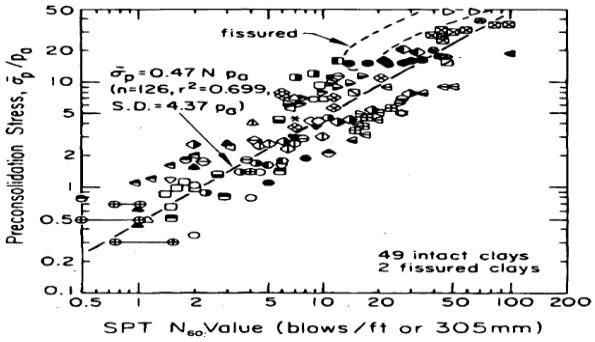
Giá trị hiệu chỉnh được chỉ ra như sau:

+ 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.

✓ ***Giá trị áp lực tiền cố kết từ CPT - Transformation from SPT N_{60} to σ_p' (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).

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

(T129- Hanbook of Geotechnical Investigation and Design Tables)

Chỉ số dẻo (%)	Hệ số biến đổi (f_2)	Giá trị m_v từ giá trị SPT(m_v=1/f_2N)				
		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***

(T130- Hanbook of Geotechnical Investigation and Design Tables)

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

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

VI.2. Tương quan với thí nghiệm cắt cánh VST

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

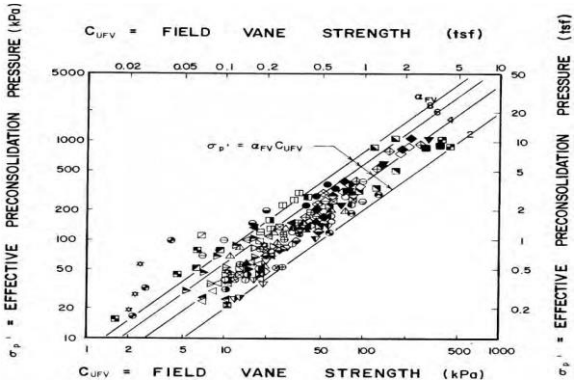
(T187, 188 - Foundation analysis and design – Joseph E.Bowles)

- Silvestri and Aubertin 1988: $S_{u,vh}/S_{u,vv}$ ~1.14 to 1,4
- Chandler 1988 : $S_{u,vv} / p_o = S_1(OCR)^m$
  (Normally consolidated clays m~0.95, S_1~0.25)
- Bjerrum 1972: $S_{u,design} = \lambda S_{u,v}$

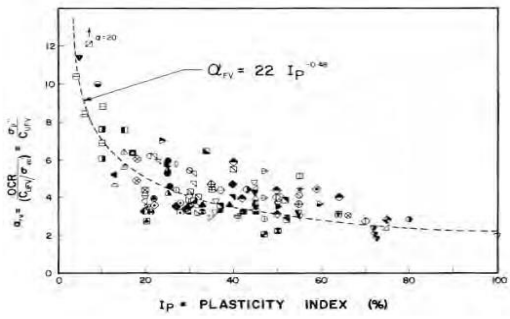
❖ *Tương quan áp lực tiền cố kết – Chỉ số dẻo với VST*

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 : $\sigma'_p = \alpha_{FV} s_{u-FV}$



Transformation from field vane shear strength to preconsolidation stress (from Mayne and



Relationship between αFV and plasticity index (from Mayne and Mitchell,1988).

❖ *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 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 TN cắt cánh).

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

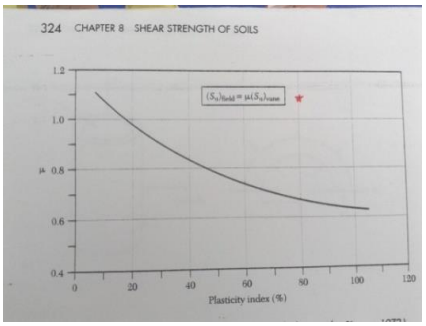
(T 194- Thí nghiệm đất hiện trường và ứng dụng trong phân tích nền móng)

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 analysic 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 cố kết bình thường: $m \sim 0.95$ (0.8 ÷ 1.35) và $S_1 \sim 0.25$ (0.16 ÷ 0.33)

– Bjerrum (1972) đối với sự phá hủy của nền đường trên đất sét mềm yếu: $S_{u,\,deign} = \lambda S_{u,}$

($I_p < 20 \longrightarrow \lambda > 1$)

– Arman et al (1975) và Foott et al (1986) : $S_{u,\,v} = 2q_u$

VI.3. Tương quan với thí nghiệm CPT

❖ ***Một số đặc trưng cơ lý bằng kết quả thí nghiệm xuyêntĩnh*** - *(TCVN9352-2012)*

- *Tỷ kháng F_r của thiết bị xuyên tĩnh có mũi côn đơn giản cho đất nền vùng Hà Nội*

Loại đất	Giới hạn q_c (10^5 Pa)	$F_r = \frac{f_s}{q_c}$
Cát hạt thô, trung	$q_c > 90$	$0,3 < F_r < 0,8$
Cát hạt mịn	$q_c < 90$	$0,5 < F_r < 1,7$
Cát bụi, cát pha	$q_c < 30$	$1,0 < F_r < 3,0$
Sét pha	$7 < q_c < 40$	$2,0 < F_r < 4,0$
Sét	$7 < q_c < 30$	$4,0 < F_r < 9,0$
Bùn		$2,0 < F_r < 5,0$

- *Lực dính kết không thoát nước C_u của đất loại sét ($\varphi = 0$) được xác định theo sức khángxuyên q_c*

$$C_u = \frac{q_c - \sigma_0}{10}$$ với mũi côn đơn giản

$$C_u = \frac{q_c - \sigma_0}{15\text{-}18}$$ với mũi côn có áo bọc

❖ **Các chỉ tiêu cơ lý của đất và tương quan của chúng dựa trên kết quả CPT**
(Xem kỹ hơn trong thí nghiệm đất hiện trường và ứng dụng trong phân tích nền móng từ T61 ÷ T73)

✓ *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 Ko và hệ số quá cố kết OCR (Marchetti, Kulhawy, Mayne, Holtz,…).*

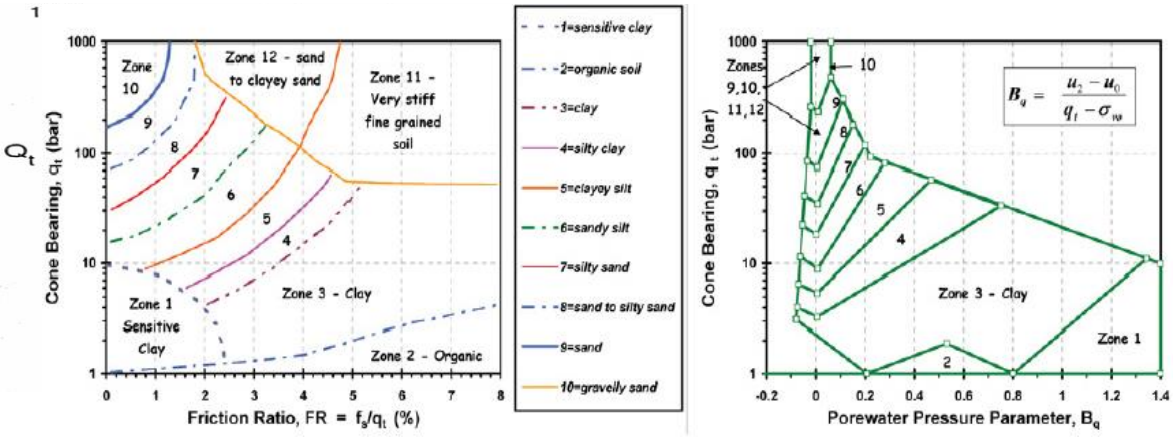
✓ *Sức kháng cắt của đất dựa trên kết quả CPT (Robertson, Campanella, Marchetti, …)*

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

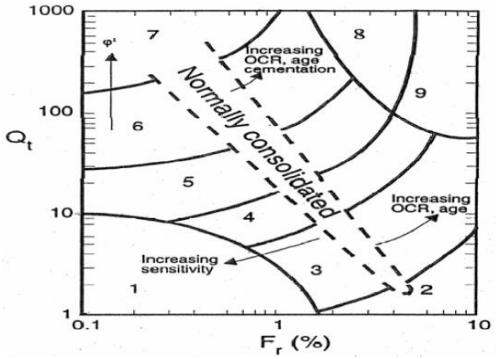
- **Soil behavior type (SBT)**

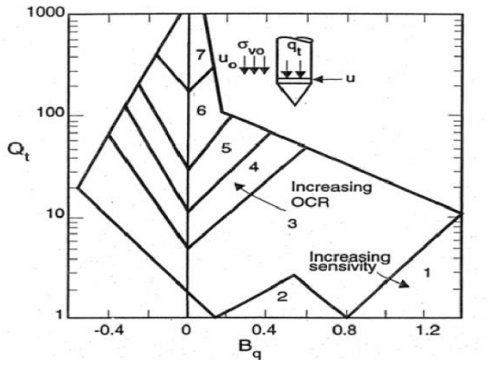
(Michael Bailey, P.G - U.S. Army Corps of Engineers, Savannah District
National Cooperative Highway Research Programe - NCHRP Synthesis 368–Cone Penetration Testing)

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, qc	>1.2MPa	Sand	Overconsolidated
Friction ratio	<1.5%	Non conhesive	-
(FR)	>3.0%	-	Conhesive
Pore pressure	0.0-0.2	Dense sand(qt>5MPa)	Hard/stiff soil(O.C) (qt>5MPa)
Parameter Bq	0.0-0.4	Medium/loose sand (2MPa<qt<5MPa)	Stiff clay/silt (1MPa<qt<2MPa)
	0.2 to0.8		Firm clay/fine
silt(qt<1MPa)			
	0.8 to 1.0		Soft clay(qt<0.5MPa)
	>0.8		Very soft clay(qt<0.2MPa)
Measure pore	~0	Dense sand (qt-Po'>12MPa)	
Pressure		Medium sand (qt-Po'>5MPa)	
(ud –kPa)		Loose sand (qt-Po'>2MPa)	
	50-200kPa		Silt/stiff clay(qt-Po'>1MPa)
	>100kPa		Soft to firm clay(qt-Po'<1MPa)

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

Parameter	Relationship	Comments
Undrained strength(Cu-kPa)	$Cu = qc/N_k$	Cone factor (N_k) = 17-20
	$Cu = \Delta u/Nu$	17-18 for normally consolidated clays 20 for over-consolidated clays
		Cone factor (Nu)= 2-8
Undrained strength(Cu-kPa) Corrected for overburden	$Cu = (qc - Po')/N_k'$	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)	$C_h = 2\ Cv$	Value may very from 1 to 10

(T60 - Handbook of Geotechnical Investigation and Design Tables)

✓ ***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, m_v	$\mathbf{m_v = 1/(\alpha q_c)}$	Đối với đất quá cố kết từ nhẹ đến trung bình. α=5 đối loại đất: CH, MH, ML α=6 đối loại đất: CL, OL α=1.5 đối loại đất: OH vớiđộ ẩm>100% for với đất quá cố kết α=4 đối loại đất: CH, MH, CL, ML α=2 đối loại đất: ML, CL with q_c >2 MPa
Constrained modulus, M	$\mathbf{M=3q_c}$	$\mathbf{M=1/m_v}$
Elastic(Young's) modulus, E	$\mathbf{E=2.5\ q_c}$	Square pad footing – axisymetic
	$\mathbf{E=3.5\ q_c}$	Strip footings – plane strain

(T129 - Handbook of Geotechnical Investigation and Design Tables)

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

(T83 - Hanbook of Geotechnical Investigation and Design Tables)

Net cone stress	$\mathbf{q_t - P'_o}$	**kPa**	**100**	**200**	**500**	**1000**	**1500**	**3000**	**5000**
Preconsolidation pressure	$\mathbf{P'_c}$	kPa	33	67	167	333	500	1000	1667
Excess pore water pressure	**Δu**	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 ÷ 6000 với Δu= 600÷ 3000 kPa.

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

VI.4. Tương quan với thí nghiệm CPTu

Thí nghiệm xuyên tĩnh có đo áp lực nước lỗ rỗng (CPTu) không chỉ cho phép xác định các chỉ tiêu thông thường nhanh chóng (q_c, f_s, R_f, u,…) mà còn có thể xác định các đặc trưng đặc biệt và quan trọng của đất nền phục vụ tính toán xử lý nền đất yếu như: áp lực tiền cố kết (P_c), chỉ số quá cố kết (OCR), hệ số cố kết ngang (C_h), sức chống cắt không thoát nước (S_u), hệ số áp lực đất tĩnh (K_o),…

➢ ***Tác giả Huỳnh Thanh Bình – Phan Mạnh Thắng (Viện khoa học và công nghệ GTVT) tổng hợp các kết quả tương quan được xác định từ thí nghiệm xuyên CPTu khu vực Hải Phòng.***

Trên cơ sở Báo cáo kết quả thí nghiệm xuyên CPTu - Dự án cải tạo nâng cấp QL10; Đê sông Cấm - Đê sông Bạch Đằng - Hạng mục nền móng chính thuộc dự án mở rộng cảng Hải Phòng- Giai đoạn II; Khu công nghiệp cảng Đình Vũ; các tác giả đã xây dựng mối tương quan thực nghiệm:

+ Tương quan đối với trầm tích hệ tầng Hải Hưng dưới ($mbQ_2^{1-2}hh_1$)

Phân bố rộng khắp khu vực Hải Phòng, có đặc điểm: là lớp bùn sét, bùn sét pha, bùn cát pha lẫn than bùn màu xám đen thuộc phụ hệ tầng Hải Hưng dưới tuổi Holocen sớm - giữa ($mbQ_2^{1-2}hh_1$), chiều dày 3,5-23m. Phân bố ở độ sâu từ 14 tới

trên 30m. Các chỉ tiêu cơ lý của tầng có thể xác định từ kết quả xuyên CPTu như sau:

- Quan hệ giữa kết quả thí nghiệm cắt cánh hiện trường và thí nghiệm xuyên CPTu

❖ **$S_u=1,623t_{CPTu}+ 0,0743$**

- Quan hệ giữa hệ số quá cố kết OCR giữa thí nghiệm nén cố kết trong phòng và thí nghiệm xuyên CPTu:

❖ **$OCR= 0,317(q_t-s_{vo})/s'_{vo}$**

- Hệ số cố kết ngang C_h và hệ số thấm ngang K_h:

+ Hệ số cố kết ngang: $C_h= 12,030 \times 10^{-3}$cm/s;

+ Hệ số thấm ngang: $k_h= 1,399 \times 10^{-7}$ cm/s;

- Lực dính không thoát nước của đất dính Cu (trong thí nghiệm cắt 3 trục UU) theo kết qủa thí nghiệm xuyên CPTu:

❖ **$Cu= 1,5289t_{CPTu}+ 0,0858$**

- Độ biến dạng của đất trong thí nghiệm nén 1 trục theo kết qủa thí nghiệm xuyên CPTu:

❖ **Eo= 4,3755 qc**

+ Tương quan đối với trầm tích hệ tầng Hải Hưng trên ($mQ_2^{1-2}hh_2$)

Phân bố trên khu vực phía rìa Đông Bắc của Hải Phòng vùng An Hải, bắc Thủy Nguyên, ven rìa dãy núi Phủ Liễu, Núi Voi, chiều dày thay đổi từ 1-16,6m (trung bình 2-5m) là lớp bùn sét, bùn sét phathuộc hệ tầng Hải Hưng trên tuổi Holocen sớm - giữa ($mQ_2^{1-2}hh_2$), phân bố ở độ sâu từ 4 tới trên 17m. Các chỉ tiêu cơ lý của tầng có thể xác định từ kết quả xuyên CPTu như sau:

- Quan hệ giữa kết quả thí nghiệm cắt cánh hiện trường và thí nghiệm xuyên CPTu

❖ **$S_u = 0,8973t_{CPTu}+ 0,0579$**

- Quan hệ giữa hệ số quá cố kết OCR giữa thí nghiệm nén cố kết trong phòng và thí nghiệm xuyên CPTu:

❖ **$OCR= 0,1185(q_t-s_{vo})/s'_{vo}$**

- Hệ số cố kết ngang C_h và hệ số thấm ngang K_h:

+ Hệ số cố kết ngang: $C_h= 0,2708 \times 10^{-3}$cm/s;

+ Hệ số thấm ngang: $K_h= 0,411 \times 10^{-7}$ cm/s;

- Lực dính không thoát nước của đất dính (trong thí nghiệm cắt 3 trục U-U) theo kết qủa thí nghiệm xuyên CPTu:

❖ **$Cu= 0,815t_{CPTu}+ 0,0504$**

- Độ biến dạng của đất trong thí nghiệm nén 1 trục theo kết qủa thí nghiệm xuyên CPTu:

❖ **$Eo= 2,495\ q_c$**

+ Tương quan đối với trầm tích hệ tầng Thái Bình dưới ($amQ^3_2tb_1$):

Có thành phần là sét pha, cát pha màu xám nâu thuộc phụ hệ tầng Thái Bình dưới tuổi Holocen muộn ($amQ^3_2\ tb_1$) phân bố rộng khắp trên bề mặt các huyện Thủy Nguyên, An Hải, Tiên Lãng, Vĩnh Bảo, nội thành Hải Phòng, dày đến 17m, trạng thái từ dẻo cứng đến dẻo chảy, phía dưới của tầng trầm tích lớp bùn

sét, bùn sét pha thuộc loại đất yếu. Các chỉ tiêu cơ lý của tầng có thể xác định từ kết quả xuyên CPTu như sau:

- Quan hệ giữa kết quả thí nghiệm cắt cánh hiện trường và thí nghiệm xuyên CPTu:

❖ **$S_u = 0{,}9181 t_{CPTu} + 0{,}0557$**

- Quan hệ giữa hệ số quá cố kết OCR giữa thí nghiệm nén cố kết trong phòng và thí nghiệm xuyên CPTu:

❖ **$OCR = 0{,}2176(q_{t-S_{vo}})/s'_{vo}$**

- Hệ số cố kết ngang C_h và hệ số thấm ngang K_h:

+ Hệ số cố kết ngang: C_h= 0,5267 x 10^{-3}cm/s; Hệ số biến đổi: v = 39,7%

+ Hệ số thấm ngang: k_h= 0,2116 x 10^{-7} cm/s;Hệ số biến đổi: v = 36,5%

- Lực dính không thoát nước của đất dính Cu (trong thí nghiệm cắt 3 trục U-U) theo kết qủa thí nghiệm xuyên CPTu:

❖ **$C_u = 0{,}8495 t_{CPTu} + 0{,}0559$**

- Độ biến dạng của đất trong thí nghiệm nén 1 trục theo kết qủa thí nghiệm xuyên CPTu:

❖ **$E_o = 2{,}9547\ q_c$**

➢ ***Phụ lục E - TCVN9846-2013***

- ***Phân loại đất dựa trên kết quả CPT***

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 : (Biểu đồ phân loại đất theo kết quả xuyên tĩnh của Robertson)

- ***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 Su 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 Su 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 Levadox 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, s'_p và CPTu***

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

- *Bartlett và Alcorn năm 2004 đã đưa ra:*

$$s'_p / s_{vo} = 0.311955 \left[q_t / s_{vo} \right]^{0.6818076}$$

- *Mayne năm 1986 đã đưa ra:*

$$s'_p = 0.29\, q_c$$

- *Mayne và Kemper năm 1988 đã đưa ra:*

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

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

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

- *Mayne và Bachus năm 1989 đã đưa ra:*

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

➢ ***Giá trị áp lực tiền cố kết P_c từ CPTu.***

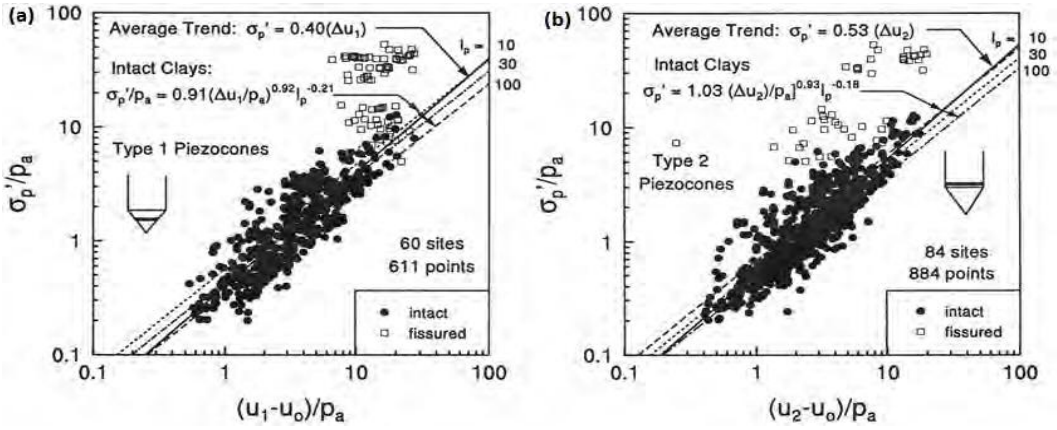


Figure 6-24 Transformations from measured CPTU pore pressure to preconsolidation stress for clays:

(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)*

VI.5. Tương quan với thí nghiệm nén ngang trong đất PMT (TN xuyên không liên tục)

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

- **Theo Foundation analysic 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 : $S_{u,\,PMT} = (1.3 \div 1.5)\, S_{u,\,3\ trục}$

- ***Tương quan áp lực tiền cố kết σ'_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 *pL* to preconsolidation stress (from Kulhawy and Mayne, 1990).

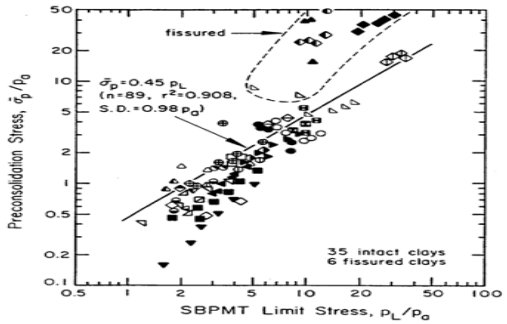
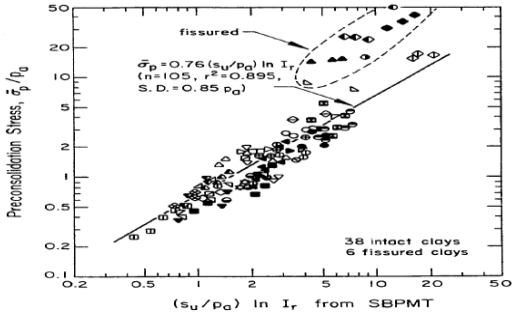


Figure 6-29 Transformation from PMT undrained shear strength and rigidity index to preconsolidation stress (from Kulhawy and Mayne, 1990).



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

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

Môđun cắt liên hệ với mô đun đàn hồi: G = E / 2(1+ν)

(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_l) đối với các loại đất như sau :

Loại đất	Limit Pressure (P_l)	E_M/ P_l
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 Ko của đất sét dựa trên kết quả PMT***

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

- ***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)

VI.6. Thí nghiệm nén ngang trong đất DMT (TN xuyên liên tục)

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 ΔA & ΔB 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	$K_D = (p_0 - u_0) / \sigma'_{v0}$	σ'_{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 $I_D < 1.2$
Φ	Friction Angle	$\Phi_{safe,DMT} = 28° + 14.6°\ \log K_D - 2.1°\ \log^2 K_D$	for $I_D > 1.8$
c_h	Coefficient of Consolidation	$c_{h,DMTA} \approx 7\ cm^2 / t_{flex}$	t_{flex} from A-log t DMT-A decay curve
k_h	Coefficient of Permeability	$k_h = c_h\ \gamma_w / M_h$ ($M_h \approx K_0\ M_{DMT}$)	
γ	Unit Weight and Description	(see chart in Fig. 16)	
M	Vertical Drained Constrained Modulus	$M_{DMT} = R_M E_D$ if $I_D \le 0.6$ $R_M = 0.14 + 2.36 \log K_D$ if $I_D \ge 3$ $R_M = 0.5 + 2 \log K_D$ 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

❖ **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: $I_D = \dfrac{P_1 - P_o}{P_o - U_o}$ Chỉ số nén ngang $K_D = \dfrac{P_0 - U_o}{\sigma'_{vo}}$

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

– Hệ số áp lực nước lỗ rỗng: $U_D = \dfrac{P_2 - P_o}{P_o - U_o}$

(Trong đó: U_o và σ'_{VO}: 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 Ngữ).

– *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*

❖ **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 - Hanbook 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 $ß_K$**	**Hệ số áp lực đất ngang K_o**				
		Công thức	**2**	**5**	**10**	**15**
Sét không nhạy	1.5	$(K_D/1.5)^{0.47}$ - 0.6	0.5	1.2	1.8	2.4
Sét nhạy	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 nứt 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- Hanbook 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:**

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

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

T_{flex} (min)	Rating
< 10	Very fast
10 to 30	Fast
30 to 80	Medium
80 to 200	Slow
> 200	Very slow
$c_{hDMT} = \frac{(25)(7.5mm)^2}{t_{50}} = \frac{14.06mm^2}{t_{50}}$	

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

Description	Strength		K_D
V.loose	Dr < 15%	Ø <30°	< 1.5
Loose	Dr = 15-35%	Ø = 30°-35°	1.5-2.5
Med dense	Dr = 35-65%	Ø = 35°-40°	2.5-4.5
Dense	Dr = 65-85%	Ø = 40°-45°	4.5-9.0
V.Dense	Dr > 85%	Ø > 45°	> 9.0

(T64 - Hanbook 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 KD = 7 to 20*

(T85 - Hanbook 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).

VII. THIẾT KẾ, THI CÔNG VÀ NGHIỆM THU CÔNG TÁC ĐỊA KỸ THUẬT ĐẶC BIỆT - XỬ LÝ NỀN ĐẤT YẾU.

Trong những năm qua hàng loạt công nghệ xử lý nền đất yếu được áp dụng tại Việt Nam cho nên nhu cầu nghiên cứu và phát triển công nghệ xử lý nền đất yếu ngày càng gia tăng. Thách thức chính là điều kiện đất nền phức tạp và hạn chế về cơ sở vật chất của nước ta. Trong những năm tới công nghệ xử lý nền đất chắc chắn sẽ không ngừng phát triển nhằm đáp ứng việc xây dựng đường, cảng biển, lấn biển và công trình hạ tầng cơ sở khác.

Sai sót chủ yếu của các công trình bị hư hỏng có nguyên nhân từ nền móng là do người thiết kế lựa chọn sai giải pháp xử lý đất nền và thiết kế móng.

Trước năm 1990 các giải pháp xử lý đất yếu trong xây dựng đường giao thông ở Việt Nam rất nghèo nàn: cọc tre, cọc tràm, bệ phản áp, giếng cát.

Những năm đầu thế kỷ 21, việc áp dụng các phương pháp xử lý nền đất yếu đã có nhiều công nghệ mới đang được tích cực thử nghiệm, mở ra những khả năng mới nâng cao nhằm nâng cao chất lượng các tuyến đường,… và giảm giá thành dự án:

Phương pháp gia tải trước thường là giải pháp kinh tế để xử lý nền yếu. Cần thiết đánh giá độ ổn định của nền dưới tải trọng tác dụng nên tiến hành quan trắc độ lún và áp lực nước. Cần quan tâm đến độ lún thứ phát và dự tính.

Gia tải trước kết hợp với thoát nước bằng bản nhựa hoặc giếng cát. Tải trọng tác động có thể thay thế bằng công nghệ hút chân không. Cần thiết phải quan trắc độ lún, áp lực nước lỗ rỗng, dịch chuyển ngang để so sánh với dự tính.

Cọc đất vôi, đất xi măng: nên được dùng rộng rãi để gia cố sâu đất nền, được phát triển chủ yếu bởi các Quốc gia Bắc Âu và Nhật Bản từ những năm 1970. Nhưng hiện nay việc xử lý đất yếu lại hầu như theo công nghệ Nhật Bản. Đây là giải pháp hữu ích, không cần thời gian chất tải, tăng cường độ ổn định của nền.

Cọc cát đầm chặt cho phép tăng sức chịu tải và rút ngắn thời gian cố kết của đất nền. Đây là giải pháp công nghệ thích hợp, kinh tế và cho phép xử lý sâu. Nhật Bản và Hàn Quốc là hai trong số các Quốc gia đi đầu trong công nghệ này, vẫn sử dụng các máy móc thiết bị thi công giếng cát và thay đổi lớn nhất ở đây là quy trình thi công tạo cọc.

Cố kết động là giải pháp ít tốn kém để xử lý nền. Diện tích gia cố lớn có thể được thi công xử lý trong thời gian ngắn. Hiệu quả của giải pháp cần được kiểm tra bằng các thiết bị khảo sát. Đây là công nghệ thích hợp để gia cố các lớp đất đắp chưa được đầm chặt.

Hút chân không: làm tăng ứng suất hữu hiệu lên một lượng bằng áp suất khí quyển tương đương 100kPa mà không cần tăng ứng suất tổng (không cần chất tải). Phương pháp này đã tiết kiệm được khối lượng gia tải và thời gian cố kết nhanh hơn do tải trọng chân không suy giảm không đáng kể theo chiều sâu.

Những thành phố ở Việt Nam như Hà Nội, Hải Phòng, TP. Hồ Chí Minh đều nằm trên lưu vực đồng bằng sông Hồng và sông Mê Kông. Đây là khu vực có tầng đất phù sa khá dày và tập trung đất sét yếu. Với mục tiêu phát triển các đô thị, rất cần thiết lựa chọn các giải pháp và công nghệ xử lý nền thích hợp cho điều kiện của Việt Nam.

Trong những năm vừa qua các công trình giao thông được nâng cấp cải tạo và xây dựng mới, cùng với sự phát triển công nghệ, các dự án xây dựng giao thông đã áp dụng hầu hết các phương pháp trên thế giới để xử lý nền đất yếu như:

- Quốc lộ 1A: sử dụng cọc cát, bệ phản áp (đầu cầu Phù Đổng), bấc thấm, vải địa kỹ thuật (đoạn Cà Mau – Năm Căn)…

- Quốc lộ 5: bấc thấm (PVD) kết hợp vải địa kỹ thuật, tầng đệm cát, vét bùn…

- Cầu Giẽ - Ninh Bình, Dự án đường Hồ Chí Minh Năm Căn – Đất Mũi, Dự án đường nối thị xã Vị Thanh với TP Cần Thơ: giếng cát, bấc thấm, giếng cát có vỏ lọc bằng vải địa kỹ thuật,…

- Quốc lộ 18, 10: cọc cát, tầng đệm cát kết hợp vải địa kỹ thuật, bấc thấm.

- Nền đường sắt cầu Hàm Rồng, cầu vượt đường sắt cầu Hoàng Long, …: Rải vải ĐKT, cắm PVD, đắp cát thoát nước,…

- Dự án đường Hồ Chí Minh (giai đoạn 1): thay đất yếu, làm rãnh ngầm hạ mực nước ngầm, thả đá hộc (Km89 – Km92).

- Dự án đường cao tốc Sài Gòn – Trung Lương: cầu cạn, vét bùn thay đất, giếng cát (SD), bấc thấm, sàn giảm tải.

- Dự án đại lộ Đông-Tây (TP Hồ Chí Minh), đường Láng – Hòa Lạc, đường cao tốc TP Hồ Chí Minh – Long Thành – Dầu Giây, xử lý nền móng sân bay Trà Nóc (TP Cần Thơ), đường vào khu khí điện đạm Cà Mau: cọc xi măng - đất

- Dự án đường ô tô cao tốc Hà Nội – Hải Phòng, hầm chui vào khu đại học Tây Nam thuộc dự án ĐTXD mở rộng và hoàn thiện đường Láng Hòa Lạc…: cọc cát đầm chặt (SCP)

- Nhà máy khí điện đạm Cà Mau: Hút chân không áp dụng để xử lý nền móng

Rất cần thiết thực hiện tốt công tác khảo sát, đo đạc, thiết kế, kiểm tra chất lượng và thiết lập hệ thống quan trắc để phục vụ cho công tác xử lý nền đất yếu.

Nên hình thành các chương trình quốc gia về nghiên cứu, tổng kết, chuyển giao công nghệ, xây dựng quy trình, quy phạm trong lĩnh vực xử lý nền đất yếu. Cần thiết học tập kinh nghiệm quốc tế và đúc rút kinh nghiệm trong nước để thông tin rộng rãi. Hình thành ngân hàng dữ liệu về xử lý đất yếu của các dự án/công trình cụ thể để làm tài liệu chung.

Hình thành mạng lưới Địa kỹ thuật, tập hợp các chuyên gia địa kỹ thuật của Việt Nam và Quốc tế nhằm cùng phối hợp giải quyết các bài toán cơ học đất và địa kỹ thuật phức tạp nhất.

Kết luận và kiến nghị

Cần thiết xây dựng mới hệ thống tiêu chuẩn kỹ thuật và cẩm nang địa kỹ thuật về xử lý nền đất yếu. Một số tiêu chuẩn xử lý nền đất yếu đã có cần được soát xét, bổ xung, đổi mới và cập nhật các thông tin mới nhất.

Cần thiết có các nghiên cứu biên soạn tiêu chuẩn theo các bước sau đây:

- Tập hợp tài liệu về các công trình xử lý đất yếu tiêu biểu
- Thực hiện các khảo sát, điều tra, đánh giá về kết quả xử lý đất yếu
- Thực nghiệm một số công nghệ xử lý đất yếu trên các công trình thực tế
- Nhận chuyển giao công nghệ xử lý đất yếu
- Áp dụng công nghệ xử lý nền đất yếu vào các công trình thực tế
- Xây dựng tiêu chuẩn cơ sở
- Quan trắc, so sánh giữa dự báo và kết quả thực tế
- Xây dựng tiêu chuẩn Quốc gia
- Xây dựng hướng dẫn sử dụng tiêu chuẩn
- Soát xét đổi mới sau khi có thêm kết quả thực tiễn và nghiên cứu mới
- Phổ biến kiến thức và đào tạo kỹ sư địa kỹ thuật
- Đổi mới các giáo trình đào tạo
- Hợp tác với các tổ chức thế giới, Quốc gia để trao đổi tài liệu và kinh nghiệm về xử lý đất yếu
- Hình thành những công ty chuyên nghiệp về xử lý đất yếu

Tài liệu tham khảo

1. Hanbook of Geotechnical Investigation and Design Tables
2. Foundation analysis and design – Joseph E.Bowles)
3. Geotechnical Engineering & Soil Testing - Al-Khafaji &Andersland)
4. Cẩm nang dùng cho kỹ sư địa kỹ thuật – Trần Văn Việt.
5. Cơ học đất của R.WHITLOW – Bản dịch tiếng Việt
6. Cơ học đất ứng dụng và tính toán công trình trên nền đất theo trạng thái giới hạn – Giáo sư tiến sỹ địa kỹ thuật Phan Trường Phiệt – Nhà xuất bản Xây dựng - Hà Nội 2005.
7. Kĩ thuật nền móng – Bản dịch tiếng Việt

   (Foundation Engineering – Ralph B.Peck-Walter E.Hanson-Thomas H.Thornburn)
8. Geotechnical Properties of Soils.
9. Thiết kế xử lý nền đất yếu bằng chất tải trước kết hợp với thoát nước đứng – P.V.Long & D.T.Bergado – Học viện kỹ thuật Châu Á (AIT), Bangkok, Thái Lan.
10. Giải thích tiêu chuẩn thiết kế cầu 22TCN 272-05 – Nhà xuất bản Giao thông vận tải.
11. Độ lún từ biến của đất và PP dự báo chúng - Trong tập san; "Địa kỹ thuật số 3/2005" của *Đoàn Thế Tường.*
12. Đề tài: Nghiên cứu ứng dụng phương pháp thí nghiệm nén cố kết với tốc độ biến dạng không đổi (CRS) cho đất sét yếu đồng bằng sông Cửu Long – ThS. Đặng Công Thuận – Hội thi đồ án xuất sắc – Ý tưởng sáng tạo TEDI - 2005.
13. Tổng quan về giải pháp xử lý nền đất yếu bằng bấc thấm (PVD) và đánh giá hiệu quả xử lý – *ThS. Phạm Hữu Sơn – ThS. Đặng Công Thuận* – Thông tin Tư vấn thiết kế năm 2019-2020 - Tổng công ty Tư vấn thiết kế GTVT - CTCP
14. Đề tài: Nghiên cứu kết quả xuyên tĩnh có đo áp lực nước lỗ rỗng để xác định các đặc trưng cơ lý của đất ở khu vực Hải Phòng – năm 2010 - *ThS. Huỳnh Thanh Bình – Phan Mạnh Thắng* (Viện khoa học và công nghệ GTVT)
15. Nghiên cứu ứng dụng một số thông số trong thí nghiệm cố kết tốc độ biến dạng không đổi (CRS) vào phân tích bài toán cố kết có sử dụng bấc thấm trong điều kiên Việt Nam – *Luận văn Tiến sĩ kỹ thuật của Nguyễn Công Oanh*, Viện khoa học Thủy lợi Miền Nam, TP Hồ Chí Minh năm 2019.
16. Báo cáo tổng kết Đề tài "Nghiên cứu xây dựng Quy hoạch hệ thống các quy chuẩn, tiêu chuẩn lĩnh vực ĐKT và nền móng CT đến năm 2030" *GS. TSKH. Nguyễn Trường Tiến* – Bộ xây dựng và địa kỹ thuật công trình Việt Nam (VSSMGE).
17. Lựa chọn thông số sức chống cắt không thoát nước Su theo kết quả thí nghiệm CPTu và UU cho đất yếu khu đô thị mới nhà bè GS METROCITY – *Nguyễn Đình Thứ, Bùi Tân Hiếu* – Tạp chí Địa kỹ thuật năm 2010.

18. Các giải pháp thiết kế xử lý nền đất yếu và dự báo độ lún dư, căn cứ vào số liệu quan trắc lún tại công trình nâng cấp cải tạo QL 1A đoạn Hà Nội – Lạng Sơn – *KS. Nguyễn Đình Thứ, KS. Nguyễn Xuân Hòa* - Thông tin Tư vấn thiết kế năm 2002- Tổng Công ty Tư vấn thiết kế GTVT – CTCP.
19. Trao đổi về giải pháp đắp nền đường trên đất yếu khi không xử lý và những hệ quả của chúng từ Dự án Quản lý tài sản đường bộ Việt nam GT CP14 – Đoạn Vô Hối – Diêm Điền - *KS. Nguyễn Đình Thứ* - Thông tin Tư vấn thiết kế năm 2017- Tổng Công ty Tư vấn thiết kế GTVT – CTCP.
20. Một số kiến nghị về điều kiện, phạm vi ứng dụng và lựa chọn thông số thiết kế bấc thấm trong xử lý gia cố cho nền đường đắp trên đất yếu – *KS. Quách Thị Thu* - Thông tin Tư vấn thiết kế năm 2010 - Tổng Công ty Tư vấn thiết kế GTVT – CTCP.
21. Sự phát triển các công nghệ xử lý nền đất yếu trong xây dựng đường giao thông ở Việt nam những năm qua – *ThS. Trịnh Viết Linh* - Thông tin Tư vấn thiết kế năm 2013 - Tổng Công ty Tư vấn thiết kế GTVT – CTCP.
22. Tính toán xử lý nền đất yếu tại sao chỉ có tính dự báo - *ThS. Trịnh Viết Linh* – Thông tin Tư vấn thiết kế năm 2013 - Tổng Công ty Tư vấn thiết kế GTVT – CTCP.
23. Hội nghị chất lượng công tác thiết kế và tư vấn giám sát của TEDI – Tuyển tập các báo cáo tham luận tháng 3/2014.
24. Một số phương pháp thí nghiệm hiện trường ứng dụng trong phân tích địa kỹ thuật và thiết kế công trình – Sáng kiến hợp lý hóa sản xuất – *ThS. Ngô Lệ Thủy* năm 2019.